관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

여의대로 지하차도 BOX 구조물 단면 최적화

RAMP-C , RAMP-D (가시설변경)

(변 경) 1/2권

- 2구간 - 구조분야 [2/4권]

2021. 04

서울터널주식회사

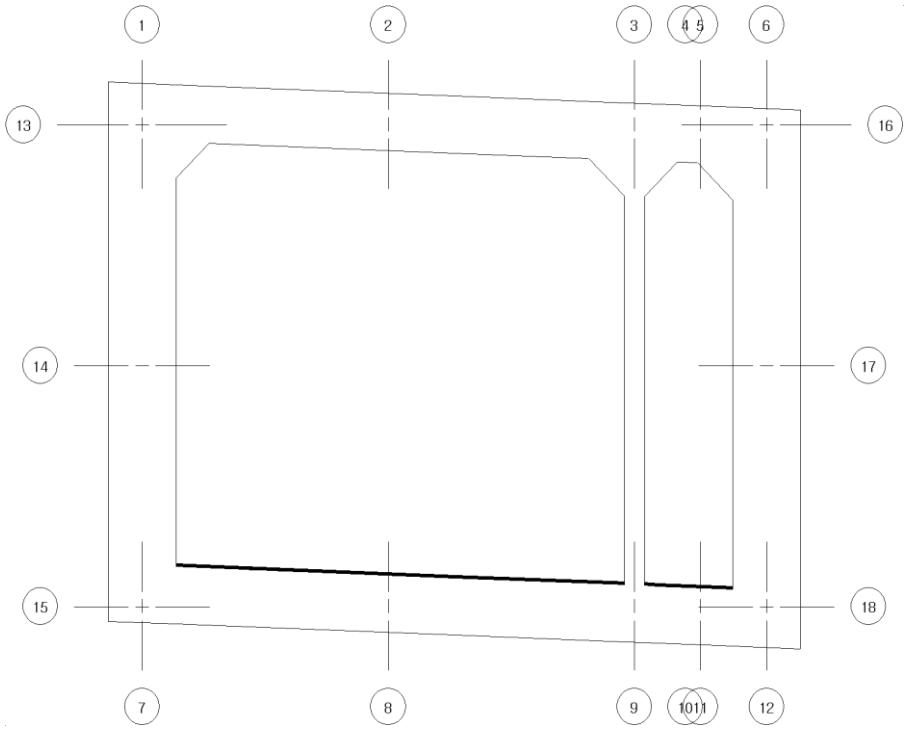
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+635.010 (BLOCK1 : B1)
▣ 토 피(FH) = 7.73 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(6.6M × 5.94M), 사각 : 90°)

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
20-1. 부력검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	800	1364	1544	5321	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	6080	1.13
		좌측 (하면)	1	1000	720	528	1180	2218	H29 - 8.0EA	5139	2.23
		중앙부	2	1000	720	1060	1180	4584	H29 - 8.0EA	5139	1.11
		우측 (상면)	3	1000	803	1316	1678	5106	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623	1.27
		우측 (하면)	3	1000	720	335	1180	1391	H29 - 8.0EA	5139	3.52
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	836	1455	1753	5427	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623	1.20
		좌측 (하면)	4	1000	720	243	1180	1006	H29 - 8.0EA	5139	4.85
		중앙부 (상면)	5	1000	669	1252	1377	5964	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623	1.10
		중앙부 (하면)	5	1000	720	429	1180	1789	H29 - 8.0EA	5139	2.75
		우측 (상면)	6	1000	803	1154	1678	4443	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623	1.45
		우측 (하면)	6	1000	720	548	1180	2303	H29 - 8.0EA	5139	2.15
하부슬	1경간	좌측 (상면)	7	1000	720	811	1309	3459	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	1.61
		좌측 (하면)	7	1000	655	1806	2178	9247	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	11557	1.21
		중앙부 (상면)	8	1000	720	1197	1309	5219	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	1.09
		중앙부 (하면)	8	1000	700	37	726	156	H32 - 4.0EA	3177	19.66
		우측 (상면)	9	1000	720	318	1309	1321	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	4.11
		우측 (하면)	9	1000	667	1622	1891	7992	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530	1.17

플래브	2경간	좌측 (상면)	10	1000	720	216	1309	894	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	6.05
		좌측 (하면)	10	1000	667	1493	1891	7277	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530	1.27
		중앙부 (상면)	11	1000	720	532	1309	2234	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	2.46
		중앙부 (하면)	11	1000	667	1509	1891	7367	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530	1.25
		우측 (상면)	12	1000	720	874	1309	3738	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746	1.50
		우측 (하면)	12	1000	667	1509	1891	7368	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530	1.25
좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	1021	1942	2934	-	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7669	1.51
		상부 (내측)	13	1000	920	722	1581	-	H16 - 8.0EA	7191	2.19
		중앙부 (외측)	14	1000	900	1060	2199	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5164	2.07
		중앙부 (내측)	14	1000	920	450	2744	-	H16 - 8.0EA	5164	6.10
		하부 (외측)	15	1000	855	1943	3601	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	13146	1.85
		하부 (내측)	15	1000	920	840	1413	-	H16 - 8.0EA	11119	1.68
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	1036	1294	2741	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9318	2.12
		상부 (내측)	16	1000	920	738	1161	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	8775	1.57
		중앙부 (외측)	17	1000	900	198	3133	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	6812	15.79
		중앙부 (내측)	17	1000	920	663	1209	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6270	1.82
		하부 (외측)	18	1000	867	1365	3115	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	12225	2.28
		하부 (내측)	18	1000	920	951	1126	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	12225	1.18

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1600.0	1986.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		좌측 (하면)	7	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	8	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	8	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		우측 (상면)	9	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		우측 (하면)	9	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		좌측 (하면)	10	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	11	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	11	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		우측 (상면)	12	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		우측 (하면)	12	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		상부	13	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		하부	15	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		하부	15	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		상부	16	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		하부	18	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		하부	18	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	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	431.2	983.8	1191.90	2.00	416.28	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	467.7	322.8	880.21	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	433.0	998.9	1197.01	2.00	424.40	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	4	433.0	439.2	815.01	2.00	9.24	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	5	433.0	550.0	815.01	2.00	175.42	H19	300	573.00	O.K
		우측	6	433.0	417.9	815.01	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	467.7	872.9	1292.77	2.00	281.40	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	467.7	346.4	880.21	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	9	467.7	1107.4	1292.77	2.00	444.28	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	10	467.7	514.0	880.21	2.00	64.35	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	11	467.7	509.7	880.21	2.00	58.40	H19	300	573.00	O.K
		우측	12	467.7	518.5	880.21	2.00	70.60	H19	300	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	613.3	581.4	832.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	642.7	648.5	870.79	2.00	6.43	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	622.8	765.4	842.42	2.00	164.54	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	583.1	582.1	802.68	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	605.5	284.3	833.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	587.4	758.3	807.01	2.00	197.19	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	797	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	298.293	O.K	2.386
		좌측 (하면)	1	720	H29 - 8.0EA	125	2961.696	O.K	23.694
		중앙부	2	720	H29 - 8.0EA	125	287.707	O.K	2.302
		우측 (상면)	3	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	339.838	O.K	2.719
		우측 (하면)	3	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	833	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	300.561	O.K	2.404
		좌측 (하면)	4	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	667	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	276.998	O.K	2.216
		중앙부 (하면)	5	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	455.459	O.K	3.644
		우측 (하면)	6	720	H29 - 8.0EA	125	3242.890	O.K	25.943

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	6802.144	O.K	54.417
		좌측(하면)	7	655	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.022	O.K	2.864
		중앙부(상면)	8	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	299.134	O.K	2.393
		중앙부(하면)	8	700	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측(상면)	9	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측(하면)	9	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	310.907	O.K	2.487
	2경간	좌측(상면)	10	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	10	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	352.503	O.K	2.820
		중앙부(상면)	11	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	4389.968	O.K	35.120
		중앙부(하면)	11	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	365.589	O.K	2.925
		우측(상면)	12	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	893.064	O.K	7.145
		우측(하면)	12	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	387.459	O.K	3.100
좌측벽체	1층	상부	13	1018	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	233.631	O.K	1.869
		상부	13	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	188.314	O.K	1.507
		중앙부	14	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	369.419	O.K	2.955
		하부	15	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	1033	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	780.196	O.K	6.242
		상부	16	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	866.526	O.K	6.932
		중앙부	17	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1825.570	O.K	14.605
		중앙부	17	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	462.614	O.K	3.701
		하부	18	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	664.618	O.K	5.317
		하부	18	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	394.035	O.K	3.152

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 5.94M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

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

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

6) 지진계수

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

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.734 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

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

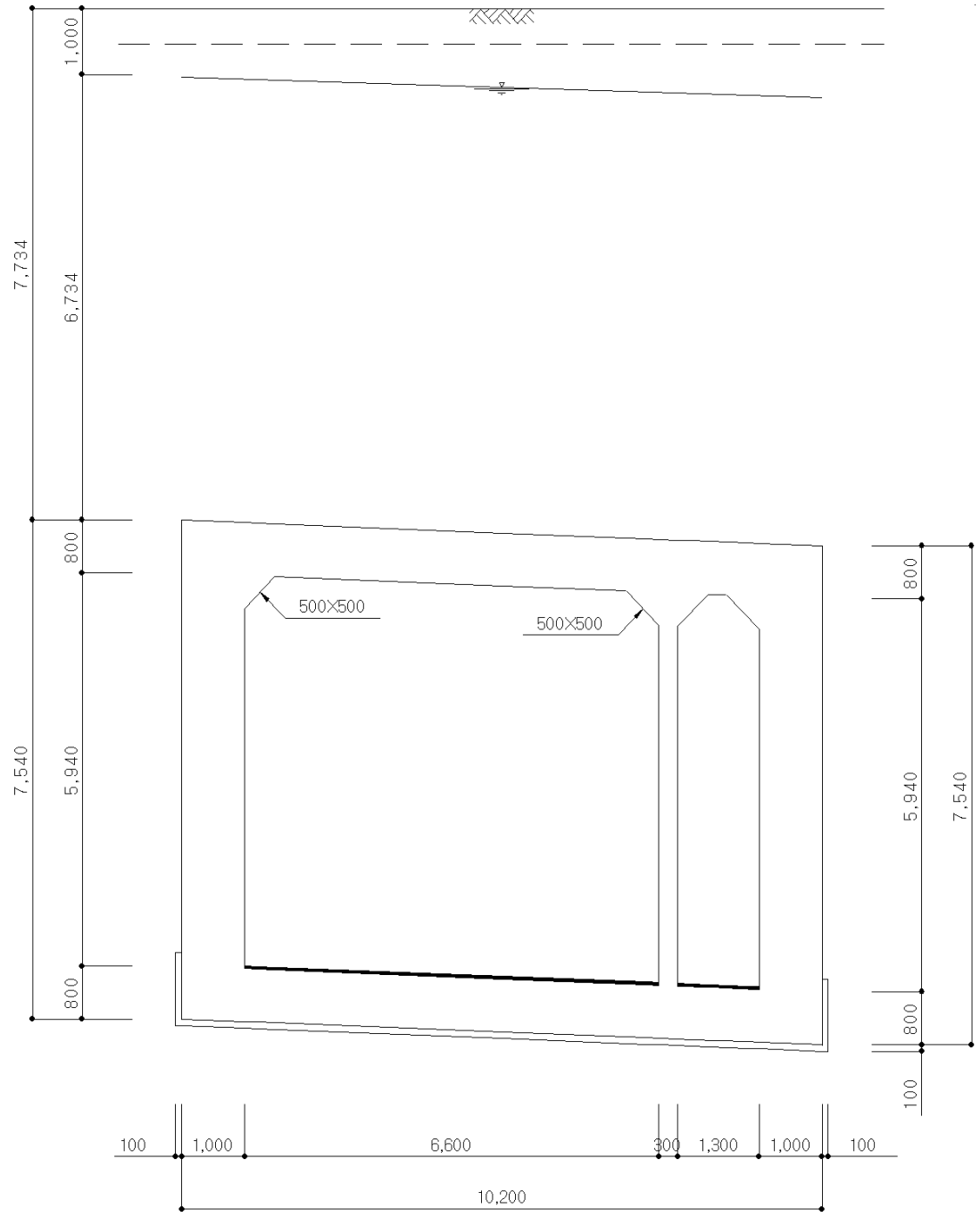
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
6,734
7,734
800
5,940
7,540
800
500×500
500×500
800
5,940
7,540
800
100
100
1,000
6,600
300
1,300
1,000
100
10,200

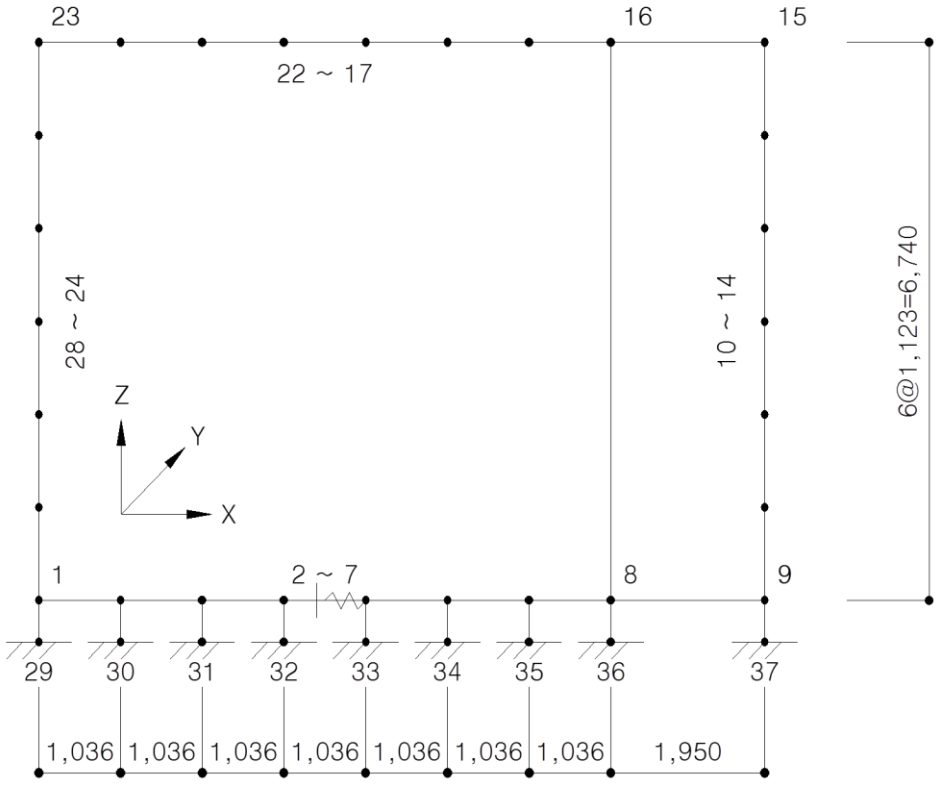
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

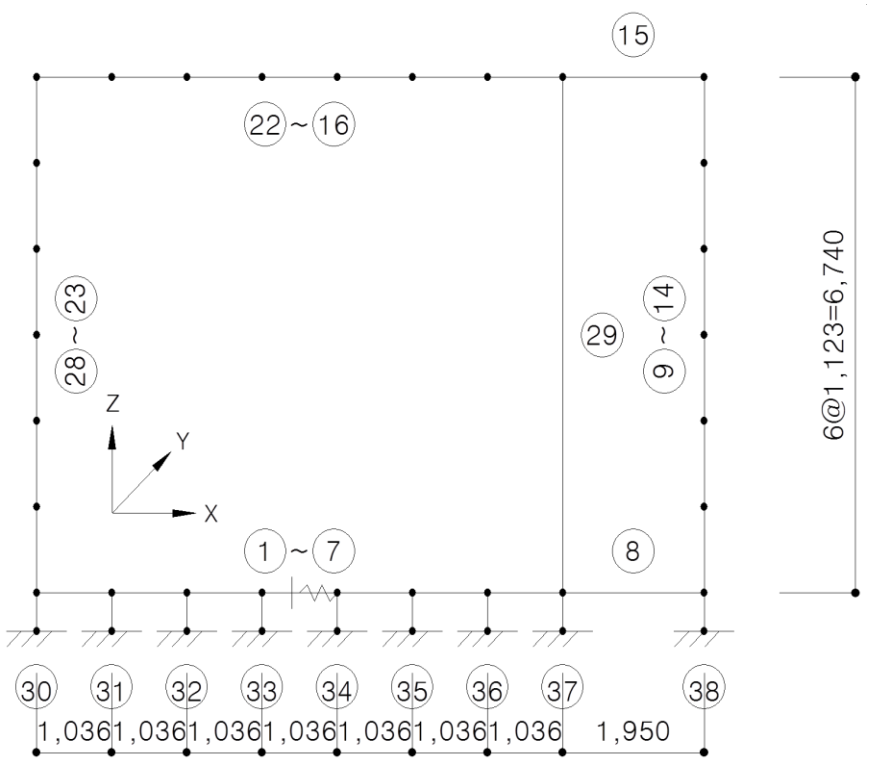
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반의 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

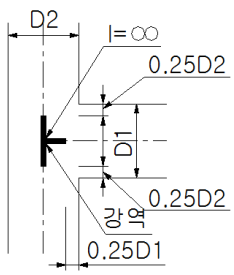
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	1~8,15~22
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	9~14,23~28
3	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	29

3) 단면좌표

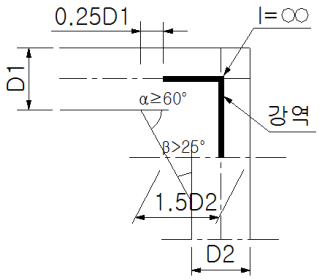
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	20	3.107	7.240
2	1.036	0.500	21	2.071	7.240
3	2.071	0.500	22	1.036	7.240
4	3.107	0.500	23	0.000	7.240
5	4.143	0.500	24	0.000	6.117
6	5.179	0.500	25	0.000	4.993
7	6.214	0.500	26	0.000	3.870
8	7.250	0.500	27	0.000	2.747
9	9.200	0.500	28	0.000	1.623
10	9.200	1.623	29	0.000	0.000
11	9.200	2.747	30	1.036	0.000
12	9.200	3.870	31	2.071	0.000
13	9.200	4.993	32	3.107	0.000
14	9.200	6.117	33	4.143	0.000
15	9.200	7.240	34	5.179	0.000
16	7.250	7.240	35	6.214	0.000
17	6.214	7.240	36	7.250	0.000
18	5.179	7.240	37	9.200	0.000
19	4.143	7.240			

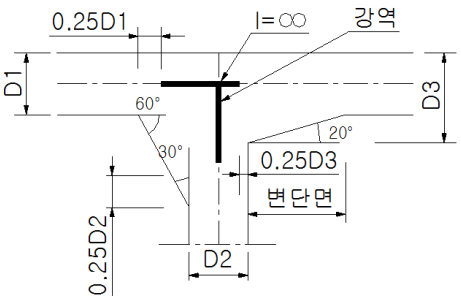
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 250 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 250 ㎜

(5) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 750 ㎜

(6) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 ㎜

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 ㎜

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 800 <= 0 ㎜

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 800 <= 0 ㎜

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 300 = 325 ㎜

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 ㎜

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

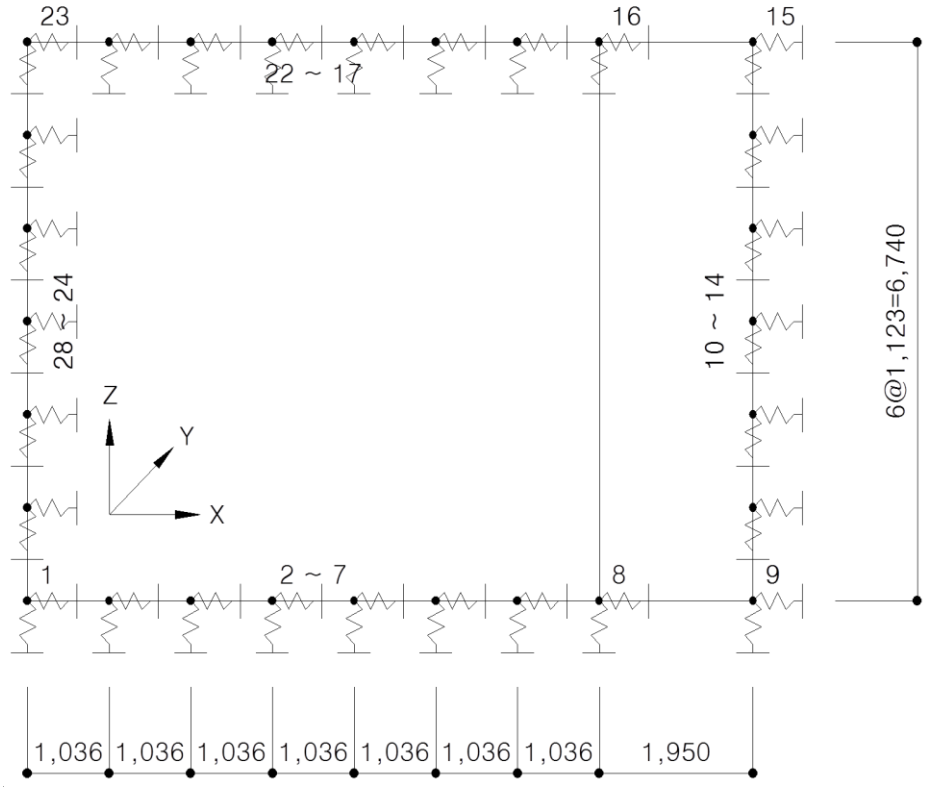
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

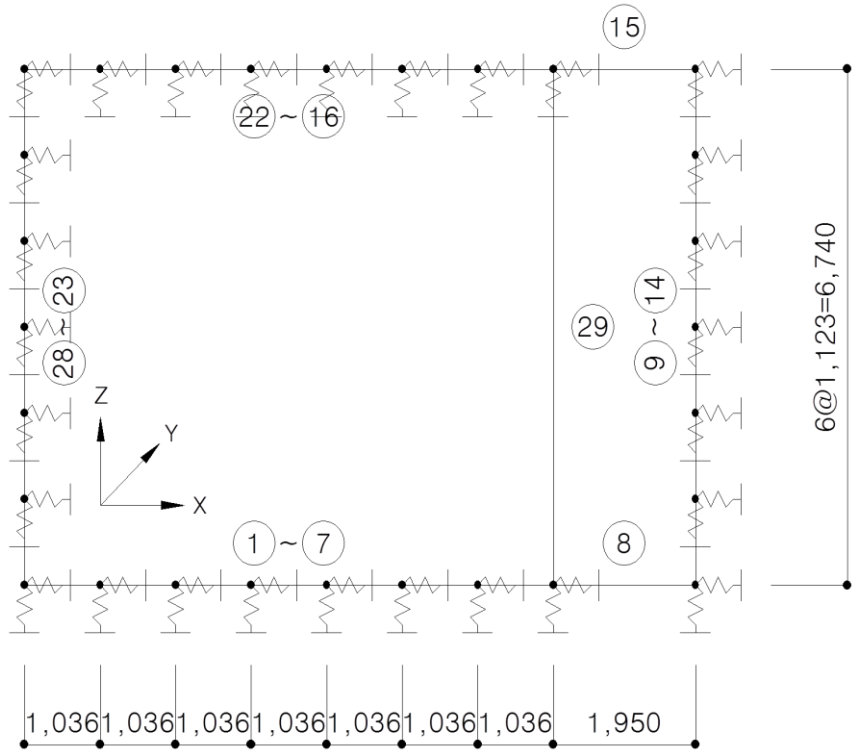
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

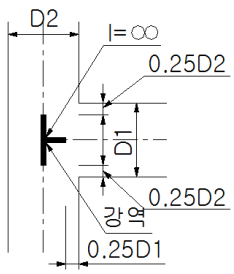
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	1~8,15~22
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	9~14,23~28
3	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	29

3) 단면좌표

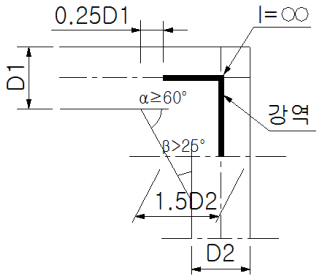
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	15	9.200	6.740
2	1.036	0.000	16	7.250	6.740
3	2.071	0.000	17	6.214	6.740
4	3.107	0.000	18	5.179	6.740
5	4.143	0.000	19	4.143	6.740
6	5.179	0.000	20	3.107	6.740
7	6.214	0.000	21	2.071	6.740
8	7.250	0.000	22	1.036	6.740
9	9.200	0.000	23	0.000	6.740
10	9.200	1.123	24	0.000	5.617
11	9.200	2.247	25	0.000	4.493
12	9.200	3.370	26	0.000	3.370
13	9.200	4.493	27	0.000	2.247
14	9.200	5.617	28	0.000	1.123

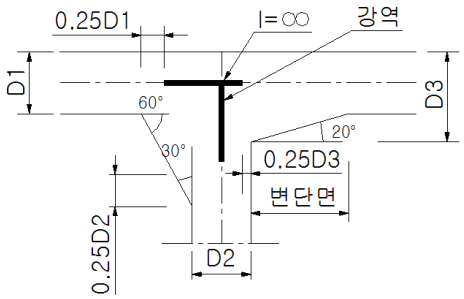
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 250 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 250 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 750 mm

(6) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 800 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 800 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 300 = 325 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

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

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

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

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

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

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

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반조사보고서참고)

Bv = √(B × B = √(10.200 × 10.200) = 10.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 11837.18 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.036/2) = 12049 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.036/2 + 1.036/2) = 12260 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.036/2 + 1.950/2) = 17671 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.950/2 + 1.000/2) = 17460 kN/m	9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.063 ~ -5.637, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.200 × 10.200) = 10.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 184403.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 184403.480 = 61467.83 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.200 × 10.200) = 10.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 184403.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 184403.480 = 61467.83 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.540 × 7.540) = 7.540 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (7.540 / 0.3)$^{-3/4}$ = 231308.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 231308.040 = 77102.68 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.950/2 + 1.036/2) = 275288 kN/m	16
Ksb1	Ksb x (1.950/2 + 1.036/2) = 91763 kN/m	
Kv2	Kv x (1.036/2 + 1.036/2) = 190989 kN/m	17~22
Ksb2	Ksb x (1.036/2 + 1.036/2) = 63663 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.123/2 + 1.123/2) = 259835 kN/m	10~14,24~28
Kss1	Kss x (1.123/2 + 1.123/2) = 86612 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.036/2 + 1.036/2) = 190989 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.036/2 + 1.036/2) = 63663 kN/m	
Kv2	Kv x (1.036/2 + 1.950/2) = 275288 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.036/2 + 1.950/2) = 91763 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.036/2) = 187696 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 222441 kN/m	
Kv2	Kv x (1.950/2 + 1.000/2) = 271995 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 222441 kN/m	
Kv3	Kv x (1.950/2 + 1.000/2) = 271995 kN/m	15
Ksb3	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 222441 kN/m	
Kv4	Kv x (1.036/2 + 1.000/2) = 187696 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.800/2 + 1.123/2) = 222441 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(10.200 \times 10.200)} = 10.200$ m

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times Ec = 1 / 0.3 \times 2 \times 249258.2 = 1661721.33$ kN/m³

$Kv = 1661721.330 \times (10.200 / 0.3)^{-3/4} = 118018.21$ kN/m³

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 118018.210 = 39339.40$ kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(10.200 \times 10.200)} = 10.200$ m

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times Ec = 1 / 0.3 \times 2 \times 249258.2 = 1661721.33$ kN/m³

$Kv = 1661721.330 \times (10.200 / 0.3)^{-3/4} = 118018.21$ kN/m³

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 118018.210 = 39339.40$ kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.540 × 7.540) = 7.540 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (7.540 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 148037.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 148037.120 = 49345.71 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.950/2 + 1.036/2) = 176184 kN/m	16
Ksb1	Ksb x (1.950/2 + 1.036/2) = 58728 kN/m	
Kv2	Kv x (1.036/2 + 1.036/2) = 122233 kN/m	17~22
Ksb2	Ksb x (1.036/2 + 1.036/2) = 40744 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.123/2 + 1.123/2) = 166295 kN/m	10~14,24~28
Kss1	Kss x (1.123/2 + 1.123/2) = 55432 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.036/2 + 1.036/2) = 122233 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.036/2 + 1.036/2) = 40744 kN/m	
Kv2	Kv x (1.036/2 + 1.950/2) = 176184 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.036/2 + 1.950/2) = 58728 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.036/2) = 120125 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 142362 kN/m	
Kv2	Kv x (1.950/2 + 1.000/2) = 174077 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 142362 kN/m	
Kv3	Kv x (1.950/2 + 1.000/2) = 174077 kN/m	15
Ksb3	Kh x (1.123/2 + 0.800/2) = 142362 kN/m	
Kv4	Kv x (1.036/2 + 1.000/2) = 120125 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.800/2 + 1.123/2) = 142362 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 7.234 × 19.00	=	###### kN/m²
	∴ Total Wd1	=	###### kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 6.734 × 10.00	=	67.340 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	88.340 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 7.734m

- WI1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 7.634 × 19.000) × 0.500 = 78.273 kN/m²
Wh2 = 78.273 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = 88.944 kN/m²
Wh3 = 88.944 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = 99.617 kN/m²
Wh4 = 99.617 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²
Wh5 = 110.288 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²
Wh6 = 120.959 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²
Wh7 = 131.632 + 1.123 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 7.134 × 10.0 = 46.170 kN/m²
Wh2 = 46.170 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 51.787 kN/m²
Wh3 = 51.787 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 57.403 kN/m²
Wh4 = 57.403 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 63.020 kN/m²
Wh5 = 63.020 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 68.637 kN/m²
Wh6 = 68.637 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 74.253 kN/m²
Wh7 = 74.253 + 1.123 × 10.000 × 0.500 = 79.870 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.734 × 10.000 = 67.340 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 7.134 × 10.000 = 71.340 kN/m²
Ww3 = 71.340 + 1.123 × 10.000 = 82.573 kN/m²
Ww4 = 82.573 + 1.123 × 10.000 = 93.807 kN/m²
Ww5 = 93.807 + 1.123 × 10.000 = ###### kN/m²
Ww6 = 105.040 + 1.123 × 10.000 = ###### kN/m²
Ww7 = 116.273 + 1.123 × 10.000 = ###### kN/m²
Ww8 = 127.507 + 1.123 × 10.000 = ###### kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (7.734 + 7.540 - 1.000) × 10.000 = ###### kN/m²

7) 온도하중

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

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	2.556	160.000	128.000	18.000	0.064	0.080
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.444	294.700	235.800	20.000	0.074	0.092
계					0.461	0.576

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.576 = 0.720

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)

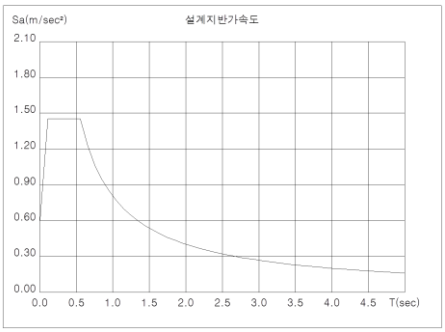
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.290 m/s²

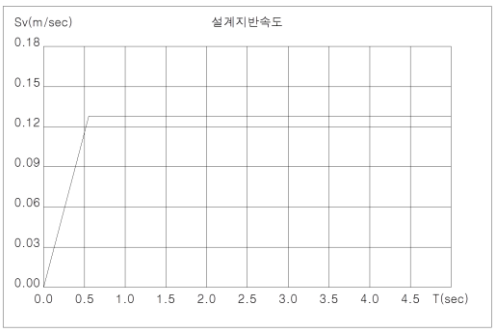
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.720 / 2π × 2.290 = 0.262 m/s

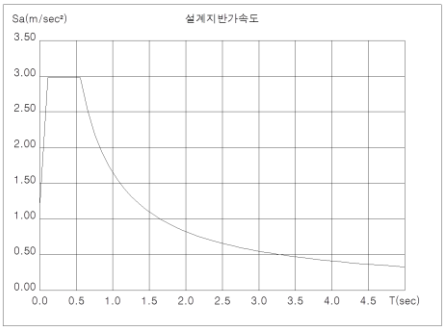
6) 설계응답 응답스펙트럼

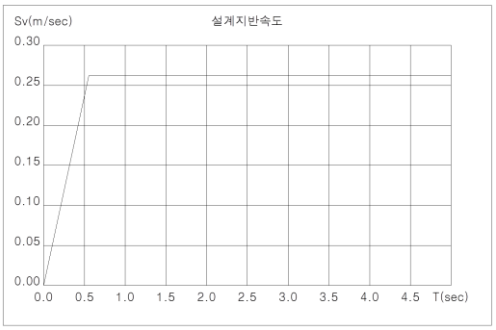
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.134 m
- 하부슬래브 EL. = 14.874 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 8.134 / (2 \times 30.000)) = 0.013606$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 14.874 / (2 \times 30.000)) = 0.010634$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.720 \times \cos(\pi \times 8.134 / (2 \times 30.000)) = 0.034812$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.720 \times \cos(\pi \times 14.874 / (2 \times 30.000)) = 0.027208$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 61467.830 × (0.013606 - 0.010634) = 182.682 kN/m²	Po = 39339.400 × (0.034812 - 0.027208) = 299.137 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.134	231308.040	0.013606	0.002972	687.447
9.257	231308.040	0.013220	0.002586	598.163
10.381	231308.040	0.012787	0.002153	498.006
11.504	231308.040	0.012311	0.001677	387.904
12.627	231308.040	0.011792	0.001158	267.855
13.751	231308.040	0.011232	0.000598	138.322
14.874	231308.040	0.010634	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.134	148037.120	0.034812	0.007604	1125.674
9.257	148037.120	0.033823	0.006615	979.266
10.381	148037.120	0.032717	0.005509	815.536
11.504	148037.120	0.031499	0.004291	635.227
12.627	148037.120	0.030172	0.002964	438.782
13.751	148037.120	0.028739	0.001531	226.645
14.874	148037.120	0.027208	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	147525.000 × 0.000308 = 45.440	94416.000 × 0.000789 = 74.490
Vb	147525.000 × 0.000538 = 79.370	94416.000 × 0.001376 = 129.920
Vs	(45.440 + 79.370) / 2 = 62.410	(74.490 + 129.920) / 2 = 102.210

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.134) = 1.299	fu = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.134) = 3.196

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015× 14.874) = 1.150	fb = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015× 14.874) = 2.828

③ 중간벽체

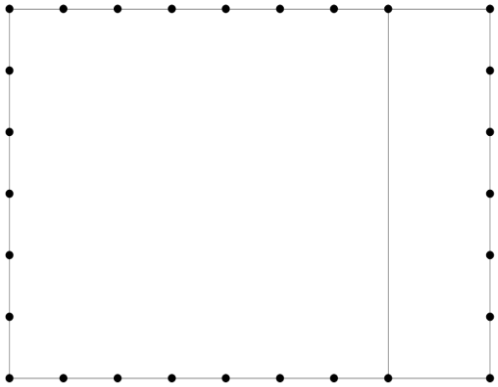
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.734) = 0.487	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.734) = 1.198
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×14.874) = 0.431	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×14.874) = 1.060

④ 측벽

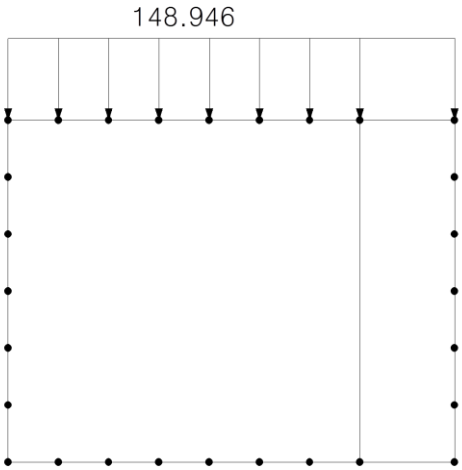
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.134) = 1.624	f1 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.134) = 3.995
f2 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.257) = 1.593	f2 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.257) = 3.918
f3 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.381) = 1.562	f3 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.381) = 3.841
f4 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×11.504) = 1.531	f4 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×11.504) = 3.765
f5 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×12.627) = 1.500	f5 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×12.627) = 3.688
f6 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×13.751) = 1.468	f6 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×13.751) = 3.611
f7 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×14.874) = 1.437	f7 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×14.874) = 3.535

10. 하 중 재 하 (상시)

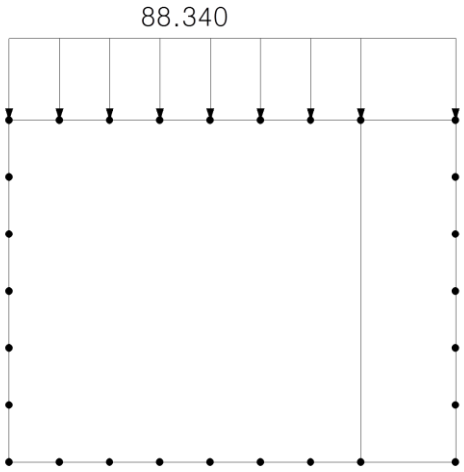
1) CASE1 - 구체자중(SW)



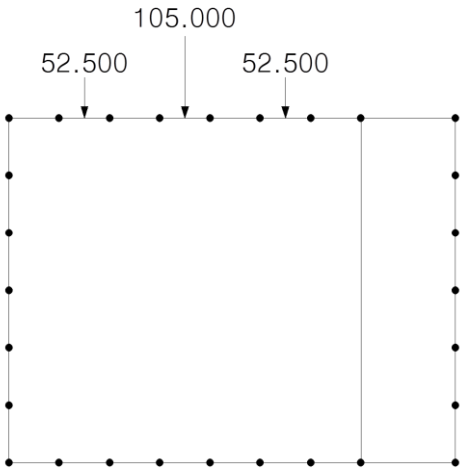
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



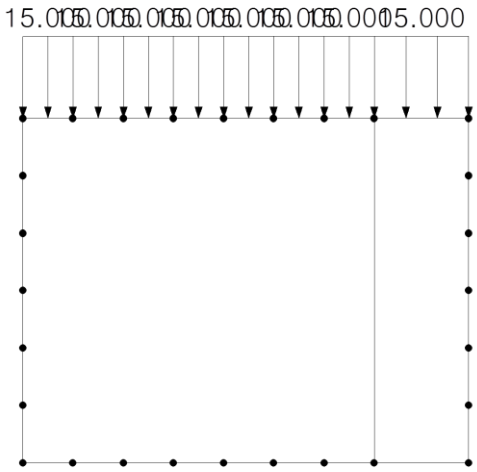
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



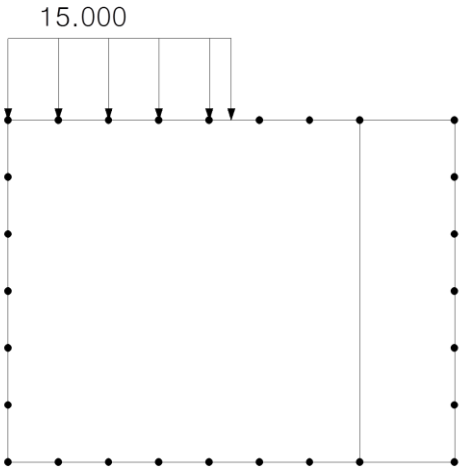
4) CASE4 - 제트팬(ZP)



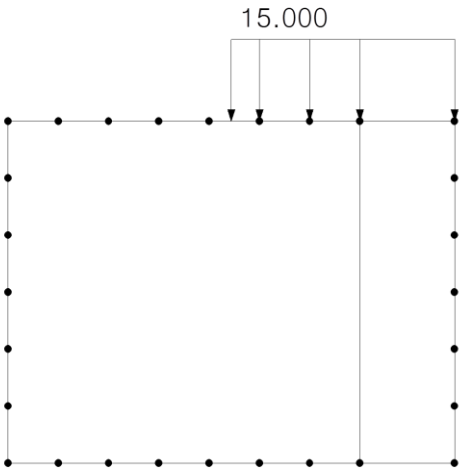
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



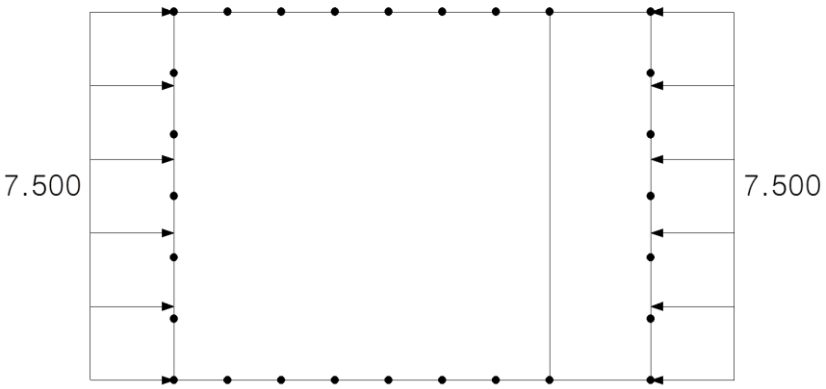
6) CASE6 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



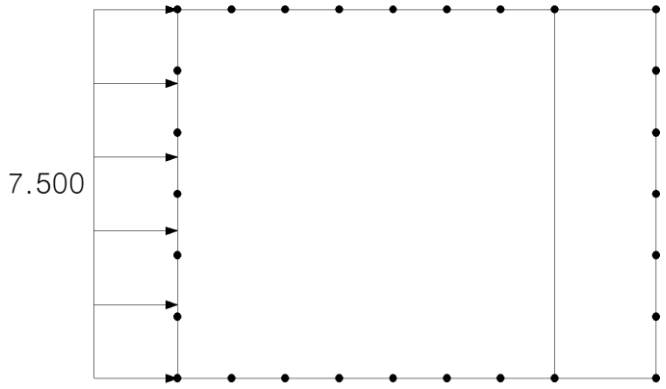
7) CASE7 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



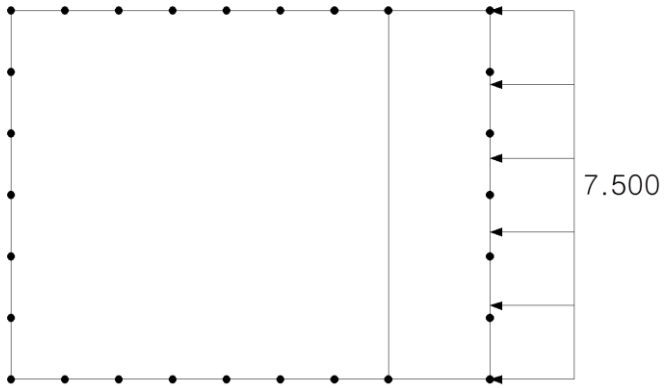
8) CASE8 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



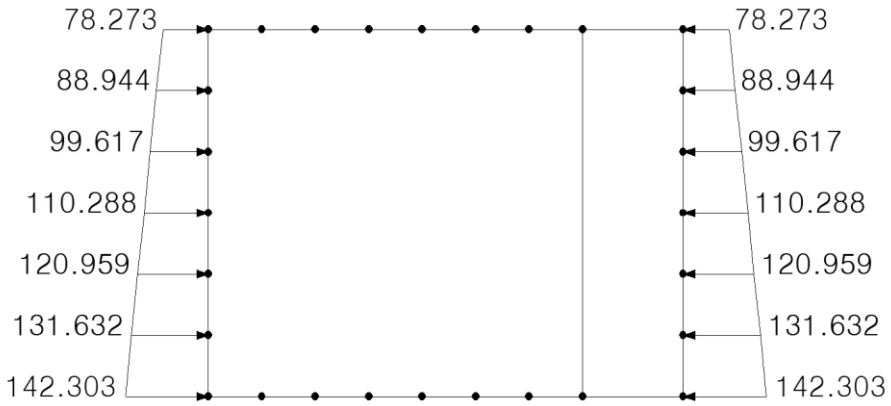
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



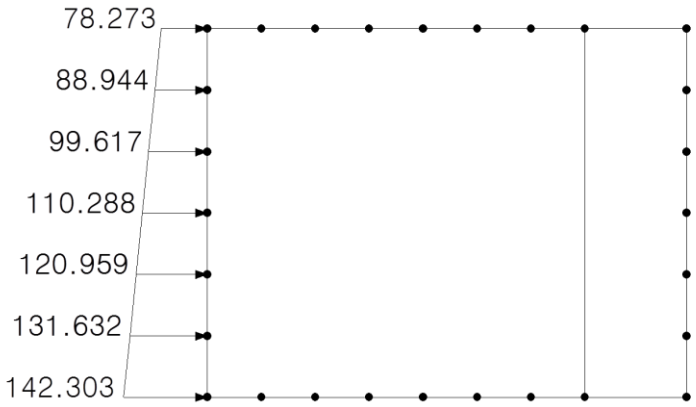
10) CASE10 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



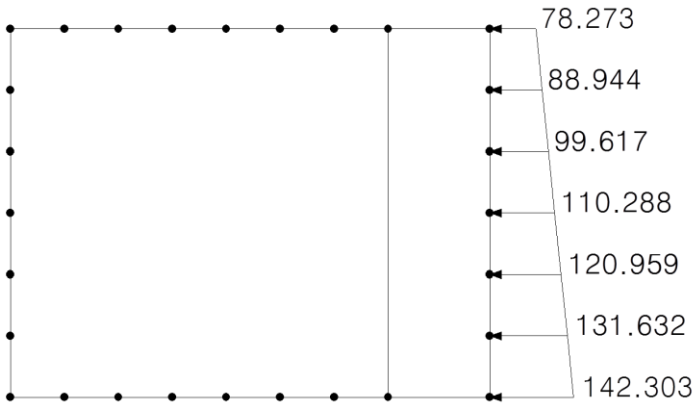
11) CASE11 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



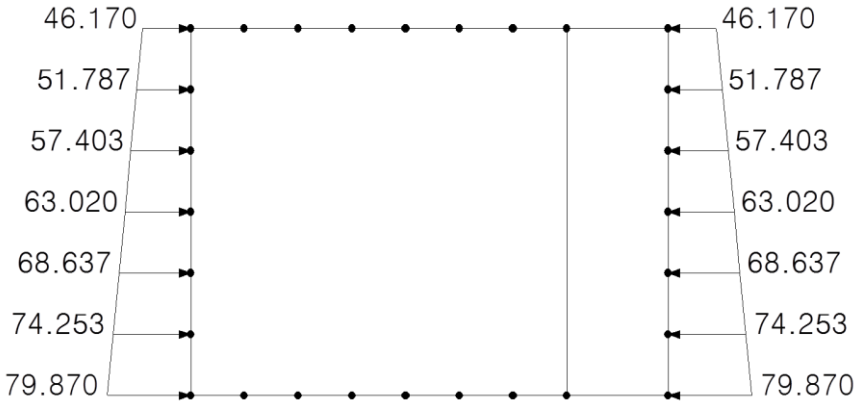
12) CASE12 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



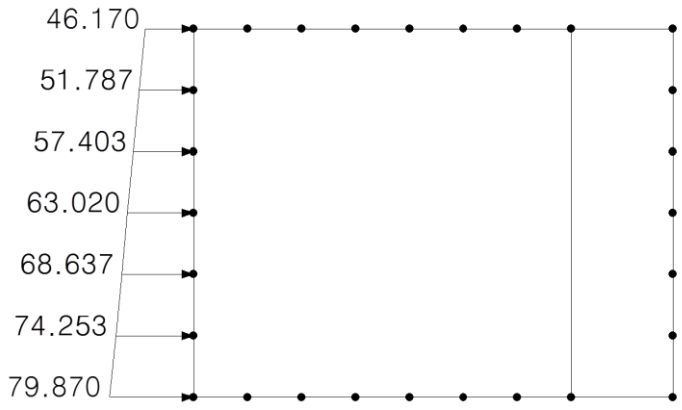
13) CASE13 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



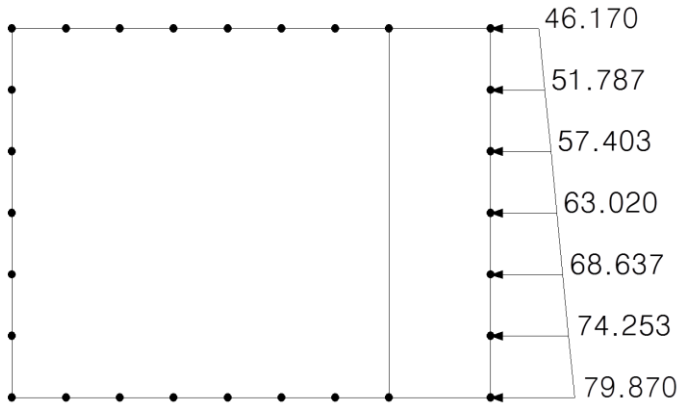
14) CASE14 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



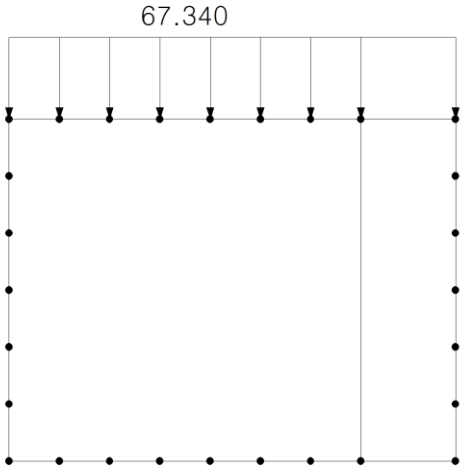
15) CASE15 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



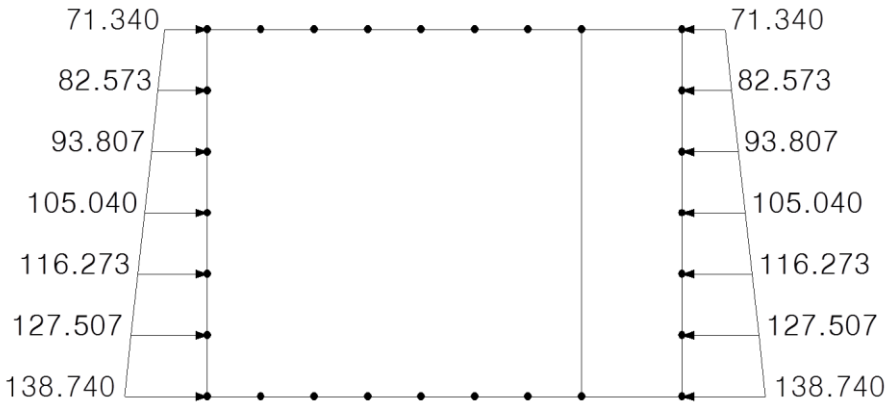
16) CASE16 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



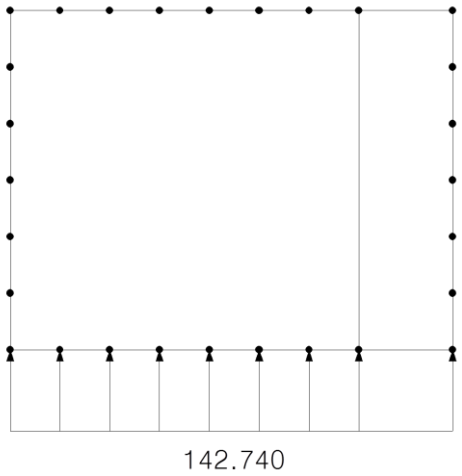
17) CASE17 - 연직수압(WATERV)



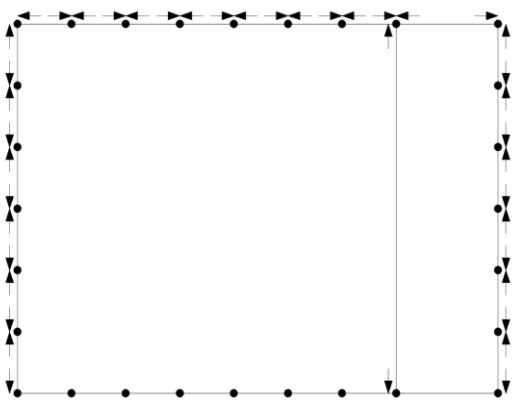
18) CASE18 - 수평수압(WATERH)



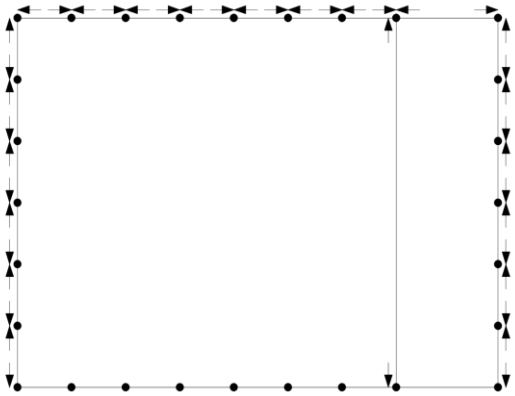
19) CASE19 - 부력(BUOYANCY)



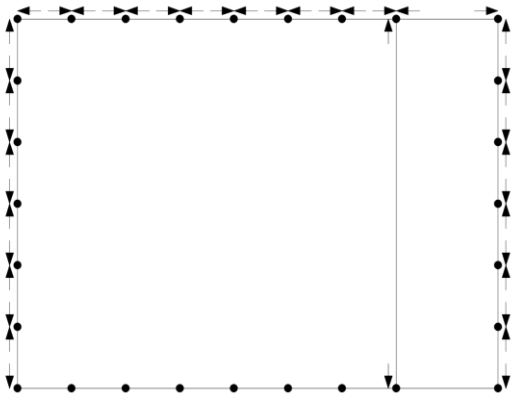
20) CASE20 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



21) CASE21 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

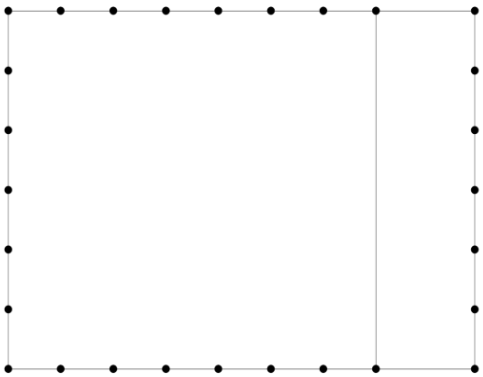


22) CASE22 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

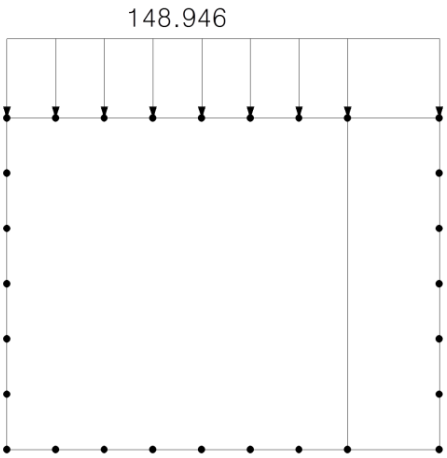


11. 하중 재하 (기능수행)

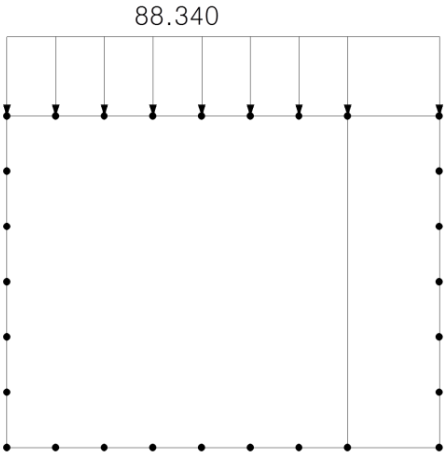
1) CASE1 - 구체자중(SW)



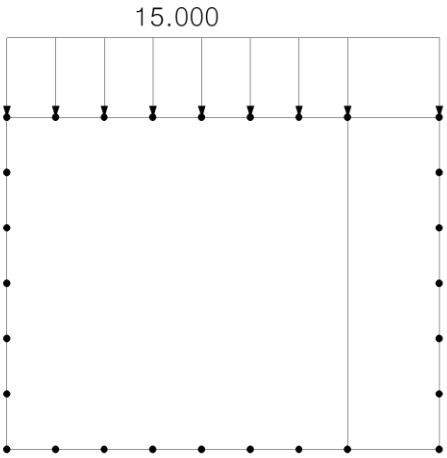
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



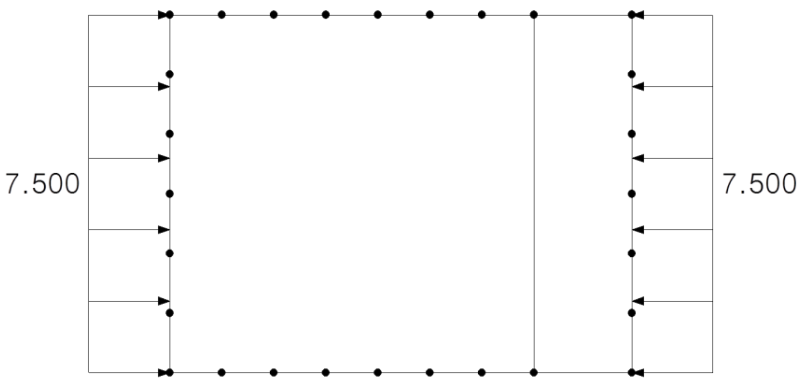
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



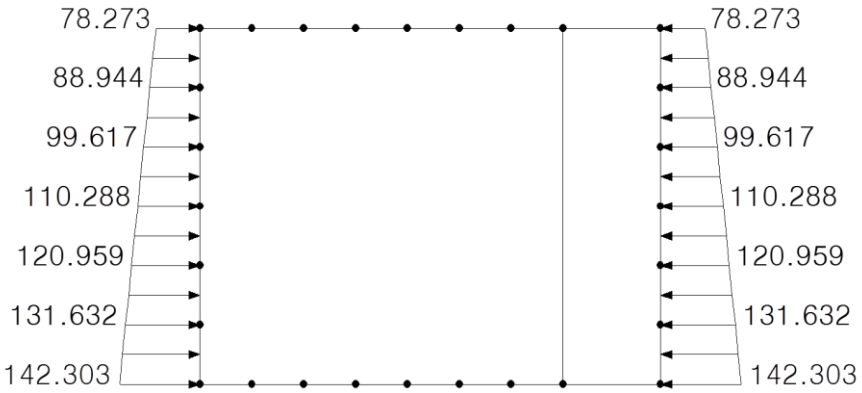
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



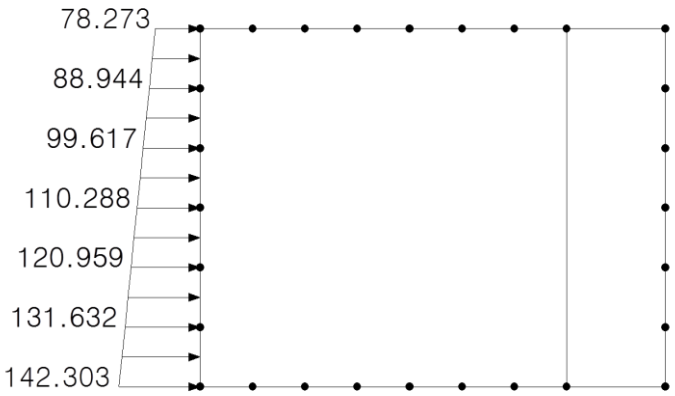
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



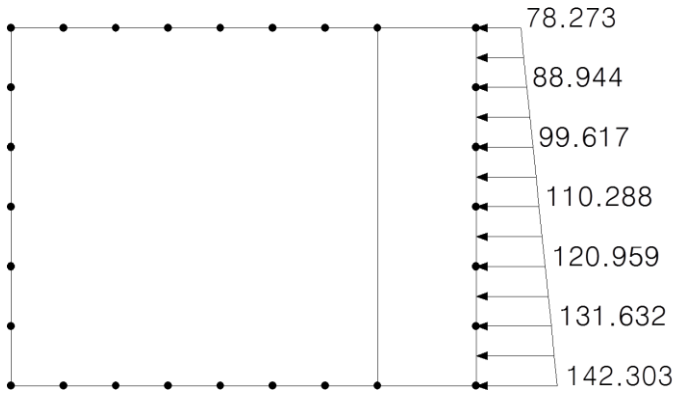
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



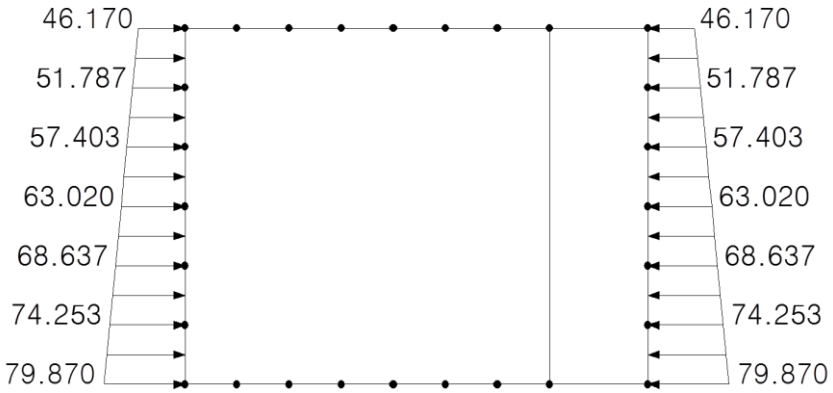
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



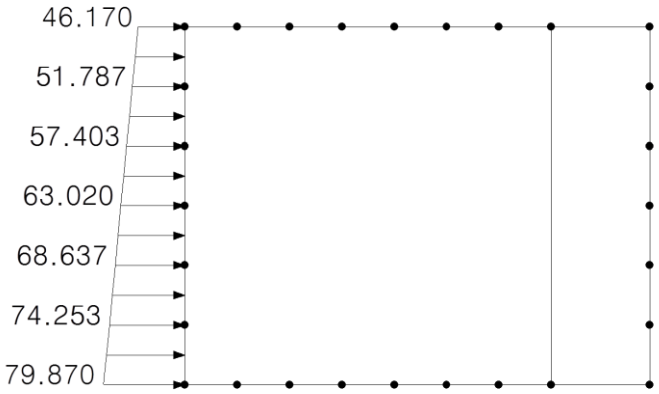
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



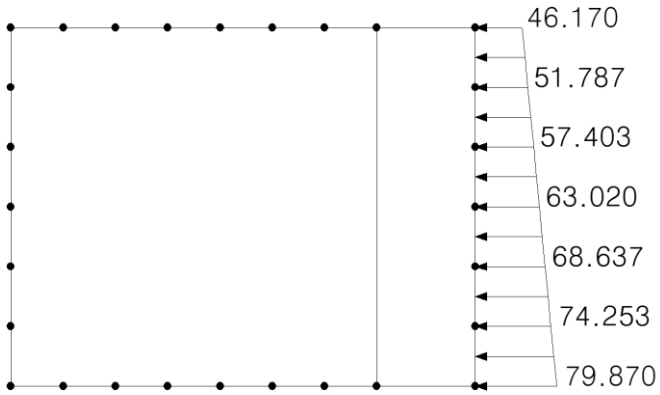
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



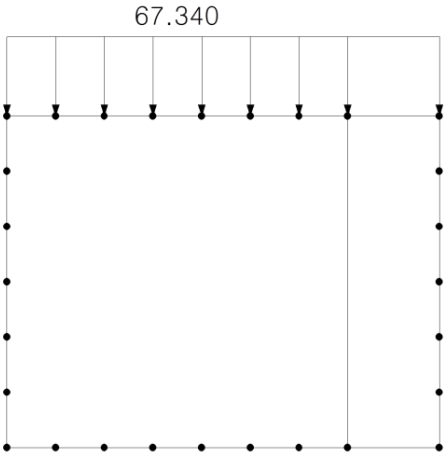
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



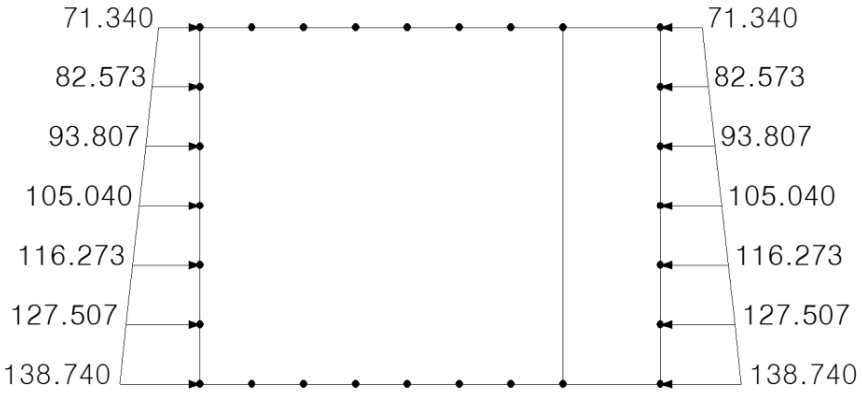
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



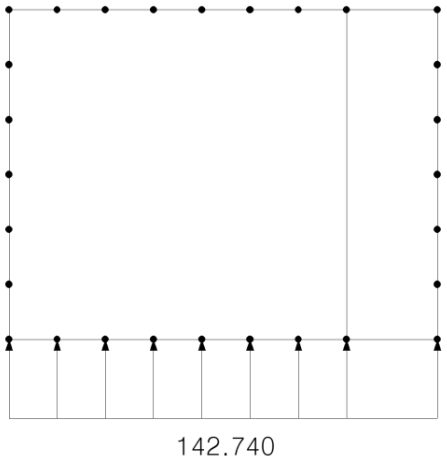
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

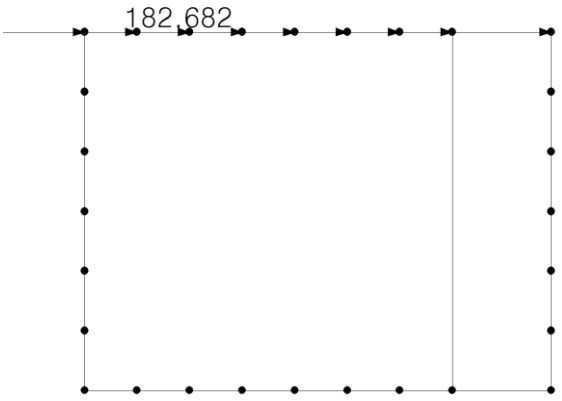


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

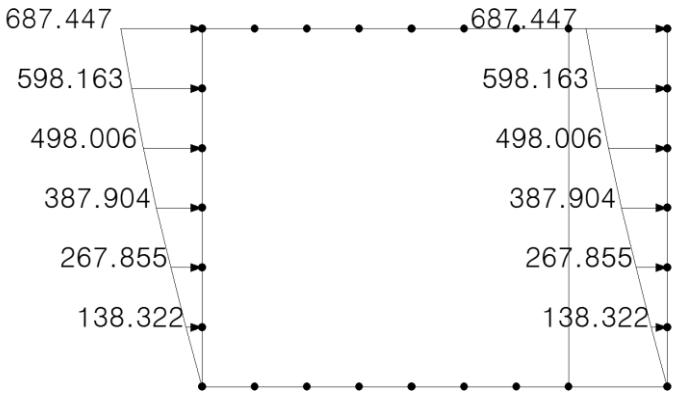


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

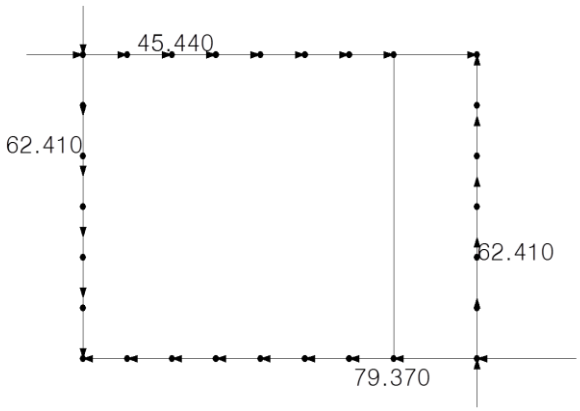
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



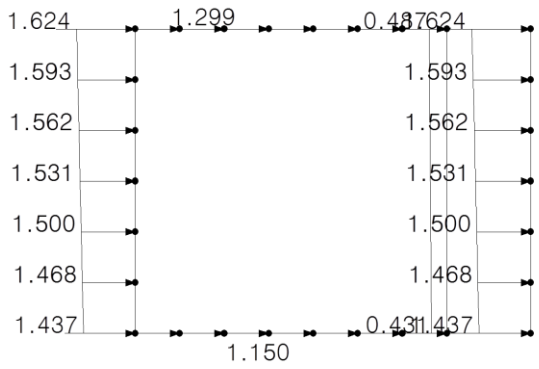
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

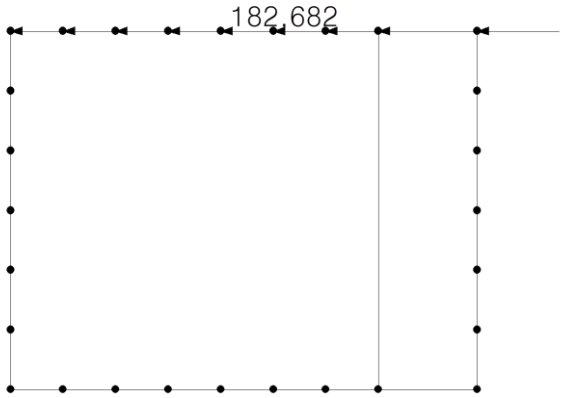


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

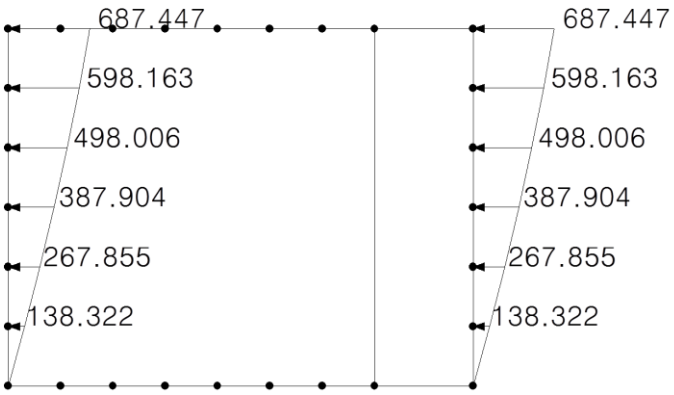


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

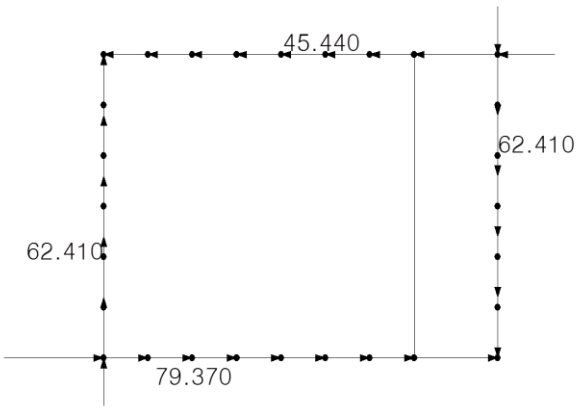
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



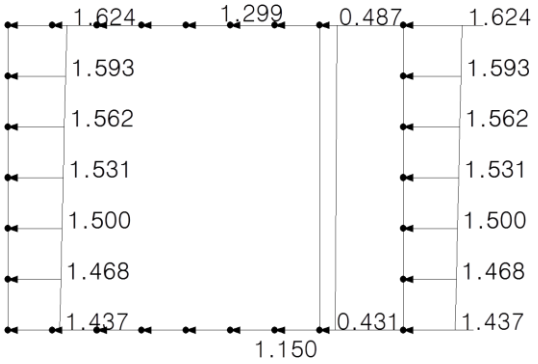
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

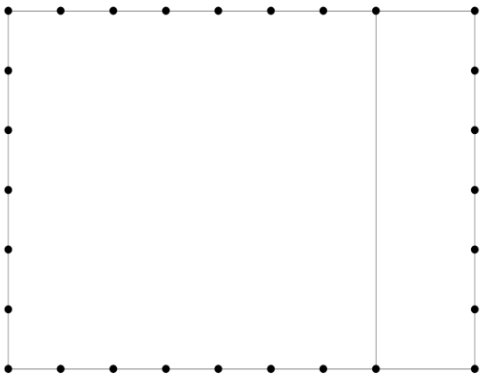


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

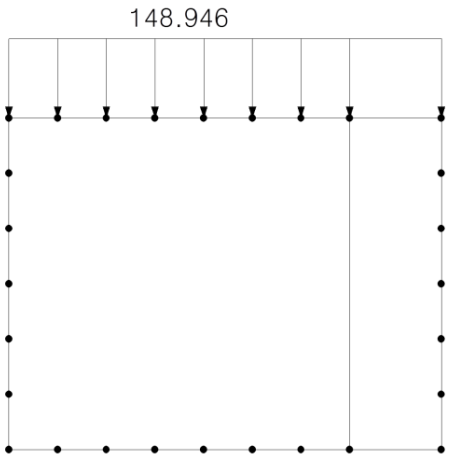


12. 하중 재하 (붕괴방지)

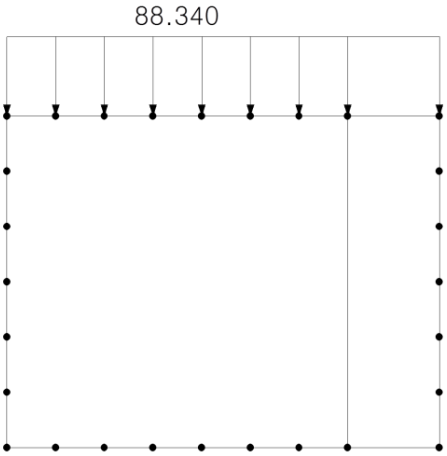
1) CASE1 - 구체자중(SW)



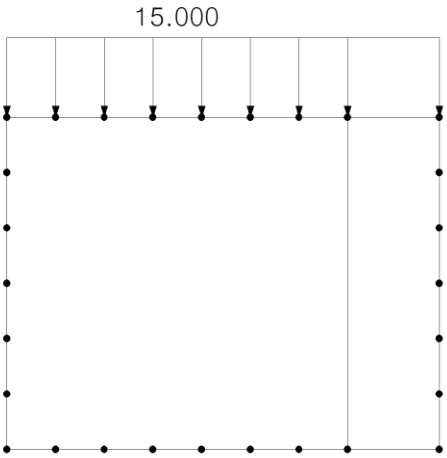
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



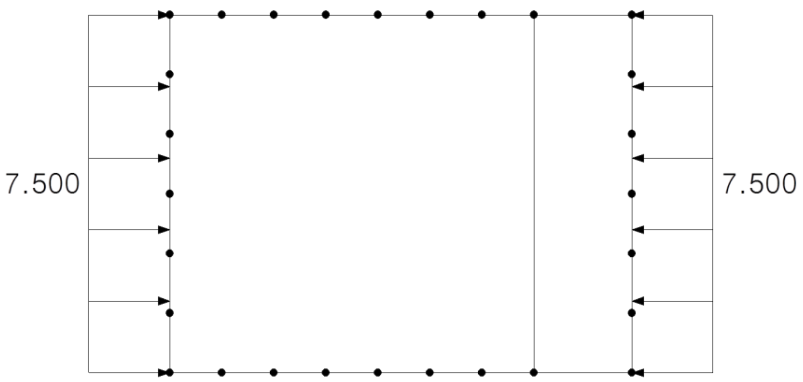
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



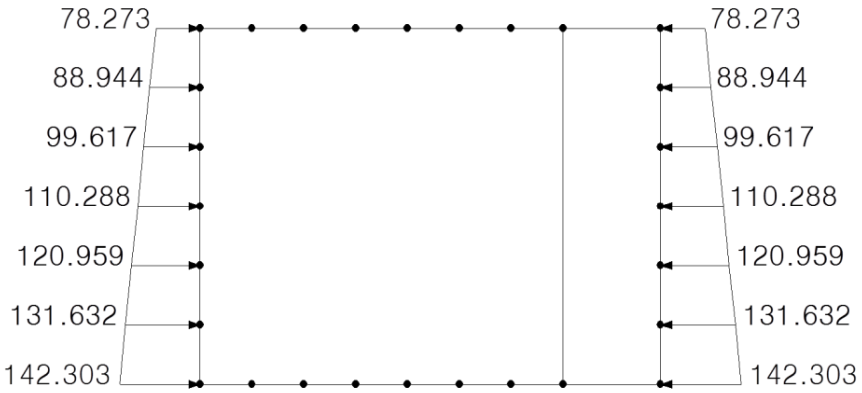
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



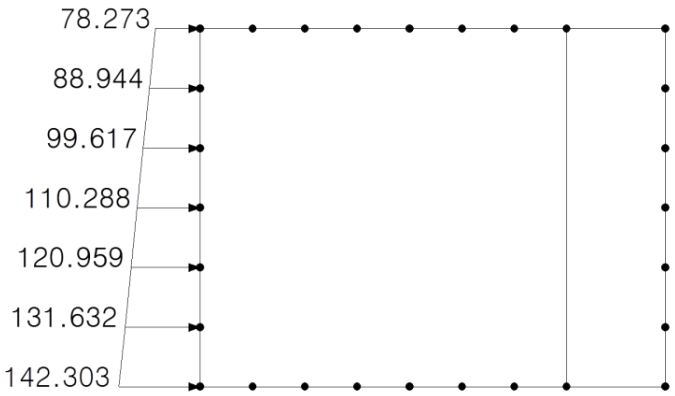
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



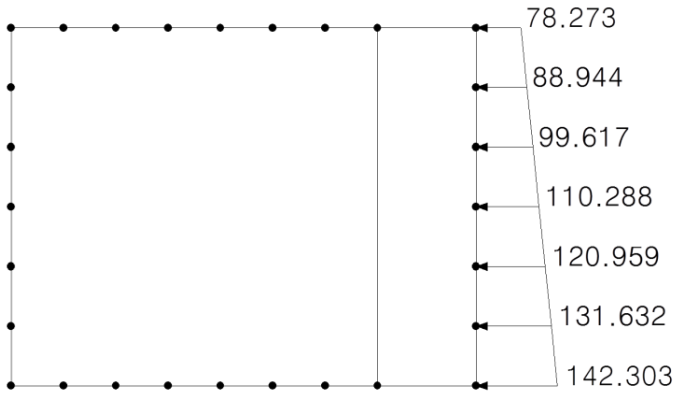
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



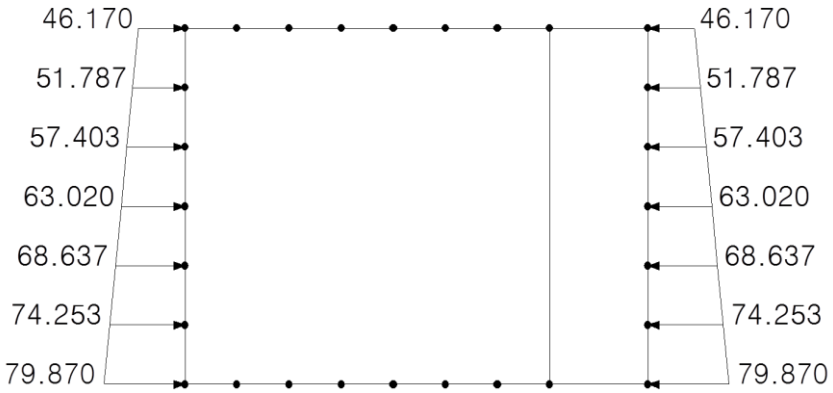
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



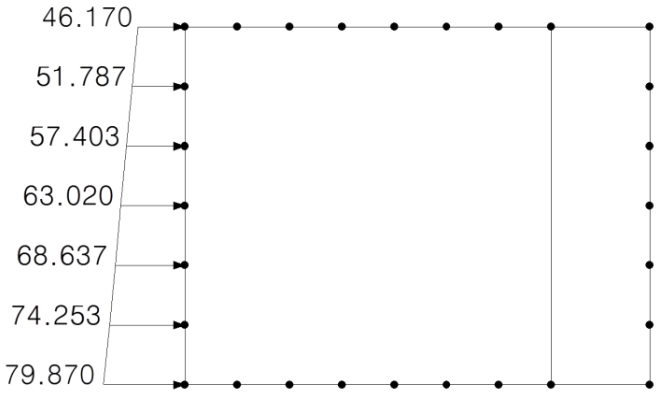
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



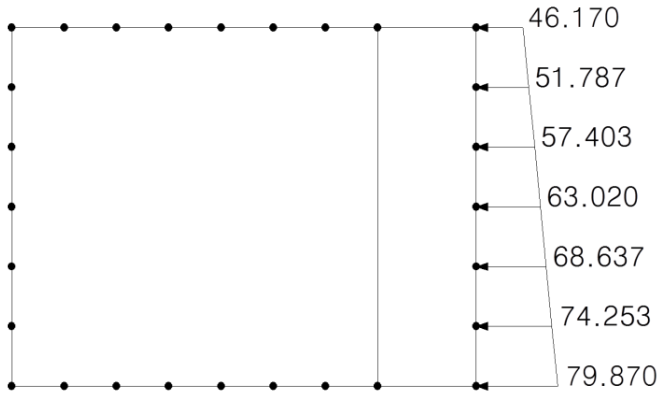
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



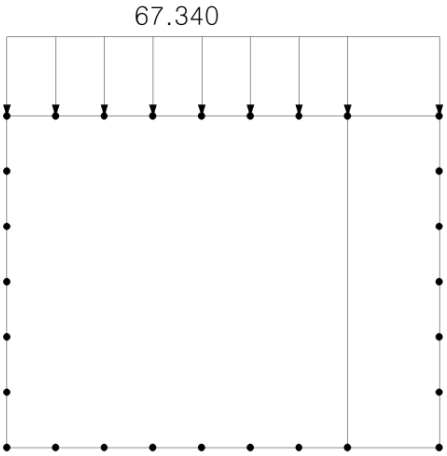
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



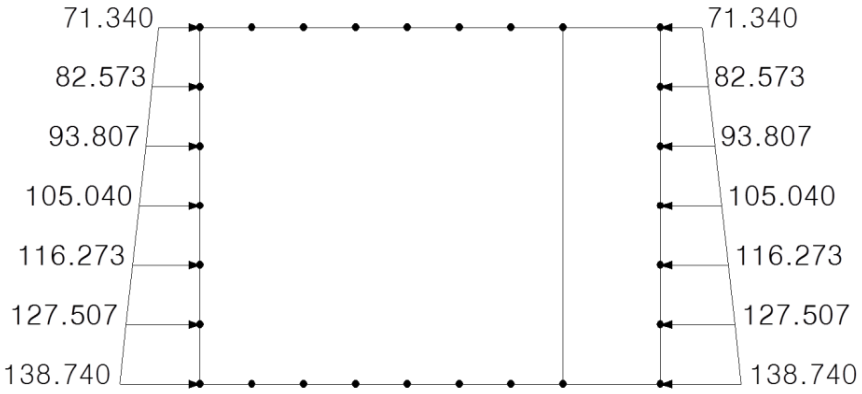
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



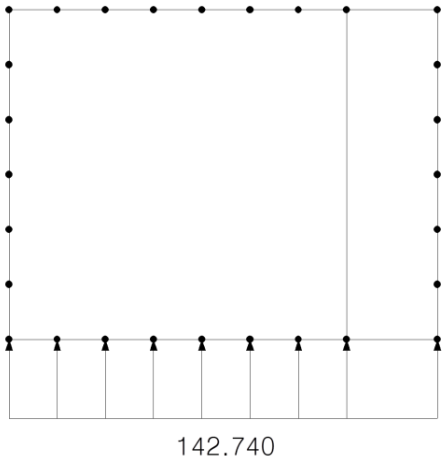
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

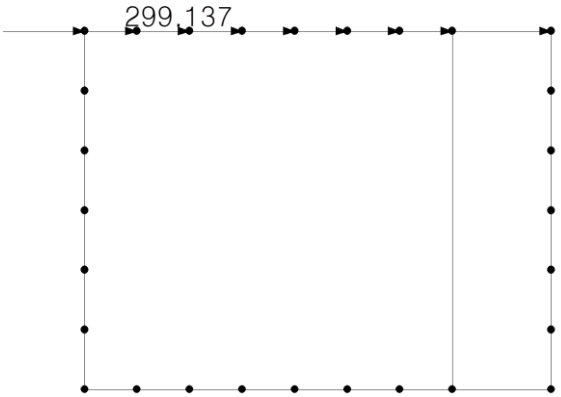


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

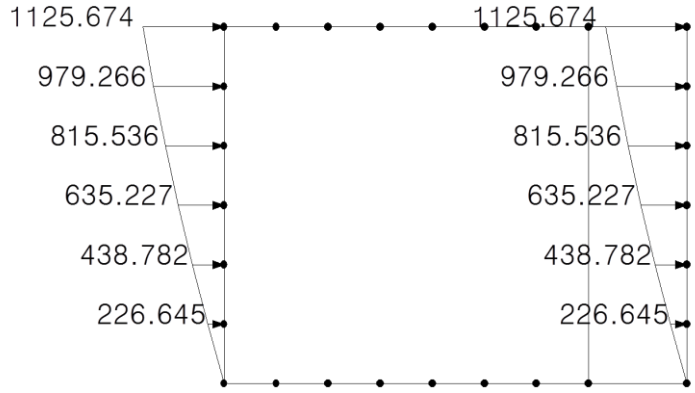


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

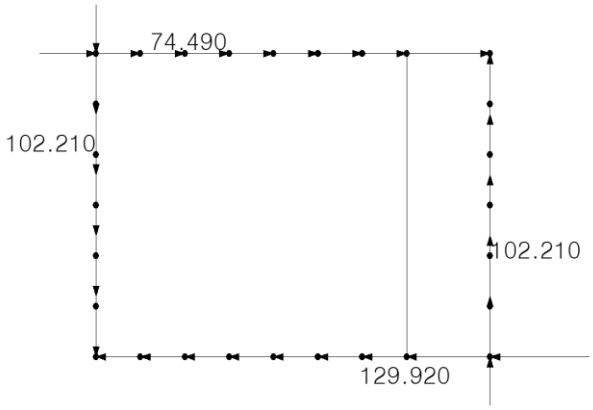
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



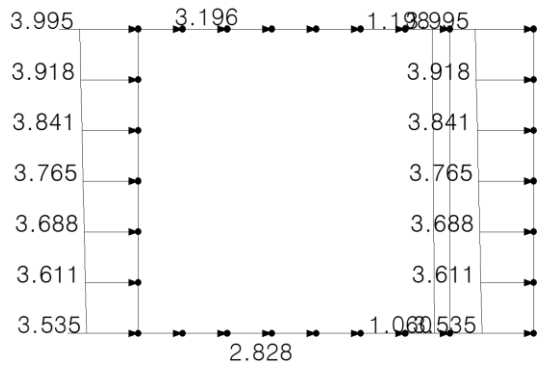
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

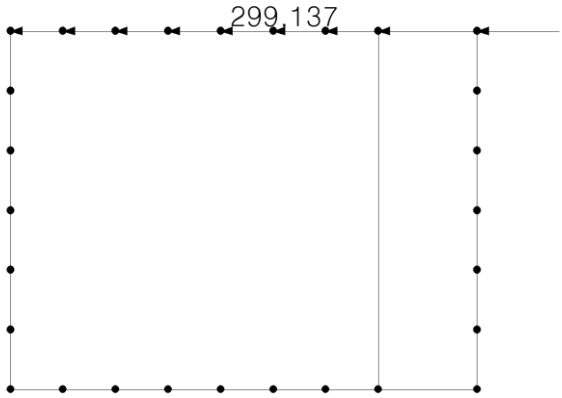


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

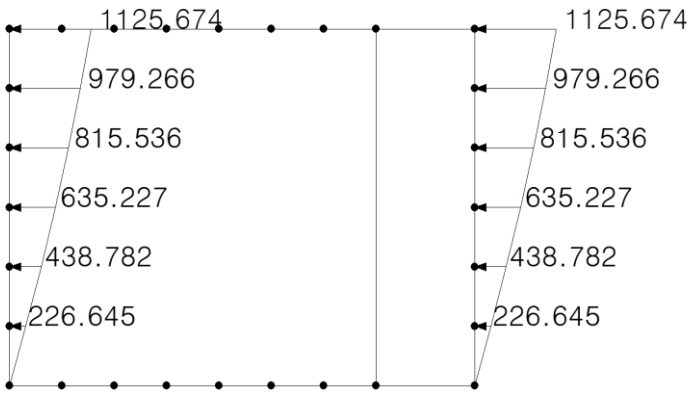


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

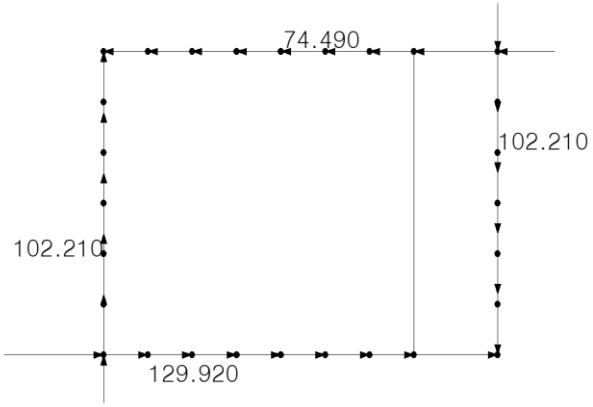
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



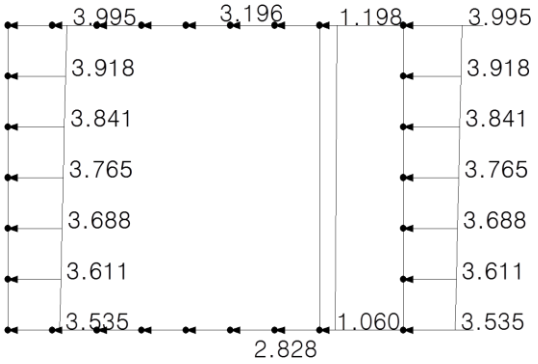
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 7.734 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

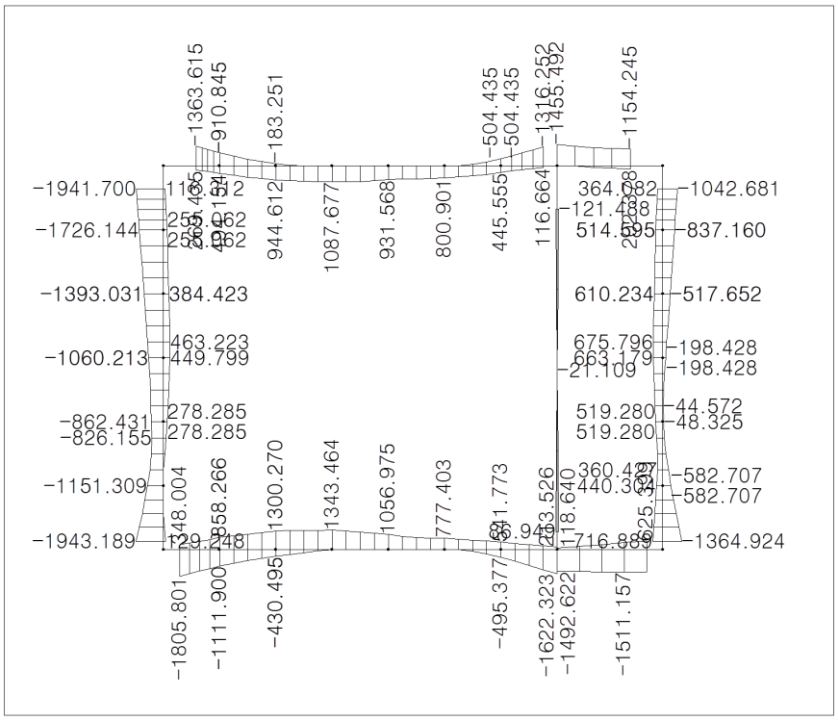
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

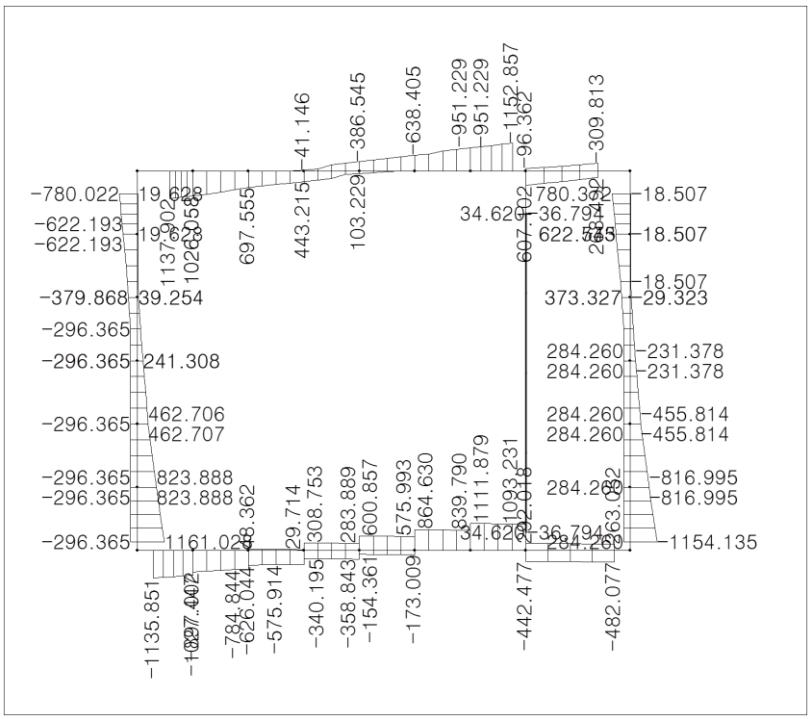
14. 단면력정리

14.1 상시

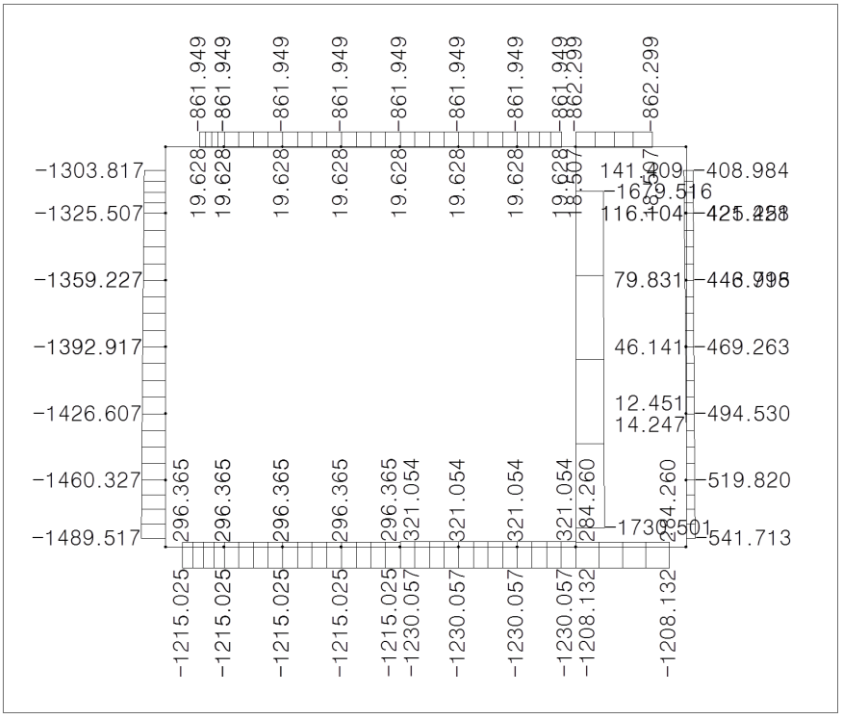
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



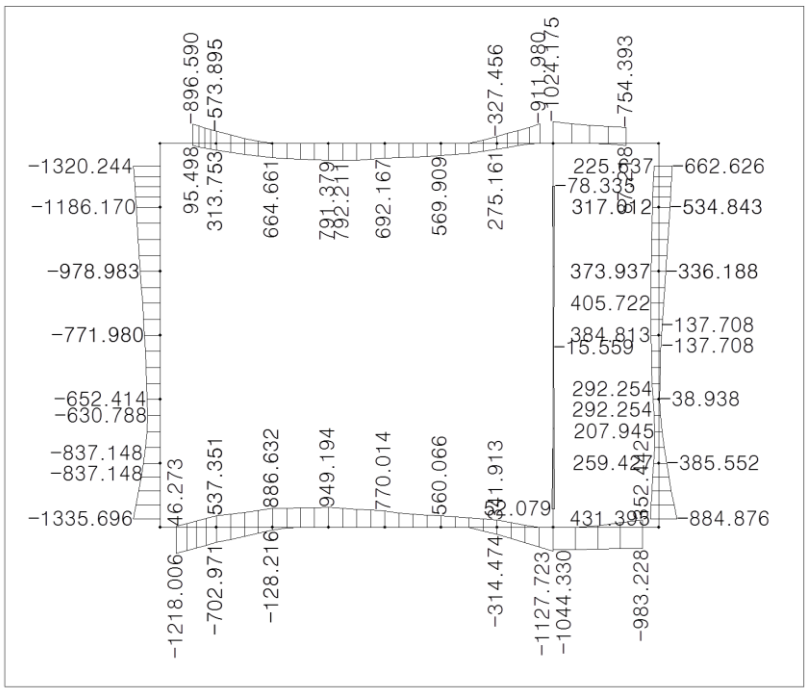
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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



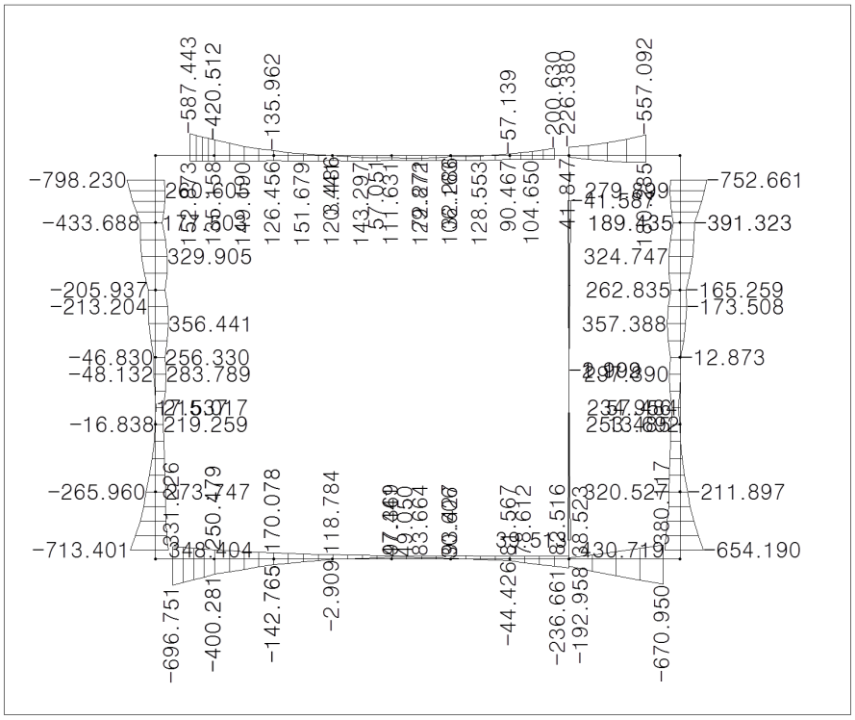
5) 단면력 정리

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	1363.62	983.83	861.95	896.59	1000.00	933.39	
		좌측 (하면)	2	269.44	983.83	861.95	95.50	1000.00	800.00	
		중앙부	3	1059.84	322.80	861.95	783.12	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	1316.25	998.88	861.95	911.98	1000.00	933.36	
		우측 (하면)	5	116.66	998.88	861.95	0.00	1000.00	800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	1455.49	389.06	862.30	1024.18	1000.00	966.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	389.06	862.30	0.00	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	8	1251.90	309.81	862.30	850.80	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	9	92.85	309.81	862.30	0.00	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	10	1154.25	414.71	862.30	754.39	1000.00	933.34	
		우측 (하면)	11	202.38	414.71	862.30	87.22	1000.00	800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	348.00	872.86	1215.03	46.27	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	13	1805.80	872.86	1215.03	1218.01	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	14	1197.00	346.41	1215.03	856.92	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	15	0.00	346.41	1215.03	0.00	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	16	213.53	1107.41	1230.06	0.00	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	17	1622.32	1107.41	1230.06	1127.72	1000.00	800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	118.64	466.48	1208.13	0.00	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	19	1492.62	466.48	1208.13	1044.33	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	20	365.89	472.19	1208.13	71.70	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	21	1509.06	472.19	1208.13	1020.59	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	22	625.40	460.48	1208.13	352.44	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	23	1509.17	460.48	1208.13	983.23	1000.00	800.00	

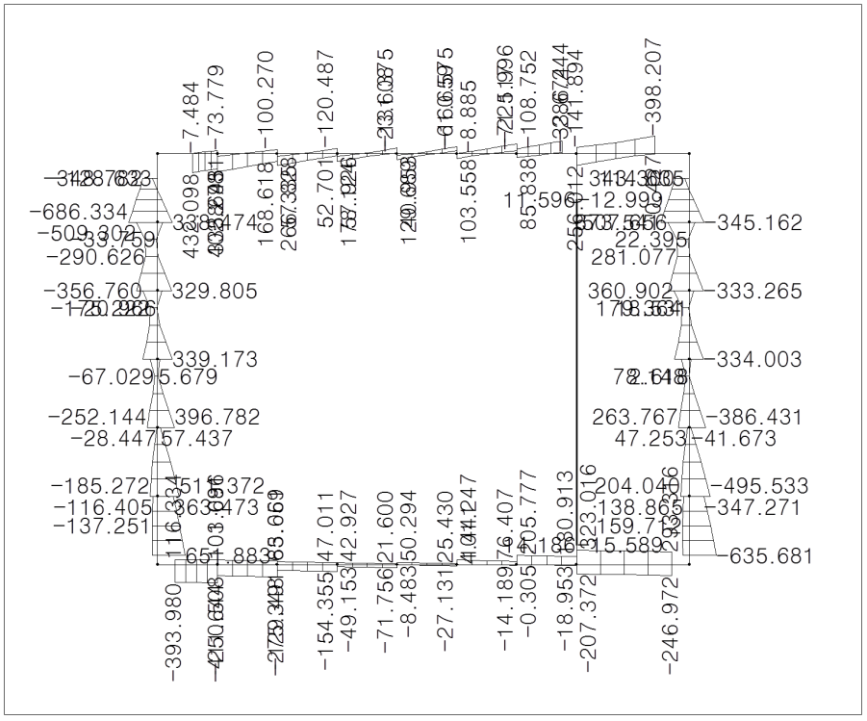
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	24	1941.70	581.40	1303.82	1320.24	1000.00	1153.90	
		상부 (내측)	25	116.31	581.40	1303.82	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	26	1060.21	296.37	1392.92	771.98	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	27	449.80	296.37	1392.92	0.00	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	28	1943.19	765.41	1489.52	1335.70	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	29	129.25	765.41	1489.52	0.00	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	30	1042.68	582.13	408.98	662.63	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	31	364.08	582.13	408.98	225.64	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	32	198.43	284.26	469.26	137.71	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	33	663.18	284.26	469.26	384.81	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	34	1364.92	758.30	541.71	884.88	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	35	716.89	758.30	541.71	431.40	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

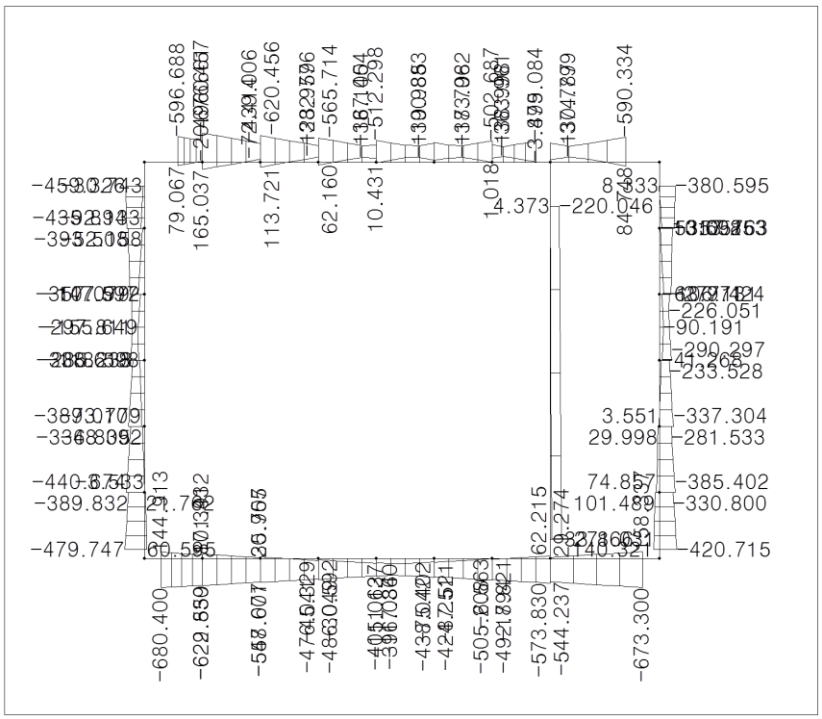
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



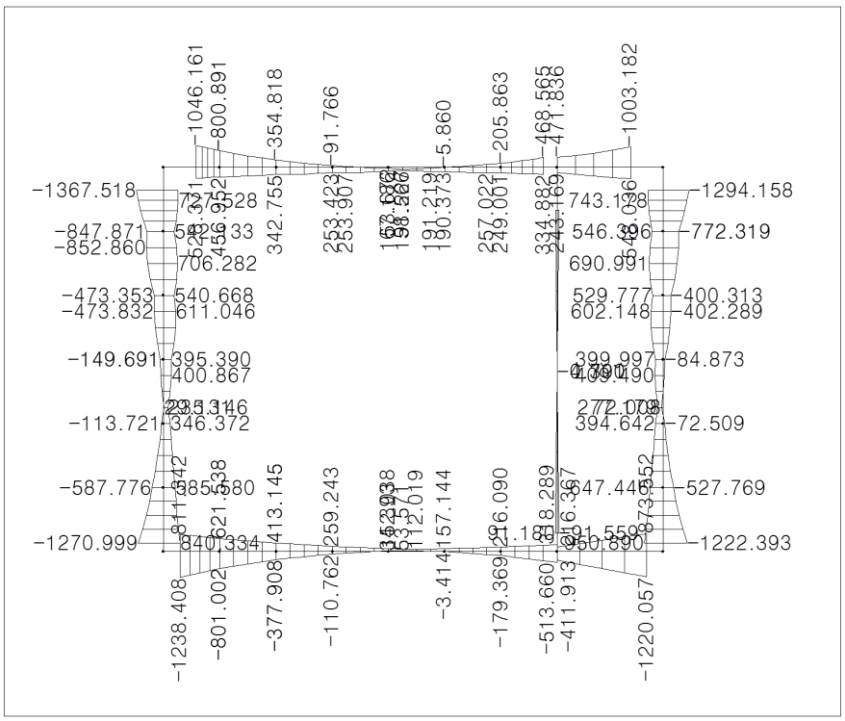
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	587.44	365.11	596.69	1000.00	933.39	
		좌측 (하면)	2	152.87	365.11	596.69	1000.00	800.00	
		중앙부	3	143.30	61.18	565.71	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	200.63	150.70	499.08	1000.00	933.36	
		우측 (하면)	5	98.19	150.70	499.08	1000.00	800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	226.38	286.67	452.23	1000.00	966.67	
		좌측 (하면)	7	41.85	286.67	452.23	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	8	339.75	398.21	590.33	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	9	145.36	398.21	590.33	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	10	557.09	264.93	590.33	1000.00	933.34	
		우측 (하면)	11	180.29	264.93	590.33	1000.00	800.00	

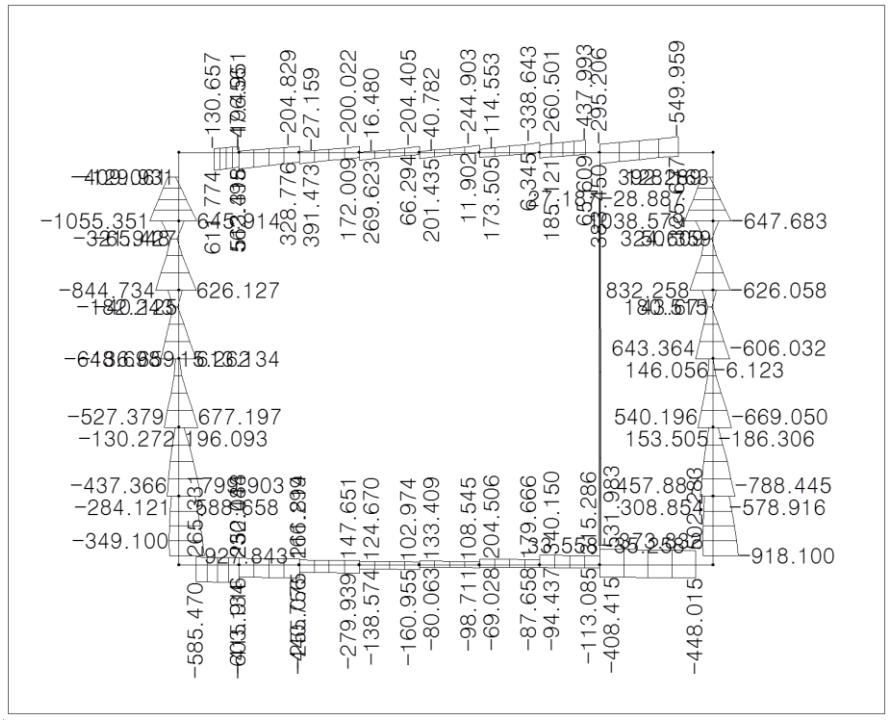
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	331.23	254.44	680.40	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	13	696.75	254.44	680.40	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	14	102.68	59.33	476.04	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	15	0.00	59.33	476.04	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	16	82.52	201.31	573.83	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	17	236.66	201.31	573.83	1000.00	800.00	
하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	18	38.52	305.02	544.24	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	19	192.96	305.02	544.24	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	20	199.87	300.73	641.03	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	21	436.31	300.73	641.03	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	22	380.12	309.52	673.30	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	23	670.95	309.52	673.30	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	798.23	379.80	474.84	1000.00	1153.90	
		상부 (내측)	25	245.40	379.80	474.84	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	26	46.83	348.79	375.29	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	27	256.33	348.79	375.29	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	28	713.40	447.30	529.11	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	29	348.40	447.30	529.11	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	752.66	378.65	380.60	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	31	265.90	378.65	380.60	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	32	12.87	190.22	290.30	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	33	265.88	190.22	290.30	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	34	654.19	431.22	463.80	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	35	430.72	431.22	463.80	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

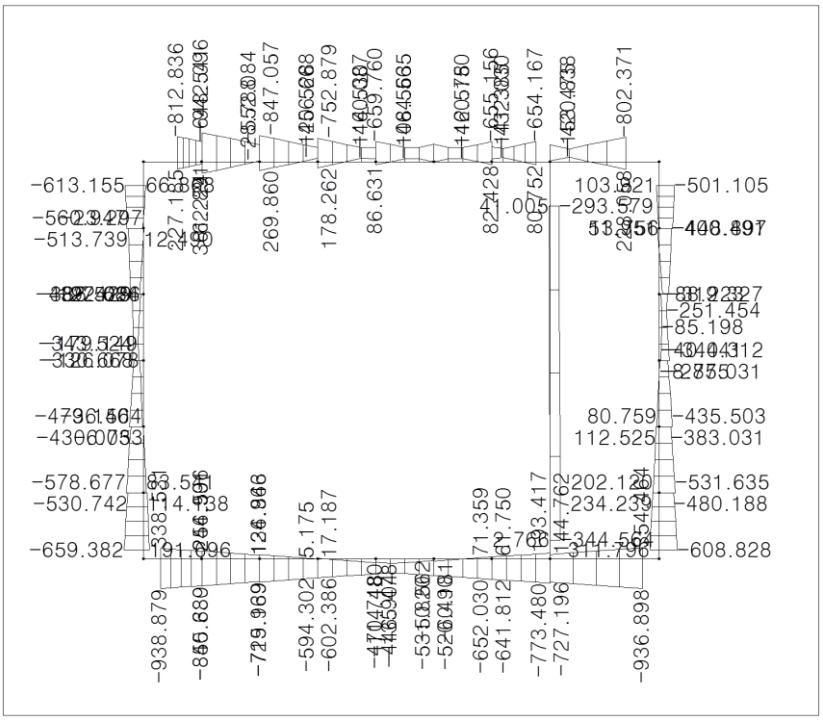
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1046.16	525.33	812.84	1000.00	933.39	
		좌측 (하면)	2	528.37	525.33	812.84	1000.00	800.00	
		중앙부	3	239.24	152.68	752.88	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	468.57	302.45	654.17	1000.00	933.36	
		우측 (하면)	5	334.88	302.45	654.17	1000.00	800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	471.84	439.17	543.40	1000.00	966.67	
		좌측 (하면)	7	243.17	439.17	543.40	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	8	683.40	549.96	802.37	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	9	428.57	549.96	802.37	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	10	1003.18	417.89	802.37	1000.00	933.34	
		우측 (하면)	11	548.04	417.89	802.37	1000.00	800.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	811.34	419.85	938.88	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	13	1238.41	419.85	938.88	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	14	200.15	148.53	594.30	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	15	36.94	148.53	594.30	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	16	318.29	335.68	773.48	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	17	513.66	335.68	773.48	1000.00	800.00	
하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	18	216.37	513.98	727.20	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	19	411.91	513.98	727.20	1000.00	800.00	
		중앙부 (상면)	20	532.20	509.70	884.47	1000.00	800.00	
		중앙부 (하면)	21	817.38	509.70	884.47	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	22	873.55	518.48	936.90	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	23	1220.06	518.48	936.90	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	1367.52	436.93	613.16	1000.00	1153.90	
		상부 (내측)	25	722.19	436.93	613.16	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	26	149.69	648.52	473.16	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	27	395.39	648.52	473.16	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	28	1271.00	718.05	659.38	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	29	840.33	718.05	659.38	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	1294.16	440.33	501.11	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	31	738.16	440.33	501.11	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	32	84.87	146.09	340.31	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	33	400.00	146.09	340.31	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	34	1222.39	706.28	608.83	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	35	950.89	706.28	608.83	1000.00	1000.00	

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	-1363.62	-	-1046.16	-587.44	-1363.62	
		좌측 (하면)	2	269.44	-	528.37	152.87	528.37	
		중앙부	3	1059.84	-	239.24	143.30	1059.84	
		우측 (상면)	4	-1316.25	-	-468.57	-200.63	-1316.25	
		우측 (하면)	5	116.66	-	334.88	98.19	334.88	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-1455.49	-	-471.84	-226.38	-1455.49	
		좌측 (하면)	7	-	-	243.17	41.85	243.17	
		중앙부 (상면)	8	-1251.90	-	-683.40	-339.75	-1251.90	
		중앙부 (하면)	9	92.85	-	428.57	145.36	428.57	
		우측 (상면)	10	-1154.25	-	-1003.18	-557.09	-1154.25	
		우측 (하면)	11	202.38	-	548.04	180.29	548.04	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	348.00	-	811.34	331.23	811.34	
		좌측 (하면)	13	-1805.80	-	-1238.41	-696.75	-1805.80	
		중앙부 (상면)	14	1197.00	-	200.15	102.68	1197.00	
		중앙부 (하면)	15	-	-	-36.94	-	-36.94	
		우측 (상면)	16	213.53	-	318.29	82.52	318.29	
		우측 (하면)	17	-1622.32	-	-513.66	-236.66	-1622.32	
	2 경간	좌측 (상면)	18	118.64	-	216.37	38.52	216.37	
		좌측 (하면)	19	-1492.62	-	-411.91	-192.96	-1492.62	
		중앙부 (상면)	20	365.89	-	532.20	199.87	532.20	
		중앙부 (하면)	21	-1509.06	-	-817.38	-436.31	-1509.06	
		우측 (상면)	22	625.40	-	873.55	380.12	873.55	
		우측 (하면)	23	-1509.17	-	-1220.06	-670.95	-1509.17	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-1941.70	-	-1367.52	-798.23	-1941.70	
		상부 (내측)	25	116.31	-	722.19	245.40	722.19	
		중앙부 (외측)	26	-1060.21	-	-149.69	-46.83	-1060.21	
		중앙부 (내측)	27	449.80	-	395.39	256.33	449.80	
		하부 (외측)	28	-1943.19	-	-1271.00	-713.40	-1943.19	
		하부 (내측)	29	129.25	-	840.33	348.40	840.33	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-1042.68	-	-1294.16	-752.66	-1294.16	
		상부 (내측)	31	364.08	-	738.16	265.90	738.16	
		중앙부 (외측)	32	-198.43	-	-84.87	-12.87	-198.43	
		중앙부 (내측)	33	663.18	-	400.00	265.88	663.18	
		하부 (외측)	34	-1364.92	-	-1222.39	-654.19	-1364.92	
		하부 (내측)	35	716.89	-	950.89	430.72	950.89	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	983.83	-	525.33	365.11	983.83	
		좌측 (하면)	2	983.83	-	525.33	365.11	983.83	
		중앙부	3	322.80	-	152.68	61.18	322.80	
		우측 (상면)	4	-998.88	-	-302.45	-150.70	-998.88	
		우측 (하면)	5	-998.88	-	-302.45	-150.70	-998.88	
	2 경간	좌측 (상면)	6	389.06	-	-439.17	-286.67	-439.17	
		좌측 (하면)	7	389.06	-	-439.17	-286.67	-439.17	
		중앙부 (상면)	8	-309.81	-	-549.96	-398.21	-549.96	
		중앙부 (하면)	9	-309.81	-	-549.96	-398.21	-549.96	
		우측 (상면)	10	414.71	-	-417.89	-264.93	-417.89	
		우측 (하면)	11	414.71	-	-417.89	-264.93	-417.89	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-872.86	-	-419.85	-254.44	-872.86	
		좌측 (하면)	13	-872.86	-	-419.85	-254.44	-872.86	
		중앙부 (상면)	14	-346.41	-	-148.53	-59.33	-346.41	
		중앙부 (하면)	15	-346.41	-	-148.53	-59.33	-346.41	
		우측 (상면)	16	1107.41	-	335.68	201.31	1107.41	
		우측 (하면)	17	1107.41	-	335.68	201.31	1107.41	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-466.48	-	513.98	305.02	513.98	
		좌측 (하면)	19	-466.48	-	513.98	305.02	513.98	
		중앙부 (상면)	20	-472.19	-	509.70	300.73	509.70	
		중앙부 (하면)	21	-472.19	-	509.70	300.73	509.70	
		우측 (상면)	22	-460.48	-	518.48	309.52	518.48	
		우측 (하면)	23	-460.48	-	518.48	309.52	518.48	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-581.40	-	-436.93	-379.80	-581.40	
		상부 (내측)	25	-581.40	-	-436.93	-379.80	-581.40	
		중앙부 (외측)	26	-296.37	-	-648.52	-348.79	-648.52	
		중앙부 (내측)	27	-296.37	-	-648.52	-348.79	-648.52	
		하부 (외측)	28	765.41	-	718.05	447.30	765.41	
		하부 (내측)	29	765.41	-	718.05	447.30	765.41	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	582.13	-	440.33	378.65	582.13	
		상부 (내측)	31	582.13	-	440.33	378.65	582.13	
		중앙부 (외측)	32	284.26	-	146.09	190.22	284.26	
		중앙부 (내측)	33	284.26	-	146.09	190.22	284.26	
		하부 (외측)	34	-758.30	-	-706.28	-431.22	-758.30	
		하부 (내측)	35	-758.30	-	-706.28	-431.22	-758.30	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-861.95	-	-812.84	-596.69	-861.95	
		좌측 (하면)	2	-861.95	-	-812.84	-596.69	-861.95	
		중앙부	3	-861.95	-	-752.88	-565.71	-861.95	
		우측 (상면)	4	-861.95	-	-654.17	-499.08	-861.95	
		우측 (하면)	5	-861.95	-	-654.17	-499.08	-861.95	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-862.30	-	-543.40	-452.23	-862.30	
		좌측 (하면)	7	-862.30	-	-543.40	-452.23	-862.30	
		중앙부 (상면)	8	-862.30	-	-802.37	-590.33	-862.30	
		중앙부 (하면)	9	-862.30	-	-802.37	-590.33	-862.30	
		우측 (상면)	10	-862.30	-	-802.37	-590.33	-862.30	
		우측 (하면)	11	-862.30	-	-802.37	-590.33	-862.30	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-1215.03	-	-938.88	-680.40	-1228.33	
		좌측 (하면)	13	-1215.03	-	-938.88	-680.40	-1228.33	
		중앙부 (상면)	14	-1215.03	-	-594.30	-476.04	-1228.33	
		중앙부 (하면)	15	-1215.03	-	-594.30	-476.04	-1228.33	
		우측 (상면)	16	-1230.06	-	-773.48	-573.83	-1243.36	
		우측 (하면)	17	-1230.06	-	-773.48	-573.83	-1243.36	
하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	18	-1208.13	-	-727.20	-544.24	-1219.95	
		좌측 (하면)	19	-1208.13	-	-727.20	-544.24	-1219.95	
		중앙부 (상면)	20	-1208.13	-	-884.47	-641.03	-1219.95	
		중앙부 (하면)	21	-1208.13	-	-884.47	-641.03	-1219.95	
		우측 (상면)	22	-1208.13	-	-936.90	-673.30	-1219.95	
		우측 (하면)	23	-1208.13	-	-936.90	-673.30	-1219.95	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-1303.82	-	-613.16	-474.84	-1303.82	
		상부 (내측)	25	-1303.82	-	-613.16	-474.84	-1303.82	
		중앙부 (외측)	26	-1392.92	-	-473.16	-375.29	-1392.92	
		중앙부 (내측)	27	-1392.92	-	-473.16	-375.29	-1392.92	
		하부 (외측)	28	-1489.52	-	-659.38	-529.11	-1489.52	
		하부 (내측)	29	-1489.52	-	-659.38	-529.11	-1489.52	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-408.98	-	-501.11	-380.60	-501.11	
		상부 (내측)	31	-408.98	-	-501.11	-380.60	-501.11	
		중앙부 (외측)	32	-469.26	-	-340.31	-290.30	-501.44	
		중앙부 (내측)	33	-469.26	-	-340.31	-290.30	-501.44	
		하부 (외측)	34	-541.71	-	-608.83	-463.80	-608.83	
		하부 (내측)	35	-541.71	-	-608.83	-463.80	-608.83	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-896.59	-	-	-	-896.59	
		좌측 (하면)	2	95.50	-	-	-	95.50	
		중앙부	3	783.12	-	-	-	783.12	
		우측 (상면)	4	-911.98	-	-	-	-911.98	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-1024.18	-	-	-	-1024.18	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-850.80	-	-	-	-850.80	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-754.39	-	-	-	-754.39	
		우측 (하면)	11	87.22	-	-	-	87.22	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	46.27	-	-	-	46.27	
		좌측 (하면)	13	-1218.01	-	-	-	-1218.01	
		중앙부 (상면)	14	856.92	-	-	-	856.92	
		중앙부 (하면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	16	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	17	-1127.72	-	-	-	-1127.72	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	19	-1044.33	-	-	-	-1044.33	
		중앙부 (상면)	20	71.70	-	-	-	71.70	
		중앙부 (하면)	21	-1020.59	-	-	-	-1020.59	
		우측 (상면)	22	352.44	-	-	-	352.44	
		우측 (하면)	23	-983.23	-	-	-	-983.23	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-1320.24	-	-	-	-1320.24	
		상부 (내측)	25	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	26	-771.98	-	-	-	-771.98	
		중앙부 (내측)	27	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	28	-1335.70	-	-	-	-1335.70	
		하부 (내측)	29	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-662.63	-	-	-	-662.63	
		상부 (내측)	31	225.64	-	-	-	225.64	
		중앙부 (외측)	32	-137.71	-	-	-	-137.71	
		중앙부 (내측)	33	384.81	-	-	-	384.81	
		하부 (외측)	34	-884.88	-	-	-	-884.88	
		하부 (내측)	35	431.40	-	-	-	431.40	

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	800	1363.62	1544.44	5321.38	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	6080.40	1.13
		좌측 (하면)	1	1000	720	528.37	1179.82	2217.92	H29 - 8.0EA	5139.20	2.23
		중앙부	2	1000	720	1059.84	1179.82	4583.69	H29 - 8.0EA	5139.20	1.11
		우측 (상면)	3	1000	803	1316.25	1677.74	5105.52	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.27
		우측 (하면)	3	1000	720	334.88	1179.82	1391.42	H29 - 8.0EA	5139.20	3.52
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	836	1455.49	1752.75	5427.27	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.20
		좌측 (하면)	4	1000	720	243.17	1179.82	1005.58	H29 - 8.0EA	5139.20	4.85
		중앙부 (상면)	5	1000	669	1251.90	1377.43	5963.52	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.10
		중앙부 (하면)	5	1000	720	428.56	1179.82	1789.43	H29 - 8.0EA	5139.20	2.75
		우측 (상면)	6	1000	803	1154.24	1677.69	4443.45	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.45
		우측 (하면)	6	1000	720	548.04	1179.82	2302.90	H29 - 8.0EA	5139.20	2.15

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	720	811.34	1308.88	3459.13	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.61
		좌측(하면)	7	1000	655	1805.80	2177.93	9246.56	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	11557.20	1.21
		중앙부(상면)	8	1000	720	1197.00	1308.88	5219.44	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.09
		중앙부(하면)	8	1000	700	36.94	726.18	155.51	H32 - 4.0EA	3176.80	19.66
		우측(상면)	9	1000	720	318.29	1308.88	1321.33	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	4.11
		우측(하면)	9	1000	667	1622.32	1891.10	7992.30	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.17
	2경간	좌측(상면)	10	1000	720	216.37	1308.88	893.52	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	6.05
		좌측(하면)	10	1000	667	1492.62	1891.10	7277.39	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.27
		중앙부(상면)	11	1000	720	532.20	1308.88	2234.46	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.46
		중앙부(하면)	11	1000	667	1509.06	1891.10	7367.10	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.25
		우측(상면)	12	1000	720	873.55	1308.88	3737.51	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.50
		우측(하면)	12	1000	667	1509.17	1891.10	7367.67	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.25
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	1021	1941.70	2934.48	-	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7669.20	1.51
		상부(내측)	13	1000	920	722.19	1580.50	-	H16 - 8.0EA	7190.80	2.19
		중앙부(외측)	14	1000	900	1060.21	2198.83	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5164.00	2.07
		중앙부(내측)	14	1000	920	449.80	2744.46	-	H16 - 8.0EA	5164.00	6.10
		하부(외측)	15	1000	855	1943.19	3600.95	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	13146.00	1.85
		하부(내측)	15	1000	920	840.33	1413.02	-	H16 - 8.0EA	11119.20	1.68

우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	1033	1294.16	2521.70	-	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8774.80	1.95
		상부 (내측)	16	1000	920	738.16	1161.08	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	8774.80	1.57
		중앙부 (외측)	17	1000	900	198.43	3038.41	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	6269.60	15.31
		중앙부 (내측)	17	1000	920	663.18	1208.99	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6269.60	1.82
		하부 (외측)	18	1000	867	1364.92	3114.92	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	12224.80	2.28
		하부 (내측)	18	1000	920	950.89	1125.87	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	12224.80	1.18

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	431.2	983.8	1191.90	2.00	416.28	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	467.7	322.8	880.21	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	433.0	998.9	1197.01	2.00	424.40	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	4	433.0	439.2	815.01	2.00	9.24	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	5	433.0	550.0	815.01	2.00	175.42	H19	300	573.00	O.K
		우측	6	433.0	417.9	815.01	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	467.7	872.9	1292.77	2.00	281.40	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	467.7	346.4	880.21	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	9	467.7	1107.4	1292.77	2.00	444.28	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	10	467.7	514.0	880.21	2.00	64.35	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	11	467.7	509.7	880.21	2.00	58.40	H19	300	573.00	O.K
		우측	12	467.7	518.5	880.21	2.00	70.60	H19	300	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	613.3	581.4	832.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	642.7	648.5	870.79	2.00	6.43	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	622.8	765.4	842.42	2.00	164.54	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	583.1	582.1	802.68	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	605.5	284.3	833.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	587.4	758.3	807.01	2.00	197.19	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.39	800.06	100.00	1363.62	983.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

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

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.39 - 124.678) / 124.678 = 0.01705

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5321.381 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.143]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00760

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (800.06 - a/2) = 1544.441 kN.m

≥ Mu (= 1363.615 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.133]

* 전단에 대한 검토 (d = 663.82 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 663.82 = 431.164 kN

< Vu (= 983.832 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (983.832-431.164) x 150.00 / (400x663.82xΦ) x 1000 = 416.279 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 663.82 / 150.00 x 1000 = 1014.317 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 663.82 / 1000 = 2299.540 kN ≥ 1014.317 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (574.885 + 1014.317) = 1191.902 kN ≥ 983.832 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	528.37	983.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2217.917 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.317]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 528.371 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.233]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 983.832 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (983.832-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 358.457 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 1100.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 1100.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 1100.160) = 1292.774 kN ≥ 983.832 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	1059.84	322.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4583.691 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.121]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 1059.835 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 322.800 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.36	802.76	100.00	1316.25	998.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

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

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.36 - 135.808) / 135.808 = 0.01541

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5105.519 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.297]

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

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00825

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (802.76 - a/2) = 1677.741 kN.m

≥ Mu (= 1316.252 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.275]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 998.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (998.882-433.013) x 150.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 424.402 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 150.00 x 1000 = 1018.667 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 1018.667 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 1018.667) = 1197.013 kN ≥ 998.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	334.88	998.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1391.417 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.694]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 334.882 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.523]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 998.882 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (998.882-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 368.908 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 1100.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 1100.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 1100.160) = 1292.774 kN ≥ 998.882 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	966.67	836.07	100.00	1455.49	439.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

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

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (866.67 - 135.808) / 135.808 = 0.01614

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5427.268 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.220]

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

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00792

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (836.07 - a/2) = 1752.749 kN.m

≥ Mu (= 1455.492 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.204]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 439.169 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (439.169-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 9.235 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 509.333 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 509.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 509.333) = 815.013 kN ≥ 439.169 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	243.17	439.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1005.578 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.111]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 243.169 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.852]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 439.169 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	669.40	100.00	1251.90	549.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

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

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 135.808) / 135.808 = 0.01246

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5963.522 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.111]

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

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00989

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (669.40 - a/2) = 1377.435 kN.m

≥ Mu (= 1251.897 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.100]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 549.958 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (549.958-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 175.418 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 509.333 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 509.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 509.333) = 815.013 kN ≥ 549.958 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	428.57	549.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1789.430 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.872]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 428.565 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.753]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 549.958 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (549.958-467.654) x 300.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 114.311 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 300.00 x 1000 = 550.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 550.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 550.080) = 880.214 kN ≥ 549.958 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.34	802.73	100.00	1154.25	417.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

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

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.33 - 135.808) / 135.808 = 0.01541

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4443.446 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.491]

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

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00825

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (802.73 - a/2) = 1677.689 kN.m

≥ Mu (= 1154.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.453]

* 전단에 대한 검토 (d = 669.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 669.40 = 434.787 kN

≥ Vu (= 417.891 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	548.04	417.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2302.899\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.232]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 548.036 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.153]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 417.891 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	811.34	872.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3459.133\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.661]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 811.342 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.613]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 872.863 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (872.863-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 281.395 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 1100.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 1100.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 1100.160) = 1292.774 kN ≥ 872.863 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	654.98	100.00	1805.80	872.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11557.200 x 400.00 = 4622880.000

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

T = C 이므로, a = 201.433 mm, c = 201.433 / β1 = 201.433 / 0.85 = 236.980 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 236.980) / 236.980 = 0.00586

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9246.559 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11557.2 mm² (철근도심 : 145.0 mm), [사용률 = 1.250]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01765

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 201.433 mm

ΦMn = 0.85 x 11557.200 x 400 x (654.98 - a/2) = 2177.932 kN.m

≥ Mu (= 1805.801 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.206]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 872.863 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (872.863-433.013) x 150.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 329.888 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 150.00 x 1000 = 1018.667 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 1018.667 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 1018.667) = 1197.013 kN ≥ 872.863 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	1197.00	346.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5219.439\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.101]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 1197.000 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.093]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 346.414 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	700.00	100.00	36.94	346.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

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

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 65.140) / 65.140 = 0.02924

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 155.506 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 20.429]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00454

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (700.00 - a/2) = 726.176 kN.m

≥ Mu (= 36.939 kN.m) ∴ O.K [안전률 19.659]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 346.414 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	318.29	1107.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1321.331 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.349]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 318.289 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 1107.414 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1107.414-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 444.278 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 1100.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 1100.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 1100.160) = 1292.774 kN ≥ 1107.414 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	666.67	100.00	1622.32	1107.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7992.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.192]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1622.323 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.166]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 1107.414 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1107.414-433.013) x 150.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 505.801 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 150.00 x 1000 = 1018.667 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 1018.667 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 1018.667) = 1197.013 kN ≥ 1107.414 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	216.37	513.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 893.515 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.431]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 216.367 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.049]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 513.983 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (513.983-467.654) x 300.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 64.347 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 300.00 x 1000 = 550.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 550.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 550.080) = 880.214 kN ≥ 513.983 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	666.67	100.00	1492.62	513.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7277.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.310]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1492.622 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.267]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 513.983 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (513.983-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 121.456 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 509.333 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 509.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 509.333) = 815.013 kN ≥ 513.983 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	532.20	509.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2234.459\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.572]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 532.202 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.459]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 509.699 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (509.699-467.654) x 300.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 58.397 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 300.00 x 1000 = 550.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 550.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 550.080) = 880.214 kN ≥ 509.699 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	666.67	100.00	1509.06	509.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7367.096 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.294]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1509.063 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.253]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 509.699 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (509.699-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 115.030 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 509.333 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 509.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 509.333) = 815.013 kN ≥ 509.699 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	873.55	518.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01533

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3737.507 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.537]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00798

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1308.878 kN.m

≥ Mu (= 873.552 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.498]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 518.483 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (518.483-467.654) x 300.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 70.597 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 720.00 / 300.00 x 1000 = 550.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 550.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 550.080) = 880.214 kN ≥ 518.483 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	666.67	100.00	1509.17	518.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00775

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7367.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.294]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (666.67 - a/2) = 1891.102 kN.m

≥ Mu (= 1509.168 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.253]

* 전단에 대한 검토 (d = 666.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 666.67 = 433.013 kN

< Vu (= 518.483 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (518.483-433.013) x 300.00 / (400x666.67xΦ) x 1000 = 128.206 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 666.67 / 300.00 x 1000 = 509.333 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 666.67 / 1000 = 2309.401 kN ≥ 509.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (577.350 + 509.333) = 815.013 kN ≥ 518.483 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,154	100	1,021	1303.817	1941.7	1489.2

㉯ 철근비 검토

As = 6080.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1153.9 x 1000.0 = 26482005.0 N

Cs = As x fy = 2432160.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (26482005.0 x 576.95 + 2432160.0 x 133.333 + 635520.0 x 1073.900) / 29549685.0

= 551.125 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.34 mm, ab = k1 x cb = 520.49 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520489.000 = 11945.223 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pb = 11945.223 + 599.057 - 2432.160 = 10112.120 kN

Mb = Cc x 760.322 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5420.913 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 536.081 mm, e = Mu/Pu = 1489.243 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.72 mm, a = k1 x c = 182.51 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182513.683 = 4188.689 kN

∑Csi = 561.649 kN, ∑Tsi = 2432.160 kN

Pn = 4188.689 + 561.649 - 2432.160 = 2318.178 kN

Mn = Cc x 929.310 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3452.343 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1489.248)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1153.90 - 100.00 = 1053.900 mm

c = 214.722 mm, a = k1 x c = 182.514 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1053.90-214.72) / 214.72 = 0.01172

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20673.337 kN ≥ Pn = 2318.178 kN

ΦPn = 0.85 x 2318.178 = 1970.451 kN ≥ Pu = 1303.817 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.489 = 2934.480 kN.m ≥ Mu = 1941.700 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 866.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 866.67 = 615.341 kN

≥ Vu (= 581.398 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1303.817	722.191	553.9

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5602.000 ㎟ (압축중심 = 136.18 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.0(

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0072) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2240800.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 635520.0 x 80.000 + 2240800.0 x 863.820) / 25826320.0

= 521.231 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 2112.234 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 10768.140 + 2112.234 - 635.520 = 12244.854 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3633.280 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 296.719 mm, e = Mu/Pu = 553.905 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.89 mm, a = k1 x c = 147.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147804.813 = 3392.120 kN

∑Csi = 600.319 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3392.120 + 600.319 - 635.520 = 3356.920 kN

Mn = Cc x 846.098 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1859.429 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=553.909)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 173.888 mm, a = k1 x c = 147.805 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-173.89) / 173.89 = 0.01287

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20529.033 kN ≥ Pn = 3356.920 kN

ΦPn = 0.85 x 3356.920 = 2853.382 kN ≥ Pu = 1303.817 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.554 = 1580.503 kN.m ≥ Mu = 722.191 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 653.208 kN

≥ Vu (= 581.398 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	1392.917	1060.213	761.1

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.0(

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1430080.0 x 100.000 + 635520.0 x 920.000) / 25015600.0

= 487.803 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 10534.050 + 599.057 - 1430.080 = 9703.027 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3791.444 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 390.749 mm, e = Mu/Pu = 761.146 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 218.43 mm, a = k1 x c = 185.67 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 185665.941 = 4261.033 kN

∑Csi = 567.679 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 4261.033 + 567.679 - 1430.080 = 3398.632 kN

Mn = Cc x 807.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2586.862 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=761.148)| = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 218.431 mm, a = k1 x c = 185.666 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-218.43) / 218.43 = 0.00936

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19917.669 kN ≥ Pn = 3398.632 kN

ΦPn = 0.85 x 3398.632 = 2888.838 kN ≥ Pu = 1392.917 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.761 = 2198.827 kN.m ≥ Mu = 1060.213 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 642.728 kN

< Vu (= 648.519 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (648.519 - 642.728) x 300.00 / (400.0 x 900.00 x Φ) = 6.435 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 900.00 / 300.00 = 304.080 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 = 3117.691 kN ≥ 304.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (856.971 + 304.080) = 870.788 kN ≥ 648.519 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1392.917	449.799	322.9

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.0(

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 635520.0 x 80.000 + 1430080.0 x 900.000) / 25015600.0

= 512.197 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 10768.140 + 1348.029 - 635.520 = 11480.649 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3523.966 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 306.948 mm, e = Mu/Pu = 322.919 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 519.65 mm, a = k1 x c = 441.71 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 441706.619 = 10137.167 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 10137.167 + 1348.029 - 635.520 = 10849.676 kN

Mn = Cc x 699.147 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3503.554 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=322.918)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 519.655 mm, a = k1 x c = 441.707 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-519.65) / 519.65 = 0.00231

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19917.669 kN ≥ Pn = 10849.676 kN

ΦPn = 0.78 x 10849.676 = 8498.913 kN ≥ Pu = 1392.917 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.323 = 2744.458 kN.m ≥ Mu = 449.799 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 657.011 kN

≥ Vu (= 648.519 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	855	1489.517	1943.189	1304.6

㉯ 철근비 검토

As = 11557.200 mm² (인장중심 = 145.02 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 r

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0131) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 4622880.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 4622880.0 x 145.025 + 635520.0 x 920.000) / 28208400.0

= 451.288 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 512.99 mm, ab = k1 x cb = 436.04 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 436037.379 = 10007.058 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pb = 10007.058 + 599.057 - 4622.880 = 5983.235 kN

Mb = Cc x 636.957 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5005.871 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 836.650 mm, e = Mu/Pu = 1304.577 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 386.90 mm, a = k1 x c = 328.87 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 328868.671 = 7547.536 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pn = 7547.536 + 599.057 - 4622.880 = 3523.713 kN

Mn = Cc x 690.541 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4596.953 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1304.577)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 386.904 mm, a = k1 x c = 328.869 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-386.90) / 386.90 = 0.00398

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22325.359 kN ≥ Pn = 3523.713 kN

ΦPn = 0.78 x 3523.713 = 2760.242 kN ≥ Pu = 1489.517 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.305 = 3600.947 kN.m ≥ Mu = 1943.189 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 854.98 = 614.406 kN

< Vu (= 765.409 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (765.409 - 614.406) x 300.00 / (400.0 x 854.98 x Φ) = 176.617 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 854.98 / 300.00 = 288.868 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 854.98 = 2961.721 kN ≥ 288.868 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (819.208 + 288.868) = 831.056 kN ≥ 765.409 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1489.517	840.334	564.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 3812160.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 635520.0 x 80.000 + 3812160.0 x 866.667) / 27397680.0

= 541.276 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 10768.140 + 3593.437 - 635.520 = 13726.057 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3875.816 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 282.369 mm, e = Mu/Pu = 564.165 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 150.39 mm, a = k1 x c = 127.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 127829.275 = 2933.682 kN

∑Csi = 648.453 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 2933.682 + 648.453 - 635.520 = 2946.615 kN

Mn = Cc x 856.085 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1662.395 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=564.171)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 150.387 mm, a = k1 x c = 127.829 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-150.39) / 150.39 = 0.01535

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21713.995 kN ≥ Pn = 2946.615 kN

ΦPn = 0.85 x 2946.615 = 2504.623 kN ≥ Pu = 1489.517 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.564 = 1413.021 kN.m ≥ Mu = 840.334 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 661.134 kN

< Vu (= 765.409 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (765.409 - 661.134) x 300.00 / (400.0 x 920.00 x Φ) = 113.342 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 920.00 / 300.00 = 310.837 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 = 3186.973 kN ≥ 310.837 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (881.512 + 310.837) = 894.262 kN ≥ 765.409 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,167	100	1,036	501.105	1294.158	2582.6

㉯ 철근비 검토

As = 6623.200 mm² (인장중심 = 130.60 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.0(

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1166.7 x 1000.0 = 26775000.0 N

Cs = As x fy = 2649280.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (26775000.0 x 583.33 + 2649280.0 x 130.602 + 1077760.0 x 1086.667) / 30502040.0

= 561.796 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 621.64 mm, ab = k1 x cb = 528.39 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 528393.224 = 12126.624 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 2649.280 kI

Pb = 12126.624 + 1015.924 - 2649.280 = 10493.268 kN

Mb = Cc x 771.869 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5806.812 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 553.385 mm, e = Mu/Pu = 2582.609 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 161.23 mm, a = k1 x c = 137.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 137041.797 = 3145.109 kN

∑Csi = 752.628 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pn = 3145.109 + 752.628 - 2649.280 = 1248.458 kN

Mn = Cc x 967.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3224.266 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2582.600)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1166.67 - 100.00 = 1066.667 mm

c = 161.226 mm, a = k1 x c = 137.042 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1066.67-161.23) / 161.23 = 0.01685

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21170.561 kN ≥ Pn = 1248.458 kN

ΦPn = 0.85 x 1248.458 = 1061.189 kN ≥ Pu = 501.105 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.583 = 2740.636 kN.m ≥ Mu = 1294.158 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 869.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 869.40 = 584.903 kN

≥ Vu (= 582.133 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	501.105	738.161	1473.1

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

Asf = 6080.400 ㎟ (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0088) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2432160.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1077760.0 x 80.000 + 2432160.0 x 866.667) / 26459920.0

= 516.596 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 2292.615 kN, ∑Tsi = 1077.760 kl

Pb = 10768.140 + 2292.615 - 1077.760 = 11982.995 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3952.277 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 329.824 mm, e = Mu/Pu = 1473.066 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 121.31 mm, a = k1 x c = 103.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 103116.678 = 2366.528 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1439.222 kN

Pn = 2366.528 + 0.000 - 1439.222 = 927.305 kN

Mn = Cc x 868.442 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1365.983 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1473.067)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 121.314 mm, a = k1 x c = 103.117 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-121.31) / 121.31 = 0.01975

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21006.831 kN ≥ Pn = 927.305 kN

ΦPn = 0.85 x 927.305 = 788.209 kN ≥ Pu = 501.105 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.473 = 1161.085 kN.m ≥ Mu = 738.161 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 618.946 kN

≥ Vu (= 582.133 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	501.439	198.428	395.7

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.0(

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1430080.0 x 100.000 + 1077760.0 x 920.000) / 25457840.0

= 495.311 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 10534.050 + 1015.924 - 1430.080 = 10119.894 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3895.633 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 384.948 mm, e = Mu/Pu = 395.717 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 523.70 mm, a = k1 x c = 445.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 445148.849 = 10216.166 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 10216.166 + 1015.924 - 1430.080 = 9802.010 kN

Mn = Cc x 677.426 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3878.908 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=395.726)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 523.705 mm, a = k1 x c = 445.149 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-523.70) / 523.70 = 0.00216

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20251.162 kN ≥ Pn = 9802.010 kN

ΦPn = 0.78 x 9802.010 = 7678.241 kN ≥ Pu = 501.439 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.396 = 3038.412 kN.m ≥ Mu = 198.428 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 605.505 kN

≥ Vu (= 284.260 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	501.439	663.179	1322.6

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.0(

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1077760.0 x 80.000 + 1430080.0 x 900.000) / 25457840.0

= 504.689 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 10768.140 + 1348.029 - 1077.760 = 11038.409 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3797.976 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 344.069 mm, e = Mu/Pu = 1322.552 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 105.07 mm, a = k1 x c = 89.31 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 89310.549 = 2049.677 kN

∑Csi = 103.534 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2049.677 + 103.534 - 1077.760 = 1075.451 kN

Mn = Cc x 875.345 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1422.339 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1322.552)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 105.071 mm, a = k1 x c = 89.311 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-105.07) / 105.07 = 0.02327

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20251.162 kN ≥ Pn = 1075.451 kN

ΦPn = 0.85 x 1075.451 = 914.133 kN ≥ Pu = 501.439 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.323 = 1208.989 kN.m ≥ Mu = 663.179 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 618.960 kN

≥ Vu (= 284.260 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	867	608.828	1364.924	2241.9

㉯ 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 3812160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 3812160.0 x 133.333 + 1077760.0 x 920.000) / 27839920.0
= 466.051 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 520.00 mm, ab = k1 x cb = 442.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 442000.000 = 10143.900 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 3812.160 kl

Pb = 10143.900 + 1015.924 - 3812.160 = 7347.664 kN

Mb = Cc x 645.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4904.073 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 667.433 mm, e = Mu/Pu = 2241.886 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 228.52 mm, a = k1 x c = 194.24 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 194244.428 = 4457.910 kN

∑Csi = 988.859 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 4457.910 + 988.859 - 3812.160 = 1634.609 kN

Mn = Cc x 769.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3664.599 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2241.881)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 228.523 mm, a = k1 x c = 194.244 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-228.52) / 228.52 = 0.00882

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22047.489 kN ≥ Pn = 1634.609 kN

ΦPn = 0.85 x 1634.609 = 1389.418 kN ≥ Pu = 608.828 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.242 = 3114.916 kN.m ≥ Mu = 1364.924 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 866.67 = 587.396 kN
< Vu (= 758.295 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (758.295 - 587.396) x 300.00 / (400.0 x 866.67 x Φ) = 197.190 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 866.67 / 300.00 = 292.818 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 866.67 = 3002.221 kN ≥ 292.818 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (783.195 + 292.818) = 807.010 kN ≥ 758.295 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	608.828	950.89	1561.8

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 r

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3812160.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1077760.0 x 80.000 + 3812160.0 x 866.667) / 27839920.0

= 533.949 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 10768.140 + 3593.437 - 1077.760 = 13283.817 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4177.147 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 314.454 mm, e = Mu/Pu = 1561.835 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 123.10 mm, a = k1 x c = 104.63 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 104632.782 = 2401.322 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1553.250 kN

Pn = 2401.322 + 0.000 - 1553.250 = 848.072 kN

Mn = Cc x 867.684 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1324.554 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1561.841)| = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 123.097 mm, a = k1 x c = 104.633 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-123.10) / 123.10 = 0.01942

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22047.489 kN ≥ Pn = 848.072 kN

ΦPn = 0.85 x 848.072 = 720.861 kN ≥ Pu = 608.828 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.562 = 1125.867 kN.m ≥ Mu = 950.890 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 623.544 kN

< Vu (= 758.295 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (758.295 - 623.544) x 300.00 / (400.0 x 920.00 x Φ) = 146.468 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 920.00 / 300.00 = 310.837 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 = 3186.973 kN ≥ 310.837 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (831.392 + 310.837) = 856.672 kN ≥ 758.295 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 상부_외측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 상부_내측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 중앙부_외측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 중앙부_내측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

28) 좌측벽체 : 하부_외측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

29) 좌측벽체 : 하부_내측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 상부_외측

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

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 상부_내측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 중앙부_외측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 중앙부_내측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

34) 우측벽체 : 하부_외측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

35) 우측벽체 : 하부_내측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.30	5.45	-	######	70.10	1730.50	70.10	상시	26
					######	121.49	1569.21	121.49	상시(ULT)	10

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 300 × 27

= 3240000 N = 3240.00 kN ≥ 1730.50 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	60	240	1730.501	70.1	40.5

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 144.00 mm, ab = k1 x cb = 122.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 122400.000 = 2809.080 kN, ∑Csi = 259.809 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2809.080 + 259.809 - 317.760 = 2751.129 kN

Mb = Cc x 178.800 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 301.427 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 109.565 mm, e = Mu/Pu = 40.509 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 262.06 mm, a = k1 x c = 222.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 222751.465 = 5112.146 kN

∑Csi = 339.653 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5112.146 + 339.653 - 0.000 = 5451.799 kN

Mn = Cc x 128.624 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 220.799 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=40.500)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 60.00 = 240.000 mm

c = 262.061 mm, a = k1 x c = 222.751 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (240.00-262.06) / 262.06 = -0.00025

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 5451.799 kN

ΦPn = 0.65 x 5451.799 = 3543.669 kN ≥ Pu = 1730.501 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.041 = 143.549 kN.m ≥ Mu = 70.100 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 240.00 = 220.113 kN

≥ Vu (= 36.794 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	60	240	1569.209	121.488	77.4

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 144.00 mm, ab = k1 x cb = 122.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 122400.000 = 2809.080 kN, ∑Csi = 259.809 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2809.080 + 259.809 - 317.760 = 2751.129 kN

Mb = Cc x 178.800 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 301.427 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 109.565 mm, e = Mu/Pu = 77.420 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.54 mm, a = k1 x c = 159.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159406.128 = 3658.371 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 133.340 kN

Pn = 3658.371 + 299.529 - 133.340 = 3824.559 kN

Mn = Cc x 160.297 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 296.130 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=77.429)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 60.00 = 240.000 mm

c = 187.537 mm, a = k1 x c = 159.406 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (240.00-187.54) / 187.54 = 0.00084

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 3824.559 kN

ΦPn = 0.65 x 3824.559 = 2485.963 kN ≥ Pu = 1569.209 kN ∴ O.K

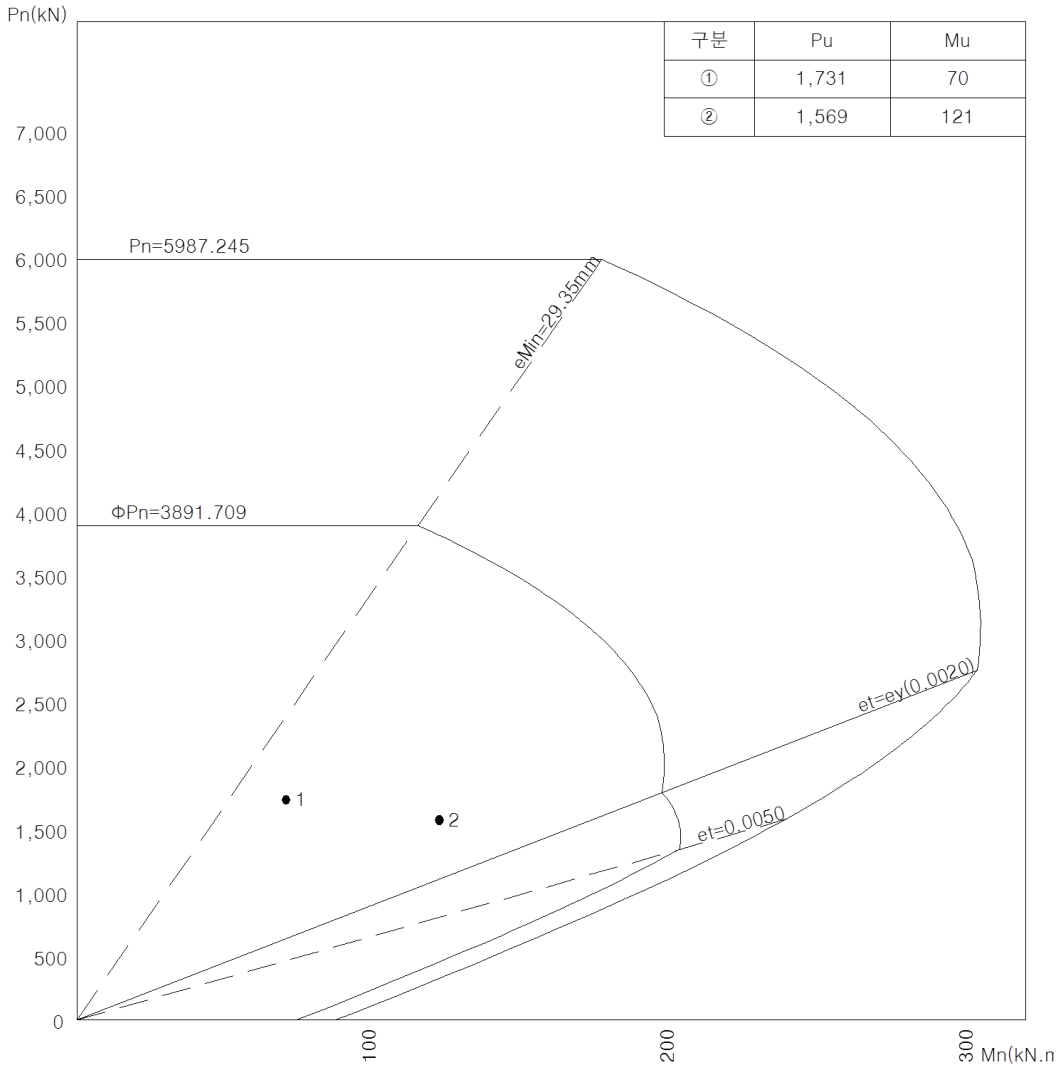
ΦMn = ΦPn x 0.077 = 192.464 kN.m ≥ Mu = 121.488 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 240.00 = 214.126 kN

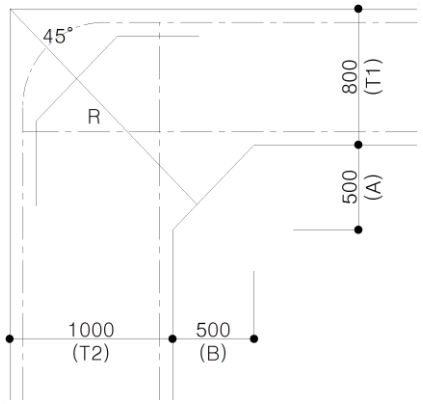
≥ Vu (= 36.794 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 1,731 70
② 1,569 121
7,000
6,500
6,000
5,500
5,000
4,500
4,000
3,500
3,000
2,500
2,000
1,500
1,000
500
0
Pn=5987.245
ΦPn=3891.709
eMin=29.35mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
300
Mn(kN.m

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1320.244 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1320.244 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1320.24 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 2.496 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1320.24 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 9019.841 \text{ mm}$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9019.841 mm² - 1548.400 mm²

= 7471.441 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 4EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 7628.800 mm² > Req'd As (= 7471.441 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0071378 + √(2 x 0.0500 + (0.0500)²) = 0.270

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.270 /3 = 0.910

fs = Mo / (As x d x j) = 95498442.000 / (5139.200 x 720.000 x 0.910)

= 28.362 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 28.362 x 5139.200 = 145758.655 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0017270 + √(2 x 0.0121 + (0.0121)²) = 0.144

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.144 /3 = 0.952

fs = Mo / (As x d x j) = 95498442.000 / (1588.800 x 920.000 x 0.952)

= 68.625 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 68.625 x 1588.800 = 109031.489 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

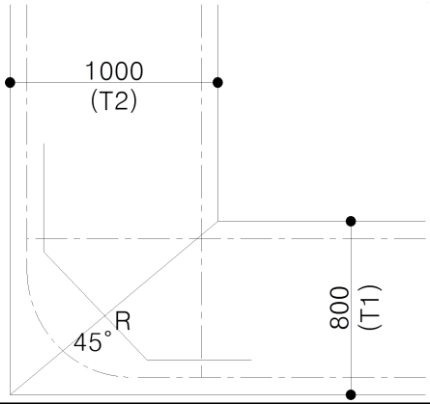
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(145758.655² + 109031.489²) / 180.0

As = 1011.255 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1335.696 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1335.696 kN.m

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

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1335.70 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 4.072 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1335.70 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 11588.926 \text{ m}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 11588.926 mm² - 3176.800 mm²
= 8412.126 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8650.000 mm² > Req'd As (= 8412.126 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0079811 + √(2 x 0.0559 + (0.0559)²) = 0.283

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.283 /3 = 0.906

fs = Mo / (As x d x j) = 46272632.000 / (5746.400 x 720.000 x 0.906)

= 12.349 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 12.349 x 5746.400 = 70962.566 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0017270 + √(2 x 0.0121 + (0.0121)²) = 0.144

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.144 /3 = 0.952

fs = Mo / (As x d x j) = 46272632.000 / (1588.800 x 920.000 x 0.952)

= 33.251 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 33.251 x 1588.800 = 52829.909 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

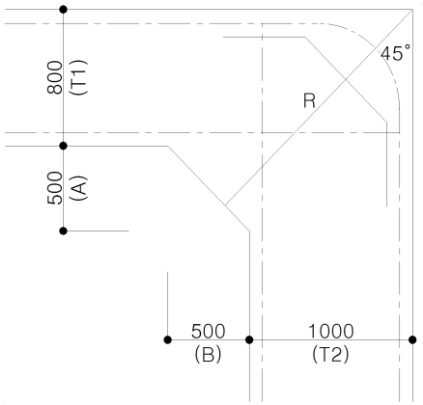
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(70962.566² + 52829.909²) / 180.0

As = 491.492 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 754.393 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 754.393 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 754.39 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 1.426 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 754.39 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 5153.972 \text{ mm}$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 5153.972 mm² - 2026.800 mm²
= 3127.172 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 3575.200 mm² > Req'd As (= 3127.172 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

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

  $= -7 \times 0.0071378 + \sqrt{(2 \times 0.0500 + (0.0500)^2)} = 0.270$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.270 / 3 = 0.910$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 225636534.000 / (5139.200 \times 720.000 \times 0.910)$

  $= 67.012$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 67.012 \times 5139.200 = 344387.583$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2694.4 ㎟

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

  $= -7 \times 0.0029287 + \sqrt{(2 \times 0.0205 + (0.0205)^2)} = 0.183$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.183 / 3 = 0.939$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 225636534.000 / (2694.400 \times 920.000 \times 0.939)$

  $= 96.939$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 96.939 \times 2694.400 = 261191.818$ N

- 보강철근량 산정

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

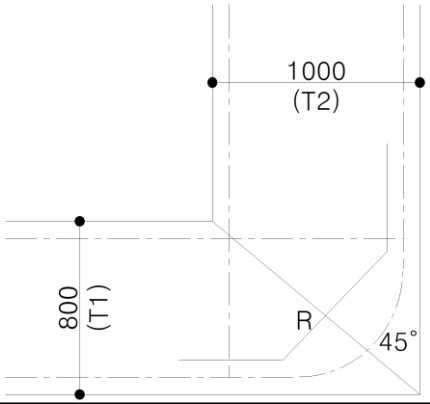
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(344387.583^2 + 261191.818^2)} / 180.0$

  $As = 2401.285$ ㎟

  사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 983.228 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 983.228 kN.m

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

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 983.23 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 2.998 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 983.23 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 8530.805 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 8530.805 mm² - 3176.800 mm²
= 5354.005 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5354.005 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0079811 + √(2 x 0.0559 + (0.0559)²) = 0.283

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.283 /3 = 0.906

fs = Mo / (As x d x j) = 431394601.000 / (5746.400 x 720.000 x 0.906)

= 115.129 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 115.129 x 5746.400 = 661576.110 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2694.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0029287 + √(2 x 0.0205 + (0.0205)²) = 0.183

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.183 /3 = 0.939

fs = Mo / (As x d x j) = 431394601.000 / (2694.400 x 920.000 x 0.939)

= 185.337 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 185.337 x 2694.400 = 499372.767 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(661576.110² + 499372.767²) / 180.0

As = 4604.936 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 3EA = 4765.200 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	797	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	298.293	O.K	2.386
		좌측 (하면)	1	720	H29 - 8.0EA	125	2961.696	O.K	23.694
		중앙부	2	720	H29 - 8.0EA	125	287.707	O.K	2.302
		우측 (상면)	3	803	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	339.838	O.K	2.719
		우측 (하면)	3	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	833	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	300.561	O.K	2.404
		좌측 (하면)	4	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	667	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	276.998	O.K	2.216
		중앙부 (하면)	5	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	455.459	O.K	3.644
		우측 (하면)	6	720	H29 - 8.0EA	125	3242.890	O.K	25.943
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	6802.144	O.K	54.417
		좌측 (하면)	7	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.022	O.K	2.864
		중앙부 (상면)	8	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	299.134	O.K	2.393
		중앙부 (하면)	8	700	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	9	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	310.907	O.K	2.487
	2경간	좌측 (상면)	10	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	352.503	O.K	2.820
		중앙부 (상면)	11	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	4389.968	O.K	35.120
		중앙부 (하면)	11	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	365.589	O.K	2.925
		우측 (상면)	12	720	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	893.064	O.K	7.145
		우측 (하면)	12	667	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	387.459	O.K	3.100

좌측벽체	1층	상부	13	1018	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	233.631	O.K	1.869
		상부	13	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	188.314	O.K	1.507
		중앙부	14	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	855	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	475.991	O.K	3.808
		하부	15	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	1036	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	780.196	O.K	6.242
		상부	16	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	866.526	O.K	6.932
		중앙부	17	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1825.570	O.K	14.605
		중앙부	17	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	462.614	O.K	3.701
		하부	18	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	664.618	O.K	5.317
		하부	18	920	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	394.035	O.K	3.152

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 896.590 x 1000000 / [6080.400 x (800.056 - 221.855/3)]
= 203.078 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.1/(7x6080.400)]
= 221.855 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 203.08) - 2.5 x 87.50 = 298.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 203.08) = 413.63 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 298.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 298.29 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 95.498 x 1000000 / [5139.200 x (720.000 - 194.454/3)]
= 28.362 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5139.200)]
= 194.454 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 28.36) - 2.5 x 65.50 = 3538.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 28.36) = 2961.70 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2961.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2961.70 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 783.123 x 1000000 / [5139.200 x (720.000 - 194.454/3)]
= 232.580 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5139.200)]
= 194.454 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 232.58) - 2.5 x 65.50 = 287.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 232.58) = 361.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 287.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.71 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 911.980 x 1000000 / [6623.200 x (802.756 - 230.377/3)]
= 189.672 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x802.8/(7x6623.200)]
= 230.377 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 189.67) - 2.5 x 85.50 = 339.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 189.67) = 442.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 339.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.84 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1024.175 x 1000000 / [6623.200 x (836.065 - 235.902/3)]
= 204.157 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x836.1/(7x6623.200)]
= 235.902 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 204.16) - 2.5 x 85.50 = 300.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 204.16) = 411.45 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 300.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 300.56 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 850.796 x 1000000 / [6623.200 x (669.398 - 207.053/3)]
= 213.959 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x669.4/(7x6623.200)]
= 207.053 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.96) - 2.5 x 85.50 = 277.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.96) = 392.60 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.00 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 754.393 x 1000000 / [6623.200 x (802.733 - 230.373/3)]
= 156.902 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x802.7/(7x6623.200)]
= 230.373 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 156.90) - 2.5 x 85.50 = 455.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 156.90) = 535.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 455.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 455.46 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 87.218 x 1000000 / [5139.200 x (720.000 - 194.454/3)]
= 25.903 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5139.200)]
= 194.454 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 25.90) - 2.5 x 65.50 = 3889.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 25.90) = 3242.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3242.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3242.89 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.273 x 1000000 / [5746.400 x (720.000 - 203.787/3)]
= 12.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5746.400)]
= 203.787 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 12.35) - 2.5 x 64.00 = 8342.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 12.35) = 6802.14 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 6802.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6802.14 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1218.006 x 1000000 / [11557.200 x (654.975 - 254.540/3)]
= 184.852 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11557.200/1000.0 + 7x11557.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x655.0/(7x11557.200)]
= 254.540 mm

사용철근량 = 11557.2 mm² (철근도심 : 145.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.85) - 2.5 x 84.00 = 358.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.85) = 454.42 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 358.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 358.02 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 856.921 x 1000000 / [5746.400 x (720.000 - 203.787/3)]
= 228.691 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5746.400)]
= 203.787 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 228.69) - 2.5 x 64.00 = 299.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 228.69) = 367.31 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 299.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 299.13 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1127.723 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 201.572 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 201.57) - 2.5 x 84.00 = 310.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 201.57) = 416.73 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 310.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 310.91 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1044.330 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 186.666 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 186.67) - 2.5 x 84.00 = 352.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 186.67) = 450.00 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 352.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 352.50 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 71.698 x 1000000 / [5746.400 x (720.000 - 203.787/3)]
= 19.135 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5746.400)]
= 203.787 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 19.13) - 2.5 x 64.00 = 5327.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 19.13) = 4389.97 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 4389.97 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4389.97 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1020.586 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 182.422 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 182.42) - 2.5 x 84.00 = 365.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 182.42) = 460.47 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 365.59 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 365.59 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 352.442 x 1000000 / [5746.400 x (720.000 - 203.787/3)]
= 94.058 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5746.400)]
= 203.787 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 94.06) - 2.5 x 64.00 = 956.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 94.06) = 893.06 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 893.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 893.06 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 983.228 x 1000000 / [9530.400 x (666.667 - 238.903/3)]
= 175.744 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x9530.400)]
= 238.903 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 175.74) - 2.5 x 84.00 = 387.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 175.74) = 477.97 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 387.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 387.46 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1320.244 x 1000000 / [6080.400 x (1020.567 - 255.242/3)]
= 232.105 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.6/(7x6080.400)]
= 255.242 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 232.11) - 2.5 x 87.50 = 233.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 232.11) = 361.90 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 233.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 233.63 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 771.980 x 1000000 / [3575.200 x (900.000 - 188.688/3)]
= 257.944 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3575.200)]
= 188.688 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 257.94) - 2.5 x 87.50 = 188.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 257.94) = 325.65 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 188.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 188.31 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1335.696 x 1000000 / [11557.200 x (854.975 - 299.731/3)]
= 153.063 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11557.200/1000.0 + 7x11557.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x855.0/(7x11557.200)]
= 299.731 mm

사용철근량 = 11557.2 mm² (철근도심 : 145.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 153.06) - 2.5 x 84.00 = 475.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 153.06) = 548.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 475.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 475.99 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 662.626 x 1000000 / [6623.200 x (1036.065 - 267.036/3)]
= 105.640 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1036.1/(7x6623.200)]
= 267.036 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 105.64) - 2.5 x 85.50 = 780.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 105.64) = 795.16 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 780.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 780.20 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 225.637 x 1000000 / [2694.400 x (920.000 - 168.381/3)]
= 96.939 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x2694.400)]
= 168.381 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 96.94) - 2.5 x 69.00 = 910.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 96.94) = 866.53 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 866.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 866.53 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.708 x 1000000 / [3575.200 x (900.000 - 188.688/3)]
= 46.013 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3575.200)]
= 188.688 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 46.01) - 2.5 x 87.50 = 2063.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 46.01) = 1825.57 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1825.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1825.57 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 384.813 x 1000000 / [2694.400 x (920.000 - 168.381/3)]
= 165.325 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x2694.400)]
= 168.381 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 165.32) - 2.5 x 69.00 = 462.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 165.32) = 508.09 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 462.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 462.61 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 884.876 x 1000000 / [9530.400 x (866.667 - 279.822/3)]
= 120.052 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x9530.400)]
= 279.822 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 120.05) - 2.5 x 84.00 = 664.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 120.05) = 699.69 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 664.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 664.62 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 431.395 x 1000000 / [2694.400 x (920.000 - 168.381/3)]
= 185.337 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x2694.400)]
= 168.381 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 185.34) - 2.5 x 69.00 = 394.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 185.34) = 453.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 394.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 394.03 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 7.250 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 7.250 / 28
T = 0.259 m < 0.800 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

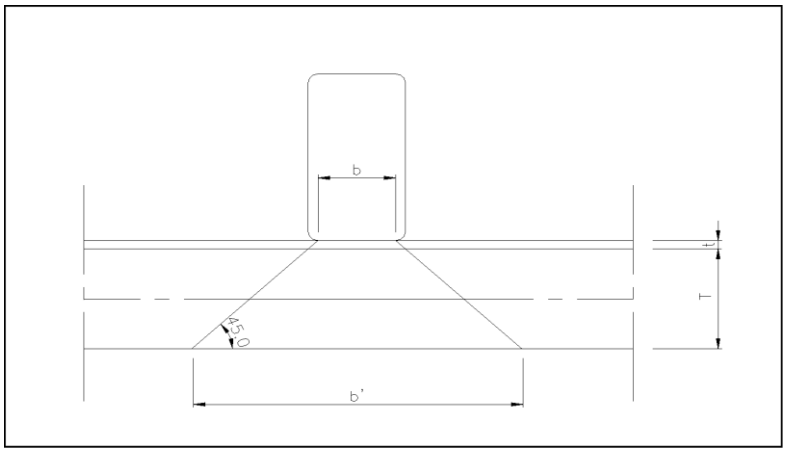
1) 고정하중

- 구체자중 = 762.050 / 10.200 = 74.711 kN/m²
- 상부연직하중 = ###### kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

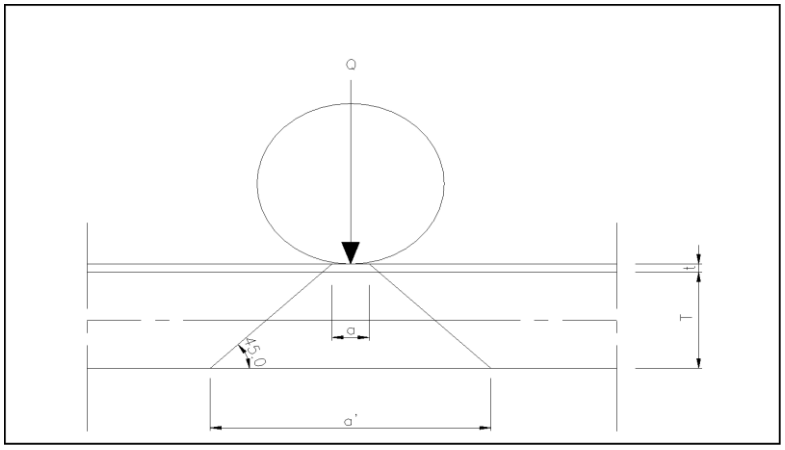


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 800 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°

= 2.180 m



a' = 0.200 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°
= 1.880 m

Qz = 96.0 / (2.180 × 1.880) 23.424 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 74.71 + 148.95 + 15.00 + 0.92 + 23.42
= 263.001 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력(지반조사보고서 참조)

Qa = ###### kN/m² ≥ Qmax = ###### kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.200	×	0.800	×	25.000			=	204.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.200	×	0.800	×	25.000			=	204.000	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.200	×	1.000	×	19.000			=	193.800	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.200	×	6.824	×	10.000			=	696.048	kN/m
- 수직수압	:	10.200	×	6.824	×	10.000			=	696.048	kN/m
							∴ Σ		=	2397.832	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

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

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.824 \times 19.000 + 6.824^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= ######$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + ###### = ###### kN/m

(3) 저항력

R = 2397.832 + ###### = 2533.226 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.200 × 14.364 × 10.000

= 1465.128 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2533.226 / 1465.128

= 1.729 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.200	×	0.800	×	25.000			=	204.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.200	×	0.800	×	25.000			=	204.000	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.200	×	7.600	×	19.000			=	1472.880	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.200	×	0.224	×	10.000			=	22.848	kN/m
- 수직수압	:	10.200	×	0.224	×	10.000			=	22.848	kN/m
							∴ Σ		=	2330.512	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

= 0.500 × 19.000 × 7.600 ² × tan(30 × 2/3)

= ###### kN/m

② 지하수위 이하

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

= 0.500 × (2 × 7.600 × 0.224 × 19.000 + 0.224 ² × 10.000) × tan(30 × 2/3)

= 11.864 kN/m

∴ Σ = ###### + 11.864 = ###### kN/m

(3) 저항력

R = 2330.512 + ###### = 2542.094 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.200 × 7.764 × 10.000

= 791.928 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2542.094 / 791.928

= 3.210 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{204.000}{10.200 \times 10.000 \times 1.100} = 1.818 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.818 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{397.050}{10.200 \times 10.000 \times 1.100} = 3.539 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.539 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{409.550}{10.200 \times 10.000 \times 1.100} = 3.650 \text{ m}$$

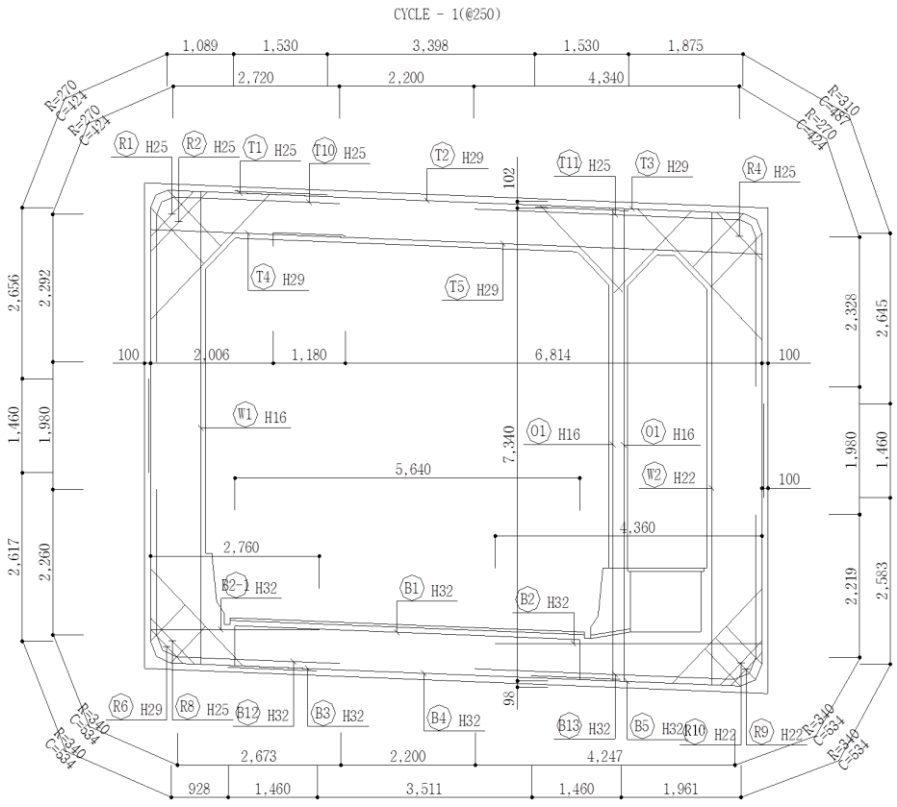
∴ 구조물 저면으로 부터 3.650 m 이하유지

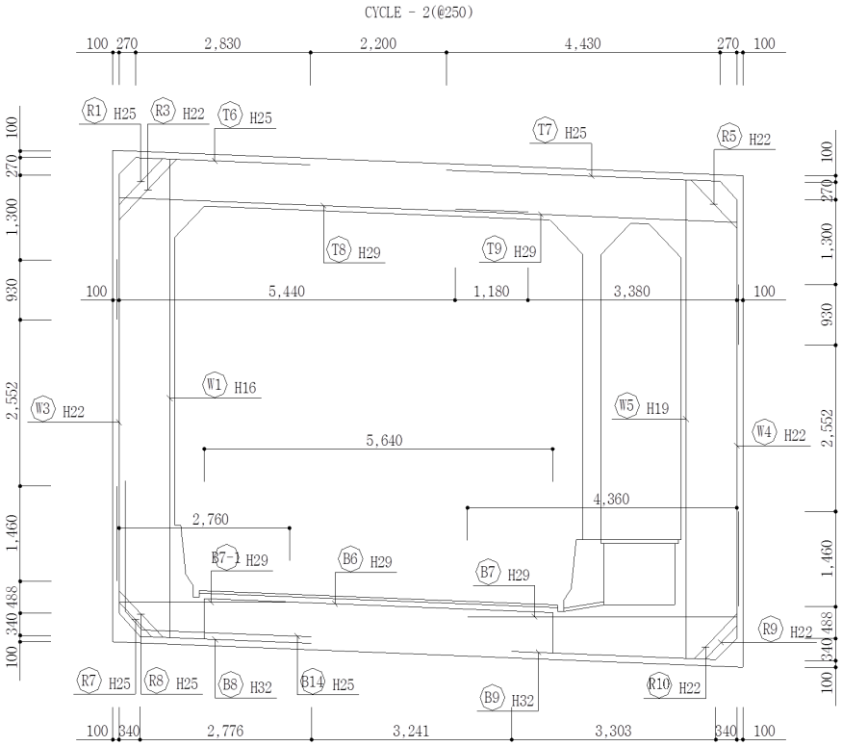
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{806.600}{10.200 \times 10.000 \times 1.100} = 7.189 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 7.189 m 이하유지

21. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
1,089
1,530
3,398
1,530
1,875
2,720
2,200
4,340
R=270 C=424
R=270 C=424
R=310 C=486
R=270 C=424
R1 H25
R2 H25
T1 H25
T10 H25
T2 H29
T11 H25
T3 H29
R4 H25
102
T4 H29
T5 H29
2,656
2,292
2,328
2,645
100
2,006
1,180
6,814
100
1,460
1,980
W1 H16
O1 H16
O1 H16
7,340
5,640
W2 H22
100
1,980
1,460
4,360
2,617
2,260
2,760
B2-1 H32
B1 H32
B2 H32
2,219
2,583
98
R6 H29
R8 H25
B12 H32
B3 H32
B4 H32
B13 H32
B5 H32
R10 H22
R9 H22
R=340 C=534
R=340 C=534
R=340 C=534
2,673
2,200
4,247
928
1,460
3,511
1,460
1,961


CYCLE - 2(@250)
100
270
2,830
2,200
4,430
270
100
R1 H25
R3 H22
T6 H25
T7 H25
R5 H22
100
270
1,300
930
2,552
1,460
488
340
100
T8 H29
T9 H29
100
5,440
1,180
3,380
100
W1 H16
W3 H22
W5 H19
W4 H22
5,640
4,360
2,760
B7-1 H29
B6 H29
B7 H29
R9 H22
R7 H25
R8 H25
B8 H32
B14 H25
B9 H32
R10 H22
100
340
2,776
3,241
3,303
340
100

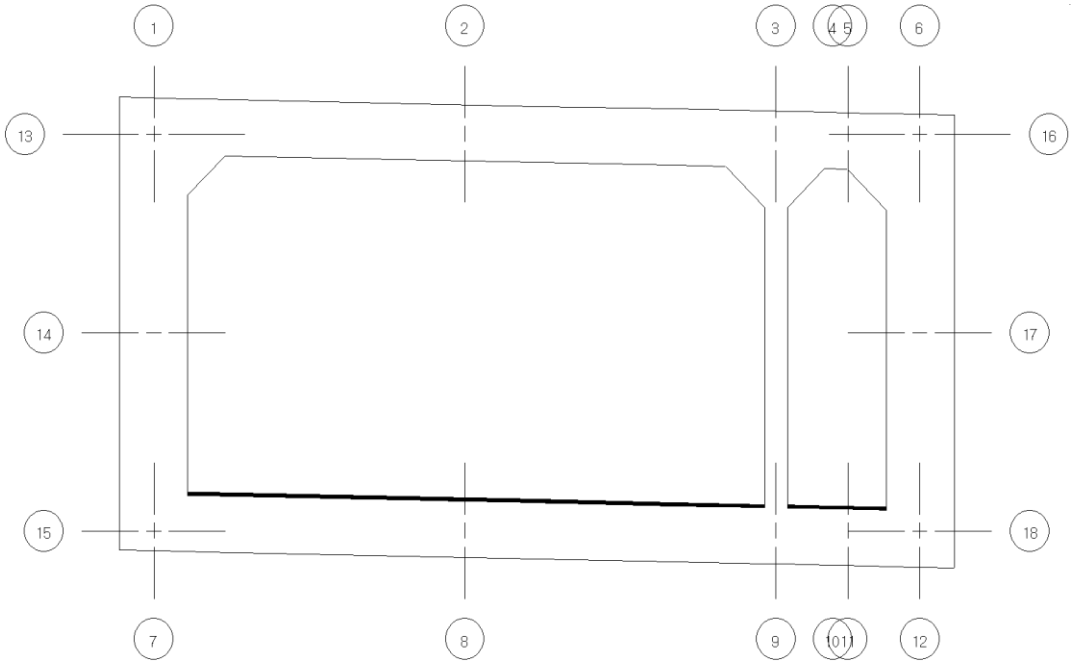
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+665.010 (BLOCK2 : B2)
▣ 토 피(FH) = 7.44 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(7.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

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 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	717	1142.92	1302.36	4993.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		좌측 (하면)	1	1000	620	368.90	906.32	1795.32	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.46
		중앙부	2	1000	620	911.93	1005.09	4626.97	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		우측 (상면)	3	1000	717	1185.79	1428.55	5194.56	H32 - 8.0EA	6353.60	1.20
		우측 (하면)	3	1000	620	222.34	1005.09	1070.85	H29 - 8.0EA	5139.20	4.52
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	767	1332.00	1536.56	5447.25	H32 - 8.0EA	6353.60	1.15
		좌측 (하면)	4	1000	620	90.77	1005.09	433.23	H29 - 8.0EA	5139.20	11.07
		중앙부 (상면)	5	1000	600	958.20	1176.52	5070.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.23
		중앙부 (하면)	5	1000	620	273.52	1005.09	1322.11	H29 - 8.0EA	5139.20	3.67
		우측 (상면)	6	1000	717	693.19	1428.55	2950.70	H32 - 8.0EA	6353.60	2.06
		우측 (하면)	6	1000	620	396.70	1005.09	1934.46	H29 - 8.0EA	5139.20	2.53
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	620	540.40	1113.50	2663.29	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.06
		좌측 (하면)	7	1000	571	1366.11	1497.04	8014.08	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.10
		중앙부	8	1000	620	980.99	1113.50	5005.87	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		우측 (상면)	9	1000	620	189.43	1005.09	910.28	H29 - 8.0EA	5139.20	5.31
		우측 (하면)	9	1000	567	1412.18	1567.07	8419.94	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
	2경간	좌측	10	1000	567	1295.51	1567.07	7616.15	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.21
		중앙부 (상면)	11	1000	620	322.00	1005.09	1561.80	H29 - 8.0EA	5139.20	3.12
		중앙부 (하면)	11	1000	567	997.47	1567.07	5671.91	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.57
		우측 (상면)	12	1000	620	608.22	1005.09	3012.87	H29 - 8.0EA	5139.20	1.65
		우측 (하면)	12	1000	567	739.65	1567.07	4097.20	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	2.12

좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	944	1681.43	2468.84	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.47
		상부(내측)	13	1000	820	516.03	1655.18	-	H16 - 8.0EA	7335.20	3.21
		중앙부(외측)	14	1000	800	1228.58	2229.48	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.81
		중앙부(내측)	14	1000	820	210.36	2042.12	-	H16 - 8.0EA	7335.20	9.71
		하부(외측)	15	1000	771	1544.61	2824.90	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	1.83
		하부(내측)	15	1000	820	551.49	1526.26	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.77
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	956	906.41	2361.10	-	H32 - 8.0EA	8645.60	2.61
		상부(내측)	16	1000	820	569.12	821.44	-	H19 - 8.0EA	8038.40	1.44
		중앙부(외측)	17	1000	800	68.04	2382.03	-	H32 - 8.0EA	8645.60	35.01
		중앙부(내측)	17	1000	820	372.49	887.82	-	H19 - 8.0EA	8038.40	2.38
		하부(외측)	18	1000	767	734.81	2701.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11822.40	3.68
		하부(내측)	18	1000	820	670.17	821.78	-	H19 - 8.0EA	11215.20	1.23

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측(하면)	1	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측(상면)	3	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측(하면)	3	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2경간	좌측(상면)	4	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측(하면)	4	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부(상면)	5	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부(하면)	5	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측(상면)	6	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측(하면)	6	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		좌측 (하면)	7	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		중앙부	8	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측 (상면)	9	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측 (하면)	9	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
	2 경간	좌측	10	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	11	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	11	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측 (상면)	12	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측 (하면)	12	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		상부	13	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		하부	15	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		하부	15	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		상부	16	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		하부	18	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		하부	18	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	mm²		mm	mm²	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	869.1	1077.31	2.00	399.48	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	2	402.7	195.4	757.96	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	3	389.7	897.4	1077.31	2.00	423.04	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	4	389.7	562.5	733.51	2.00	288.04	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	5	389.7	528.3	733.51	2.00	230.90	H19	300	573.00	0.K
		우측	6	389.7	538.0	733.51	2.00	247.08	H19	300	573.00	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	402.7	769.2	1113.22	2.00	295.58	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	8	402.7	257.3	757.96	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	9	402.7	932.3	1113.22	2.00	427.12	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	10	371.0	573.9	698.31	2.00	355.23	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	11	402.7	582.2	757.96	2.00	289.58	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	402.7	574.5	757.96	2.00	277.08	H19	300	573.00	0.K

좌측벽체	1층	상부	13	566.9	842.7	884.62	2.00	344.82	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	14	570.2	639.6	887.91	2.00	86.86	H16	300	397.20	O.K
		하부	15	551.2	443.0	857.52	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	16	534.1	822.0	851.84	2.00	359.95	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	17	531.8	630.1	849.54	2.00	122.84	H16	300	397.20	O.K
		하부	18	515.7	433.6	822.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	717	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	297.179	O.K	2.377
		좌측 (하면)	1	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	620	H29 - 8.0EA	125	295.514	O.K	2.364
		우측 (상면)	3	717	H32 - 8.0EA	125	312.702	O.K	2.502
		우측 (하면)	3	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	767	H32 - 8.0EA	125	282.653	O.K	2.261
		좌측 (하면)	4	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	600	H32 - 8.0EA	125	333.302	O.K	2.666
		중앙부 (하면)	5	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	717	H32 - 8.0EA	125	735.064	O.K	5.881
		우측 (하면)	6	620	H29 - 8.0EA	125	27464.409	O.K	219.715

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	620	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	7	571	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	274.562	O.K	2.196
		중앙부	8	620	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	319.593	O.K	2.557
		우측(상면)	9	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측(하면)	9	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	286.624	O.K	2.293
	2경간	좌측	10	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	327.909	O.K	2.623
		중앙부(상면)	11	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부(하면)	11	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	503.466	O.K	4.028
		우측(상면)	12	620	H29 - 8.0EA	125	1837.169	O.K	14.697
		우측(하면)	12	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	836.111	O.K	6.689
좌측벽체	1층	상부	13	944	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	239.775	O.K	1.918
		상부	13	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.226	O.K	2.314
		중앙부	14	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	370.042	O.K	2.960
		하부	15	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	956	H32 - 8.0EA	125	1641.234	O.K	13.130
		상부	16	820	H19 - 8.0EA	125	988.398	O.K	7.907
		중앙부	17	800	H32 - 8.0EA	125	9191.827	O.K	73.535
		중앙부	17	820	H19 - 8.0EA	125	623.713	O.K	4.990
		하부	18	767	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1461.167	O.K	11.689
		하부	18	820	H19 - 8.0EA	125	624.680	O.K	4.997

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(7.6M × 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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

6) 지진계수

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

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.443 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

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

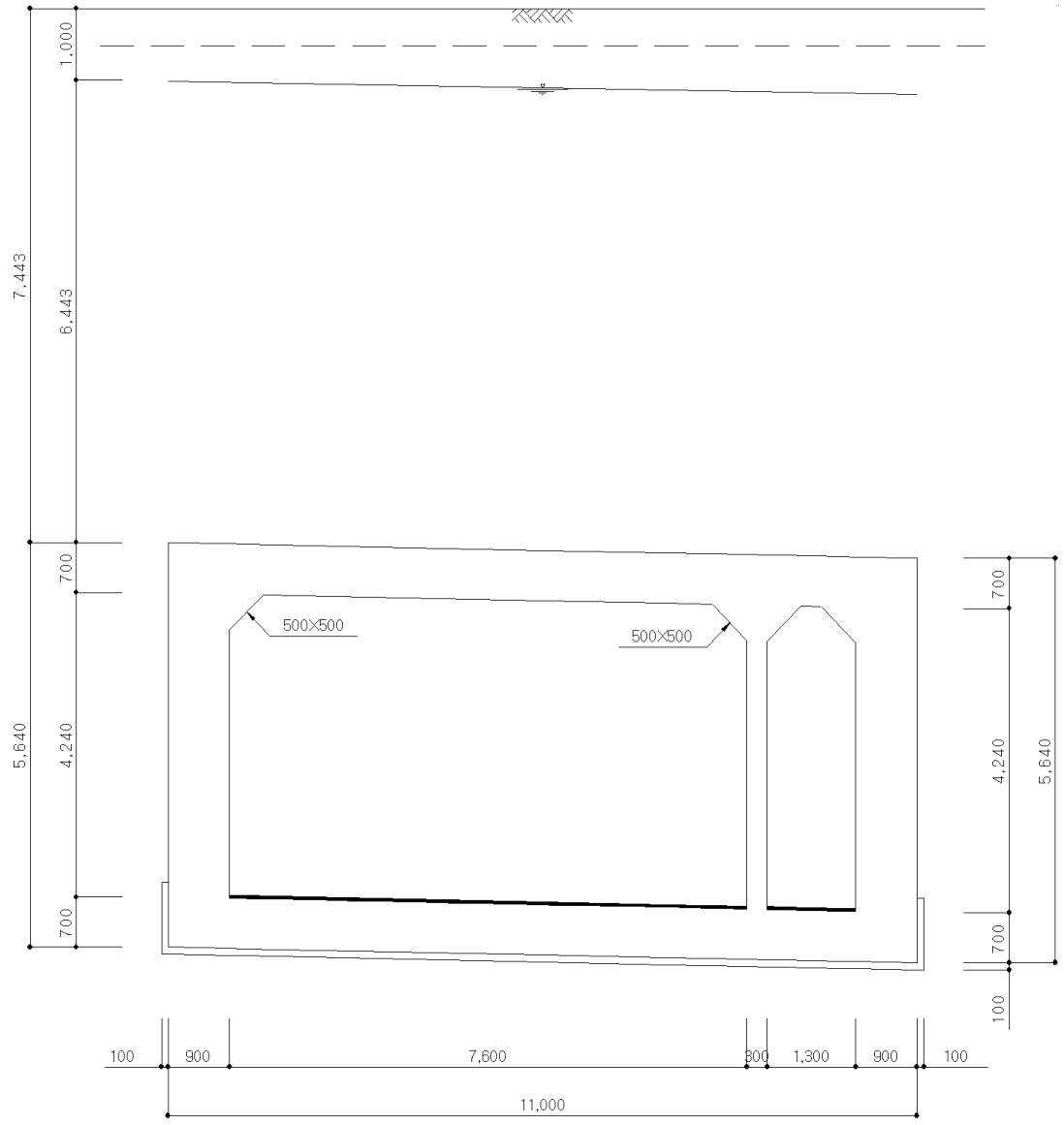
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
6,443
7,443
700
4,240
5,640
700
500X500
500X500
700
4,240
5,640
700
100
100
900
7,600
300
1,300
900
100
11,000

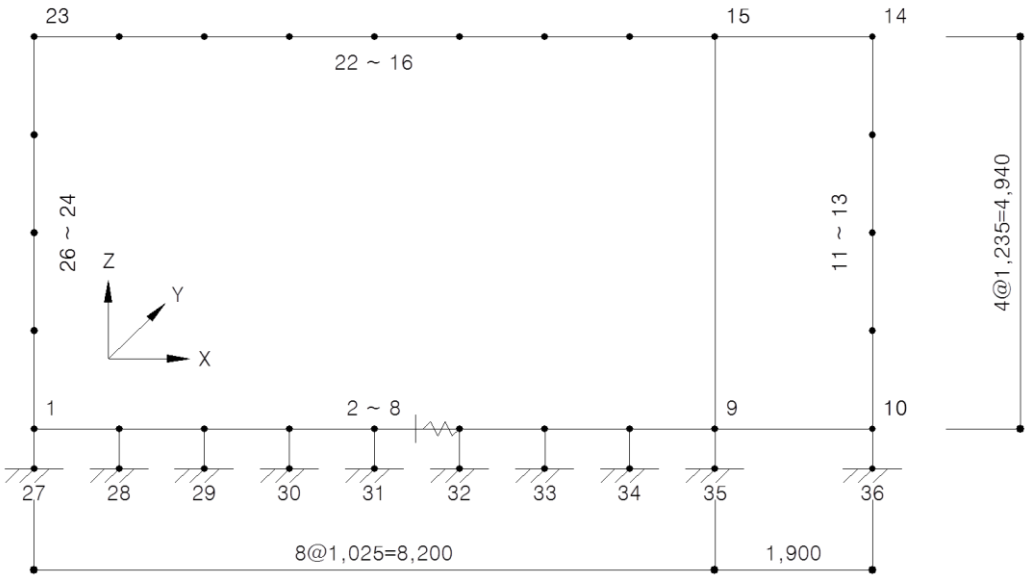
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

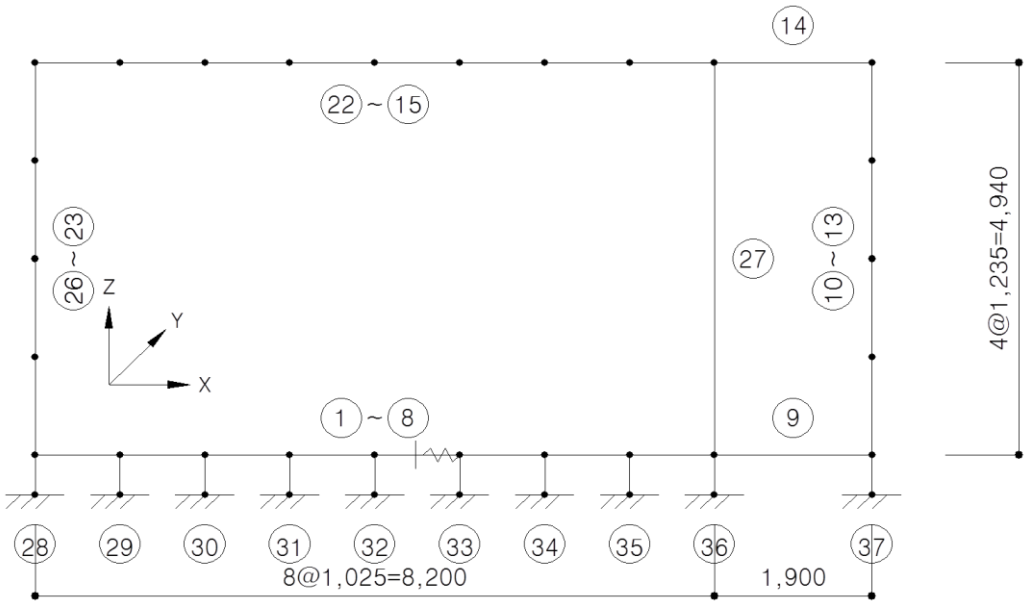
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위 여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

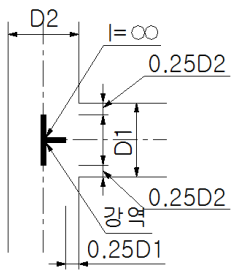
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~9,14~22
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	10~13,23~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

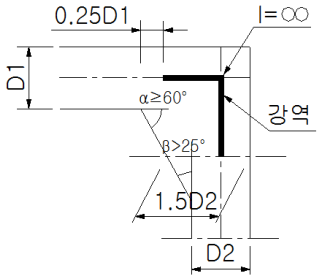
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	19	4.100	5.440
2	1.025	0.500	20	3.075	5.440
3	2.050	0.500	21	2.050	5.440
4	3.075	0.500	22	1.025	5.440
5	4.100	0.500	23	0.000	5.440
6	5.125	0.500	24	0.000	4.205
7	6.150	0.500	25	0.000	2.970
8	7.175	0.500	26	0.000	1.735
9	8.200	0.500	27	0.000	0.000
10	10.100	0.500	28	1.025	0.000
11	10.100	1.735	29	2.050	0.000
12	10.100	2.970	30	3.075	0.000
13	10.100	4.205	31	4.100	0.000
14	10.100	5.440	32	5.125	0.000
15	8.200	5.440	33	6.150	0.000
16	7.175	5.440	34	7.175	0.000
17	6.150	5.440	35	8.200	0.000
18	5.125	5.440	36	10.100	0.000

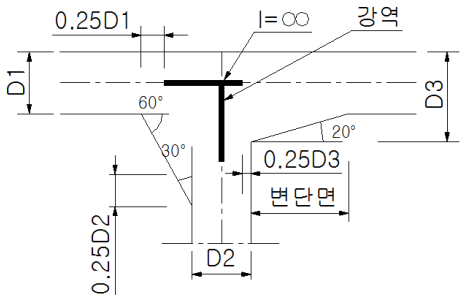
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 14 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

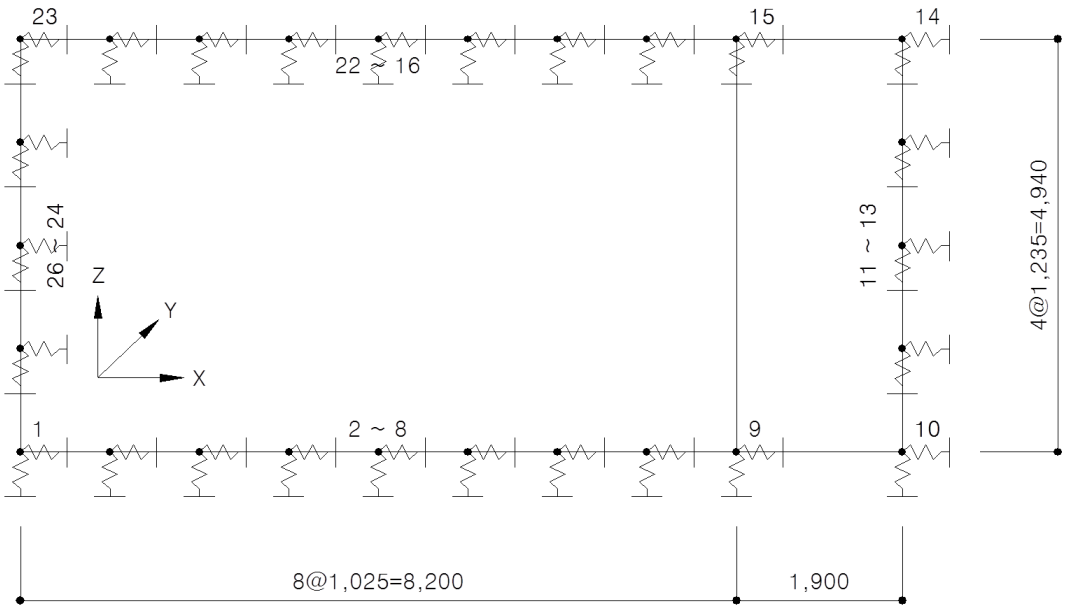
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

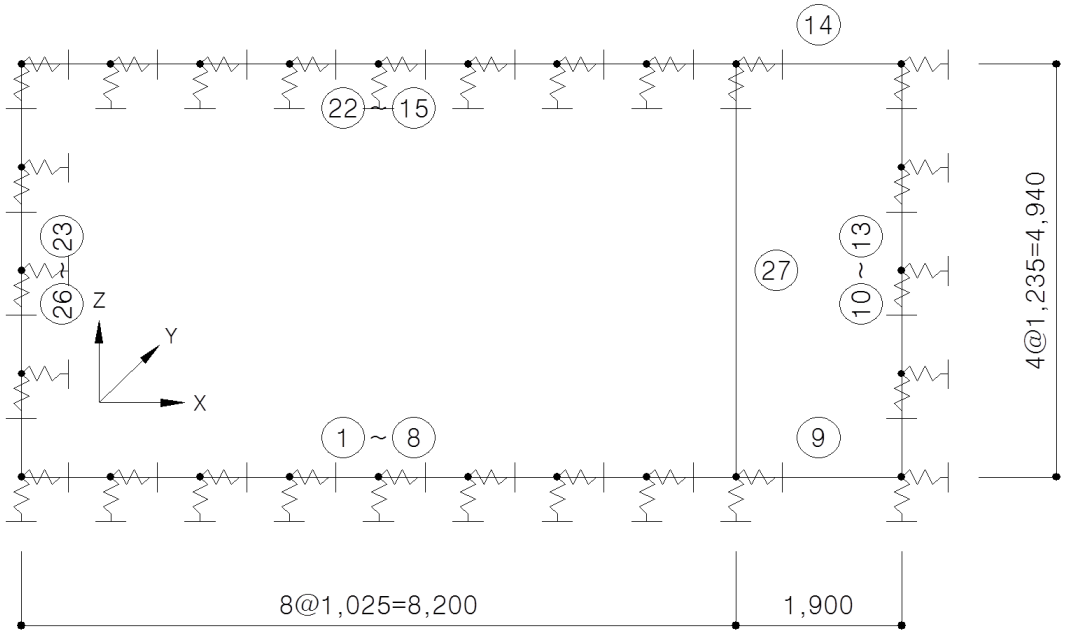
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

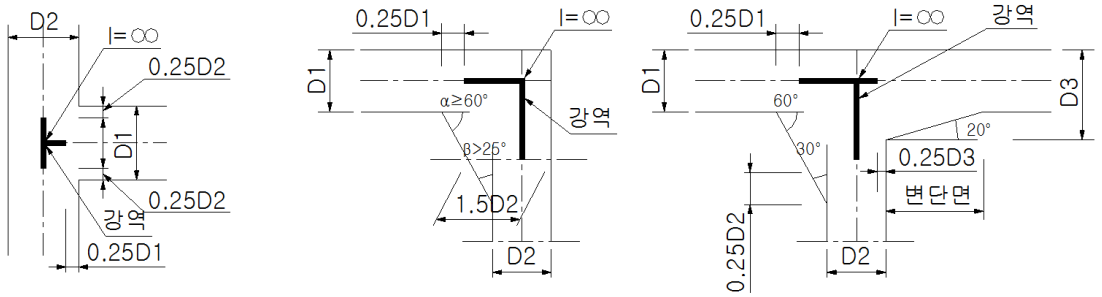
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~9,14~22
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	10~13,23~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	14	10.100	4.940
2	1.025	0.000	15	8.200	4.940
3	2.050	0.000	16	7.175	4.940
4	3.075	0.000	17	6.150	4.940
5	4.100	0.000	18	5.125	4.940
6	5.125	0.000	19	4.100	4.940
7	6.150	0.000	20	3.075	4.940
8	7.175	0.000	21	2.050	4.940
9	8.200	0.000	22	1.025	4.940
10	10.100	0.000	23	0.000	4.940
11	10.100	1.235	24	0.000	3.705
12	10.100	2.470	25	0.000	2.470
13	10.100	3.705	26	0.000	1.235

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 14 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

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

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

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

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

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

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

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반조사보고서참고)

Bv = √(B × B = √(11.000 × 11.000) = 11.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (11.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 11185.46 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 10766 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 11465 kN/m	2~8
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 16359 kN/m	9
Kv4	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 15660 kN/m	10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.027 ~ -5.701, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 174250.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 174250.770 = 58083.59 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 174250.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 174250.770 = 58083.59 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 287580.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 287580.810 = 95860.27 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 254842 kN/m	15
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 84947 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 178607 kN/m	16~22
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 59536 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 355162 kN/m	11~13,24~26
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 118387 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 178607 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 59536 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 254842 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 84947 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 167716 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 243951 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 243951 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 167716 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 278234 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (11.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 111520.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 111520.480 = 37173.49 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (11.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 111520.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 111520.480 = 37173.49 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ec = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 184051.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 184051.690 = 61350.56 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 163099 kN/m	15
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 54366 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 114308 kN/m	16~22
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 38103 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 227304 kN/m	11~13,24~26
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 75768 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 114308 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 38103 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 163099 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 54366 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 107338 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 156129 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 156129 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 107338 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 178070 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 6.943 × 19.00	=	###### kN/m²
	∴ Total Wd1	=	###### kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 6.443 × 10.00	=	64.430 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	85.430 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 7.443m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 7.293 × 19.000) × 0.500 = 75.033 kN/m²

Wh2 = 75.033 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 86.766 kN/m²

Wh3 = 86.766 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 98.498 kN/m²

Wh4 = 98.498 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²

Wh5 = 110.230 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = ###### kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 6.793 × 10.0 = 44.465 kN/m²

Wh2 = 44.465 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 50.640 kN/m²

Wh3 = 50.640 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 56.815 kN/m²

Wh4 = 56.815 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 62.990 kN/m²

Wh5 = 62.990 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 69.165 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.443 × 10.000 = 64.430 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 6.793 × 10.000 = 67.930 kN/m²

Ww3 = 67.930 + 1.235 × 10.000 = 80.280 kN/m²

Ww4 = 80.280 + 1.235 × 10.000 = 92.630 kN/m²

Ww5 = 92.630 + 1.235 × 10.000 = ###### kN/m²

Ww6 = 104.980 + 1.235 × 10.000 = ###### kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (7.443 + 5.640 - 1.000) × 10.000 = ###### kN/m²

7) 온도하중

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

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.028	248.600	198.900	19.000	0.000	0.001
매립토	2.600	160.000	128.000	18.000	0.065	0.081
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.372	294.700	235.800	20.000	0.073	0.091
계					0.461	0.577

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.577 = 0.721

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)

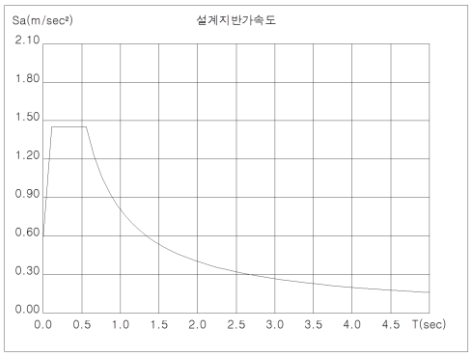
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.287 m/s²

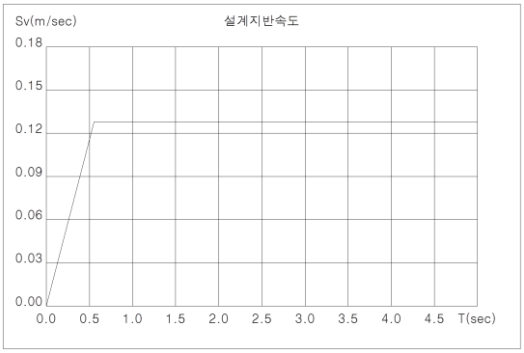
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.721 / 2π × 2.287 = 0.262 m/s

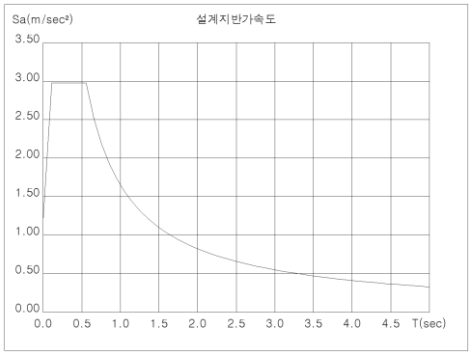
6) 설계응답 응답스펙트럼

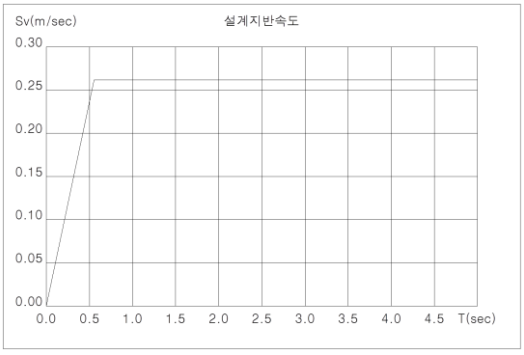
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 7.793 m
- 하부슬래브 EL. = 12.733 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 7.793 / (2 \times 30.000)) = 0.013714$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 12.733 / (2 \times 30.000)) = 0.011741$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 7.793 / (2 \times 30.000)) = 0.035137$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 12.733 / (2 \times 30.000)) = 0.030083$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 58083.590 \times (0.013714 - 0.011741) = 114.599\ kN/m^2$	$Po = 37173.490 \times (0.035137 - 0.030083) = 187.875\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
7.793	287580.810	0.013714	0.001973	567.397
9.028	287580.810	0.013302	0.001561	448.914
10.263	287580.810	0.012835	0.001094	314.613
11.498	287580.810	0.012314	0.000573	164.784
12.733	287580.810	0.011741	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
7.793	184051.690	0.035137	0.005054	930.197
9.028	184051.690	0.034082	0.003999	736.023
10.263	184051.690	0.032884	0.002801	515.529
11.498	184051.690	0.031549	0.001466	269.820
12.733	184051.690	0.030083	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	147525.000 × 0.000297 = 43.810	94416.000 × 0.000761 = 71.850
Vb	147525.000 × 0.000472 = 69.630	94416.000 × 0.001210 = 114.240
Vs	(43.810 + 69.630) / 2 = 56.720	(71.850 + 114.240) / 2 = 93.050

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.793) = 1.144	fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.793) = 2.813

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.733) = 1.048	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.733) = 2.577

③ 중간벽체

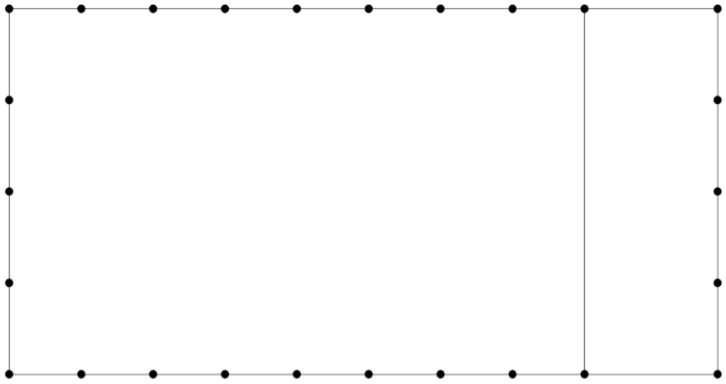
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.443) = 0.490	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.443) = 1.205
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.733) = 0.449	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.733) = 1.104

④ 측벽

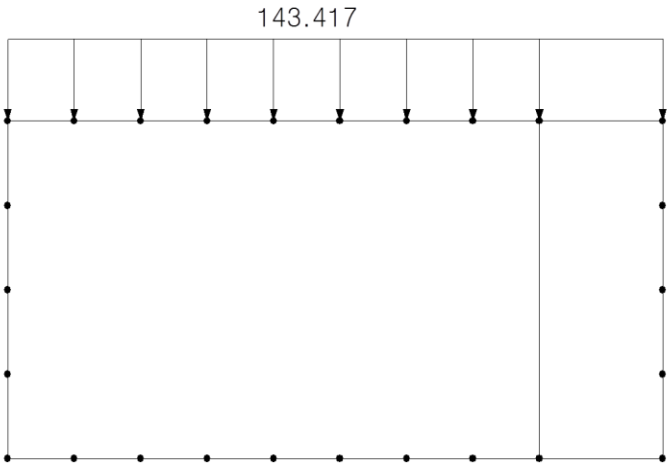
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.793) = 1.470	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.793) = 3.616
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.028) = 1.440	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.028) = 3.540
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.263) = 1.409	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.263) = 3.465
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.498) = 1.378	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.498) = 3.389
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.733) = 1.347	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.733) = 3.313

10. 하 중 재 하 (상시)

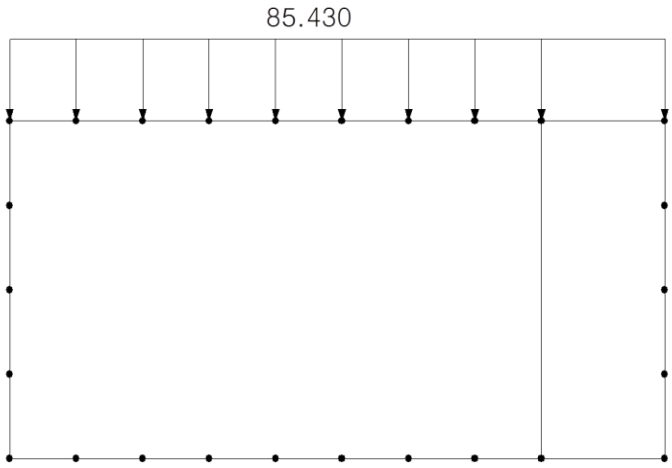
1) CASE1 - 구체자중(SW)



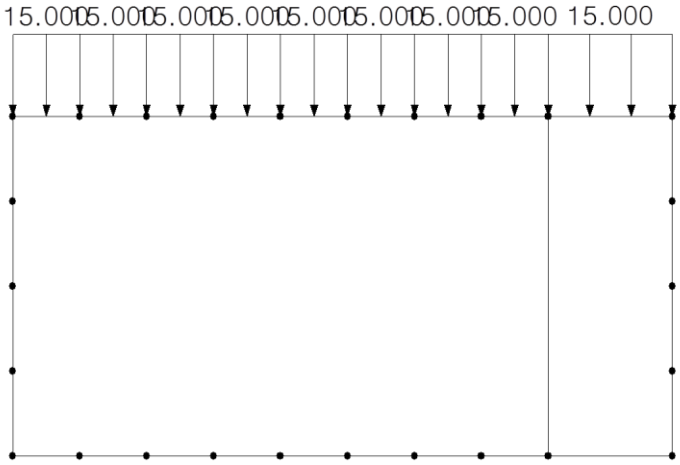
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



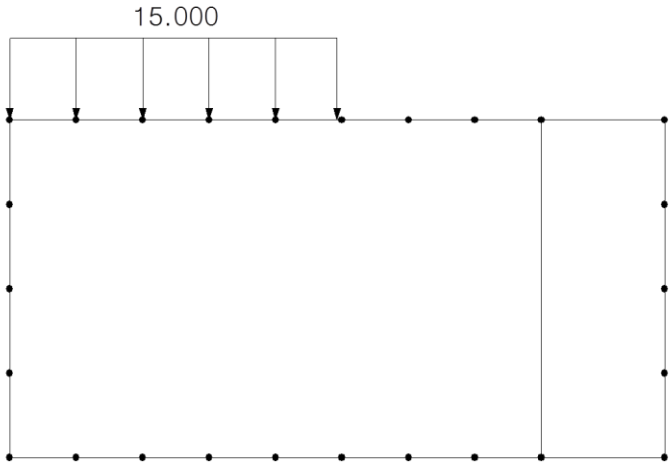
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



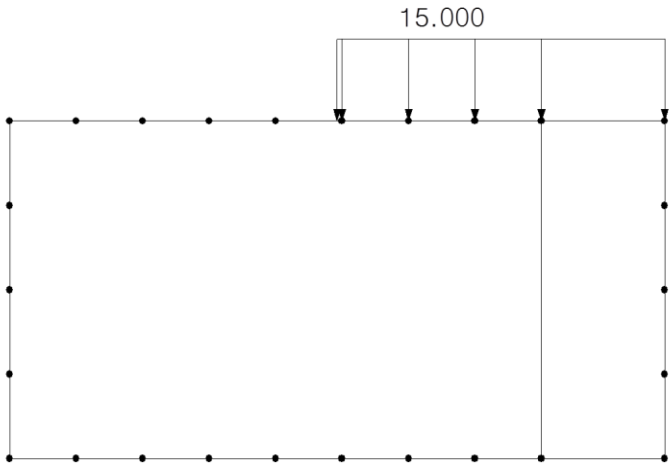
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



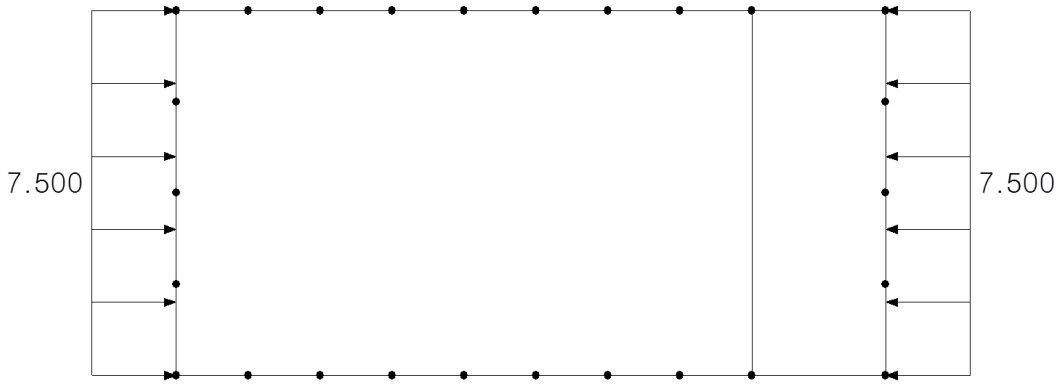
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



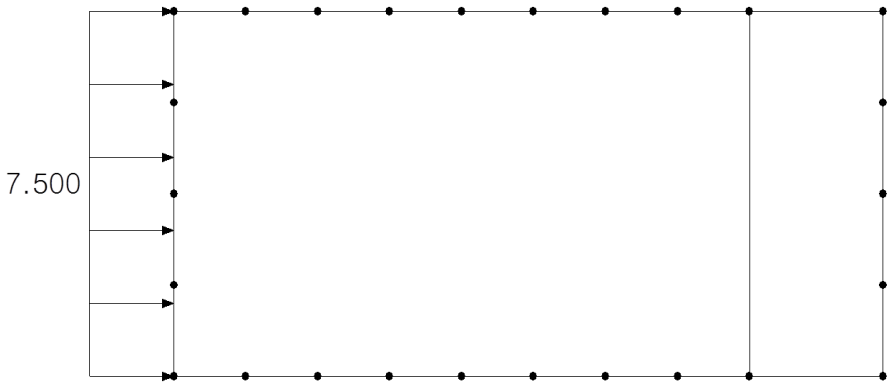
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



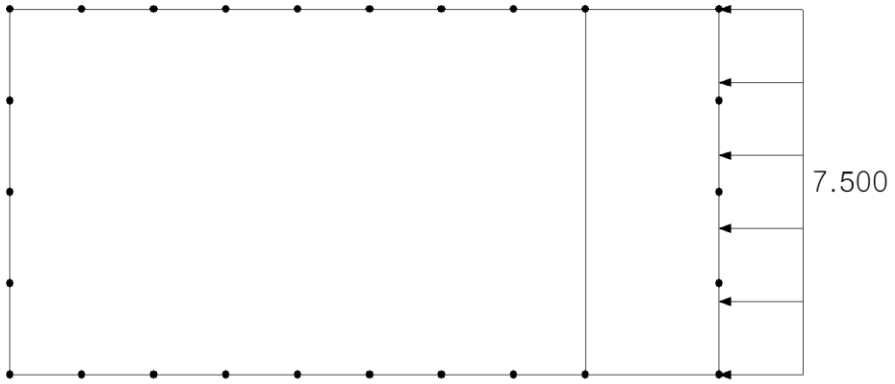
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



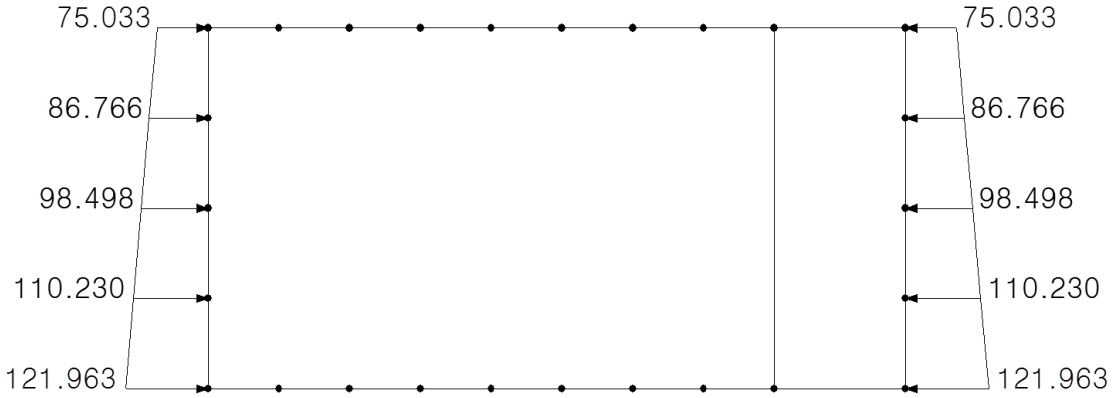
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



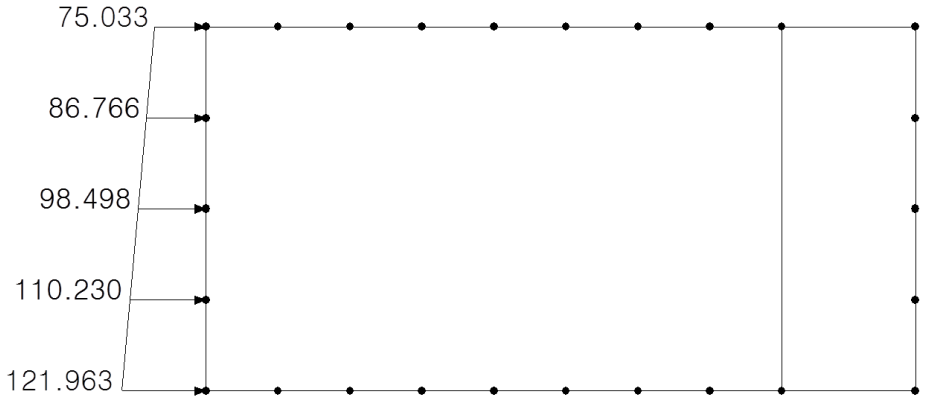
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



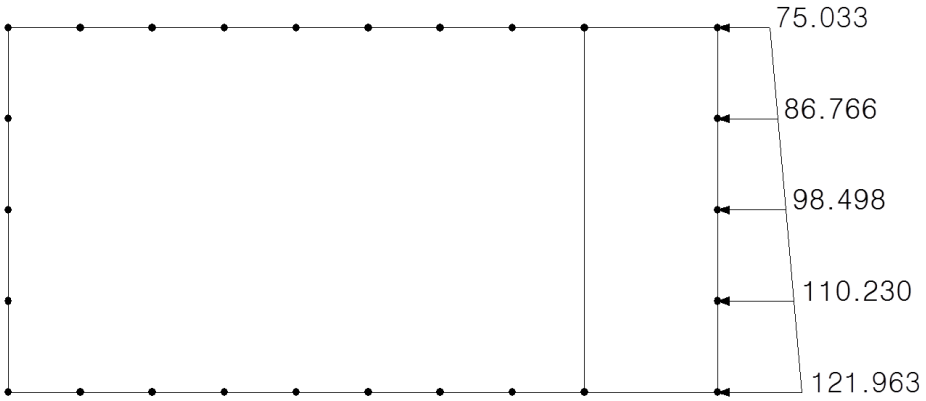
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



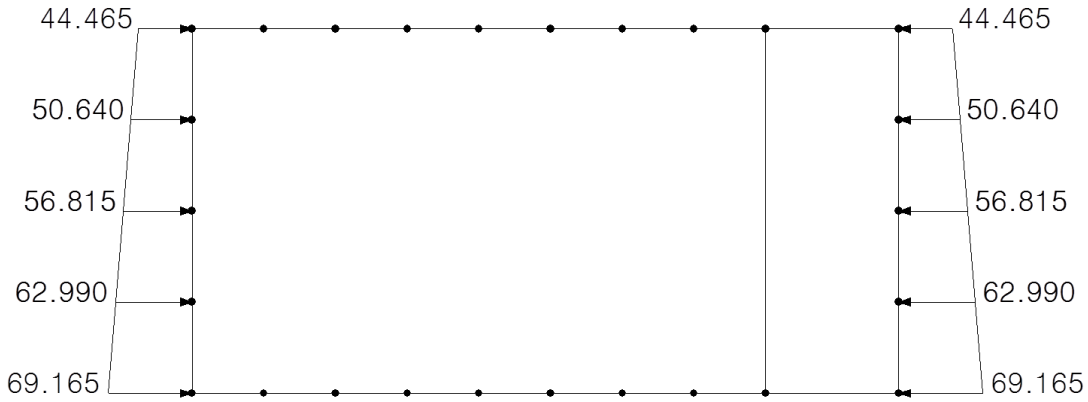
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



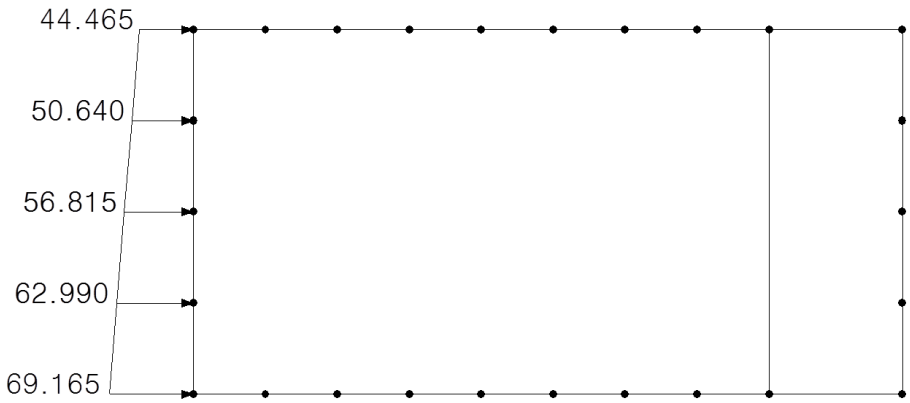
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



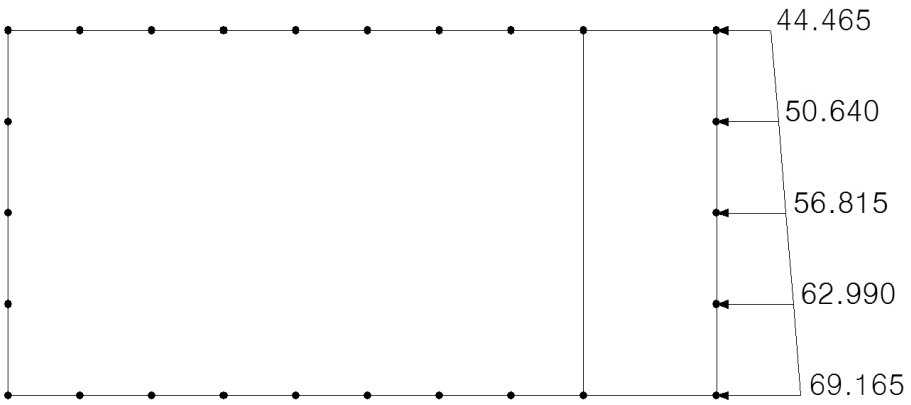
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



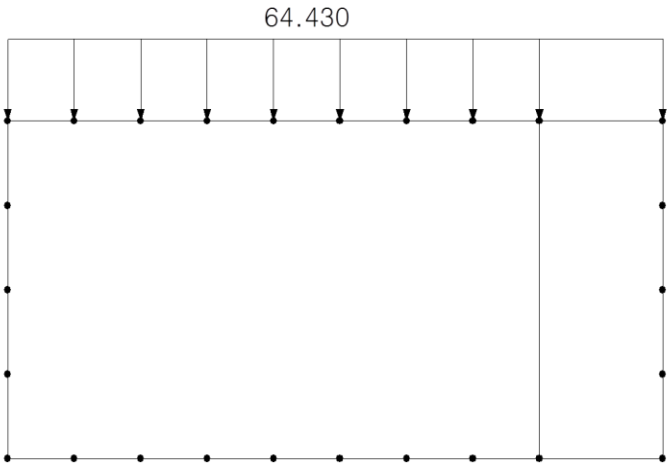
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



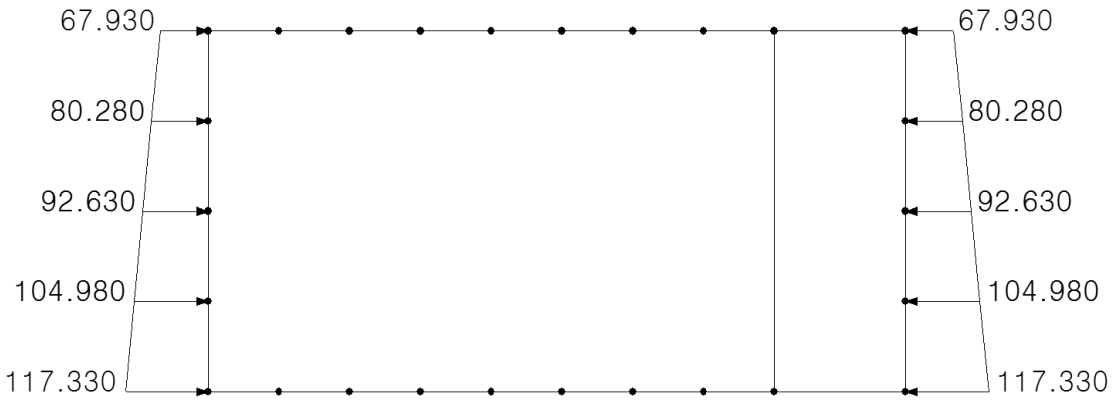
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



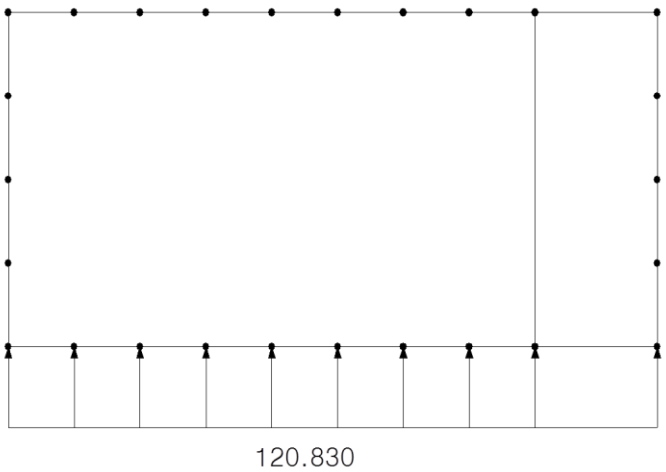
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



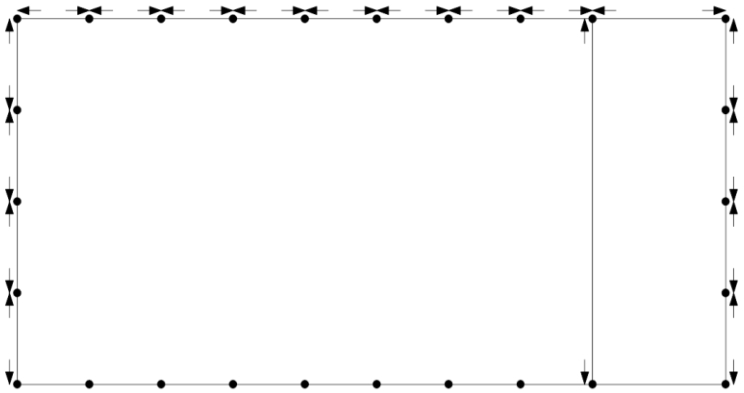
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



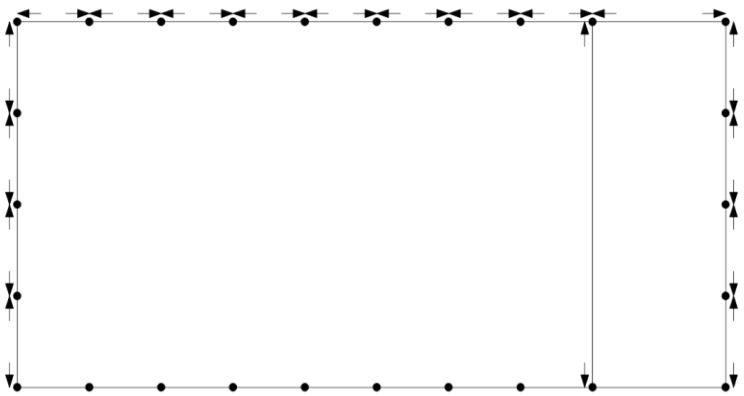
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



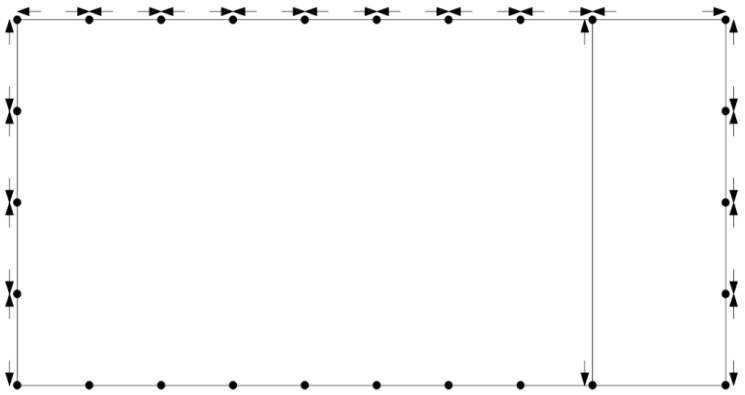
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

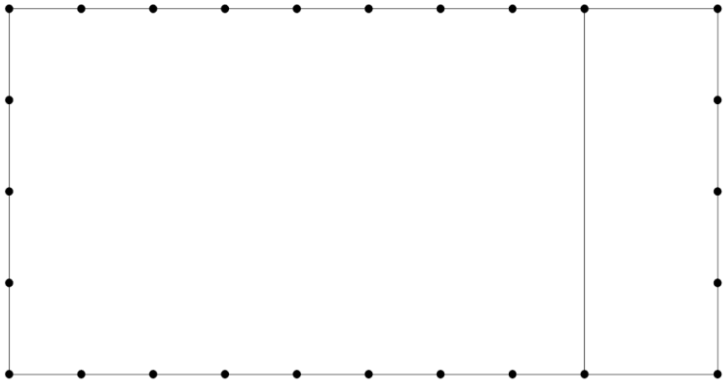


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

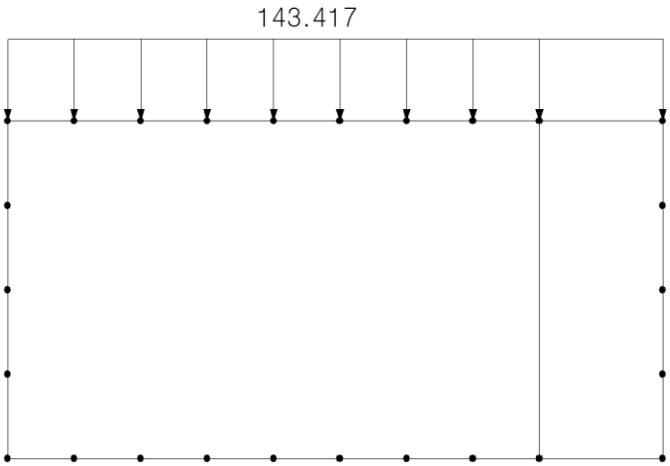


11. 하중 재하 (기능수행)

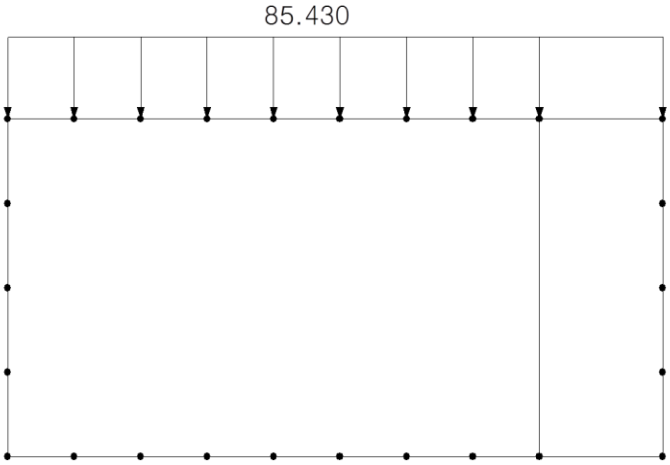
1) CASE1 - 구체자중(SW)



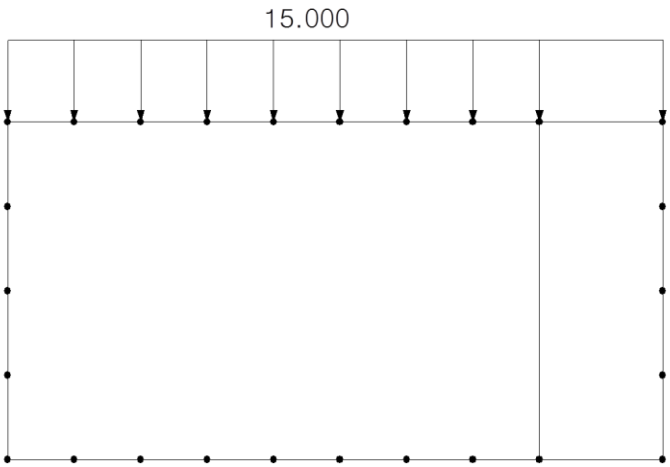
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



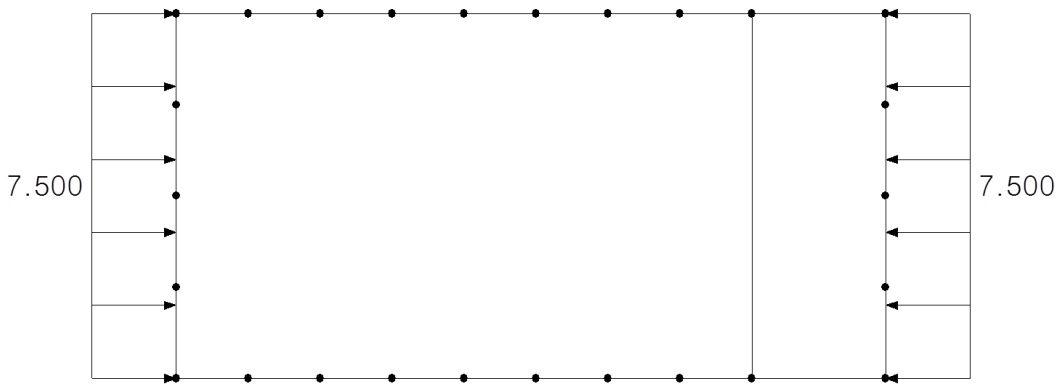
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



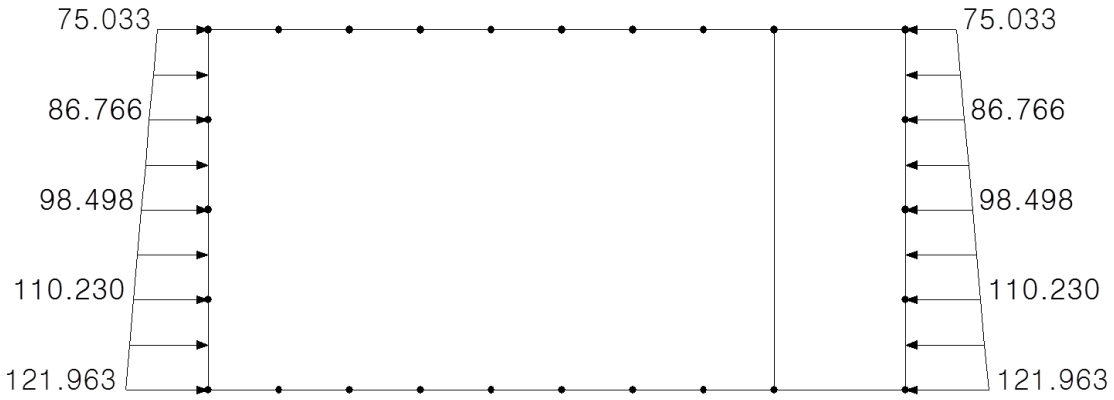
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



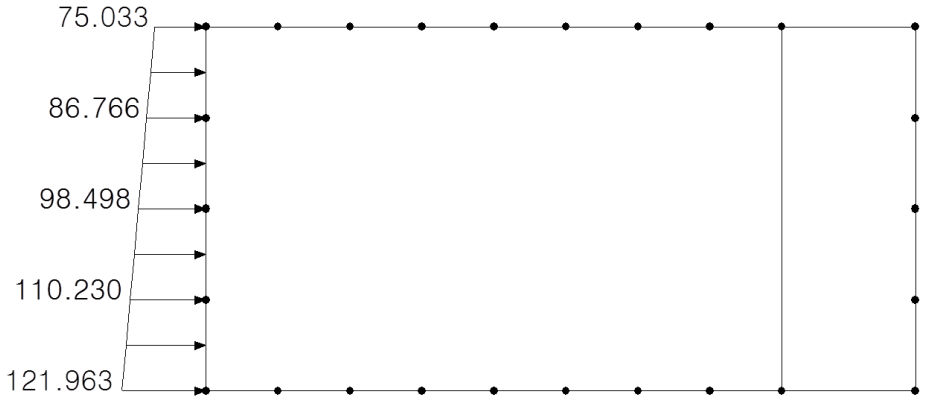
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



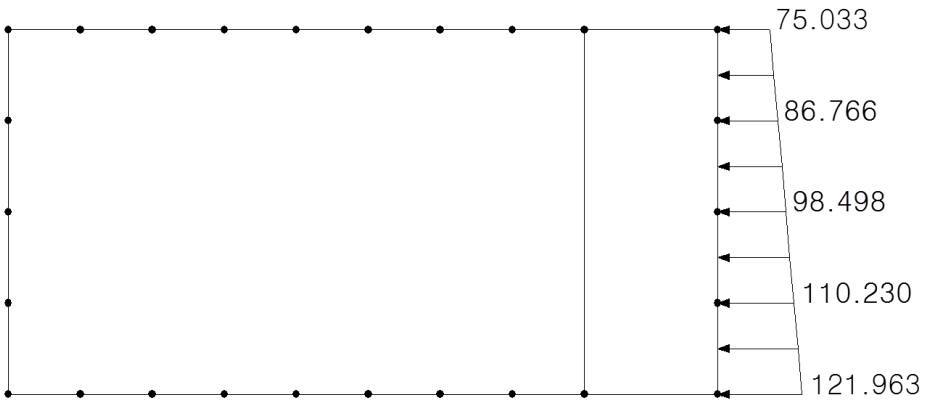
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



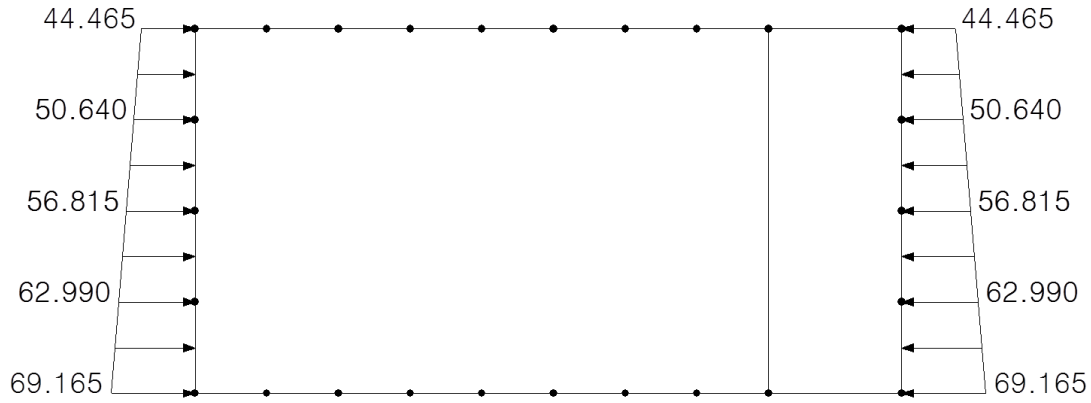
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



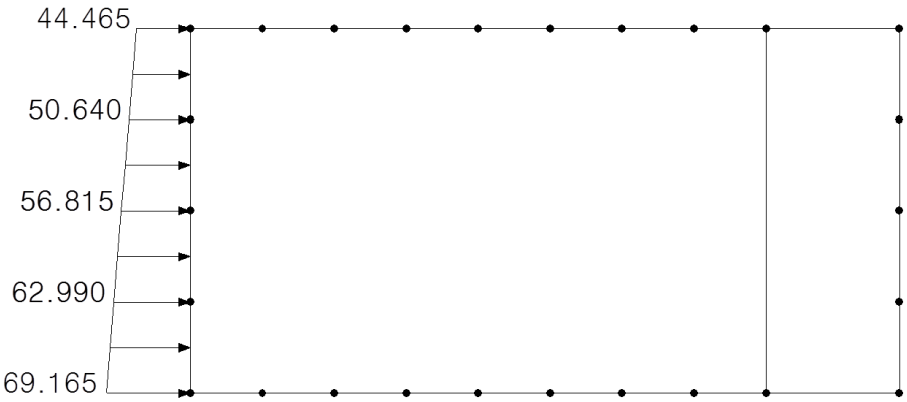
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



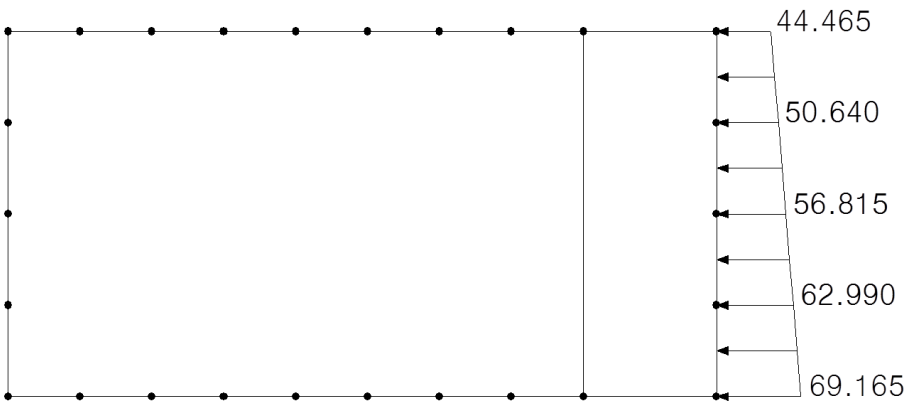
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



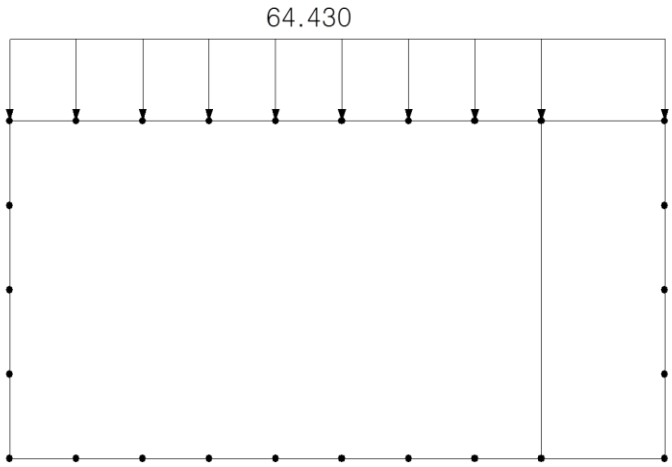
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



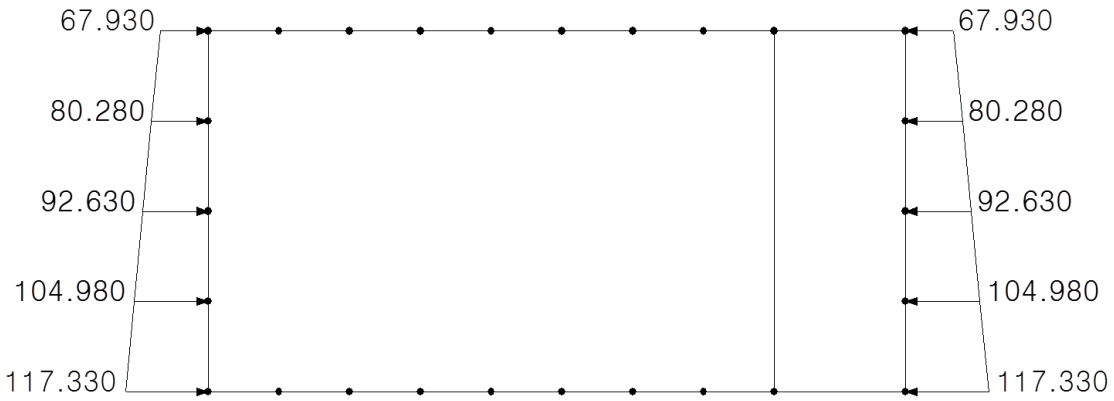
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



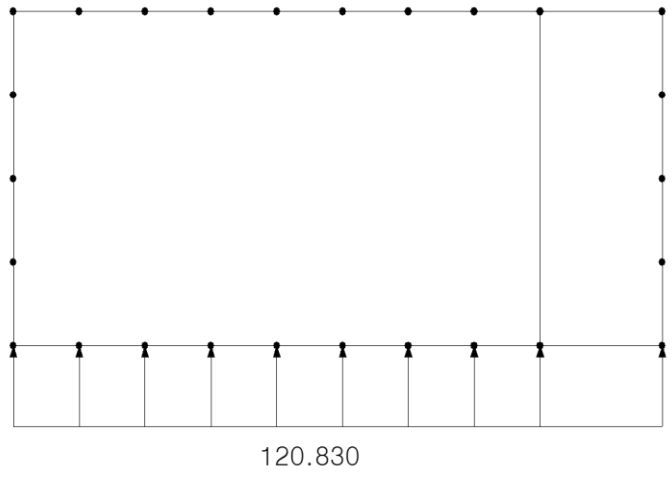
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

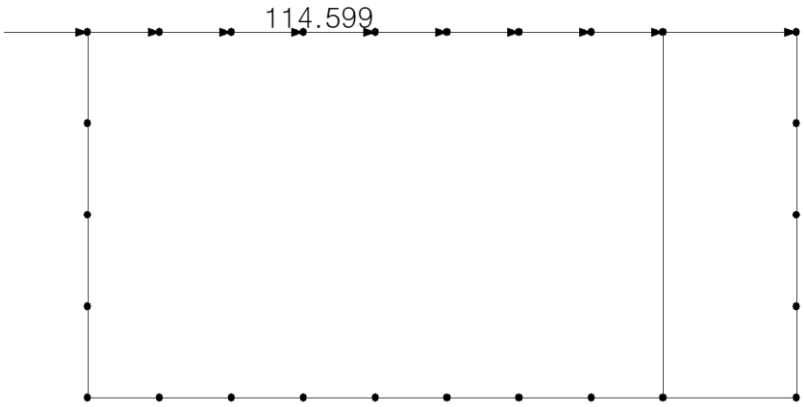


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

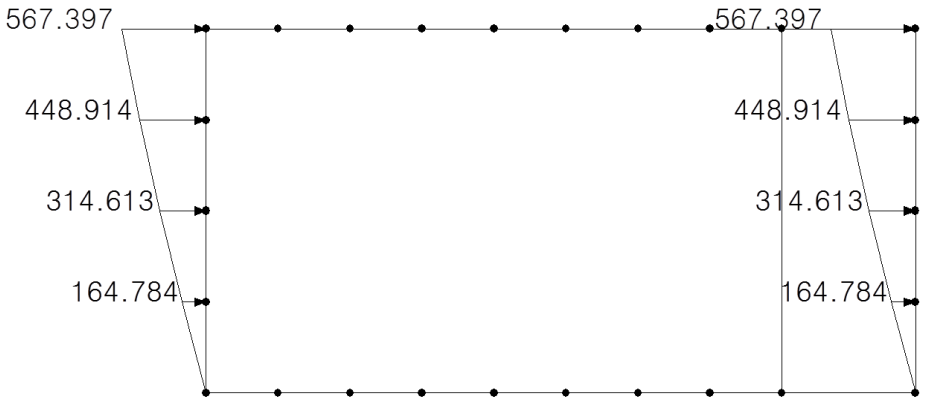


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

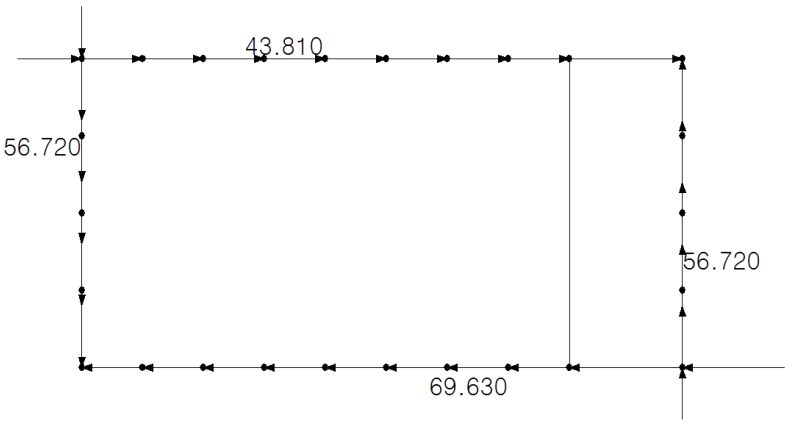
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



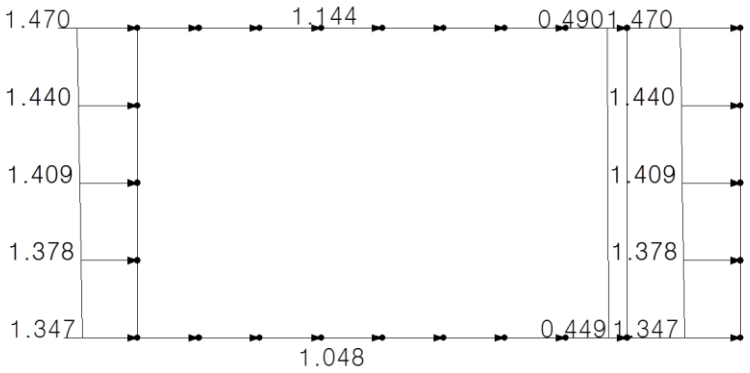
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

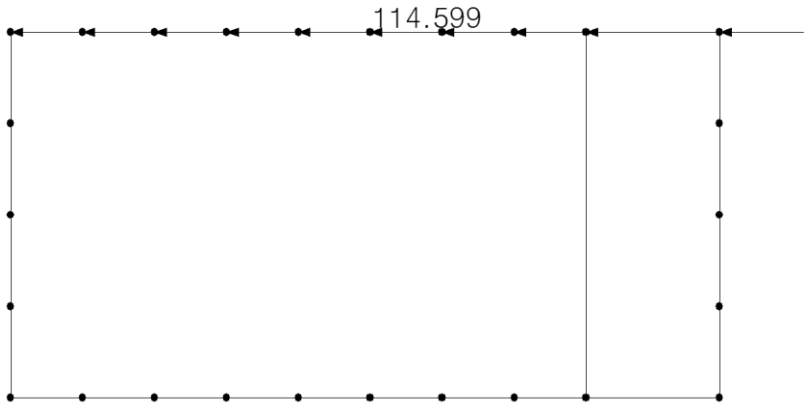


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

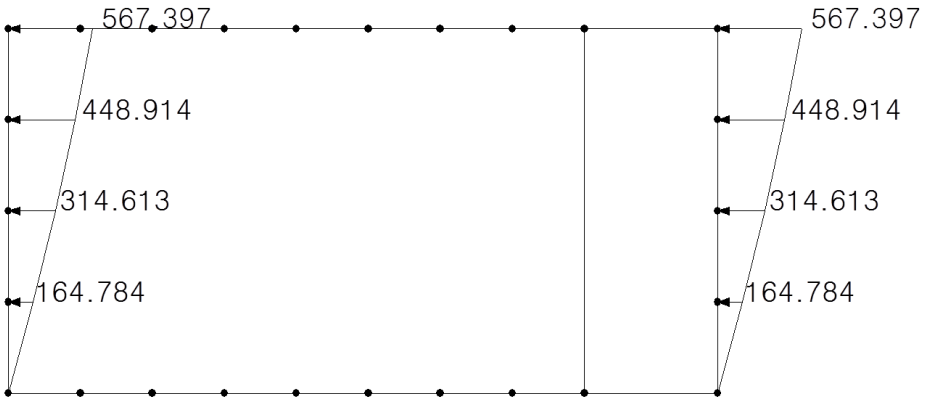


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

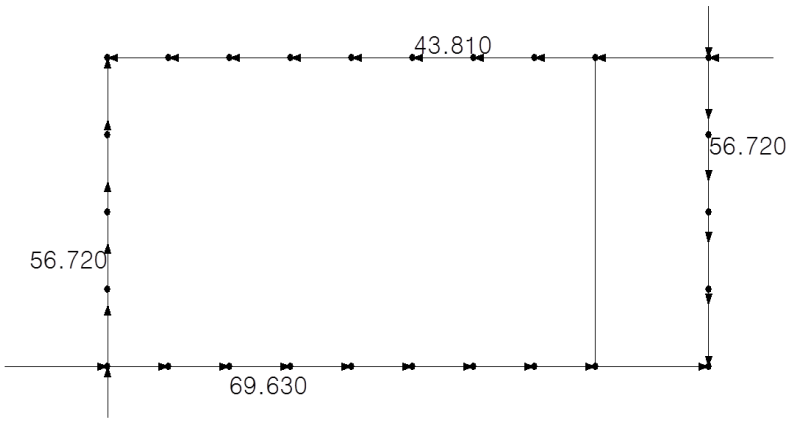
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



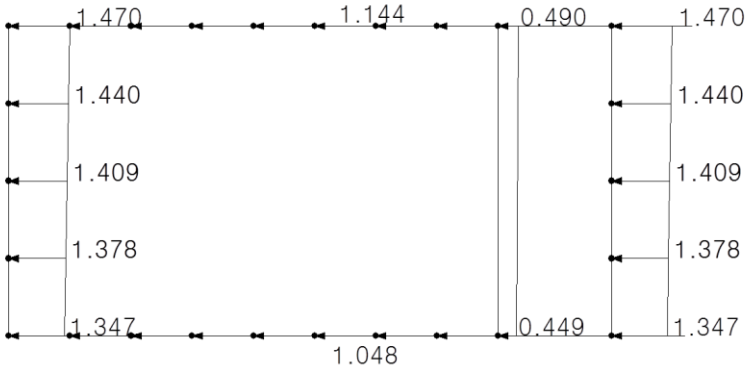
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

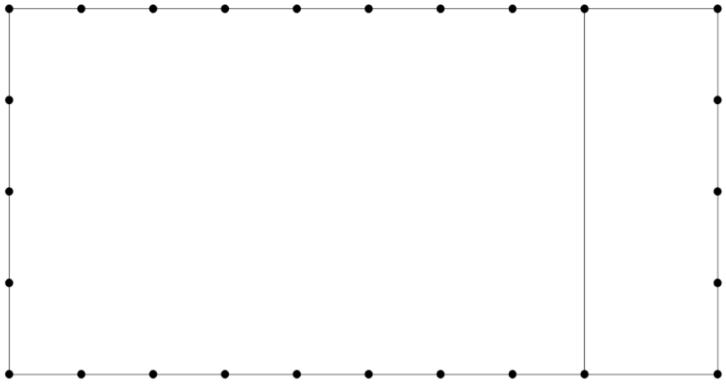


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

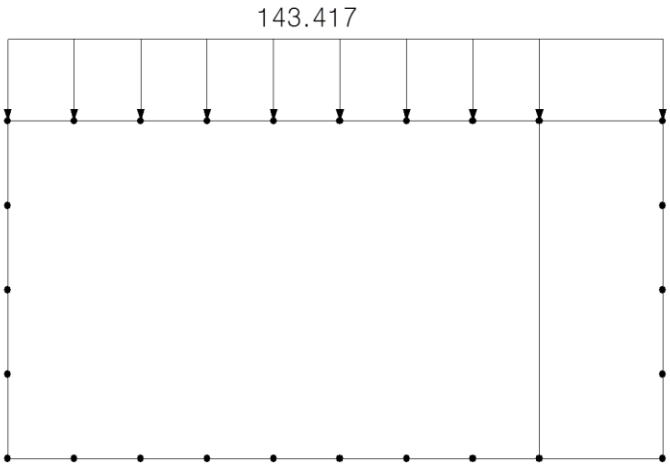


12. 하중 재하 (붕괴방지)

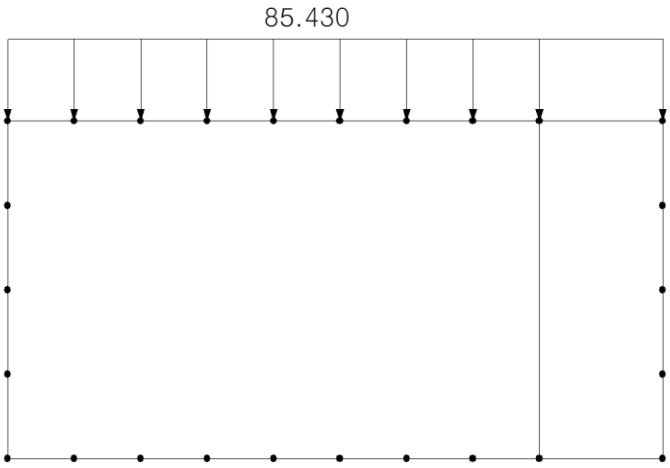
1) CASE1 - 구체자중(SW)



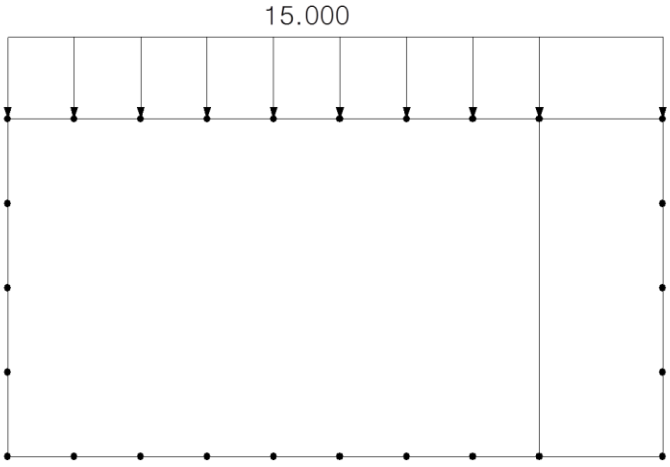
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



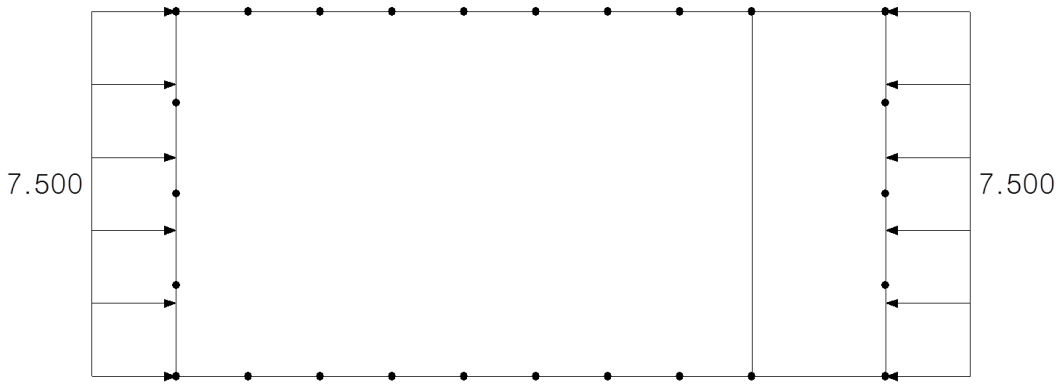
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



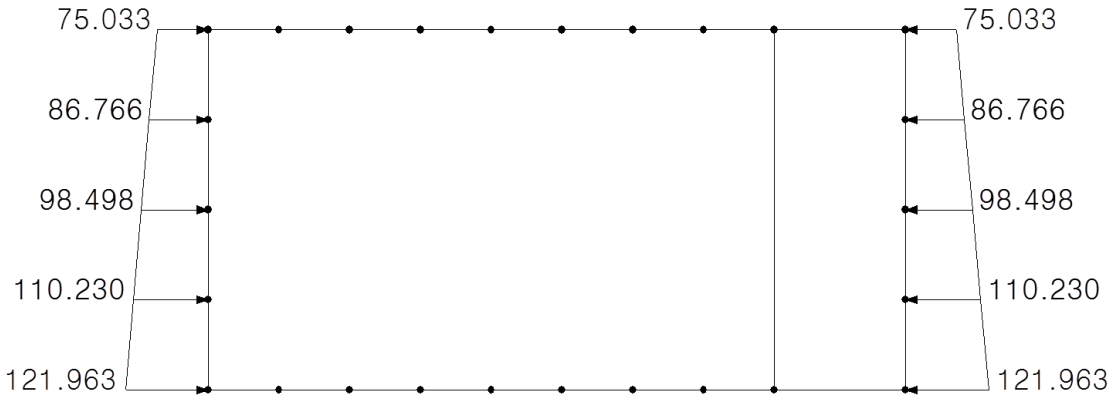
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



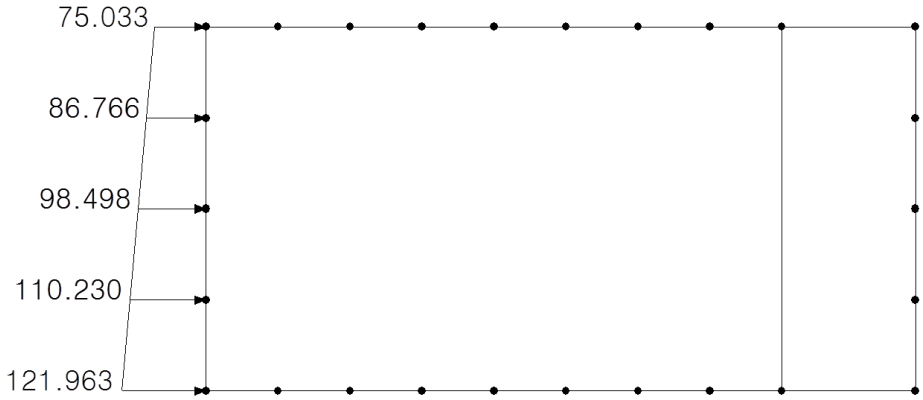
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



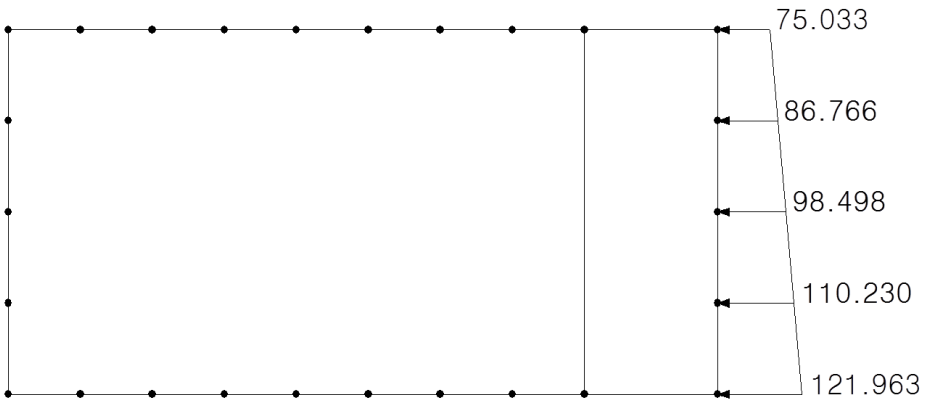
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



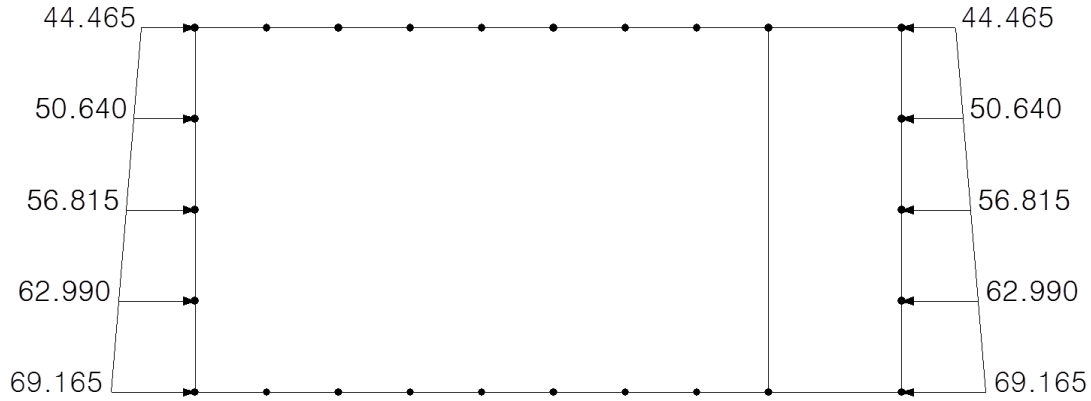
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



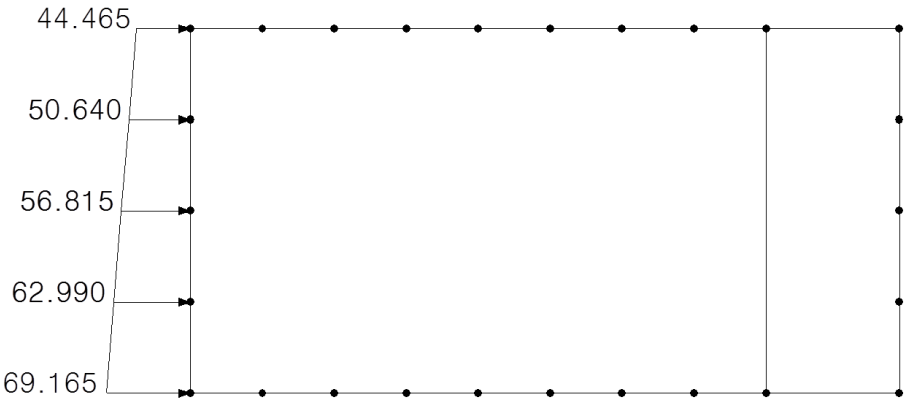
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



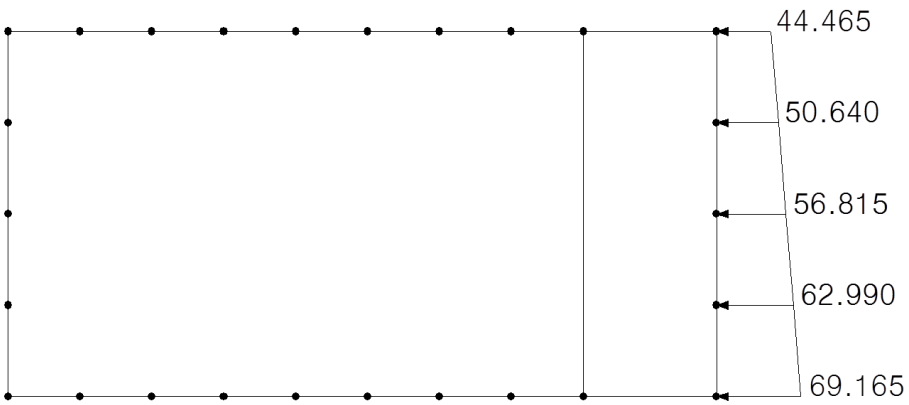
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



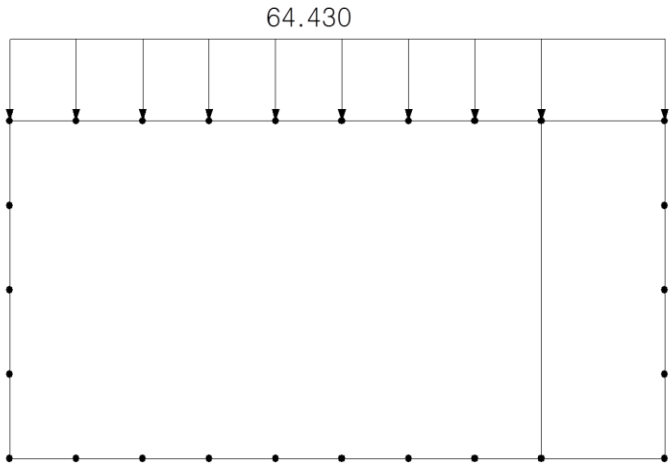
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



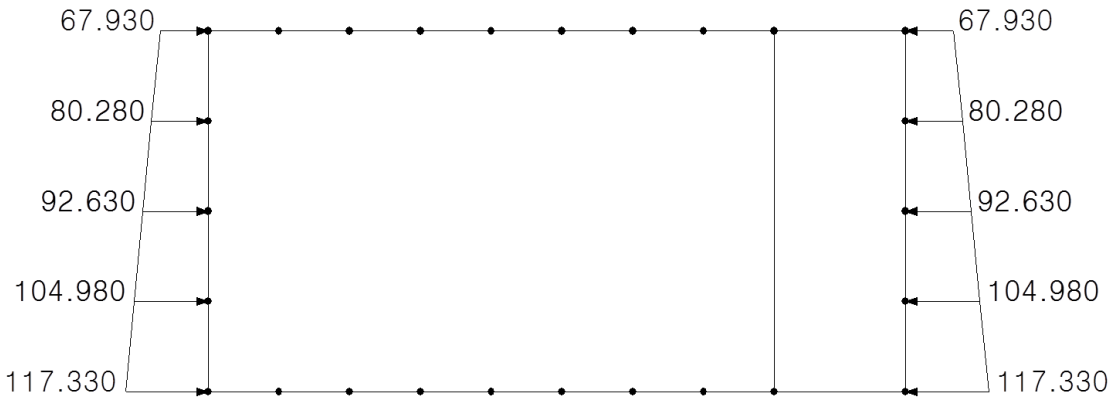
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



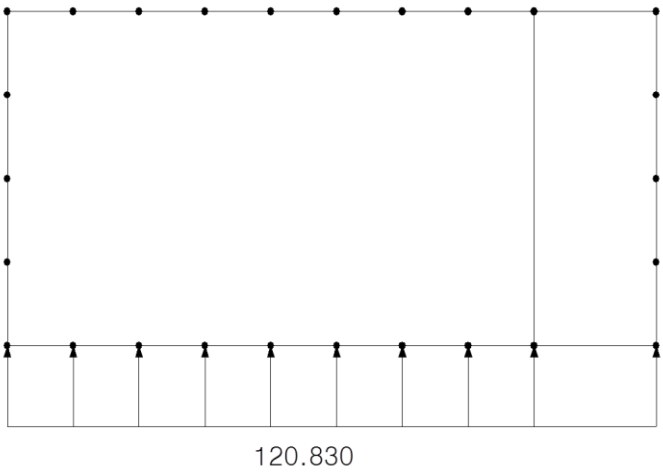
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

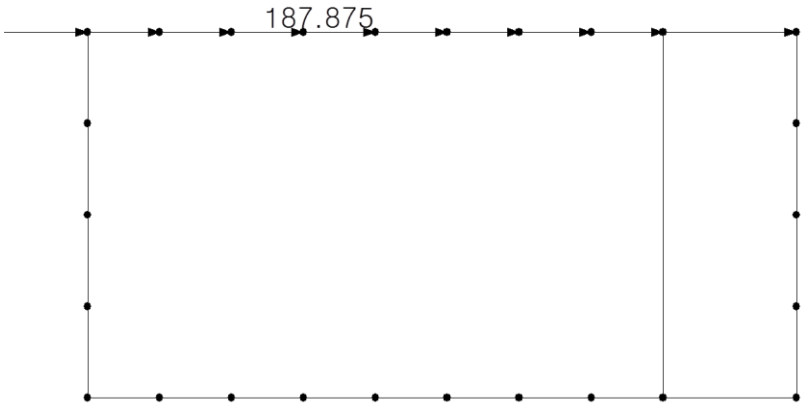


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

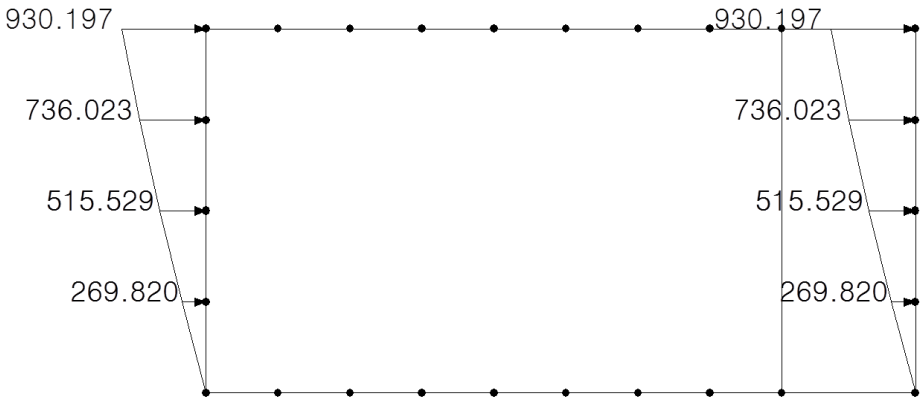


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

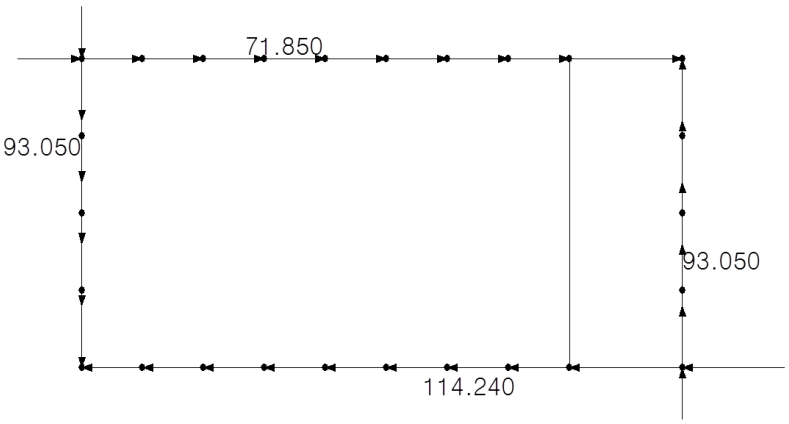
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



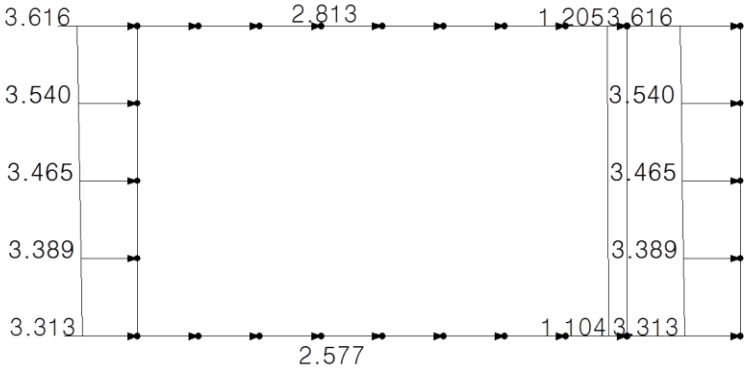
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

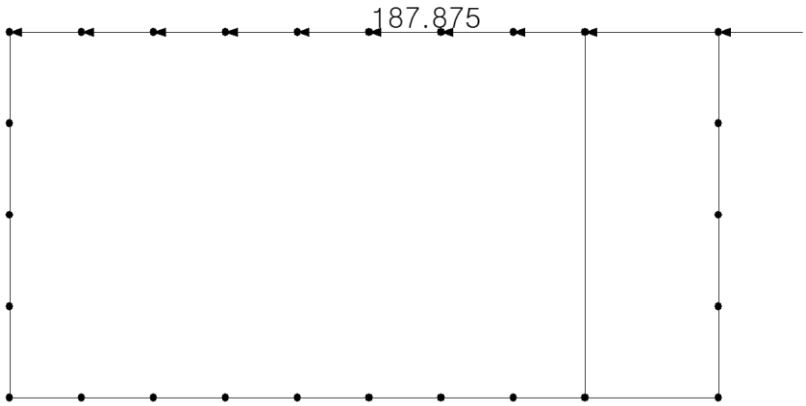


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

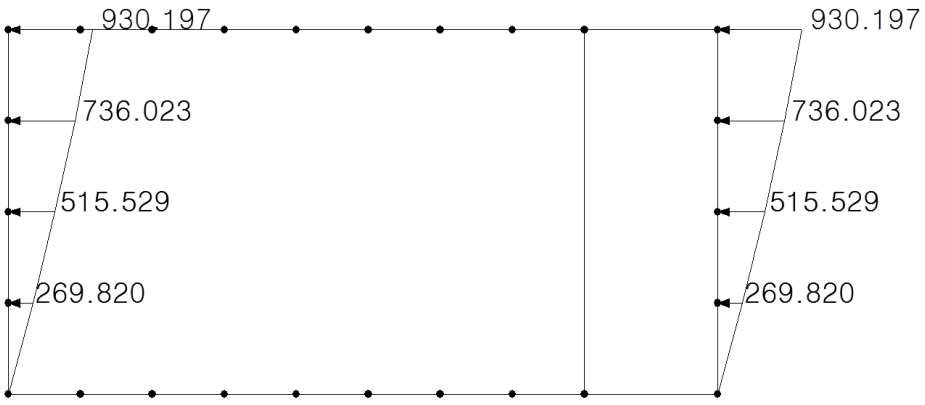


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

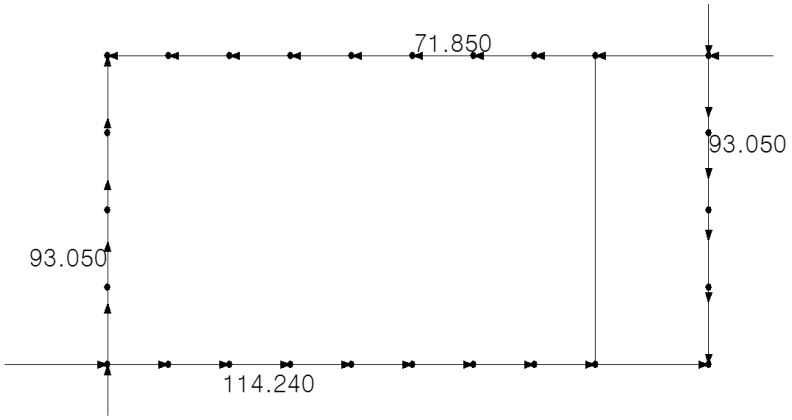
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



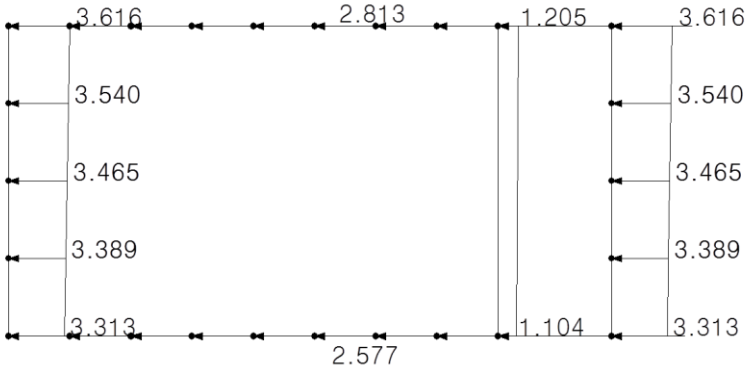
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 7.443 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

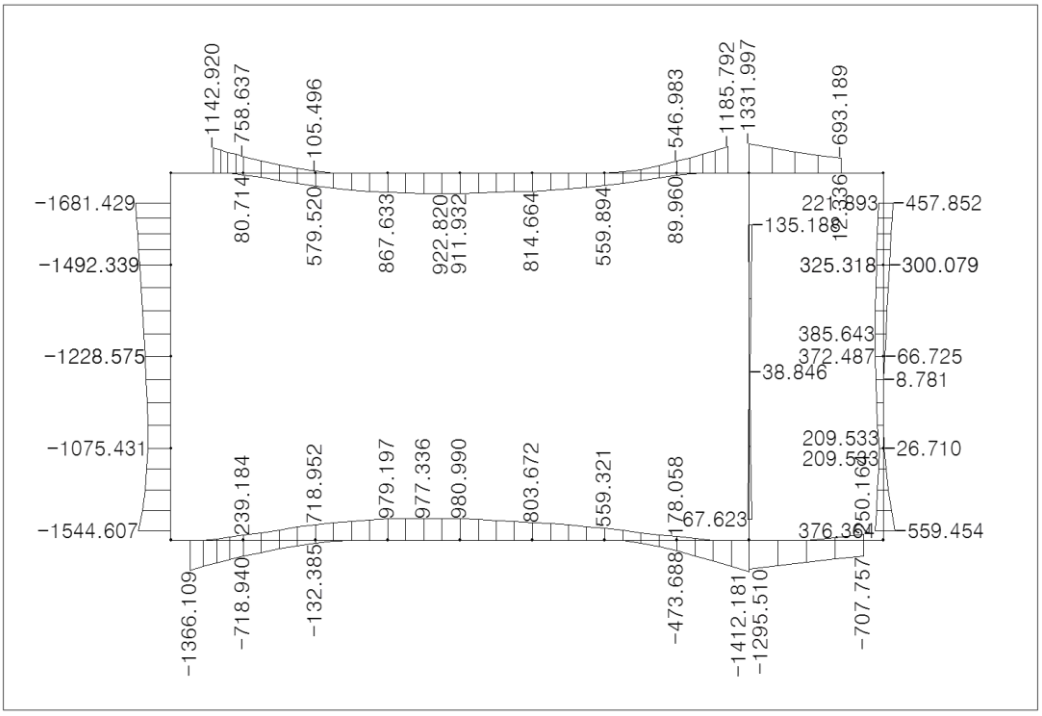
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

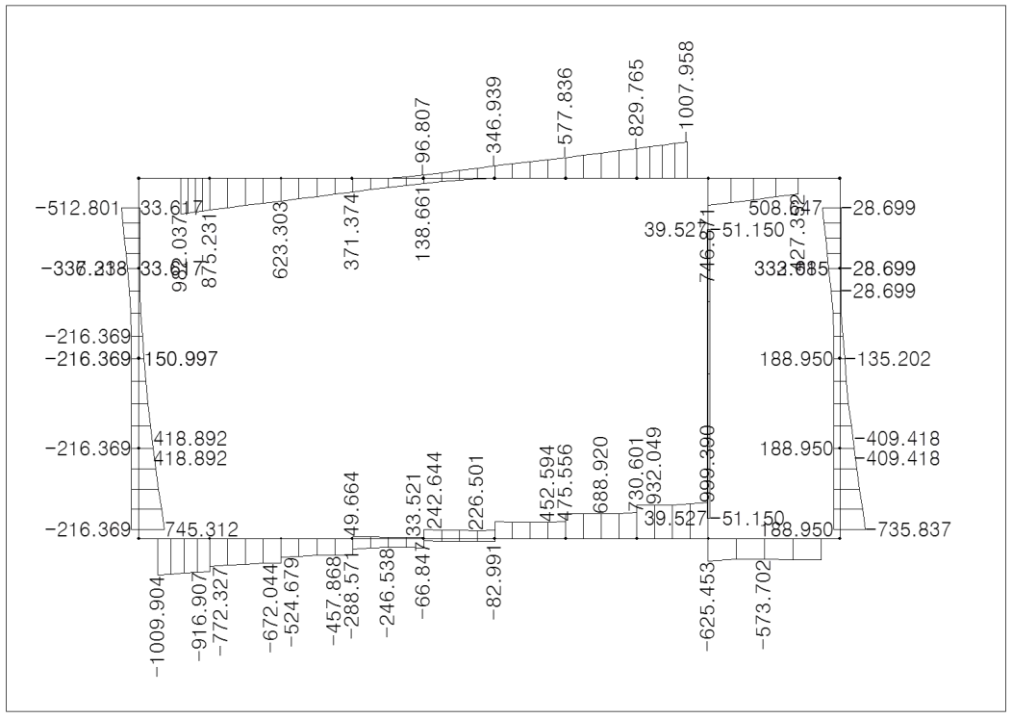
14. 단면력정리

14.1 상시

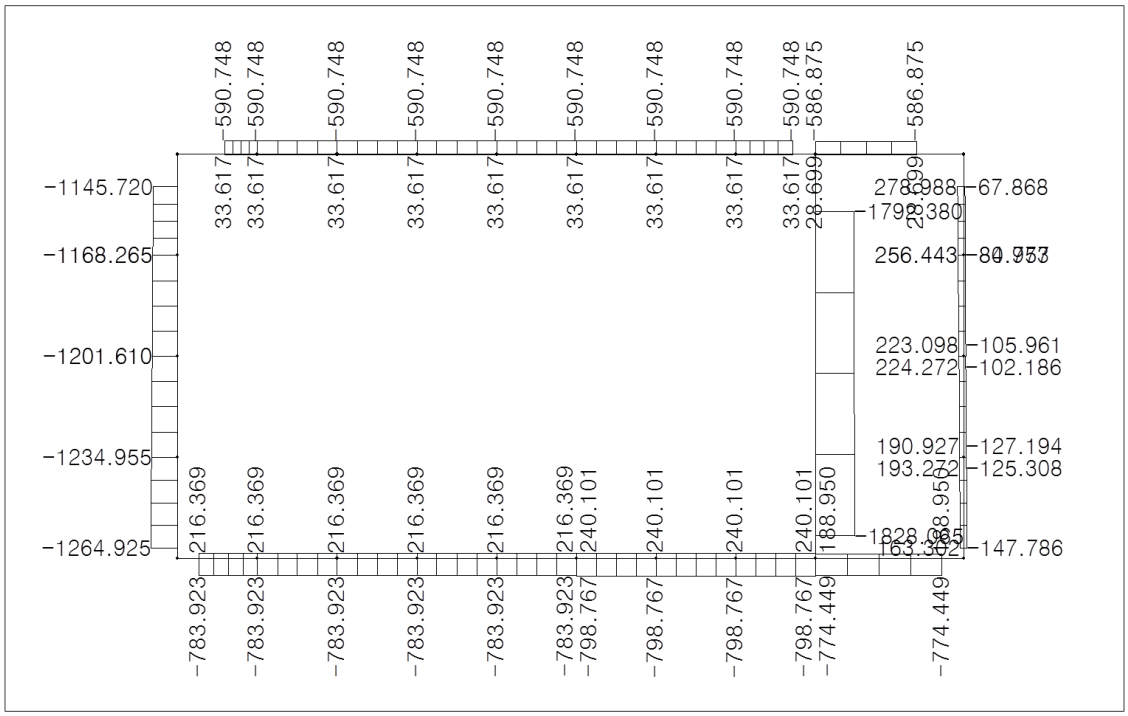
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



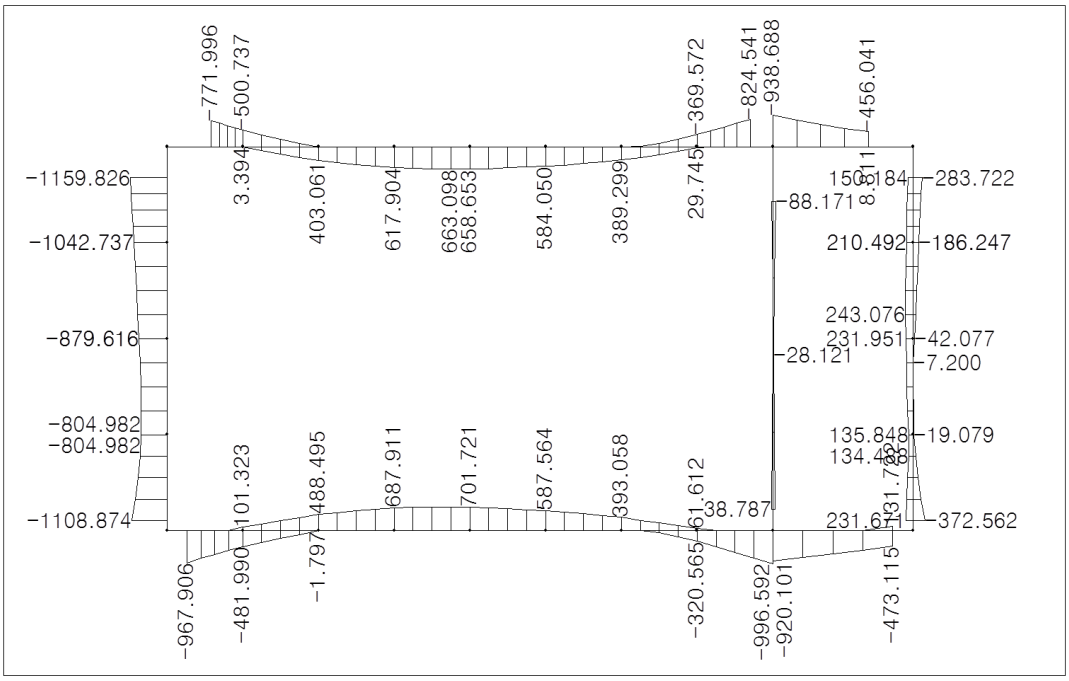
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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



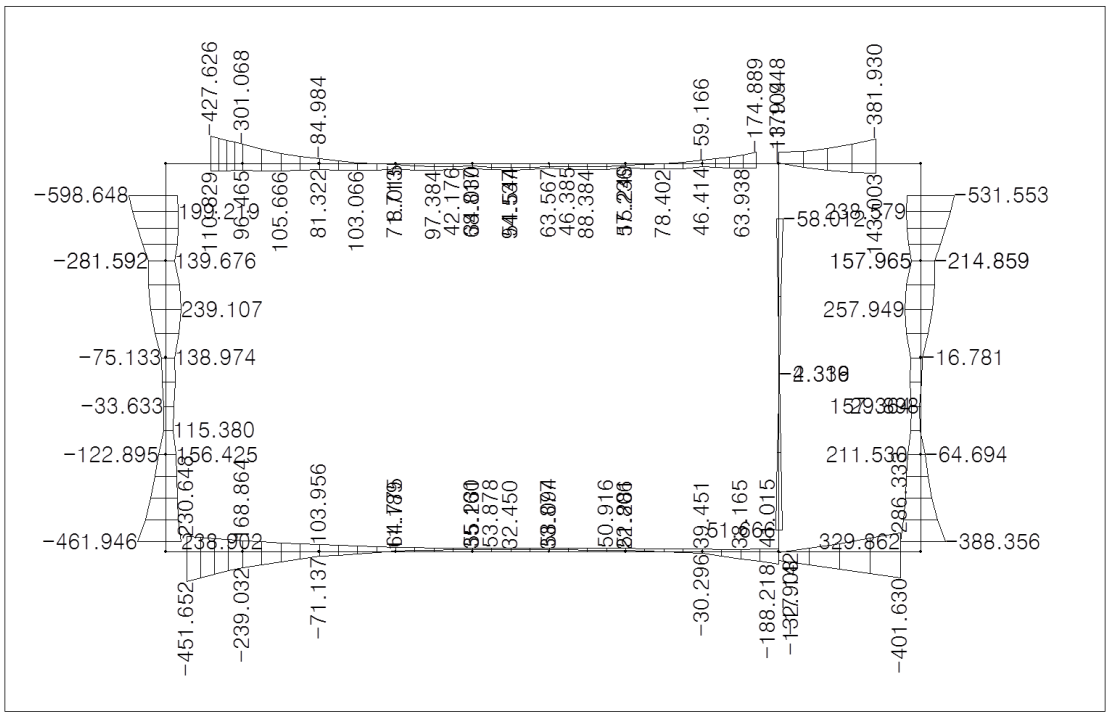
5) 단면력 정리

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	1142.92	869.09	590.75	772.00	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	869.09	590.75	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부	3	911.93	195.44	590.75	658.65	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	1185.79	897.36	590.75	824.54	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	0.00	897.36	590.75	0.00	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	1332.00	562.54	586.88	938.69	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	562.54	586.88	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	958.20	528.25	586.88	658.66	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	0.00	528.25	586.88	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	693.19	537.96	586.88	456.04	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	12.34	537.96	586.88	8.81	1000.00	700.00	

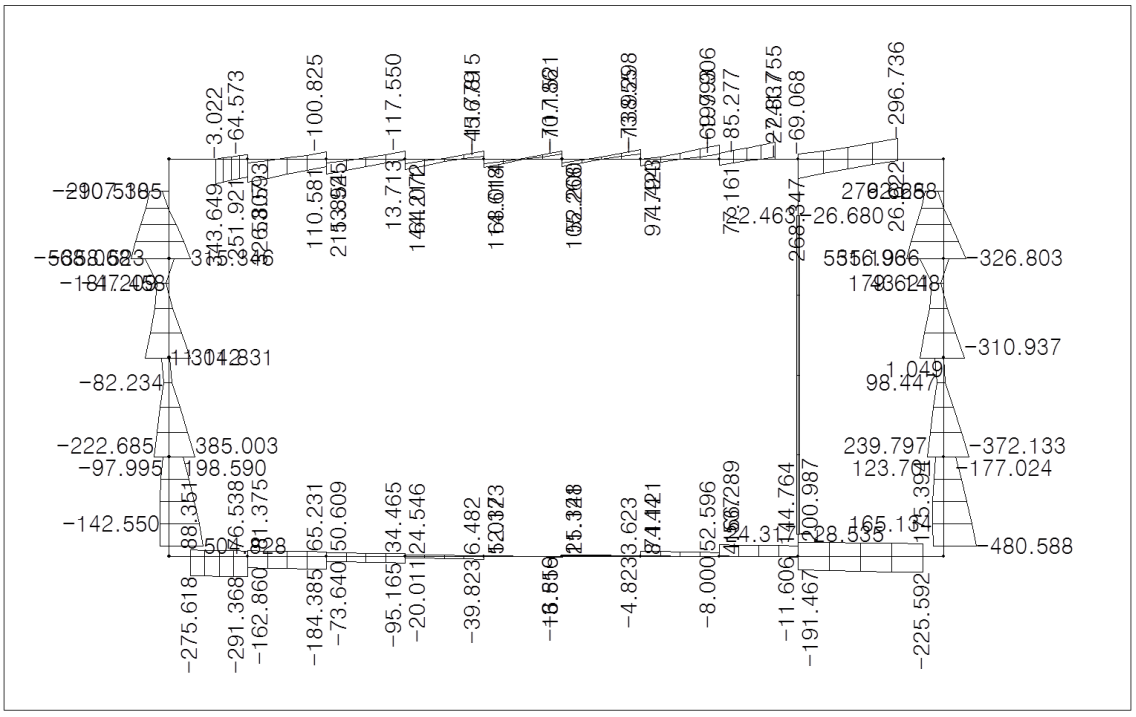
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	0.00	769.23	783.92	0.00	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	1366.11	769.23	783.92	967.91	1000.00	700.00	
		중앙부	14	980.99	257.30	783.92	701.72	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	0.00	932.33	798.77	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	1412.18	932.33	798.77	996.59	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	17	1295.51	573.91	774.45	920.10	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	18	0.00	582.24	774.45	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	19	997.47	582.24	774.45	693.70	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	20	250.16	574.49	774.45	131.72	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	21	707.76	574.49	774.45	473.12	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	1681.43	354.85	1145.72	1159.83	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	23	0.00	354.85	1145.72	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	1228.58	216.37	1201.61	879.62	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	0.00	216.37	1201.61	0.00	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	1544.61	443.04	1264.93	1108.87	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	0.00	443.04	1264.93	0.00	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	457.85	350.70	278.99	283.72	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	29	221.89	350.70	278.99	150.18	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	30	66.73	188.95	224.27	42.08	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	31	372.49	188.95	224.27	231.95	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	32	559.45	433.56	163.30	372.56	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	33	376.36	433.56	163.30	231.67	1000.00	900.00	

14.2 지진시(기능수행)

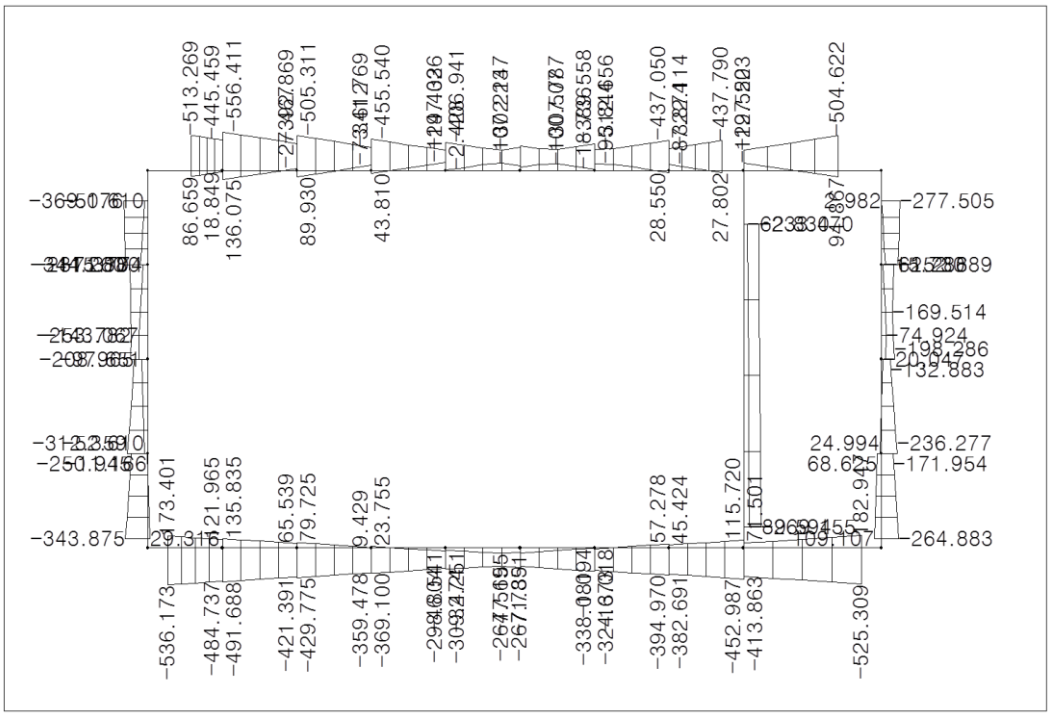
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



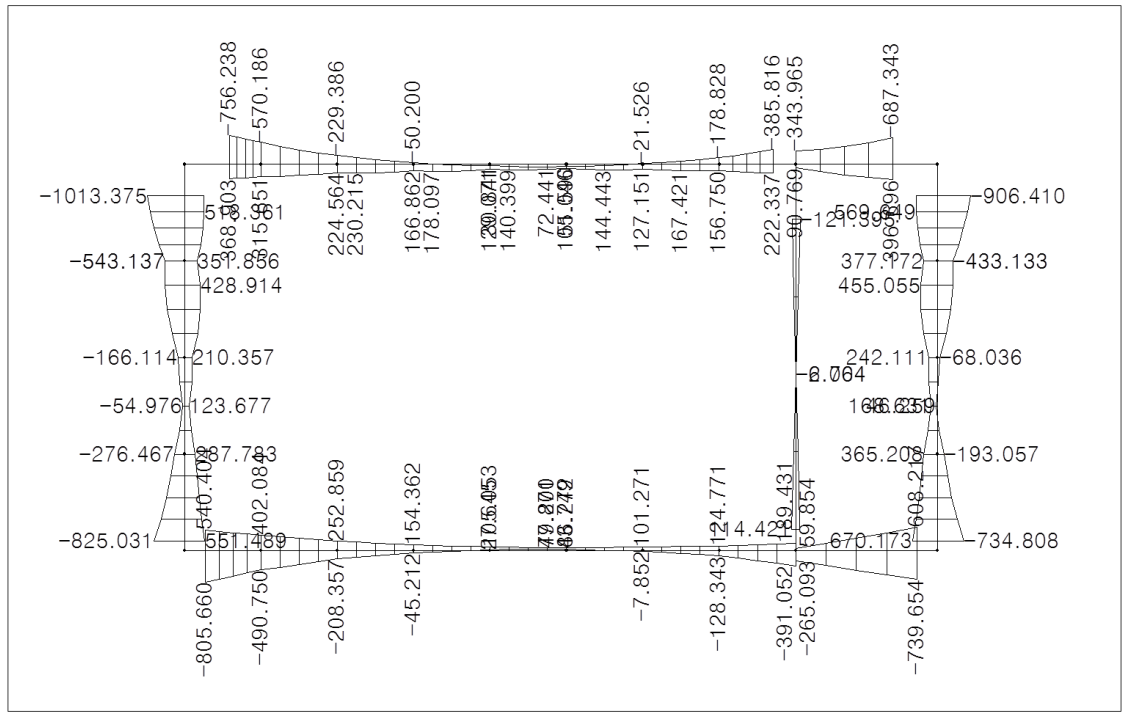
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	427.63	321.41	520.96	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	110.83	321.41	520.96	1000.00	700.00	
		중앙부	3	68.82	61.69	406.94	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	174.89	144.63	437.79	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	60.80	144.63	437.79	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	179.95	185.32	297.20	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	185.32	297.20	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	234.65	224.84	512.16	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	95.11	224.84	512.16	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	381.93	203.66	512.16	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	143.00	203.66	512.16	1000.00	700.00	

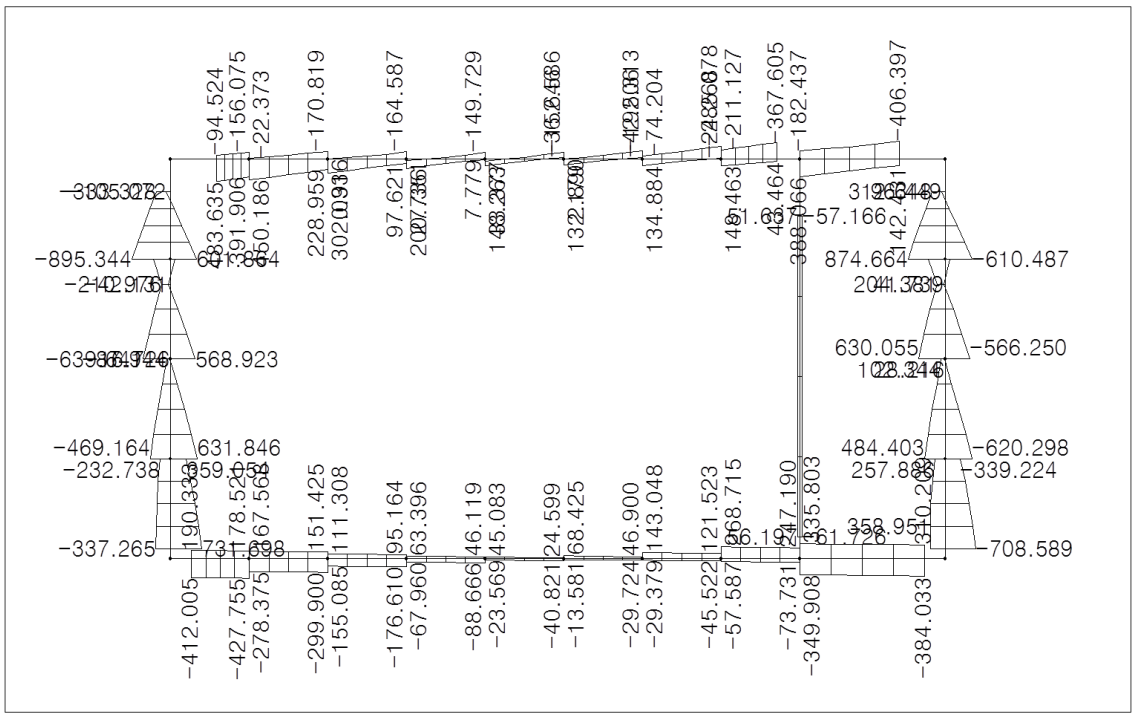
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	230.65	163.39	551.92	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	451.65	163.39	551.92	1000.00	700.00	
		중앙부	14	55.23	39.82	298.80	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	41.02	160.51	452.99	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	188.22	160.51	452.99	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	17	132.91	207.22	413.86	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	18	124.17	217.07	502.17	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	19	269.68	217.07	502.17	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	20	286.33	209.32	541.18	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	21	401.63	209.32	541.18	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	598.65	540.57	383.05	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	23	184.63	540.57	383.05	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	75.13	358.45	350.23	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	138.97	358.45	350.23	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	461.95	226.23	380.61	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	238.90	226.23	380.61	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	531.55	523.70	281.97	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	29	226.38	523.70	281.97	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	30	16.78	351.66	249.15	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	31	161.08	351.66	249.15	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	32	388.36	204.03	300.27	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	33	329.86	204.03	300.27	1000.00	900.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

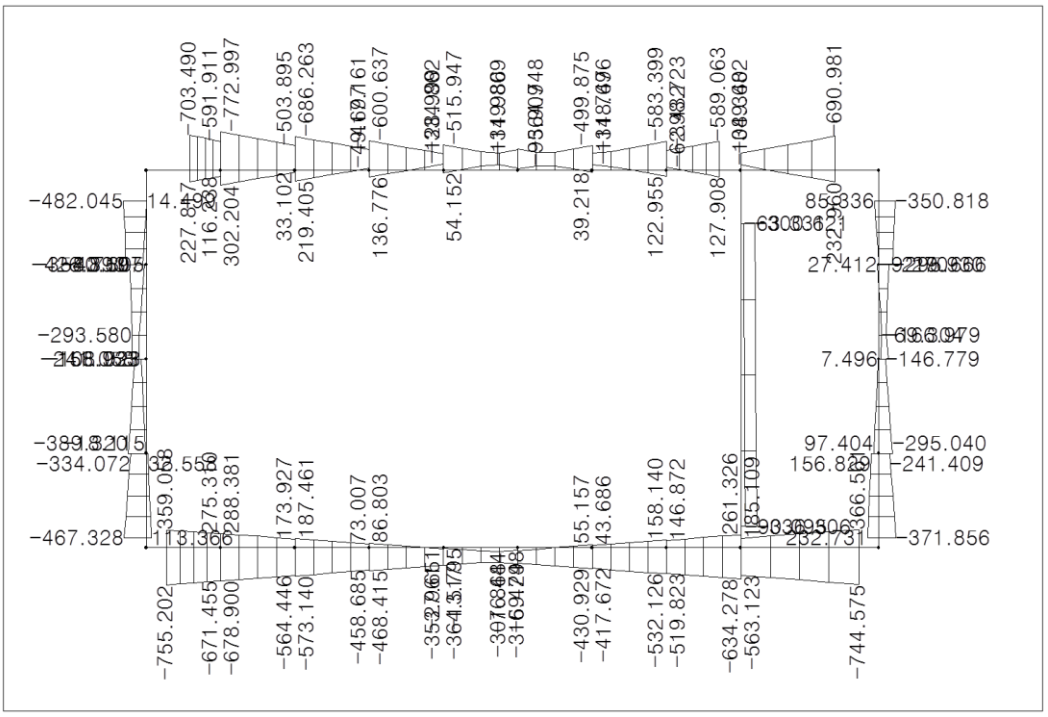
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	756.24	444.79	703.49	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	368.90	444.79	703.49	1000.00	700.00	
		중앙부	3	129.07	95.64	515.95	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	385.82	270.48	589.06	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	222.34	270.48	589.06	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	343.97	297.54	349.68	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	90.77	297.54	349.68	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	468.78	335.67	603.93	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	273.52	335.67	603.93	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	687.34	314.75	690.98	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	396.70	314.75	690.98	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	540.40	278.90	755.20	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	805.66	278.90	755.20	1000.00	700.00	
		중앙부	14	105.05	88.67	353.96	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	189.43	262.94	634.28	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	391.05	262.94	634.28	1000.00	700.00	
하부 슬래브	2 경간	좌측	17	265.09	365.66	563.12	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	18	322.00	375.51	653.85	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	19	503.15	375.51	653.85	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	20	608.22	367.76	744.58	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	21	739.65	367.76	744.58	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	1013.38	842.72	482.05	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	23	516.03	842.72	482.05	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	166.11	639.64	412.30	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	210.36	639.64	412.30	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	825.03	394.79	467.33	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	551.49	394.79	467.33	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	906.41	822.04	350.82	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	29	569.12	822.04	350.82	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	30	68.04	630.06	295.04	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	31	242.11	630.06	295.04	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	32	734.81	374.32	371.86	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	33	670.17	374.32	371.86	1000.00	900.00	

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	-1142.92	-	-756.24	-427.63	-1142.92	
		좌측 (하면)	2	-	-	368.90	110.83	368.90	
		중앙부	3	911.93	-	129.07	68.82	911.93	
		우측 (상면)	4	-1185.79	-	-385.82	-174.89	-1185.79	
		우측 (하면)	5	-	-	222.34	60.80	222.34	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-1332.00	-	-343.97	-179.95	-1332.00	
		좌측 (하면)	7	-	-	90.77	-	90.77	
		중앙부 (상면)	8	-958.20	-	-468.78	-234.65	-958.20	
		중앙부 (하면)	9	-	-	273.52	95.11	273.52	
		우측 (상면)	10	-693.19	-	-687.34	-381.93	-693.19	
		우측 (하면)	11	12.34	-	396.70	143.00	396.70	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	540.40	230.65	540.40	
		좌측 (하면)	13	-1366.11	-	-805.66	-451.65	-1366.11	
		중앙부	14	980.99	-	105.05	55.23	980.99	
		우측 (상면)	15	-	-	189.43	41.02	189.43	
		우측 (하면)	16	-1412.18	-	-391.05	-188.22	-1412.18	
	2 경간	좌측	17	-1295.51	-	-265.09	-132.91	-1295.51	
		중앙부 (상면)	18	-	-	322.00	124.17	322.00	
		중앙부 (하면)	19	-997.47	-	-503.15	-269.68	-997.47	
		우측 (상면)	20	250.16	-	608.22	286.33	608.22	
		우측 (하면)	21	-707.76	-	-739.65	-401.63	-739.65	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-1681.43	-	-1013.38	-598.65	-1681.43	
		상부 (내측)	23	-	-	516.03	184.63	516.03	
		중앙부 (외측)	24	-1228.58	-	-166.11	-75.13	-1228.58	
		중앙부 (내측)	25	-	-	210.36	138.97	210.36	
		하부 (외측)	26	-1544.61	-	-825.03	-461.95	-1544.61	
		하부 (내측)	27	-	-	551.49	238.90	551.49	

우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	-457.85	-	-906.41	-531.55	-906.41	
		상부 (내측)	29	221.89	-	569.12	226.38	569.12	
		중앙부 (외측)	30	-66.73	-	-68.04	-16.78	-68.04	
		중앙부 (내측)	31	372.49	-	242.11	161.08	372.49	
		하부 (외측)	32	-559.45	-	-734.81	-388.36	-734.81	
		하부 (내측)	33	376.36	-	670.17	329.86	670.17	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	869.09	-	444.79	321.41	869.09	
		좌측 (하면)	2	869.09	-	444.79	321.41	869.09	
		중앙부	3	195.44	-	-95.64	-61.69	195.44	
		우측 (상면)	4	-897.36	-	-270.48	-144.63	-897.36	
		우측 (하면)	5	-897.36	-	-270.48	-144.63	-897.36	
	2 경간	좌측 (상면)	6	562.54	-	-297.54	-185.32	562.54	
		좌측 (하면)	7	562.54	-	-297.54	-185.32	562.54	
		중앙부 (상면)	8	528.25	-	-335.67	-224.84	528.25	
		중앙부 (하면)	9	528.25	-	-335.67	-224.84	528.25	
		우측 (상면)	10	537.96	-	-314.75	-203.66	537.96	
		우측 (하면)	11	537.96	-	-314.75	-203.66	537.96	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-769.23	-	-278.90	-163.39	-769.23	
		좌측 (하면)	13	-769.23	-	-278.90	-163.39	-769.23	
		중앙부	14	-257.30	-	-88.67	-39.82	-257.30	
		우측 (상면)	15	932.33	-	262.94	160.51	932.33	
		우측 (하면)	16	932.33	-	262.94	160.51	932.33	
	2 경간	좌측	17	-573.91	-	-365.66	-207.22	-573.91	
		중앙부 (상면)	18	-582.24	-	-375.51	-217.07	-582.24	
		중앙부 (하면)	19	-582.24	-	-375.51	-217.07	-582.24	
		우측 (상면)	20	-574.49	-	-367.76	-209.32	-574.49	
		우측 (하면)	21	-574.49	-	-367.76	-209.32	-574.49	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-354.85	-	-842.72	-540.57	-842.72	
		상부 (내측)	23	-354.85	-	-842.72	-540.57	-842.72	
		중앙부 (외측)	24	-216.37	-	-639.64	-358.45	-639.64	
		중앙부 (내측)	25	-216.37	-	-639.64	-358.45	-639.64	
		하부 (외측)	26	443.04	-	394.79	226.23	443.04	
		하부 (내측)	27	443.04	-	394.79	226.23	443.04	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	350.70	-	822.04	523.70	822.04	
		상부 (내측)	29	350.70	-	822.04	523.70	822.04	
		중앙부 (외측)	30	188.95	-	630.06	351.66	630.06	
		중앙부 (내측)	31	188.95	-	630.06	351.66	630.06	
		하부 (외측)	32	-433.56	-	-374.32	-204.03	-433.56	
		하부 (내측)	33	-433.56	-	-374.32	-204.03	-433.56	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-590.75	-	-703.49	-520.96	-703.49	
		좌측 (하면)	2	-590.75	-	-703.49	-520.96	-703.49	
		중앙부	3	-590.75	-	-515.95	-406.94	-590.75	
		우측 (상면)	4	-590.75	-	-589.06	-437.79	-590.75	
		우측 (하면)	5	-590.75	-	-589.06	-437.79	-590.75	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-586.88	-	-349.68	-297.20	-586.88	
		좌측 (하면)	7	-586.88	-	-349.68	-297.20	-586.88	
		중앙부 (상면)	8	-586.88	-	-603.93	-512.16	-603.93	
		중앙부 (하면)	9	-586.88	-	-603.93	-512.16	-603.93	
		우측 (상면)	10	-586.88	-	-690.98	-512.16	-690.98	
		우측 (하면)	11	-586.88	-	-690.98	-512.16	-690.98	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-783.92	-	-755.20	-551.92	-783.92	
		좌측 (하면)	13	-783.92	-	-755.20	-551.92	-783.92	
		중앙부	14	-783.92	-	-353.96	-298.80	-783.92	
		우측 (상면)	15	-798.77	-	-634.28	-452.99	-798.77	
		우측 (하면)	16	-798.77	-	-634.28	-452.99	-798.77	

하부 슬래브	2 경간	좌측	17	-774.45	-	-563.12	-413.86	-774.45	
		중앙부 (상면)	18	-774.45	-	-653.85	-502.17	-774.45	
		중앙부 (하면)	19	-774.45	-	-653.85	-502.17	-774.45	
		우측 (상면)	20	-774.45	-	-744.58	-541.18	-774.45	
		우측 (하면)	21	-774.45	-	-744.58	-541.18	-774.45	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-1145.72	-	-482.05	-383.05	-1145.72	
		상부 (내측)	23	-1145.72	-	-482.05	-383.05	-1145.72	
		중앙부 (외측)	24	-1201.61	-	-412.30	-350.23	-1225.52	
		중앙부 (내측)	25	-1201.61	-	-412.30	-350.23	-1225.52	
		하부 (외측)	26	-1264.93	-	-467.33	-380.61	-1264.93	
		하부 (내측)	27	-1264.93	-	-467.33	-380.61	-1264.93	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	278.99	-	-350.82	-281.97	-350.82	
		상부 (내측)	29	278.99	-	-350.82	-281.97	-350.82	
		중앙부 (외측)	30	224.27	-	-295.04	-249.15	-295.04	
		중앙부 (내측)	31	224.27	-	-295.04	-249.15	-295.04	
		하부 (외측)	32	163.30	-	-371.86	-300.27	-371.86	
		하부 (내측)	33	163.30	-	-371.86	-300.27	-371.86	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-772.00	-	-	-	-772.00	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	658.65	-	-	-	658.65	
		우측 (상면)	4	-824.54	-	-	-	-824.54	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-938.69	-	-	-	-938.69	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-658.66	-	-	-	-658.66	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-456.04	-	-	-	-456.04	
		우측 (하면)	11	8.81	-	-	-	8.81	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	13	-967.91	-	-	-	-967.91	
		중앙부	14	701.72	-	-	-	701.72	
		우측 (상면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	16	-996.59	-	-	-	-996.59	
	2 경간	좌측	17	-920.10	-	-	-	-920.10	
		중앙부 (상면)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	19	-693.70	-	-	-	-693.70	
		우측 (상면)	20	131.72	-	-	-	131.72	
		우측 (하면)	21	-473.12	-	-	-	-473.12	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-1159.83	-	-	-	-1159.83	
		상부 (내측)	23	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	24	-879.62	-	-	-	-879.62	
		중앙부 (내측)	25	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	26	-1108.87	-	-	-	-1108.87	
		하부 (내측)	27	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	-283.72	-	-	-	-283.72	
		상부 (내측)	29	150.18	-	-	-	150.18	
		중앙부 (외측)	30	-42.08	-	-	-	-42.08	
		중앙부 (내측)	31	231.95	-	-	-	231.95	
		하부 (외측)	32	-372.56	-	-	-	-372.56	
		하부 (내측)	33	231.67	-	-	-	231.67	

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	717	1142.92	1302.36	4993.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		좌측 (하면)	1	1000	620	368.90	906.32	1795.32	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.46
		중앙부	2	1000	620	911.93	1005.09	4626.97	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		우측 (상면)	3	1000	717	1185.79	1428.55	5194.56	H32 - 8.0EA	6353.60	1.20
		우측 (하면)	3	1000	620	222.34	1005.09	1070.85	H29 - 8.0EA	5139.20	4.52
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	767	1332.00	1536.56	5447.25	H32 - 8.0EA	6353.60	1.15
		좌측 (하면)	4	1000	620	90.77	1005.09	433.23	H29 - 8.0EA	5139.20	11.07
		중앙부 (상면)	5	1000	600	958.20	1176.52	5070.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.23
		중앙부 (하면)	5	1000	620	273.52	1005.09	1322.11	H29 - 8.0EA	5139.20	3.67
		우측 (상면)	6	1000	717	693.19	1302.37	2950.70	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.88
		우측 (하면)	6	1000	620	396.70	1005.09	1934.46	H29 - 8.0EA	5139.20	2.53
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	620	540.40	1113.50	2663.29	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.06
		좌측 (하면)	7	1000	571	1366.11	1497.04	8014.08	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.10
		중앙부	8	1000	620	980.99	1113.50	5005.87	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		우측 (상면)	9	1000	620	189.43	1005.09	910.28	H29 - 8.0EA	5139.20	5.31
		우측 (하면)	9	1000	567	1412.18	1567.07	8419.94	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
	2경간	좌측	10	1000	567	1295.51	1567.07	7616.15	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.21
		중앙부 (상면)	11	1000	620	322.00	1005.09	1561.80	H29 - 8.0EA	5139.20	3.12
		중앙부 (하면)	11	1000	567	997.47	1567.07	5671.91	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.57
		우측 (상면)	12	1000	620	608.22	1005.09	3012.87	H29 - 8.0EA	5139.20	1.65
		우측 (하면)	12	1000	567	739.65	1567.07	4097.20	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	2.12

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	944	1681.43	2468.84	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.47
		상부 (내측)	13	1000	820	516.03	1655.18	-	H16 - 8.0EA	7335.20	3.21
		중앙부 (외측)	14	1000	800	1228.58	2229.48	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.81
		중앙부 (내측)	14	1000	820	210.36	2042.12	-	H16 - 8.0EA	7335.20	9.71
		하부 (외측)	15	1000	771	1544.61	2824.90	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	1.83
		하부 (내측)	15	1000	820	551.49	1526.26	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.77
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	956	906.41	2361.10	-	H32 - 8.0EA	8645.60	2.61
		상부 (내측)	16	1000	820	569.12	821.44	-	H19 - 8.0EA	8038.40	1.44
		중앙부 (외측)	17	1000	800	68.04	2382.03	-	H32 - 8.0EA	8645.60	35.01
		중앙부 (내측)	17	1000	820	372.49	887.82	-	H19 - 8.0EA	8038.40	2.38
		하부 (외측)	18	1000	767	734.81	2701.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11822.40	3.68
		하부 (내측)	18	1000	820	670.17	826.67	-	H19 - 8.0EA	11822.40	1.23

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	869.1	1077.31	2.00	399.48	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	402.7	195.4	757.96	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	389.7	897.4	1077.31	2.00	423.04	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	562.5	733.51	2.00	288.04	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	5	389.7	528.3	733.51	2.00	230.90	H19	300	573.00	O.K
		우측	6	389.7	538.0	733.51	2.00	247.08	H19	300	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	402.7	769.2	1113.22	2.00	295.58	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	402.7	257.3	757.96	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	9	402.7	932.3	1113.22	2.00	427.12	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	10	371.0	573.9	698.31	2.00	355.23	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	11	402.7	582.2	757.96	2.00	289.58	H19	300	573.00	O.K
		우측	12	402.7	574.5	757.96	2.00	277.08	H19	300	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	566.9	842.7	884.62	2.00	344.82	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	14	570.2	639.6	887.91	2.00	86.86	H16	300	397.20	O.K
		하부	15	551.2	443.0	857.52	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	16	534.1	822.0	851.84	2.00	359.95	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	17	531.8	630.1	849.54	2.00	122.84	H16	300	397.20	O.K
		하부	18	515.7	433.6	822.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	1142.92	869.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 117.830) / 117.830 = 0.01525

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4993.754 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.151]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00802

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 1302.363 kN.m

≥ Mu (= 1142.920 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.140]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 869.086 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (869.086-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 399.479 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 916.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 916.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 916.800) = 1077.311 kN ≥ 869.086 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	368.90	869.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

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

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1795.321 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.560]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00741

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 368.903 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.457]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 869.086 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (869.086-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 376.117 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 947.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 947.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 947.360) = 1113.222 kN ≥ 869.086 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	911.93	195.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4626.971 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.111]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ 0.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 911.932 kN.m) ∴ 0.K [안전률 1.102]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 195.438 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	1185.79	897.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 130.280) / 130.280 = 0.01350

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5194.560 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.223]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00887

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (716.67 - a/2) = 1428.553 kN.m

≥ Mu (= 1185.792 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 897.355 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (897.355-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 423.036 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 916.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 916.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 916.800) = 1077.311 kN ≥ 897.355 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	222.34	897.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1070.847 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.799]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 222.337 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.521]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 897.355 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (897.355-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 398.914 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 947.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 947.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 947.360) = 1113.222 kN ≥ 897.355 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	866.67	766.67	100.00	1332.00	562.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (766.67 - 117.830) / 117.830 = 0.01652

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5447.246 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.055]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00750

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (766.67 - a/2) = 1400.055 kN.m

≥ Mu (= 1331.997 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.051]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 562.535 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (562.535-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 288.040 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 458.400 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 458.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 458.400) = 733.511 kN ≥ 562.535 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	90.77	562.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 433.229 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 11.863]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 90.769 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.073]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 562.535 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (562.535-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 257.796 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 473.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 473.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 473.680) = 757.962 kN ≥ 562.535 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	958.20	528.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01228

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5070.489 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.133]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00958

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 1074.425 kN.m

≥ Mu (= 958.202 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 528.253 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (528.253-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 230.903 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 458.400 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 458.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 458.400) = 733.511 kN ≥ 528.253 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	273.52	528.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1322.110 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.887]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 273.522 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.675]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 528.253 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (528.253-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 202.502 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 473.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 473.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 473.680) = 757.962 kN ≥ 528.253 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	693.19	537.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 117.830) / 117.830 = 0.01525

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2950.699 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.947]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00802

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 1302.365 kN.m

≥ Mu (= 693.189 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.879]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 537.957 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (537.957-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 247.075 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 458.400 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 458.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 458.400) = 733.511 kN ≥ 537.957 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	396.70	537.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1934.458 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.657]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 396.696 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.534]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 537.957 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (537.957-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 218.153 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 473.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 473.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 473.680) = 757.962 kN ≥ 537.957 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	540.40	769.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01279

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2663.287 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.158]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00927

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 1113.501 kN.m

≥ Mu (= 540.404 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 769.227 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (769.227-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 295.585 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 947.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 947.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 947.360) = 1113.222 kN ≥ 769.227 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	571.20	100.00	1366.11	769.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

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

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00684

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8014.078 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.113]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01562

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (571.20 - a/2) = 1497.045 kN.m

≥ Mu (= 1366.109 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.096]

* 전단에 대한 검토 (d = 571.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 571.20 = 371.007 kN

< Vu (= 769.227 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (769.227-371.007) x 150.00 / (400x571.20xΦ) x 1000 = 348.580 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 571.20 / 150.00 x 1000 = 872.798 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 571.20 / 1000 = 1978.706 kN ≥ 872.798 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (494.676 + 872.798) = 1025.606 kN ≥ 769.227 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	980.99	257.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01279

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5005.873 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.148]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00927

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 1113.501 kN.m

≥ Mu (= 980.990 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.135]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 257.301 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	189.43	932.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 910.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.646]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 189.431 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.306]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 932.326 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (932.326-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 427.117 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 947.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 947.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 947.360) = 1113.222 kN ≥ 932.326 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	566.67	100.00	1412.18	932.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00621

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8419.937 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.132]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01682

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (566.67 - a/2) = 1567.069 kN.m

≥ Mu (= 1412.181 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.110]

* 전단에 대한 검토 (d = 571.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 571.20 = 371.007 kN

< Vu (= 932.326 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (932.326-371.007) x 150.00 / (400x571.20xΦ) x 1000 = 491.348 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 571.20 / 150.00 x 1000 = 872.798 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 571.20 / 1000 = 1978.706 kN ≥ 872.798 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (494.676 + 872.798) = 1025.606 kN ≥ 932.326 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	566.67	100.00	1295.51	573.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00621

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7616.154 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.251]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01682

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (566.67 - a/2) = 1567.069 kN.m

≥ Mu (= 1295.510 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.210]

* 전단에 대한 검토 (d = 571.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 571.20 = 371.007 kN

< Vu (= 573.914 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (573.914-371.007) x 300.00 / (400x571.20xΦ) x 1000 = 355.227 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 571.20 / 300.00 x 1000 = 436.399 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 571.20 / 1000 = 1978.706 kN ≥ 436.399 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (494.676 + 436.399) = 698.307 kN ≥ 573.914 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	322.00	582.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1561.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.291]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 321.999 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 582.239 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (582.239-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 289.575 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 473.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 473.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 473.680) = 757.962 kN ≥ 582.239 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	566.67	100.00	997.47	582.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00621

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5671.913 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.680]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01682

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (566.67 - a/2) = 1567.069 kN.m

≥ Mu (= 997.468 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.571]

* 전단에 대한 검토 (d = 571.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 571.20 = 371.007 kN

< Vu (= 582.239 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (582.239-371.007) x 300.00 / (400x571.20xΦ) x 1000 = 369.801 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 571.20 / 300.00 x 1000 = 436.399 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 571.20 / 1000 = 1978.706 kN ≥ 436.399 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (494.676 + 436.399) = 698.307 kN ≥ 582.239 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	608.22	574.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3012.869 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.706]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 1005.087 kN.m

≥ Mu (= 608.217 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.653]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 574.490 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (574.490-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 277.077 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 473.680 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 473.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 473.680) = 757.962 kN ≥ 574.490 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	566.67	100.00	739.65	574.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

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

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 195.420) / 195.420 = 0.00621

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4097.198 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 2.326]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01682

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (566.67 - a/2) = 1567.069 kN.m

≥ Mu (= 739.654 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.119]

* 전단에 대한 검토 (d = 571.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 571.20 = 371.007 kN

< Vu (= 574.490 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (574.490-371.007) x 300.00 / (400x571.20xΦ) x 1000 = 356.235 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 571.20 / 300.00 x 1000 = 436.399 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 571.20 / 1000 = 1978.706 kN ≥ 436.399 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (494.676 + 436.399) = 698.307 kN ≥ 574.490 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,044	100	944	1145.72	1681.429	1467.6

㈏ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1044.0 x 1000.0 = 23959800.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (23959800.0 x 522.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 964.000) / 26893880.0

= 496.377 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 566.40 mm, ab = k1 x cb = 481.44 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 481440.000 = 11049.048 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 11049.048 + 599.057 - 2298.560 = 9349.545 kN

Mb = Cc x 703.280 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4582.212 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 490.100 mm, e = Mu/Pu = 1467.574 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 192.59 mm, a = k1 x c = 163.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163697.632 = 3756.861 kN

∑Csi = 520.825 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 3756.861 + 520.825 - 2298.560 = 1979.125 kN

Mn = Cc x 862.151 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2904.494 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1467.565)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1044.00 - 100.00 = 944.000 mm

c = 192.585 mm, a = k1 x c = 163.698 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (944.00-192.59) / 192.59 = 0.01171

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 1979.125 kN

ΦPn = 0.85 x 1979.125 = 1682.256 kN ≥ Pu = 1145.720 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.468 = 2468.836 kN.m ≥ Mu = 1681.429 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 566.864 kN

< Vu (= 842.719 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (842.719 - 566.864) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 344.818 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (755.819 + 423.680) = 884.624 kN ≥ 842.719 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㈎ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1145.72	516.03	450.4

㈏ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23589080.0

= 474.136 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 635.520 = 11128.850 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3036.954 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 272.890 mm, e = Mu/Pu = 450.398 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 181.57 mm, a = k1 x c = 154.33 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 154332.600 = 3541.933 kN

∑Csi = 1417.033 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3541.933 + 1417.033 - 635.520 = 4323.446 kN

Mn = Cc x 742.834 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1947.304 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=450.406)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 181.568 mm, a = k1 x c = 154.333 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-181.57) / 181.57 = 0.01055

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 4323.446 kN

ΦPn = 0.85 x 4323.446 = 3674.929 kN ≥ Pu = 1145.720 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.450 = 1655.182 kN.m ≥ Mu = 516.030 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 581.036 kN

< Vu (= 842.719 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (842.719 - 581.036) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 319.126 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (774.714 + 434.272) = 906.740 kN ≥ 842.719 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1225.522	1228.575	1002.5

㈏ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23589080.0

= 425.864 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2298.560 = 7664.097 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3514.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 458.577 mm, e = Mu/Pu = 1002.491 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 222.52 mm, a = k1 x c = 189.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 189144.325 = 4340.862 kN

∑Csi = 574.100 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4340.862 + 574.100 - 2298.560 = 2616.402 kN

Mn = Cc x 705.428 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2622.926 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1002.494)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 222.523 mm, a = k1 x c = 189.144 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-222.52) / 222.52 = 0.00779

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 2616.402 kN

ΦPn = 0.85 x 2616.402 = 2223.942 kN ≥ Pu = 1225.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.002 = 2229.482 kN.m ≥ Mu = 1228.575 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 570.155 kN

< Vu (= 639.641 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (639.641 - 570.155) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 86.858 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (760.207 + 423.680) = 887.915 kN ≥ 639.641 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1225.522	210.357	171.6

㈏ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23589080.0

= 474.136 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 635.520 = 11128.850 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3036.954 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 272.890 mm, e = Mu/Pu = 171.647 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 677.75 mm, a = k1 x c = 576.09 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 576091.728 = 13221.305 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 200.071 kN

Pn = 13221.305 + 2166.680 - 200.071 = 15187.914 kN

Mn = Cc x 531.954 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2607.029 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=171.652)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 677.755 mm, a = k1 x c = 576.092 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-677.75) / 677.75 = 0.00063

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18736.590 kN ≥ Pn = 15187.914 kN

ΦPn = 0.78 x 15187.914 = 11897.199 kN ≥ Pu = 1225.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.172 = 2042.119 kN.m ≥ Mu = 210.357 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 584.409 kN

< Vu (= 639.641 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (639.641 - 584.409) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 67.357 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.212 + 434.272) = 910.113 kN ≥ 639.641 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	771	1264.925	1544.607	1221.1

㈏ 철근비 검토

As = 8923.200 ㎟ (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0117) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 3569280.0 x 128.797 + 635520.0 x 820.000) / 24859800.0
= 413.342 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 462.72 mm, ab = k1 x cb = 393.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 393313.609 = 9026.547 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 9026.547 + 599.057 - 3569.280 = 6056.324 kN

Mb = Cc x 574.546 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3876.945 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 640.148 mm, e = Mu/Pu = 1221.106 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 291.78 mm, a = k1 x c = 248.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 248011.550 = 5691.865 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 5691.865 + 599.057 - 3569.280 = 2721.642 kN

Mn = Cc x 647.197 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3323.401 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1221.102)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 291.778 mm, a = k1 x c = 248.012 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-291.78) / 291.78 = 0.00523

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19694.840 kN ≥ Pn = 2721.642 kN

ΦPn = 0.85 x 2721.642 = 2313.396 kN ≥ Pu = 1264.925 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.221 = 2824.901 kN.m ≥ Mu = 1544.607 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 771.20 = 551.198 kN
≥ Vu (= 443.039 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1264.925	551.489	436

㈏ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 ㎟ (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0117) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 3569280.0 x 771.203) / 24859800.0

= 486.658 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 3364.493 - 635.520 = 12326.663 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3176.035 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 257.656 mm, e = Mu/Pu = 435.985 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 178.16 mm, a = k1 x c = 151.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151434.460 = 3475.421 kN

∑Csi = 1278.595 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3475.421 + 1278.595 - 635.520 = 4118.496 kN

Mn = Cc x 744.283 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1795.644 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=435.995)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 178.158 mm, a = k1 x c = 151.434 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-178.16) / 178.16 = 0.01081

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19694.840 kN ≥ Pn = 4118.496 kN

ΦPn = 0.85 x 4118.496 = 3500.721 kN ≥ Pu = 1264.925 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.436 = 1526.263 kN.m ≥ Mu = 551.489 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 586.074 kN

≥ Vu (= 443.039 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㈎ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,056	100	956	350.818	906.41	2583.7

㈏ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1056.0 x 1000.0 = 24235200.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (24235200.0 x 528.00 + 2541440.0 x 100.000 + 916800.0 x 976.000) / 27693440.0

= 503.553 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.60 mm, ab = k1 x cb = 487.56 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487560.000 = 11189.502 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11189.502 + 864.199 - 2541.440 = 9512.261 kN

Mb = Cc x 712.220 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4887.720 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 513.834 mm, e = Mu/Pu = 2583.703 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 154.17 mm, a = k1 x c = 131.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 131047.439 = 3007.539 kN

∑Csi = 609.013 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3007.539 + 609.013 - 2541.440 = 1075.111 kN

Mn = Cc x 890.476 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2777.772 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2583.706)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1056.00 - 100.00 = 956.000 mm

c = 154.173 mm, a = k1 x c = 131.047 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (956.00-154.17) / 154.17 = 0.01560

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 1075.111 kN

ΦPn = 0.85 x 1075.111 = 913.845 kN ≥ Pu = 350.818 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.584 = 2361.104 kN.m ≥ Mu = 906.410 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 534.083 kN

< Vu (= 822.039 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (822.039 - 534.083) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 359.945 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (712.110 + 423.680) = 851.843 kN ≥ 822.039 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	350.818	569.118	1622.3

㈏ 철근비 검토

As = 2292.000 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0089) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23870360.0

= 469.492 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 916.800 = 10847.570 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3198.197 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 294.831 mm, e = Mu/Pu = 1622.259 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 92.29 mm, a = k1 x c = 78.45 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 78449.400 = 1800.414 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1204.698 kN

Pn = 1800.414 + 0.000 - 1204.698 = 595.716 kN

Mn = Cc x 780.775 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 966.406 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1622.259)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 92.293 mm, a = k1 x c = 78.449 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-92.29) / 92.29 = 0.02365

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18948.703 kN ≥ Pn = 595.716 kN

ΦPn = 0.85 x 595.716 = 506.358 kN ≥ Pu = 350.818 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.622 = 821.444 kN.m ≥ Mu = 569.118 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 547.435 kN

< Vu (= 822.039 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (822.039 - 547.435) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 334.883 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (729.913 + 434.272) = 873.139 kN ≥ 822.039 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	295.04	68.036	230.6

㈏ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 916800.0 x 820.000) / 24113240.0

= 427.179 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 864.199 - 2541.440 = 7686.359 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3688.113 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 479.826 mm, e = Mu/Pu = 230.600 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 669.71 mm, a = k1 x c = 569.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 569252.014 = 13064.334 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 741.656 kN

Pn = 13064.334 + 864.199 - 741.656 = 13186.877 kN

Mn = Cc x 515.374 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3040.772 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=230.591)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 669.708 mm, a = k1 x c = 569.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-669.71) / 669.71 = 0.00058

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 13186.877 kN

ΦPn = 0.78 x 13186.877 = 10329.720 kN ≥ Pu = 295.040 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.231 = 2382.034 kN.m ≥ Mu = 68.036 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 531.783 kN

< Vu (= 630.055 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (630.055 - 531.783) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 122.841 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (709.043 + 423.680) = 849.543 kN ≥ 630.055 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	295.04	372.487	1262.5

㈏ 철근비 검토

As = 2292.000 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.0

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0089) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 23870360.0

= 469.492 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 916.800 = 10847.570 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3198.197 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 294.831 mm, e = Mu/Pu = 1262.497 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 96.27 mm, a = k1 x c = 81.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 81825.343 = 1877.892 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1050.569 kN

Pn = 1877.892 + 0.000 - 1050.569 = 827.322 kN

Mn = Cc x 779.087 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1044.492 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1262.497)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 96.265 mm, a = k1 x c = 81.825 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-96.27) / 96.27 = 0.02255

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18948.703 kN ≥ Pn = 827.322 kN

ΦPn = 0.85 x 827.322 = 703.224 kN ≥ Pu = 295.040 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.262 = 887.818 kN.m ≥ Mu = 372.487 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 545.077 kN

< Vu (= 630.055 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (630.055 - 545.077) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 103.632 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (726.769 + 434.272) = 870.781 kN ≥ 630.055 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	767	371.856	734.808	1976.1

㈏ 철근비 검토

As = 9530.400 ㎟ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2292.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0131) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 3812160.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 3812160.0 x 133.333 + 916800.0 x 820.000) / 25383960.0
= 415.806 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 460.00 mm, ab = k1 x cb = 391.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 391000.000 = 8973.450 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pb = 8973.450 + 864.199 - 3812.160 = 6025.489 kN

Mb = Cc x 571.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4016.713 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 666.620 mm, e = Mu/Pu = 1976.054 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 234.17 mm, a = k1 x c = 199.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 199041.460 = 4568.002 kN

∑Csi = 852.779 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 4568.002 + 852.779 - 3812.160 = 1608.620 kN

Mn = Cc x 667.146 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3178.706 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1976.045)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 234.166 mm, a = k1 x c = 199.041 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-234.17) / 234.17 = 0.00725

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20090.109 kN ≥ Pn = 1608.620 kN

ΦPn = 0.85 x 1608.620 = 1367.327 kN ≥ Pu = 371.856 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.976 = 2701.912 kN.m ≥ Mu = 734.808 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 766.67 = 512.661 kN
≥ Vu (= 433.564 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	371.856	670.173	1802.2

㈏ 철근비 검토

As = 2292.000 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 ㎟ (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0125) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 3569280.0 x 771.203) / 25141080.0

= 482.109 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 3364.493 - 916.800 = 12045.383 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3345.223 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 277.718 mm, e = Mu/Pu = 1802.237 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 112.96 mm, a = k1 x c = 96.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 96019.373 = 2203.645 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1667.198 kN

Pn = 2203.645 + 0.000 - 1667.198 = 536.446 kN

Mn = Cc x 771.990 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 966.805 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1802.239)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 112.964 mm, a = k1 x c = 96.019 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-112.96) / 112.96 = 0.01878

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

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19906.953 kN ≥ Pn = 536.446 kN

ΦPn = 0.85 x 536.446 = 455.980 kN ≥ Pu = 371.856 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.802 = 821.783 kN.m ≥ Mu = 670.173 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 548.324 kN

≥ Vu (= 433.564 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

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

= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

28) 우측벽체 : 상부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 상부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 중앙부_내측

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

= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 하부_외측

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

= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 하부_내측

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

= 1000 × 900 × 0.0020 = ###### ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.30	3.75	-	######	72.64	1828.07	72.64	상시	68
					######	135.19	1655.46	135.19	상시(ULT)	10

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 300 × 27

= 3240000 N = 3240.00 kN ≥ 1828.07 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	1828.065	72.641	39.7

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 39.736 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 261.30 mm, a = k1 x c = 222.11 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 222108.154 = 5097.382 kN

∑Csi = 514.486 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5097.382 + 514.486 - 0.000 = 5611.868 kN

Mn = Cc x 108.946 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 223.002 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=39.738)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 261.304 mm, a = k1 x c = 222.108 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-261.30) / 261.30 = -0.00047

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 5611.868 kN

ΦPn = 0.65 x 5611.868 = 3647.714 kN ≥ Pu = 1828.065 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.040 = 144.947 kN.m ≥ Mu = 72.641 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 205.089 kN

≥ Vu (= 61.726 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	1655.463	135.188	81.7

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 81.662 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 175.94 mm, a = k1 x c = 149.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 149546.356 = 3432.089 kN

∑Csi = 348.642 kN, ∑Tsi = 172.208 kN

Pn = 3432.089 + 348.642 - 172.208 = 3608.522 kN

Mn = Cc x 145.227 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 294.645 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=81.652)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 175.937 mm, a = k1 x c = 149.546 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-175.94) / 175.94 = 0.00075

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 3608.522 kN

ΦPn = 0.65 x 3608.522 = 2345.539 kN ≥ Pu = 1655.463 kN ∴ O.K

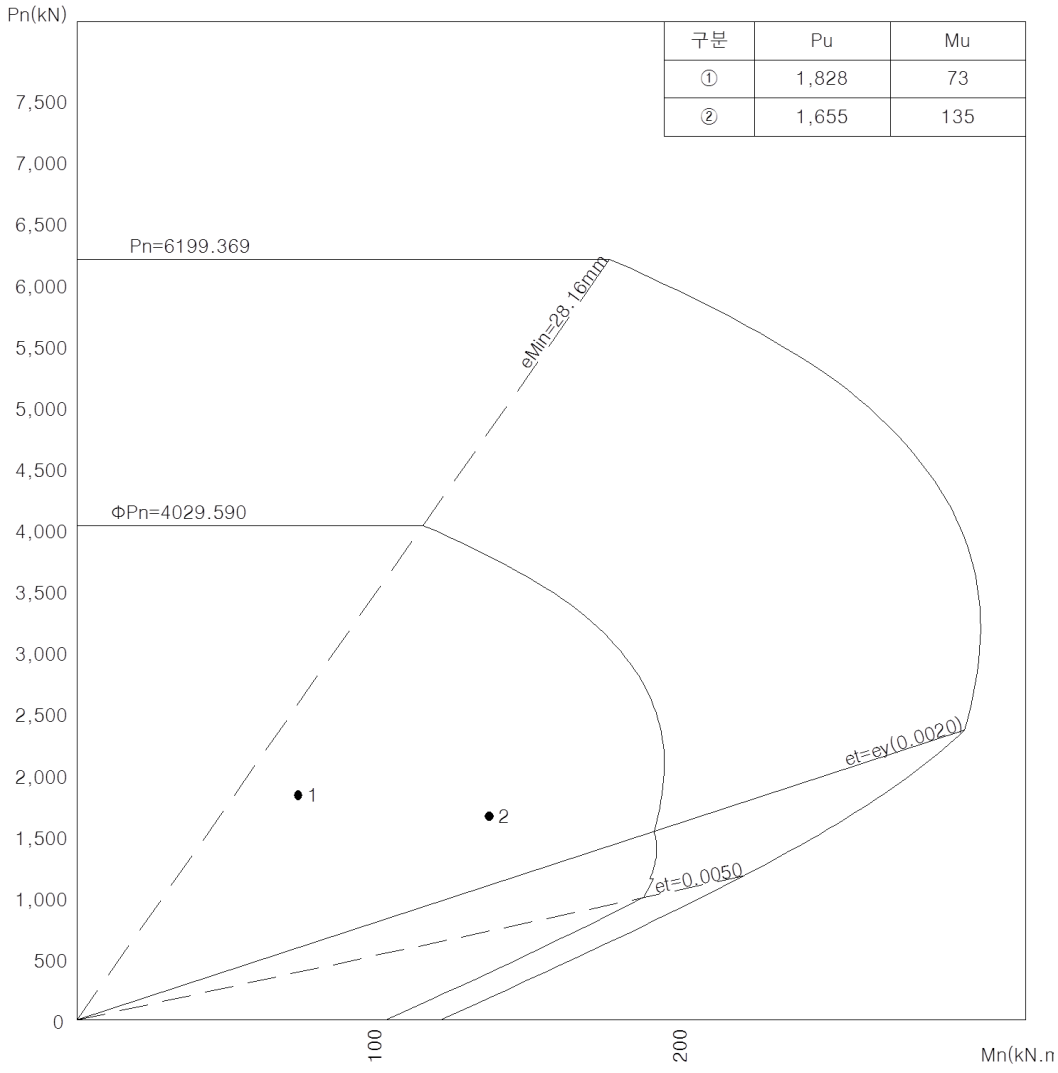
ΦMn = ΦPn x 0.082 = 191.541 kN.m ≥ Mu = 135.188 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 199.217 kN

≥ Vu (= 61.726 kN) , 전단보강 불필요.

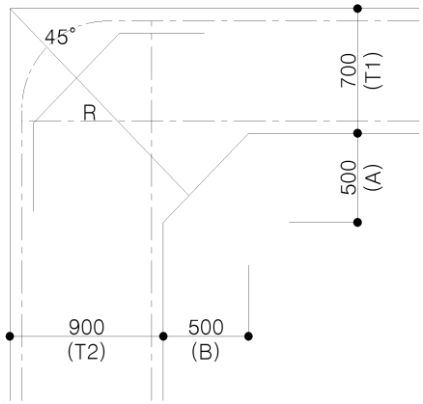
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	1,828	73
②	1,655	135

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1159.826 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1159.826 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1159.83 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 2.630 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1159.83 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 8678.527 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8678.527 mm² - 2569.600 mm²

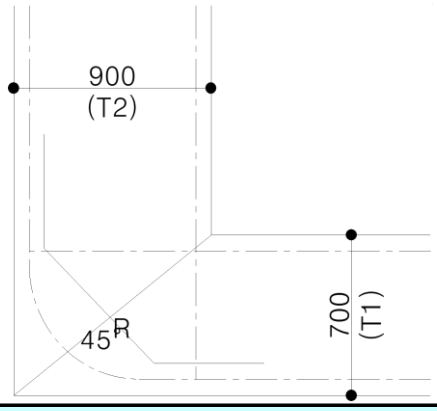
= 6108.927 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 6108.927 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1108.874 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1108.874 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1108.87 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 4.265 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1108.87 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 10806.076 \text{ m}$$

Asb = 3176.800 mm²

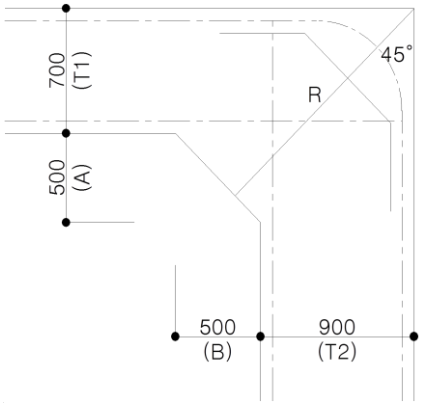
Req'd As = As - Asb
= 10806.076 mm² - 3176.800 mm²
= 7629.276 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7629.276 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 456.041 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 456.041 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 456.04 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.034 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 456.04 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 3412.377 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3412.377 mm² - 2569.600 mm²

= 842.777 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 842.777 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0082890 + √(2 x 0.0580 + (0.0580)²) = 0.288

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.288 /3 = 0.904

fs = Mo / (As x d x j) = 150184187.000 / (5139.200 x 620.000 x 0.904)

= 52.131 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 52.131 x 5139.200 = 267910.815 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0027951 + √(2 x 0.0196 + (0.0196)²) = 0.179

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 /3 = 0.940

fs = Mo / (As x d x j) = 150184187.000 / (2292.000 x 820.000 x 0.940)

= 84.986 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 84.986 x 2292.000 = 194787.865 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

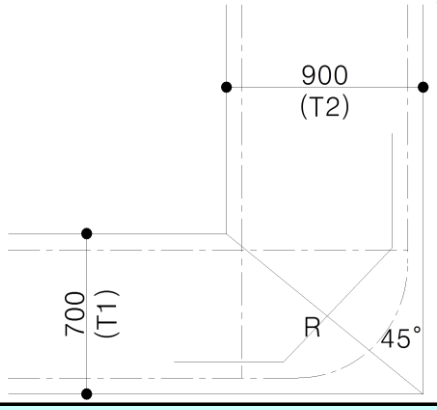
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(267910.815² + 194787.865²) / 180.0

As = 1840.210 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 473.115 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 473.115 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 473.12 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.820 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 473.12 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 4610.550 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4610.550 mm² - 3176.800 mm²
= 1433.750 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 1433.750 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0082890 + √(2 x 0.0580 + (0.0580)²) = 0.288

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.288 /3 = 0.904

fs = Mo / (As x d x j) = 231671057.000 / (5139.200 x 620.000 x 0.904)

= 80.416 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 80.416 x 5139.200 = 413273.747 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0027951 + √(2 x 0.0196 + (0.0196)²) = 0.179

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 /3 = 0.940

fs = Mo / (As x d x j) = 231671057.000 / (2292.000 x 820.000 x 0.940)

= 131.098 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 131.098 x 2292.000 = 300475.778 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(413273.747² + 300475.778²) / 180.0

As = 2838.671 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 3EA = 3040.200 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	717	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	297.179	O.K	2.377
		좌측 (하면)	1	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	620	H29 - 8.0EA	125	295.514	O.K	2.364
		우측 (상면)	3	717	H32 - 8.0EA	125	312.702	O.K	2.502
		우측 (하면)	3	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	767	H32 - 8.0EA	125	282.653	O.K	2.261
		좌측 (하면)	4	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	600	H32 - 8.0EA	125	333.302	O.K	2.666
		중앙부 (하면)	5	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	717	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	648.565	O.K	5.189
		우측 (하면)	6	620	H29 - 8.0EA	125	27464.409	O.K	219.715
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	620	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	571	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	274.562	O.K	2.196
		중앙부	8	620	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	319.593	O.K	2.557
		우측 (상면)	9	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	286.624	O.K	2.293
	2경간	좌측	10	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	327.909	O.K	2.623
		중앙부 (상면)	11	620	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	503.466	O.K	4.028
		우측 (상면)	12	620	H29 - 8.0EA	125	1837.169	O.K	14.697
		우측 (하면)	12	567	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	836.111	O.K	6.689

좌측벽체	1층	상부	13	944	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	239.775	O.K	1.918
		상부	13	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.226	O.K	2.314
		중앙부	14	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	370.042	O.K	2.960
		하부	15	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	956	H32 - 8.0EA	125	1641.234	O.K	13.130
		상부	16	820	H19 - 8.0EA	125	988.398	O.K	7.907
		중앙부	17	800	H32 - 8.0EA	125	9191.827	O.K	73.535
		중앙부	17	820	H19 - 8.0EA	125	623.713	O.K	4.990
		하부	18	767	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1461.167	O.K	11.689
		하부	18	820	H19 - 8.0EA	125	624.680	O.K	4.997

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 771.996 x 1000000 / [5746.400 x (716.665 - 203.237/3)]
= 207.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x5746.400)]
= 203.237 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 207.03) - 2.5 x 84.00 = 297.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 207.03) = 405.74 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 297.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 297.18 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 658.653 x 1000000 / [5139.200 x (620.000 - 178.274/3)]
= 228.627 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x5139.200)]
= 178.274 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 228.63) - 2.5 x 65.50 = 295.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 228.63) = 367.41 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 295.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 295.51 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 824.541 x 1000000 / [6353.600 x (716.668 - 211.895/3)]
= 200.879 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x6353.600)]
= 211.895 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 200.88) - 2.5 x 84.00 = 312.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 200.88) = 418.16 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 312.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 312.70 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 938.688 x 1000000 / [6353.600 x (766.667 - 220.427/3)]
= 213.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x6353.600)]
= 220.427 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.13) - 2.5 x 84.00 = 282.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.13) = 394.12 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.65 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 658.659 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 193.263 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.26) - 2.5 x 84.00 = 333.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.26) = 434.64 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 333.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 333.30 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 456.041 x 1000000 / [5746.400 x (716.666 - 203.237/3)]
= 122.297 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x5746.400)]
= 203.237 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 122.30) - 2.5 x 84.00 = 648.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 122.30) = 686.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 648.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 648.56 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8.811 x 1000000 / [5139.200 x (620.000 - 178.274/3)]
= 3.059 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x5139.200)]
= 178.274 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 3.06) - 2.5 x 65.50 = 34166.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 3.06) = 27464.41 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 27464.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 27464.41 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 967.906 x 1000000 / [8923.200 x (571.203 - 211.871/3)]
= 216.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x571.2/(7x8923.200)]
= 211.871 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 216.69) - 2.5 x 84.00 = 274.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 216.69) = 387.65 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 274.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.56 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 701.721 x 1000000 / [5746.400 x (620.000 - 186.704/3)]
= 218.936 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x5746.400)]
= 186.704 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 218.94) - 2.5 x 64.00 = 319.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 218.94) = 383.67 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 319.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 319.59 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 996.592 x 1000000 / [9530.400 x (566.667 - 216.233/3)]
= 211.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x566.7/(7x9530.400)]
= 216.233 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 211.43) - 2.5 x 84.00 = 286.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 211.43) = 397.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 286.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 286.62 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 920.101 x 1000000 / [9530.400 x (566.667 - 216.233/3)]
= 195.200 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x566.7/(7x9530.400)]
= 216.233 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 195.20) - 2.5 x 84.00 = 327.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 195.20) = 430.33 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 327.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 327.91 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 693.700 x 1000000 / [9530.400 x (566.667 - 216.233/3)]
= 147.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x566.7/(7x9530.400)]
= 216.233 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 147.17) - 2.5 x 84.00 = 503.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 147.17) = 570.77 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 503.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 503.47 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 131.722 x 1000000 / [5139.200 x (620.000 - 178.274/3)]
= 45.723 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x5139.200)]
= 178.274 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 45.72) - 2.5 x 65.50 = 2132.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 45.72) = 1837.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1837.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1837.17 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 473.115 x 1000000 / [9530.400 x (566.667 - 216.233/3)]
= 100.372 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x566.7/(7x9530.400)]
= 216.233 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 100.37) - 2.5 x 84.00 = 836.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 100.37) = 836.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 836.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 836.11 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1159.826 x 1000000 / [5746.400 x (944.000 - 238.276/3)]
= 233.450 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x944.0/(7x5746.400)]
= 238.276 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 233.45) - 2.5 x 84.00 = 239.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 233.45) = 359.82 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 239.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 239.77 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 879.616 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 210.326 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 210.33) - 2.5 x 84.00 = 289.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 210.33) = 399.38 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 289.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 289.23 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1108.874 x 1000000 / [8923.200 x (771.203 - 254.151/3)]
= 181.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x771.2/(7x8923.200)]
= 254.151 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 181.02) - 2.5 x 84.00 = 370.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 181.02) = 464.03 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 370.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.04 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 283.722 x 1000000 / [6353.600 x (956.000 - 250.507/3)]
= 51.181 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x956.0/(7x6353.600)]
= 250.507 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 51.18) - 2.5 x 84.00 = 1841.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 51.18) = 1641.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1641.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1641.23 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 150.184 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 84.986 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 84.99) - 2.5 x 70.50 = 1059.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 84.99) = 988.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 988.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 988.40 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 42.077 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 9.139 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 9.14) - 2.5 x 84.00 = 11279.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 9.14) = 9191.83 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 9191.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 9191.83 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 231.951 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 131.256 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 131.26) - 2.5 x 70.50 = 623.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 131.26) = 639.97 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 623.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 623.71 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 372.562 x 1000000 / [9530.400 x (766.667 - 260.004/3)]
= 57.488 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x9530.400)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 57.49) - 2.5 x 84.00 = 1616.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 57.49) = 1461.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1461.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1461.17 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 231.671 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 131.098 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 131.10) - 2.5 x 70.50 = 624.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 131.10) = 640.74 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 624.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 624.68 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 8.200 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 8.200 / 28
T = 0.293 m < 0.700 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

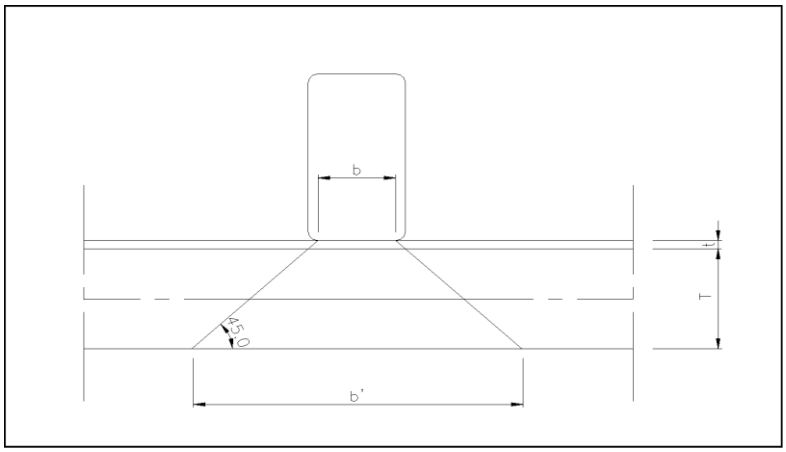
1) 고정하중

- 구체자중 = 620.100 / 11.000 = 56.373 kN/m²
- 상부연직하중 = ###### kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

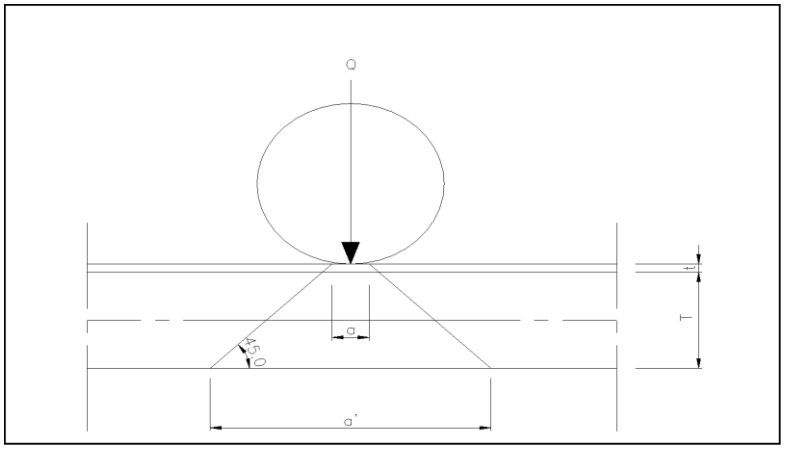


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°
= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680) 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 56.37 + 143.42 + 15.00 + 0.92 + 28.86
= 244.570 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력(지반조사보고서 참조)

Qa = ###### kN/m² ≥ Qmax = ###### kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.000	×	1.000	×	19.000			=	190.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.000	×	6.443	×	10.000			=	644.300	kN/m
- 수직수압	:	10.000	×	6.443	×	10.000			=	644.300	kN/m
							∴ Σ		=	2100.836	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

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

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.443 \times 19.000 + 6.443^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= ######$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + ###### = ###### kN/m

(3) 저항력

R = 2100.836 + ###### = 2224.396 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.000 × 12.083 × 10.000

= 1208.300 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2224.396 / 1208.300

= 1.841 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.000	×	7.600	×	19.000			=	1444.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.000	×	-0.157	×	10.000			=	-15.700	kN/m
- 수직수압	:	10.000	×	-0.157	×	10.000			=	-15.700	kN/m
							∴ Σ		=	2034.836	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

= 0.500 × 19.000 × 7.600 ² × tan(30 × 2/3)

= ###### kN/m

② 지하수위 이하

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

= 0.500 × (2 × 7.600 × -0.157 × 19.000 + -0.157 ²

× 10.000) × tan(30 × 2/3)

= -8.21 kN/m

∴ Σ = ###### + -8.21 = ###### kN/m

(3) 저항력

R = 2034.836 + ###### = 2226.347 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.000 × 5.483 × 10.000

= 548.300 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2226.347 / 548.300

= 4.060 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{175.000}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.200}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.747 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.747 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{314.700}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.861 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.861 m 이하유지

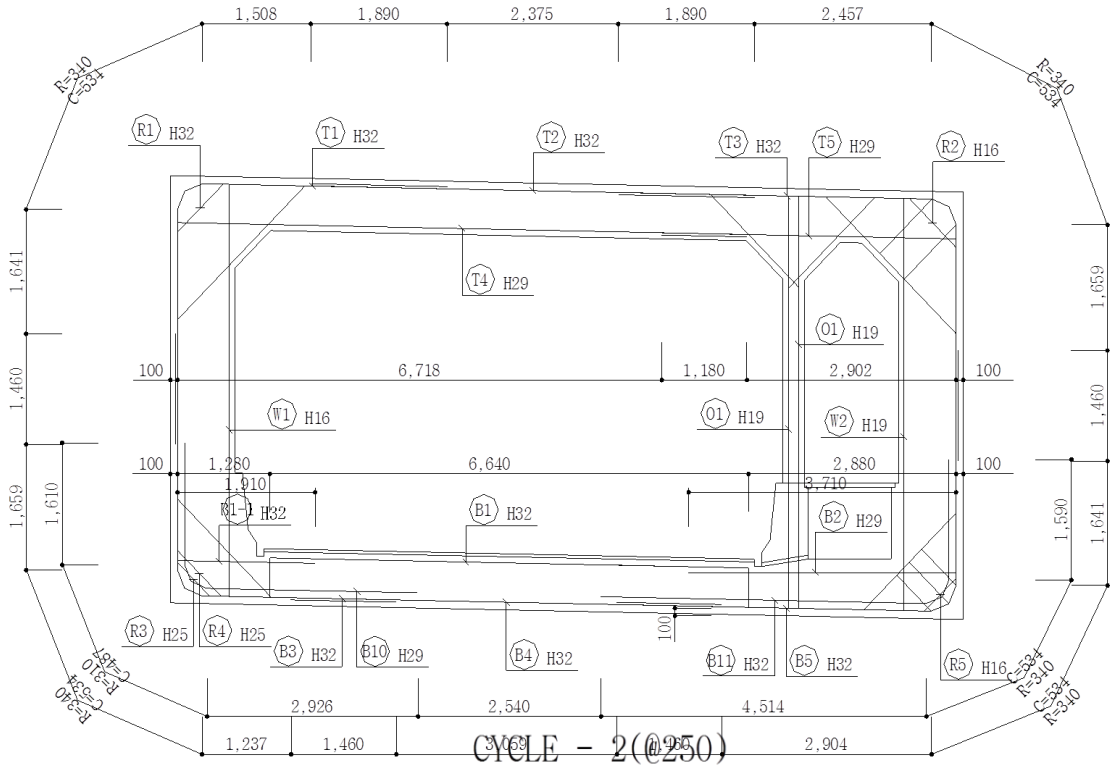
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{616.900}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.608 \text{ m}$$

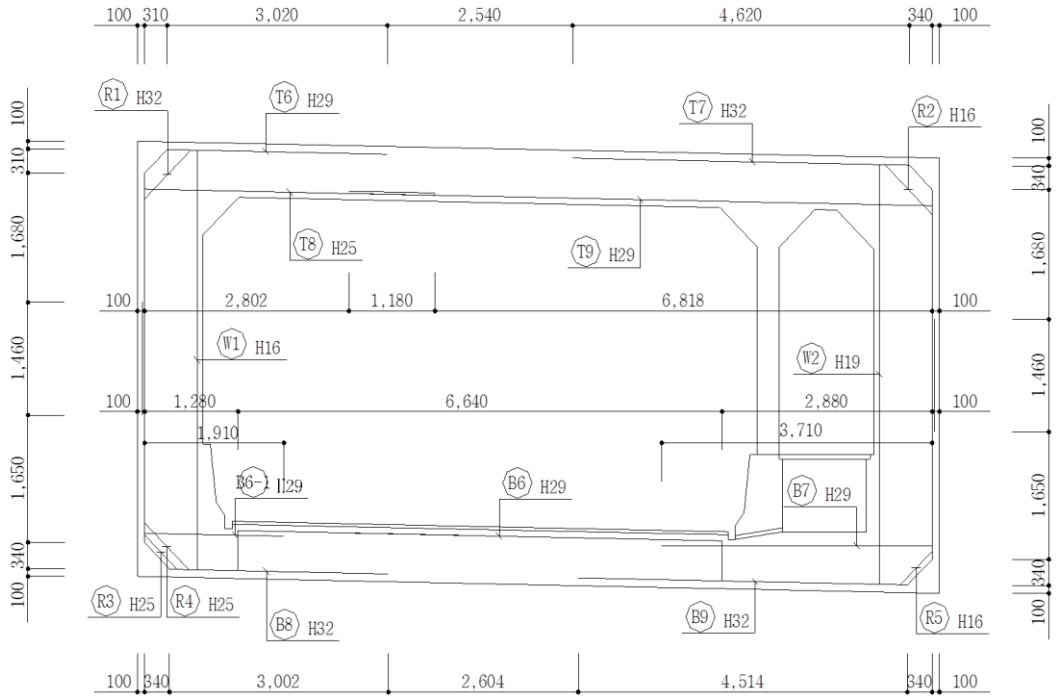
∴ 구조물 저면으로 부터 5.608 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



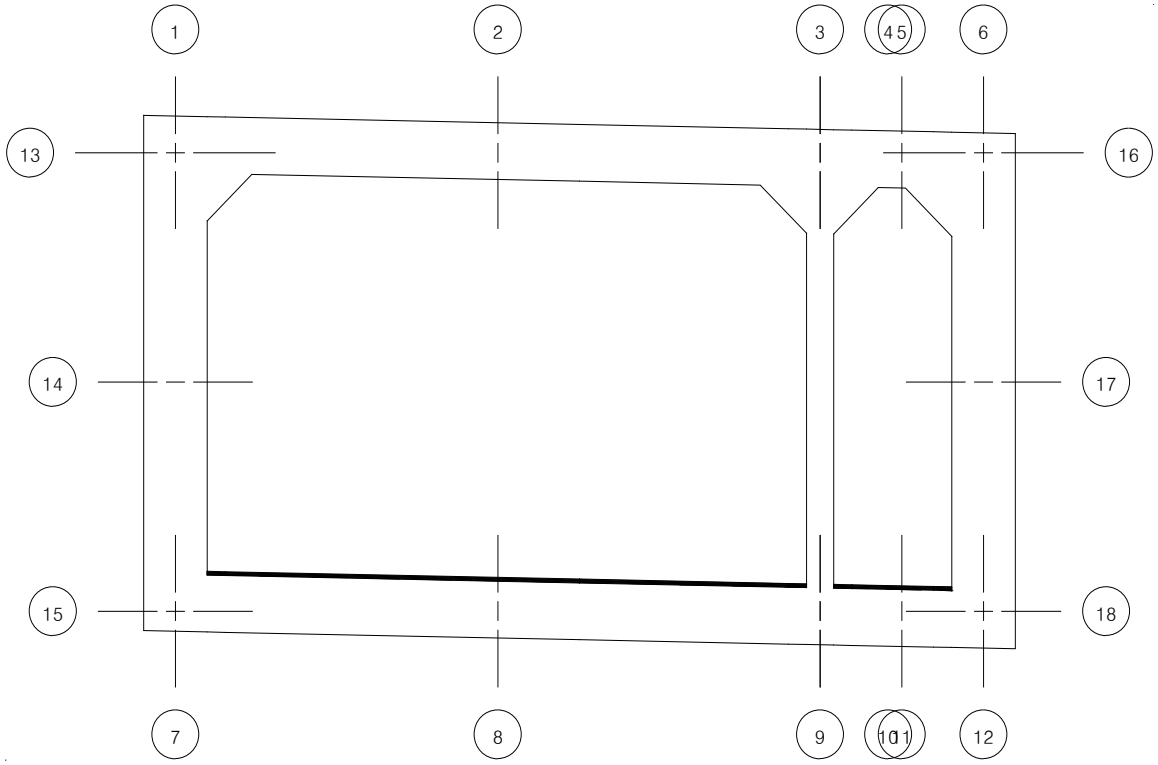
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+705.000 (BLOCK3 : B3)
▣ 토 피(FH) = 4.78 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

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
20-1. 부력검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	600	573.33	778.17	2935.90	H25 - 8.0EA	4053.60	1.36
		좌측(하면)	1	1000	520	178.61	594.22	1027.96	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	3.33
		중앙부	2	1000	520	515.36	594.22	3073.21	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.15
		우측(상면)	3	1000	600	690.54	778.20	3570.37	H25 - 8.0EA	4053.60	1.13
		우측(하면)	3	1000	520	122.04	594.22	698.45	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	4.87
	2경간	좌측(상면)	4	1000	667	775.48	870.13	3589.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.12
		좌측(하면)	4	1000	520	19.71	594.22	111.71	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	30.14
		중앙부(상면)	5	1000	508	544.01	651.91	3338.70	H25 - 8.0EA	4053.60	1.20
		중앙부(하면)	5	1000	520	117.30	594.22	671.01	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	5.07
		우측(상면)	6	1000	600	407.01	778.24	2056.57	H25 - 8.0EA	4053.60	1.91
		우측(하면)	6	1000	520	179.53	594.22	1033.31	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	3.31
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	520	307.18	667.99	1791.20	H25 - 8.0EA	4053.60	2.17
		좌측(하면)	7	1000	500	804.16	879.05	5202.00	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.09
		중앙부	8	1000	520	604.38	667.99	3640.56	H25 - 8.0EA	4053.60	1.11
		우측(상면)	9	1000	520	93.80	667.99	535.34	H25 - 8.0EA	4053.60	7.12
		우측(하면)	9	1000	500	886.69	960.50	5802.72	H32 - 8.0EA	6353.60	1.08
	2경간	좌측	10	1000	500	770.69	960.50	4962.75	H32 - 8.0EA	6353.60	1.25
		중앙부(상면)	11	1000	520	157.78	667.99	906.16	H25 - 8.0EA	4053.60	4.23
		중앙부(하면)	11	1000	500	614.49	960.50	3876.60	H32 - 8.0EA	6353.60	1.56
		우측(상면)	12	1000	520	341.76	667.99	2000.07	H25 - 8.0EA	4053.60	1.95
		우측(하면)	12	1000	500	479.62	960.50	2975.61	H32 - 8.0EA	6353.60	2.00

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	712	866.53	932.61	3751.81	H25 - 8.0EA	4053.60	1.08
		상부 (내측)	13	1000	620	295.59	467.59	1431.00	H19 - 8.0EA	2292.00	1.58
		중앙부 (외측)	14	1000	600	591.33	778.25	3032.21	H25 - 8.0EA	4053.60	1.32
		중앙부 (내측)	14	1000	620	122.28	467.59	584.87	H19 - 8.0EA	2292.00	3.82
		하부 (외측)	15	1000	600	859.58	1074.43	4508.89	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.25
		하부 (내측)	15	1000	620	309.39	467.59	1499.28	H19 - 8.0EA	2292.00	1.51
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	721	485.35	945.47	2028.71	H25 - 8.0EA	4053.60	1.95
		상부 (내측)	16	1000	620	301.52	467.59	1460.36	H19 - 8.0EA	2292.00	1.55
		중앙부 (외측)	17	1000	600	29.62	617.42	145.50	H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	3172.80	20.85
		중앙부 (내측)	17	1000	620	263.91	467.59	1274.78	H19 - 8.0EA	2292.00	1.77
		하부 (외측)	18	1000	600	425.49	1176.52	2153.05	H32 - 8.0EA	6353.60	2.77
		하부 (내측)	18	1000	620	365.67	467.59	1779.19	H19 - 8.0EA	2292.00	1.28

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1200.0	1911.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		좌측 (하면)	7	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		중앙부	8	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		우측 (상면)	9	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		우측 (하면)	9	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
	2 경간	좌측	10	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		중앙부 (상면)	11	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		중앙부 (하면)	11	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		우측 (상면)	12	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
		우측 (하면)	12	1200.0	1911.0	O.K	900.0	1911.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		상부	13	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	15	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	15	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		상부	16	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	18	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	18	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	556.2	721.96	2.00	231.48	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	337.8	97.4	544.29	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	324.8	599.4	721.96	2.00	274.63	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	383.1	523.36	2.00	116.66	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	5	324.8	343.8	523.36	2.00	38.09	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	324.8	329.0	523.36	2.00	8.55	H16	300	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	592.5	750.84	2.00	244.95	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	337.8	113.5	544.29	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	337.8	643.9	750.84	2.00	294.40	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	324.8	361.3	523.36	2.00	73.06	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	337.8	371.2	544.29	2.00	64.31	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	337.8	366.7	544.29	2.00	55.66	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	389.7	442.9	541.75	2.00	88.71	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	389.7	408.2	541.75	2.00	30.79	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	389.7	378.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	389.7	424.9	541.75	2.00	58.59	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	389.7	138.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	389.7	364.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H25 - 8.0EA	125	413.564	O.K	3.309
		좌측 (하면)	1	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	329.091	O.K	2.633
		우측 (상면)	3	600	H25 - 8.0EA	125	284.864	O.K	2.279
		우측 (하면)	3	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H25 - 8.0EA	125	273.627	O.K	2.189
		좌측 (하면)	4	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H25 - 8.0EA	125	323.672	O.K	2.589
		중앙부 (하면)	5	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	600	H25 - 8.0EA	125	693.210	O.K	5.546
		우측 (하면)	6	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	21539.729	O.K	172.318
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	278.185	O.K	2.225
		중앙부	8	520	H25 - 8.0EA	125	313.469	O.K	2.508
		우측 (상면)	9	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	500	H32 - 8.0EA	125	278.447	O.K	2.228
	2경간	좌측	10	500	H32 - 8.0EA	125	348.531	O.K	2.788
		중앙부 (상면)	11	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H32 - 8.0EA	125	500.017	O.K	4.000
		우측 (상면)	12	520	H25 - 8.0EA	125	1532.529	O.K	12.260
		우측 (하면)	12	500	H32 - 8.0EA	125	721.857	O.K	5.775

좌측벽체	1층	상부	13	712	H25 - 8.0EA	125	269.291	O.K	2.154
		상부	13	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	600	H25 - 8.0EA	125	356.394	O.K	2.851
		중앙부	14	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	600	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	336.619	O.K	2.693
		하부	15	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	721	H25 - 8.0EA	125	1544.931	O.K	12.359
		상부	16	620	H19 - 8.0EA	125	954.278	O.K	7.634
		중앙부	17	600	H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	13746.283	O.K	109.970
		중앙부	17	620	H19 - 8.0EA	125	655.675	O.K	5.245
		하부	18	600	H32 - 8.0EA	125	1079.032	O.K	8.632
		하부	18	620	H19 - 8.0EA	125	757.250	O.K	6.058

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

6) 지진계수

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

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.779 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

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

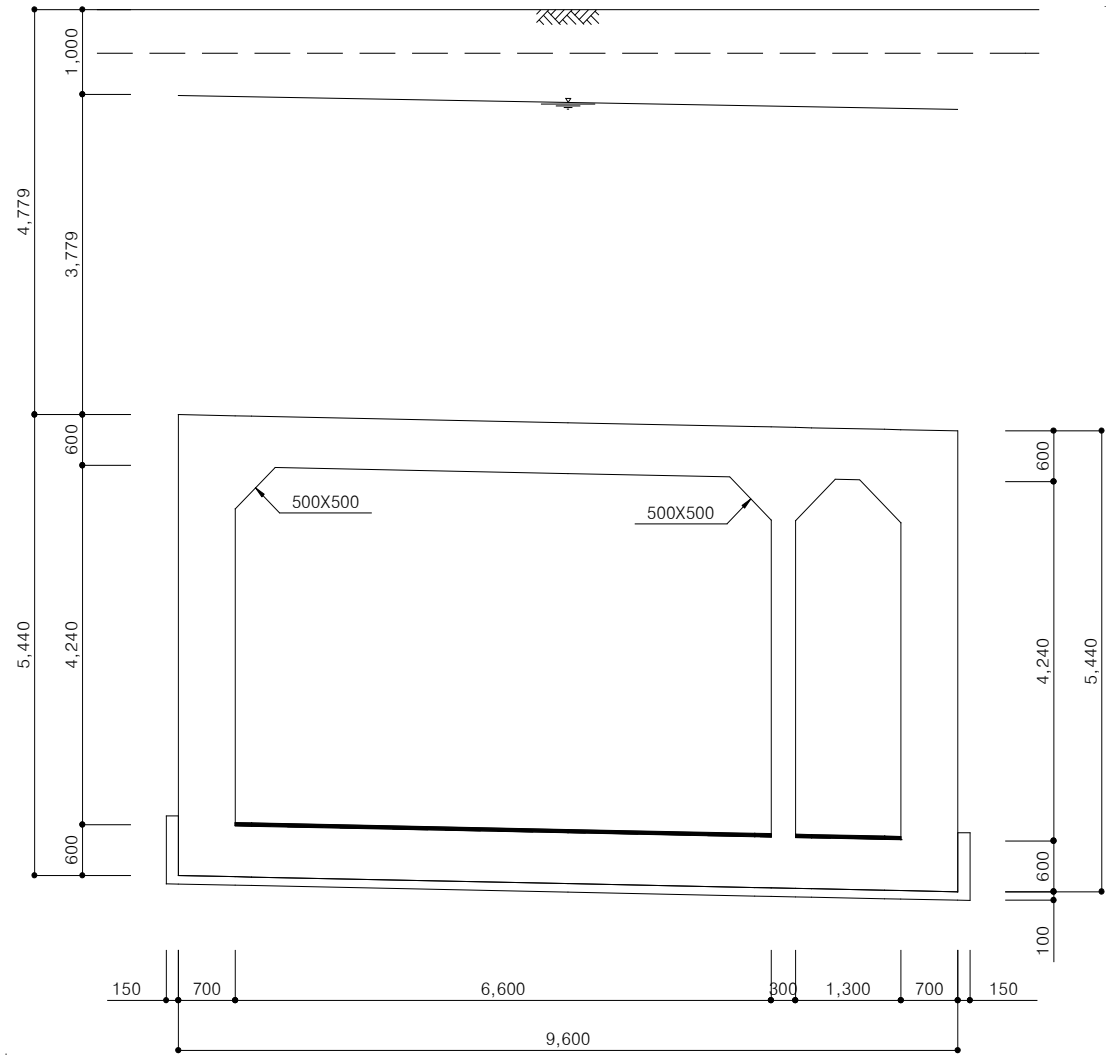
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
4,779
3,779
600
5,440
4,240
600
500X500
500X500
600
4,240
5,440
600
100
150
700
6,600
300
1,300
700
150
9,600

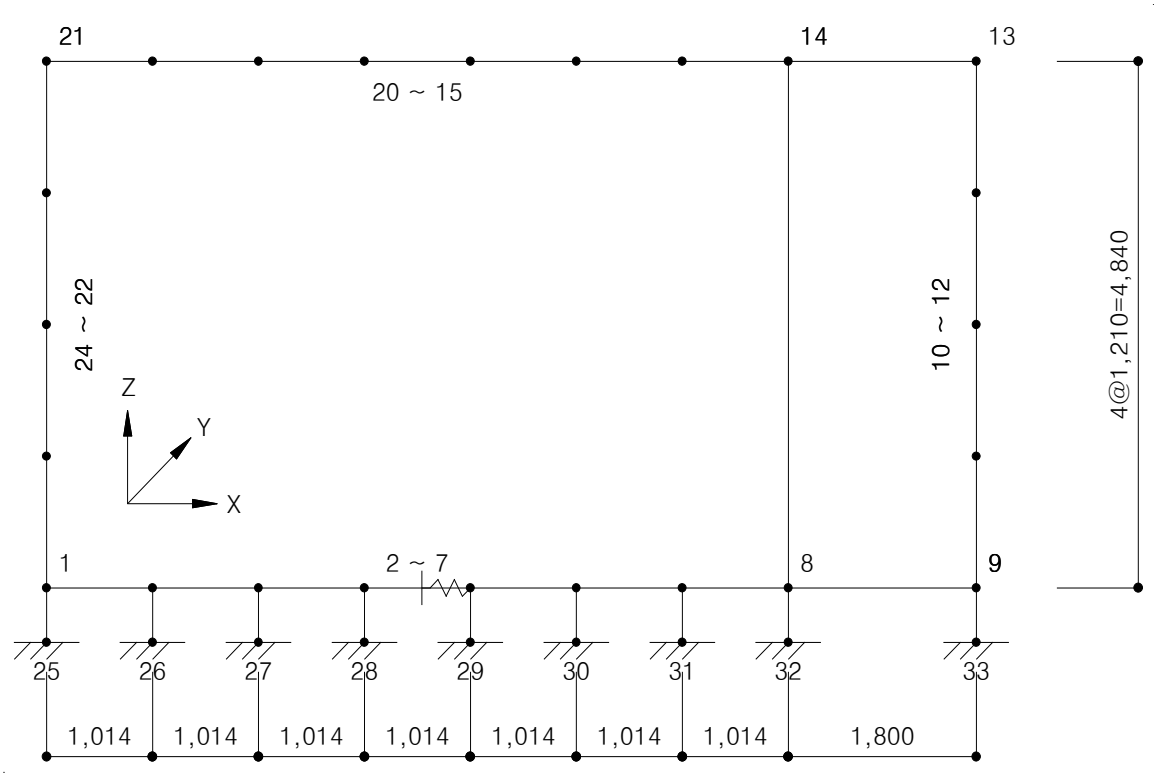
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

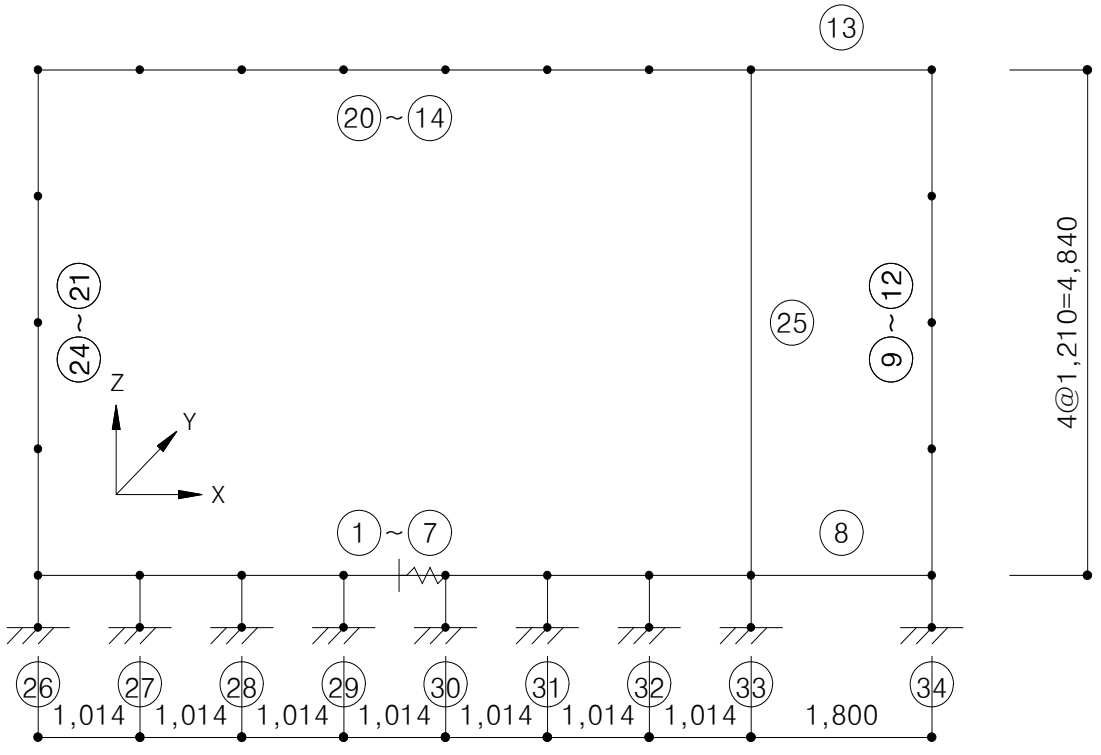
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

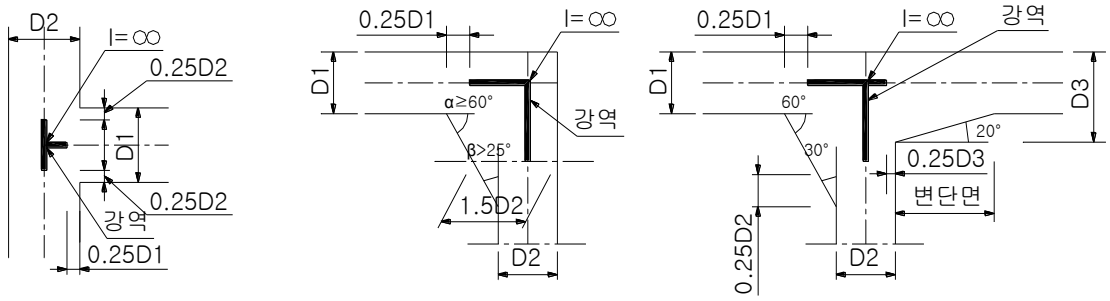
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,13~20
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	18	3.043	5.340
2	1.014	0.500	19	2.029	5.340
3	2.029	0.500	20	1.014	5.340
4	3.043	0.500	21	0.000	5.340
5	4.057	0.500	22	0.000	4.130
6	5.071	0.500	23	0.000	2.920
7	6.086	0.500	24	0.000	1.710
8	7.100	0.500	25	0.000	0.000
9	8.900	0.500	26	1.014	0.000
10	8.900	1.710	27	2.029	0.000
11	8.900	2.920	28	3.043	0.000
12	8.900	4.130	29	4.057	0.000
13	8.900	5.340	30	5.071	0.000
14	7.100	5.340	31	6.086	0.000
15	6.086	5.340	32	7.100	0.000
16	5.071	5.340	33	8.900	0.000
17	4.057	5.340			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

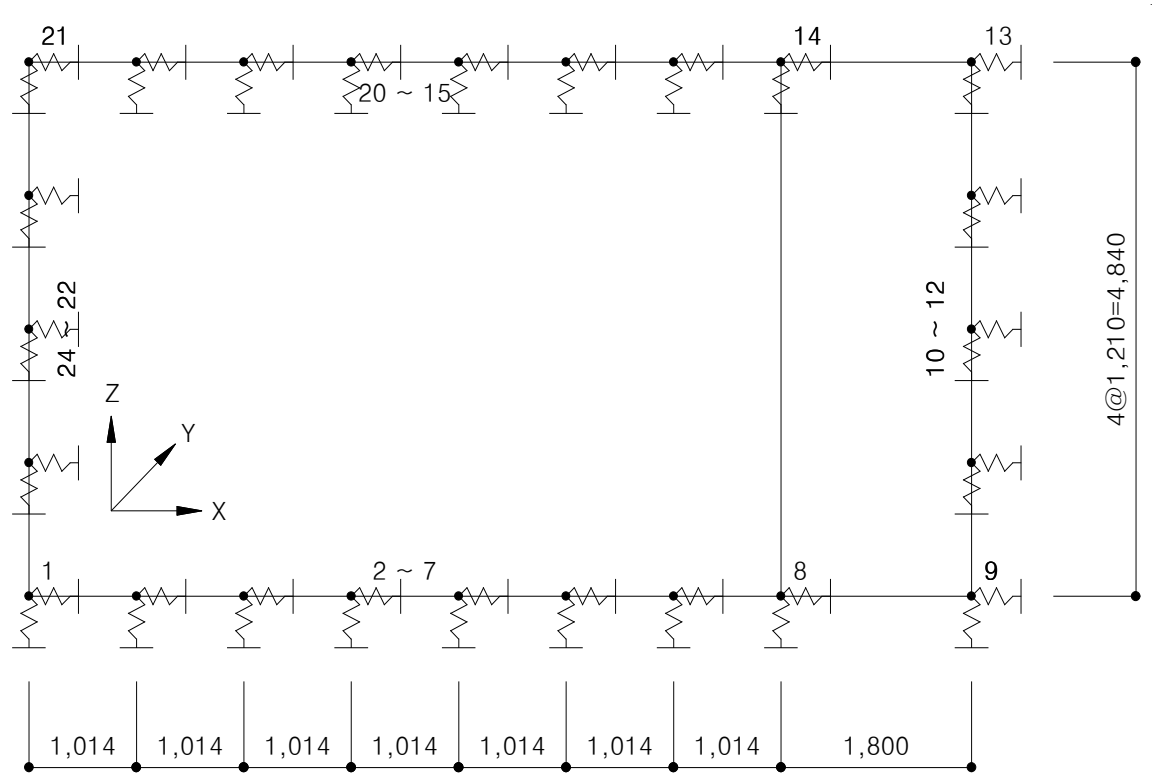
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

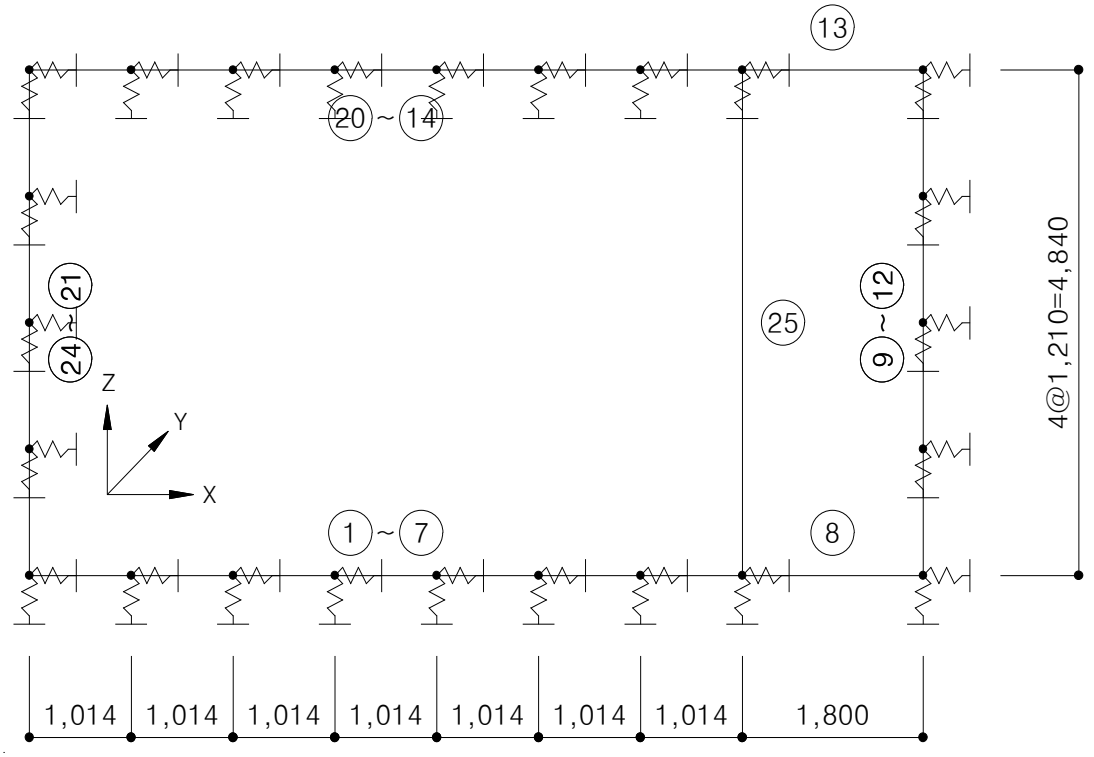
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

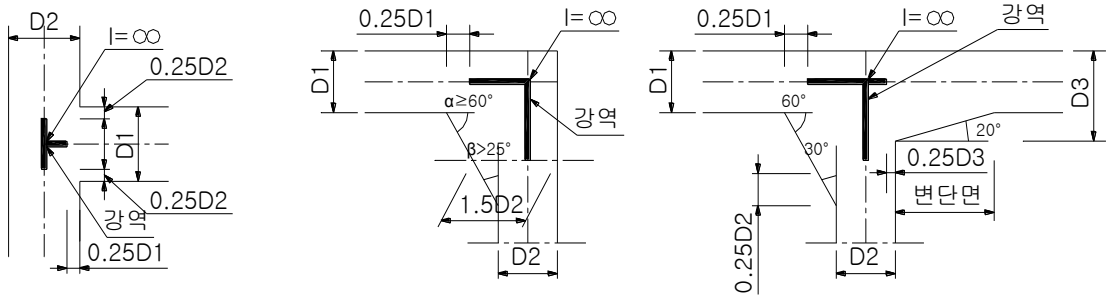
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,13~20
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	8.900	4.840
2	1.014	0.000	14	7.100	4.840
3	2.029	0.000	15	6.086	4.840
4	3.043	0.000	16	5.071	4.840
5	4.057	0.000	17	4.057	4.840
6	5.071	0.000	18	3.043	4.840
7	6.086	0.000	19	2.029	4.840
8	7.100	0.000	20	1.014	4.840
9	8.900	0.000	21	0.000	4.840
10	8.900	1.210	22	0.000	3.630
11	8.900	2.420	23	0.000	2.420
12	8.900	3.630	24	0.000	1.210

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

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

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

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

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

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

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

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반조사보고서참고)

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6936.79 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 5946 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 7036 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 9761 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 8671 kN/m	9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.061 ~ -5.716, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 192981.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 192981.560 = 64327.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 192981.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 192981.560 = 64327.19 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 295474.53 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 295474.530 = 98491.51 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.014/2) = 271553 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.800/2 + 1.014/2) = 90518 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 195739 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 65246 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 357524 kN/m	10~12,22~24
Kss1	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 119175 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 195739 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 65246 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 271553 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.800/2) = 90518 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 165413 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 267404 kN/m	
Kv2	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 241227 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 267404 kN/m	
Kv3	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 241227 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 267404 kN/m	
Kv4	Kv x (1.014/2 + 0.700/2) = 165413 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.600/2 + 1.210/2) = 267404 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 123508.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 123508.180 = 41169.39 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 123508.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 123508.180 = 41169.39 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 189103.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 189103.670 = 63034.56 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.014/2) = 173794 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.800/2 + 1.014/2) = 57931 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 125273 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 41758 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 228815 kN/m	10~12,22~24
Kss1	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 76272 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 125273 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 41758 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 173794 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.800/2) = 57931 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 105864 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 171139 kN/m	
Kv2	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 154385 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 171139 kN/m	
Kv3	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 154385 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 171139 kN/m	
Kv4	Kv x (1.014/2 + 0.700/2) = 105864 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.600/2 + 1.210/2) = 171139 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	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 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 4.279 × 19.00		= 81.301	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 92.801	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.779 × 10.00		= 37.790	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 58.790	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 4.779m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 4.579 × 19.000) × 0.500 = 49.250 kN/m²

Wh2 = 49.250 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 60.745 kN/m²

Wh3 = 60.745 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 72.240 kN/m²

Wh4 = 72.240 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 83.735 kN/m²

Wh5 = 83.735 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 95.230 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.079 × 10.000 = 30.895 kN/m²

Wh2 = 30.895 + 1.210 × 10.000 × 0.500 = 36.945 kN/m²

Wh3 = 36.945 + 1.210 × 10.000 × 0.500 = 42.995 kN/m²

Wh4 = 42.995 + 1.210 × 10.000 × 0.500 = 49.045 kN/m²

Wh5 = 49.045 + 1.210 × 10.000 × 0.500 = 55.095 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.779 × 10.000 = 37.790 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.079 × 10.000 = 40.790 kN/m²

Ww3 = 40.790 + 1.210 × 10.000 = 52.890 kN/m²

Ww4 = 52.890 + 1.210 × 10.000 = 64.990 kN/m²

Ww5 = 64.990 + 1.210 × 10.000 = 77.090 kN/m²

Ww6 = 77.090 + 1.210 × 10.000 = 89.190 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (4.779 + 5.440 - 1.000) × 10.000 = 92.190 kN/m²

7) 온도하중

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

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.077	248.600	198.900	19.000	0.001	0.002
매립토	2.600	160.000	128.000	18.000	0.065	0.081
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.323	294.700	235.800	20.000	0.072	0.090
계					0.461	0.577

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.577 = 0.721

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)

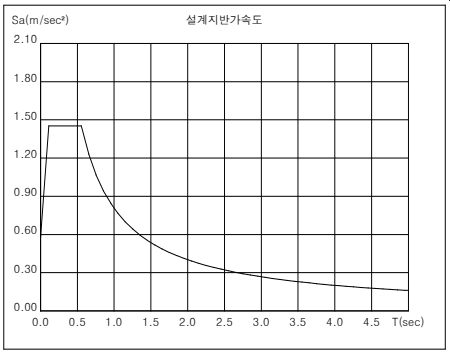
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.287 m/s²

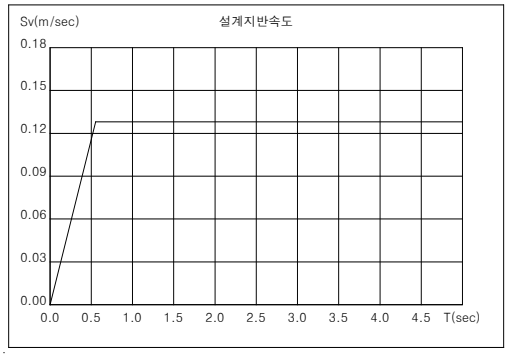
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.721 / 2π × 2.287 = 0.262 m/s

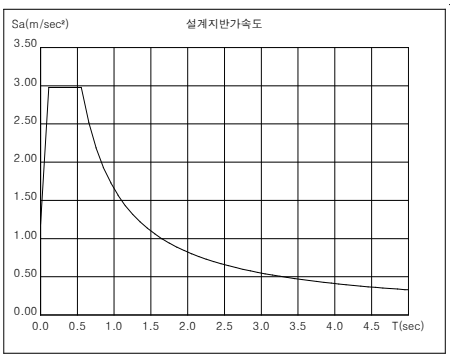
6) 설계응답 응답스펙트럼

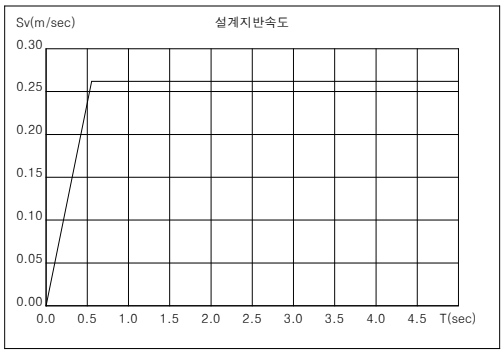
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.079 m
- 하부슬래브 EL. = 9.919 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 5.079 / (2 \times 30.000)) = 0.014415$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 9.919 / (2 \times 30.000)) = 0.012970$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 5.079 / (2 \times 30.000)) = 0.036934$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 9.919 / (2 \times 30.000)) = 0.033232$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 64327.190 × (0.014415 - 0.012970) = 92.953 kN/m²	Po = 41169.390 × (0.036934 - 0.033232) = 152.409 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.079	295474.530	0.014415	0.001445	426.961
6.289	295474.530	0.014138	0.001168	345.114
7.499	295474.530	0.013803	0.000833	246.130
8.709	295474.530	0.013414	0.000444	131.191
9.919	295474.530	0.012970	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.079	189103.670	0.036934	0.003702	700.062
6.289	189103.670	0.036223	0.002991	565.609
7.499	189103.670	0.035366	0.002134	403.547
8.709	189103.670	0.034368	0.001136	214.822
9.919	189103.670	0.033232	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	147525.000 × 0.000194 = 28.620	94416.000 × 0.000496 = 46.830
Vb	147525.000 × 0.000378 = 55.760	94416.000 × 0.000967 = 91.300
Vs	(28.620 + 55.760) / 2 = 42.190	(46.830 + 91.300) / 2 = 69.070

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.079) = 1.025	fu = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.079) = 2.522

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×9.919) = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×9.919) = 2.324

③ 중간벽체

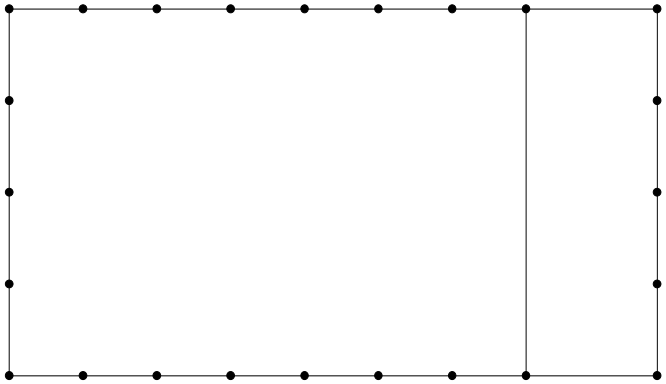
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.779) = 0.513	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.779) = 1.261
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×9.919) = 0.472	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×9.919) = 1.162

④ 측벽

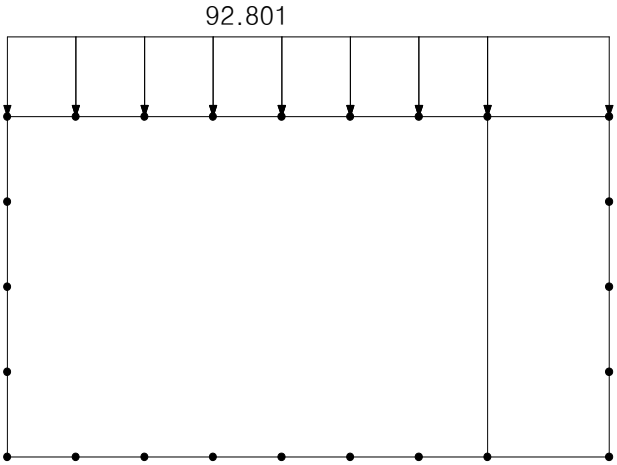
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×5.079) = 1.196	f1 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×5.079) = 2.942
f2 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×6.289) = 1.173	f2 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×6.289) = 2.885
f3 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×7.499) = 1.149	f3 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×7.499) = 2.827
f4 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×8.709) = 1.126	f4 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×8.709) = 2.769
f5 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×9.919) = 1.102	f5 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×9.919) = 2.711

10. 하 중 재 하 (상시)

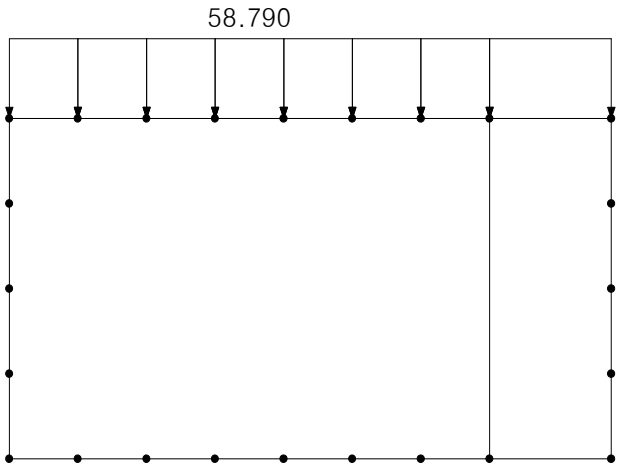
1) CASE1 - 구체자중(SW)



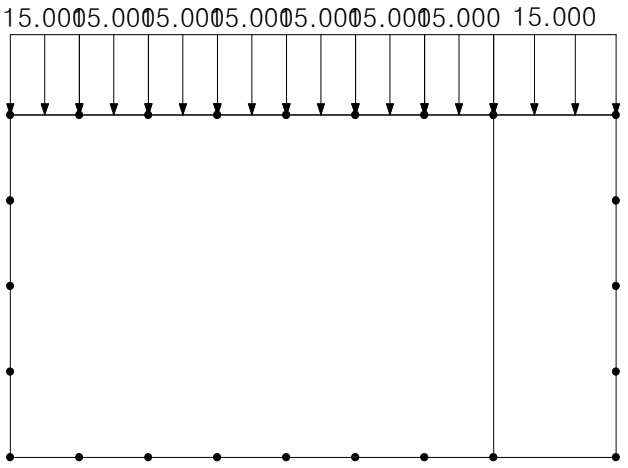
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



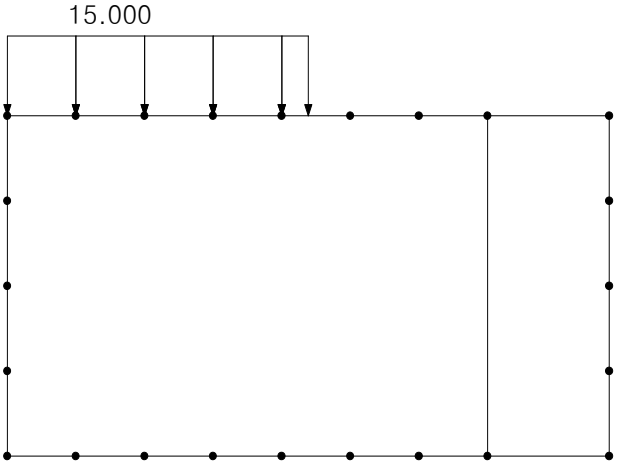
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



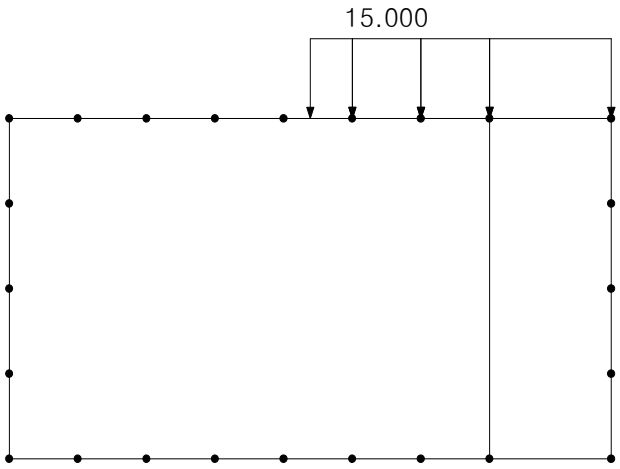
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



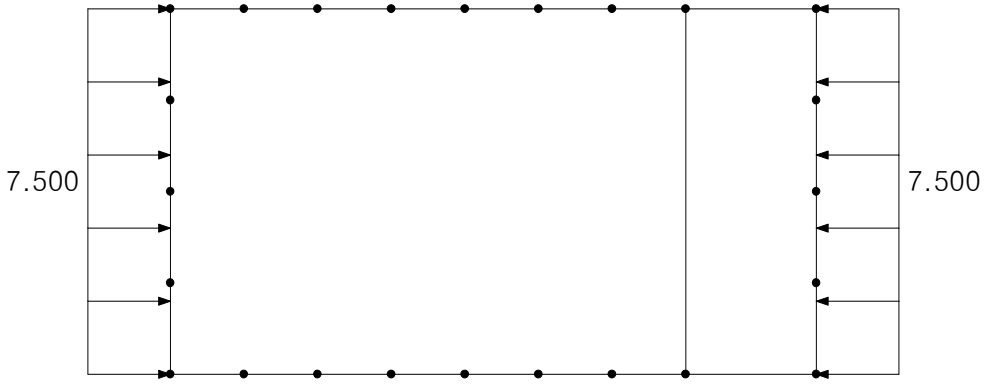
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



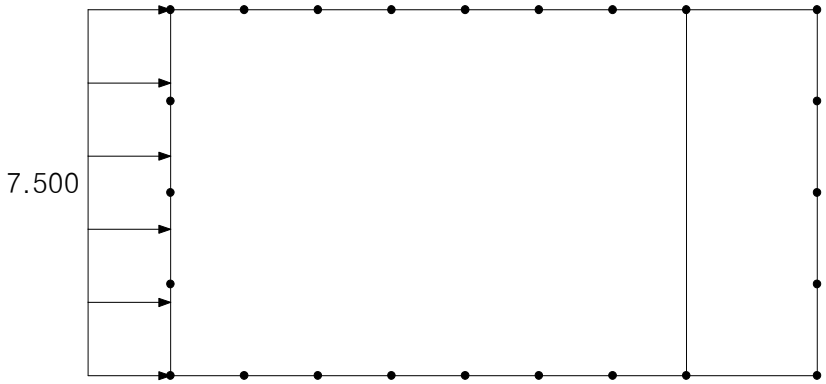
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



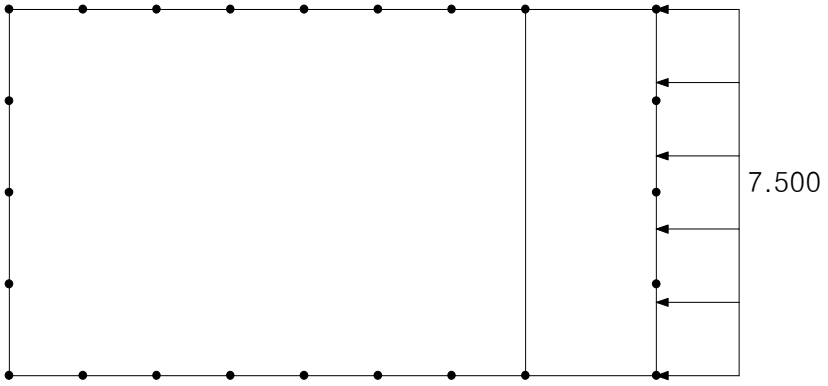
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



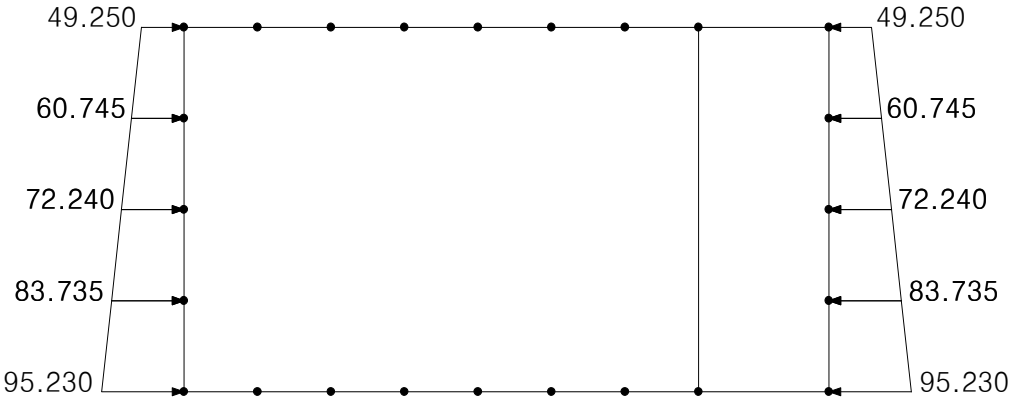
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



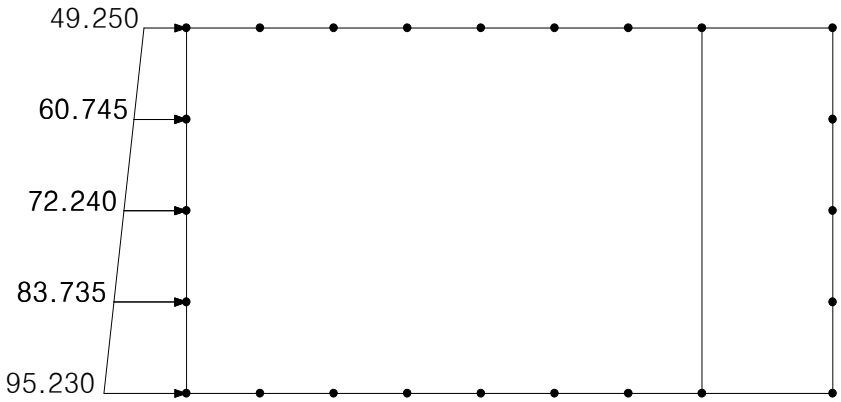
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



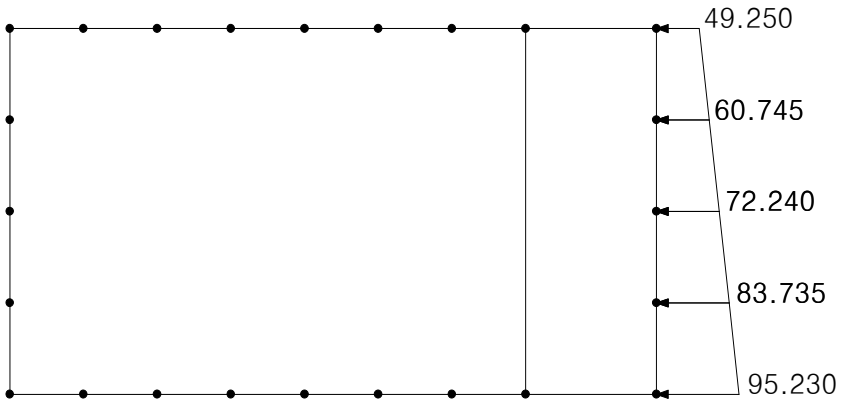
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



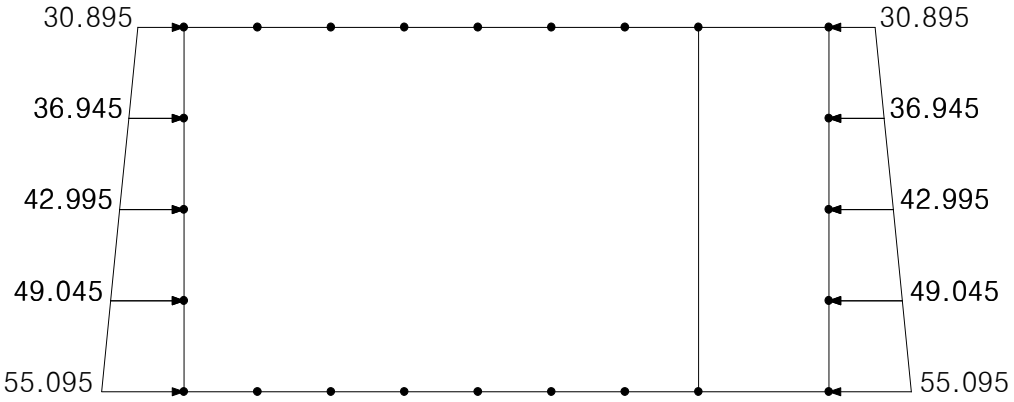
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



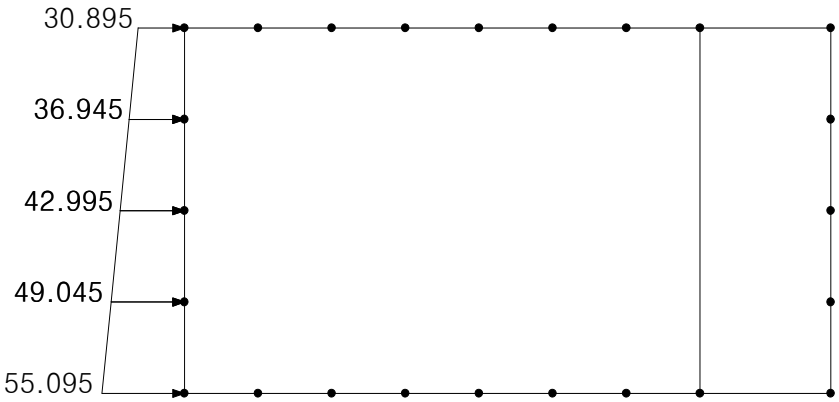
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



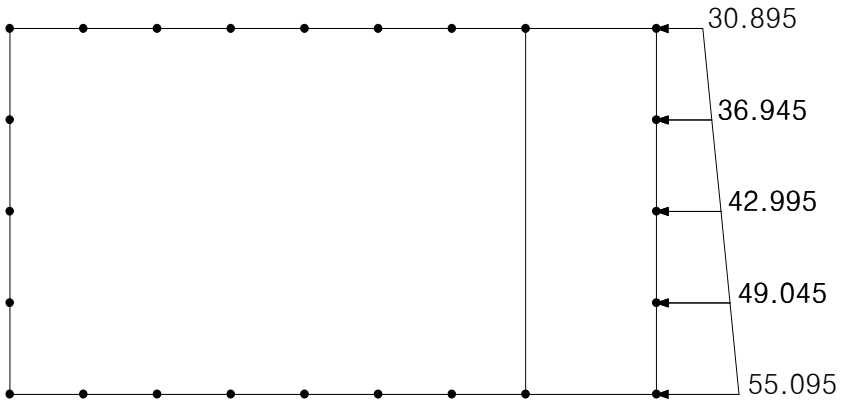
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



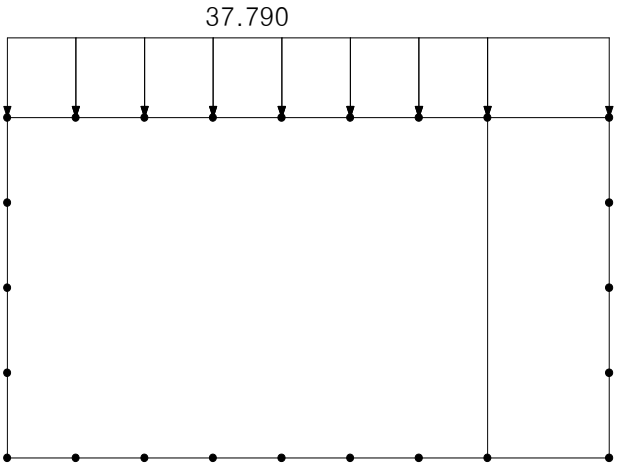
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



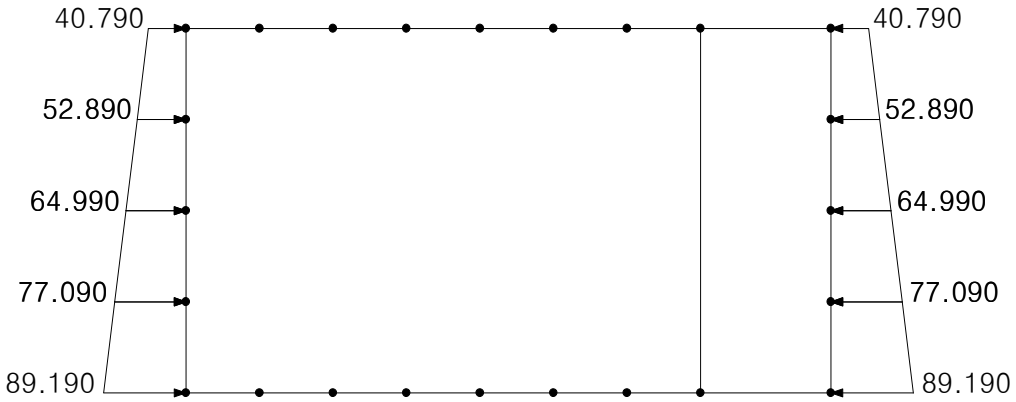
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



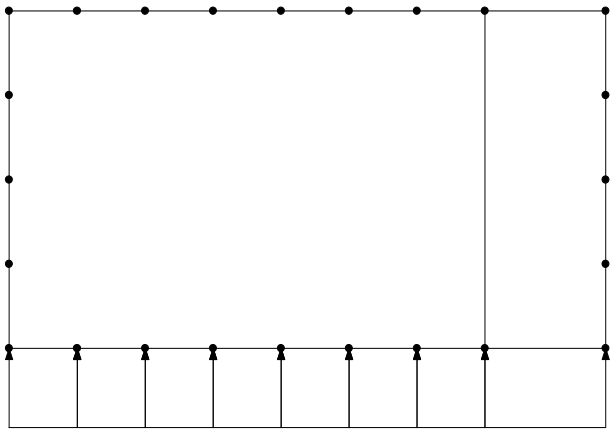
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

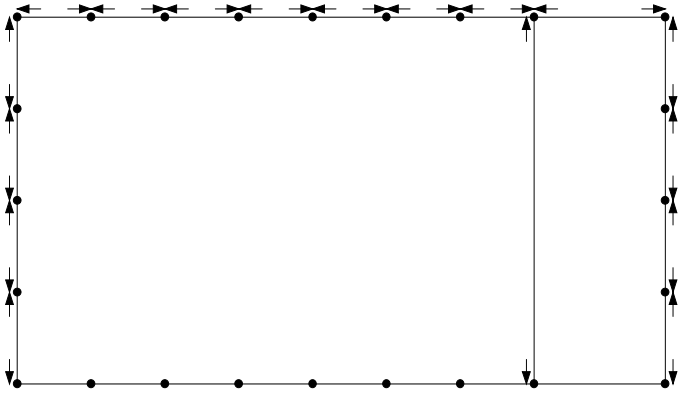


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

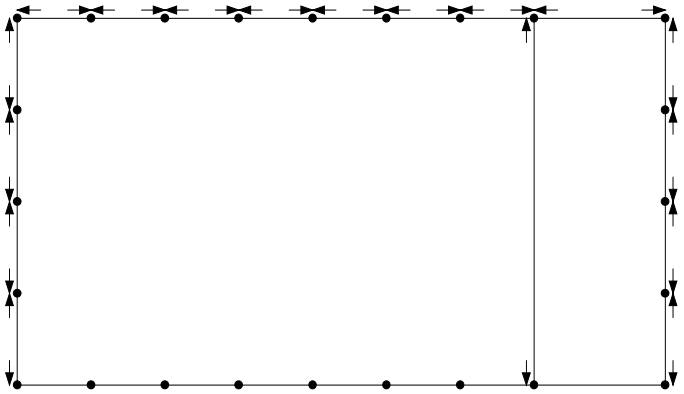


92.190

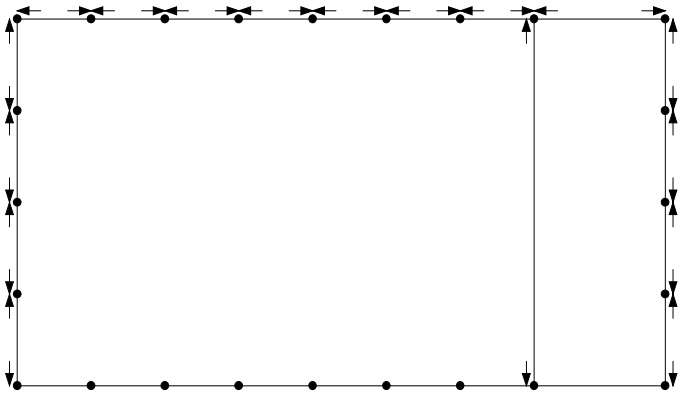
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

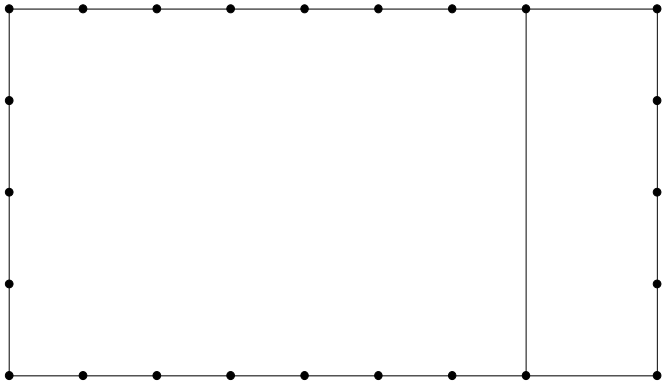


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

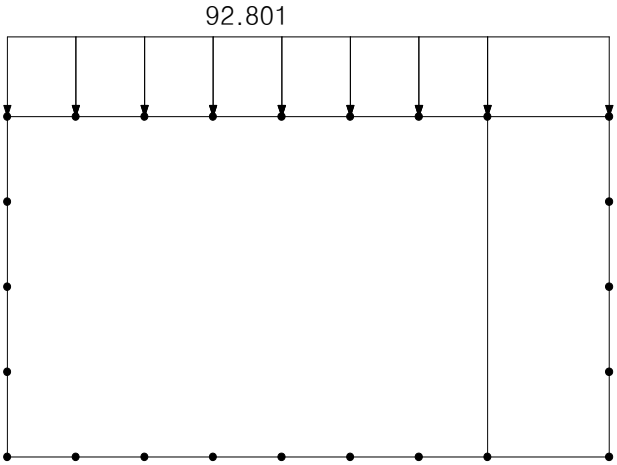


11. 하중 재하 (기능수행)

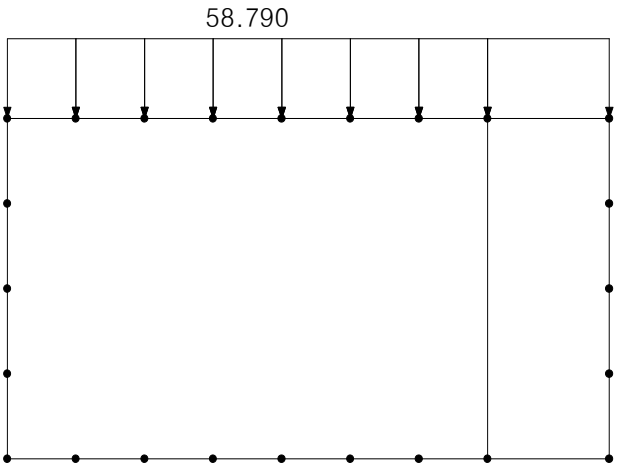
1) CASE1 - 구체자중(SW)



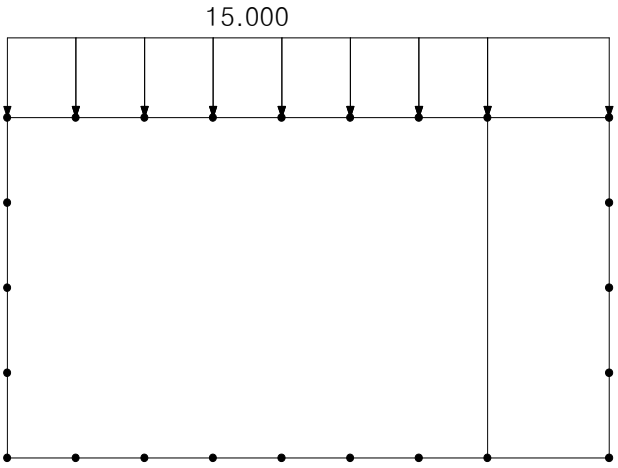
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



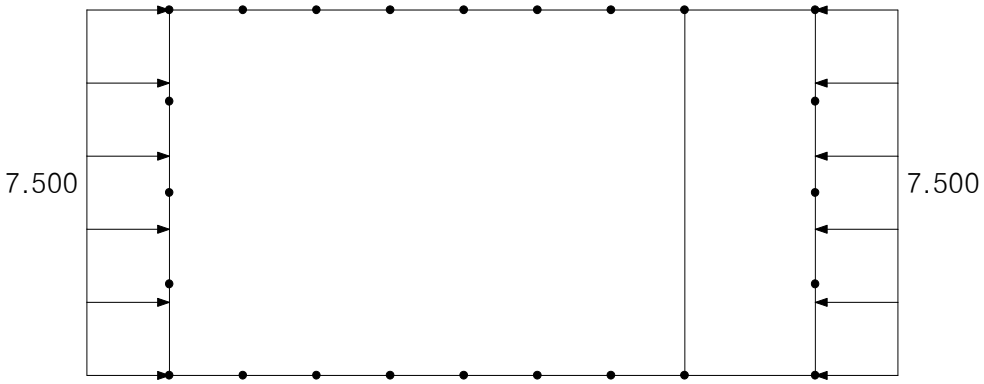
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



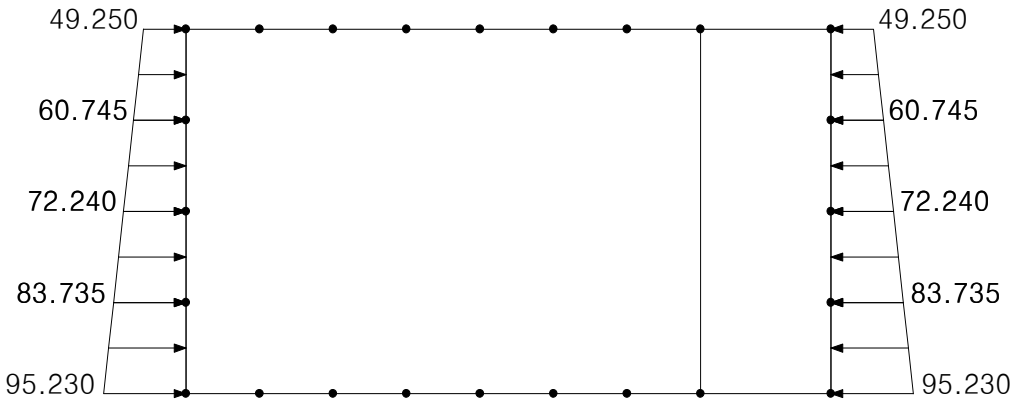
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



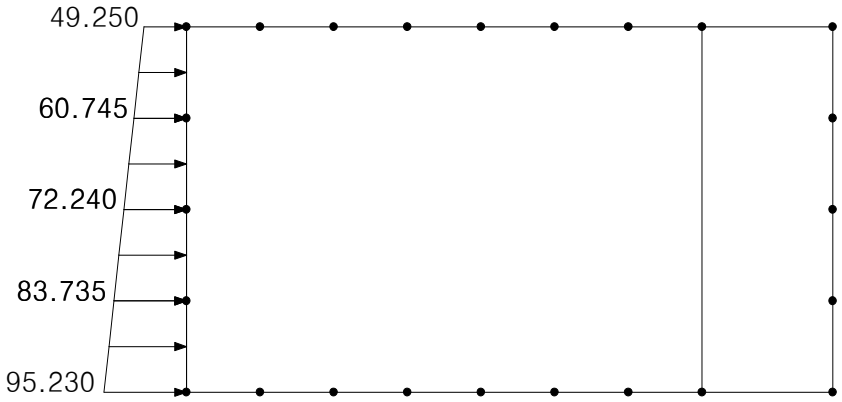
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



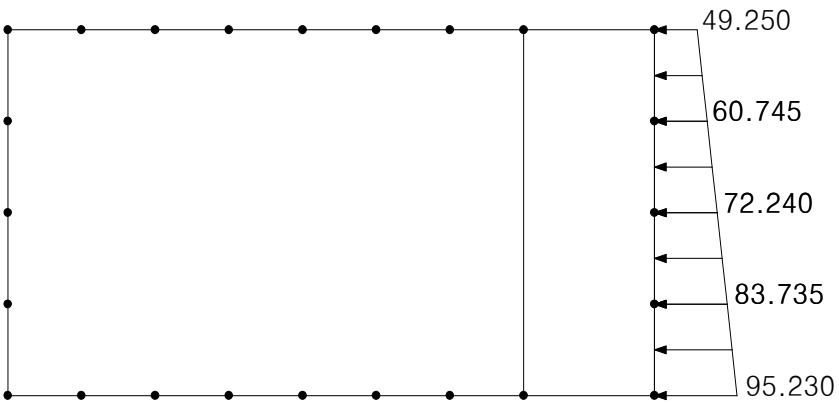
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



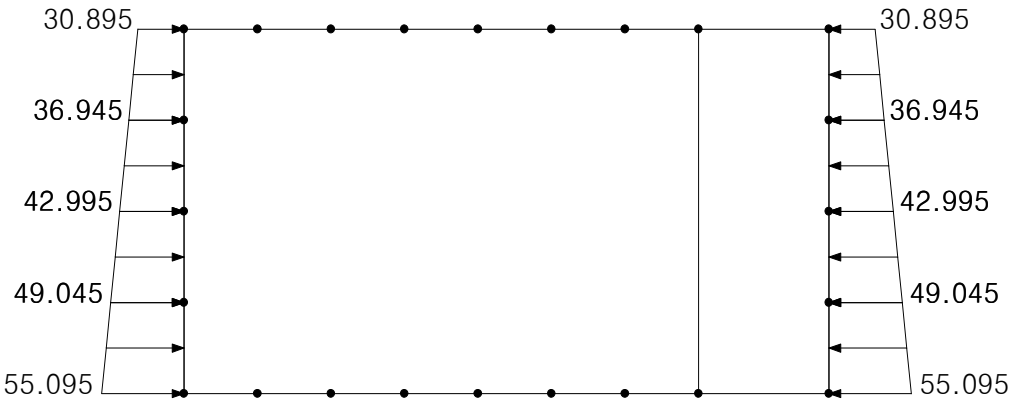
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



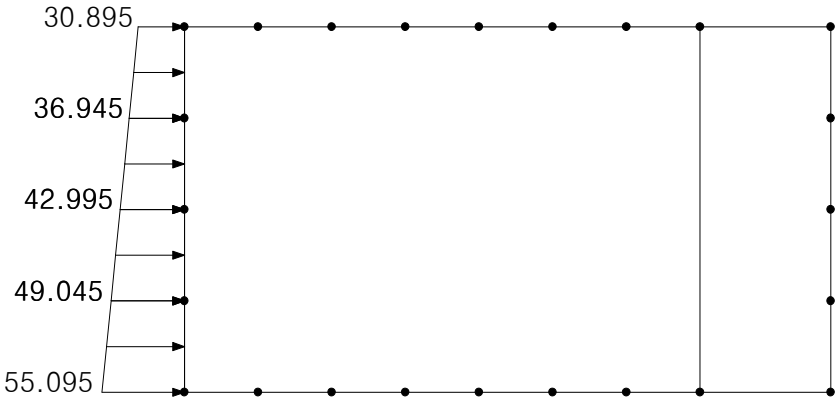
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



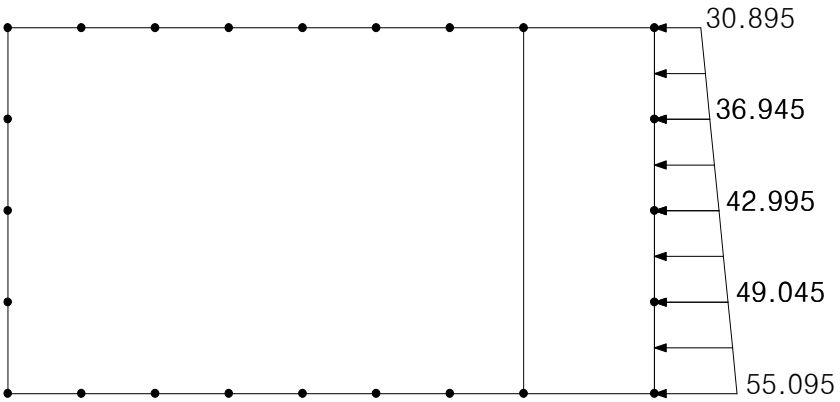
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



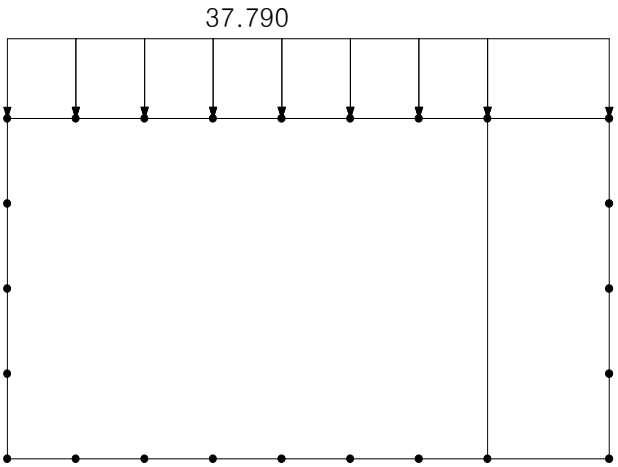
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



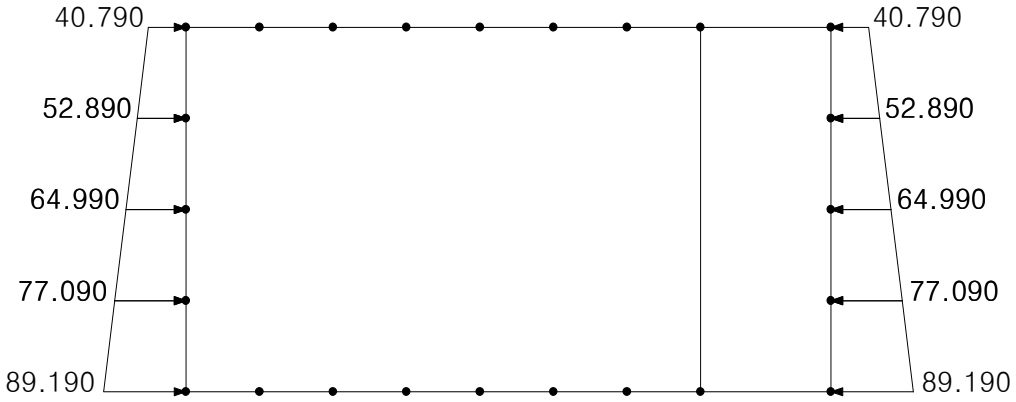
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



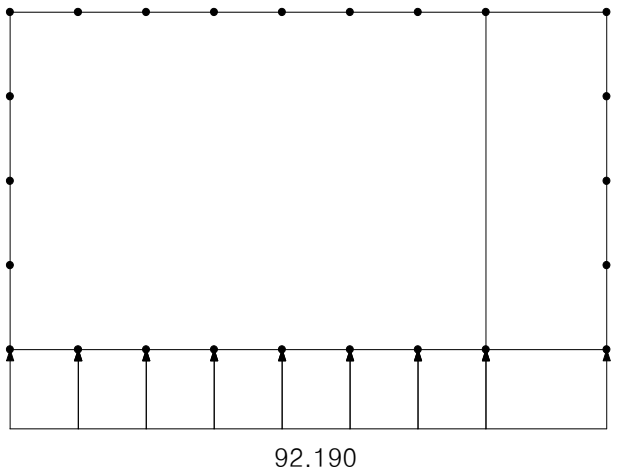
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

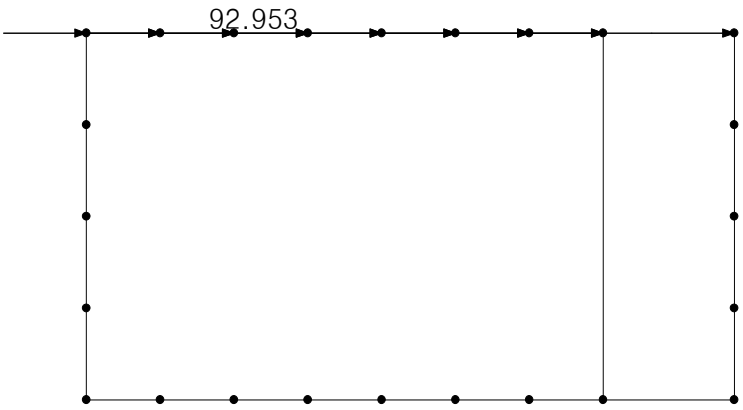


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

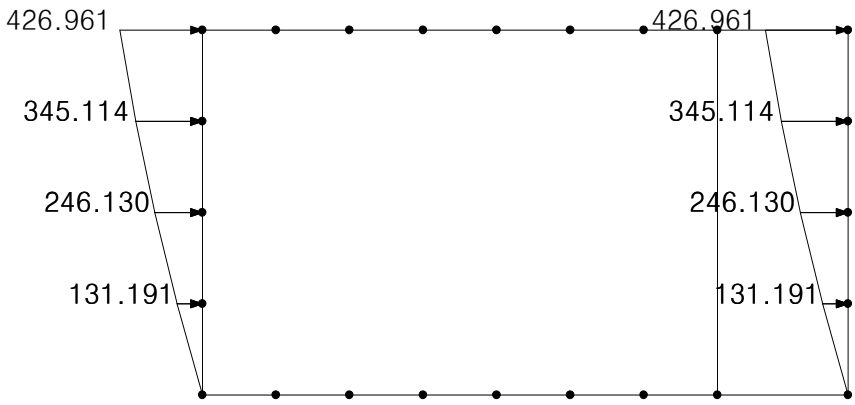


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

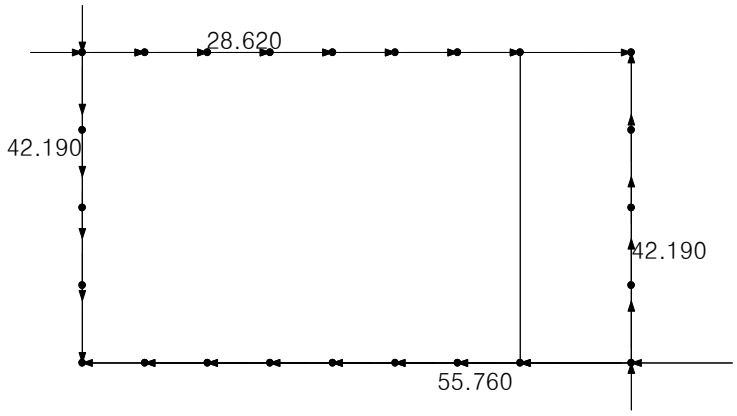
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



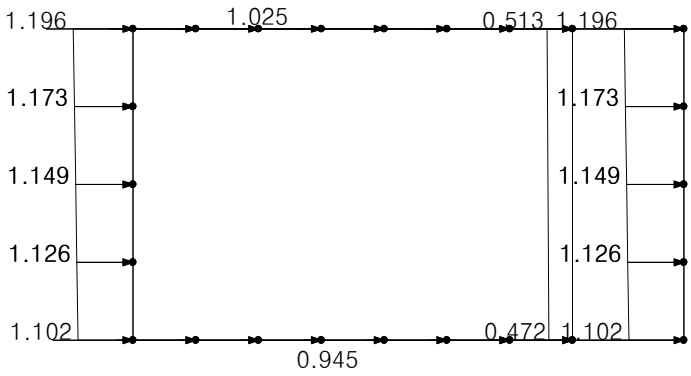
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

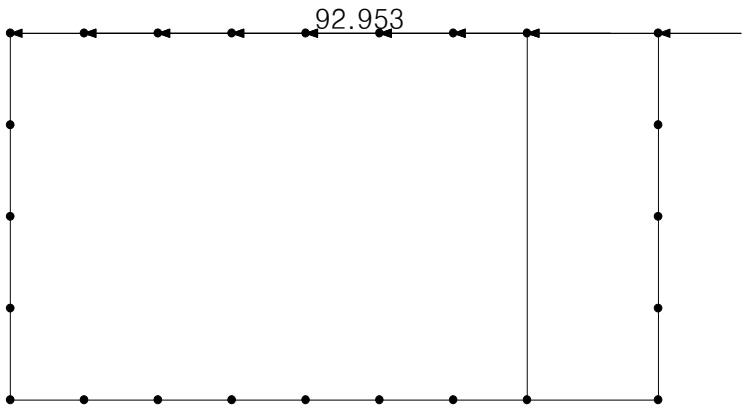


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

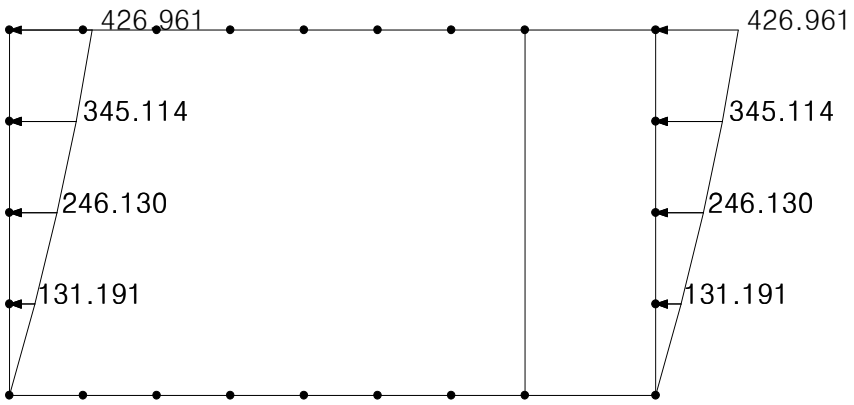


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

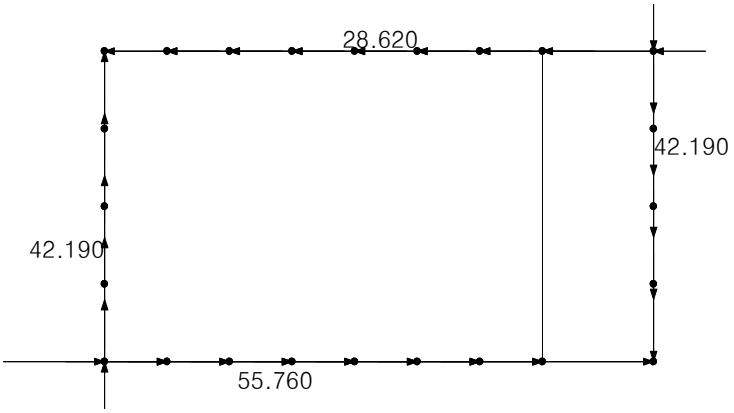
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



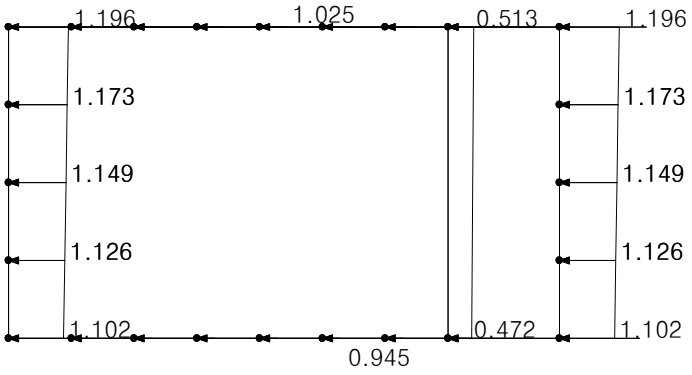
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

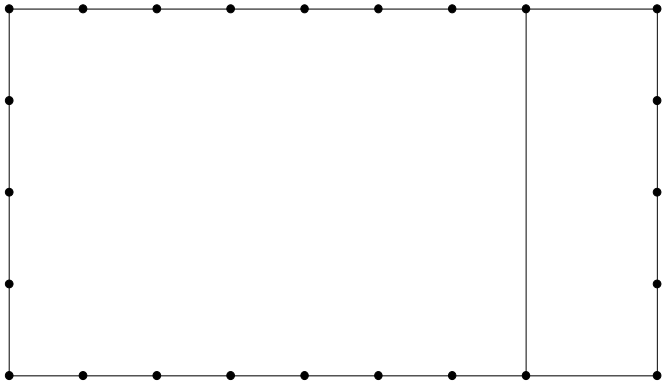


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

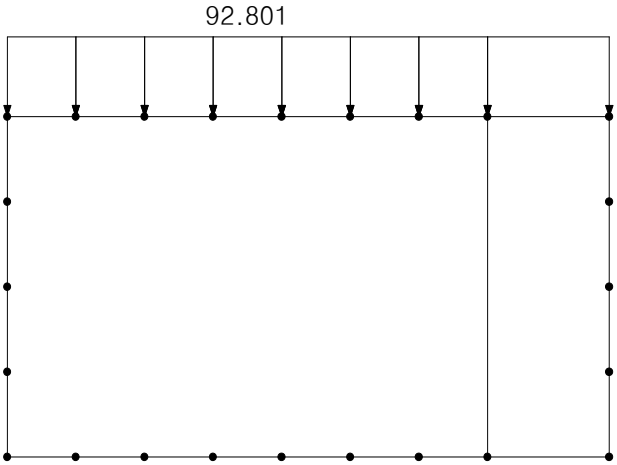


12. 하중 재하 (붕괴방지)

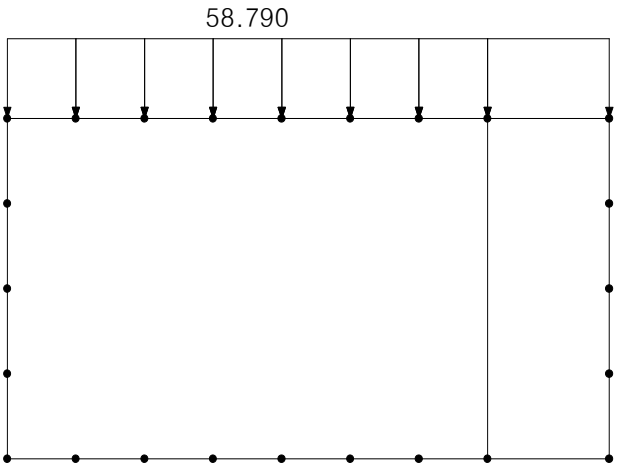
1) CASE1 - 구체자중(SW)



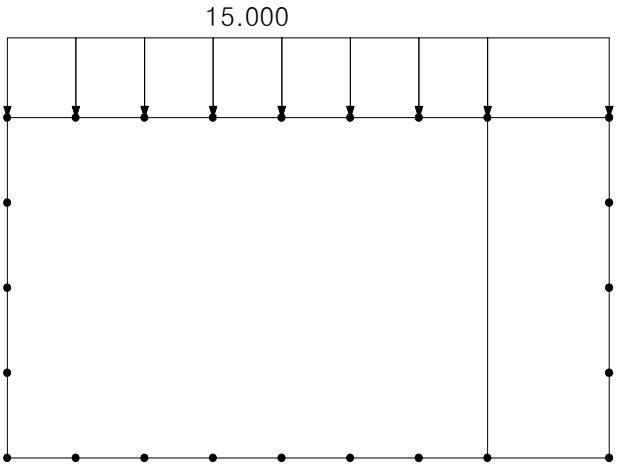
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



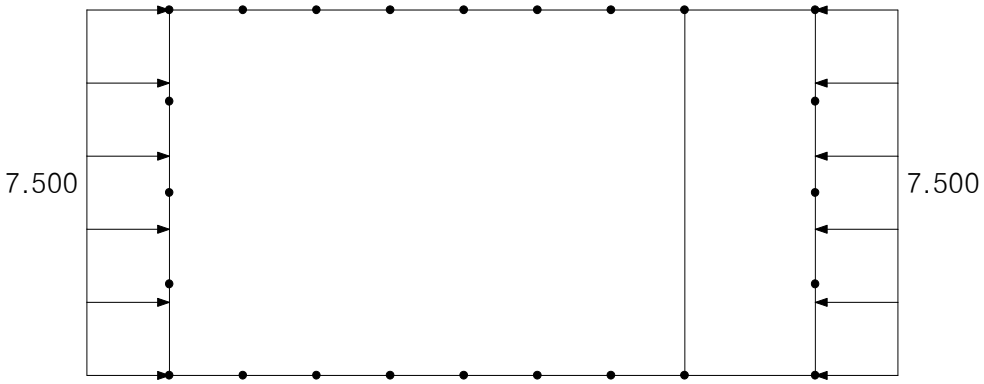
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



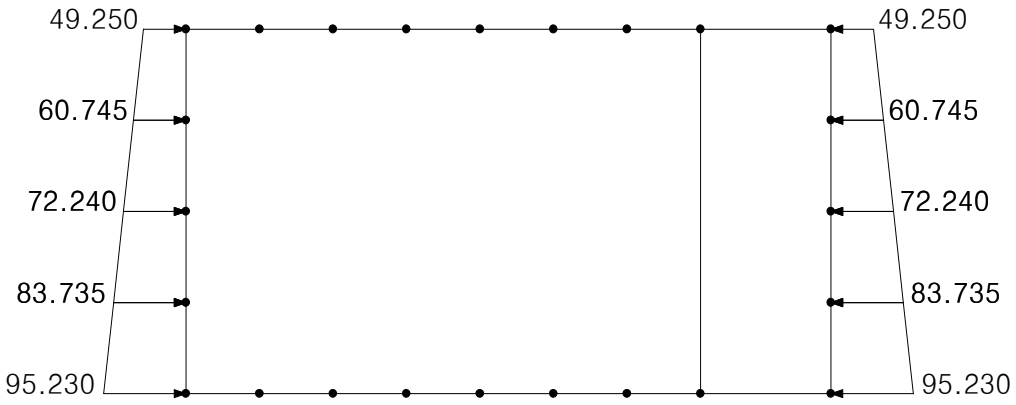
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



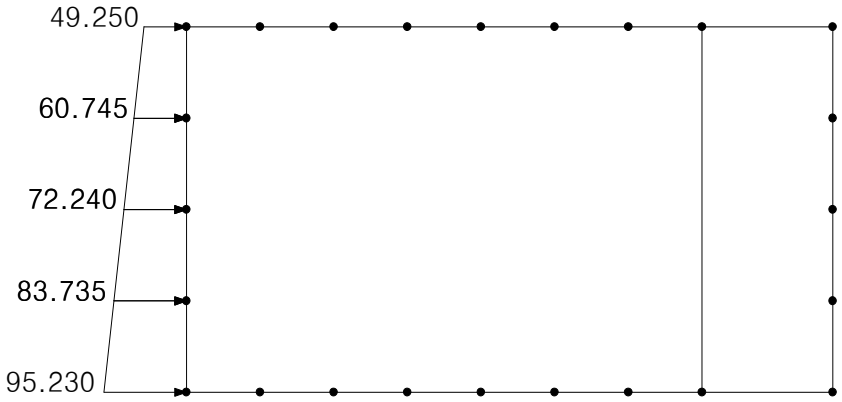
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



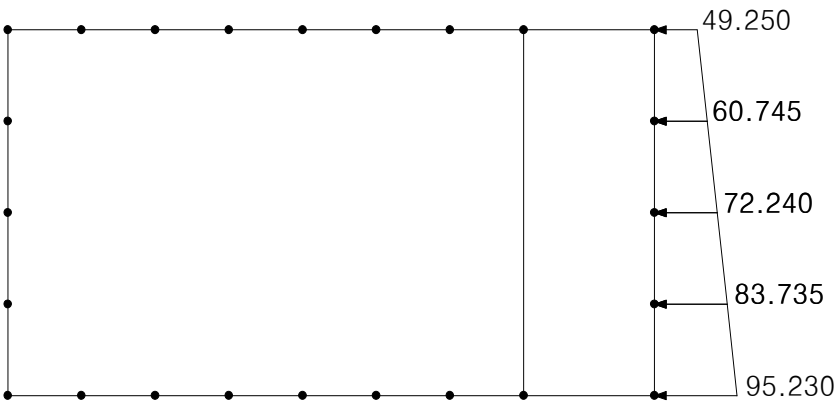
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



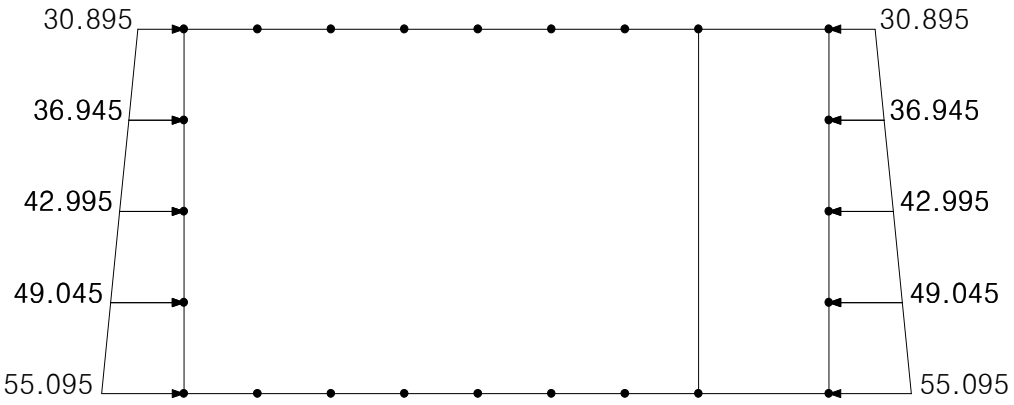
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



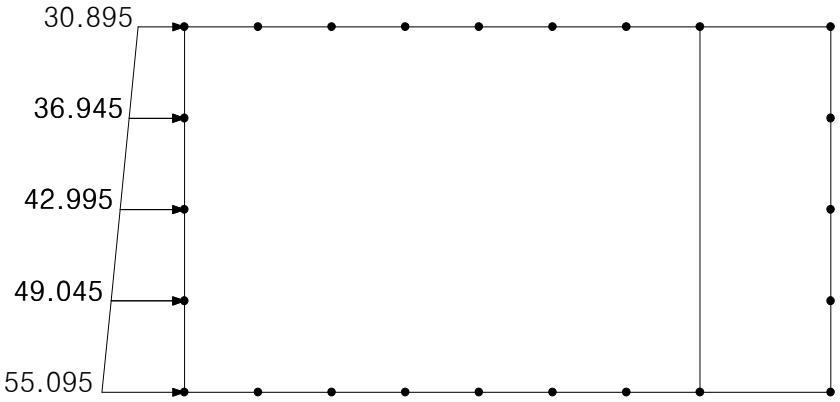
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



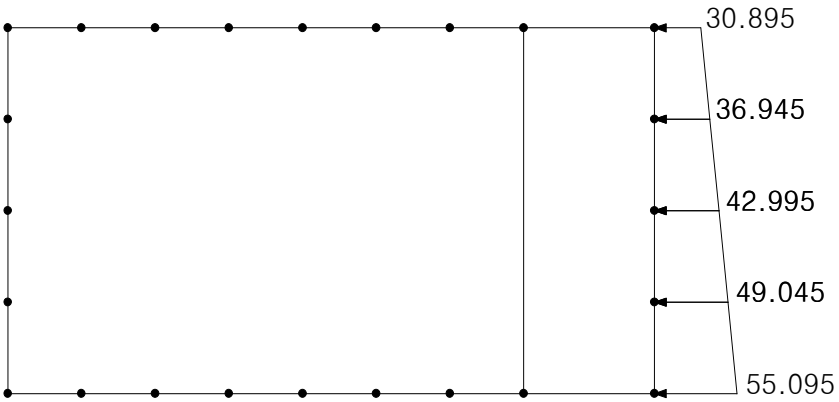
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



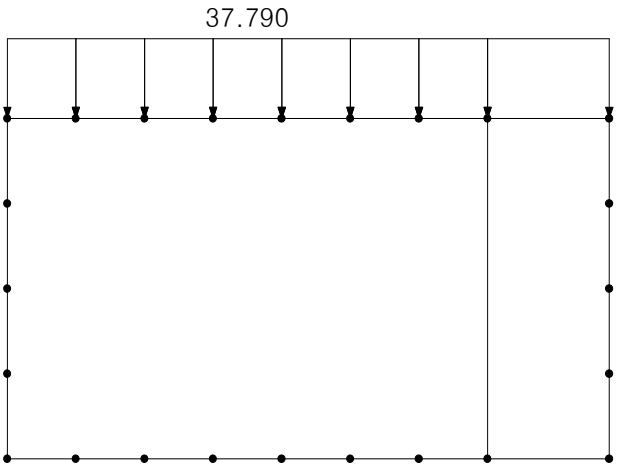
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



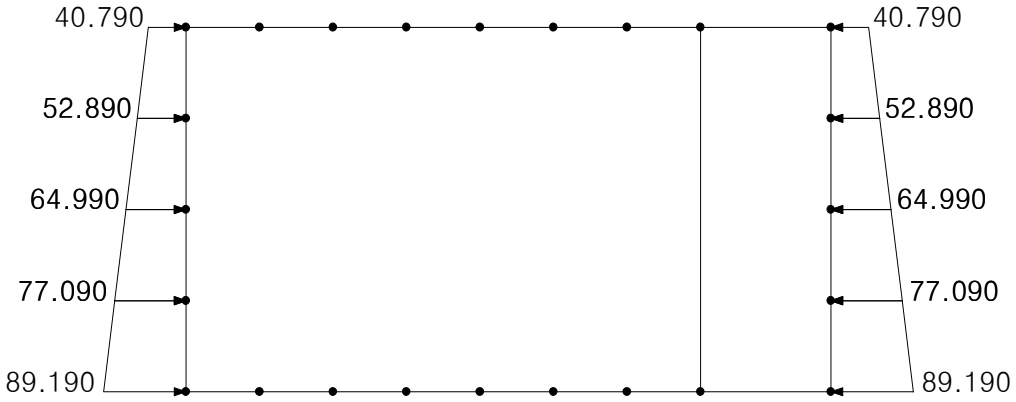
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



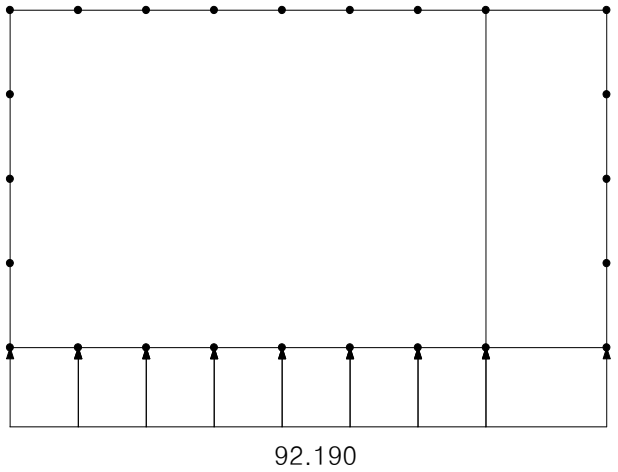
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

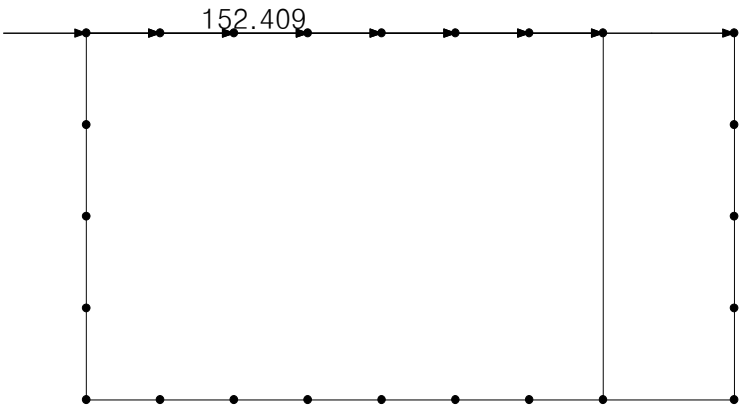


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

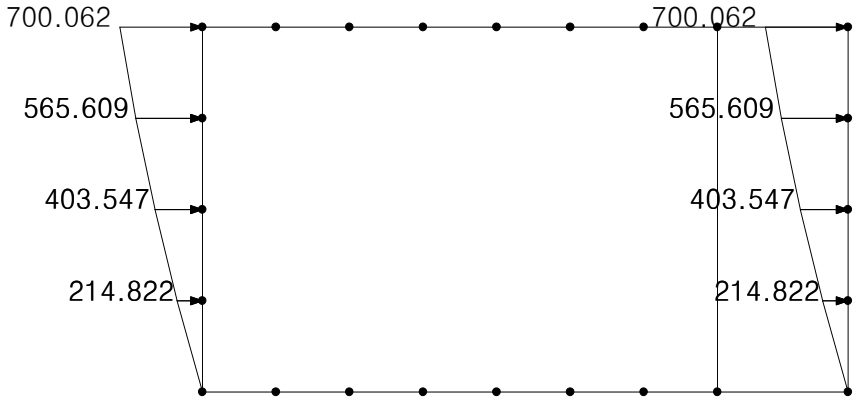


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

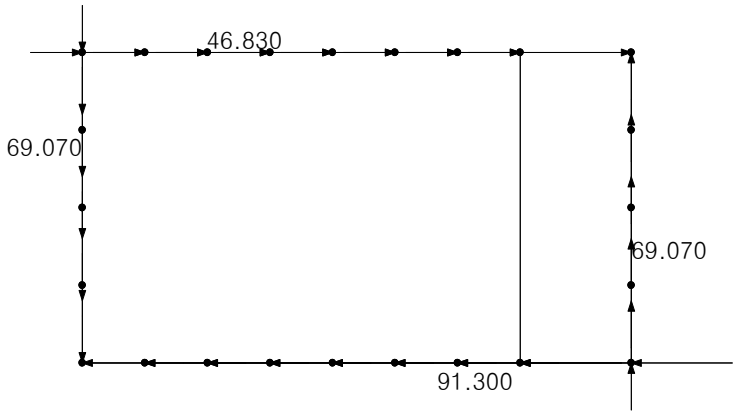
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



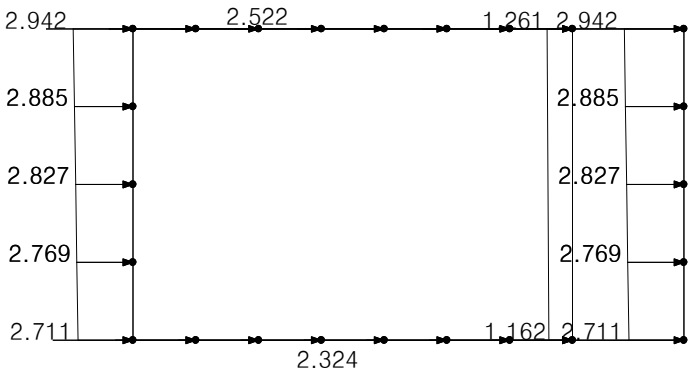
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

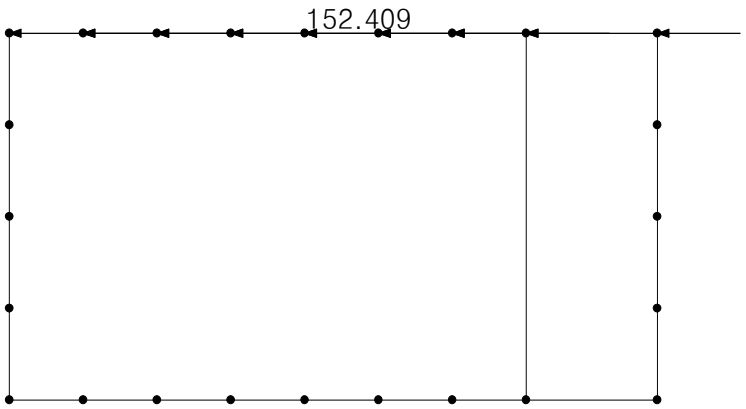


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

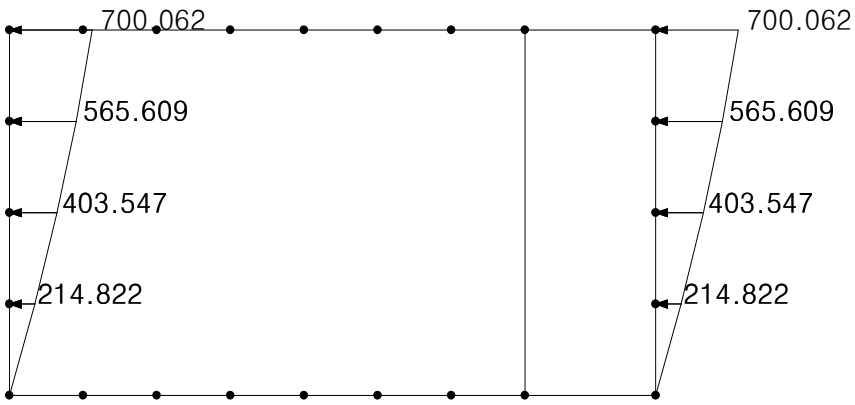


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

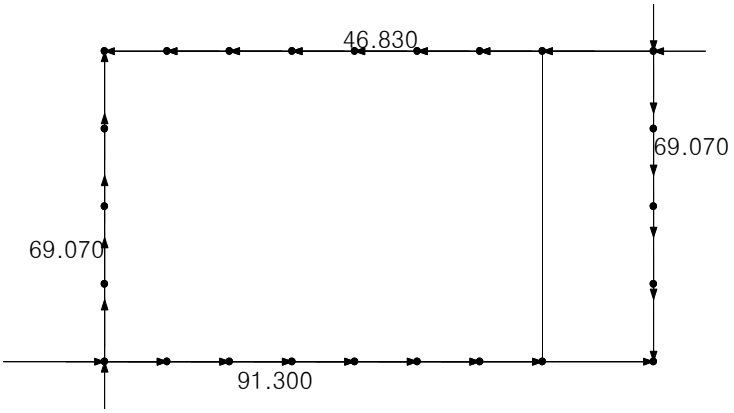
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



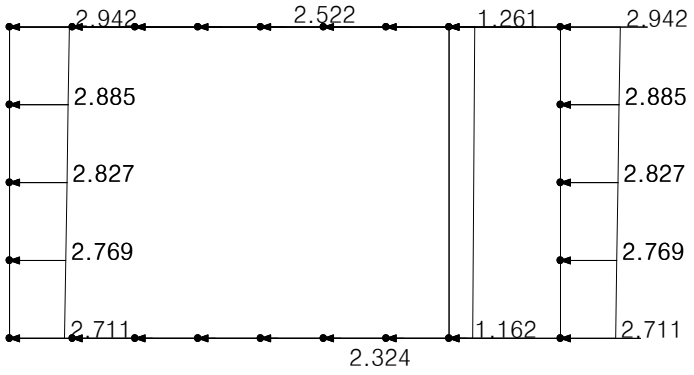
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.931, h = 4.779 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.489	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.489	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.489	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.489	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

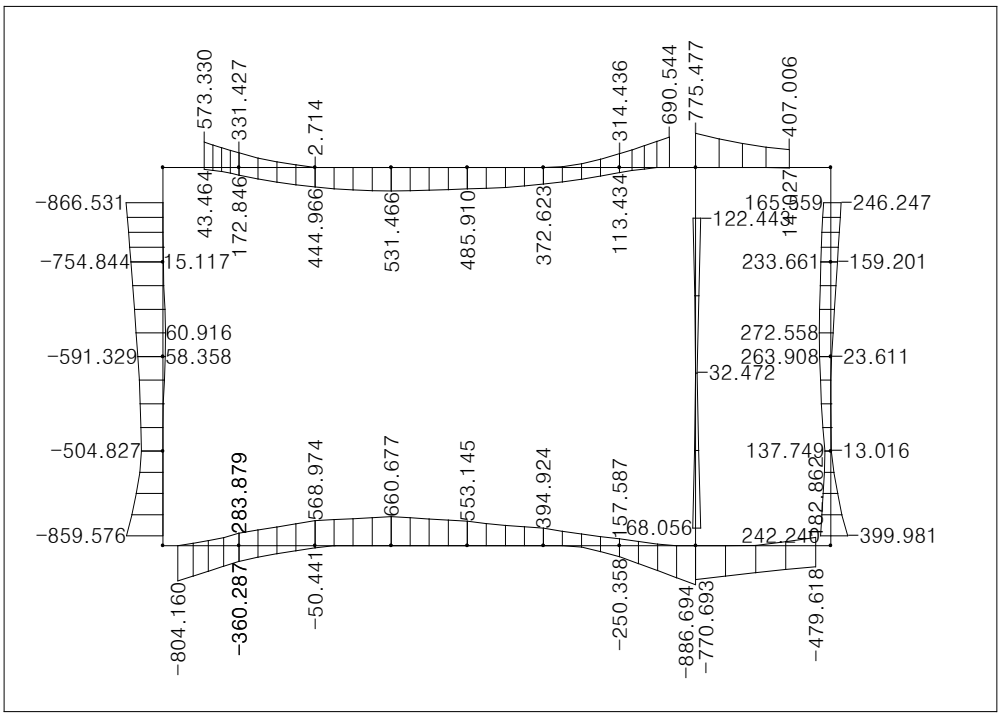
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

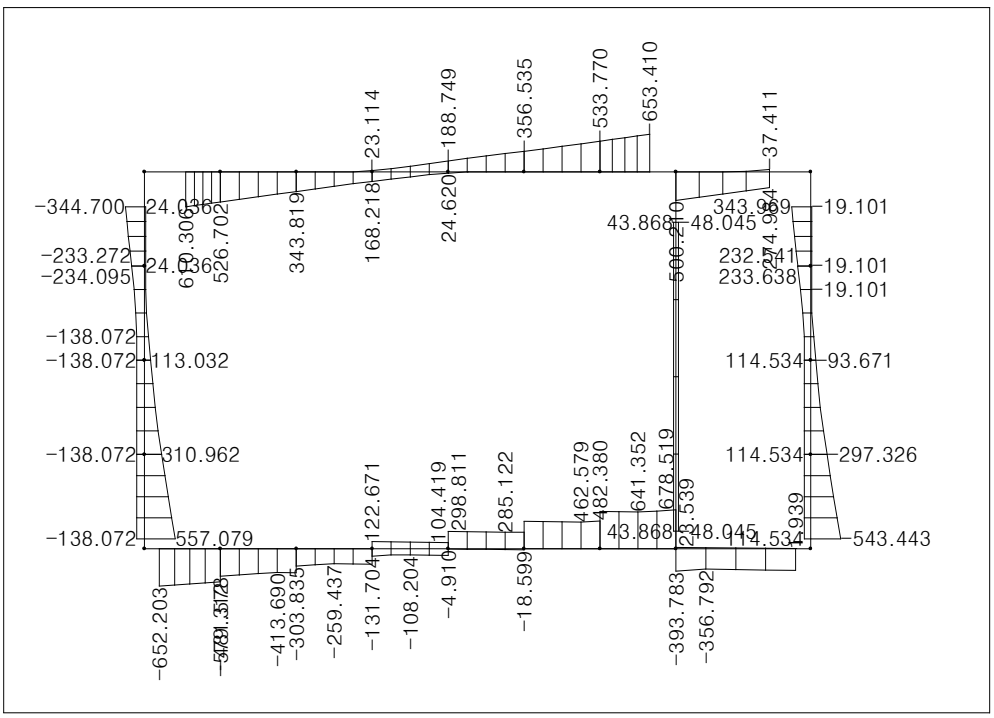
14. 단면력정리

14.1 상시

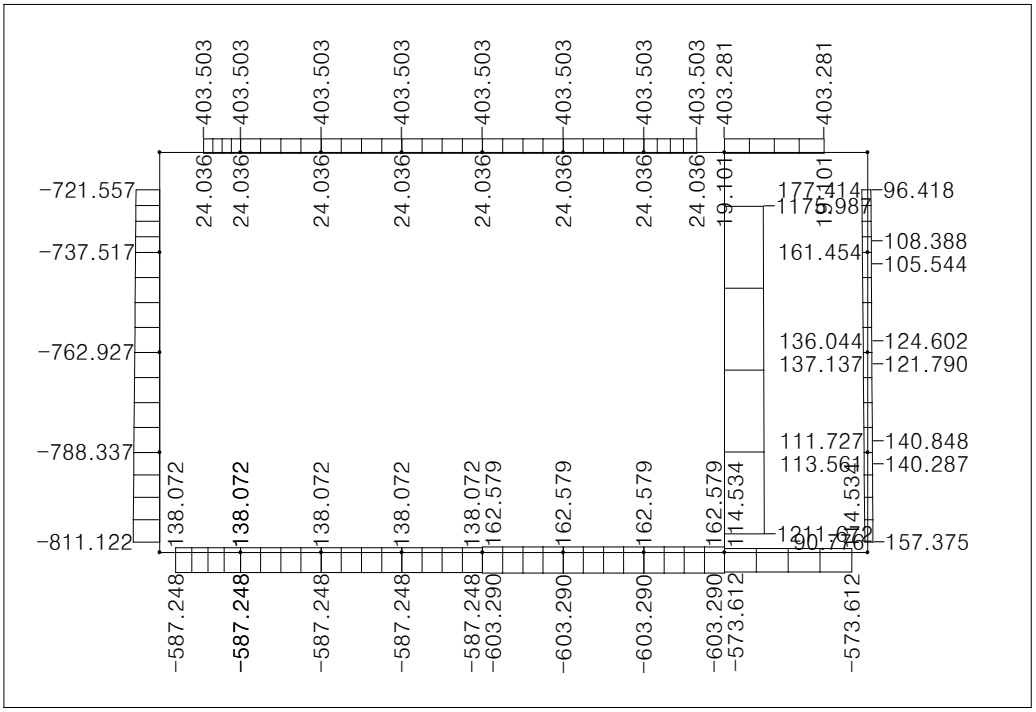
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



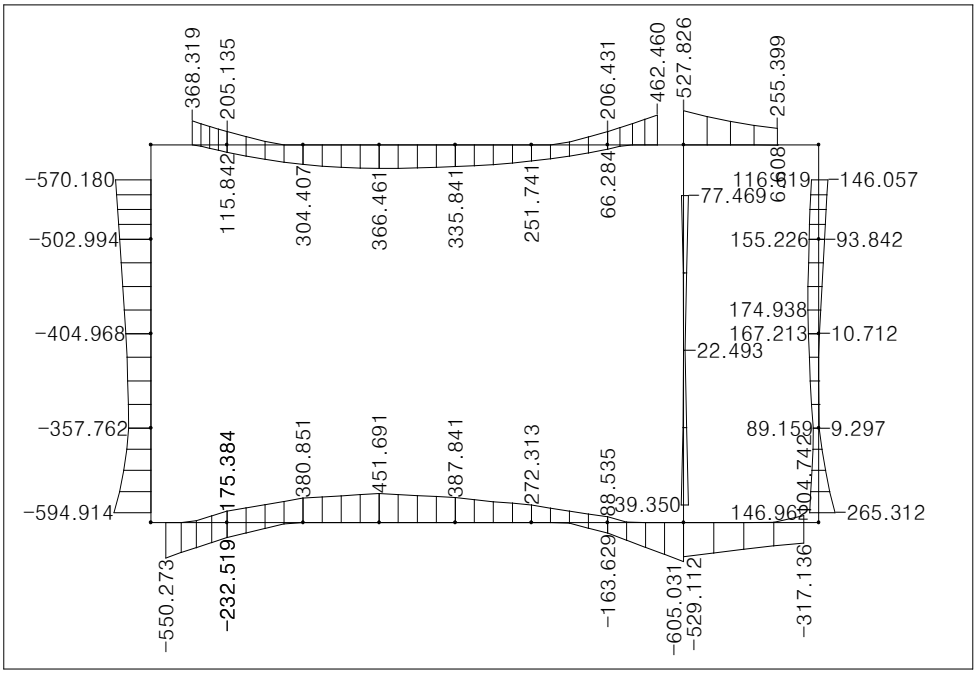
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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



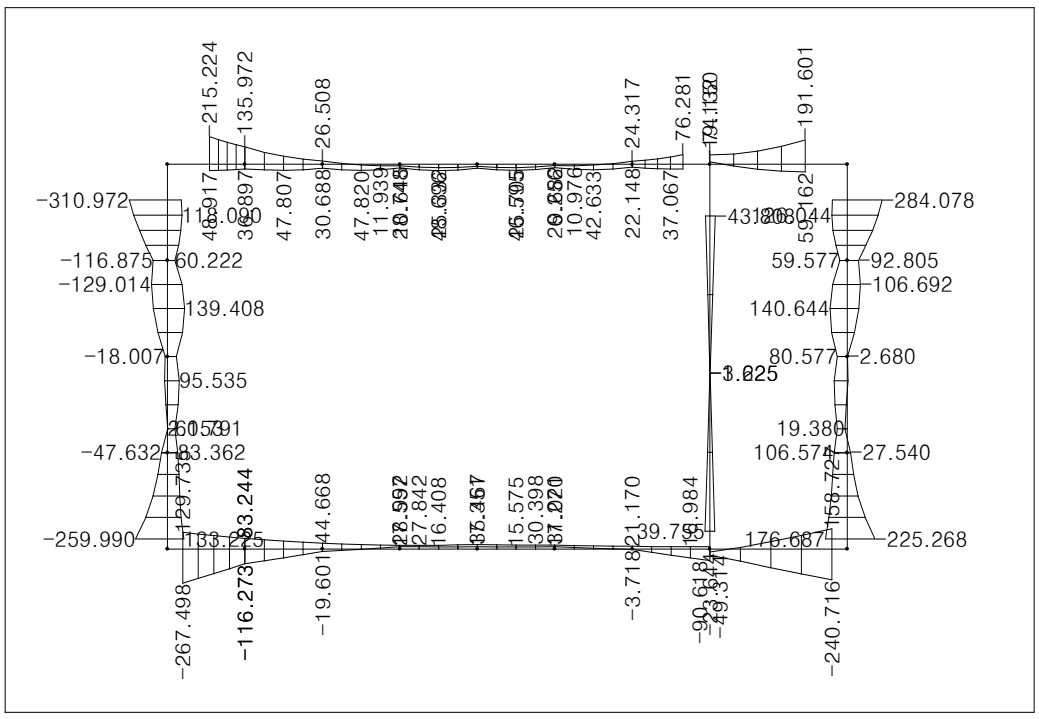
5) 단면력 정리

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	573.33	556.24	403.50	368.32	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	43.46	556.24	403.50	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부	3	515.36	97.42	403.50	357.36	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	690.54	599.39	403.50	462.46	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	0.00	599.39	403.50	0.00	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	775.48	383.09	403.28	527.83	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	383.09	403.28	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	544.01	343.80	403.28	361.26	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	0.00	343.80	403.28	0.00	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	407.01	329.04	403.28	255.40	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	14.03	329.04	403.28	6.61	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	0.00	592.50	587.25	0.00	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	804.16	592.50	587.25	550.27	1000.00	600.00	
		중앙부	14	604.38	113.55	587.25	416.10	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	0.00	643.93	603.29	0.00	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	886.69	643.93	603.29	605.03	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	17	770.69	361.29	573.61	529.11	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	4.72	371.19	573.61	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	614.49	371.19	573.61	416.22	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	182.86	366.69	573.61	104.74	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	479.62	366.69	573.61	317.14	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	866.53	280.30	721.56	570.18	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	0.00	280.30	721.56	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	591.33	138.07	762.93	404.97	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	58.36	138.07	762.93	0.00	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	859.58	378.51	811.12	594.91	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	0.00	378.51	811.12	0.00	1000.00	700.00	

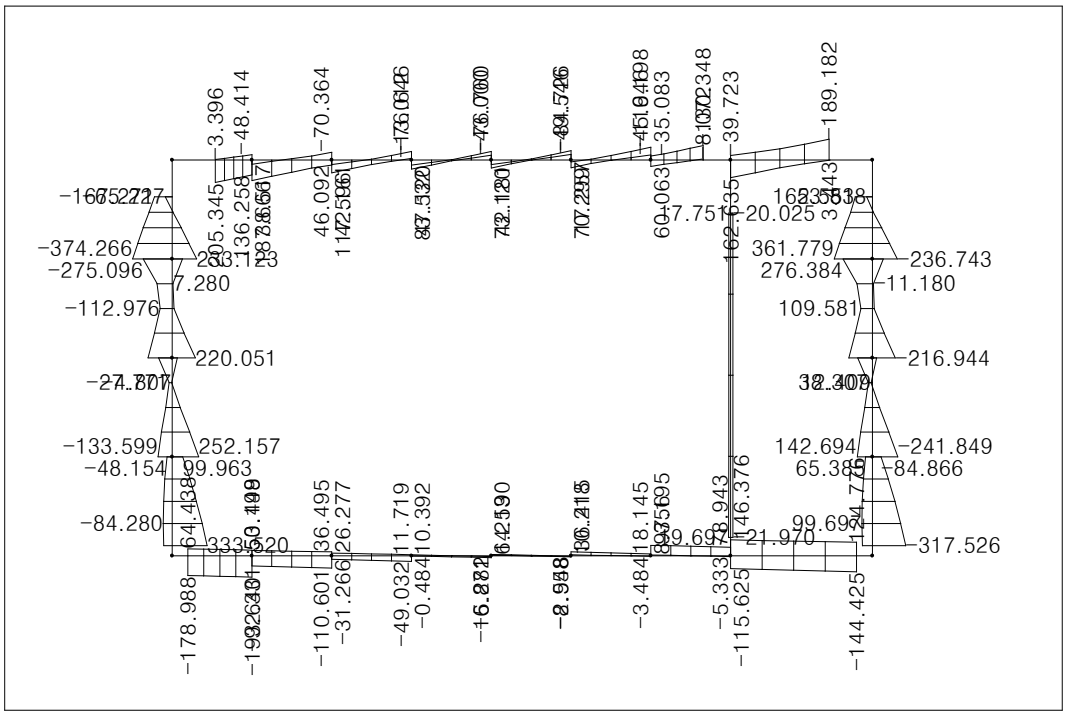
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	246.25	279.57	177.41	146.06	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	165.56	279.57	177.41	116.62	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	23.61	114.53	137.14	10.71	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	263.91	114.53	137.14	167.21	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	399.98	364.87	157.38	265.31	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	242.24	364.87	157.38	146.96	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

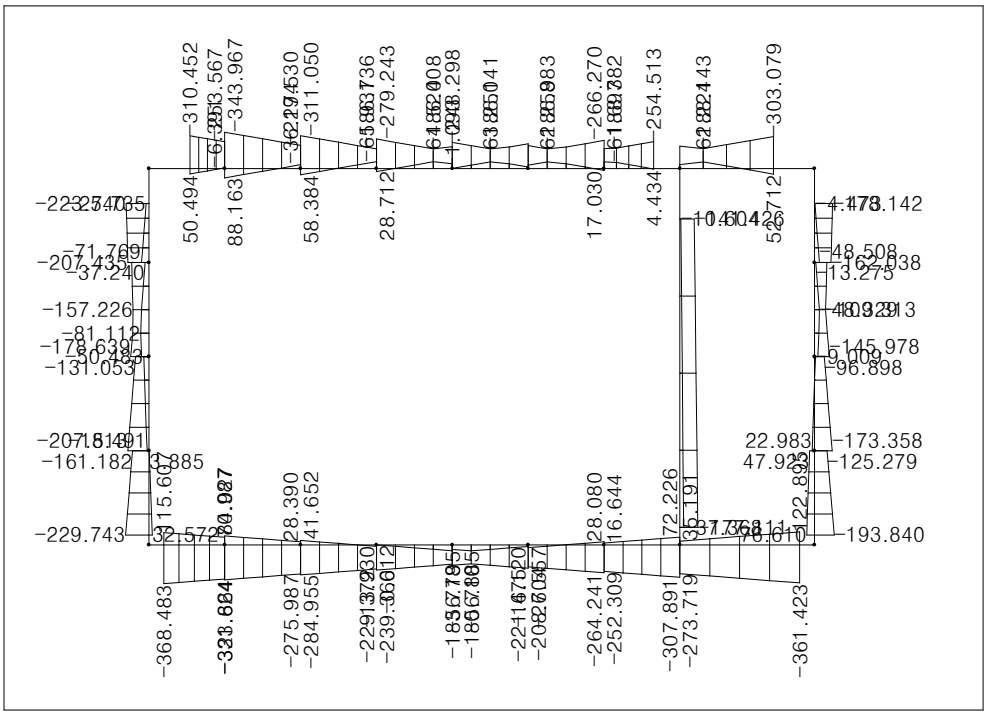
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



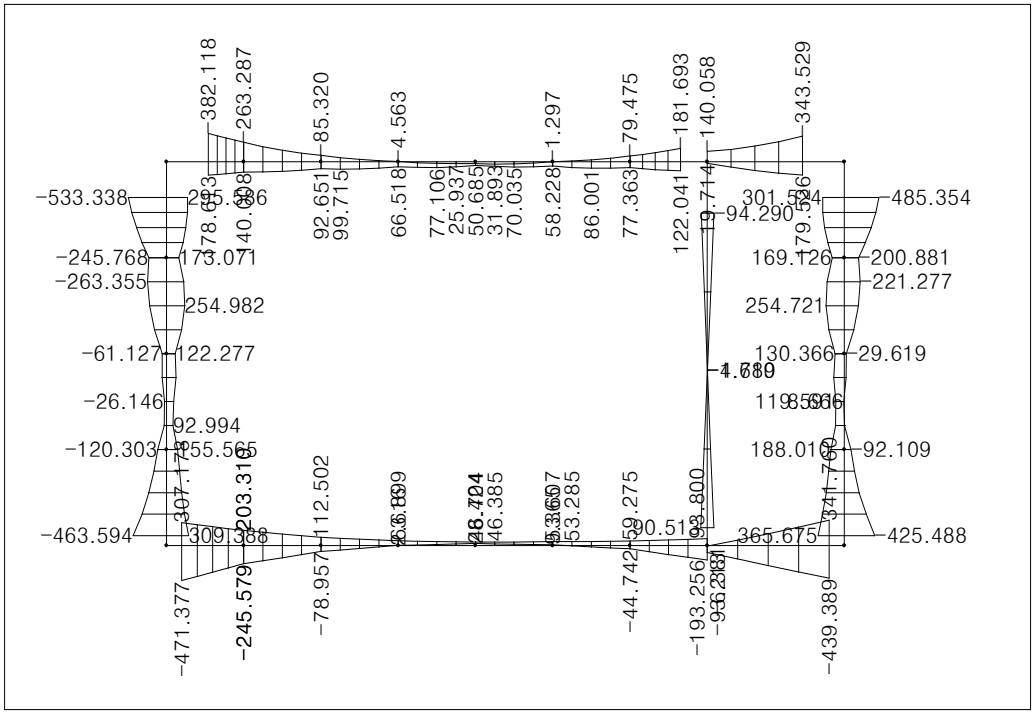
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	215.22	160.67	310.45	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	48.92	160.67	310.45	1000.00	600.00	
		중앙부	3	48.70	8.03	279.24	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	76.28	85.71	254.51	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	36.51	85.71	254.51	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	74.15	105.70	212.96	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	105.70	212.96	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	102.44	143.51	303.08	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	38.06	143.51	303.08	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	191.60	144.51	303.08	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	59.16	144.51	303.08	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	129.74	190.68	368.48	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	267.50	190.68	368.48	1000.00	600.00	
		중앙부	14	29.23	7.74	257.16	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	17.79	90.65	307.89	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	90.62	90.65	307.89	1000.00	600.00	

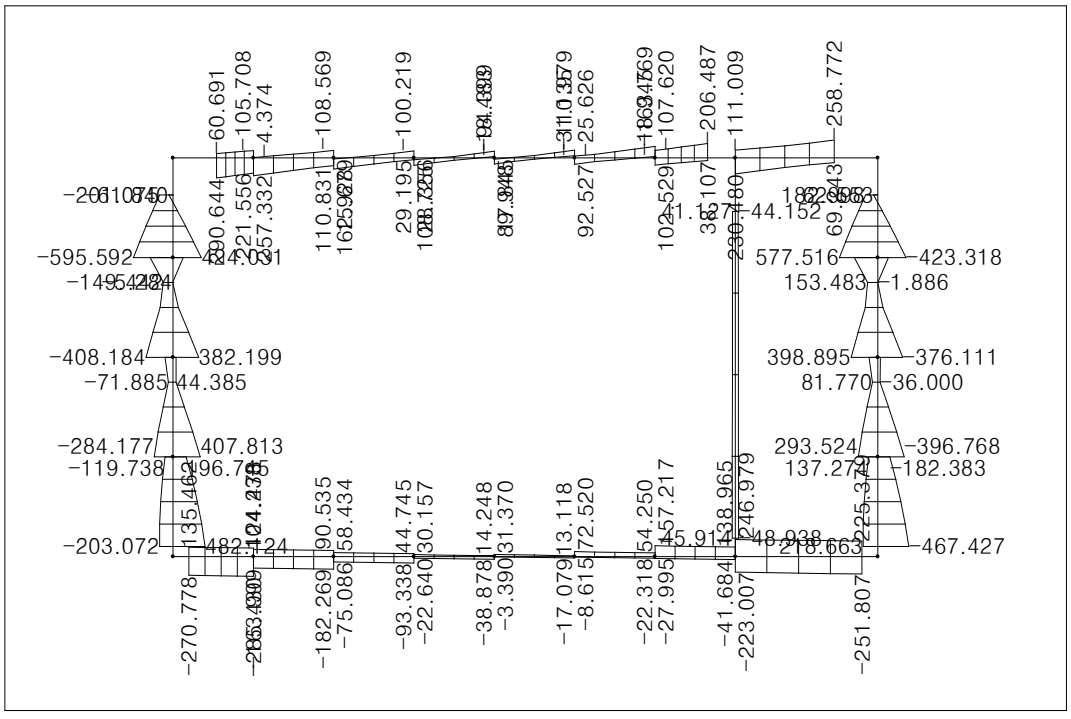
하부 슬래브	2 경간	좌측	17	49.31	137.60	273.72	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	57.89	137.23	339.50	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	146.58	137.23	339.50	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	158.73	133.55	361.42	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	240.72	133.55	361.42	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	310.97	292.77	223.54	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	112.13	292.77	223.54	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	18.01	228.32	170.05	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	73.76	228.32	170.05	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	259.99	177.50	229.74	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	133.23	177.50	229.74	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	284.08	280.28	178.14	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	120.77	280.28	178.14	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	2.68	138.52	173.36	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	80.58	138.52	173.36	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	225.27	161.51	193.84	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	176.69	161.51	193.84	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

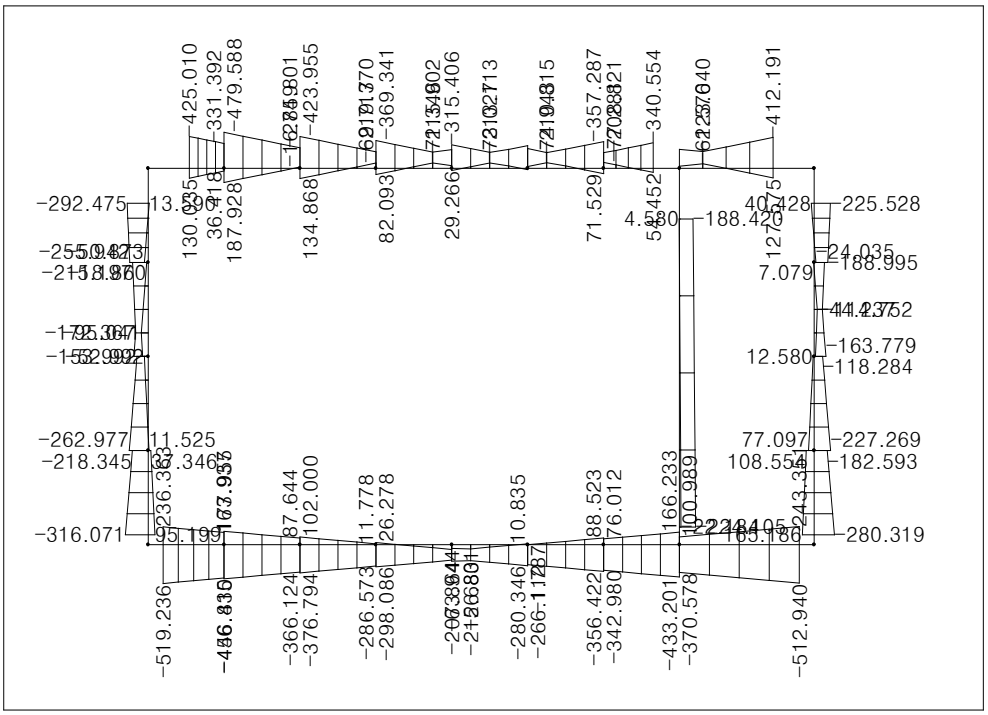
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	382.12	245.97	425.01	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	178.61	245.97	425.01	1000.00	600.00	
		중앙부	3	77.11	33.22	369.34	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	181.69	161.85	340.55	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	122.04	161.85	340.55	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	140.06	176.85	254.40	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	19.71	176.85	254.40	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	210.88	213.62	412.19	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	117.30	213.62	412.19	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	343.53	214.10	412.19	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	179.53	214.10	412.19	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	307.18	282.47	519.24	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	471.38	282.47	519.24	1000.00	600.00	
		중앙부	14	52.76	29.75	331.68	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	93.80	150.67	433.20	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	193.26	150.67	433.20	1000.00	600.00	

하부 슬래브	2 경간	좌측	17	93.21	238.20	370.58	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	157.78	244.61	477.35	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	267.93	244.61	477.35	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	341.76	240.11	512.94	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	439.39	240.11	512.94	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	533.34	442.94	292.48	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	295.59	442.94	292.48	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	61.13	408.18	215.20	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	122.28	408.18	215.20	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	463.59	297.08	316.07	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	309.39	297.08	316.07	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	485.35	424.86	225.53	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	301.52	424.86	225.53	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	29.62	131.45	227.27	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	130.37	131.45	227.27	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	425.49	282.38	280.32	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	365.68	282.38	280.32	1000.00	700.00	

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	-573.33	-	-382.12	-215.22	-573.33	
		좌측 (하면)	2	43.46	-	178.61	48.92	178.61	
		중앙부	3	515.36	-	77.11	48.70	515.36	
		우측 (상면)	4	-690.54	-	-181.69	-76.28	-690.54	
		우측 (하면)	5	-	-	122.04	36.51	122.04	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-775.48	-	-140.06	-74.15	-775.48	
		좌측 (하면)	7	-	-	19.71	-	19.71	
		중앙부 (상면)	8	-544.01	-	-210.88	-102.44	-544.01	
		중앙부 (하면)	9	-	-	117.30	38.06	117.30	
		우측 (상면)	10	-407.01	-	-343.53	-191.60	-407.01	
		우측 (하면)	11	14.03	-	179.53	59.16	179.53	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	307.18	129.74	307.18	
		좌측 (하면)	13	-804.16	-	-471.38	-267.50	-804.16	
		중앙부	14	604.38	-	52.76	29.23	604.38	
		우측 (상면)	15	-	-	93.80	17.79	93.80	
		우측 (하면)	16	-886.69	-	-193.26	-90.62	-886.69	
	2 경간	좌측	17	-770.69	-	-93.21	-49.31	-770.69	
		중앙부 (상면)	18	4.72	-	157.78	57.89	157.78	
		중앙부 (하면)	19	-614.49	-	-267.93	-146.58	-614.49	
		우측 (상면)	20	182.86	-	341.76	158.73	341.76	
		우측 (하면)	21	-479.62	-	-439.39	-240.72	-479.62	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-866.53	-	-533.34	-310.97	-866.53	
		상부 (내측)	23	-	-	295.59	112.13	295.59	
		중앙부 (외측)	24	-591.33	-	-61.13	-18.01	-591.33	
		중앙부 (내측)	25	58.36	-	122.28	73.76	122.28	
		하부 (외측)	26	-859.58	-	-463.59	-259.99	-859.58	
		하부 (내측)	27	-	-	309.39	133.23	309.39	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-246.25	-	-485.35	-284.08	-485.35	
		상부 (내측)	29	165.56	-	301.52	120.77	301.52	
		중앙부 (외측)	30	-23.61	-	-29.62	-2.68	-29.62	
		중앙부 (내측)	31	263.91	-	130.37	80.58	263.91	
		하부 (외측)	32	-399.98	-	-425.49	-225.27	-425.49	
		하부 (내측)	33	242.24	-	365.68	176.69	365.68	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	556.24	-	245.97	160.67	556.24	
		좌측 (하면)	2	556.24	-	245.97	160.67	556.24	
		중앙부	3	-97.42	-	33.22	8.03	-97.42	
		우측 (상면)	4	-599.39	-	-161.85	-85.71	-599.39	
		우측 (하면)	5	-599.39	-	-161.85	-85.71	-599.39	
	2경간	좌측 (상면)	6	383.09	-	-176.85	-105.70	383.09	
		좌측 (하면)	7	383.09	-	-176.85	-105.70	383.09	
		중앙부 (상면)	8	343.80	-	-213.62	-143.51	343.80	
		중앙부 (하면)	9	343.80	-	-213.62	-143.51	343.80	
		우측 (상면)	10	329.04	-	-214.10	-144.51	329.04	
		우측 (하면)	11	329.04	-	-214.10	-144.51	329.04	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	12	-592.50	-	-282.47	-190.68	-592.50	
		좌측 (하면)	13	-592.50	-	-282.47	-190.68	-592.50	
		중앙부	14	113.55	-	-29.75	-7.74	113.55	
		우측 (상면)	15	643.93	-	150.67	90.65	643.93	
		우측 (하면)	16	643.93	-	150.67	90.65	643.93	
	2경간	좌측	17	-361.29	-	238.20	137.60	-361.29	
		중앙부 (상면)	18	-371.19	-	-244.61	-137.23	-371.19	
		중앙부 (하면)	19	-371.19	-	-244.61	-137.23	-371.19	
		우측 (상면)	20	-366.69	-	-240.11	133.55	-366.69	
		우측 (하면)	21	-366.69	-	-240.11	133.55	-366.69	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-280.30	-	-442.94	-292.77	-442.94	
		상부 (내측)	23	-280.30	-	-442.94	-292.77	-442.94	
		중앙부 (외측)	24	-138.07	-	-408.18	-228.32	-408.18	
		중앙부 (내측)	25	-138.07	-	-408.18	-228.32	-408.18	
		하부 (외측)	26	378.51	-	297.08	177.50	378.51	
		하부 (내측)	27	378.51	-	297.08	177.50	378.51	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	279.57	-	424.86	280.28	424.86	
		상부 (내측)	29	279.57	-	424.86	280.28	424.86	
		중앙부 (외측)	30	114.53	-	131.45	138.52	138.52	
		중앙부 (내측)	31	114.53	-	131.45	138.52	138.52	
		하부 (외측)	32	-364.87	-	-282.38	-161.51	-364.87	
		하부 (내측)	33	-364.87	-	-282.38	-161.51	-364.87	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-403.50	-	-425.01	-310.45	-425.01	
		좌측 (하면)	2	-403.50	-	-425.01	-310.45	-425.01	
		중앙부	3	-403.50	-	-369.34	-279.24	-403.50	
		우측 (상면)	4	-403.50	-	-340.55	-254.51	-403.50	
		우측 (하면)	5	-403.50	-	-340.55	-254.51	-403.50	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-403.28	-	-254.40	-212.96	-403.28	
		좌측 (하면)	7	-403.28	-	-254.40	-212.96	-403.28	
		중앙부 (상면)	8	-403.28	-	-412.19	-303.08	-412.19	
		중앙부 (하면)	9	-403.28	-	-412.19	-303.08	-412.19	
		우측 (상면)	10	-403.28	-	-412.19	-303.08	-412.19	
		우측 (하면)	11	-403.28	-	-412.19	-303.08	-412.19	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-587.25	-	-519.24	-368.48	-587.25	
		좌측 (하면)	13	-587.25	-	-519.24	-368.48	-587.25	
		중앙부	14	-587.25	-	-331.68	-257.16	-587.25	
		우측 (상면)	15	-603.29	-	-433.20	-307.89	-603.29	
		우측 (하면)	16	-603.29	-	-433.20	-307.89	-603.29	

하부 슬래브	2 경간	좌측	17	-573.61	-	-370.58	-273.72	-573.61	
		중앙부 (상면)	18	-573.61	-	-477.35	-339.50	-573.61	
		중앙부 (하면)	19	-573.61	-	-477.35	-339.50	-573.61	
		우측 (상면)	20	-573.61	-	-512.94	-361.42	-573.61	
		우측 (하면)	21	-573.61	-	-512.94	-361.42	-573.61	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-721.56	-	-292.48	-223.54	-721.56	
		상부 (내측)	23	-721.56	-	-292.48	-223.54	-721.56	
		중앙부 (외측)	24	-762.93	-	-215.20	-170.05	-762.93	
		중앙부 (내측)	25	-762.93	-	-215.20	-170.05	-762.93	
		하부 (외측)	26	-811.12	-	-316.07	-229.74	-811.12	
		하부 (내측)	27	-811.12	-	-316.07	-229.74	-811.12	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	177.41	-	-225.53	-178.14	-225.53	
		상부 (내측)	29	177.41	-	-225.53	-178.14	-225.53	
		중앙부 (외측)	30	137.14	-	-227.27	-173.36	-227.27	
		중앙부 (내측)	31	137.14	-	-227.27	-173.36	-227.27	
		하부 (외측)	32	-157.38	-	-280.32	-193.84	-280.32	
		하부 (내측)	33	-157.38	-	-280.32	-193.84	-280.32	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-368.32	-	-	-	-368.32	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	357.36	-	-	-	357.36	
		우측 (상면)	4	-462.46	-	-	-	-462.46	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-527.83	-	-	-	-527.83	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-361.26	-	-	-	-361.26	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-255.40	-	-	-	-255.40	
		우측 (하면)	11	6.61	-	-	-	6.61	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	13	-550.27	-	-	-	-550.27	
		중앙부	14	416.10	-	-	-	416.10	
		우측 (상면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	16	-605.03	-	-	-	-605.03	
	2 경간	좌측	17	-529.11	-	-	-	-529.11	
		중앙부 (상면)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	19	-416.22	-	-	-	-416.22	
		우측 (상면)	20	104.74	-	-	-	104.74	
		우측 (하면)	21	-317.14	-	-	-	-317.14	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-570.18	-	-	-	-570.18	
		상부 (내측)	23	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	24	-404.97	-	-	-	-404.97	
		중앙부 (내측)	25	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	26	-594.91	-	-	-	-594.91	
		하부 (내측)	27	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	-146.06	-	-	-	-146.06	
		상부 (내측)	29	116.62	-	-	-	116.62	
		중앙부 (외측)	30	-10.71	-	-	-	-10.71	
		중앙부 (내측)	31	167.21	-	-	-	167.21	
		하부 (외측)	32	-265.31	-	-	-	-265.31	
		하부 (내측)	33	146.96	-	-	-	146.96	

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	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	600	573.33	778.17	2935.90	H25 - 8.0EA	4053.60	1.36
		좌측 (하면)	1	1000	520	178.61	594.22	1027.96	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	3.33
		중앙부	2	1000	520	515.36	594.22	3073.21	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.15
		우측 (상면)	3	1000	600	690.54	778.20	3570.37	H25 - 8.0EA	4053.60	1.13
		우측 (하면)	3	1000	520	122.04	594.22	698.45	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	4.87
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	667	775.48	870.13	3589.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.12
		좌측 (하면)	4	1000	520	19.71	594.22	111.71	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	30.14
		중앙부 (상면)	5	1000	508	544.01	651.91	3338.70	H25 - 8.0EA	4053.60	1.20
		중앙부 (하면)	5	1000	520	117.30	594.22	671.01	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	5.07
		우측 (상면)	6	1000	600	407.01	778.24	2056.57	H25 - 8.0EA	4053.60	1.91
		우측 (하면)	6	1000	520	179.53	594.22	1033.31	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	3.31
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	520	307.18	667.99	1791.20	H25 - 8.0EA	4053.60	2.17
		좌측 (하면)	7	1000	500	804.16	879.05	5202.00	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.09
		중앙부	8	1000	520	604.38	667.99	3640.56	H25 - 8.0EA	4053.60	1.11
		우측 (상면)	9	1000	520	93.80	667.99	535.34	H25 - 8.0EA	4053.60	7.12
		우측 (하면)	9	1000	500	886.69	960.50	5802.72	H32 - 8.0EA	6353.60	1.08
	2경간	좌측	10	1000	500	770.69	960.50	4962.75	H32 - 8.0EA	6353.60	1.25
		중앙부 (상면)	11	1000	520	157.78	667.99	906.16	H25 - 8.0EA	4053.60	4.23
		중앙부 (하면)	11	1000	500	614.49	960.50	3876.60	H32 - 8.0EA	6353.60	1.56
		우측 (상면)	12	1000	520	341.76	667.99	2000.07	H25 - 8.0EA	4053.60	1.95
		우측 (하면)	12	1000	500	479.62	960.50	2975.61	H32 - 8.0EA	6353.60	2.00

좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	712	866.53	932.61	3751.81	H25 - 8.0EA	4053.60	1.08
		상부(내측)	13	1000	620	295.59	467.59	1431.00	H19 - 8.0EA	2292.00	1.58
		중앙부(외측)	14	1000	600	591.33	778.25	3032.21	H25 - 8.0EA	4053.60	1.32
		중앙부(내측)	14	1000	620	122.28	467.59	584.87	H19 - 8.0EA	2292.00	3.82
		하부(외측)	15	1000	600	859.58	1074.43	4508.89	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.25
		하부(내측)	15	1000	620	309.39	467.59	1499.28	H19 - 8.0EA	2292.00	1.51
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	721	485.35	945.47	2028.71	H25 - 8.0EA	4053.60	1.95
		상부(내측)	16	1000	620	301.52	467.59	1460.36	H19 - 8.0EA	2292.00	1.55
		중앙부(외측)	17	1000	600	29.62	617.42	145.50	H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	3172.80	20.85
		중앙부(내측)	17	1000	620	263.91	467.59	1274.78	H19 - 8.0EA	2292.00	1.77
		하부(외측)	18	1000	600	425.49	1176.52	2153.05	H32 - 8.0EA	6353.60	2.77
		하부(내측)	18	1000	620	365.67	467.59	1779.19	H19 - 8.0EA	2292.00	1.28

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	556.2	721.96	2.00	231.48	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	337.8	97.4	544.29	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	324.8	599.4	721.96	2.00	274.63	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	383.1	523.36	2.00	116.66	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	5	324.8	343.8	523.36	2.00	38.09	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	324.8	329.0	523.36	2.00	8.55	H16	300	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	592.5	750.84	2.00	244.95	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	337.8	113.5	544.29	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	337.8	643.9	750.84	2.00	294.40	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	324.8	361.3	523.36	2.00	73.06	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	337.8	371.2	544.29	2.00	64.31	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	337.8	366.7	544.29	2.00	55.66	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	389.7	442.9	541.75	2.00	88.71	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	389.7	408.2	541.75	2.00	30.79	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	389.7	378.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	389.7	424.9	541.75	2.00	58.59	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	389.7	138.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	389.7	364.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.95	599.95	100.00	573.33	556.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.95 - 83.119) / 83.119 = 0.01865

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2935.897 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.381]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (599.95 - a/2) = 778.174 kN.m

≥ Mu (= 573.330 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.357]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 556.243 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (556.243-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 231.484 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 529.600 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 529.600 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 529.600) = 721.960 kN ≥ 556.243 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	178.61	556.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1027.963 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.478]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 178.613 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.327]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 556.243 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (556.243-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 210.090 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 550.784 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 550.784 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 550.784) = 750.838 kN ≥ 556.243 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	515.36	97.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3073.205 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.163]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 515.359 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.153]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

≥ Vu (= 97.423 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.97	599.97	100.00	690.54	599.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.97 - 83.119) / 83.119 = 0.01865

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3570.373 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.135]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (599.97 - a/2) = 778.201 kN.m

≥ Mu (= 690.544 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 599.389 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (599.389-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 274.629 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 529.600 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 529.600 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 529.600) = 721.960 kN ≥ 599.389 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	122.04	599.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 698.452 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.119]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 122.041 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.869]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 599.389 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (599.389-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 251.576 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 550.784 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 550.784 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 550.784) = 750.838 kN ≥ 599.389 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	766.67	666.67	100.00	775.48	383.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (666.67 - 83.119) / 83.119 = 0.02106

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3589.663 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.129]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00608

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (666.67 - a/2) = 870.130 kN.m

≥ Mu (= 775.477 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.122]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 383.091 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (383.091-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 116.664 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 383.091 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	19.71	383.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 111.715 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 32.003]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 19.714 kN.m) ∴ O.K [안전률 30.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 383.091 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (383.091-337.750) x 300.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 87.195 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 300.00 x 1000 = 275.392 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 275.392 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 275.392) = 544.294 kN ≥ 383.091 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	608.34	508.34	100.00	544.01	343.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (508.33 - 83.119) / 83.119 = 0.01535

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3338.704 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.214]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00797

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (508.33 - a/2) = 651.913 kN.m

≥ Mu (= 544.013 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.198]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 343.803 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (343.803-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 38.087 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 343.803 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	117.30	343.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 671.007 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.328]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 117.300 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.066]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 343.803 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (343.803-337.750) x 300.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 11.640 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 300.00 x 1000 = 275.392 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 275.392 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 275.392) = 544.294 kN ≥ 343.803 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	407.01	329.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01866

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2056.566 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.971]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 778.244 kN.m

≥ Mu (= 407.006 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.912]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 329.037 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (329.037-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 8.555 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 329.037 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	179.53	329.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01828

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1033.313 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.460]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00688

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (520.00 - a/2) = 594.223 kN.m

≥ Mu (= 179.526 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.310]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

≥ Vu (= 329.037 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	307.18	592.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1791.200 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.263]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 307.178 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 592.501 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (592.501-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 244.953 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 550.784 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 550.784 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 550.784) = 750.838 kN ≥ 592.501 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	804.16	592.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 117.830) / 117.830 = 0.00973

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5202.001 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.105]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01149

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 879.048 kN.m

≥ Mu (= 804.160 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.093]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 592.501 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (592.501-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 267.741 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 529.600 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 529.600 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 529.600) = 721.960 kN ≥ 592.501 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	604.38	113.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3640.563 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.113]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 604.381 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.105]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

≥ Vu (= 113.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	93.80	643.93

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 535.343 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 7.572]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 93.800 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 643.928 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (643.928-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 294.402 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 550.784 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 550.784 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 550.784) = 750.838 kN ≥ 643.928 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	886.69	643.93

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5802.718 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.095]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 886.694 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 643.928 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (643.928-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 319.169 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 529.600 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 529.600 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 529.600) = 721.960 kN ≥ 643.928 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	770.69	361.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4962.752 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.280]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 770.693 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.246]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 361.292 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (361.292-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 73.064 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 361.292 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	157.78	371.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 906.160 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.473]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 157.776 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.234]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 371.192 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (371.192-337.750) x 300.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 64.311 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 300.00 x 1000 = 275.392 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 275.392 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 275.392) = 544.294 kN ≥ 371.192 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	614.49	371.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3876.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.639]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 614.494 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 371.192 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (371.192-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 92.864 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 371.192 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	341.76	366.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01577

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2000.070 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.027]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00780

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 667.990 kN.m

≥ Mu (= 341.760 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.955]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 366.692 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (366.692-337.750) x 300.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 55.657 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 520.00 / 300.00 x 1000 = 275.392 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 275.392 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 275.392) = 544.294 kN ≥ 366.692 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	479.62	366.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00851

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2975.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.135]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 960.502 kN.m

≥ Mu (= 479.618 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.003]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 366.692 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (366.692-324.760) x 300.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 83.864 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 500.00 / 300.00 x 1000 = 264.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 264.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 264.800) = 523.360 kN ≥ 366.692 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	812.00	712.00	100.00	866.53	442.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (712.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02270

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3751.809 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.080]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00569

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (712.00 - a/2) = 932.609 kN.m

≥ Mu (= 866.531 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.076]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 442.940 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (442.940-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 88.714 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 202.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 202.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 202.720) = 541.751 kN ≥ 442.940 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	295.59	442.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1430.996 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.602]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 295.586 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.582]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 442.940 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (442.940-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 64.900 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 442.940 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	591.33	408.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01866

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3032.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.337]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 778.248 kN.m

≥ Mu (= 591.329 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.316]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 408.184 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (408.184-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 30.787 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 202.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 202.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 202.720) = 541.751 kN ≥ 408.184 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	122.28	408.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 584.870 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.919]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 122.277 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.824]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 408.184 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (408.184-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 8.842 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 408.184 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	859.58	378.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

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

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01228

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4508.887 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.274]

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00958

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 1074.425 kN.m

≥ Mu (= 859.576 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.250]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 378.507 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	309.39	378.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1499.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.529]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 309.388 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.511]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 378.507 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	821.33	721.33	100.00	485.35	424.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (721.33 - 83.119) / 83.119 = 0.02304

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2028.713 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.998]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00562

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (721.33 - a/2) = 945.472 kN.m

≥ Mu (= 485.354 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.948]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 424.863 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (424.863-389.711) x 300.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 58.586 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 300.00 x 1000 = 202.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 202.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 202.720) = 541.751 kN ≥ 424.863 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	301.52	424.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1460.358 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.569]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 301.524 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.551]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 424.863 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (424.863-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 35.744 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 424.863 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	29.62	138.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3172.800 x 400.00 = 1269120.000

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

T = C 이므로, a = 55.299 mm, c = 55.299 / β1 = 55.299 / 0.85 = 65.058 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 65.058) / 65.058 = 0.02467

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 145.498 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3172.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 21.807]

1단 : H25 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3172.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00529

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.299 mm

ΦMn = 0.85 x 3172.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 617.424 kN.m

≥ Mu (= 29.619 kN.m) ∴ O.K [안전률 20.846]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 138.524 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	263.91	138.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1274.777 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.798]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 263.908 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.772]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 138.524 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	425.49	364.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01082

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2153.054 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.951]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01059

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 425.488 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.765]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 364.871 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	365.68	364.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1779.195 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.288]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 365.675 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.279]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 364.871 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

28) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.30	3.75	-	1211.67	76.20	1211.67	76.20	상시	26
					1077.72	122.44	1077.72	122.44	상시(ULT)	10

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1211.67\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	60	240	1211.672	76.201	62.9

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 144.00 mm, ab = k1 x cb = 122.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 122400.000 = 2809.080 kN, ∑Csi = 259.809 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2809.080 + 259.809 - 317.760 = 2751.129 kN

Mb = Cc x 178.800 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 301.427 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 109.565 mm, e = Mu/Pu = 62.889 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.42 mm, a = k1 x c = 182.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182254.028 = 4182.730 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 56.871 kN

Pn = 4182.730 + 299.529 - 56.871 = 4425.387 kN

Mn = Cc x 148.873 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 278.326 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=62.893)| = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 60.00 = 240.000 mm

c = 214.417 mm, a = k1 x c = 182.254 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (240.00-214.42) / 214.42 = 0.00036

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 4425.387 kN

ΦPn = 0.65 x 4425.387 = 2876.502 kN ≥ Pu = 1211.672 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.063 = 180.902 kN.m ≥ Mu = 76.201 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 240.00 = 200.856 kN

≥ Vu (= 48.938 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	60	240	1077.716	122.443	113.6

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 60.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 60.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 144.00 mm, ab = k1 x cb = 122.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 122400.000 = 2809.080 kN, ∑Csi = 259.809 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2809.080 + 259.809 - 317.760 = 2751.129 kN

Mb = Cc x 178.800 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 301.427 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 109.565 mm, e = Mu/Pu = 113.614 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 137.27 mm, a = k1 x c = 116.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116683.044 = 2677.876 kN

∑Csi = 250.078 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2677.876 + 250.078 - 317.760 = 2610.194 kN

Mn = Cc x 181.658 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 296.555 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=113.614)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 60.00 = 240.000 mm

c = 137.274 mm, a = k1 x c = 116.683 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (240.00-137.27) / 137.27 = 0.00224

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.67 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0022-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.666

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 2610.194 kN

ΦPn = 0.67 x 2610.194 = 1739.255 kN ≥ Pu = 1077.716 kN ∴ O.K

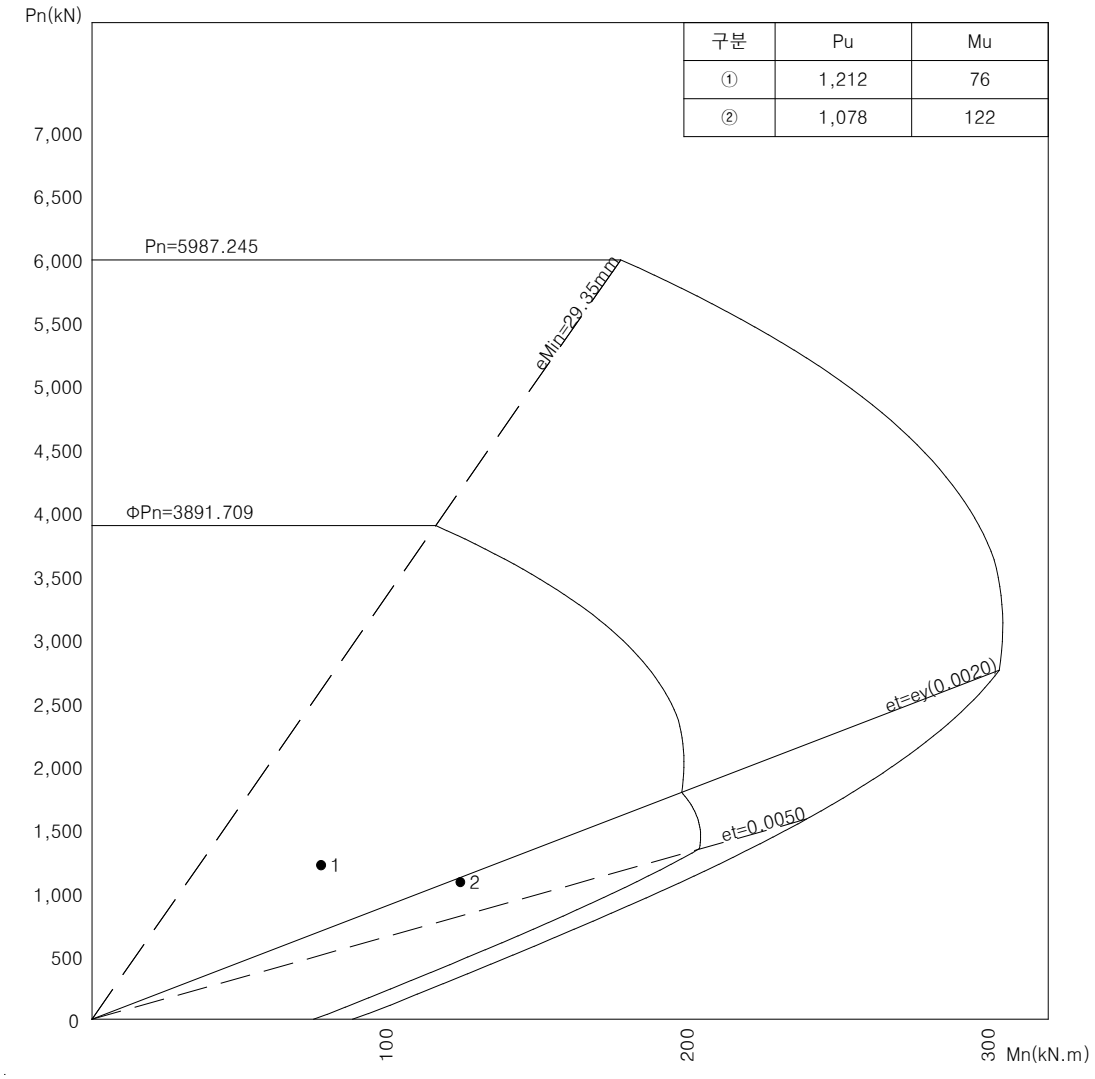
ΦMn = ΦPn x 0.114 = 197.603 kN.m ≥ Mu = 122.443 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 240.00 = 195.884 kN

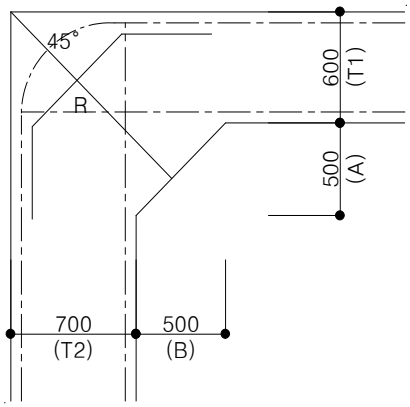
≥ Vu (= 48.938 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 1,212 76
② 1,078 122
7,000
6,500
6,000
5,500
5,000
4,500
4,000
3,500
3,000
2,500
2,000
1,500
1,000
500
0
Pn=5987.245
ΦPn=3891.709
eMin=29.35mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
300
Mn(kN.m)

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 570.180 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 570.180 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1272.792 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 570.18 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 1.760 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 570.18 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 4977.504 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4977.504 mm² - 2026.800 mm²

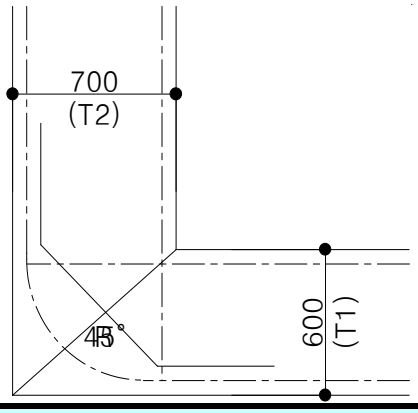
= 2950.704 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2950.704 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 594.914 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 594.914 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 594.91 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 3.499 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 594.91 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 7169.719 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

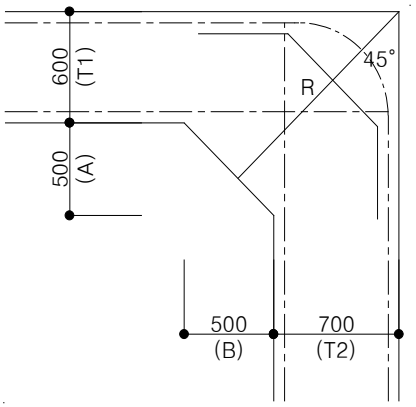
Req'd As = As - Asb
= 7169.719 mm² - 2569.600 mm²
= 4600.119 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4600.119 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 255.399 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 255.399 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 1272.792 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 255.40 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 0.788 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 255.40 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 2229.562 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2229.562 mm² - 2026.800 mm²
= 202.762 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H13 - 4EA

∴ Total As = 506.800 mm² > Req'd As (= 202.762 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3575.2 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0068754 + √(2 x 0.0481 + (0.0481)²) = 0.266

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.266 /3 = 0.911

  fs = Mo / (As x d x j) = 116618762.000 / (3575.200 x 520.000 x 0.911)

  = 68.827 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 68.827 x 3575.200 = 246071.540 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0036968 + √(2 x 0.0259 + (0.0259)²) = 0.203

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.203 /3 = 0.932

  fs = Mo / (As x d x j) = 116618762.000 / (2292.000 x 620.000 x 0.932)

  = 88.025 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 88.025 x 2292.000 = 201752.515 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

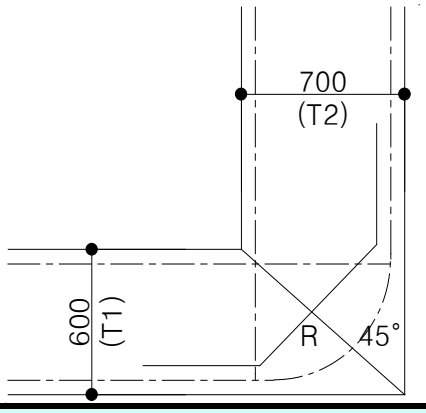
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(246071.540² + 201752.515²) / 180.0

  As = 1767.813 ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 317.136 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 317.136 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 317.14 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 1.866 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 317.14 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 3822.027 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3822.027 mm² - 3176.800 mm²
= 645.227 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 4EA

∴ Total As = 794.400 mm² > Req'd As (= 645.227 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.6 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0077954 + √(2 x 0.0546 + (0.0546)²) = 0.280

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.280 /3 = 0.907

  fs = Mo / (As x d x j) = 146961748.000 / (4053.600 x 520.000 x 0.907)

  = 76.905 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 76.905 x 4053.600 = 311742.239 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0036968 + √(2 x 0.0259 + (0.0259)²) = 0.203

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.203 /3 = 0.932

  fs = Mo / (As x d x j) = 146961748.000 / (2292.000 x 620.000 x 0.932)

  = 110.928 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 110.928 x 2292.000 = 254246.416 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(311742.239² + 254246.416²) / 180.0

  As = 2234.856 ㎟

  사용철근량 : H29 @ 500, 2EA = 2569.600 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H25 - 8.0EA	125	413.564	O.K	3.309
		좌측 (하면)	1	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	329.091	O.K	2.633
		우측 (상면)	3	600	H25 - 8.0EA	125	284.864	O.K	2.279
		우측 (하면)	3	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H25 - 8.0EA	125	273.627	O.K	2.189
		좌측 (하면)	4	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H25 - 8.0EA	125	323.672	O.K	2.589
		중앙부 (하면)	5	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	600	H25 - 8.0EA	125	693.210	O.K	5.546
		우측 (하면)	6	520	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	21539.729	O.K	172.318
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	278.185	O.K	2.225
		중앙부	8	520	H25 - 8.0EA	125	313.469	O.K	2.508
		우측 (상면)	9	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	500	H32 - 8.0EA	125	278.447	O.K	2.228
	2경간	좌측	10	500	H32 - 8.0EA	125	348.531	O.K	2.788
		중앙부 (상면)	11	520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H32 - 8.0EA	125	500.017	O.K	4.000
		우측 (상면)	12	520	H25 - 8.0EA	125	1532.529	O.K	12.260
		우측 (하면)	12	500	H32 - 8.0EA	125	721.857	O.K	5.775

좌측벽체	1층	상부	13	712	H25 - 8.0EA	125	269.291	O.K	2.154
		상부	13	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	600	H25 - 8.0EA	125	356.394	O.K	2.851
		중앙부	14	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	15	600	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	336.619	O.K	2.693
		하부	15	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	721	H25 - 8.0EA	125	1544.931	O.K	12.359
		상부	16	620	H19 - 8.0EA	125	954.278	O.K	7.634
		중앙부	17	600	H25 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	13746.283	O.K	109.970
		중앙부	17	620	H19 - 8.0EA	125	655.675	O.K	5.245
		하부	18	600	H32 - 8.0EA	125	1079.032	O.K	8.632
		하부	18	620	H19 - 8.0EA	125	757.250	O.K	6.058

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 368.319 x 1000000 / [4053.600 x (599.946 - 158.313/3)]
= 166.057 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x599.9/(7x4053.600)]
= 158.313 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 166.06) - 2.5 x 87.50 = 413.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 166.06) = 505.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 413.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 413.56 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 357.360 x 1000000 / [3575.200 x (520.000 - 138.233/3)]
= 210.911 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3575.200)]
= 138.233 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 210.91) - 2.5 x 67.50 = 329.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 210.91) = 398.27 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 329.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 329.09 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 462.460 x 1000000 / [4053.600 x (599.966 - 158.316/3)]
= 208.493 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.316 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 208.49) - 2.5 x 87.50 = 284.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 208.49) = 402.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.86 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 527.826 x 1000000 / [4053.600 x (666.667 - 168.192/3)]
= 213.251 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x4053.600)]
= 168.192 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.25) - 2.5 x 87.50 = 273.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.25) = 393.90 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 273.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.63 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 361.261 x 1000000 / [4053.600 x (508.335 - 143.826/3)]
= 193.576 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x508.3/(7x4053.600)]
= 143.826 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.58) - 2.5 x 87.50 = 323.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.58) = 433.94 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 323.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 323.67 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 255.399 x 1000000 / [4053.600 x (599.997 - 158.320/3)]
= 115.137 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.320 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 115.14) - 2.5 x 87.50 = 693.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 115.14) = 729.57 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 693.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 693.21 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6.608 x 1000000 / [3575.200 x (520.000 - 138.233/3)]
= 3.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3575.200)]
= 138.233 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 3.90) - 2.5 x 67.50 = 26755.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 3.90) = 21539.73 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 21539.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 21539.73 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 550.273 x 1000000 / [5746.400 x (500.000 - 164.330/3)]
= 215.082 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5746.400)]
= 164.330 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 215.08) - 2.5 x 84.00 = 278.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 215.08) = 390.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 278.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.19 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 416.097 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]
= 217.743 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]
= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 217.74) - 2.5 x 67.50 = 313.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 217.74) = 385.78 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 313.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 313.47 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 605.031 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 214.967 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 214.97) - 2.5 x 84.00 = 278.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 214.97) = 390.76 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 278.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.45 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 529.112 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 187.993 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 187.99) - 2.5 x 84.00 = 348.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 187.99) = 446.82 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 348.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 348.53 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 416.223 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 147.884 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 147.88) - 2.5 x 84.00 = 500.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 147.88) = 568.01 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 500.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 500.02 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 104.742 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]
= 54.811 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]
= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 54.81) - 2.5 x 67.50 = 1746.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 54.81) = 1532.53 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1532.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1532.53 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 317.136 x 1000000 / [6353.600 x (500.000 - 171.055/3)]
= 112.678 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x6353.600)]
= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 112.68) - 2.5 x 84.00 = 721.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 112.68) = 745.49 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 721.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 721.86 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 570.180 x 1000000 / [4053.600 x (712.000 - 174.631/3)]
= 215.146 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x712.0/(7x4053.600)]
= 174.631 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 215.15) - 2.5 x 87.50 = 269.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 215.15) = 390.43 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 269.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 269.29 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 404.968 x 1000000 / [4053.600 x (600.000 - 158.321/3)]
= 182.563 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 182.56) - 2.5 x 87.50 = 356.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 182.56) = 460.12 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 356.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 356.39 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 594.914 x 1000000 / [5746.400 x (600.000 - 183.131/3)]
= 192.090 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5746.400)]
= 183.131 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 192.09) - 2.5 x 84.00 = 336.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 192.09) = 437.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 336.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 336.62 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.057 x 1000000 / [4053.600 x (721.333 - 175.931/3)]
= 54.371 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x721.3/(7x4053.600)]
= 175.931 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 54.37) - 2.5 x 87.50 = 1712.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 54.37) = 1544.93 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1544.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1544.93 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.619 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 88.025 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 88.02) - 2.5 x 70.50 = 1016.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 88.02) = 954.28 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 954.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 954.28 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.712 x 1000000 / [3172.800 x (600.000 - 142.547/3)]
= 6.111 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3172.800/1000.0 + 7x3172.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3172.800)]
= 142.547 mm

사용철근량 = 3172.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3172.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 6.11) - 2.5 x 87.50 = 16964.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 6.11) = 13746.28 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 13746.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 13746.28 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.213 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 126.213 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 126.21) - 2.5 x 70.50 = 655.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 126.21) = 665.54 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 655.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 655.68 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 265.312 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 77.848 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 77.85) - 2.5 x 84.00 = 1138.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 77.85) = 1079.03 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1079.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1079.03 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.962 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 110.928 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 110.93) - 2.5 x 70.50 = 770.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 110.93) = 757.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 757.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 757.25 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 7.100 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 7.100 / 28

T = 0.254 m < 0.600 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

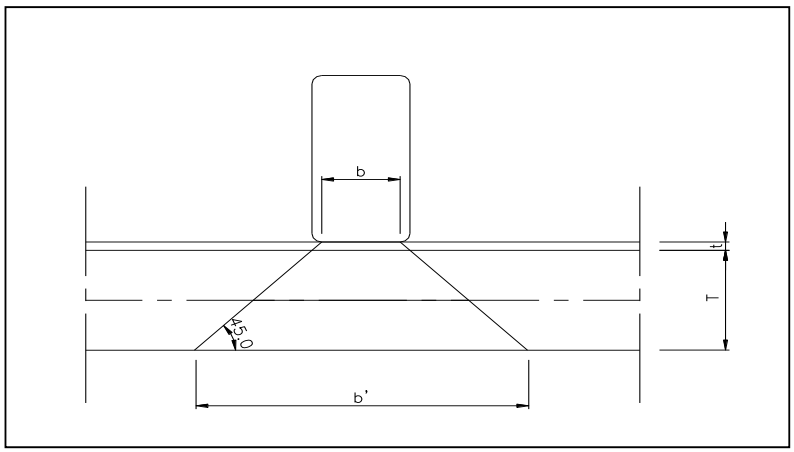
1) 고정하중

- 구체자중 = 480.700 / 9.600 = 50.073 kN/m²
- 상부연직하중 = 92.801 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

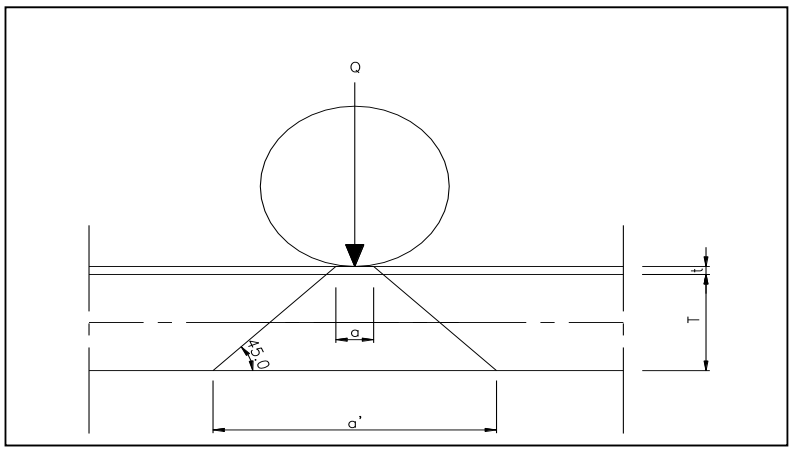


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.040) × cot 45°

= 1.780 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.040) × cot 45°

= 1.480 m

Qz = 96.0 / (1.780 × 1.480)= 36.441 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 50.07 + 92.80 + 15.00 + 0.92 + 36.44

= 195.235 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 668.240 kN/m² ≥ Qmax = 195.235 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 하부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 벽체	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.600	×	1.000	×	19.000			=	182.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.600	×	3.779	×	10.000			=	362.784	kN/m
- 수직수압	:	9.600	×	3.779	×	10.000			=	362.784	kN/m
							∴ Σ		=	1425.436	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

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

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.779 \times 19.000 + 3.779^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 52.122$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 52.122 = 55.580 kN/m

(3) 저항력

R = 1425.436 + 55.580 = 1481.016 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 9.600 × 9.219 × 10.000

= 885.024 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 1481.016 / 885.024

= 1.673 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 하부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 벽체	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.600	×	6.600	×	19.000			=	1203.840	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.600	×	-1.821	×	10.000			=	-174.816	kN/m
- 수직수압	:	9.600	×	-1.821	×	10.000			=	-174.816	kN/m
							∴ Σ		=	1371.676	kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

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

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

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

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -1.821 \times 19.000 + -1.821^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -77.08$ kN/m

∴ $\sum = 150.618 + -77.08 = 73.539$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1371.676 + 73.539 = 1445.215$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.600 \times 3.619 \times 10.000$

$= 347.424$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1445.215 / 347.424$

$= 4.160 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{144.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{250.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.367 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.367 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{262.500}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.486 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.486 m 이하유지

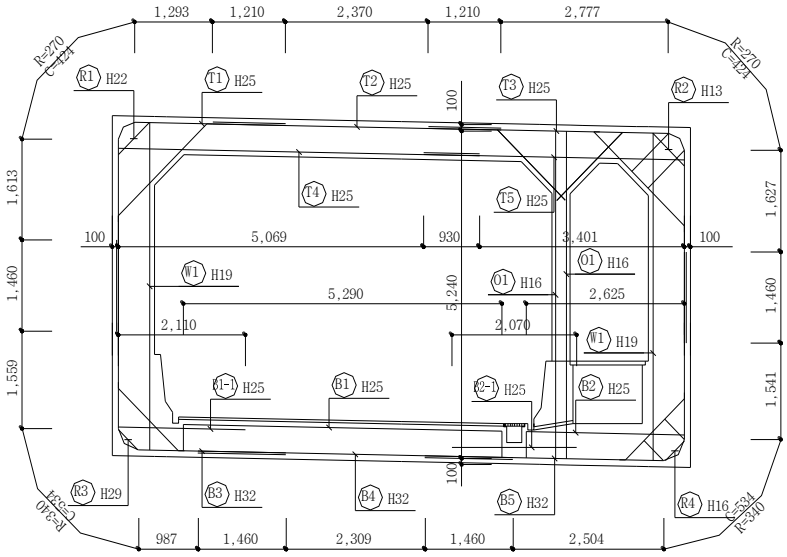
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{512.500}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.853 \text{ m}$$

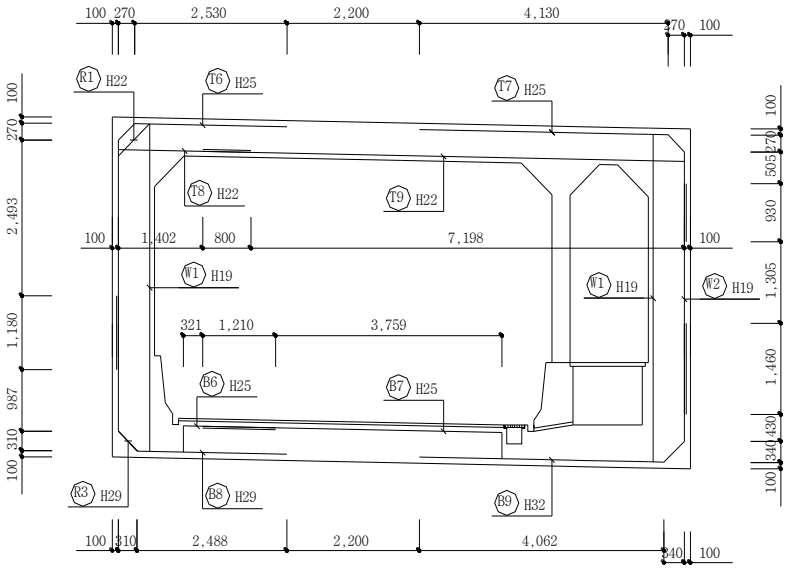
∴ 구조물 저면으로 부터 4.853 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



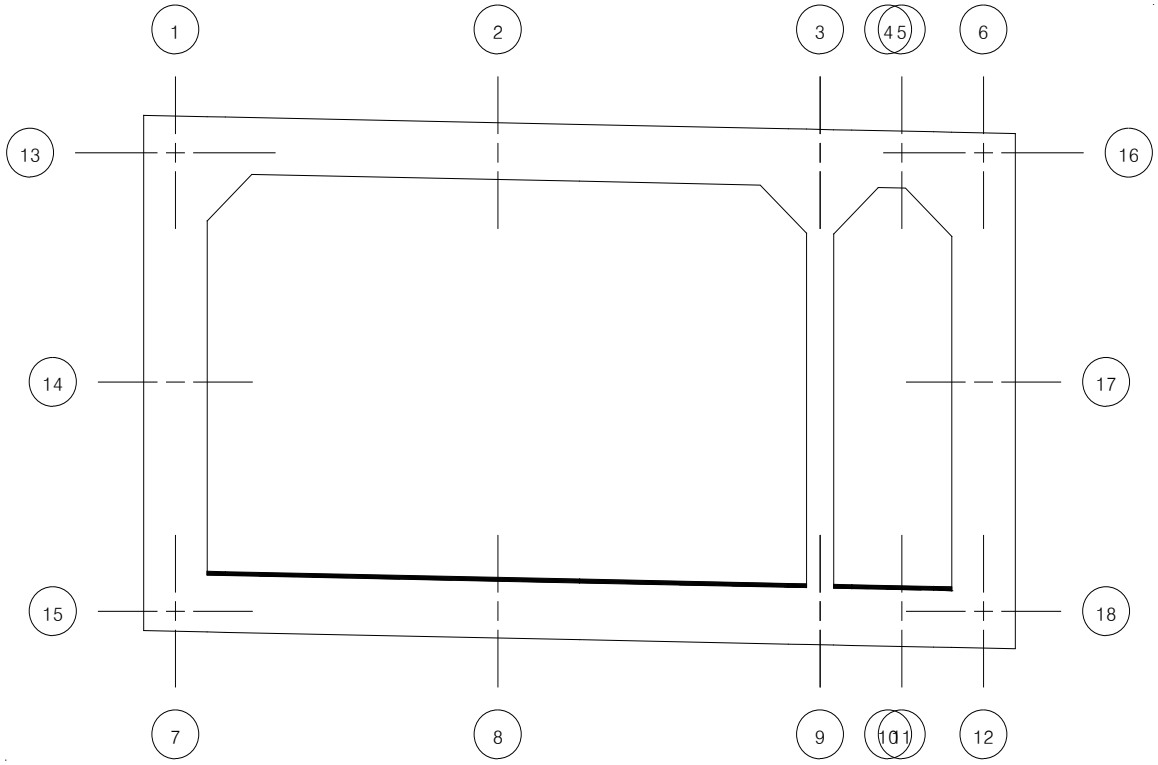
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+745.010 (BLOCK4 : B4)
▣ 토 피(FH) = 1.81 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

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	600	506.28	603.28	2578.59	H22 - 8.0EA	3096.80	1.19
		좌측 (하면)	1	1000	520	76.46	454.86	435.64	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	5.95
		중앙부	2	1000	520	400.28	454.86	2357.14	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.14
		우측 (상면)	3	1000	600	544.14	603.30	2779.73	H22 - 8.0EA	3096.80	1.11
		우측 (하면)	3	1000	520	72.40	389.66	412.36	H19 - 8.0EA	2292.00	5.38
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	667	589.56	673.53	2696.00	H22 - 8.0EA	3096.80	1.14
		좌측 (하면)	4	1000	520	7.61	389.66	43.05	H19 - 8.0EA	2292.00	51.23
		중앙부 (상면)	5	1000	508	455.22	506.82	2764.90	H22 - 8.0EA	3096.80	1.11
		중앙부 (하면)	5	1000	520	45.17	389.66	256.57	H19 - 8.0EA	2292.00	8.63
		우측 (상면)	6	1000	600	384.08	603.33	1937.24	H22 - 8.0EA	3096.80	1.57
		우측 (하면)	6	1000	520	73.35	389.66	417.78	H19 - 8.0EA	2292.00	5.31
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	520	181.90	519.10	1047.20	H22 - 8.0EA	3096.80	2.85
		좌측 (하면)	7	1000	500	783.96	879.05	5057.32	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.12
		중앙부	8	1000	520	484.20	519.10	2877.42	H22 - 8.0EA	3096.80	1.07
		우측	9	1000	500	691.74	795.41	4407.70	H29 - 8.0EA	5139.20	1.15
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	520	1.36	519.10	7.68	H22 - 8.0EA	3096.80	382.14
		좌측 (하면)	10	1000	500	593.05	795.41	3731.18	H29 - 8.0EA	5139.20	1.34
		중앙부 (상면)	11	1000	520	92.37	519.10	527.11	H22 - 8.0EA	3096.80	5.62
		중앙부 (하면)	11	1000	500	534.72	795.41	3339.81	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측 (상면)	12	1000	520	217.27	519.10	1255.32	H22 - 8.0EA	3096.80	2.39
		우측 (하면)	12	1000	500	562.62	795.41	3526.24	H29 - 8.0EA	5139.20	1.41

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	712	679.02	1013.31	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.49
		상부 (내측)	13	1000	620	98.59	1323.97	-	H16 - 8.0EA	4685.60	13.43
		중앙부 (외측)	14	1000	600	419.03	1277.36	-	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5706.80	3.05
		중앙부 (내측)	14	1000	620	192.67	1276.94	-	H16 - 8.0EA	5706.80	6.63
		하부 (외측)	15	1000	600	793.94	1379.45	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.74
		하부 (내측)	15	1000	620	178.80	1383.95	-	H16 - 8.0EA	7335.20	7.74
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	721	302.42	913.74	-	H22 - 8.0EA	4685.60	3.02
		상부 (내측)	16	1000	620	144.39	521.91	-	H16 - 8.0EA	4685.60	3.61
		중앙부 (외측)	17	1000	600	27.15	1248.54	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	3931.60	45.99
		중앙부 (내측)	17	1000	620	278.12	431.67	-	H16 - 8.0EA	3931.60	1.55
		하부 (외측)	18	1000	600	495.04	1091.91	-	H29 - 8.0EA	6728.00	2.21
		하부 (내측)	18	1000	620	238.61	457.97	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.92

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1200.0	1324.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		좌측 (하면)	7	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		중앙부	8	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		우측	9	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		좌측 (하면)	10	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		중앙부 (상면)	11	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		중앙부 (하면)	11	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		우측 (상면)	12	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
		우측 (하면)	12	1200.0	1324.7	O.K	900.0	1324.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		상부	13	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	15	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	15	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K

우측 벽체	1 층	상부	16	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		상부	16	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	18	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		하부	18	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	445.3	578.16	2.00	120.57	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	117.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	324.8	454.1	578.16	2.00	129.31	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	297.8	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	324.8	214.5	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	324.8	256.2	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	477.6	601.29	2.00	134.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	337.8	121.9	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	324.8	505.1	578.16	2.00	180.34	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	337.8	264.5	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	337.8	272.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	337.8	268.1	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	412.5	277.4	716.61	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	414.2	254.6	566.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	416.1	442.2	720.17	2.00	21.79	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	396.6	278.8	700.63	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	17	396.6	137.2	548.68	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	397.5	418.7	701.60	2.00	17.65	H13	150	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H22 - 8.0EA	125	351.370	O.K	2.811
		좌측 (하면)	1	520	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	3790.853	O.K	30.327
		중앙부	2	520	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	334.593	O.K	2.677
		우측 (상면)	3	600	H22 - 8.0EA	125	282.114	O.K	2.257
		우측 (하면)	3	520	H19 - 8.0EA	125	9899.000	O.K	79.192
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H22 - 8.0EA	125	289.598	O.K	2.317
		좌측 (하면)	4	520	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H22 - 8.0EA	125	294.295	O.K	2.354
		중앙부 (하면)	5	520	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	600	H22 - 8.0EA	125	542.042	O.K	4.336
		우측 (하면)	6	520	H19 - 8.0EA	125	2429.685	O.K	19.437
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	303.241	O.K	2.426
		중앙부	8	520	H22 - 8.0EA	125	300.223	O.K	2.402
		우측	9	500	H29 - 8.0EA	125	304.413	O.K	2.435
	2경간	좌측 (상면)	10	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	500	H29 - 8.0EA	125	388.489	O.K	3.108
		중앙부 (상면)	11	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H29 - 8.0EA	125	468.671	O.K	3.749
		우측 (상면)	12	520	H22 - 8.0EA	125	1717.822	O.K	13.743
		우측 (하면)	12	500	H29 - 8.0EA	125	442.037	O.K	3.536

좌측벽체	1층	상부	13	712	H22 - 8.0EA	125	277.320	O.K	2.219
		상부	13	620	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	600	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	635.077	O.K	5.081
		중앙부	14	620	H16 - 8.0EA	125	1685.694	O.K	13.486
		하부	15	600	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	397.694	O.K	3.182
		하부	15	620	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	721	H22 - 8.0EA	125	1170.228	O.K	9.362
		상부	16	620	H16 - 8.0EA	125	740.029	O.K	5.920
		중앙부	17	600	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	21054.846	O.K	168.439
		중앙부	17	620	H16 - 8.0EA	125	373.608	O.K	2.989
		하부	18	600	H29 - 8.0EA	125	684.218	O.K	5.474
		하부	18	620	H16 - 8.0EA	125	786.946	O.K	6.296

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 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}) = 30.0 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) = 39.000 kN/m² (∵ 토피 : 1.814 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

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

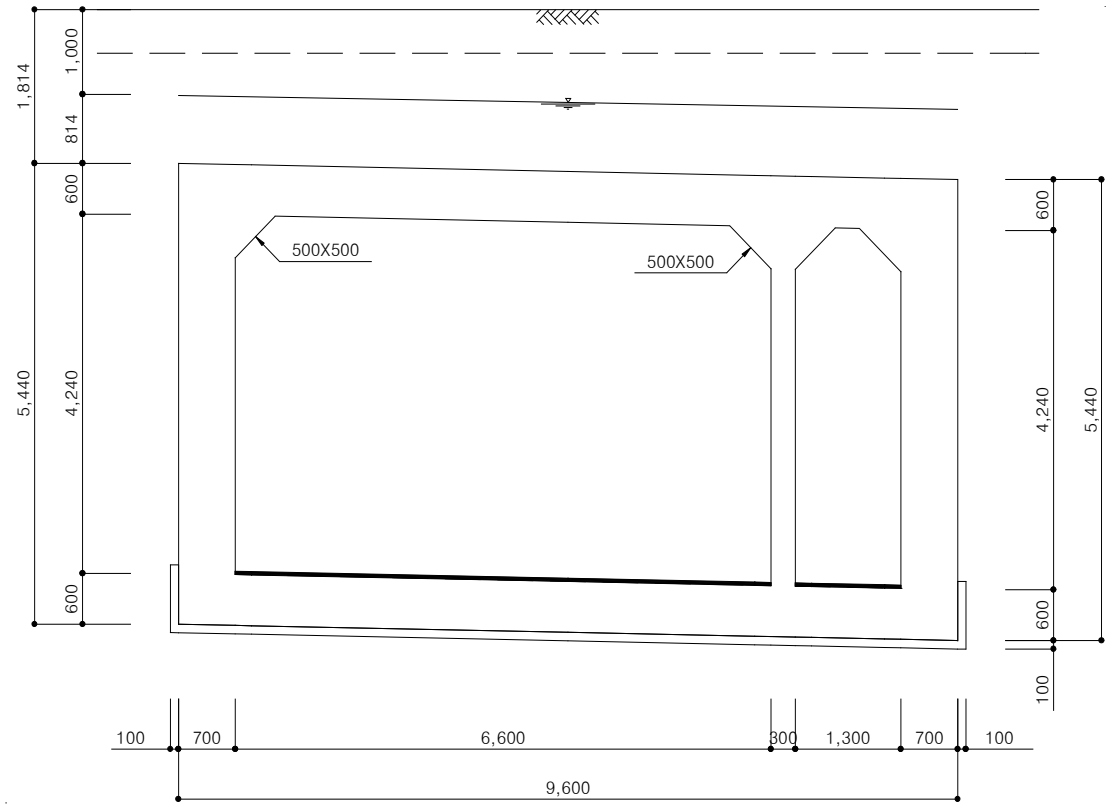
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,814
1,000
814
600
4,240
5,440
600
500X500
500X500
600
4,240
5,440
600
100
100
700
6,600
300
1,300
700
100
9,600

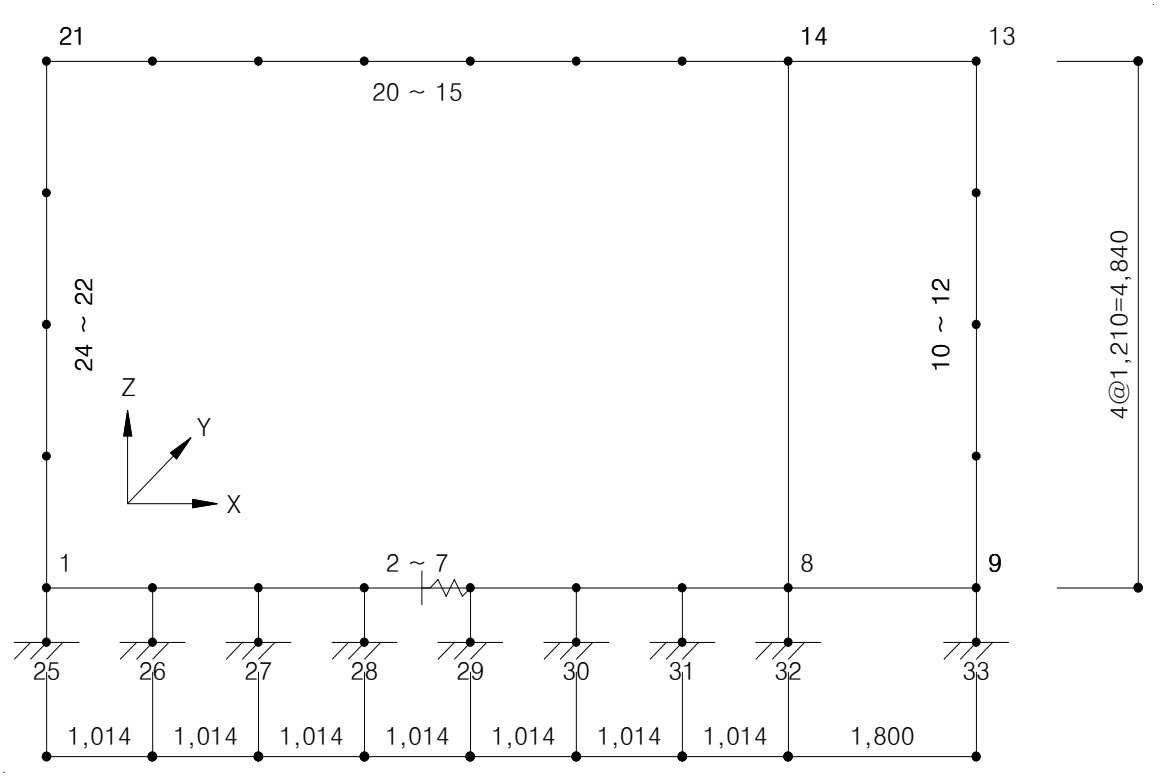
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

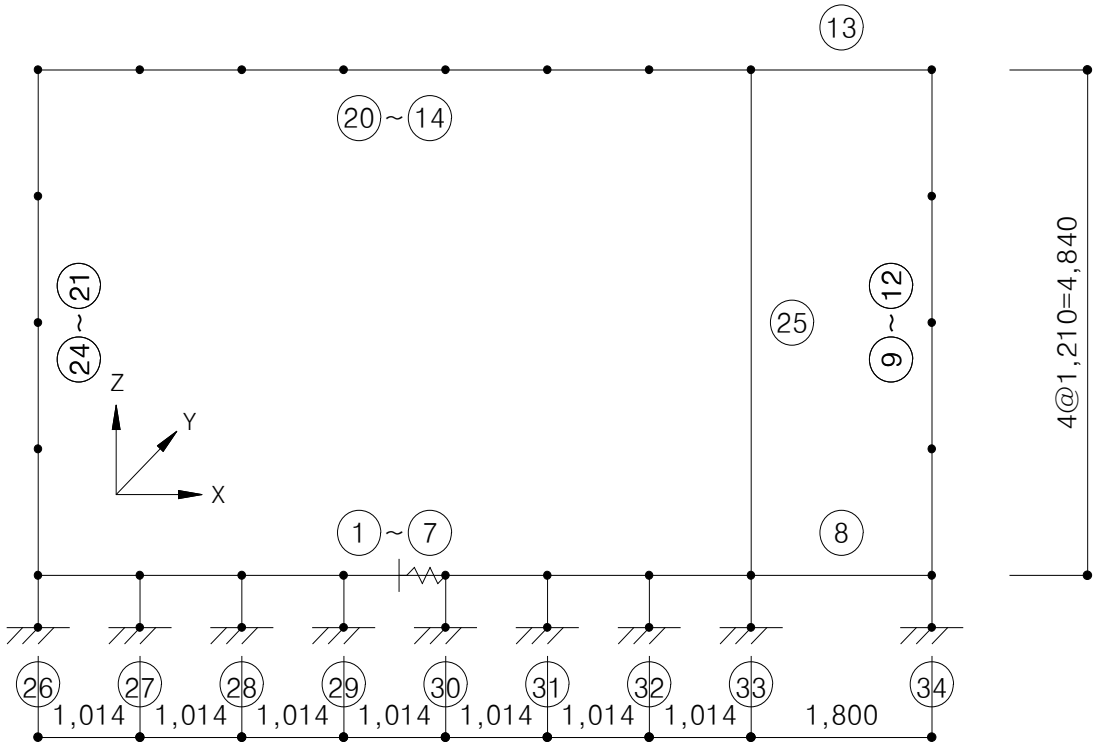
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

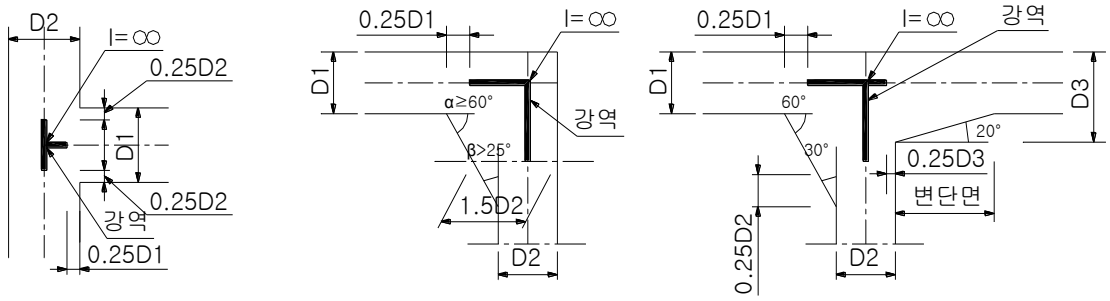
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,13~20
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	18	3.043	5.340
2	1.014	0.500	19	2.029	5.340
3	2.029	0.500	20	1.014	5.340
4	3.043	0.500	21	0.000	5.340
5	4.057	0.500	22	0.000	4.130
6	5.071	0.500	23	0.000	2.920
7	6.086	0.500	24	0.000	1.710
8	7.100	0.500	25	0.000	0.000
9	8.900	0.500	26	1.014	0.000
10	8.900	1.710	27	2.029	0.000
11	8.900	2.920	28	3.043	0.000
12	8.900	4.130	29	4.057	0.000
13	8.900	5.340	30	5.071	0.000
14	7.100	5.340	31	6.086	0.000
15	6.086	5.340	32	7.100	0.000
16	5.071	5.340	33	8.900	0.000
17	4.057	5.340			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

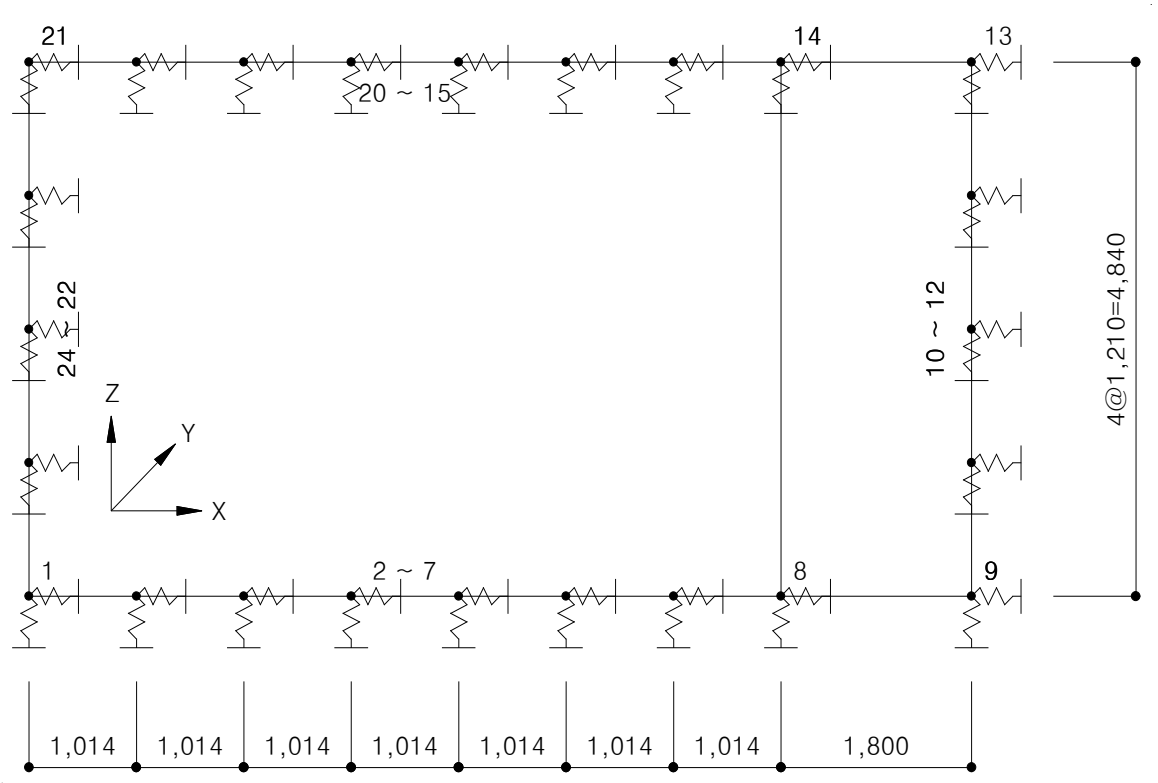
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

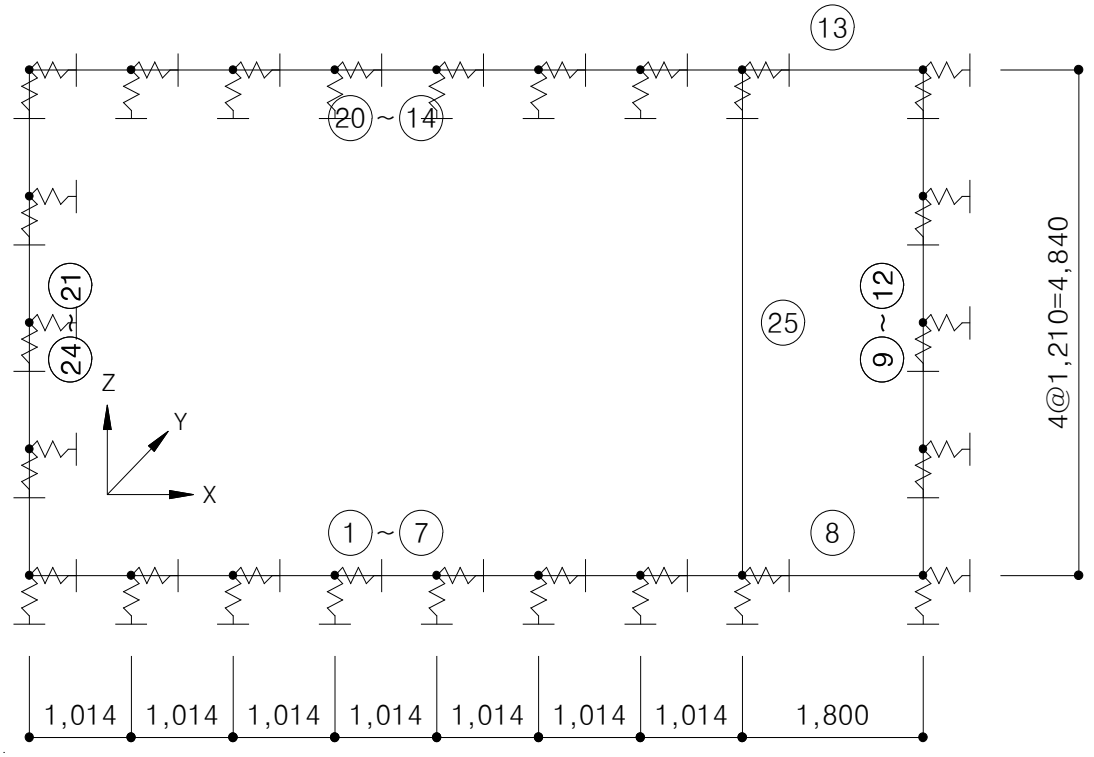
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

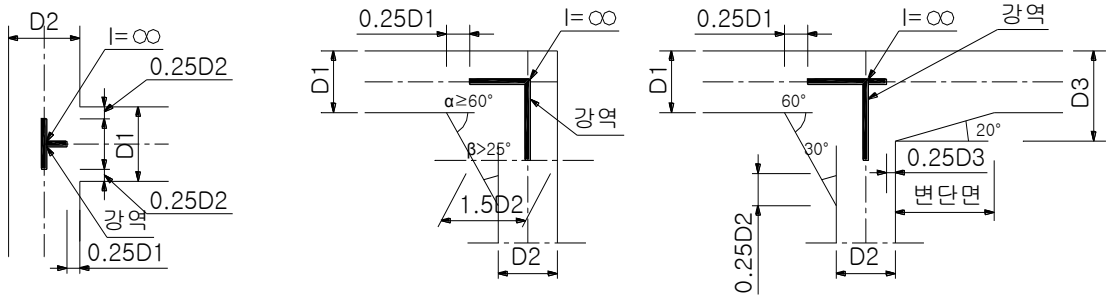
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,13~20
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	8.900	4.840
2	1.014	0.000	14	7.100	4.840
3	2.029	0.000	15	6.086	4.840
4	3.043	0.000	16	5.071	4.840
5	4.057	0.000	17	4.057	4.840
6	5.071	0.000	18	3.043	4.840
7	6.086	0.000	19	2.029	4.840
8	7.100	0.000	20	1.014	4.840
9	8.900	0.000	21	0.000	4.840
10	8.900	1.210	22	0.000	3.630
11	8.900	2.420	23	0.000	2.420
12	8.900	3.630	24	0.000	1.210

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm
(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm
(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm
(6) 13 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 700 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

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

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

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

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

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

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

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반조사보고서참고)

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6936.79 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 5946 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 7036 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 9761 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 8671 kN/m	9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 10.052 ~ 7.452, N=8)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $8^{1/3}$ = 160.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 160.0 = 160.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 160.0^2 = 46972.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 46972.0 = 124006.1 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $8^{1/3}$ = 160.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 160.0 = 128.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 128.0^2 = 30062.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 30062.0 = 79363.7 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 7.452 ~ 5.852, N=17)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 205.7 = 205.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 205.7^2 = 86264.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 86264.0 = 227737.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 205.7 = 164.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 164.6^2 = 55236.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 55236.0 = 145823.0 kN/m²

(3) 자갈 (EL. : 5.852 ~ -5.648, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 124006.1 = 826707.33 kN/m³

Kv = 826707.330 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 61445.39 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61445.390 = 20481.80 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 192981.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 192981.560 = 64327.19 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 124006.1 = 826707.33 kN/m³

Kh = 826707.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 94079.19 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 94079.190 = 31359.73 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³

Kh = 1518246.670 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 172776.27 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 172776.270 = 57592.09 kN/m³

(5) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 295474.53 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 295474.530 = 98491.51 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.014/2) = 86463 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.800/2 + 1.014/2) = 28821 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 62323 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 20774 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 357524 kN/m	10~11,23,24
Kss1	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 119175 kN/m	
Kh2	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 209059 kN/m	12,22
Kss2	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 69686 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 195739 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 65246 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 271553 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.800/2) = 90518 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 165413 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 267404 kN/m	
Kv2	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 241227 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 267404 kN/m	
Kv3	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 76807 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 85142 kN/m	
Kv4	Kv x (1.014/2 + 0.700/2) = 52668 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.600/2 + 1.210/2) = 85142 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 79363.7 = 529091.33 kN/m³

Kv = 529091.330 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 39324.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 39324.950 = 13108.32 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.600 × 9.600) = 9.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (9.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 123508.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 123508.180 = 41169.39 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 79363.7 = 529091.33 kN/m³

Kh = 529091.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 60210.52 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 60210.520 = 20070.17 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kh = 972153.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 110630.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 110630.920 = 36876.97 kN/m³

(5) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 189103.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 189103.670 = 63034.56 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.014/2) = 55336 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.800/2 + 1.014/2) = 18445 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 39887 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 13296 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 228815 kN/m	10~11,23,24
Kss1	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 76272 kN/m	
Kh2	Kh x (1.210/2 + 1.210/2) = 133863 kN/m	12,22
Kss2	Kss x (1.210/2 + 1.210/2) = 44621 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.014/2 + 1.014/2) = 125273 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.014/2 + 1.014/2) = 41758 kN/m	
Kv2	Kv x (1.014/2 + 1.800/2) = 173794 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.014/2 + 1.800/2) = 57931 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.014/2) = 105864 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 171139 kN/m	
Kv2	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 154385 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 171139 kN/m	
Kv3	Kv x (1.800/2 + 0.700/2) = 49156 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.210/2 + 0.600/2) = 54491 kN/m	
Kv4	Kv x (1.014/2 + 0.700/2) = 33707 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.600/2 + 1.210/2) = 54491 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	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 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 1.314 × 19.00		= 24.966	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 36.466	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 0.814 × 10.00		= 8.140	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 29.140	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 1.814m

- Wl1 = 39.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 39.000 × 0.500 = 19.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 1.614 × 19.000) × 0.500 = 21.083 kN/m²

Wh2 = 21.083 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 32.578 kN/m²

Wh3 = 32.578 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 44.073 kN/m²

Wh4 = 44.073 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 55.568 kN/m²

Wh5 = 55.568 + 1.210 × 19.000 × 0.500 = 67.063 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.114 × 30.000 = 27.210 kN/m²

Wh2 = 27.210 + 1.210 × 30.000 × 0.500 = 45.360 kN/m²

Wh3 = 45.360 + 1.210 × 30.000 × 0.500 = 63.510 kN/m²

Wh4 = 63.510 + 1.210 × 30.000 × 0.500 = 81.660 kN/m²

Wh5 = 81.660 + 1.210 × 30.000 × 0.500 = 99.810 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.814 × 10.000 = 8.140 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.114 × 10.000 = 11.140 kN/m²

Ww3 = 11.140 + 1.210 × 10.000 = 23.240 kN/m²

Ww4 = 23.240 + 1.210 × 10.000 = 35.340 kN/m²

Ww5 = 35.340 + 1.210 × 10.000 = 47.440 kN/m²

Ww6 = 47.440 + 1.210 × 10.000 = 59.540 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (1.814 + 5.440 - 1.000) × 10.000 = 62.540 kN/m²

7) 온도하중

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

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	2.444	160.000	128.000	18.000	0.061	0.076
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.556	294.700	235.800	20.000	0.075	0.094
계					0.459	0.574

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.459 = 0.574	1.25 Tg' = 1.25 × 0.574 = 0.717

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	- 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

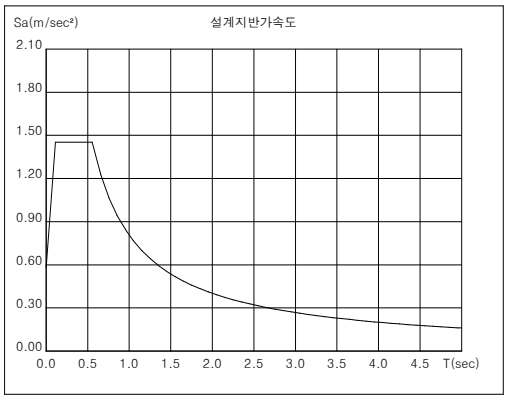
- Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.403 m/s²	- Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.300 m/s²

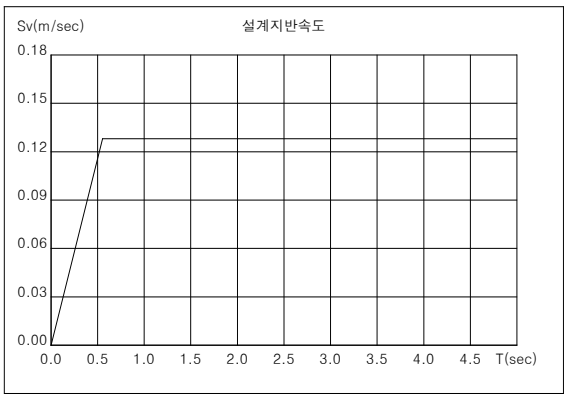
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.574 / 2π × 1.403 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.717 / 2π × 2.300 = 0.262 m/s

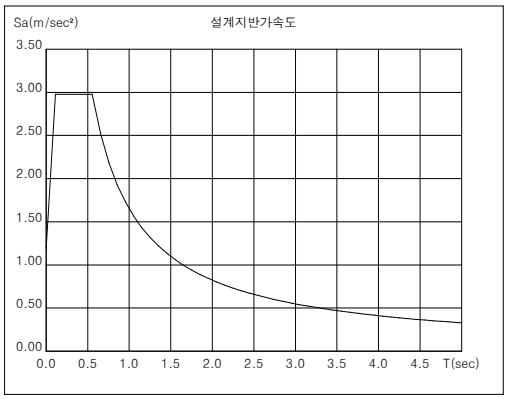
6) 설계응답 응답스펙트럼

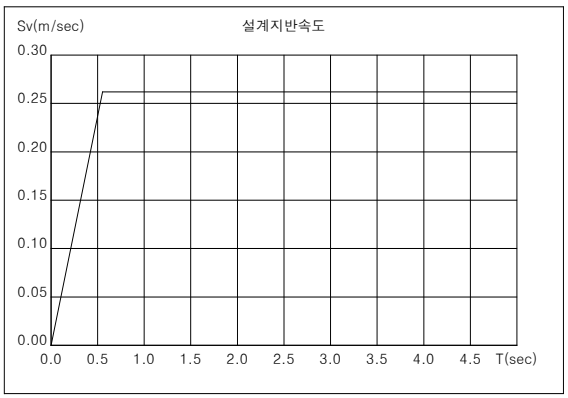
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 2.114 m
- 하부슬래브 EL. = 6.954 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times 2.114 / (2 \times 30.000)) = 0.014797$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times 6.954 / (2 \times 30.000)) = 0.013912$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.717 \times \cos(\pi \times 2.114 / (2 \times 30.000)) = 0.037834$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.717 \times \cos(\pi \times 6.954 / (2 \times 30.000)) = 0.035572$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 20481.800 \times (0.014797 - 0.013912)$ $= 18.126\ kN/m^2$	$Po = 13108.320 \times (0.037834 - 0.035572)$ $= 29.651\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.114	94079.190	0.014797	0.000885	83.260
3.324	172776.270	0.014664	0.000752	129.928
4.534	295474.530	0.014471	0.000559	165.170
5.744	295474.530	0.014220	0.000308	91.006
6.954	295474.530	0.013912	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.114	60210.520	0.037834	0.002262	136.196
3.324	110630.920	0.037492	0.001920	212.411
4.534	189103.670	0.037000	0.001428	270.040
5.744	189103.670	0.036358	0.000786	148.635
6.954	189103.670	0.035572	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	46972.000 × 0.000074 = 3.480	30062.000 × 0.000189 = 5.680
Vb	147525.000 × 0.000266 = 39.240	94416.000 × 0.000680 = 64.200
Vs	(3.480 + 39.240) / 2 = 21.360	(5.680 + 64.200) / 2 = 34.940

10) 구체 관성력

$fi = Ai \times rcon'c \times KH \times (1 - 0.015 \times Zi)$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×2.114) = 1.075	fu = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×2.114) = 2.643

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×6.954) = 0.994	fb = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×6.954) = 2.445

③ 중간벽체

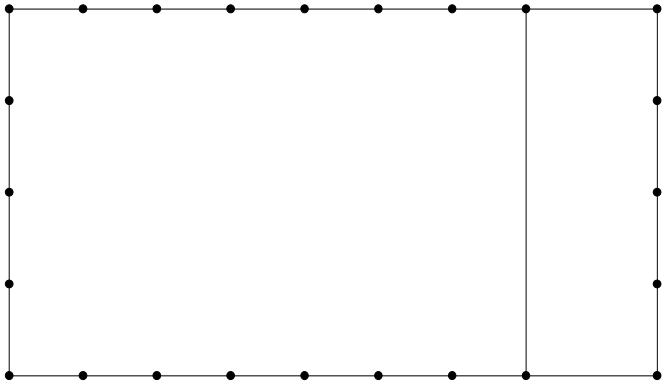
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×1.814) = 0.537	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×1.814) = 1.322
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.954) = 0.497	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.954) = 1.223

④ 측벽

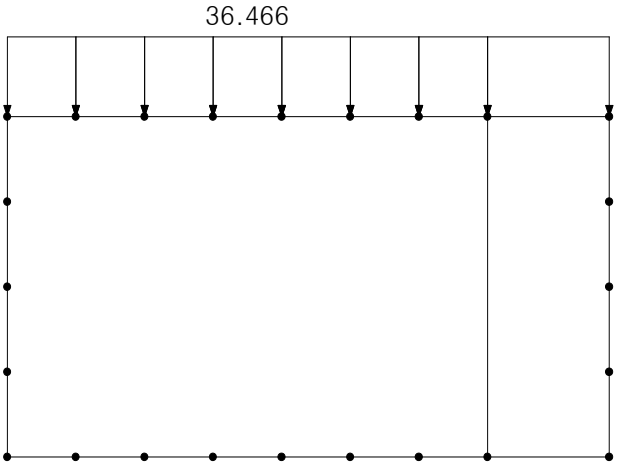
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×2.114) = 1.254	f1 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×2.114) = 3.084
f2 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×3.324) = 1.230	f2 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×3.324) = 3.026
f3 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×4.534) = 1.207	f3 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×4.534) = 2.968
f4 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×5.744) = 1.183	f4 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×5.744) = 2.911
f5 = 0.700×25.000×0.074×(1-0.015×6.954) = 1.160	f5 = 0.700×25.000×0.182×(1-0.015×6.954) = 2.853

10. 하 중 재 하 (상시)

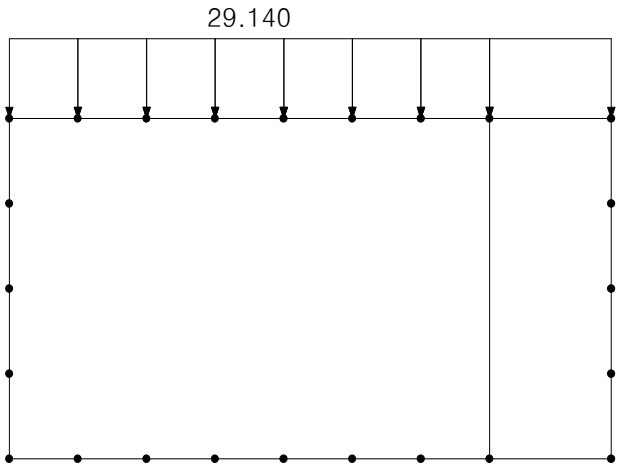
1) CASE1 - 구체자중(SW)



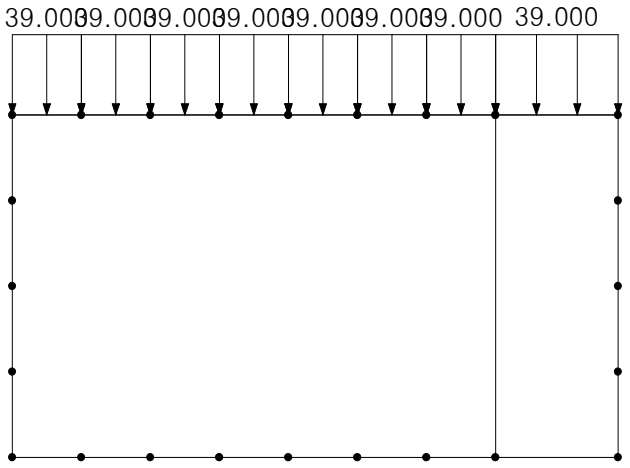
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



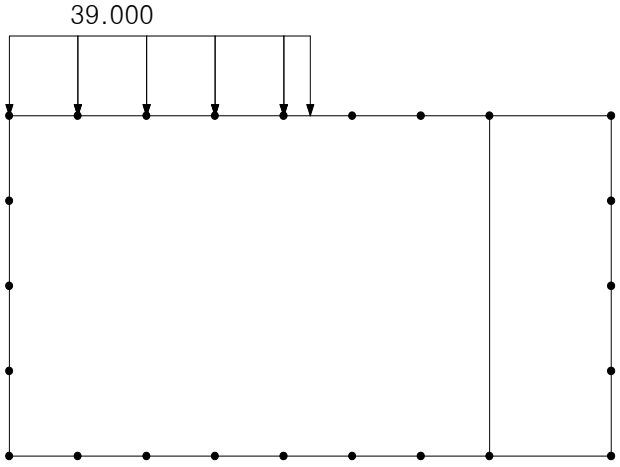
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



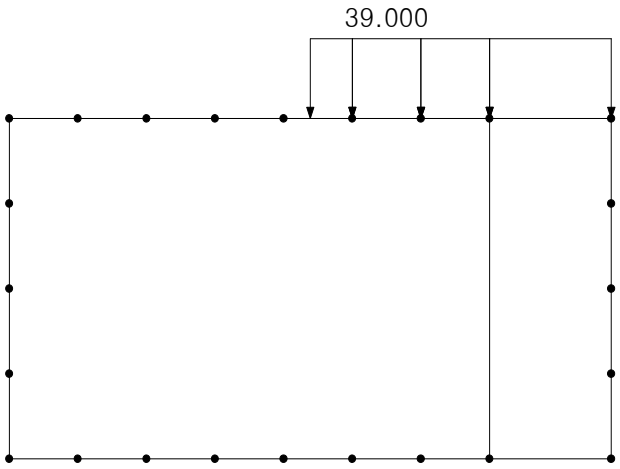
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



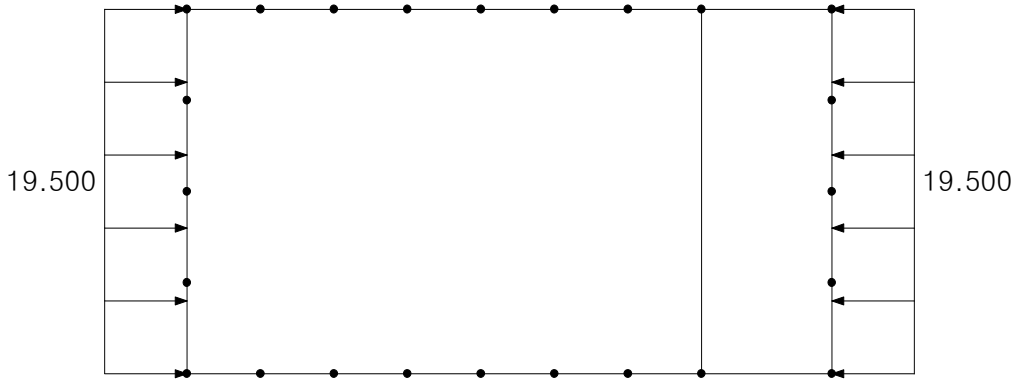
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



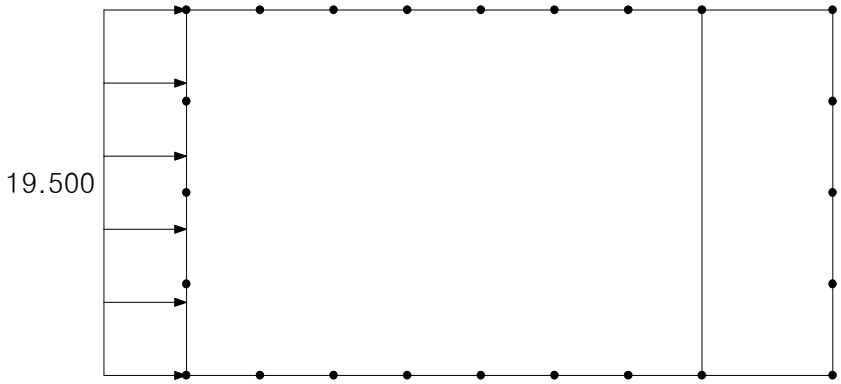
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



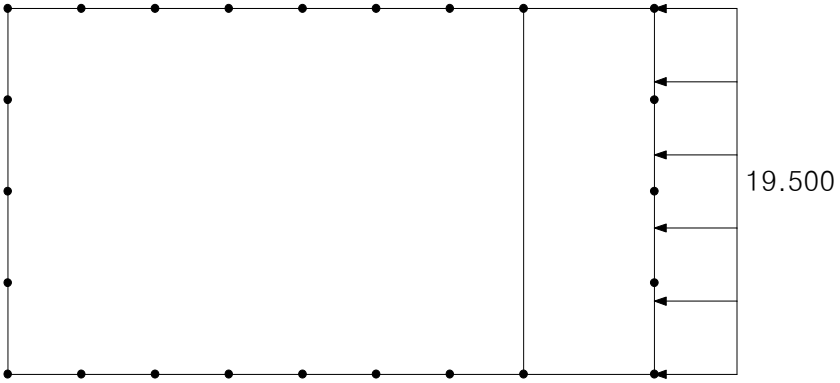
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



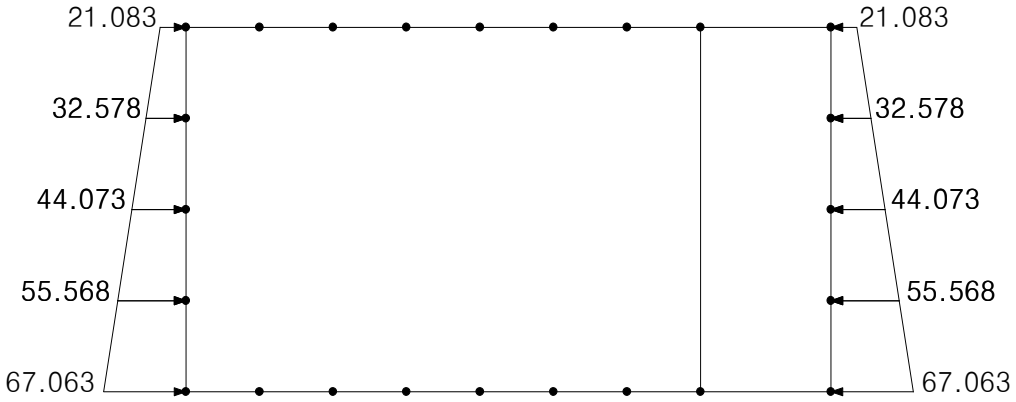
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



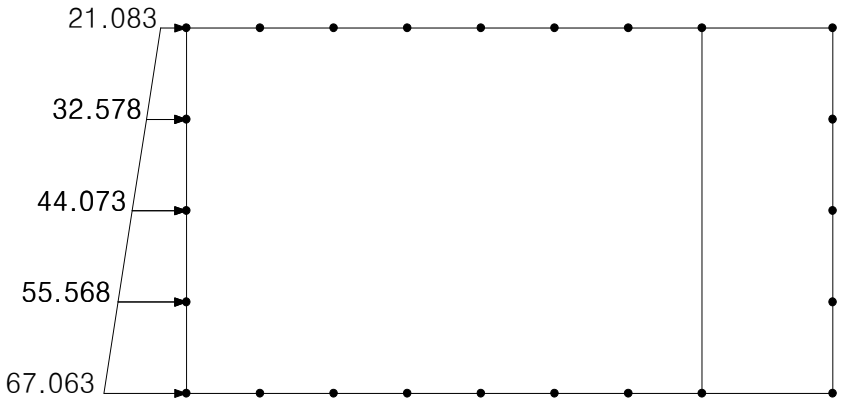
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



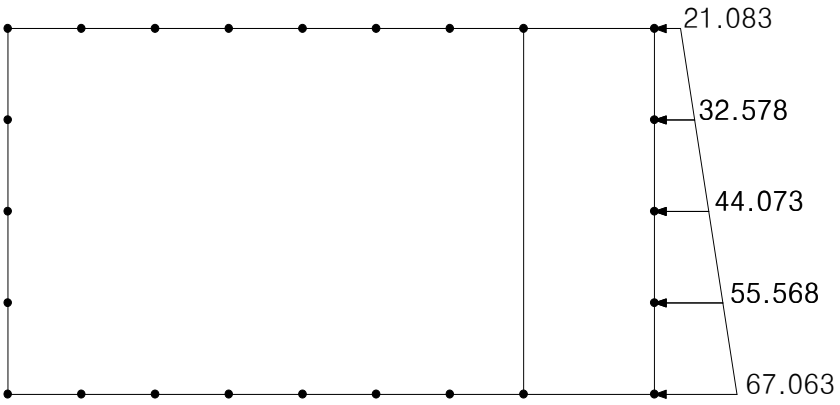
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



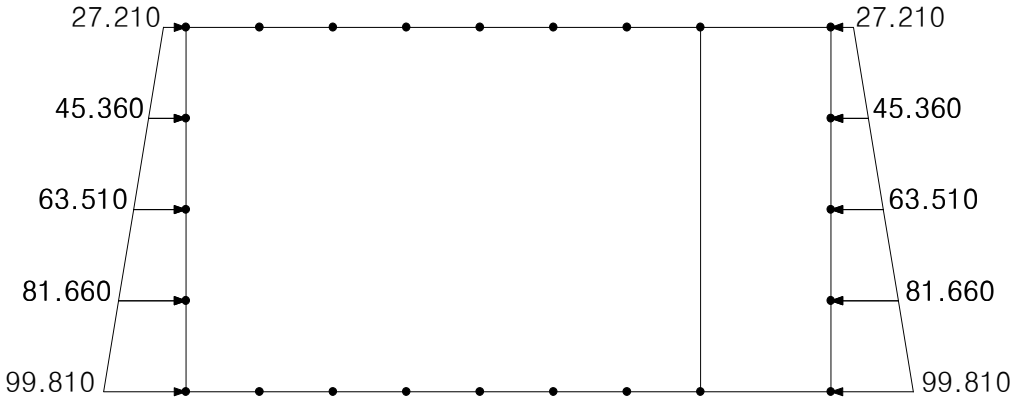
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



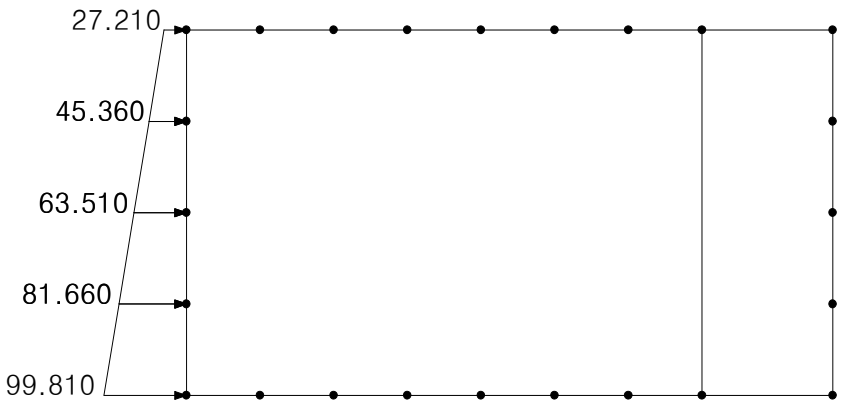
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



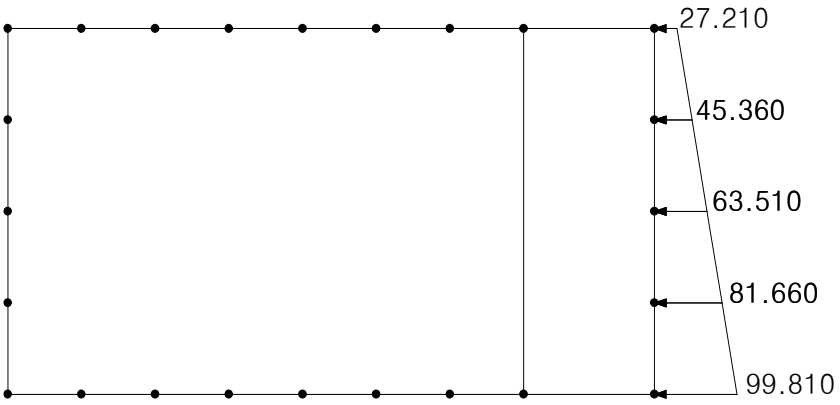
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



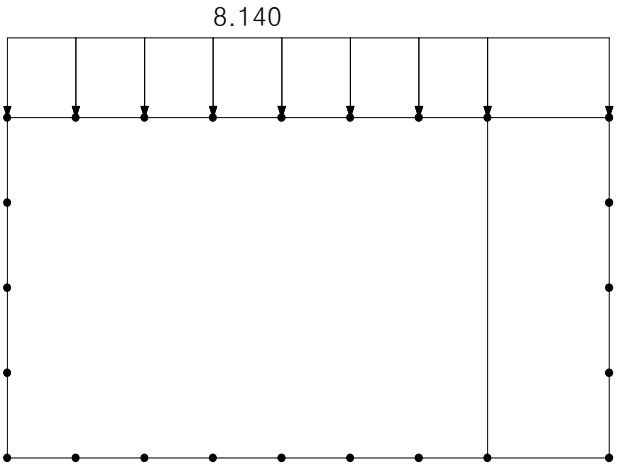
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



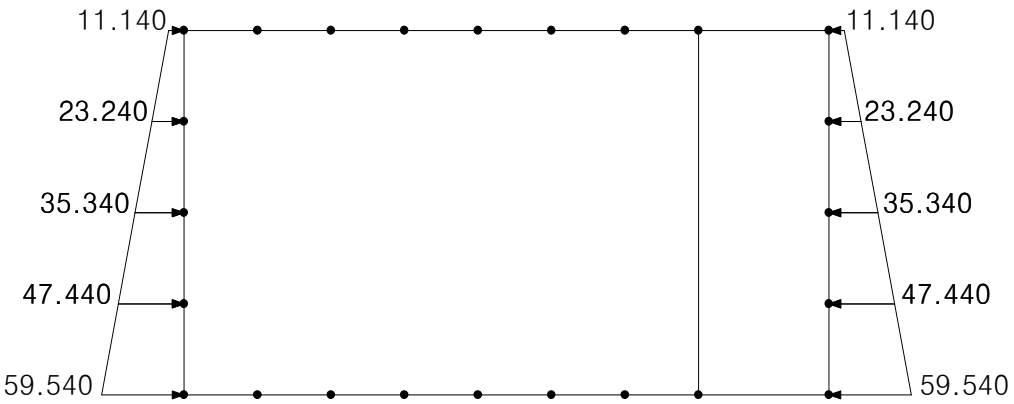
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



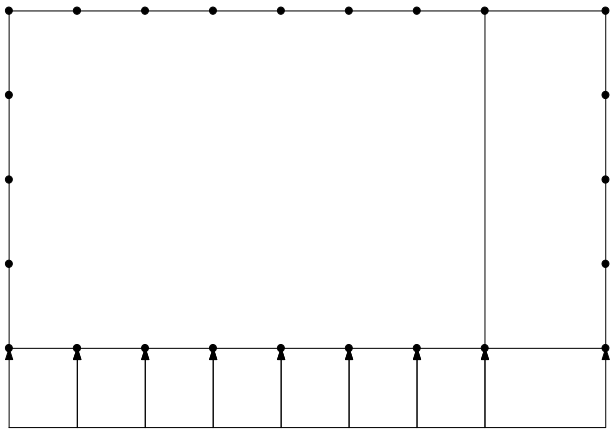
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



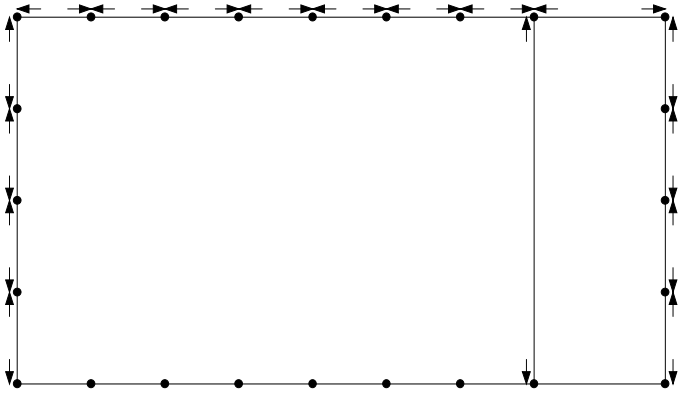
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



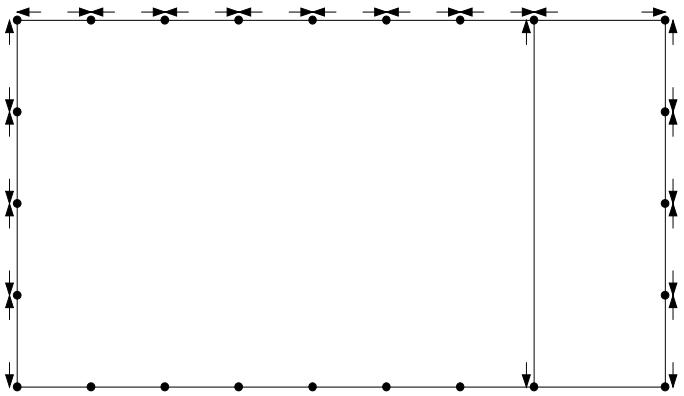
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



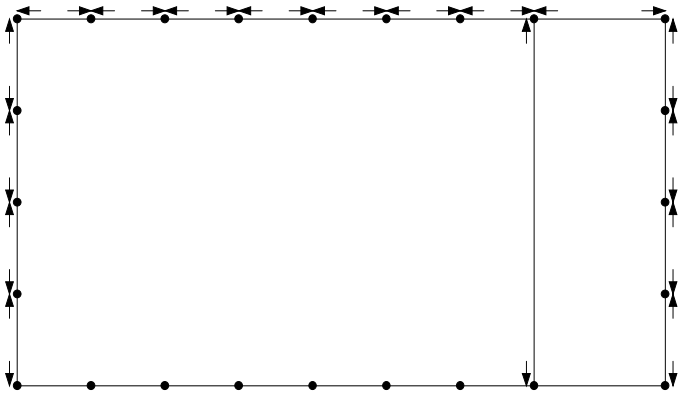
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

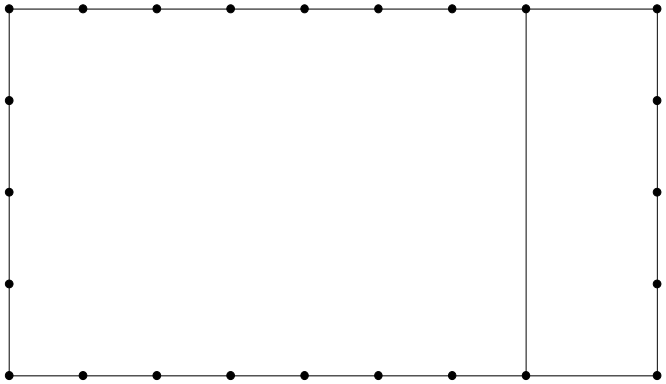


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

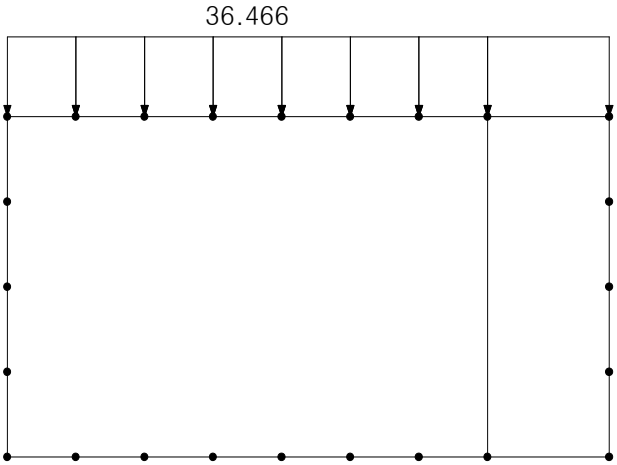


11. 하중 재하 (기능수행)

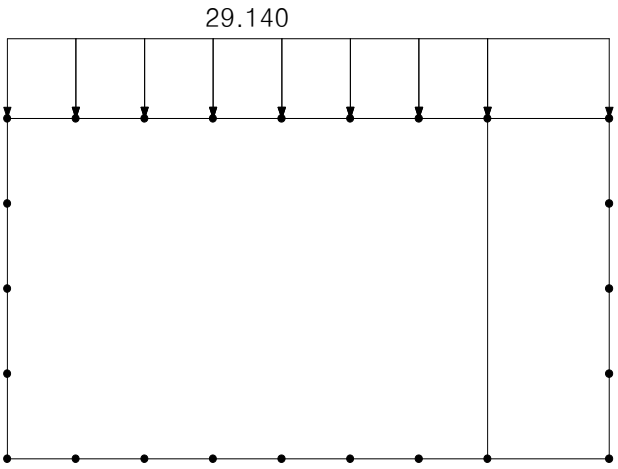
1) CASE1 - 구체자중(SW)



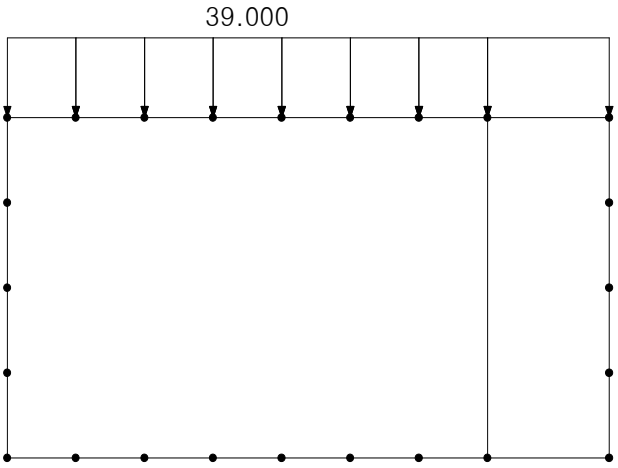
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



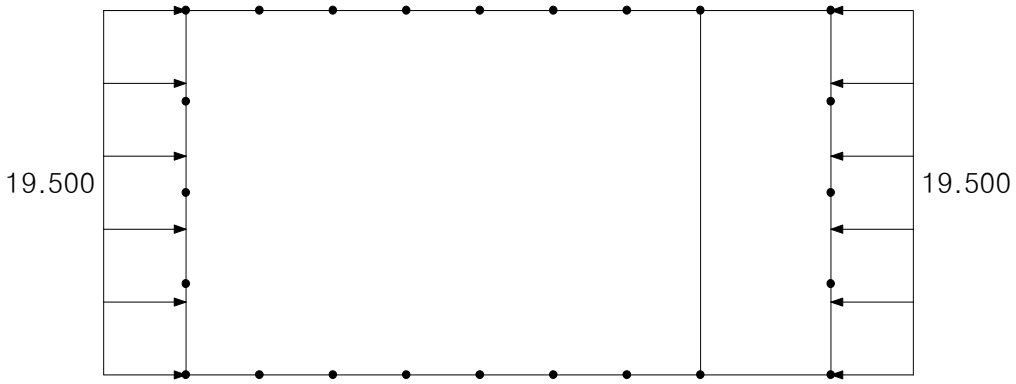
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



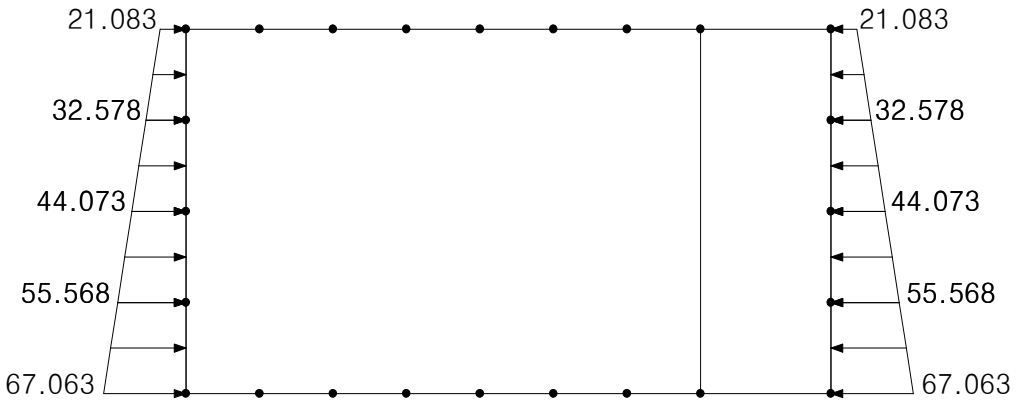
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



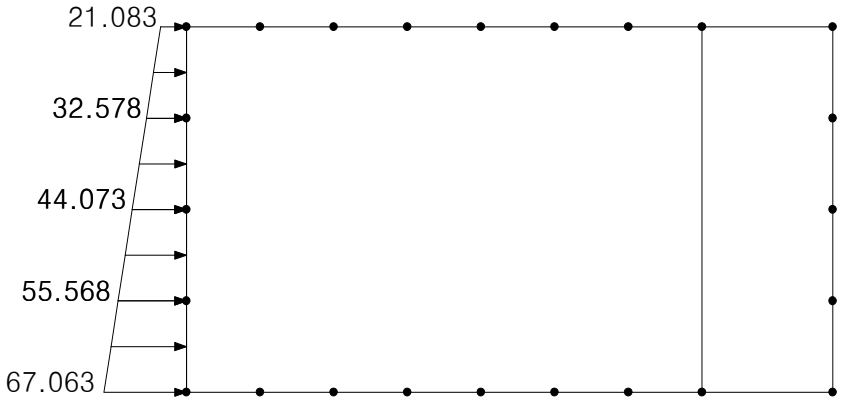
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



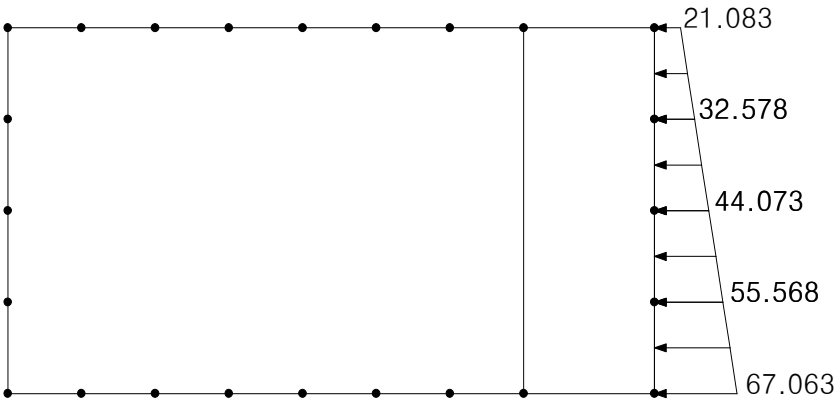
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



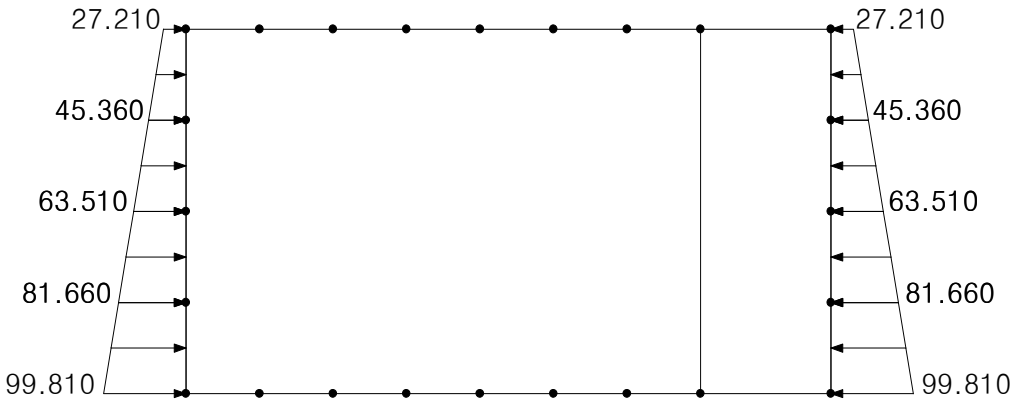
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



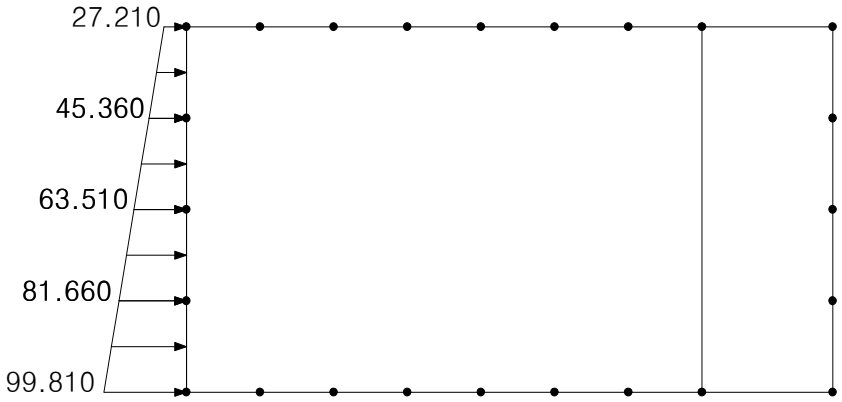
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



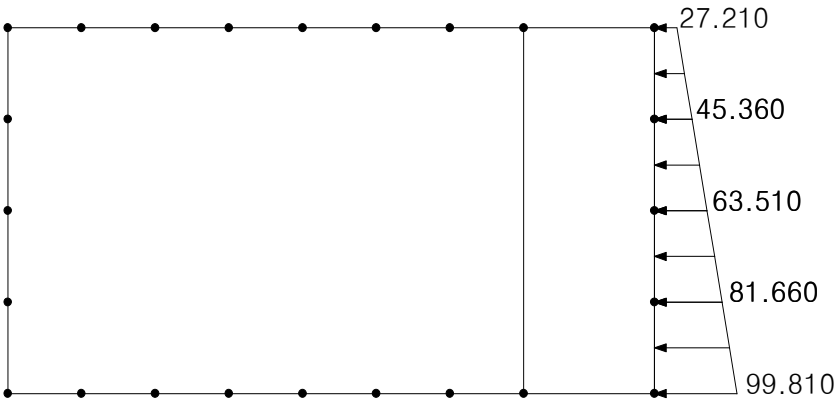
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



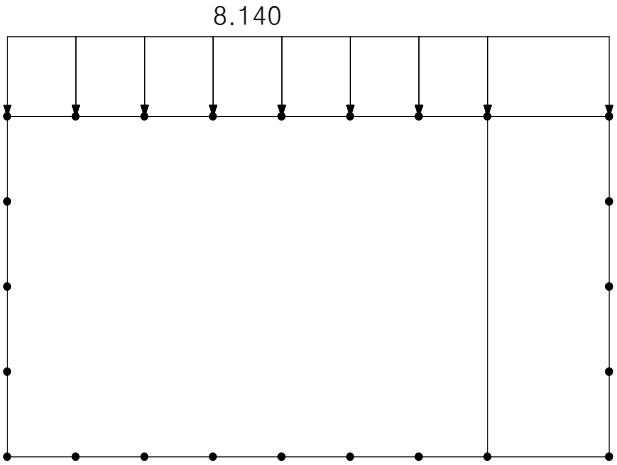
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



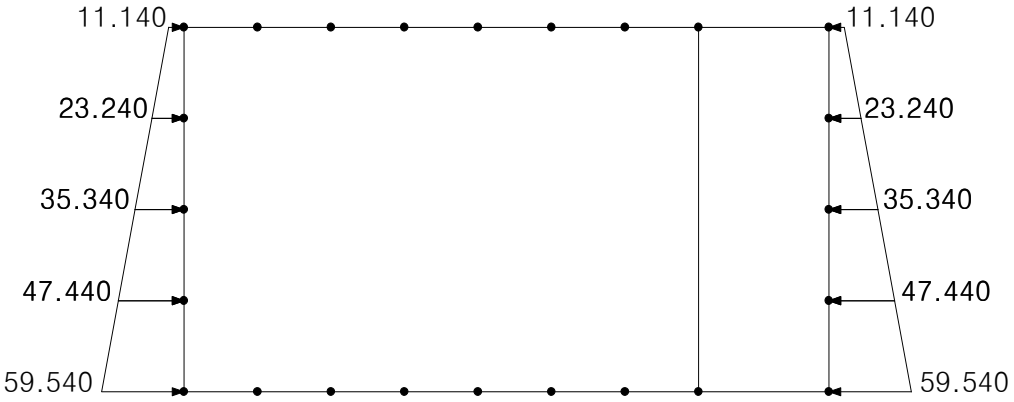
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



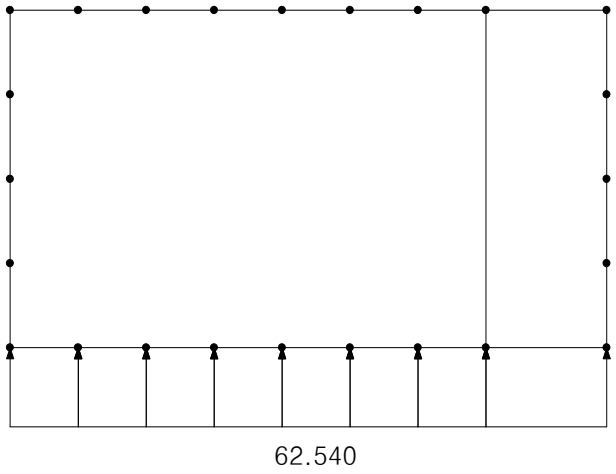
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

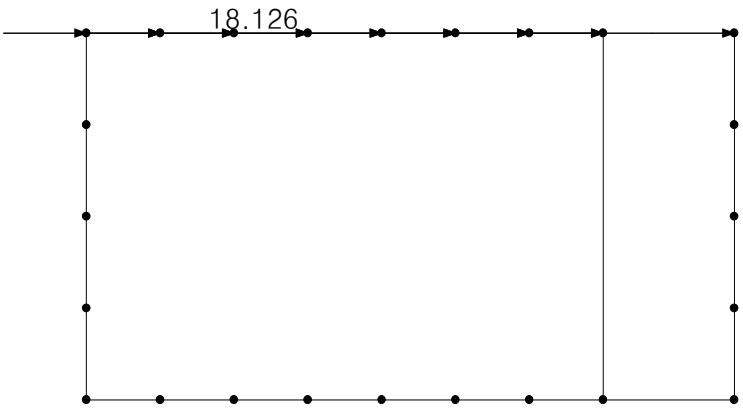


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

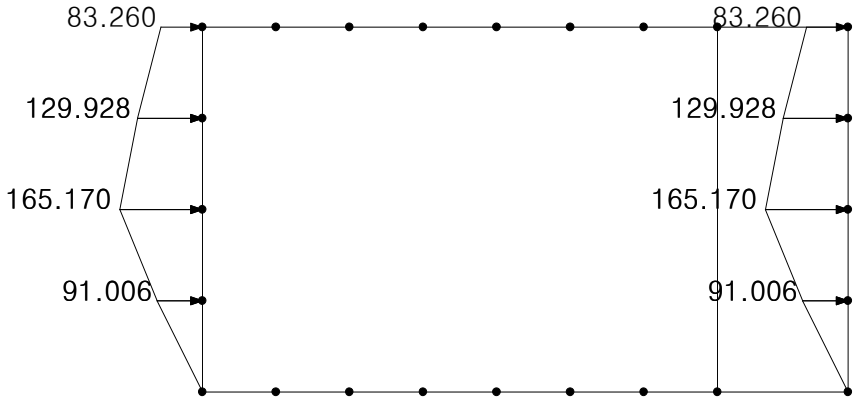


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

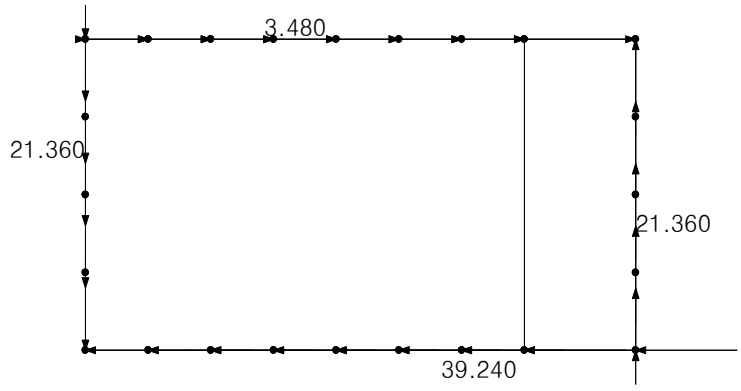
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



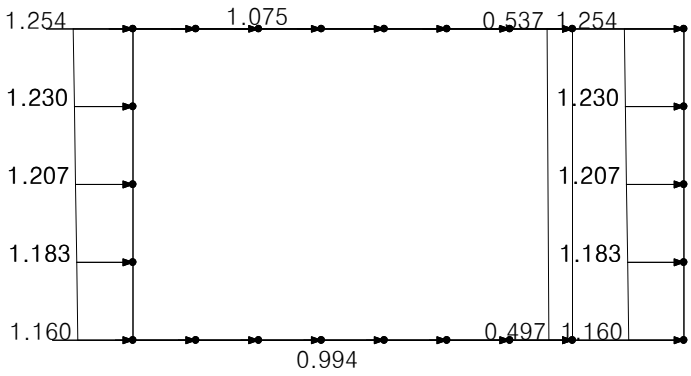
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

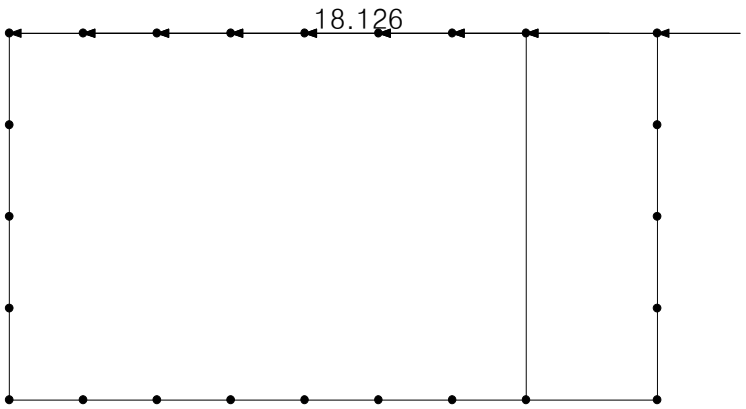


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

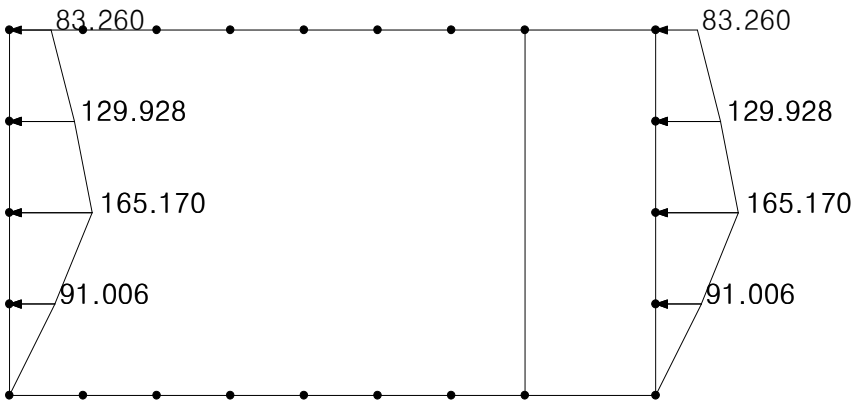


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

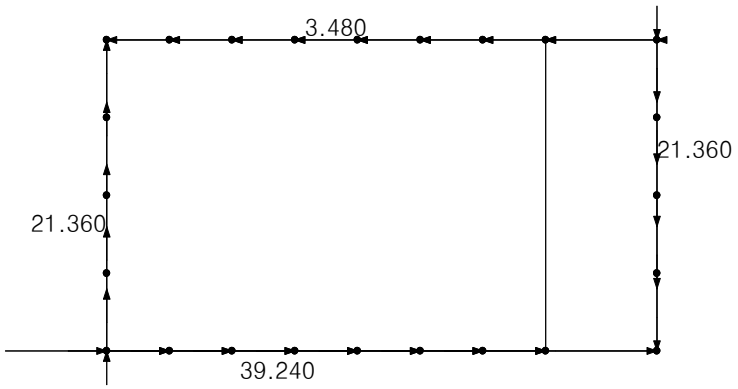
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



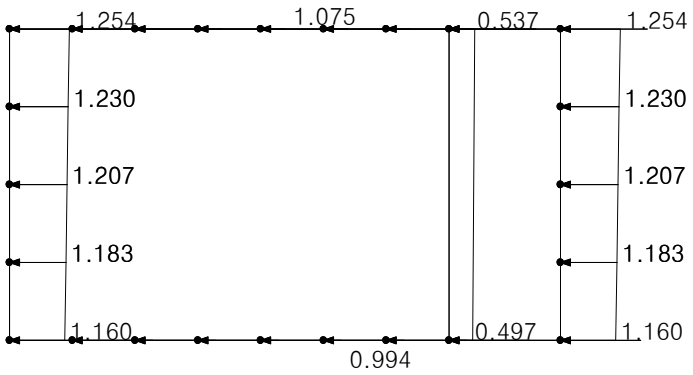
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

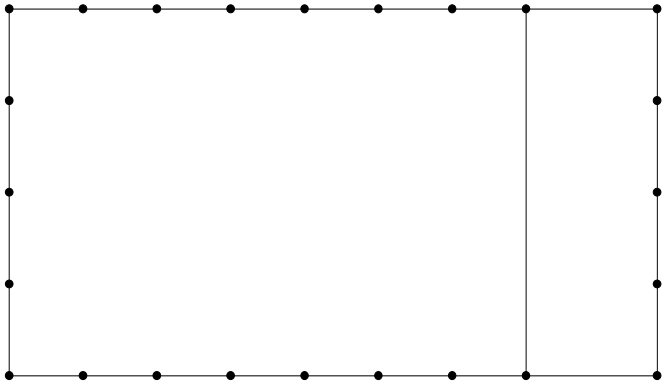


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

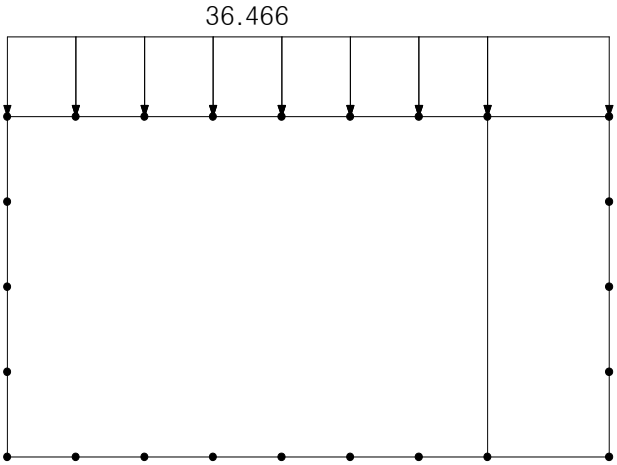


12. 하중 재하 (붕괴방지)

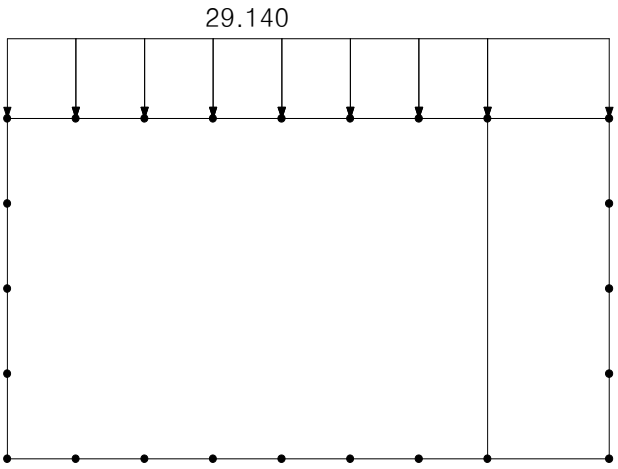
1) CASE1 - 구체자중(SW)



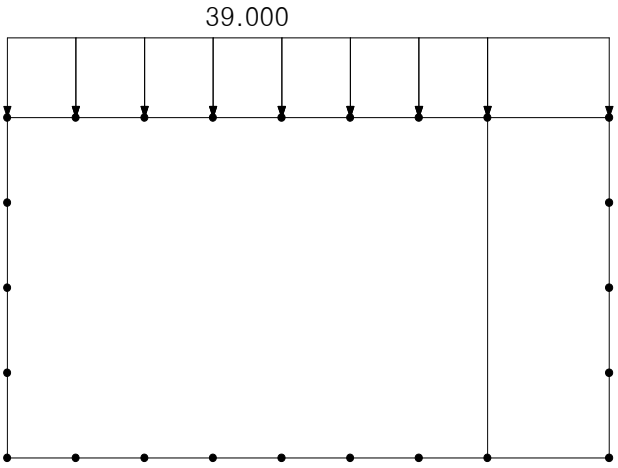
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



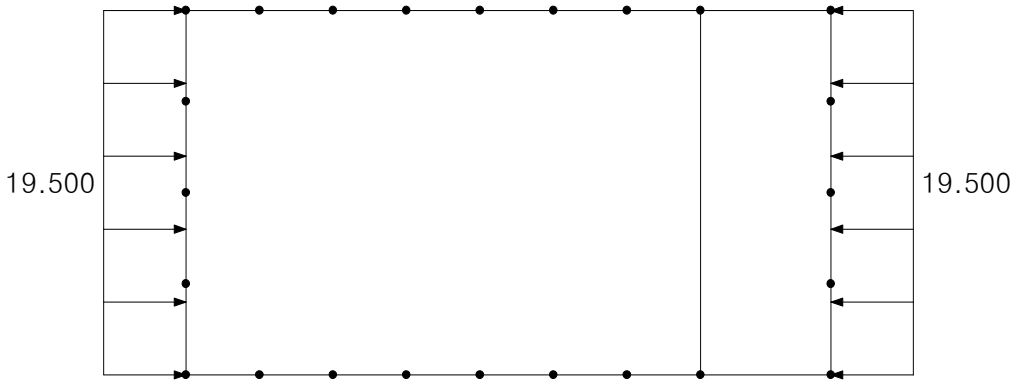
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



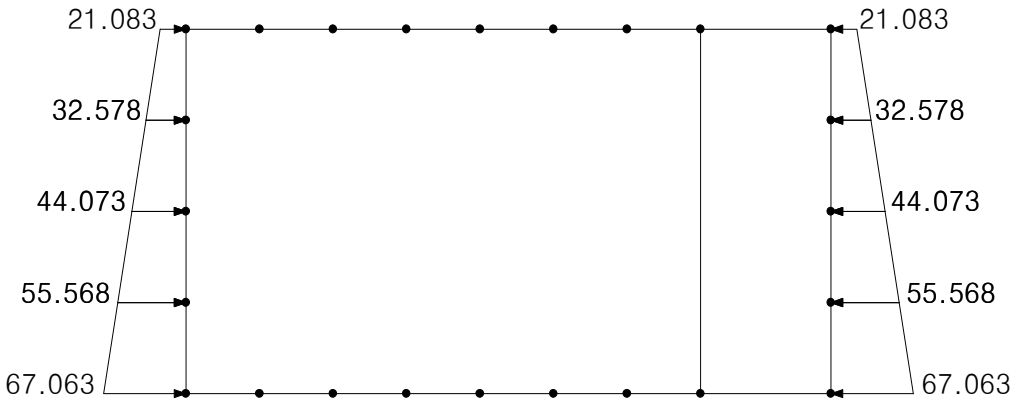
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



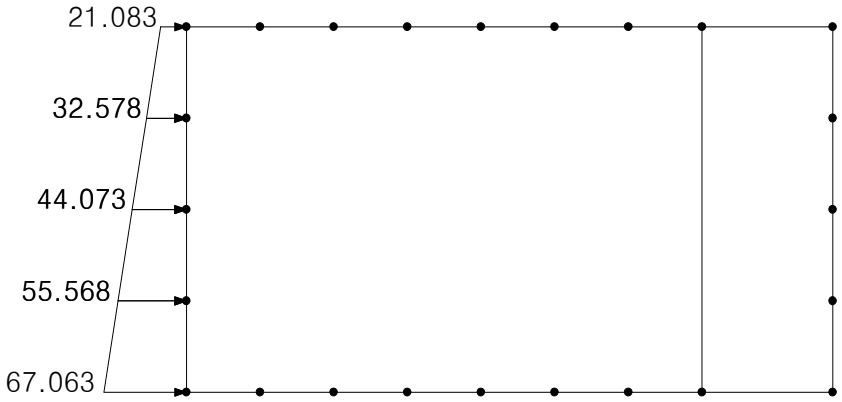
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



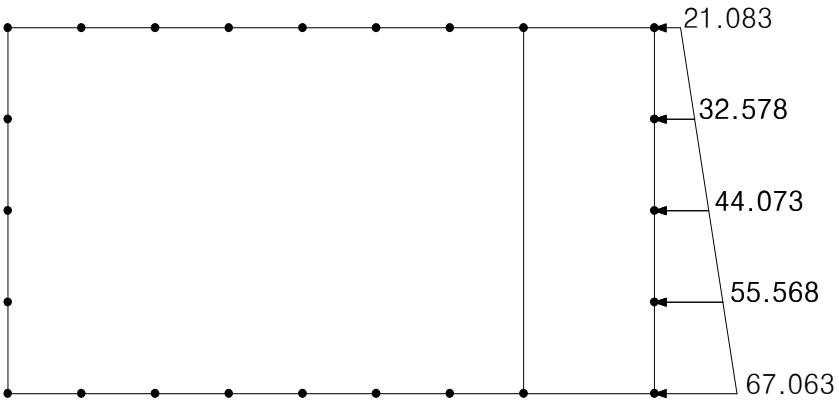
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



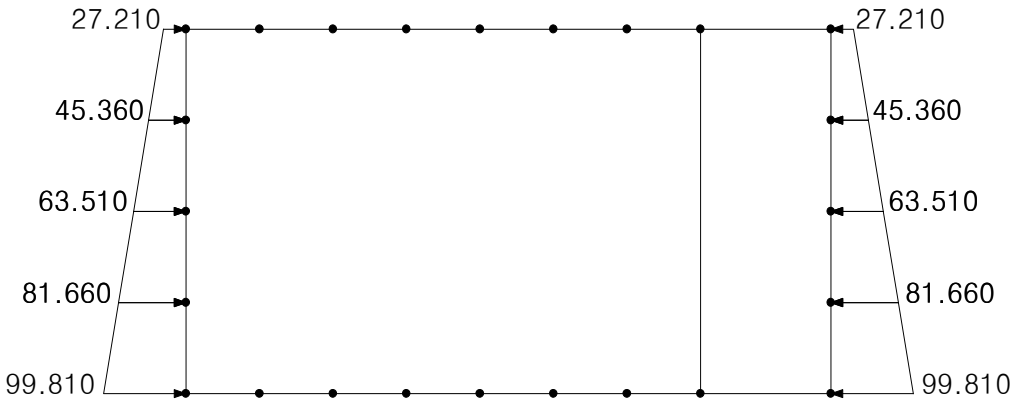
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



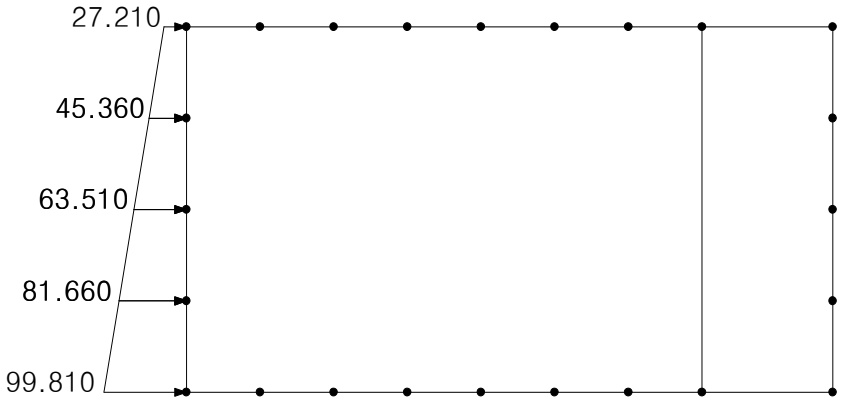
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



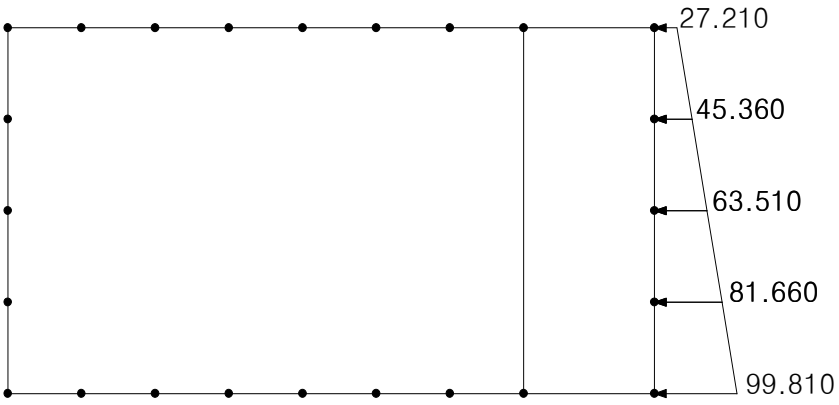
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



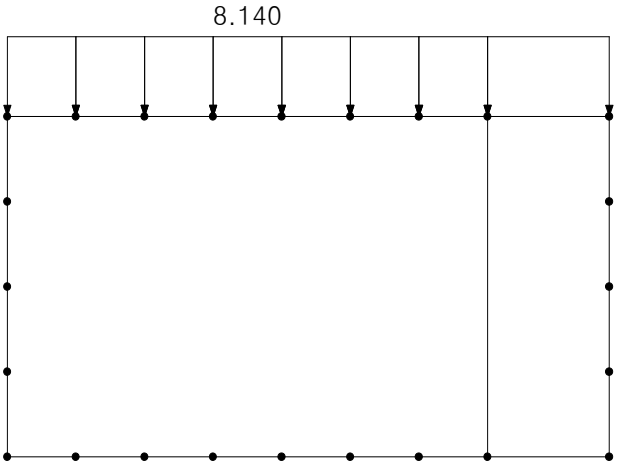
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



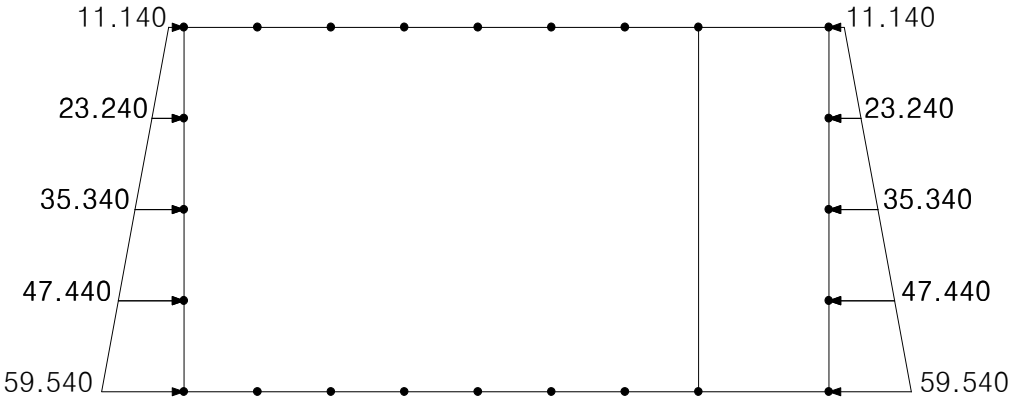
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



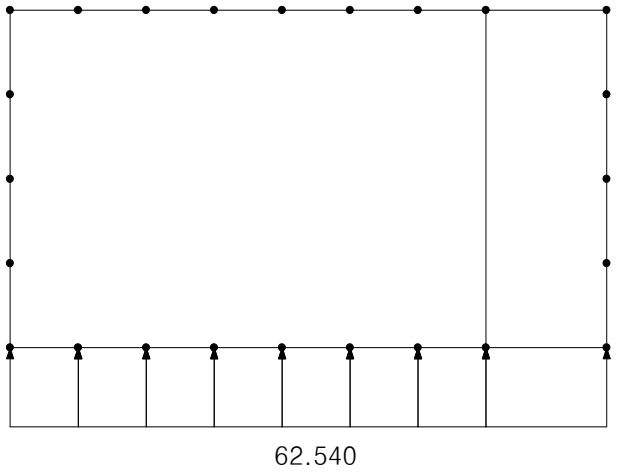
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

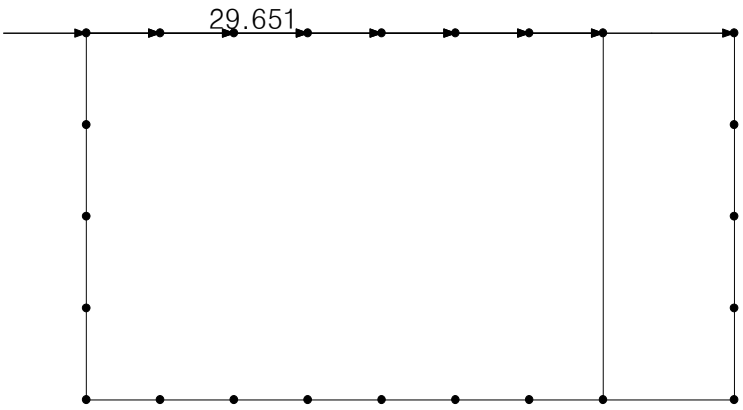


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

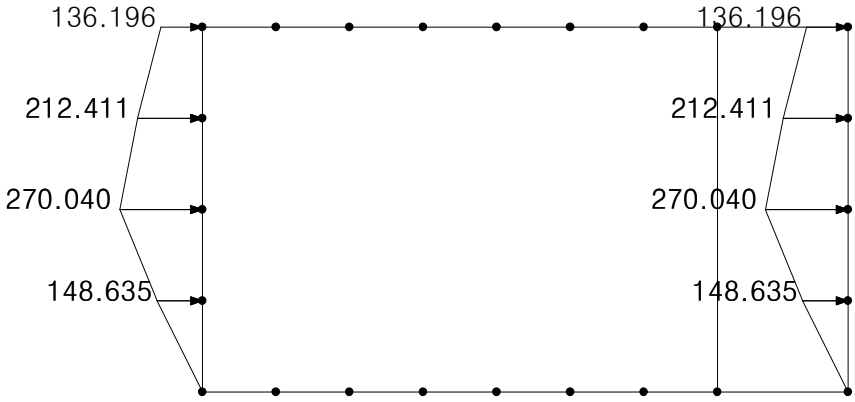


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

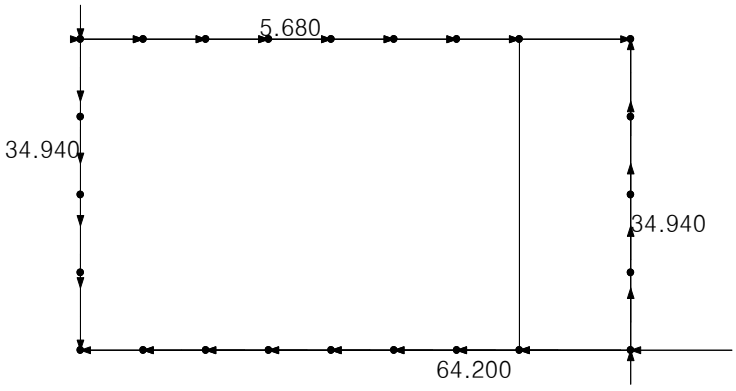
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



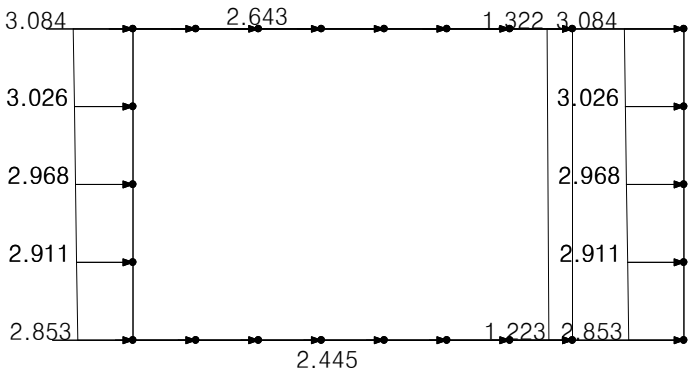
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

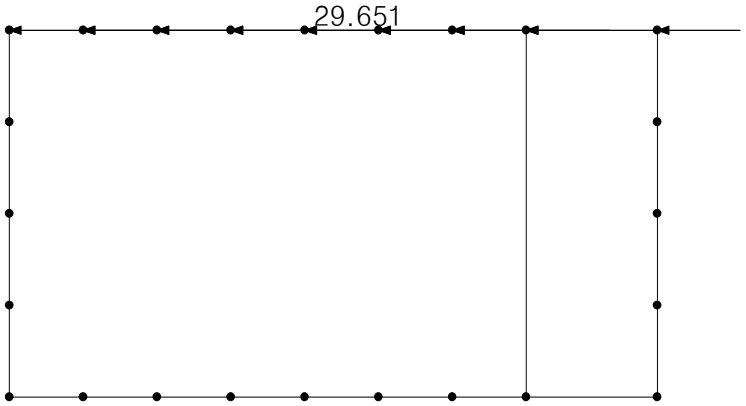


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

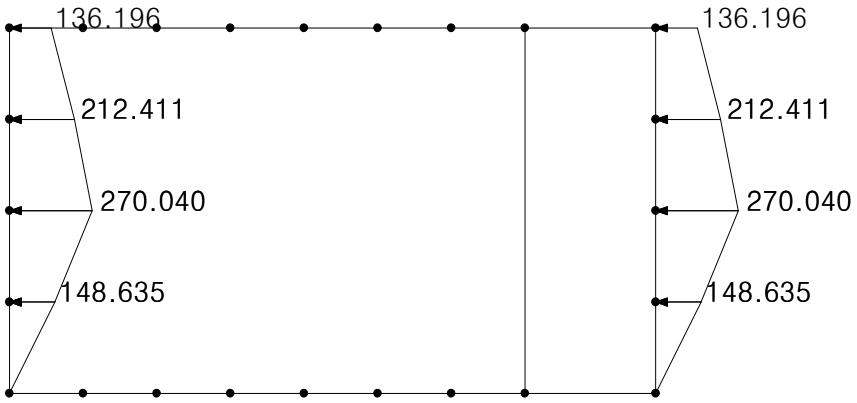


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

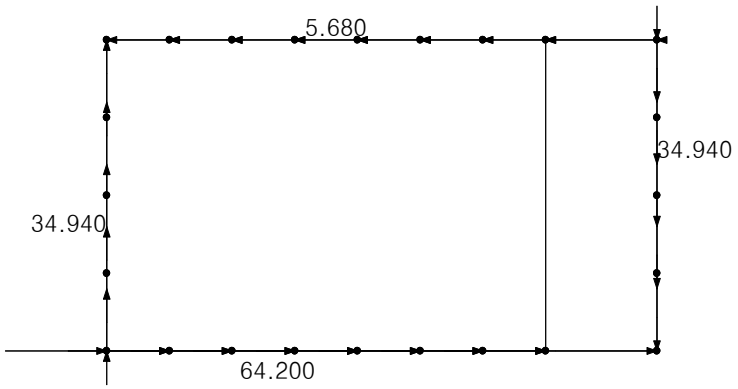
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



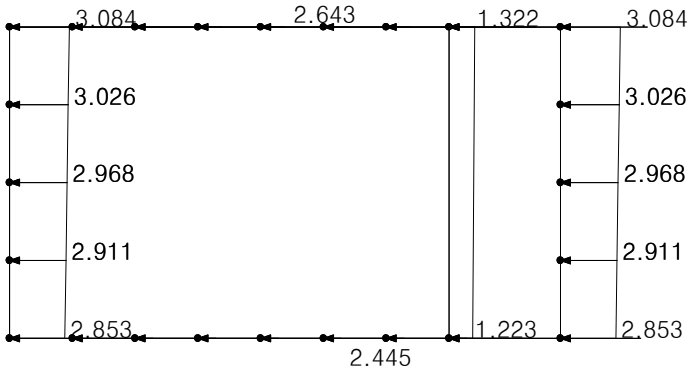
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 1.814 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

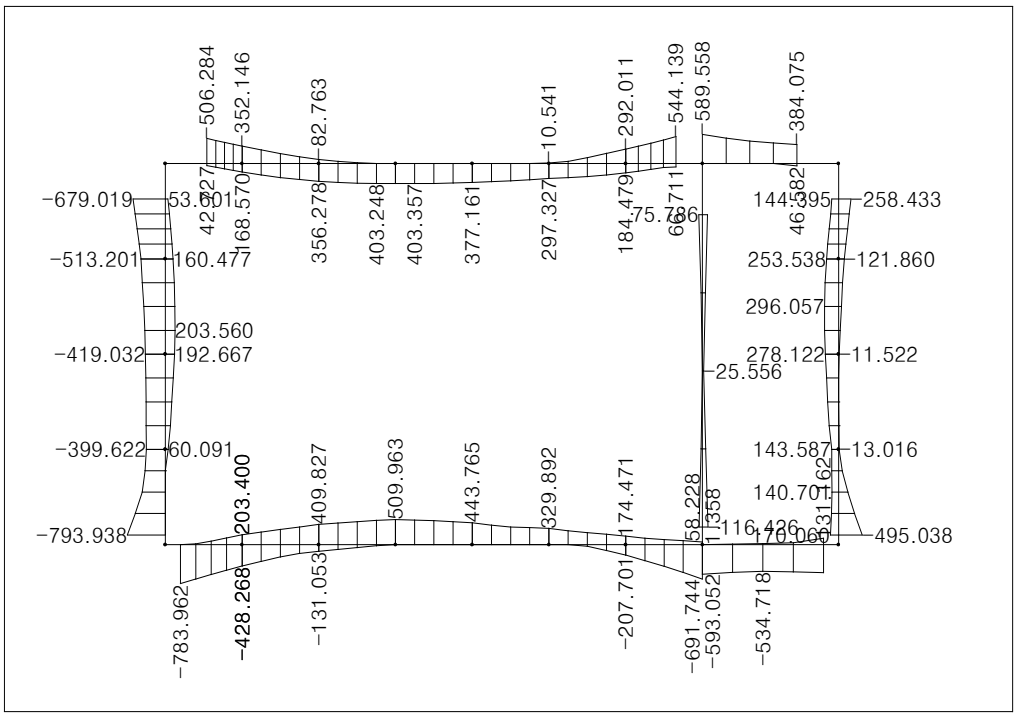
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

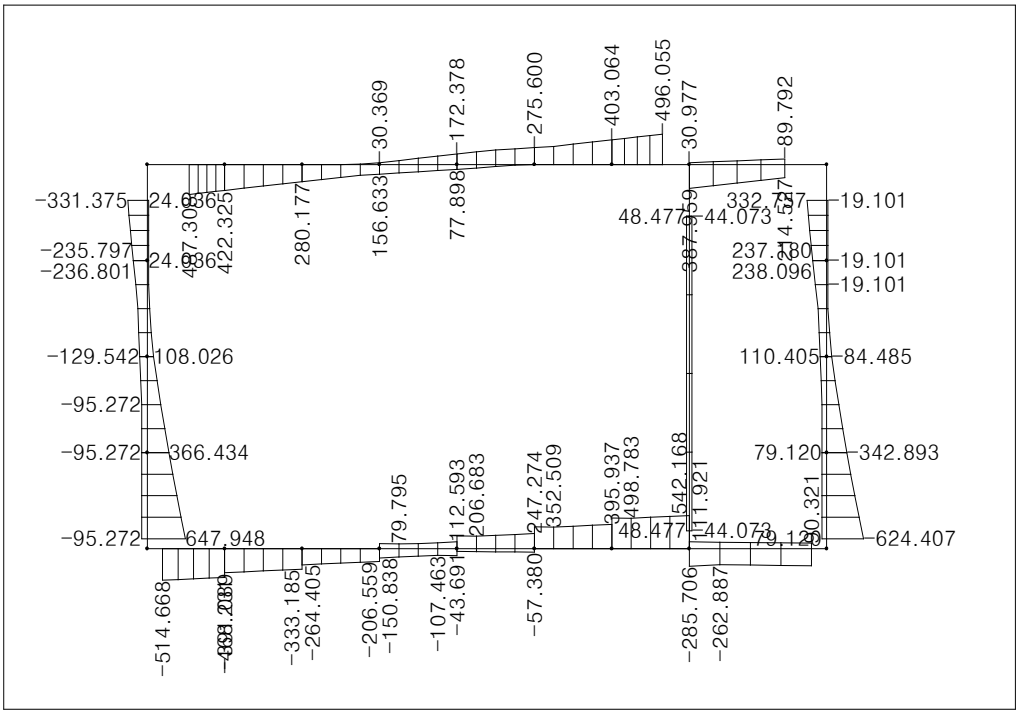
14. 단면력정리

14.1 상시

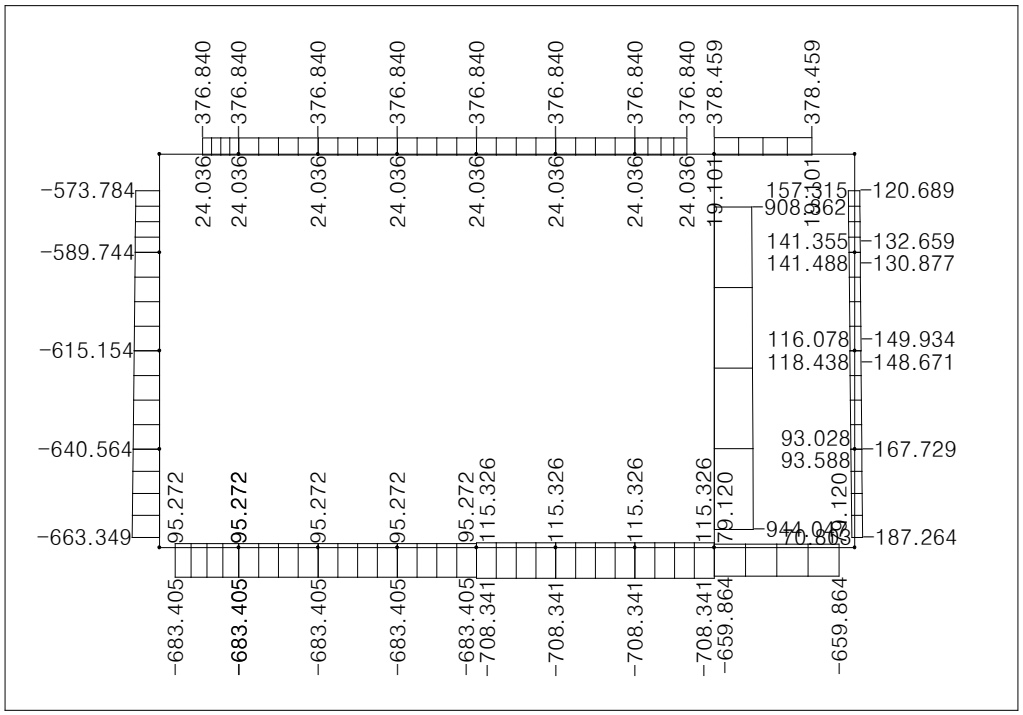
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



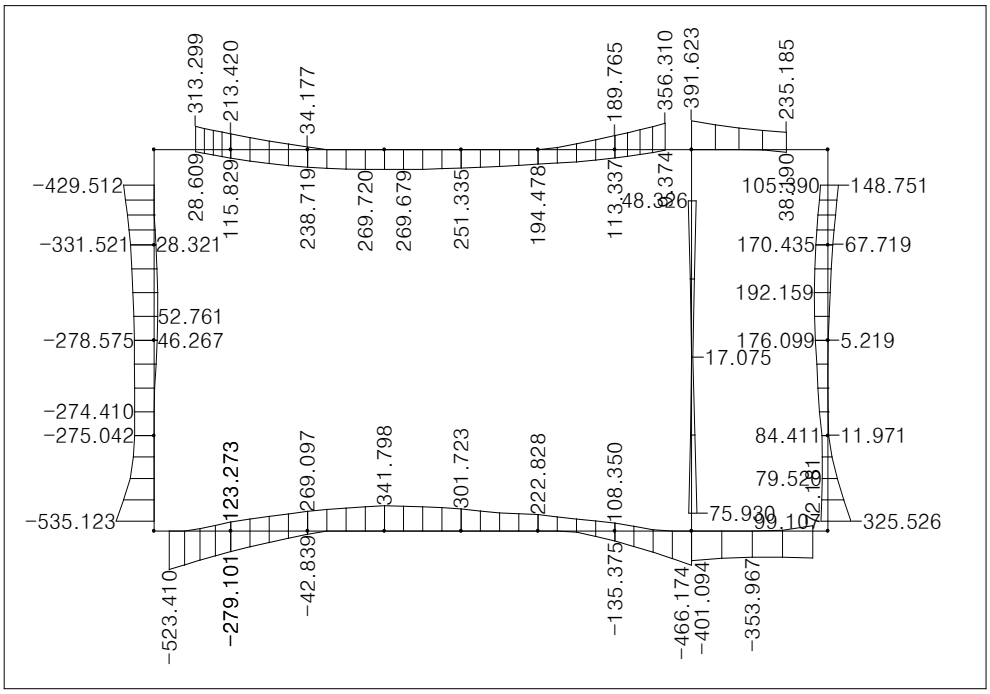
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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



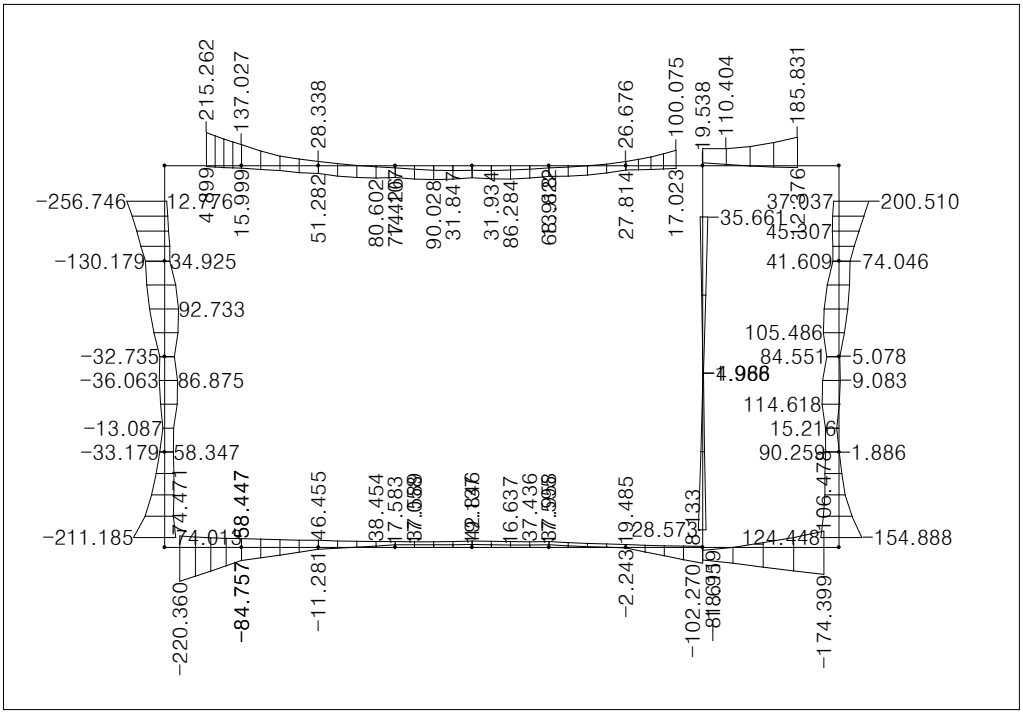
5) 단면력 정리

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	506.28	445.33	376.84	313.30	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	42.73	445.33	376.84	28.61	1000.00	600.00	
		중앙부	3	400.28	117.25	376.84	267.34	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	544.14	454.07	376.84	356.31	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	66.71	454.07	376.84	9.37	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	589.56	297.77	378.46	391.62	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	297.77	378.46	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	455.22	214.53	378.46	292.92	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	0.00	214.53	378.46	0.00	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	384.08	256.15	378.46	235.19	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	46.58	256.15	378.46	38.19	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	0.00	477.60	683.41	0.00	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	783.96	477.60	683.41	523.41	1000.00	600.00	
		중앙부	14	484.20	121.92	683.41	327.87	1000.00	600.00	
		우측	15	691.74	505.10	708.34	466.17	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	16	1.36	264.47	659.86	0.00	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	17	593.05	264.47	659.86	401.09	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	21.49	272.61	659.86	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	534.72	272.61	659.86	353.97	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	131.16	268.11	659.86	72.18	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	562.62	268.11	659.86	368.34	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	679.02	277.41	573.78	429.51	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	53.60	277.41	573.78	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	419.03	129.54	615.15	278.58	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	192.67	129.54	615.15	46.27	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	793.94	442.24	663.35	535.12	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	0.00	442.24	663.35	0.00	1000.00	700.00	

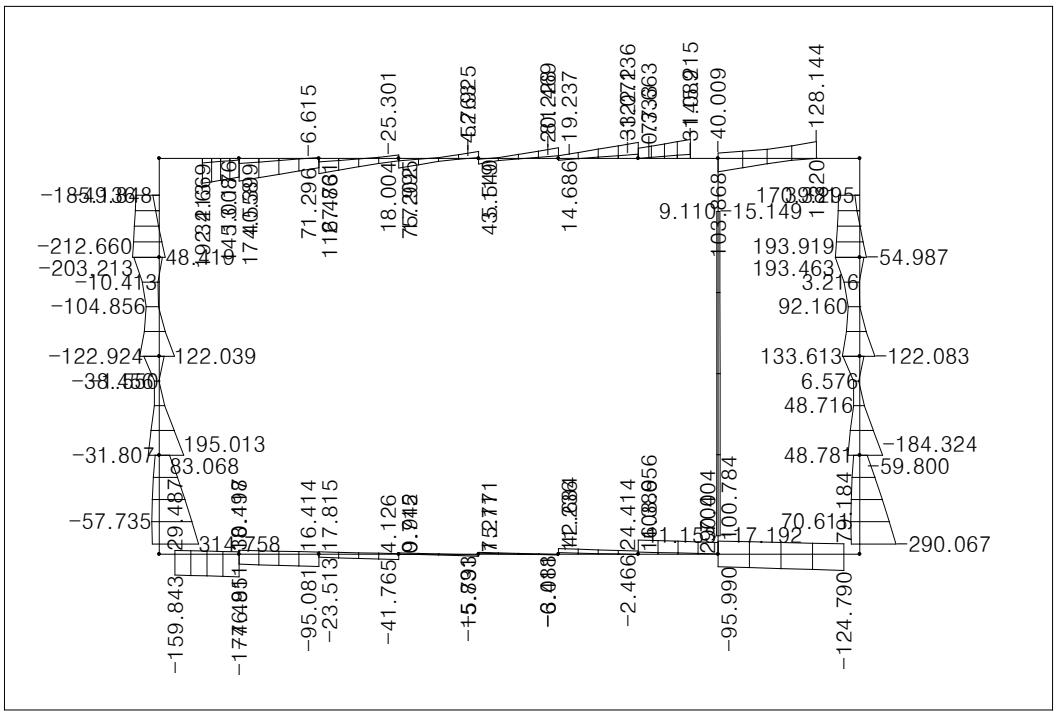
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	258.43	278.79	157.32	148.75	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	144.40	278.79	157.32	105.39	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	11.52	110.41	149.93	5.22	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	278.12	110.41	149.93	176.10	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	495.04	418.70	187.26	325.53	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	170.06	418.70	187.26	99.11	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

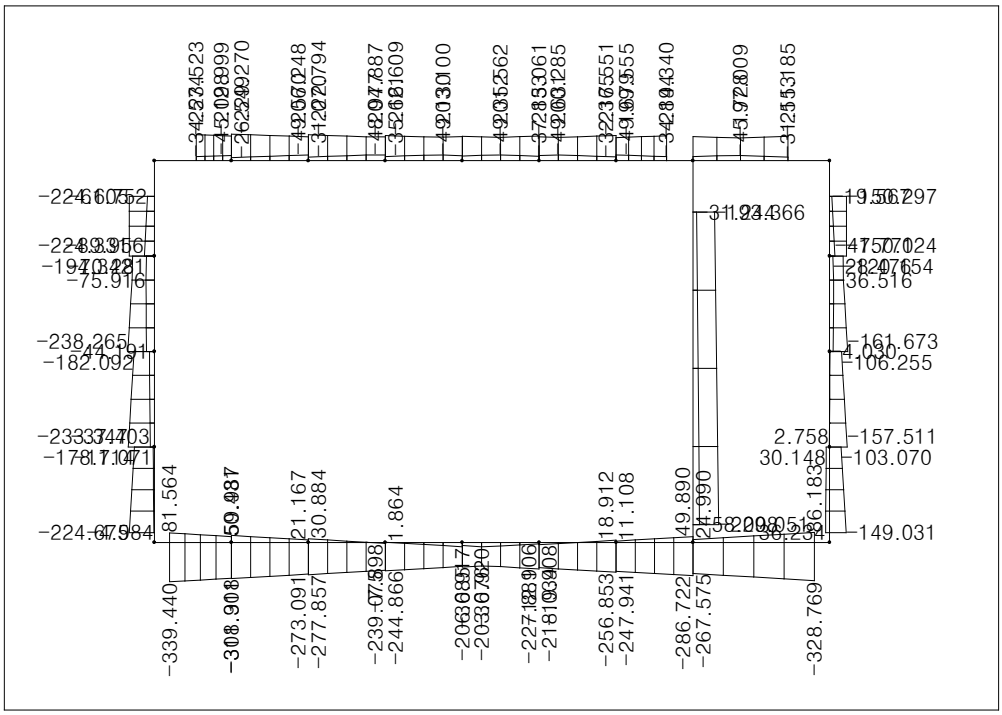
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



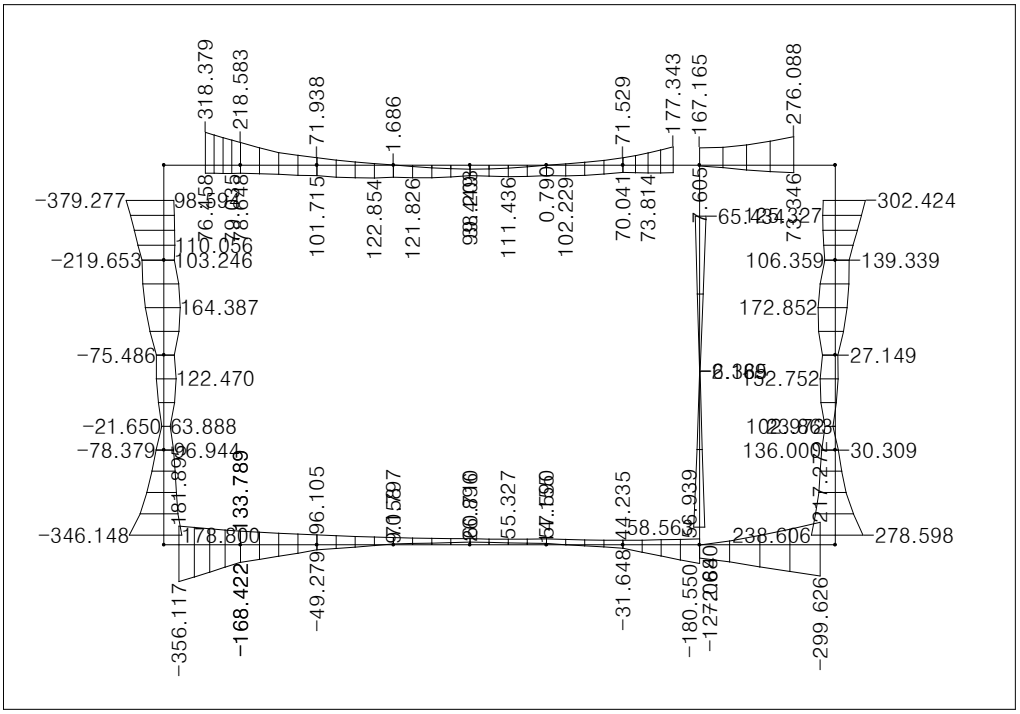
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	215.26	161.72	223.52	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	4.90	161.72	223.52	1000.00	600.00	
		중앙부	3	90.03	23.61	210.86	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	100.08	114.71	214.34	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	17.02	114.71	214.34	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	111.32	71.57	207.01	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	71.57	207.01	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	125.61	128.14	211.19	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	2.57	128.14	211.19	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	185.83	97.62	211.19	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	12.38	97.62	211.19	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	74.47	171.54	339.44	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	220.36	171.54	339.44	1000.00	600.00	
		중앙부	14	37.67	6.70	277.86	1000.00	600.00	
		우측	15	102.27	102.10	286.72	1000.00	600.00	

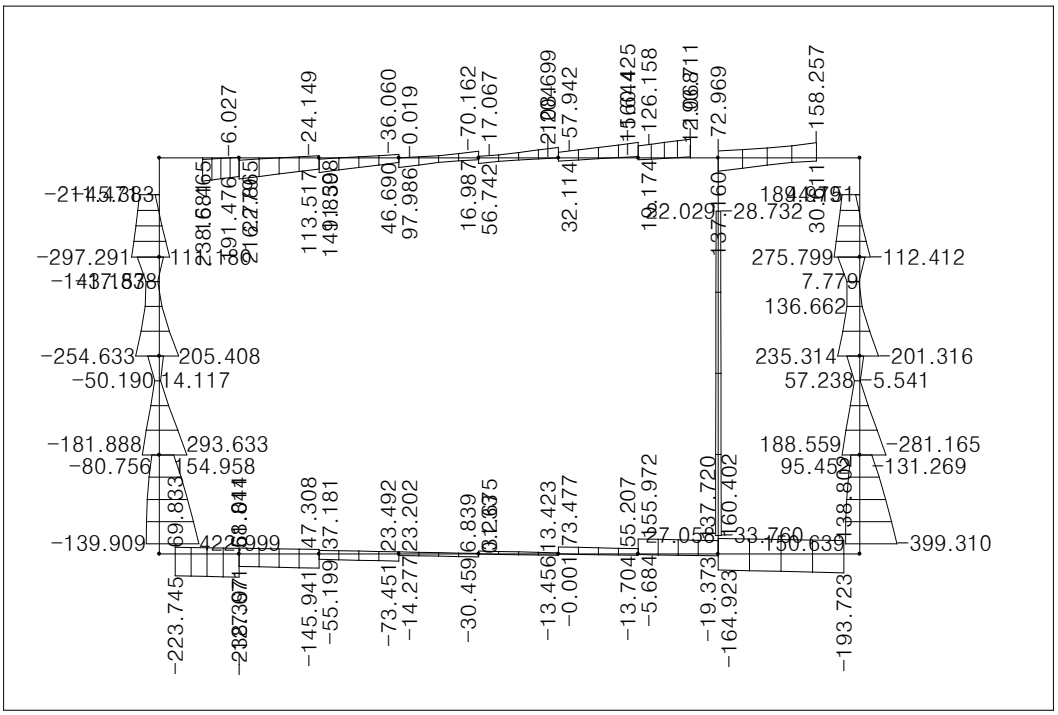
하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	16	0.00	107.69	267.58	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	17	81.61	107.69	267.58	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	31.33	117.59	313.47	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	128.50	117.59	313.47	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	106.48	113.09	328.77	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	174.40	113.09	328.77	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	256.75	200.02	224.61	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	12.78	200.02	224.61	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	32.74	156.02	238.27	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	65.44	156.02	238.27	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	211.19	155.07	224.68	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	74.01	155.07	224.68	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	200.51	181.28	150.30	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	37.04	181.28	150.30	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	5.08	133.61	161.67	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	84.55	133.61	161.67	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	154.89	130.38	149.03	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	124.45	130.38	149.03	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

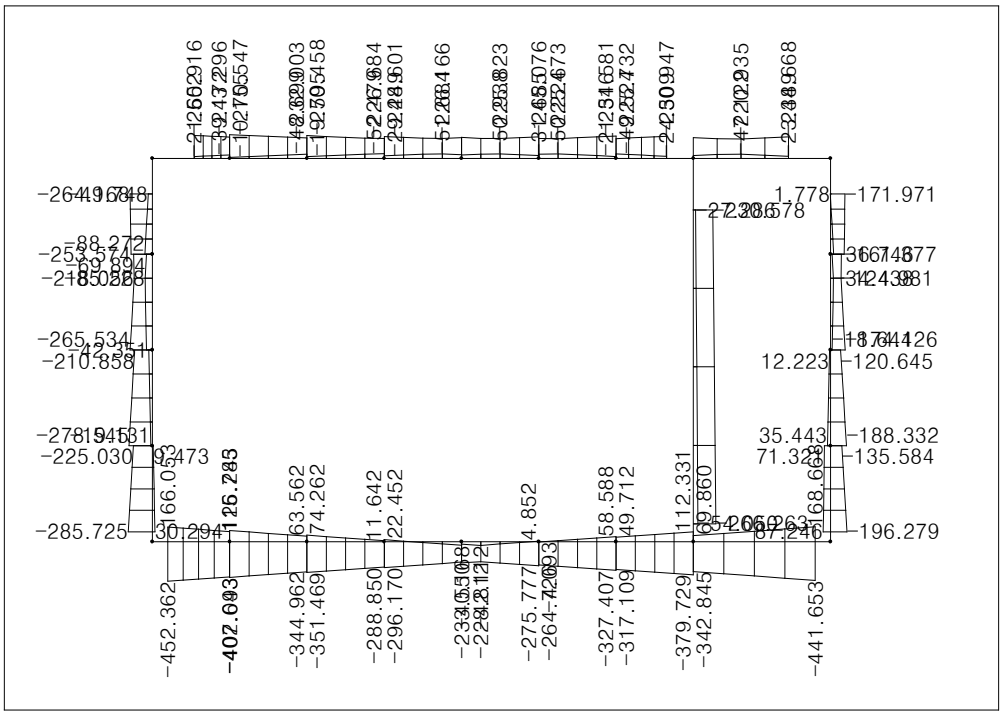
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	318.38	208.19	260.92	1000.00	699.95	
		좌측 (하면)	2	76.46	208.19	260.92	1000.00	600.00	
		중앙부	3	120.23	46.40	238.97	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	177.34	163.21	250.95	1000.00	699.97	
		우측 (하면)	5	72.40	163.21	250.95	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	167.17	104.30	235.55	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	7.61	104.30	235.55	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	197.05	158.26	244.67	1000.00	608.34	
		중앙부 (하면)	9	45.17	158.26	244.67	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	276.09	127.74	244.67	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	73.35	127.74	244.67	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	181.90	235.44	452.36	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	356.12	235.44	452.36	1000.00	600.00	
		중앙부	14	62.59	21.33	351.47	1000.00	600.00	
		우측	15	180.55	149.42	379.73	1000.00	600.00	

하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	16	0.00	176.62	342.85	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	17	127.07	176.62	342.85	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	18	92.37	186.52	416.95	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	19	211.95	186.52	416.95	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	20	217.27	182.02	441.65	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	21	299.63	182.02	441.65	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	379.28	259.80	264.17	1000.00	812.00	
		상부 (내측)	23	98.59	259.80	264.17	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	24	75.49	254.63	265.53	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	25	105.49	254.63	265.53	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	26	346.15	242.86	285.73	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	27	178.80	242.86	285.73	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	302.42	238.31	171.97	1000.00	821.33	
		상부 (내측)	29	120.27	238.31	171.97	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	30	27.15	137.20	174.13	1000.00	700.00	
		중앙부 (내측)	31	128.81	137.20	174.13	1000.00	700.00	
		하부 (외측)	32	278.60	219.17	196.28	1000.00	700.00	
		하부 (내측)	33	238.61	219.17	196.28	1000.00	700.00	

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	-506.28	-	-318.38	-215.26	-506.28	
		좌측 (하면)	2	42.73	-	76.46	4.90	76.46	
		중앙부	3	400.28	-	120.23	90.03	400.28	
		우측 (상면)	4	-544.14	-	-177.34	-100.08	-544.14	
		우측 (하면)	5	66.71	-	72.40	17.02	72.40	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-589.56	-	-167.17	-111.32	-589.56	
		좌측 (하면)	7	-	-	7.61	-	7.61	
		중앙부 (상면)	8	-455.22	-	-197.05	-125.61	-455.22	
		중앙부 (하면)	9	-	-	45.17	2.57	45.17	
		우측 (상면)	10	-384.08	-	-276.09	-185.83	-384.08	
		우측 (하면)	11	46.58	-	73.35	12.38	73.35	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	181.90	74.47	181.90	
		좌측 (하면)	13	-783.96	-	-356.12	-220.36	-783.96	
		중앙부	14	484.20	-	62.59	37.67	484.20	
		우측	15	-691.74	-	-180.55	-102.27	-691.74	
	2 경간	좌측 (상면)	16	1.36	-	-	-	1.36	
		좌측 (하면)	17	-593.05	-	-127.07	-81.61	-593.05	
		중앙부 (상면)	18	21.49	-	92.37	31.33	92.37	
		중앙부 (하면)	19	-534.72	-	-211.95	-128.50	-534.72	
		우측 (상면)	20	131.16	-	217.27	106.48	217.27	
		우측 (하면)	21	-562.62	-	-299.63	-174.40	-562.62	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-679.02	-	-379.28	-256.75	-679.02	
		상부 (내측)	23	53.60	-	98.59	12.78	98.59	
		중앙부 (외측)	24	-419.03	-	-75.49	-32.74	-419.03	
		중앙부 (내측)	25	192.67	-	105.49	65.44	192.67	
		하부 (외측)	26	-793.94	-	-346.15	-211.19	-793.94	
		하부 (내측)	27	-	-	178.80	74.01	178.80	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-258.43	-	-302.42	-200.51	-302.42	
		상부 (내측)	29	144.40	-	120.27	37.04	144.40	
		중앙부 (외측)	30	-11.52	-	-27.15	-5.08	-27.15	
		중앙부 (내측)	31	278.12	-	128.81	84.55	278.12	
		하부 (외측)	32	-495.04	-	-278.60	-154.89	-495.04	
		하부 (내측)	33	170.06	-	238.61	124.45	238.61	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	445.33	-	208.19	161.72	445.33	
		좌측 (하면)	2	445.33	-	208.19	161.72	445.33	
		중앙부	3	117.25	-	46.40	23.61	117.25	
		우측 (상면)	4	-454.07	-	-163.21	-114.71	-454.07	
		우측 (하면)	5	-454.07	-	-163.21	-114.71	-454.07	
	2경간	좌측 (상면)	6	297.77	-	-104.30	-71.57	297.77	
		좌측 (하면)	7	297.77	-	-104.30	-71.57	297.77	
		중앙부 (상면)	8	214.53	-	-158.26	-128.14	214.53	
		중앙부 (하면)	9	214.53	-	-158.26	-128.14	214.53	
		우측 (상면)	10	256.15	-	-127.74	-97.62	256.15	
		우측 (하면)	11	256.15	-	-127.74	-97.62	256.15	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	12	-477.60	-	-235.44	-171.54	-477.60	
		좌측 (하면)	13	-477.60	-	-235.44	-171.54	-477.60	
		중앙부	14	-121.92	-	-21.33	-6.70	-121.92	
		우측	15	505.10	-	149.42	102.10	505.10	
	2경간	좌측 (상면)	16	-264.47	-	-176.62	-107.69	-264.47	
		좌측 (하면)	17	-264.47	-	-176.62	-107.69	-264.47	
		중앙부 (상면)	18	-272.61	-	-186.52	-117.59	-272.61	
		중앙부 (하면)	19	-272.61	-	-186.52	-117.59	-272.61	
		우측 (상면)	20	-268.11	-	-182.02	-113.09	-268.11	
		우측 (하면)	21	-268.11	-	-182.02	-113.09	-268.11	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	22	-277.41	-	-259.80	-200.02	-277.41	
		상부 (내측)	23	-277.41	-	-259.80	-200.02	-277.41	
		중앙부 (외측)	24	-129.54	-	-254.63	-156.02	-254.63	
		중앙부 (내측)	25	-129.54	-	-254.63	-156.02	-254.63	
		하부 (외측)	26	442.24	-	242.86	155.07	442.24	
		하부 (내측)	27	442.24	-	242.86	155.07	442.24	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	278.79	-	238.31	181.28	278.79	
		상부 (내측)	29	278.79	-	238.31	181.28	278.79	
		중앙부 (외측)	30	110.41	-	137.20	133.61	137.20	
		중앙부 (내측)	31	110.41	-	137.20	133.61	137.20	
		하부 (외측)	32	-418.70	-	-219.17	-130.38	-418.70	
		하부 (내측)	33	-418.70	-	-219.17	-130.38	-418.70	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-376.84	-	-260.92	-223.52	-376.84	
		좌측 (하면)	2	-376.84	-	-260.92	-223.52	-376.84	
		중앙부	3	-376.84	-	-238.97	-210.86	-376.84	
		우측 (상면)	4	-376.84	-	-250.95	-214.34	-376.84	
		우측 (하면)	5	-376.84	-	-250.95	-214.34	-376.84	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-378.46	-	-235.55	-207.01	-378.46	
		좌측 (하면)	7	-378.46	-	-235.55	-207.01	-378.46	
		중앙부 (상면)	8	-378.46	-	-244.67	-211.19	-378.46	
		중앙부 (하면)	9	-378.46	-	-244.67	-211.19	-378.46	
		우측 (상면)	10	-378.46	-	-244.67	-211.19	-378.46	
		우측 (하면)	11	-378.46	-	-244.67	-211.19	-378.46	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-683.41	-	-452.36	-339.44	-683.41	
		좌측 (하면)	13	-683.41	-	-452.36	-339.44	-683.41	
		중앙부	14	-683.41	-	-351.47	-277.86	-683.41	
		우측	15	-708.34	-	-379.73	-286.72	-708.34	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-659.86	-	-342.85	-267.58	-659.86	
		좌측 (하면)	17	-659.86	-	-342.85	-267.58	-659.86	
		중앙부 (상면)	18	-659.86	-	-416.95	-313.47	-659.86	
		중앙부 (하면)	19	-659.86	-	-416.95	-313.47	-659.86	
		우측 (상면)	20	-659.86	-	-441.65	-328.77	-659.86	
		우측 (하면)	21	-659.86	-	-441.65	-328.77	-659.86	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	22	-573.78	-	-264.17	-224.61	-573.78	
		상부 (내측)	23	-573.78	-	-264.17	-224.61	-573.78	
		중앙부 (외측)	24	-615.15	-	-265.53	-238.27	-615.15	
		중앙부 (내측)	25	-615.15	-	-265.53	-238.27	-615.15	
		하부 (외측)	26	-663.35	-	-285.73	-224.68	-663.35	
		하부 (내측)	27	-663.35	-	-285.73	-224.68	-663.35	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	157.32	-	-171.97	-150.30	-171.97	
		상부 (내측)	29	157.32	-	-171.97	-150.30	-171.97	
		중앙부 (외측)	30	-149.93	-	-174.13	-161.67	-174.13	
		중앙부 (내측)	31	-149.93	-	-174.13	-161.67	-174.13	
		하부 (외측)	32	-187.26	-	-196.28	-149.03	-196.28	
		하부 (내측)	33	-187.26	-	-196.28	-149.03	-196.28	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-313.30	-	-	-	-313.30	
		좌측 (하면)	2	28.61	-	-	-	28.61	
		중앙부	3	267.34	-	-	-	267.34	
		우측 (상면)	4	-356.31	-	-	-	-356.31	
		우측 (하면)	5	9.37	-	-	-	9.37	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-391.62	-	-	-	-391.62	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-292.92	-	-	-	-292.92	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-235.19	-	-	-	-235.19	
		우측 (하면)	11	38.19	-	-	-	38.19	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	13	-523.41	-	-	-	-523.41	
		중앙부	14	327.87	-	-	-	327.87	
		우측	15	-466.17	-	-	-	-466.17	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	17	-401.09	-	-	-	-401.09	
		중앙부 (상면)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	19	-353.97	-	-	-	-353.97	
		우측 (상면)	20	72.18	-	-	-	72.18	
		우측 (하면)	21	-368.34	-	-	-	-368.34	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	22	-429.51	-	-	-	-429.51	
		상부 (내측)	23	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	24	-278.58	-	-	-	-278.58	
		중앙부 (내측)	25	46.27	-	-	-	46.27	
		하부 (외측)	26	-535.12	-	-	-	-535.12	
		하부 (내측)	27	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-148.75	-	-	-	-148.75	
		상부 (내측)	29	105.39	-	-	-	105.39	
		중앙부 (외측)	30	-5.22	-	-	-	-5.22	
		중앙부 (내측)	31	176.10	-	-	-	176.10	
		하부 (외측)	32	-325.53	-	-	-	-325.53	
		하부 (내측)	33	99.11	-	-	-	99.11	

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	600	506.28	603.28	2578.59	H22 - 8.0EA	3096.80	1.19
		좌측 (하면)	1	1000	520	76.46	454.86	435.64	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	5.95
		중앙부	2	1000	520	400.28	454.86	2357.14	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.14
		우측 (상면)	3	1000	600	544.14	603.30	2779.73	H22 - 8.0EA	3096.80	1.11
		우측 (하면)	3	1000	520	72.40	389.66	412.36	H19 - 8.0EA	2292.00	5.38
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	667	589.56	673.53	2696.00	H22 - 8.0EA	3096.80	1.14
		좌측 (하면)	4	1000	520	7.61	389.66	43.05	H19 - 8.0EA	2292.00	51.23
		중앙부 (상면)	5	1000	508	455.22	506.82	2764.90	H22 - 8.0EA	3096.80	1.11
		중앙부 (하면)	5	1000	520	45.17	389.66	256.57	H19 - 8.0EA	2292.00	8.63
		우측 (상면)	6	1000	600	384.08	603.33	1937.24	H22 - 8.0EA	3096.80	1.57
		우측 (하면)	6	1000	520	73.35	389.66	417.78	H19 - 8.0EA	2292.00	5.31
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	520	181.90	519.10	1047.20	H22 - 8.0EA	3096.80	2.85
		좌측 (하면)	7	1000	500	783.96	879.05	5057.32	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.12
		중앙부	8	1000	520	484.20	519.10	2877.42	H22 - 8.0EA	3096.80	1.07
		우측	9	1000	500	691.74	795.41	4407.70	H29 - 8.0EA	5139.20	1.15
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	520	1.36	519.10	7.68	H22 - 8.0EA	3096.80	382.14
		좌측 (하면)	10	1000	500	593.05	795.41	3731.18	H29 - 8.0EA	5139.20	1.34
		중앙부 (상면)	11	1000	520	92.37	519.10	527.11	H22 - 8.0EA	3096.80	5.62
		중앙부 (하면)	11	1000	500	534.72	795.41	3339.81	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측 (상면)	12	1000	520	217.27	519.10	1255.32	H22 - 8.0EA	3096.80	2.39
		우측 (하면)	12	1000	500	562.62	795.41	3526.24	H29 - 8.0EA	5139.20	1.41

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	712	679.02	1013.31	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.49
		상부 (내측)	13	1000	620	98.59	1323.97	-	H16 - 8.0EA	4685.60	13.43
		중앙부 (외측)	14	1000	600	419.03	1277.36	-	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5706.80	3.05
		중앙부 (내측)	14	1000	620	192.67	1276.94	-	H16 - 8.0EA	5706.80	6.63
		하부 (외측)	15	1000	600	793.94	1379.45	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.74
		하부 (내측)	15	1000	620	178.80	1383.95	-	H16 - 8.0EA	7335.20	7.74
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	721	302.42	913.74	-	H22 - 8.0EA	4685.60	3.02
		상부 (내측)	16	1000	620	144.39	521.91	-	H16 - 8.0EA	4685.60	3.61
		중앙부 (외측)	17	1000	600	27.15	1248.54	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	3931.60	45.99
		중앙부 (내측)	17	1000	620	278.12	431.67	-	H16 - 8.0EA	3931.60	1.55
		하부 (외측)	18	1000	600	495.04	1091.91	-	H29 - 8.0EA	6728.00	2.21
		하부 (내측)	18	1000	620	238.61	457.97	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.92

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	445.3	578.16	2.00	120.57	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	117.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	324.8	454.1	578.16	2.00	129.31	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	297.8	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	324.8	214.5	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	324.8	256.2	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	477.6	601.29	2.00	134.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	337.8	121.9	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	324.8	505.1	578.16	2.00	180.34	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	337.8	264.5	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	337.8	272.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	337.8	268.1	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	412.5	277.4	716.61	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	414.2	254.6	566.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	416.1	442.2	720.17	2.00	21.79	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	396.6	278.8	700.63	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	17	396.6	137.2	548.68	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	397.5	418.7	701.60	2.00	17.65	H13	150	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.95	599.95	100.00	506.28	445.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.95 - 63.500) / 63.500 = 0.02534

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2578.591 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.201]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (599.95 - a/2) = 603.275 kN.m

≥ Mu (= 506.284 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.192]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 445.327 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (445.327-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 120.567 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 445.327 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	76.46	445.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02524

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 435.635 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.185]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00518

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 454.859 kN.m

≥ Mu (= 76.458 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.949]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 445.327 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (445.327-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 103.440 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 351.381 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 351.381 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 351.381) = 601.286 kN ≥ 445.327 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	400.28	117.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02524

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2357.139 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.143]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00518

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 454.859 kN.m

≥ Mu (= 400.280 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.136]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

≥ Vu (= 117.254 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.97	599.97	100.00	544.14	454.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.97 - 63.500) / 63.500 = 0.02534

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2779.731 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.114]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (599.97 - a/2) = 603.296 kN.m

≥ Mu (= 544.139 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.109]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 454.067 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (454.067-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 129.307 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 454.067 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	72.40	454.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 412.355 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.558]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 72.401 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.382]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 454.067 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (454.067-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 111.843 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 351.381 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 351.381 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 351.381) = 601.286 kN ≥ 454.067 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	766.67	666.67	100.00	589.56	297.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (666.67 - 63.500) / 63.500 = 0.02850

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2696.004 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.149]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00465

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (666.67 - a/2) = 673.526 kN.m

≥ Mu (= 589.558 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 297.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	7.61	297.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 43.048 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 53.243]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 7.605 kN.m) ∴ O.K [안전률 51.234]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 297.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	608.34	508.34	100.00	455.22	214.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (508.33 - 63.500) / 63.500 = 0.02102

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2764.900 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.120]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (508.33 - a/2) = 506.816 kN.m

≥ Mu (= 455.217 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 214.527 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	45.17	214.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 256.573 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.933]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 45.167 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.627]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 214.527 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	384.08	256.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1937.240 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.599]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 603.329 kN.m

≥ Mu (= 384.075 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.571]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 256.150 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	73.35	256.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 417.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.486]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 73.346 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.313]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 256.150 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	181.90	477.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02157

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1047.197 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.957]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 519.099 kN.m

≥ Mu (= 181.895 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.854]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

< Vu (= 477.601 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (477.601-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 134.472 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 351.381 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 351.381 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 351.381) = 601.286 kN ≥ 477.601 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	783.96	477.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 117.830) / 117.830 = 0.00973

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5057.320 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.136]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01149

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 879.048 kN.m

≥ Mu (= 783.962 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 477.601 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (477.601-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 152.842 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 477.601 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	484.20	121.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02157

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2877.421 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.076]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 519.099 kN.m

≥ Mu (= 484.196 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 121.923 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	691.74	505.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01123

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4407.695 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.166]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 795.408 kN.m

≥ Mu (= 691.744 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.150]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 505.098 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (505.098-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 180.338 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 505.098 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	1.36	264.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02157

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 403.011]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 519.099 kN.m

≥ Mu (= 1.358 kN.m) ∴ O.K [안전률 382.144]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 264.465 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	593.05	264.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01123

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3731.183 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.377]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 795.408 kN.m

≥ Mu (= 593.052 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 264.465 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	92.37	272.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02157

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 527.115 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.875]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 519.099 kN.m

≥ Mu (= 92.371 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.620]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 272.612 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	534.72	272.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01123

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3339.813 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.539]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 795.408 kN.m

≥ Mu (= 534.718 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.488]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 272.612 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	217.27	268.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02157

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1255.323 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.467]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00596

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 519.099 kN.m

≥ Mu (= 217.272 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.389]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 268.112 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	562.62	268.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01123

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3526.244 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.457]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 795.408 kN.m

≥ Mu (= 562.619 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.414]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 268.112 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	812	100	712	573.784	679.019	1183.4

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 812.0 x 1000.0 = 18635400.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (18635400.0 x 406.00 + 1238720.0 x 100.000 + 635520.0 x 732.000) / 20509640.0

= 397.620 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 427.20 mm, ab = k1 x cb = 363.12 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 363120.000 = 8333.604 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 8333.604 + 599.057 - 1238.720 = 7693.941 kN

Mb = Cc x 530.440 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2509.209 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 326.128 mm, e = Mu/Pu = 1183.405 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 105.28 mm, a = k1 x c = 89.48 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 89484.902 = 2053.679 kN

∑Csi = 192.415 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2053.679 + 192.415 - 1238.720 = 1007.374 kN

Mn = Cc x 667.258 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1192.124 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1183.398)| = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 812.00 - 100.00 = 712.000 mm

c = 105.276 mm, a = k1 x c = 89.485 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (712.00-105.28) / 105.28 = 0.01729

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14265.364 kN ≥ Pn = 1007.374 kN

ΦPn = 0.85 x 1007.374 = 856.268 kN ≥ Pu = 573.784 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.183 = 1013.311 kN.m ≥ Mu = 679.019 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 412.529 kN

≥ Vu (= 277.405 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	573.784	98.594	171.8

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 1238720.0 x 600.000) / 17939240.0

= 357.698 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 1167.648 - 635.520 = 7788.918 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1796.124 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 230.600 mm, e = Mu/Pu = 171.832 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 461.20 mm, a = k1 x c = 392.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 392017.365 = 8996.799 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 328.241 kN

Pn = 8996.799 + 1167.648 - 328.241 = 9836.206 kN

Mn = Cc x 423.991 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1690.251 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=171.840)| = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 461.197 mm, a = k1 x c = 392.017 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-461.20) / 461.20 = 0.00103

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14265.364 kN ≥ Pn = 9836.206 kN

ΦPn = 0.78 x 9836.206 = 7705.028 kN ≥ Pu = 573.784 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.172 = 1323.968 kN.m ≥ Mu = 98.594 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 426.280 kN

≥ Vu (= 277.405 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	615.154	419.032	681.2

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1647200.0 x 100.000 + 635520.0 x 620.000) / 18347720.0

= 336.908 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 7022.700 + 599.057 - 1647.200 = 5974.557 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.237 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 340.651 mm, e = Mu/Pu = 681.182 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.11 mm, a = k1 x c = 147.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147147.560 = 3377.037 kN

∑Csi = 476.286 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pn = 3377.037 + 476.286 - 1647.200 = 2206.123 kN

Mn = Cc x 526.426 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1502.781 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=681.187)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 173.115 mm, a = k1 x c = 147.148 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-173.11) / 173.11 = 0.00740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14573.399 kN ≥ Pn = 2206.123 kN

ΦPn = 0.85 x 2206.123 = 1875.204 kN ≥ Pu = 615.154 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.681 = 1277.356 kN.m ≥ Mu = 419.032 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 414.174 kN

≥ Vu (= 254.633 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	615.154	192.667	313.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 1647200.0 x 600.000) / 18347720.0

= 363.092 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 1552.692 - 635.520 = 8173.962 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1845.327 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 225.757 mm, e = Mu/Pu = 313.201 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 215.44 mm, a = k1 x c = 183.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183122.368 = 4202.658 kN

∑Csi = 1229.419 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 4202.658 + 1229.419 - 635.520 = 4796.558 kN

Mn = Cc x 528.439 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1502.278 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=313.199)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 215.438 mm, a = k1 x c = 183.122 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-215.44) / 215.44 = 0.00563

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14573.399 kN ≥ Pn = 4796.558 kN

ΦPn = 0.85 x 4796.558 = 4077.074 kN ≥ Pu = 615.154 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.313 = 1276.943 kN.m ≥ Mu = 192.667 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 427.980 kN

≥ Vu (= 254.633 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	663.349	793.938	1196.9

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0105) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 620.000) / 18999080.0

= 328.786 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 7022.700 + 599.057 - 2298.560 = 5323.197 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2232.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 419.444 mm, e = Mu/Pu = 1196.863 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 164.16 mm, a = k1 x c = 139.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 139532.161 = 3202.263 kN

∑Csi = 452.243 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 3202.263 + 452.243 - 2298.560 = 1355.946 kN

Mn = Cc x 530.234 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1622.894 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1196.872)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 164.155 mm, a = k1 x c = 139.532 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-164.16) / 164.16 = 0.00797

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15064.590 kN ≥ Pn = 1355.946 kN

ΦPn = 0.85 x 1355.946 = 1152.554 kN ≥ Pu = 663.349 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.197 = 1379.449 kN.m ≥ Mu = 793.938 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 416.090 kN

< Vu (= 442.242 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (442.242 - 416.090) x 150.00 / (400.0 x 600.00 x Φ) = 21.793 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 = 405.440 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (554.787 + 405.440) = 720.170 kN ≥ 442.242 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	663.349	178.8	269.5

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0105) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 600.000) / 18999080.0

= 371.214 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 2166.680 - 635.520 = 8787.950 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1919.409 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 218.414 mm, e = Mu/Pu = 269.541 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 264.51 mm, a = k1 x c = 224.84 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 224837.036 = 5160.010 kN

∑Csi = 2012.499 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 5160.010 + 2012.499 - 635.520 = 6536.989 kN

Mn = Cc x 507.581 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1761.961 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=269.537)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 264.514 mm, a = k1 x c = 224.837 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-264.51) / 264.51 = 0.00403

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.785

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15064.590 kN ≥ Pn = 6536.989 kN

ΦPn = 0.79 x 6536.989 = 5134.482 kN ≥ Pu = 663.349 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.270 = 1383.952 kN.m ≥ Mu = 178.800 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 429.960 kN

< Vu (= 442.242 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (442.242 - 429.960) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 9.905 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 418.955 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (573.280 + 418.955) = 744.176 kN ≥ 442.242 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	821	100	721	171.971	302.424	1758.6

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 821.3 x 1000.0 = 18849600.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (18849600.0 x 410.67 + 1238720.0 x 100.000 + 635520.0 x 741.333) / 20723840.0

= 402.238 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.80 mm, ab = k1 x cb = 367.88 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367880.000 = 8442.846 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 8442.846 + 599.057 - 1238.720 = 7803.183 kN

Mb = Cc x 537.393 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2562.910 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 328.444 mm, e = Mu/Pu = 1758.572 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 89.60 mm, a = k1 x c = 76.16 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 76159.923 = 1747.870 kN

∑Csi = 102.136 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 1747.870 + 102.136 - 1238.720 = 611.287 kN

Mn = Cc x 683.253 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1074.988 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1758.566)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 821.33 - 100.00 = 721.333 mm

c = 89.600 mm, a = k1 x c = 76.160 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (721.33-89.60) / 89.60 = 0.02115

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14265.364 kN ≥ Pn = 611.287 kN

ΦPn = 0.85 x 611.287 = 519.594 kN ≥ Pu = 171.971 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.759 = 913.743 kN.m ≥ Mu = 302.424 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 396.550 kN

≥ Vu (= 278.788 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	171.971	144.395	839.6

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 1238720.0 x 600.000) / 17939240.0

= 357.698 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 1167.648 - 635.520 = 7788.918 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1796.124 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 230.600 mm, e = Mu/Pu = 839.645 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.81 mm, a = k1 x c = 72.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72940.673 = 1673.988 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 942.718 kN

Pn = 1673.988 + 0.000 - 942.718 = 731.271 kN

Mn = Cc x 583.530 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 614.007 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=839.644)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 85.813 mm, a = k1 x c = 72.941 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.81) / 85.81 = 0.01868

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14265.364 kN ≥ Pn = 731.271 kN

ΦPn = 0.85 x 731.271 = 621.580 kN ≥ Pu = 171.971 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.840 = 521.907 kN.m ≥ Mu = 144.395 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 409.768 kN

≥ Vu (= 278.788 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	174.126	27.149	155.9

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 937120.0 x 100.000 + 635520.0 x 620.000) / 17637640.0

= 346.446 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 7022.700 + 599.057 - 937.120 = 6684.637 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1803.257 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 269.761 mm, e = Mu/Pu = 155.918 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 506.61 mm, a = k1 x c = 430.62 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 430615.997 = 9882.637 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 259.137 kN

Pn = 9882.637 + 599.057 - 259.137 = 10222.557 kN

Mn = Cc x 384.692 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1593.976 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=155.927)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 506.607 mm, a = k1 x c = 430.616 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-506.61) / 506.61 = 0.00055

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14037.928 kN ≥ Pn = 10222.557 kN

ΦPn = 0.78 x 10222.557 = 8007.670 kN ≥ Pu = 174.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.156 = 1248.536 kN.m ≥ Mu = 27.149 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 396.636 kN

≥ Vu (= 137.195 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	174.126	278.122	1597.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 937120.0 x 600.000) / 17637640.0

= 353.554 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 883.353 - 635.520 = 7504.623 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1758.333 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 234.300 mm, e = Mu/Pu = 1597.246 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 74.08 mm, a = k1 x c = 62.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 62971.559 = 1445.197 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1127.249 kN

Pn = 1445.197 + 0.000 - 1127.249 = 317.948 kN

Mn = Cc x 588.514 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 507.844 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1597.253)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 74.084 mm, a = k1 x c = 62.972 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-74.08) / 74.08 = 0.02211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14037.928 kN ≥ Pn = 317.948 kN

ΦPn = 0.85 x 317.948 = 270.256 kN ≥ Pu = 174.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.597 = 431.666 kN.m ≥ Mu = 278.122 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 409.857 kN

≥ Vu (= 137.195 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	196.279	495.038	2522.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 2055680.0 x 100.000 + 635520.0 x 620.000) / 18756200.0

= 331.748 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 7022.700 + 599.057 - 2055.680 = 5566.077 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2160.727 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 388.196 mm, e = Mu/Pu = 2522.116 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 117.70 mm, a = k1 x c = 100.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 100048.479 = 2296.113 kN

∑Csi = 268.901 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 2296.113 + 268.901 - 2055.680 = 509.333 kN

Mn = Cc x 549.976 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1284.597 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2522.115)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 117.704 mm, a = k1 x c = 100.048 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-117.70) / 117.70 = 0.01229

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14881.434 kN ≥ Pn = 509.333 kN

ΦPn = 0.85 x 509.333 = 432.933 kN ≥ Pu = 196.279 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.522 = 1091.908 kN.m ≥ Mu = 495.038 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 600.00 = 397.517 kN

< Vu (= 418.701 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (418.701 - 397.517) x 150.00 / (400.0 x 600.00 x Φ) = 17.654 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 = 405.440 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (530.022 + 405.440) = 701.597 kN ≥ 418.701 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	196.279	238.606	1215.6

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 2055680.0 x 600.000) / 18756200.0

= 368.252 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 1937.735 - 635.520 = 8559.005 kN

Mb = Cc x 461.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1892.387 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 221.099 mm, e = Mu/Pu = 1215.648 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 84.44 mm, a = k1 x c = 71.77 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 71770.290 = 1647.128 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1203.918 kN

Pn = 1647.128 + 0.000 - 1203.918 = 443.210 kN

Mn = Cc x 584.115 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 538.789 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1215.651)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 84.436 mm, a = k1 x c = 71.770 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-84.44) / 84.44 = 0.01903

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14881.434 kN ≥ Pn = 443.210 kN

ΦPn = 0.85 x 443.210 = 376.729 kN ≥ Pu = 196.279 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.216 = 457.970 kN.m ≥ Mu = 238.606 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 410.767 kN

< Vu (= 418.701 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (418.701 - 410.767) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 6.398 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 418.955 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (547.690 + 418.955) = 724.983 kN ≥ 418.701 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

28) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 하부_내측

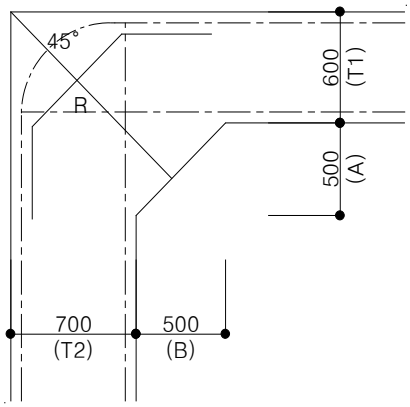
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 429.512 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 429.512 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1272.792 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 429.51 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 1.326 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 429.51 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 3749.518 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3749.518 mm² - 1548.400 mm²

= 2201.118 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2201.118 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2694.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0051815 + √(2 x 0.0363 + (0.0363)²) = 0.235

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.235 /3 = 0.922

fs = Mo / (As x d x j) = 28609069.000 / (2694.400 x 520.000 x 0.922)

= 22.159 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 22.159 x 2694.400 = 59704.133 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0025626 + √(2 x 0.0179 + (0.0179)²) = 0.172

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.172 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 28609069.000 / (1588.800 x 620.000 x 0.943)

= 30.813 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 30.813 x 1588.800 = 48955.663 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

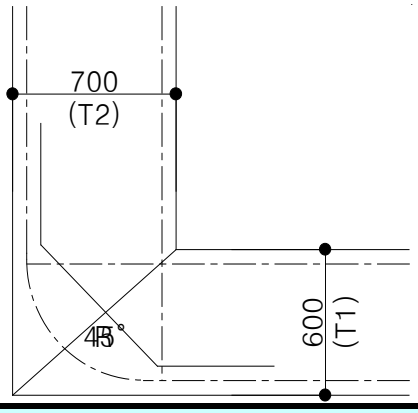
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(59704.133² + 48955.663²) / 180.0

As = 428.939 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 535.123 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 535.123 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 535.12 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 3.148 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 535.12 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 6449.139 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

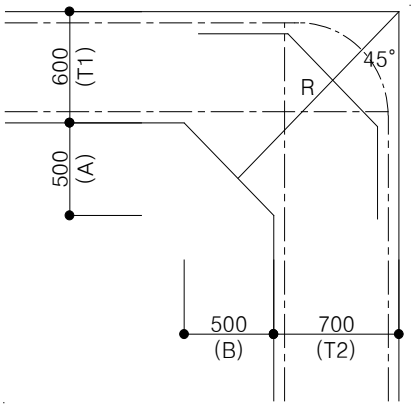
Req'd As = As - Asb
= 6449.139 mm² - 2569.600 mm²
= 3879.539 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3879.539 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 235.185 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 235.185 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 1272.792 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 235.18 \times 10^6}{1272.792^2 \times 1000} = 0.726\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 235.18 \times 10^6}{1272.792 \times 180} = 2053.095\ mm^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2053.095 mm² - 1548.400 mm²
= 504.695 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H13 - 4EA

∴ Total As = 506.800 mm² > Req'd As (= 504.695 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0044077 + √(2 x 0.0309 + (0.0309)²) = 0.219

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

fs = Mo / (As x d x j) = 105390232.000 / (2292.000 x 520.000 x 0.927)

= 95.406 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 95.406 x 2292.000 = 218670.373 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0025626 + √(2 x 0.0179 + (0.0179)²) = 0.172

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.172 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 105390232.000 / (1588.800 x 620.000 x 0.943)

= 113.509 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 113.509 x 1588.800 = 180343.118 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

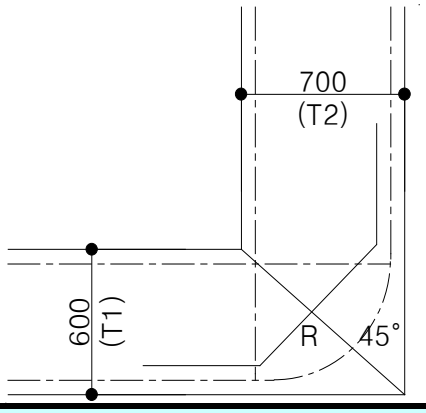
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(218670.373² + 180343.118²) / 180.0

As = 1574.688 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 368.343 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 368.343 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 368.34 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 2.167 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 368.34 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 4439.154 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4439.154 mm² - 2569.600 mm²

= 1869.554 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA

∴ Total As = 2026.800 mm² > Req'd As (= 1869.554 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0029777 + √(2 x 0.0208 + (0.0208)²) = 0.184

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.184 /3 = 0.939

  fs = Mo / (As x d x j) = 99107067.000 / (1548.400 x 520.000 x 0.939)

  = 131.150 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 131.150 x 1548.400 = 203072.211 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0025626 + √(2 x 0.0179 + (0.0179)²) = 0.172

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.172 /3 = 0.943

  fs = Mo / (As x d x j) = 99107067.000 / (1588.800 x 620.000 x 0.943)

  = 106.742 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 106.742 x 1588.800 = 169591.404 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(203072.211² + 169591.404²) / 180.0

  As = 1469.857 ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H22 - 8.0EA	125	351.370	O.K	2.811
		좌측 (하면)	1	520	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	3790.853	O.K	30.327
		중앙부	2	520	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	334.593	O.K	2.677
		우측 (상면)	3	600	H22 - 8.0EA	125	282.114	O.K	2.257
		우측 (하면)	3	520	H19 - 8.0EA	125	9899.000	O.K	79.192
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H22 - 8.0EA	125	289.598	O.K	2.317
		좌측 (하면)	4	520	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H22 - 8.0EA	125	294.295	O.K	2.354
		중앙부 (하면)	5	520	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	600	H22 - 8.0EA	125	542.042	O.K	4.336
		우측 (하면)	6	520	H19 - 8.0EA	125	2429.685	O.K	19.437
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	303.241	O.K	2.426
		중앙부	8	520	H22 - 8.0EA	125	300.223	O.K	2.402
		우측	9	500	H29 - 8.0EA	125	304.413	O.K	2.435
	2경간	좌측 (상면)	10	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	500	H29 - 8.0EA	125	388.489	O.K	3.108
		중앙부 (상면)	11	520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H29 - 8.0EA	125	468.671	O.K	3.749
		우측 (상면)	12	520	H22 - 8.0EA	125	1717.822	O.K	13.743
		우측 (하면)	12	500	H29 - 8.0EA	125	442.037	O.K	3.536

좌측벽체	1층	상부	13	712	H22 - 8.0EA	125	277.320	O.K	2.219
		상부	13	620	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	600	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	635.077	O.K	5.081
		중앙부	14	620	H16 - 8.0EA	125	1685.694	O.K	13.486
		하부	15	600	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	397.694	O.K	3.182
		하부	15	620	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	721	H22 - 8.0EA	125	1170.228	O.K	9.362
		상부	16	620	H16 - 8.0EA	125	740.029	O.K	5.920
		중앙부	17	600	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	21054.846	O.K	168.439
		중앙부	17	620	H16 - 8.0EA	125	373.608	O.K	2.989
		하부	18	600	H29 - 8.0EA	125	684.218	O.K	5.474
		하부	18	620	H16 - 8.0EA	125	786.946	O.K	6.296

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.299 x 1000000 / [3096.800 x (599.946 - 141.051/3)]
= 182.968 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x599.9/(7x3096.800)]
= 141.051 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 182.97) - 2.5 x 89.00 = 351.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 182.97) = 459.10 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 351.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 351.37 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 28.609 x 1000000 / [2694.400 x (520.000 - 122.458/3)]
= 22.159 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2694.400)]
= 122.458 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 22.16) - 2.5 x 69.00 = 4566.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 22.16) = 3790.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3790.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3790.85 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 267.339 x 1000000 / [2694.400 x (520.000 - 122.458/3)]
= 207.063 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2694.400)]
= 122.458 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 207.06) - 2.5 x 69.00 = 334.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 207.06) = 405.67 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 334.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 334.59 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 356.310 x 1000000 / [3096.800 x (599.966 - 141.054/3)]
= 208.080 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3096.800)]
= 141.054 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 208.08) - 2.5 x 89.00 = 282.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 208.08) = 403.69 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.11 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.374 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 8.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 8.49) - 2.5 x 70.50 = 12197.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 8.49) = 9899.00 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 9899.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 9899.00 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 391.623 x 1000000 / [3096.800 x (666.667 - 149.709/3)]
= 205.039 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x3096.800)]
= 149.709 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 205.04) - 2.5 x 89.00 = 289.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 205.04) = 409.68 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 289.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 289.60 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 292.922 x 1000000 / [3096.800 x (508.335 - 128.352/3)]
= 203.175 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x508.3/(7x3096.800)]
= 128.352 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 203.18) - 2.5 x 89.00 = 294.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 203.18) = 413.44 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 294.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 294.29 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 235.185 x 1000000 / [3096.800 x (599.997 - 141.058/3)]
= 137.337 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3096.800)]
= 141.058 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 137.34) - 2.5 x 89.00 = 542.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 137.34) = 611.63 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 542.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 542.04 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 38.190 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 34.572 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 34.57) - 2.5 x 70.50 = 2860.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 34.57) = 2429.68 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2429.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2429.68 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 523.410 x 1000000 / [5746.400 x (500.000 - 164.330/3)]
= 204.582 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5746.400)]
= 164.330 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 204.58) - 2.5 x 84.00 = 303.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 204.58) = 410.59 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 303.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 303.24 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 327.870 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 222.118 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3096.800)]
= 130.028 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 222.12) - 2.5 x 69.00 = 300.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 222.12) = 378.18 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 300.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 300.22 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 466.174 x 1000000 / [5139.200 x (500.000 - 157.076/3)]
= 202.639 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5139.200)]
= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 202.64) - 2.5 x 85.50 = 304.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 202.64) = 414.53 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 304.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 304.41 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 401.094 x 1000000 / [5139.200 x (500.000 - 157.076/3)]
= 174.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5139.200)]
= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 174.35) - 2.5 x 85.50 = 388.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 174.35) = 481.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 388.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 388.49 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 353.967 x 1000000 / [5139.200 x (500.000 - 157.076/3)]
= 153.864 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5139.200)]
= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 153.86) - 2.5 x 85.50 = 468.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 153.86) = 545.94 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 468.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.67 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 72.181 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 48.899 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3096.800)]
= 130.028 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 48.90) - 2.5 x 69.00 = 1974.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 48.90) = 1717.82 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1717.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1717.82 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 368.343 x 1000000 / [5139.200 x (500.000 - 157.076/3)]
= 160.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x5139.200)]
= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 160.11) - 2.5 x 85.50 = 442.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 160.11) = 524.63 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 442.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 442.04 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 429.512 x 1000000 / [3096.800 x (712.000 - 155.350/3)]
= 210.076 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x712.0/(7x3096.800)]
= 155.350 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 210.08) - 2.5 x 89.00 = 277.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 210.08) = 399.86 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.32 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 278.575 x 1000000 / [4118.000 x (600.000 - 159.382/3)]
= 123.700 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4118.000)]
= 159.382 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 123.70) - 2.5 x 85.50 = 635.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 123.70) = 679.06 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 635.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 635.08 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.267 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 49.831 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 49.83) - 2.5 x 72.00 = 1927.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 49.83) = 1685.69 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1685.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1685.69 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 535.123 x 1000000 / [5746.400 x (600.000 - 183.131/3)]
= 172.784 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5746.400)]
= 183.131 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 172.78) - 2.5 x 84.00 = 397.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 172.78) = 486.16 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 397.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.69 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 148.751 x 1000000 / [3096.800 x (721.333 - 156.489/3)]
= 71.781 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x721.3/(7x3096.800)]
= 156.489 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 71.78) - 2.5 x 89.00 = 1240.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 71.78) = 1170.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1170.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1170.23 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.390 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 113.509 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 113.51) - 2.5 x 72.00 = 745.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 113.51) = 740.03 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 740.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 740.03 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5.219 x 1000000 / [2342.800 x (600.000 - 124.839/3)]
= 3.990 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2342.800/1000.0 + 7x2342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2342.800)]
= 124.839 mm

사용철근량 = 2342.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 2342.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 3.99) - 2.5 x 89.00 = 26096.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 3.99) = 21054.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 21054.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 21054.85 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 176.099 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 189.665 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 189.67) - 2.5 x 72.00 = 373.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 189.67) = 442.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 373.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 373.61 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 325.526 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 116.931 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 116.93) - 2.5 x 85.50 = 684.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 116.93) = 718.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 684.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 684.22 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 99.107 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 106.742 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 106.74) - 2.5 x 72.00 = 803.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 106.74) = 786.95 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 786.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 786.95 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 7.100 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 7.100 / 28

T = 0.254 m < 0.600 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

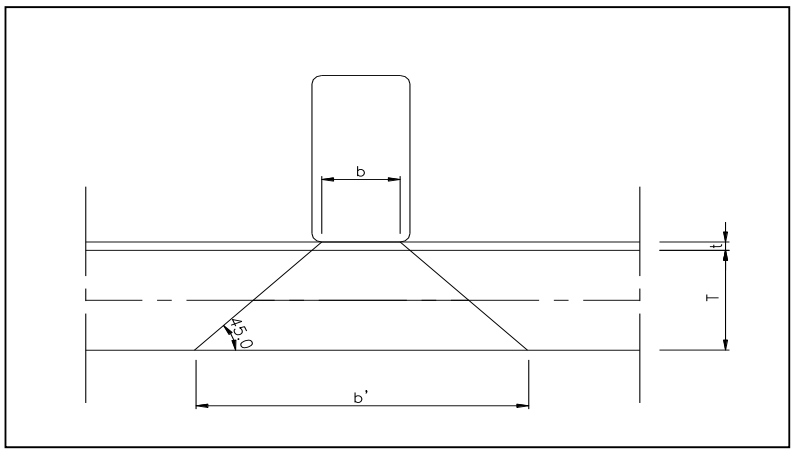
1) 고정하중

- 구체자중 = 480.700 / 9.600 = 50.073 kN/m²
- 상부연직하중 = 36.466 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 39.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

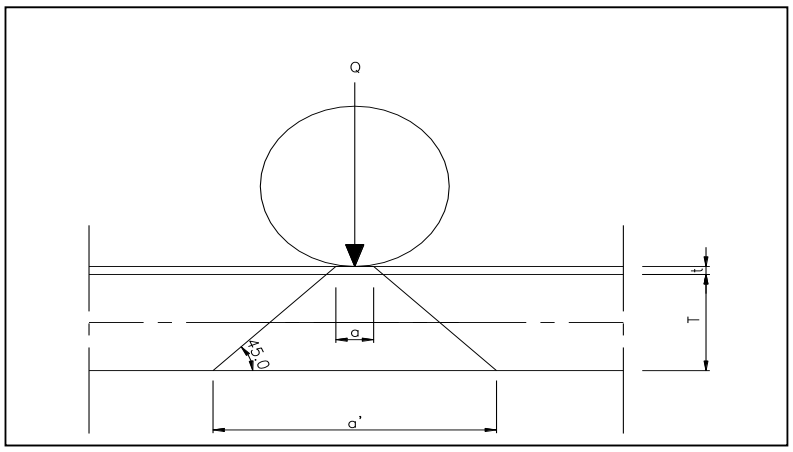


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.040) × cot 45°

= 1.780 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.040) × cot 45°

= 1.480 m

Qz = 96.0 / (1.780 × 1.480)= 36.441 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 50.07 + 36.47 + 39.00 + 0.92 + 36.44

= 162.900 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 510.410 kN/m² ≥ Qmax = 162.900 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000 kN/m
- 하부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000 kN/m
- 벽체	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200 kN/m
	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200 kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800 kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800 kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500 kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968 kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.600	×	1.000	×	19.000			=	182.400 kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.600	×	0.814	×	10.000			=	78.144 kN/m
- 수직수압	:	9.600	×	0.814	×	10.000			=	78.144 kN/m
							∴ Σ		=	856.156 kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 0.814 \times 19.000 + 0.814^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 6.835$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 6.835 = 10.293 kN/m

(3) 저항력

R = 856.156 + 10.293 = 866.449 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.600 \times 6.254 \times 10.000$

$= 600.384$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 866.449 / 600.384$

$= 1.443 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 하부슬래브	:	9.600	×	0.600	×	25.000			=	144.000	kN/m
- 벽체	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.700	×	2.120	×	25.000	×	2	=	74.200	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.600	×	6.600	×	19.000			=	1203.840	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.600	×	-4.786	×	10.000			=	-459.456	kN/m
- 수직수압	:	9.600	×	-4.786	×	10.000			=	-459.456	kN/m
							∴ Σ		=	802.396	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -4.786 \times 19.000 + -4.786^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -176.757$ kN/m

∴ $\sum = 150.618 + -176.757 = -26.139$ kN/m

(3) 저항력

$R = 802.396 + -26.139 = 776.257$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.600 \times 0.654 \times 10.000$

$= 62.784$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 776.257 / 62.784$

$= 12.364 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{144.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{250.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.367 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.367 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{262.500}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.486 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.486 m 이하유지

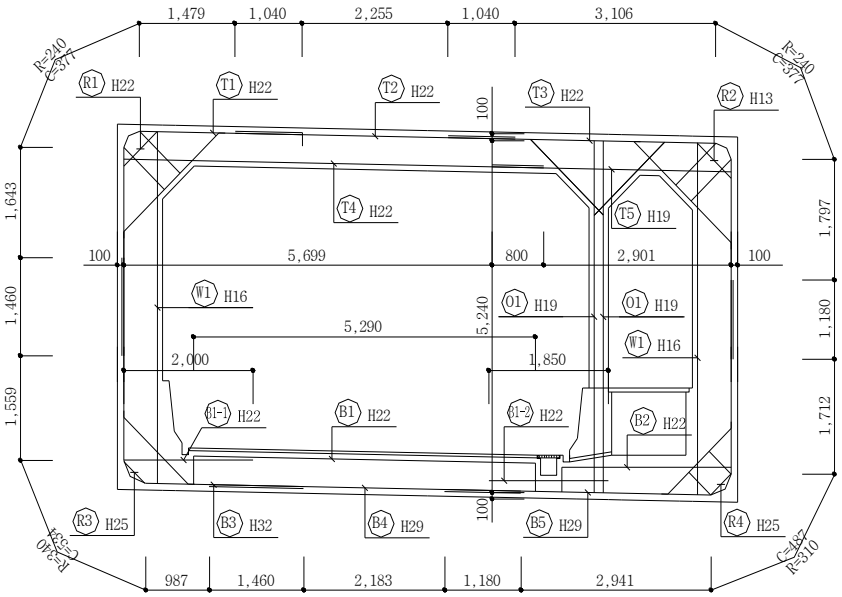
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{512.500}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.853 \text{ m}$$

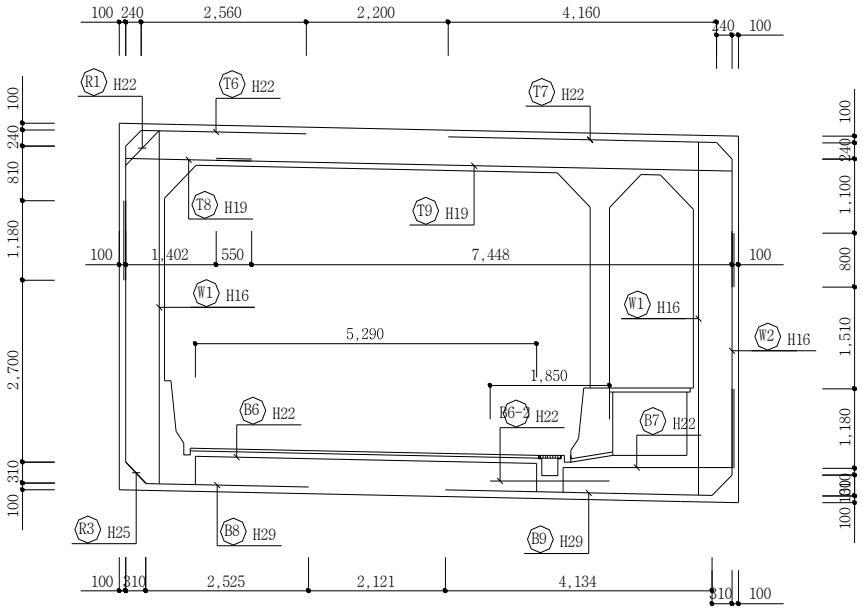
∴ 구조물 저면으로 부터 4.853 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



Ramp C U type 구조계산서

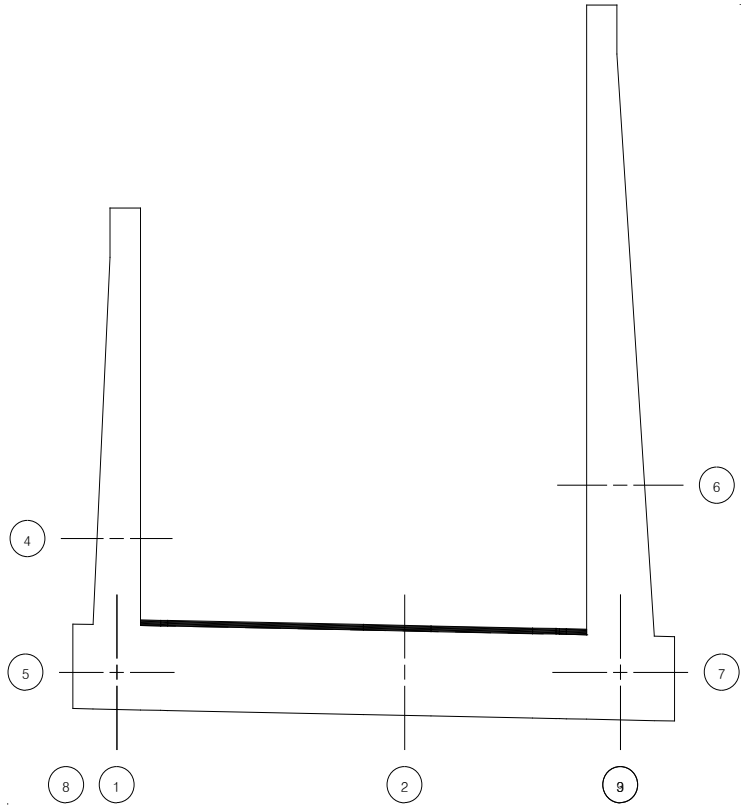
▣ STA. 0K+765.0 (BLOCK1 : U1)
▣ 토 피(FH) = -0.72 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 5.919M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	85.938	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	490.991	710.422	1.447	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1199.90	2256.64	3294.26	H32 - 8.0EA	6353.60	1.88
		중앙부(상면)	2	1000	1120	579.55	857.23	1540.38	H19 - 8.0EA	2292.00	1.48
		중앙부(하면)	2	1000	1100	2074.24	2256.64	5813.87	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측배수구	3	1000	800	2786.09	2977.92	11745.90	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.07
		우측	3	1000	1050	3177.28	4058.03	9677.17	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	538	411.13	735.85	2334.41	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4322.80	1.79
		하부	5	1000	600	871.50	1176.52	4576.23	H32 - 8.0EA	6353.60	1.35
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	702	1238.48	2211.47	5572.19	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	10676.40	1.79
		하부	7	1000	850	2993.33	3193.94	11780.35	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.07
부상방지턱		좌측	8	1000	1100	235.84	424.71	633.77	H19 - 4.0EA	1146.00	1.80
		우측	9	1000	1120	109.35	432.51	287.80	H19 - 4.0EA	1146.00	3.96

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측배수구	3	1800.0	1986.0	O.K	1425.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	1283.0	1986.0	O.K	962.2	1986.0	O.K
		하부	5	1371.3	1986.0	O.K	1028.4	1986.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1714.8	1986.0	O.K	1286.1	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1438.6	1986.0	O.K
부상방지턱		좌측	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	261.8	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	501.0	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	519.6	465.8	641.25	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	682.0	476.8	948.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	349.7	231.6	563.48	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	5	389.7	296.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	456.1	545.8	735.07	2.00	127.63	H16	300	397.20	O.K
		하부	7	552.1	740.0	889.71	2.00	221.08	H16	300	397.20	O.K
부상방지턱		좌측	8	714.5	312.1	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측	9	727.5	273.1	727.46	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H32 - 8.0EA	125	452.668	O.K	3.621
		중앙부 (상면)	2	1120	H19 - 8.0EA	125	288.503	O.K	2.308
		중앙부 (하면)	2	1100	H32 - 8.0EA	125	200.784	O.K	1.606
		우측배수구	3	800	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	142.400	O.K	1.139
		우측	3	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	265.750	O.K	2.126
좌측벽체	1층	중앙부	4	538	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	436.537	O.K	3.492
		하부	5	600	H32 - 8.0EA	125	284.299	O.K	2.274
우측벽체	1층	중앙부	6	702	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	468.059	O.K	3.744
		하부	7	850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	193.913	O.K	1.551
부상방지턱		좌측	8	1100	H19 - 4.0EA	250	461.921	O.K	1.848
		우측	9	1120	H19 - 4.0EA	250	1072.662	O.K	4.291

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 5.919M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.887 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

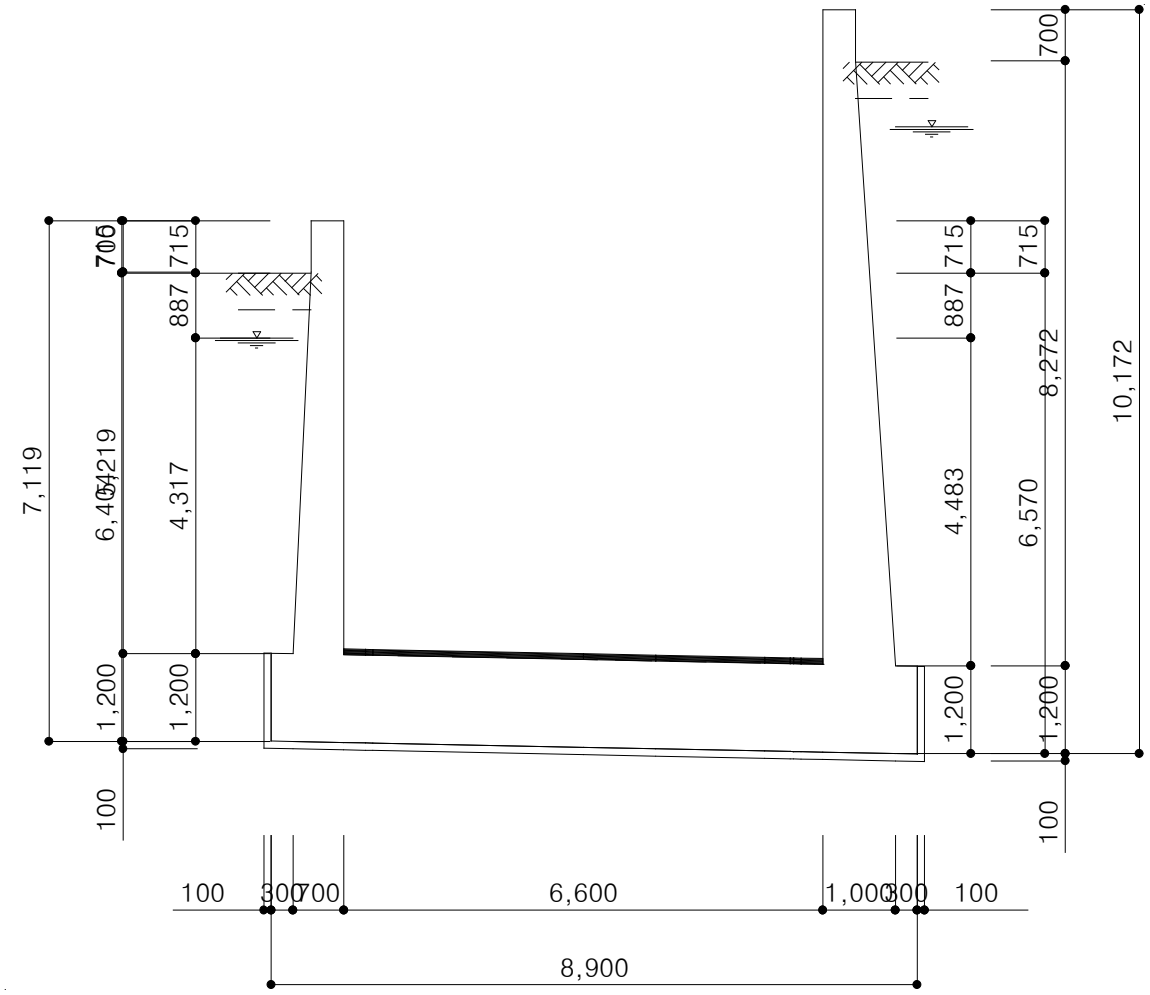
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
715
887
715
887
715
8,272
10,172
7,119
6,570
4,483
4,317
1,200
1,200
1,200
1,200
100
100
100
300
700
6,600
1,000
300
100
8,900

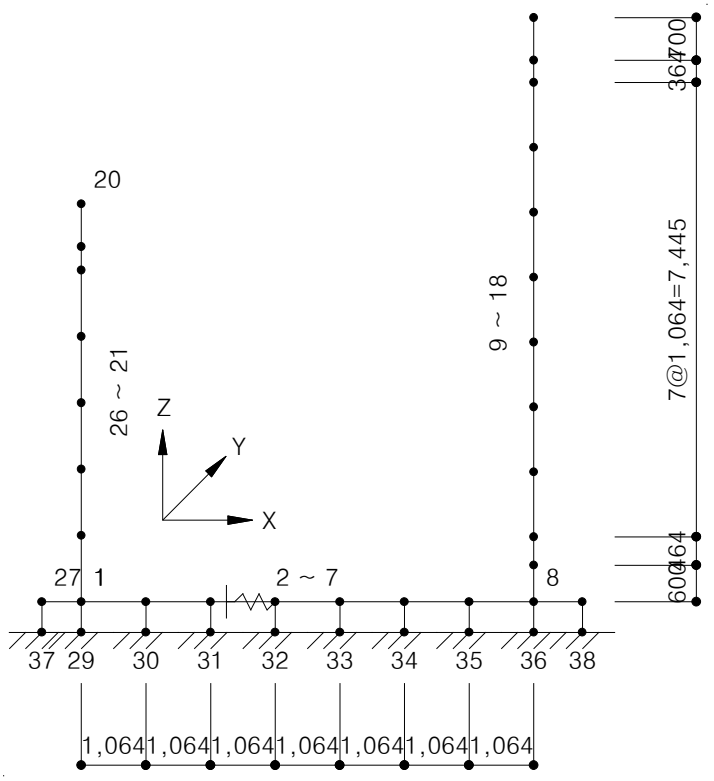
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

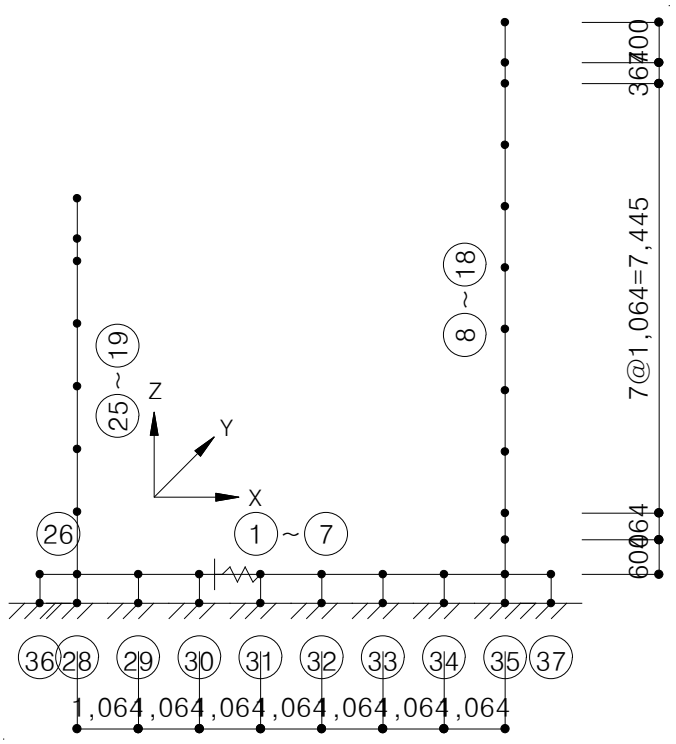
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7,26~27
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.974 × 1.000	= 0.974	0.07712	10
4	0.904 × 1.000	= 0.904	0.06152	11
5	0.833 × 1.000	= 0.833	0.04818	12
6	0.762 × 1.000	= 0.762	0.03692	13
7	0.692 × 1.000	= 0.692	0.02757	14
8	0.621 × 1.000	= 0.621	0.01995	15
9	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01388	16
10	0.479 × 1.000	= 0.479	0.00919	17
11	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00787	18
12	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	20
13	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00779	21
14	0.472 × 1.000	= 0.472	0.00878	22
15	0.524 × 1.000	= 0.524	0.01202	23
16	0.576 × 1.000	= 0.576	0.01596	24
17	0.628 × 1.000	= 0.628	0.02069	25
18	0.681 × 1.000	= 0.681	0.02626	26
19	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

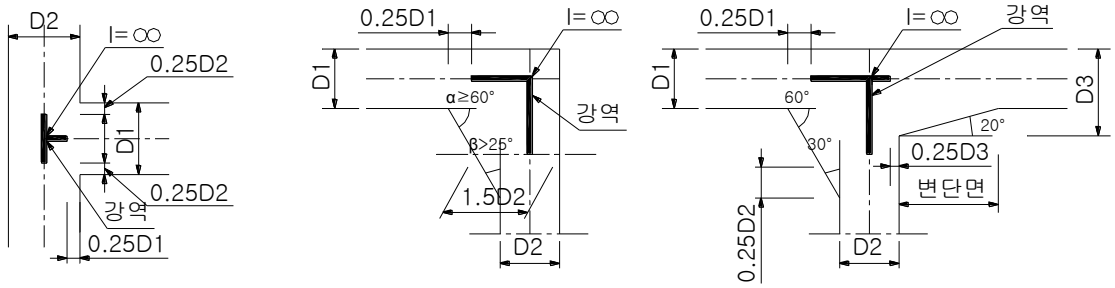
NO	Section(Tapper)	부 재
20	SEC 2 ~ 3	9
21	SEC 3 ~ 4	10
22	SEC 4 ~ 5	11
23	SEC 5 ~ 6	12
24	SEC 6 ~ 7	13
25	SEC 7 ~ 8	14
26	SEC 8 ~ 9	15
27	SEC 9 ~ 10	16
28	SEC 10 ~ 11	17
29	SEC 11 ~ 12	18
30	SEC 12 ~ 13	19
31	SEC 13 ~ 14	20
32	SEC 14 ~ 15	21
33	SEC 15 ~ 16	22
34	SEC 16 ~ 17	23
35	SEC 17 ~ 18	24
36	SEC 18 ~ 19	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.500	20	0.650	7.019
2	1.714	0.500	21	0.650	6.319
3	2.779	0.500	22	0.650	5.933
4	3.843	0.500	23	0.650	4.846
5	4.907	0.500	24	0.650	3.760
6	5.971	0.500	25	0.650	2.673
7	7.036	0.500	26	0.650	1.587
8	8.100	0.500	27	0.000	0.500
9	8.100	1.100	28	8.900	0.500
10	8.100	1.564	29	0.650	0.000
11	8.100	2.627	30	1.714	0.000
12	8.100	3.691	31	2.779	0.000
13	8.100	4.754	32	3.843	0.000
14	8.100	5.818	33	4.907	0.000
15	8.100	6.881	34	5.971	0.000
16	8.100	7.945	35	7.036	0.000
17	8.100	9.008	36	8.100	0.000
18	8.100	9.372	37	0.000	0.000
19	8.100	10.072	38	8.900	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

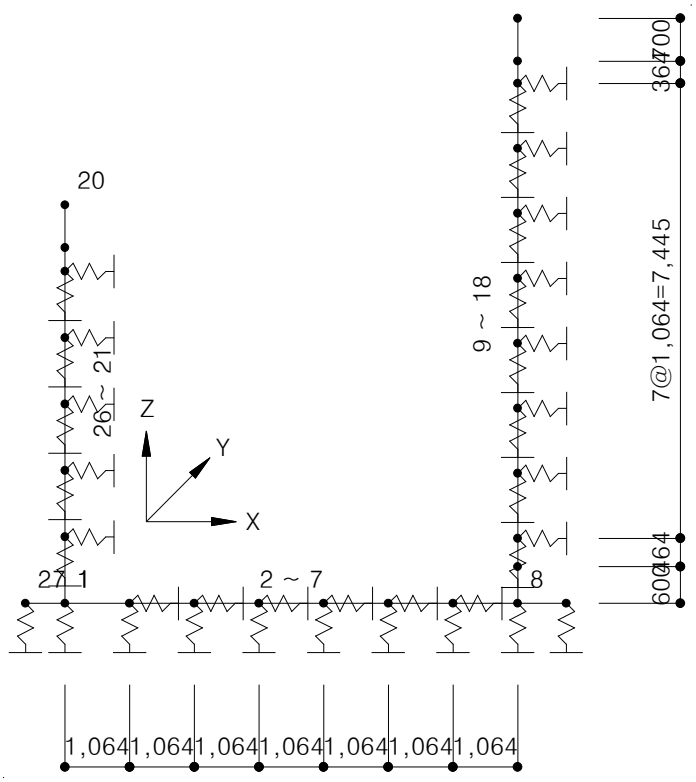
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

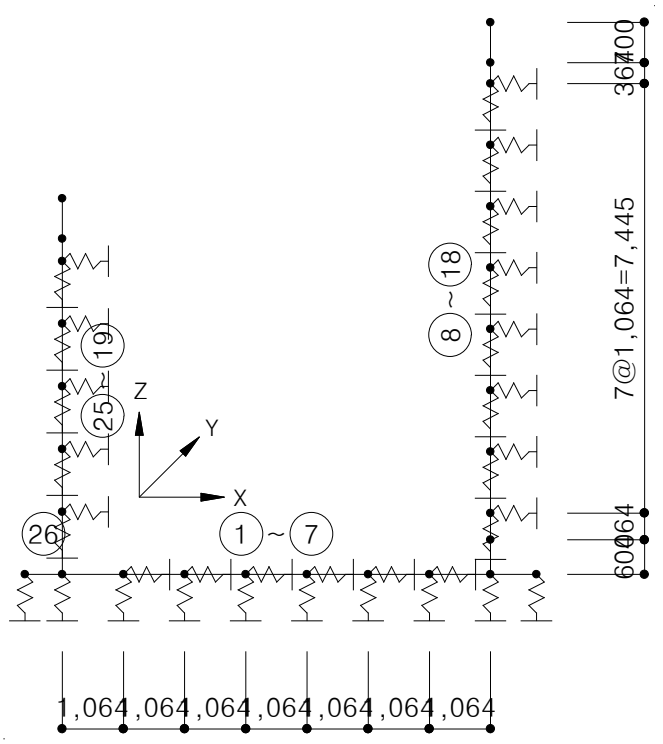
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7,26~27
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.974 × 1.000	= 0.974	0.07712	10
4	0.904 × 1.000	= 0.904	0.06152	11
5	0.833 × 1.000	= 0.833	0.04818	12
6	0.762 × 1.000	= 0.762	0.03692	13
7	0.692 × 1.000	= 0.692	0.02757	14
8	0.621 × 1.000	= 0.621	0.01995	15
9	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01388	16
10	0.479 × 1.000	= 0.479	0.00919	17
11	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00787	18
12	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	20
13	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00779	21
14	0.472 × 1.000	= 0.472	0.00878	22
15	0.524 × 1.000	= 0.524	0.01202	23
16	0.576 × 1.000	= 0.576	0.01596	24
17	0.628 × 1.000	= 0.628	0.02069	25
18	0.681 × 1.000	= 0.681	0.02626	26
19	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

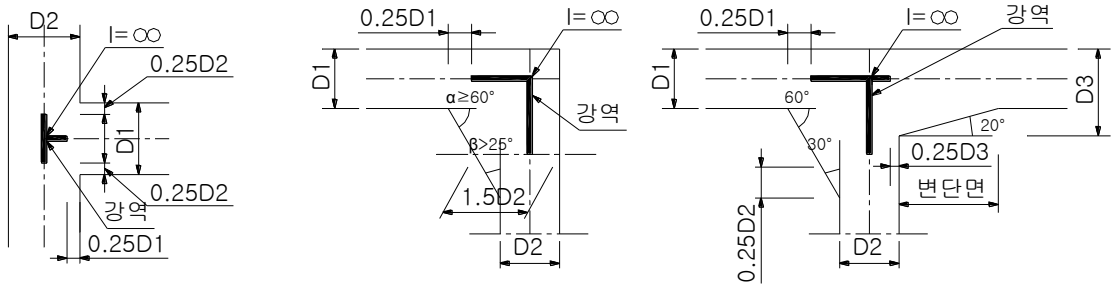
NO	Section(Tapper)	부 재
20	SEC 2 ~ 3	9
21	SEC 3 ~ 4	10
22	SEC 4 ~ 5	11
23	SEC 5 ~ 6	12
24	SEC 6 ~ 7	13
25	SEC 7 ~ 8	14
26	SEC 8 ~ 9	15
27	SEC 9 ~ 10	16
28	SEC 10 ~ 11	17
29	SEC 11 ~ 12	18
30	SEC 12 ~ 13	19
31	SEC 13 ~ 14	20
32	SEC 14 ~ 15	21
33	SEC 15 ~ 16	22
34	SEC 16 ~ 17	23
35	SEC 17 ~ 18	24
36	SEC 18 ~ 19	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.000	15	8.100	6.381
2	1.714	0.000	16	8.100	7.445
3	2.779	0.000	17	8.100	8.508
4	3.843	0.000	18	8.100	8.872
5	4.907	0.000	19	8.100	9.572
6	5.971	0.000	20	0.650	6.519
7	7.036	0.000	21	0.650	5.819
8	8.100	0.000	22	0.650	5.433
9	8.100	0.600	23	0.650	4.346
10	8.100	1.064	24	0.650	3.260
11	8.100	2.127	25	0.650	2.173
12	8.100	3.191	26	0.650	1.087
13	8.100	4.254	27	0.000	0.000
14	8.100	5.318	28	8.900	0.000

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(8.900 × 8.900) = 8.90 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (8.900 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2360.04 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.064/2) = 2023 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 2512 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.064/2 + 0.800/2) = 2200 kN/m	8
Kv4	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 384 kN/m	27
Kv5	Kv x (0.400/2 + 0.000/2) = 472 kN/m	28
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(B × B) = √(8.900 × 8.900) = 8.900 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (8.900 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4720.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4720.080 = 1573.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(H × H) = √(7.949 × 7.949) = 7.949 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (7.949 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5137.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6041.660 = 2013.89 kN/m³

(3) 측벽 : 제1도층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.404 × 6.404) = 6.404 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (6.404 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 6041.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6041.660 = 2013.89 kN/m³

(4) 측벽 : 제2도층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.404 × 6.404) = 6.404 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (6.404 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 6041.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6041.660 = 2013.89 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.064/2 + 1.064/2) = 6426 kN/m	10~17
Kss1	Kss x (1.064/2 + 1.064/2) = 2142 kN/m	
Kh2	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 6564 kN/m	22~26
Kss2	Kss x (1.087/2 + 1.087/2) = 2188 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 5024 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 1675 kN/m	
Kv2	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 767 kN/m	27
Ksb2	Ksb x (0.000/2 + 0.325/2) = 256 kN/m	
Kv3	Kv x (0.400/2 + 0.000/2) = 944 kN/m	28
Ksb3	Ksb x (0.400/2 + 0.000/2) = 315 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.064/2) = 4046 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 6564 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 0.800/2) = 4400 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 6564 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 토사	: 4.704 × 19.00	= 89.375	kN/m²
	∴ Total We1	= 100.875	kN/m²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 토사	: 7.757 × 19.00	= 147.383	kN/m²
	∴ Total We1	= 158.883	kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.387 × 19.00	= 7.357	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.317 × 10.00	= 43.167	kN/m²
	∴ Total We2	= 62.024	kN/m²

④ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.387 × 19.00	= 7.353	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 7.370 × 10.00	= 73.700	kN/m²
	∴ Total We2	= 92.553	kN/m²

3) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.500 = 4.271 kN/m²

Wh2 = 4.271 + 0.129 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.958 × 19.000 × 0.500 = 14.850 kN/m²

Wh4 = 14.850 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 25.172 kN/m²

Wh5 = 25.172 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 35.494 kN/m²

Wh6 = 35.494 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 45.815 kN/m²

Wh7 = 45.815 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 56.137 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.500 = 4.009 kN/m²

Wh2 = 4.009 + 0.151 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.912 × 19.000 × 0.500 = 14.415 kN/m²

Wh4 = 14.415 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 24.519 kN/m²

Wh5 = 24.519 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 34.623 kN/m²

Wh6 = 34.623 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 44.728 kN/m²

Wh7 = 44.728 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 54.832 kN/m²

Wh8 = 54.832 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 64.936 kN/m²

Wh9 = 64.936 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 75.040 kN/m²

Wh10 = 75.040 + 0.464 × 19.000 × 0.500 = 79.444 kN/m²

Wh11 = 79.444 + 0.600 × 19.000 × 0.500 = 85.144 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.500 = 4.271 kN/m²

Wh2 = 4.271 + 0.129 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.387 × 19.000 × 0.500 = 9.428 kN/m²

Wh4 = 9.428 + 0.571 × 10.000 × 0.500 = 12.282 kN/m²

Wh5 = 12.282 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 17.715 kN/m²

Wh6 = 17.715 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 23.147 kN/m²

Wh7 = 23.147 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 28.580 kN/m²

Wh8 = 28.580 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 34.012 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.500 = 4.009 kN/m²

Wh2 = 4.009 + 0.151 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.387 × 19.000 × 0.500 = 9.427 kN/m²

Wh4 = 9.427 + 0.525 × 10.000 × 0.500 = 12.052 kN/m²

Wh5 = 12.052 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 17.370 kN/m²

Wh6 = 17.370 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 22.688 kN/m²

Wh7 = 22.688 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 28.006 kN/m²

Wh8 = 28.006 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 33.324 kN/m²

Wh9 = 33.324 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 38.642 kN/m²

Wh10 = 38.642 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 43.960 kN/m²

Wh11 = 43.960 + 0.464 × 10.000 × 0.500 = 46.278 kN/m²

Wh12 = 46.278 + 0.600 × 10.000 × 0.500 = 49.278 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.887 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.571 × 10.000 = 5.708 kN/m²

Ww2 = 5.708 + 1.087 × 10.000 = 16.572 kN/m²

Ww3 = 16.572 + 1.087 × 10.000 = 27.437 kN/m²

Ww4 = 27.437 + 1.087 × 10.000 = 38.302 kN/m²

Ww5 = 38.302 + 1.087 × 10.000 = 49.167 kN/m²

- 우측 벽체

Ww6 = 0.525 × 10.000 = 5.251 kN/m²

Ww7 = 5.251 + 1.064 × 10.000 = 15.887 kN/m²

Ww8 = 15.887 + 1.064 × 10.000 = 26.522 kN/m²

Ww9 = 26.522 + 1.064 × 10.000 = 37.158 kN/m²

Ww10 = 37.158 + 1.064 × 10.000 = 47.793 kN/m²

Ww11 = 47.793 + 1.064 × 10.000 = 58.429 kN/m²

Ww12 = 58.429 + 1.064 × 10.000 = 69.064 kN/m²

Ww13 = 69.064 + 0.464 × 10.000 = 73.700 kN/m²

Ww14 = 73.700 + 0.600 × 10.000 = 79.700 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww15 = (6.404 - 0.887) × 10.000 = 55.168 kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

- Ww16 = (5.204 - 0.887) × 10.000 = 43.168 kN/m²

- Ww17 = (8.257 - 0.887) × 10.000 = 73.700 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$

- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	2.742°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 0.455

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	2.742°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 0.391

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.455 = 3.887 kN/m²

Wh2 = 3.887 + 0.129 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.958 × 19.000 × 0.455 = 13.514 kN/m²

Wh4 = 13.514 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 22.906 kN/m²

Wh5 = 22.906 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 32.299 kN/m²

Wh6 = 32.299 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 41.692 kN/m²

Wh7 = 41.692 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 51.085 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.455 = 3.648 kN/m²

Wh2 = 3.648 + 0.151 × 23.000 × 0.455 = 5.233 kN/m²

Wh3 = 5.233 + 0.912 × 19.000 × 0.455 = 13.118 kN/m²

Wh4 = 13.118 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 22.312 kN/m²

Wh5 = 22.312 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 31.507 kN/m²

Wh6 = 31.507 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 40.702 kN/m²

Wh7 = 40.702 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 49.897 kN/m²

Wh8 = 49.897 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 59.092 kN/m²

Wh9 = 59.092 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 68.287 kN/m²

Wh10 = 68.287 + 0.464 × 19.000 × 0.455 = 72.294 kN/m²

Wh11 = 72.294 + 0.600 × 19.000 × 0.455 = 77.481 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.391 = 3.340 kN/m²

Wh2 = 3.340 + 0.129 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.958 × 19.000 × 0.391 = 11.613 kN/m²

Wh4 = 11.613 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 19.684 kN/m²

Wh5 = 19.684 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 27.756 kN/m²

Wh6 = 27.756 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 35.828 kN/m²

Wh7 = 35.828 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 43.899 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.391 = 3.135 kN/m²

Wh2 = 3.135 + 0.151 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.912 × 19.000 × 0.391 = 11.272 kN/m²

Wh4 = 11.272 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 19.174 kN/m²

Wh5 = 19.174 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 27.075 kN/m²

Wh6 = 27.075 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 34.977 kN/m²

Wh7 = 34.977 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 42.878 kN/m²

Wh8 = 42.878 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 50.780 kN/m²

Wh9 = 50.780 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 58.681 kN/m²

Wh10 = 58.681 + 0.464 × 19.000 × 0.391 = 62.125 kN/m²

Wh11 = 62.125 + 0.600 × 19.000 × 0.391 = 66.583 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.455 = 3.887 kN/m²

Wh2 = 3.887 + 0.129 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.387 × 19.000 × 0.455 = 8.580 kN/m²

Wh4 = 8.580 + 0.571 × 10.000 × 0.455 = 11.177 kN/m²

Wh5 = 11.177 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 16.121 kN/m²

Wh6 = 16.121 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 21.064 kN/m²

Wh7 = 21.064 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 26.008 kN/m²

Wh8 = 26.008 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 30.951 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.455 = 3.648 kN/m²

Wh2 = 3.648 + 0.151 × 23.000 × 0.455 = 5.233 kN/m²

Wh3 = 5.233 + 0.387 × 19.000 × 0.455 = 8.578 kN/m²

Wh4 = 8.578 + 0.525 × 10.000 × 0.455 = 10.967 kN/m²

Wh5 = 10.967 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 15.807 kN/m²

Wh6 = 15.807 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 20.646 kN/m²

Wh7 = 20.646 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 25.485 kN/m²

Wh8 = 25.485 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 30.325 kN/m²

Wh9 = 30.325 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 35.164 kN/m²

Wh10 = 35.164 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 40.004 kN/m²

Wh11 = 40.004 + 0.464 × 10.000 × 0.455 = 42.113 kN/m²

Wh12 = 42.113 + 0.600 × 10.000 × 0.455 = 44.843 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.371 × 23.000 × 0.391 = 3.340 kN/m²

Wh2 = 3.340 + 0.129 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.387 × 19.000 × 0.391 = 7.373 kN/m²

Wh4 = 7.373 + 0.571 × 10.000 × 0.391 = 9.605 kN/m²

Wh5 = 9.605 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 13.853 kN/m²

Wh6 = 13.853 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 18.101 kN/m²

Wh7 = 18.101 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 22.349 kN/m²

Wh8 = 22.349 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 26.598 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.391 = 3.135 kN/m²

Wh2 = 3.135 + 0.151 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.387 × 19.000 × 0.391 = 7.372 kN/m²

Wh4 = 7.372 + 0.525 × 10.000 × 0.391 = 9.425 kN/m²

Wh5 = 9.425 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 13.583 kN/m²

Wh6 = 13.583 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 17.742 kN/m²

Wh7 = 17.742 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 21.901 kN/m²

Wh8 = 21.901 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 26.059 kN/m²

Wh9 = 26.059 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 30.218 kN/m²

Wh10 = 30.218 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 34.377 kN/m²

Wh11 = 34.377 + 0.464 × 10.000 × 0.391 = 36.189 kN/m²

Wh12 = 36.189 + 0.600 × 10.000 × 0.391 = 38.535 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

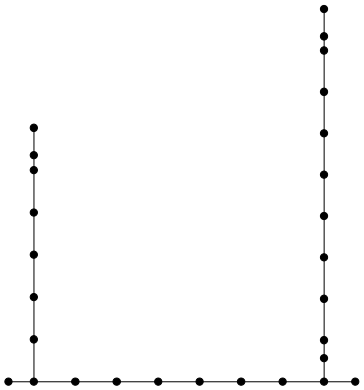
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

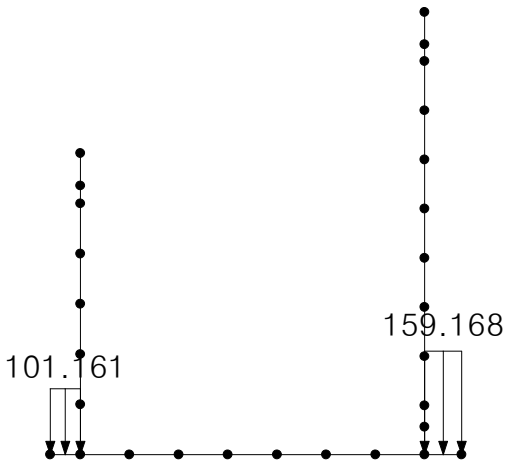
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.490×25.000×0.063 = 0.772	f2 = 0.490×25.000×0.154 = 1.886
f3 = 0.514×25.000×0.063 = 0.810	f3 = 0.514×25.000×0.154 = 1.979
f4 = 0.585×25.000×0.063 = 0.921	f4 = 0.585×25.000×0.154 = 2.251
f5 = 0.655×25.000×0.063 = 1.032	f5 = 0.655×25.000×0.154 = 2.524
f6 = 0.726×25.000×0.063 = 1.144	f6 = 0.726×25.000×0.154 = 2.796
f7 = 0.797×25.000×0.063 = 1.255	f7 = 0.797×25.000×0.154 = 3.068
f8 = 0.868×25.000×0.063 = 1.367	f8 = 0.868×25.000×0.154 = 3.340
f9 = 0.938×25.000×0.063 = 1.478	f9 = 0.938×25.000×0.154 = 3.613
f10 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f10 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f11 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f11 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f12 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f12 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

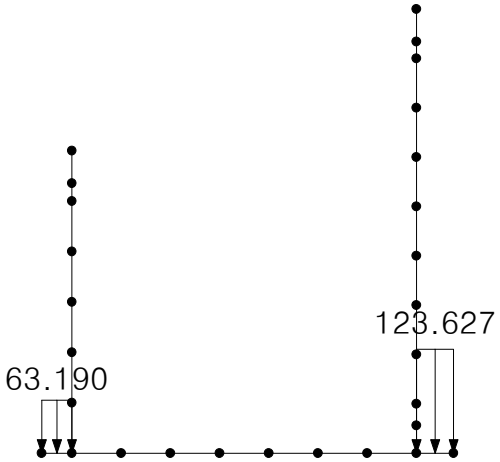
1) CASE1 - 구체자중(SW)



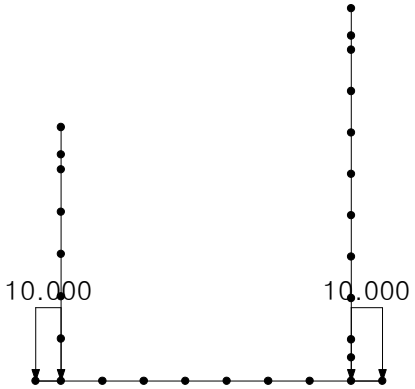
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



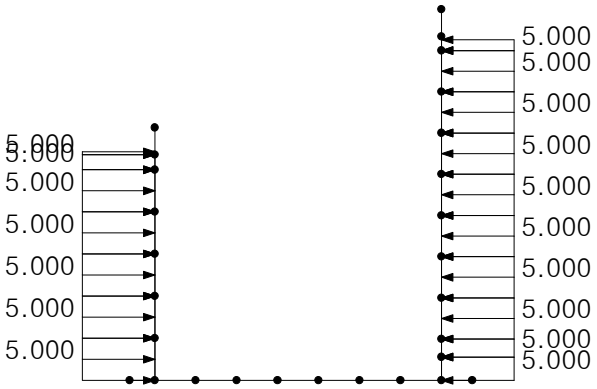
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



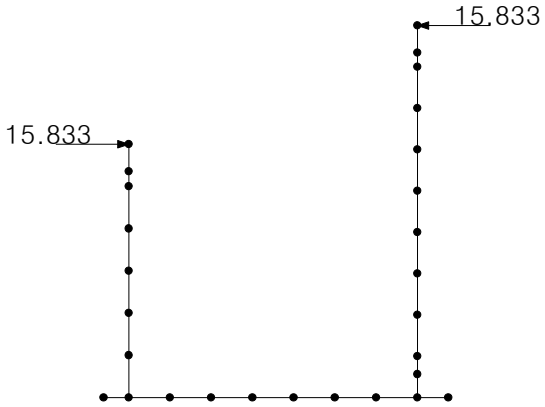
4) CASE4 - 상재활하중(LIVEA)



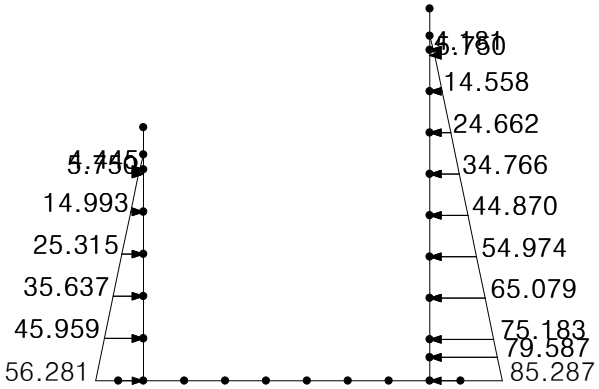
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



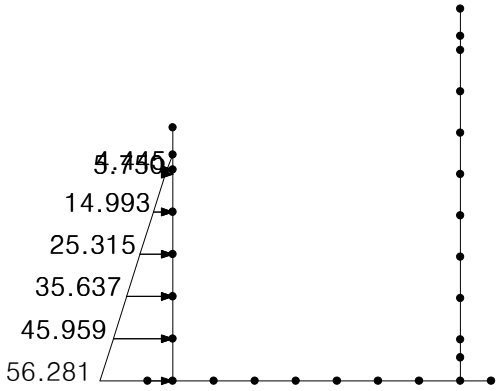
6) CASE6 - 충돌하중(CL)



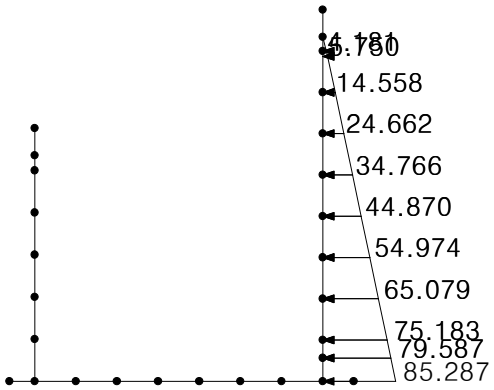
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



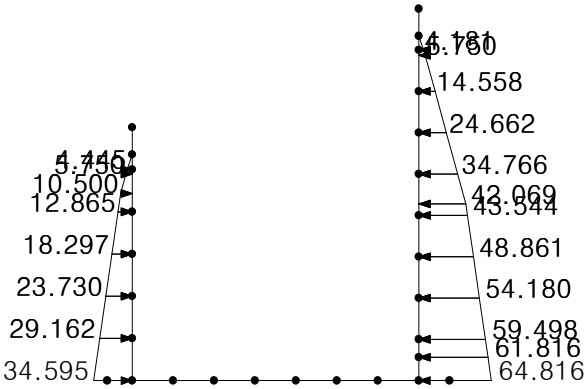
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



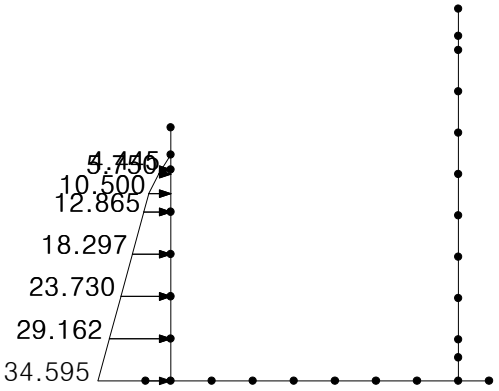
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



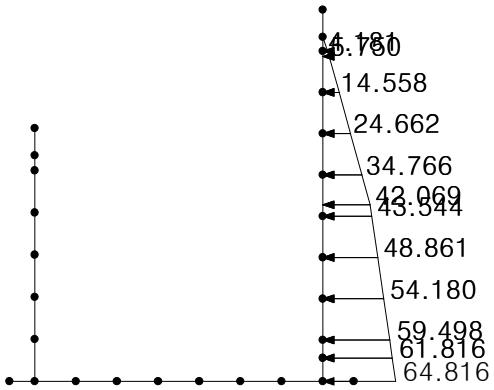
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



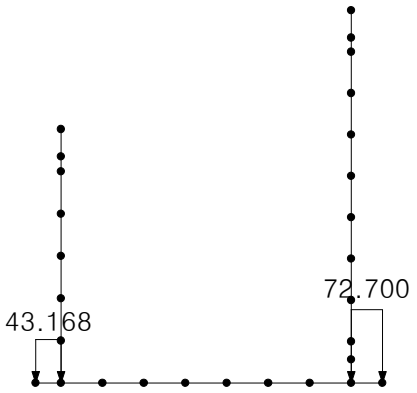
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



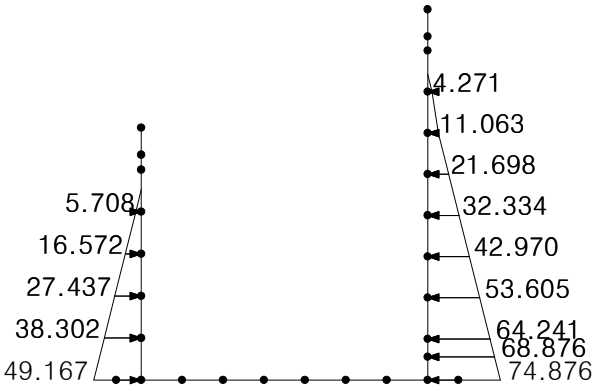
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



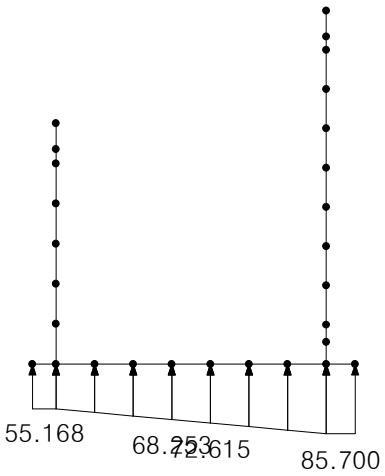
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



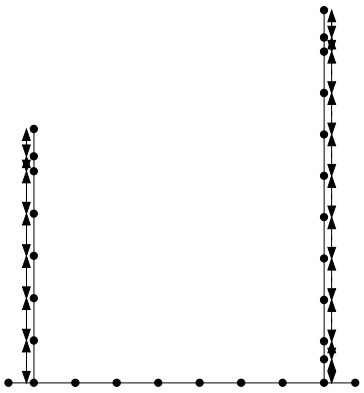
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

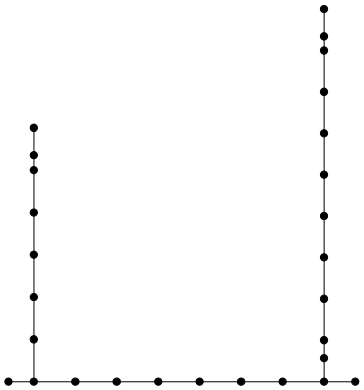


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

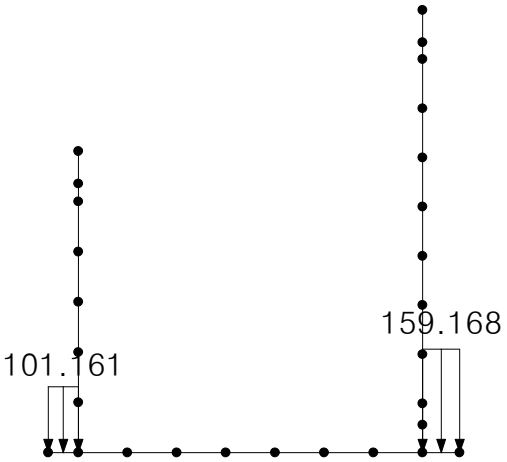


11. 하중 재하 (기능수행)

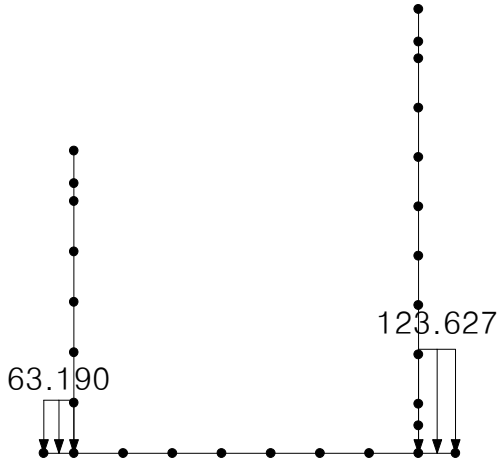
1) CASE1 - 구체자중(SW)



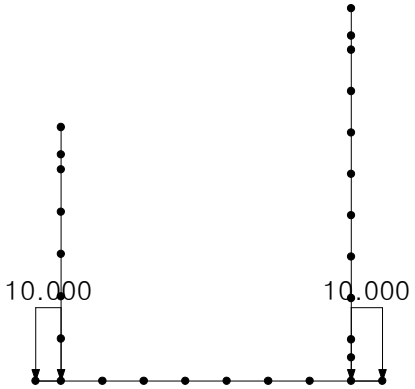
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



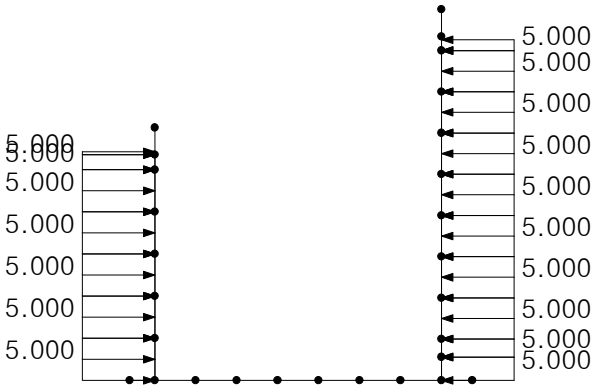
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



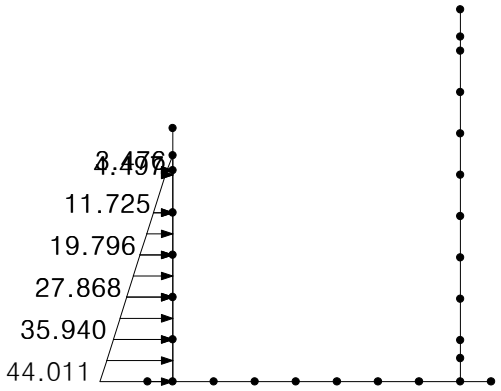
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



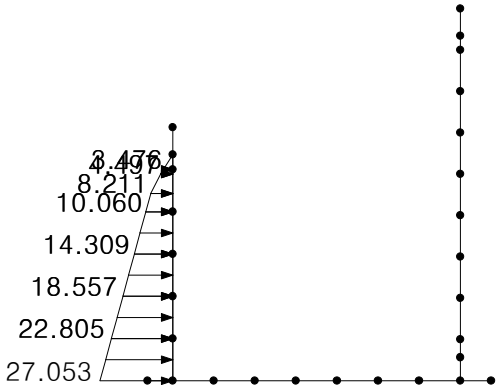
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



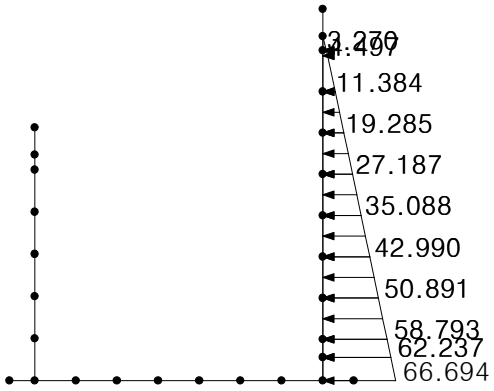
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



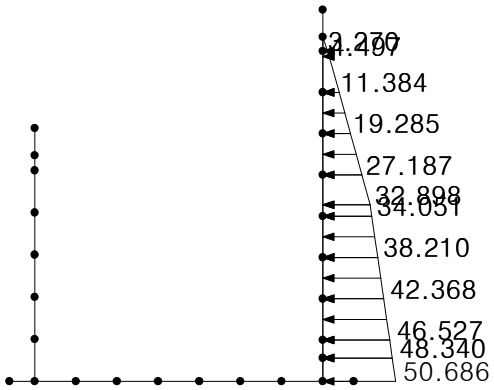
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



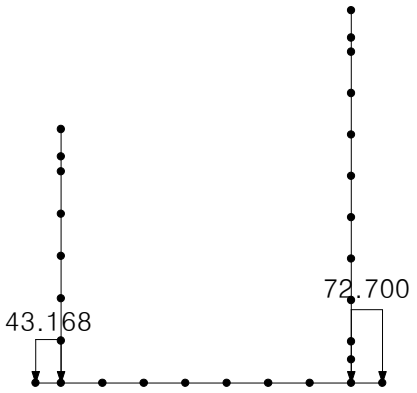
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



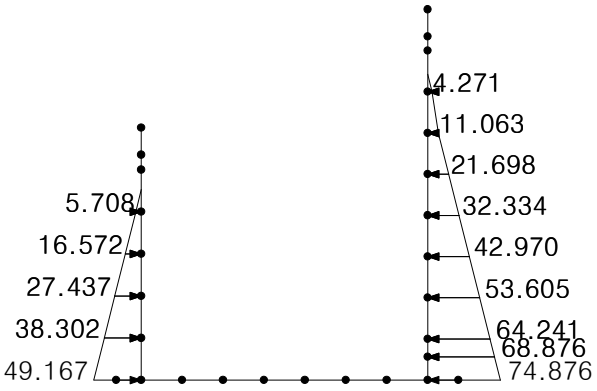
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



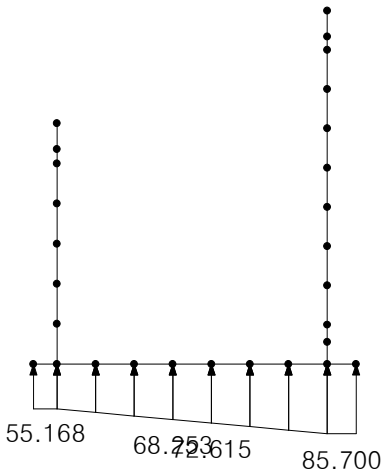
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



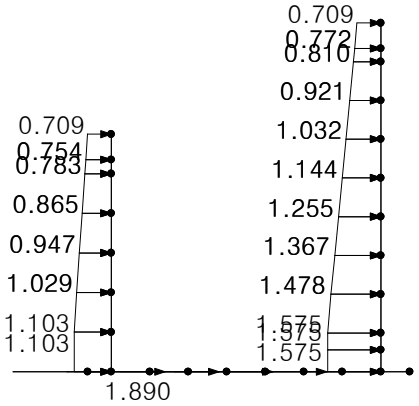
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



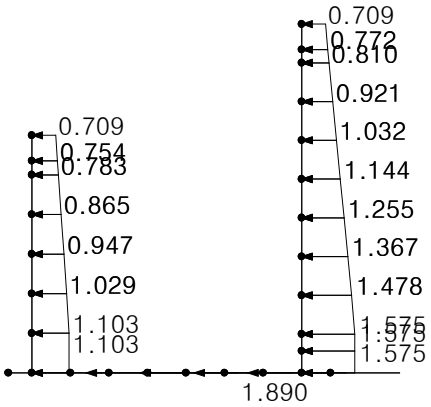
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

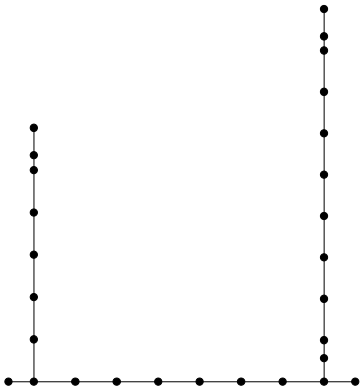


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

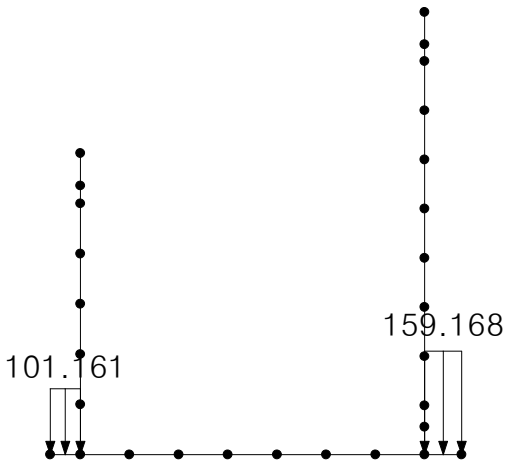


12. 하중 재하 (붕괴방지)

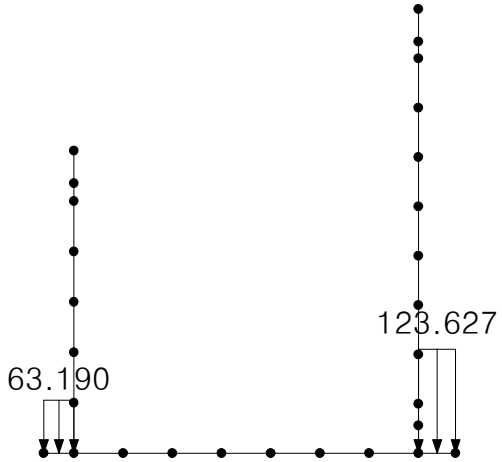
1) CASE1 - 구체자중(SW)



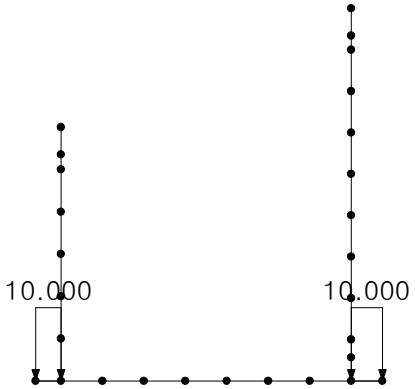
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



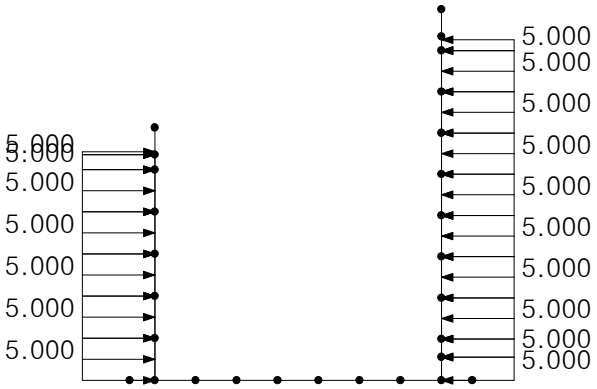
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



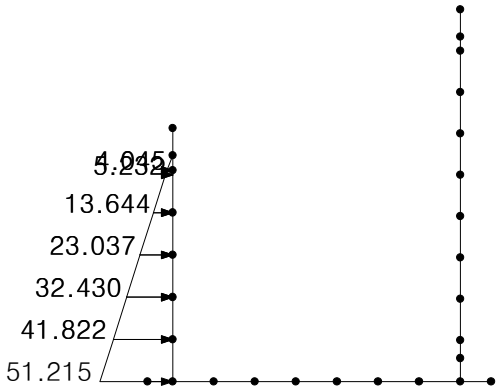
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



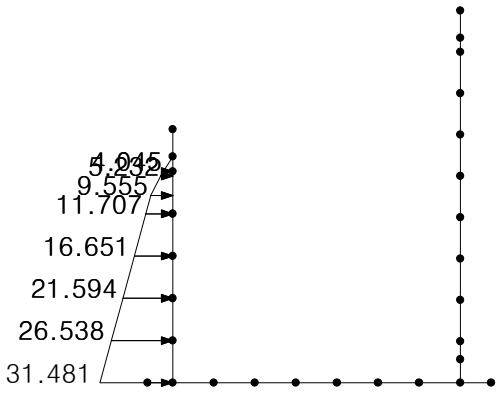
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



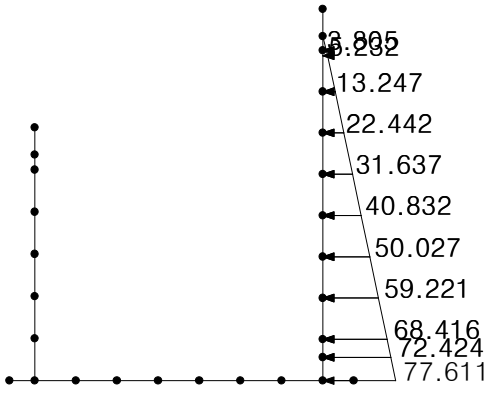
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



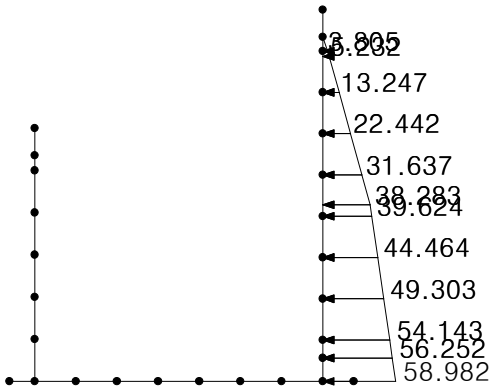
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



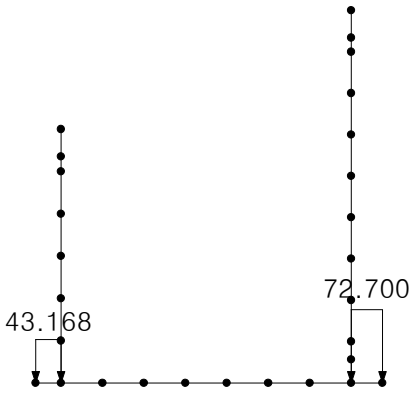
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



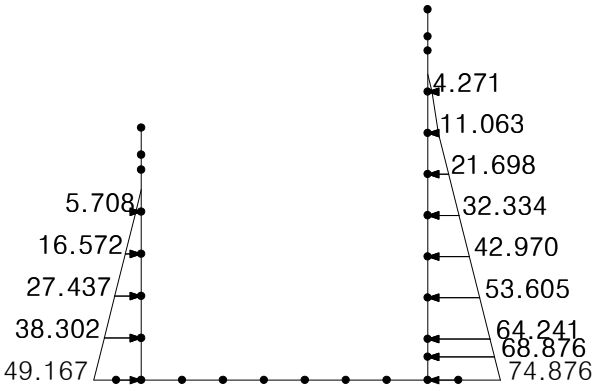
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



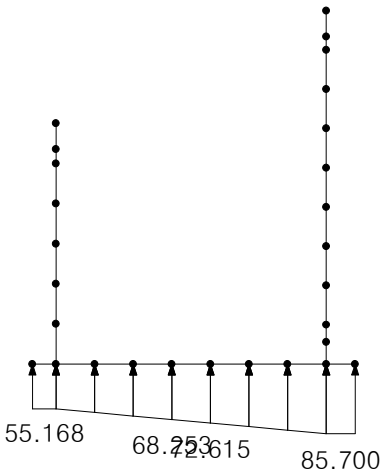
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



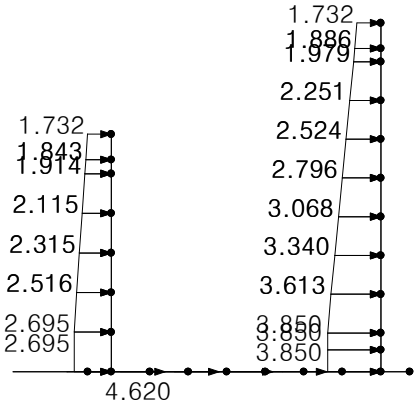
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



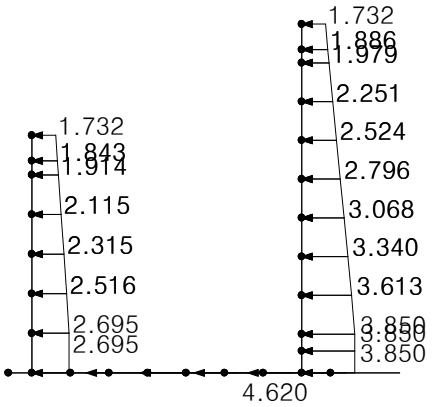
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



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 ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.715 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

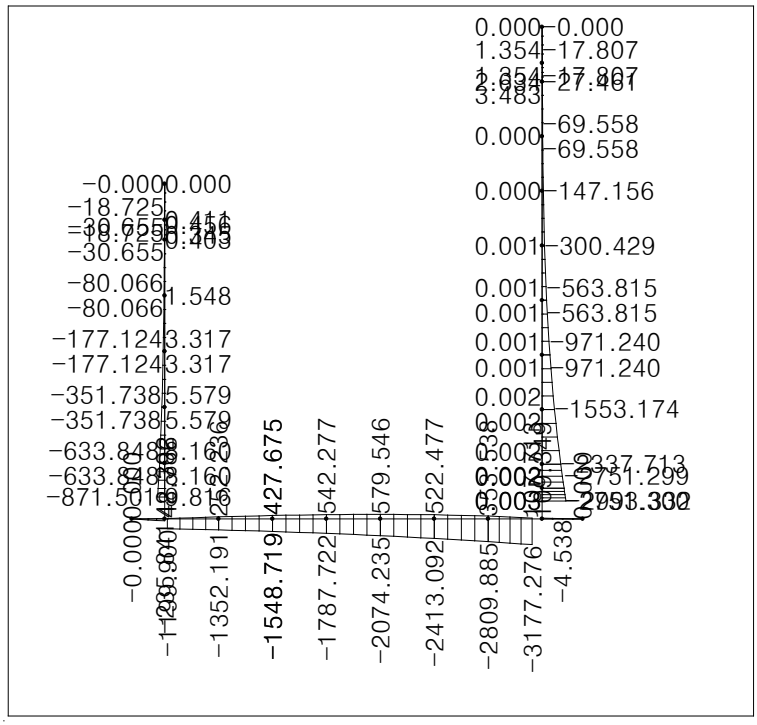
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

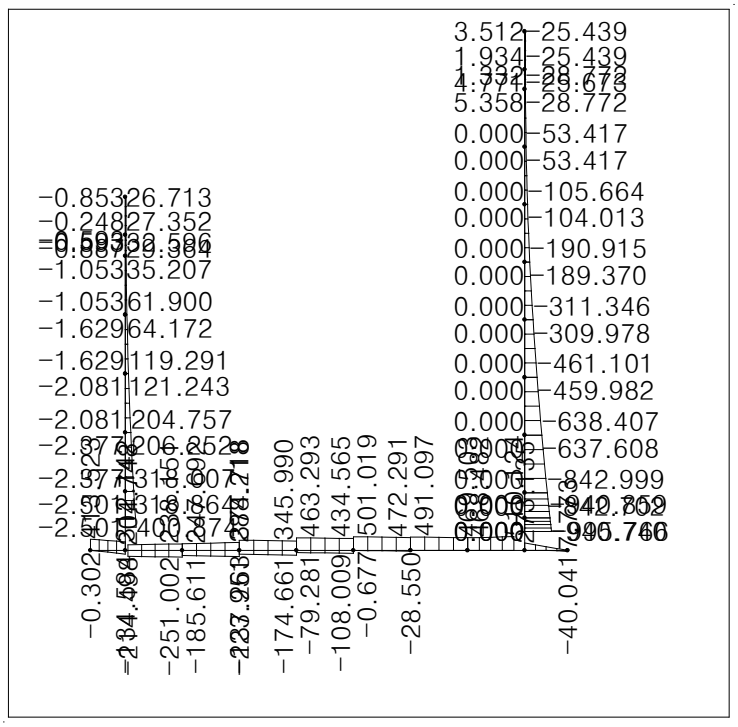
14. 단면력정리

14.1 상시

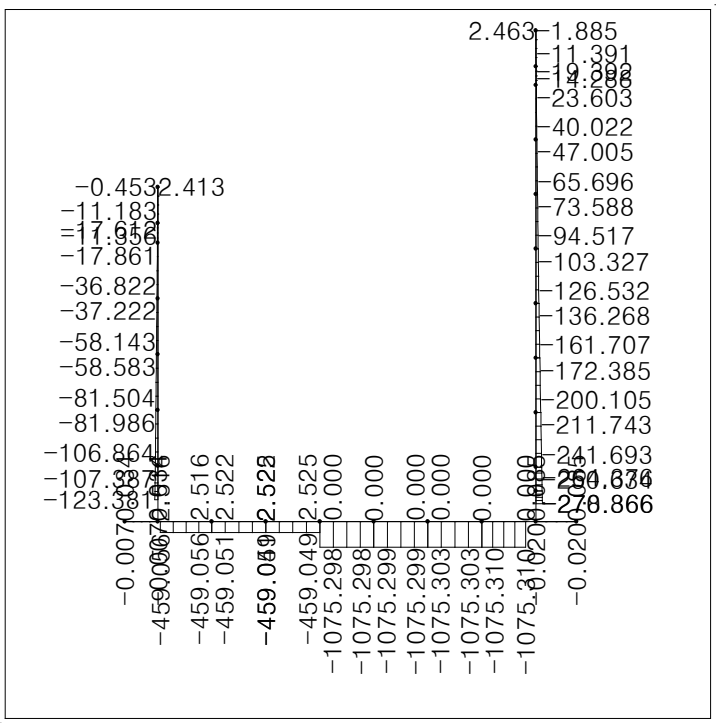
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



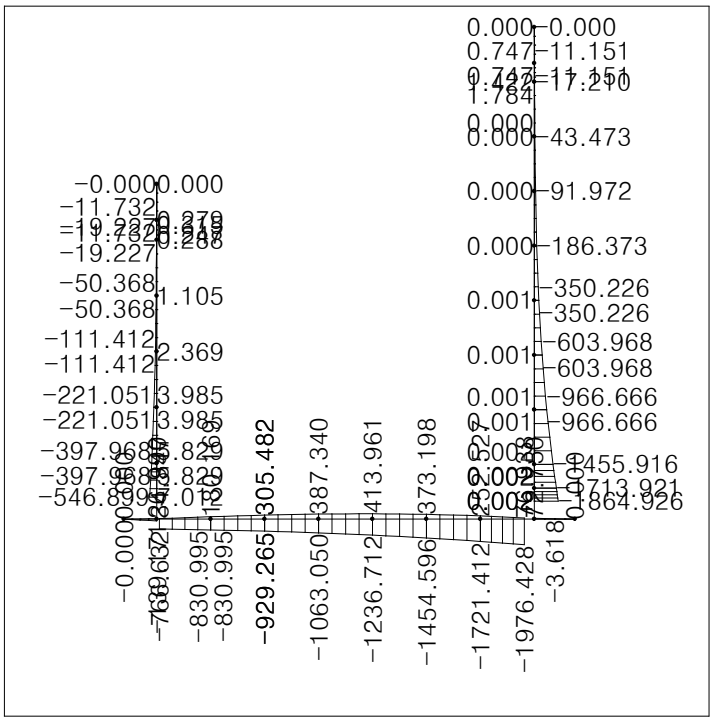
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)


3.512
-25.439
1.934
-53.417
-105.664
-104.013
-190.915
-189.370
-311.346
-309.978
-461.101
-459.982
-638.407
-637.608
-842.999
-945.766
-0.853
-26.713
-0.248
-27.352
-1.053
-35.207
-1.053
-61.900
-1.629
-64.172
-1.629
-119.291
-2.081
-121.243
-2.081
-204.757
-2.877
-206.852
-2.877
-318.718
-2.877
-318.718
-2.877
-318.718

3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

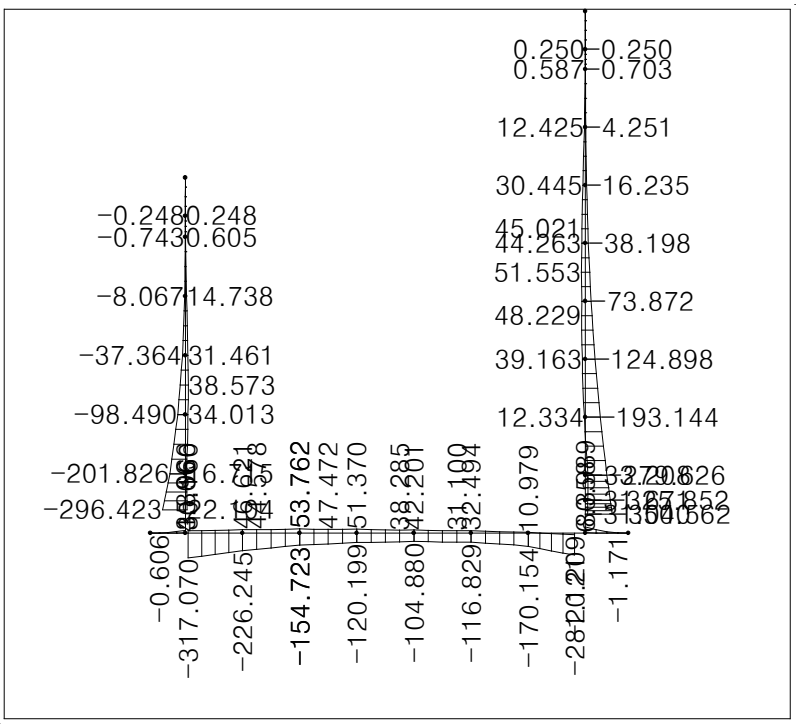


5) 단면력 정리

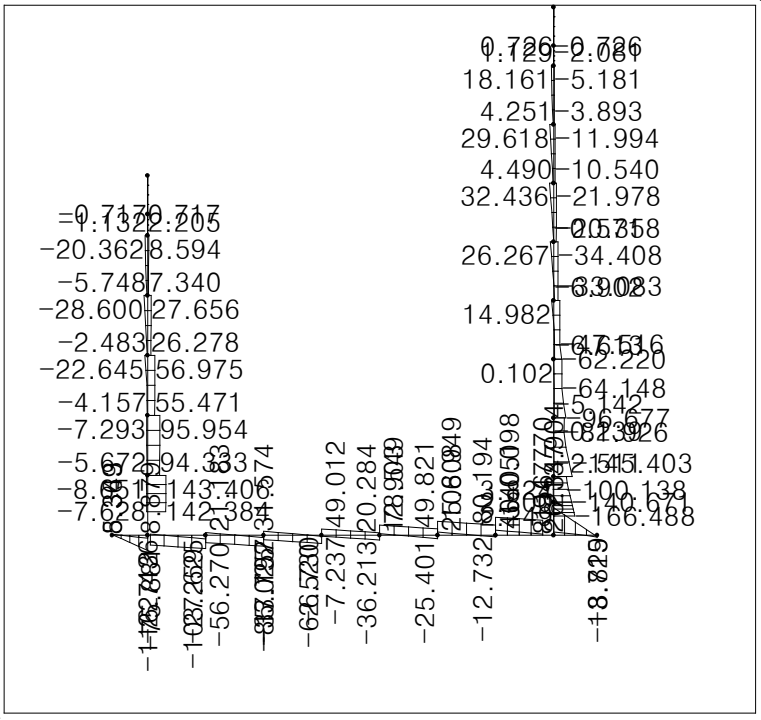
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1199.90	261.79	459.06	766.63	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	579.55	501.02	1075.30	413.96	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	2074.24	501.02	1075.30	1236.71	1000.00	1200.00	
		우측	4	3177.28	476.80	1075.31	1976.43	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	411.13	231.57	88.02	258.32	1000.00	638.33	
		하부	6	871.50	296.21	123.38	546.90	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1238.48	545.76	185.96	770.49	1000.00	861.78	
		하부	8	2993.33	740.01	278.37	1864.93	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	235.84	312.14	0.03	139.17	1000.00	1200.00	
		우측	10	109.35	273.14	0.09	72.75	1000.00	1200.00	

14.2 지진시(기능수행)

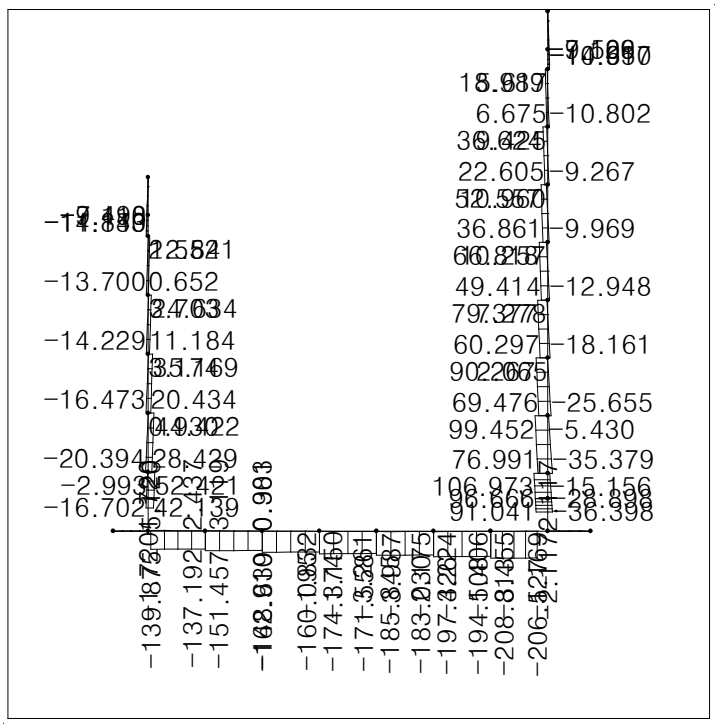
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

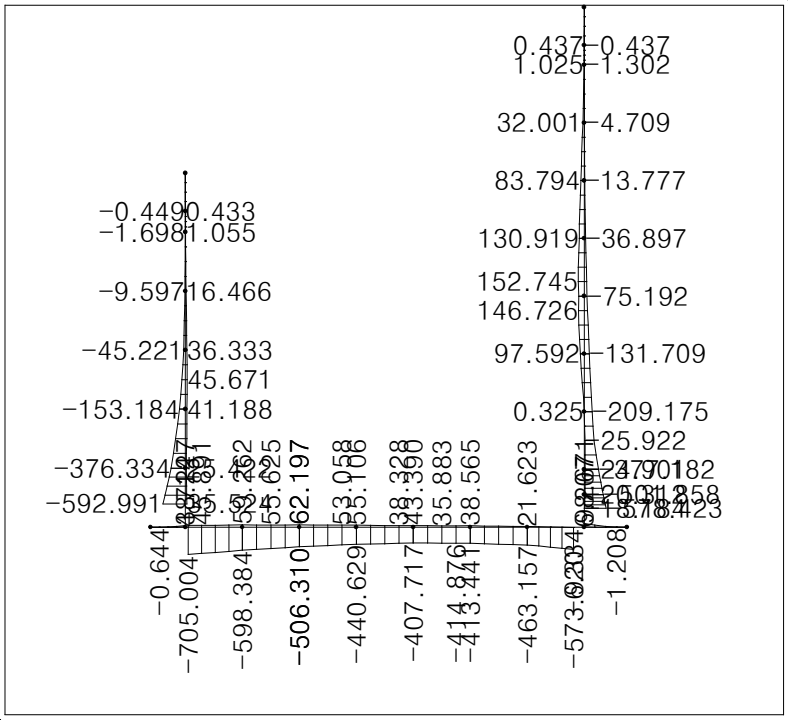


4) 단면력 정리

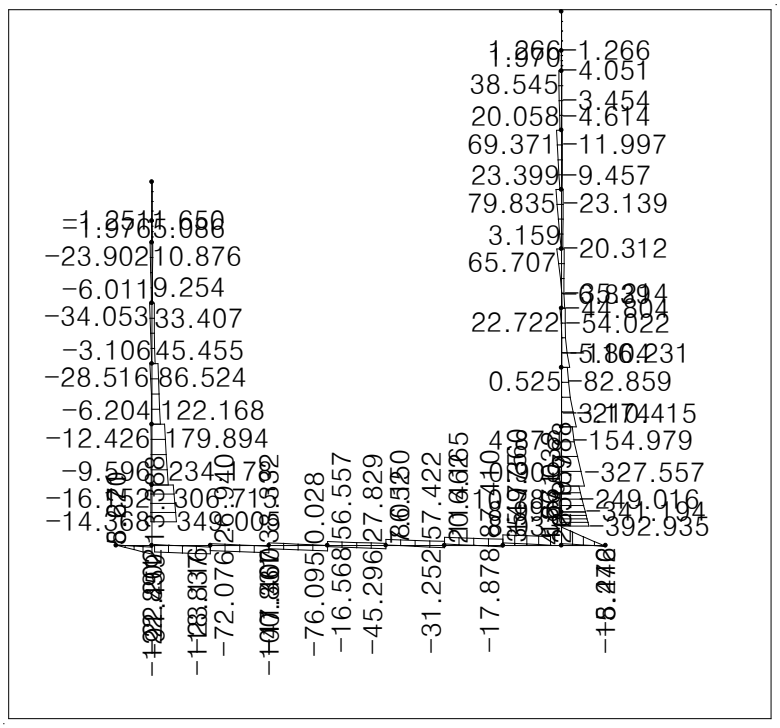
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	317.07	66.70	230.69	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	42.20	78.55	262.67	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	104.88	78.55	262.67	1000.00	1200.00	
		우측	4	281.12	94.66	297.07	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	124.49	95.56	40.54	1000.00	638.33	
		하부	6	296.42	94.63	42.14	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	159.30	64.15	80.08	1000.00	861.78	
		하부	8	350.56	97.37	91.04	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	116.71	1.72	1000.00	1200.00	
		우측	10	80.99	213.90	2.12	1000.00	1200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

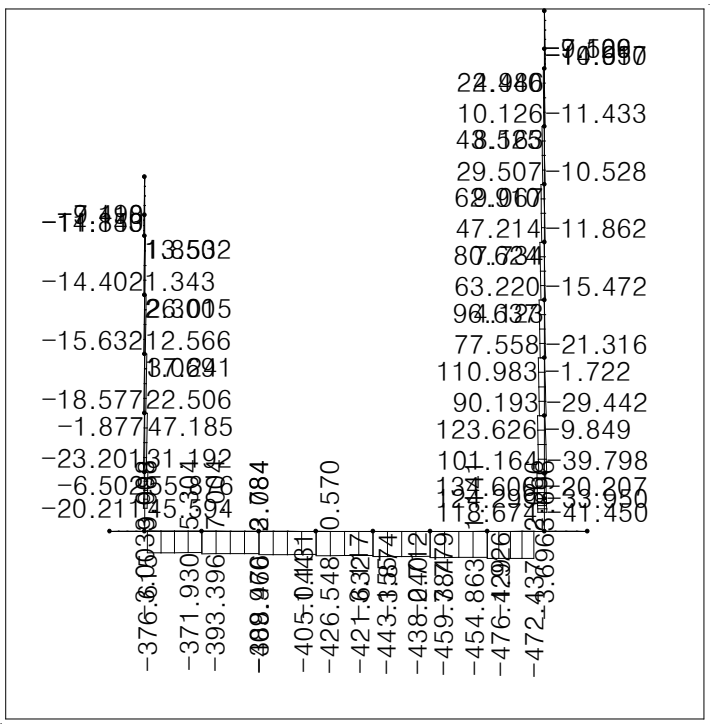
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	705.00	82.51	376.62	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	43.39	86.15	421.63	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	407.72	86.15	421.63	1000.00	1200.00	
		우측	4	573.92	101.87	472.44	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	203.60	191.73	43.31	1000.00	638.33	
		하부	6	592.99	223.26	45.59	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	170.93	124.21	100.80	1000.00	861.78	
		하부	8	578.42	231.06	118.67	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	122.89	3.00	1000.00	1200.00	
		우측	10	98.67	259.79	3.70	1000.00	1200.00	

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	-1199.90	-	-705.00	-317.07	-1199.90	
		중앙부(상면)	2	579.55	-	43.39	42.20	579.55	
		중앙부(하면)	3	-2074.24	-	-407.72	-104.88	-2074.24	
		우측	4	-3177.28	-	-573.92	-281.12	-3177.28	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-411.13	-	-203.60	-124.49	-411.13	
		하부	6	-871.50	-	-592.99	-296.42	-871.50	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-1238.48	-	-170.93	-159.30	-1238.48	
		하부	8	-2993.33	-	-578.42	-350.56	-2993.33	
부상 방지턱		좌측	9	-235.84	-	-	-	-235.84	
		우측	10	109.35	-	98.67	80.99	109.35	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	261.79	-	-82.51	-66.70	261.79	
		중앙부(상면)	2	501.02	-	86.15	78.55	501.02	
		중앙부(하면)	3	501.02	-	86.15	78.55	501.02	
		우측	4	476.80	-	101.87	94.66	476.80	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	231.57	-	191.73	95.56	231.57	
		하부	6	296.21	-	223.26	94.63	296.21	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-545.76	-	-124.21	-64.15	-545.76	
		하부	8	-740.01	-	-231.06	-97.37	-740.01	
부상 방지턱		좌측	9	312.14	-	-122.89	-116.71	312.14	
		우측	10	273.14	-	259.79	213.90	273.14	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-459.06	-	-376.62	-230.69	-798.70	
		중앙부(상면)	2	-1075.30	-	-421.63	-262.67	-1127.26	
		중앙부(하면)	3	-1075.30	-	-421.63	-262.67	-1127.26	
		우측	4	-1075.31	-	-472.44	-297.07	-1127.27	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-88.02	-	43.31	40.54	-96.54	
		하부	6	-123.38	-	45.59	42.14	-132.76	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-185.96	-	100.80	80.08	-234.29	
		하부	8	-278.37	-	118.67	91.04	-351.35	
부상 방지턱		좌측	9	0.03	-	-3.00	-1.72	-3.00	
		우측	10	0.09	-	-3.70	-2.12	-3.70	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-766.63	-	-	-	-766.63	
		중앙부(상면)	2	413.96	-	-	-	413.96	
		중앙부(하면)	3	-1236.71	-	-	-	-1236.71	
		우측	4	-1976.43	-	-	-	-1976.43	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-258.32	-	-	-	-258.32	
		하부	6	-546.90	-	-	-	-546.90	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-770.49	-	-	-	-770.49	
		하부	8	-1864.93	-	-	-	-1864.93	
부상 방지턱		좌측	9	-139.17	-	-	-	-139.17	
		우측	10	72.75	-	-	-	72.75	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1199.90	2256.64	3294.26	H32 - 8.0EA	6353.60	1.88
		중앙부(상면)	2	1000	1120	579.55	857.23	1540.38	H19 - 8.0EA	2292.00	1.48
		중앙부(하면)	2	1000	1100	2074.24	2256.64	5813.87	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측배수구	3	1000	800	2786.09	2977.92	11745.90	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.07
		우측	3	1000	1050	3177.28	4058.03	9677.17	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	538	411.13	735.85	2334.41	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4322.80	1.79
		하부	5	1000	600	871.50	1176.52	4576.23	H32 - 8.0EA	6353.60	1.35
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	702	1238.48	2211.47	5572.19	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	10676.40	1.79
		하부	7	1000	850	2993.33	3193.94	11780.35	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.07
부상방지턱		좌측	8	1000	1100	235.84	424.71	633.77	H19 - 4.0EA	1146.00	1.80
		우측	9	1000	1120	109.35	432.51	287.80	H19 - 4.0EA	1146.00	3.96

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	261.8	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	501.0	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	519.6	465.8	641.25	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	682.0	476.8	948.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	349.7	231.6	563.48	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	5	389.7	296.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	456.1	545.8	735.07	2.00	127.63	H16	300	397.20	O.K
		하부	7	552.1	740.0	889.71	2.00	221.08	H16	300	397.20	O.K
부상방지턱		좌측	8	714.5	312.1	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측	9	727.5	273.1	727.46	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1199.90	261.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3294.264 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.929]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00578

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 2256.637 kN.m

≥ Mu (= 1199.900 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.881]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 261.789 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	579.55	501.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 46.997) / 46.997 = 0.06849

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1540.378 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.488]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00205

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (1120.00 - a/2) = 857.228 kN.m

≥ Mu (= 579.546 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.479]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 501.019 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	2074.24	501.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5813.867 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.093]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00578

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 2256.637 kN.m

≥ Mu (= 2074.235 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 501.019 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	950.0	800.0	100.0	2786.1	465.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00679

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11745.894 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.082]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01588

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (800.00 - a/2) = 2977.920 kN.m

≥ Mu (= 2786.095 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.069]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 465.748 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1050.00	100.00	3177.28	476.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00967

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9677.172 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.313]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01210

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1050.00 - a/2) = 4058.032 kN.m

≥ Mu (= 3177.276 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.277]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1050.00 = 681.995 kN

≥ Vu (= 476.804 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	638.33	538.33	100.00	411.13	231.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4322.800 x 400.00 = 1729120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 75.343 mm, c = 75.343 / β1 = 75.343 / 0.85 = 88.639 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (538.33 - 88.639) / 88.639 = 0.01522

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2334.410 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4322.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.852]

1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00803

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.343 mm

ΦMn = 0.85 x 4322.800 x 400 x (538.33 - a/2) = 735.847 kN.m

≥ Mu (= 411.127 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.790]

* 전단에 대한 검토 (d = 538.33 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 538.33 = 349.657 kN

≥ Vu (= 231.573 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	871.50	296.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01082

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4576.230 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.388]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01059

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 871.501 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.350]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 296.213 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	861.78	702.27	100.00	1238.48	545.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10676.400 x 400.00 = 4270560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 186.081 mm, c = 186.081 / β1 = 186.081 / 0.85 = 218.919 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (761.78 - 218.919) / 218.919 = 0.00744

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5572.195 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10676.4 mm² (철근도심 : 159.5 mm), [사용률 = 1.916]

1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01520

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 186.081 mm

ΦMn = 0.85 x 10676.400 x 400 x (702.27 - a/2) = 2211.471 kN.m

≥ Mu (= 1238.476 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.786]

* 전단에 대한 검토 (d = 702.27 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 702.27 = 456.135 kN

< Vu (= 545.763 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (545.763-456.135) x 300.00 / (400x702.27xΦ) x 1000 = 127.627 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 702.27 / 300.00 x 1000 = 371.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 702.27 / 1000 = 2432.718 kN ≥ 371.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (608.180 + 371.920) = 735.074 kN ≥ 545.763 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	850.00	100.00	2993.33	740.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00736

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11780.354 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.079]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01495

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (850.00 - a/2) = 3193.942 kN.m

≥ Mu (= 2993.332 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 552.091 kN

< Vu (= 740.009 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (740.009-552.091) x 300.00 / (400x850.00xΦ) x 1000 = 221.079 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 850.00 / 300.00 x 1000 = 450.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 850.00 / 1000 = 2944.486 kN ≥ 450.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (736.122 + 450.160) = 889.711 kN ≥ 740.009 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 부상방지턱 좌측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	235.84	312.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 23.499) / 23.499 = 0.13743

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 633.773 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.808]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00104

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (1100.00 - a/2) = 424.713 kN.m

≥ Mu (= 235.841 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.801]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 312.142 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 부상방지턱 우측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	109.35	273.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 23.499) / 23.499 = 0.13999

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 287.800 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.982]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00102

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (1120.00 - a/2) = 432.505 kN.m

≥ Mu (= 109.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.955]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 273.135 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 950 × 0.0020 = 1900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 950 x 1000 = 1425.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1425.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 641 × 0.0020 = 1282.99 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1282.988 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 641 x 1000 = 962.2 ㎟ (≤1800)
∴ 962.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 686 × 0.0020 = 1371.26 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1371.259 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 686 x 1000 = 1028.4 ㎟ (≤1800)
∴ 1028.4 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 857 × 0.0020 = 1714.78 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1714.775 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 857 x 1000 = 1286.1 ㎟ (≤1800)
∴ 1286.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 959 × 0.0020 = 1918.09 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 959 x 1000 = 1438.6 ㎟ (≤1800)
∴ 1438.6 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 부상방지턱 : 좌측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 부상방지턱 : 우측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

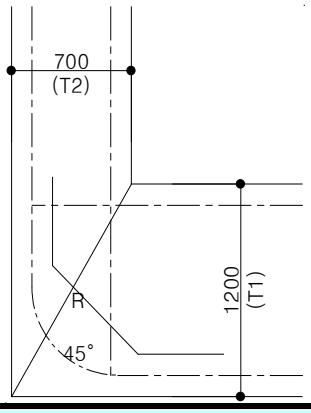
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 766.632 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 766.632 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1389.244$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 766.63 \times 10^6}{1389.244^2 \times 1000} = 1.986 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 766.63 \times 10^6}{1389.244 \times 180} = 6131.486 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6131.486 mm² - 3176.800 mm²

= 2954.686 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA , H16 - 8EA

∴ Total As = 3177.600 mm² > Req'd As (= 2954.686 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0010232 + √(2 x 0.0061 + (0.0061)²) = 0.105

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.105 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 34846921.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.965)

= 28.133 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 28.133 x 1146.000 = 32239.996 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0018484 + √(2 x 0.0111 + (0.0111)²) = 0.138

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.138 /3 = 0.954

fs = Mo / (As x d x j) = 34846921.000 / (1146.000 x 620.000 x 0.954)

= 51.414 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 51.414 x 1146.000 = 58920.015 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

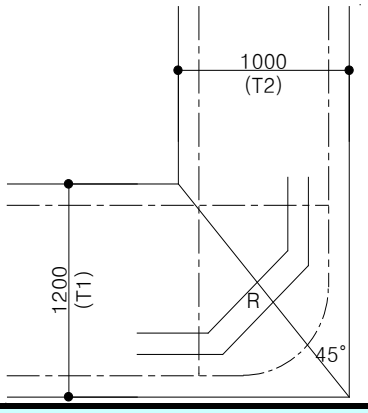
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(32239.996² + 58920.015²) / 180.0

As = 373.133 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1976.428 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1976.428 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1976.43 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 4.050 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1976.43 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 14058.649 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14058.649 mm² - 6353.600 mm²

= 7705.049 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 7705.049 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0010232 + √(2 x 0.0061 + (0.0061)²) = 0.105

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.105 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 76938089.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.965)

= 62.114 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 62.114 x 1146.000 = 71182.291 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0012457 + √(2 x 0.0075 + (0.0075)²) = 0.115

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.115 /3 = 0.962

fs = Mo / (As x d x j) = 76938089.000 / (1146.000 x 920.000 x 0.962)

= 75.883 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 75.883 x 1146.000 = 86962.368 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(71182.291² + 86962.368²) / 180.0

As = 624.336 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H32 - 8.0EA	125	452.668	O.K	3.621
		중앙부 (상면)	2	1120	H19 - 8.0EA	125	288.503	O.K	2.308
		중앙부 (하면)	2	1100	H32 - 8.0EA	125	200.784	O.K	1.606
		우측배수구	3	800	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	142.400	O.K	1.139
		우측	3	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	265.750	O.K	2.126
좌측벽체	1층	중앙부	4	538	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	436.537	O.K	3.492
		하부	5	600	H32 - 8.0EA	125	284.299	O.K	2.274
우측벽체	1층	중앙부	6	702	H19 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	468.059	O.K	3.744
		하부	7	850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	193.913	O.K	1.551
부상방지턱		좌측	8	1100	H19 - 4.0EA	250	461.921	O.K	1.848
		우측	9	1120	H19 - 4.0EA	250	1072.662	O.K	4.291

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 766.632 x 1000000 / [6353.600 x (1100.000 - 253.976/3)]
= 118.838 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(6x6353.600)]
= 253.976 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.84) - 2.5 x 84.00 = 452.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.84) = 530.13 mm
Sa는 작은 값인 452.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 452.67 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 413.961 x 1000000 / [2292.000 x (1120.000 - 162.298/3)]
= 169.445 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2292.000/1000.0 + 6x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(6x2292.000)]
= 162.298 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.44) - 2.5 x 70.50 = 288.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.44) = 371.80 mm
Sa는 작은 값인 288.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.50 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1236.712 x 1000000 / [6353.600 x (1100.000 - 253.976/3)]
= 191.706 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(6x6353.600)]
= 253.976 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.71) - 2.5 x 84.00 = 200.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.71) = 328.63 mm
Sa는 작은 값인 200.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.78 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1705.288 x 1000000 / [12707.200 x (800.000 - 598.590/3)]
= 223.489 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x12707.200/1000.0 + 70x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(70x12707.200)]
= 598.590 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.49) - 2.5 x 84.00 = 142.37 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 223.49) = 281.89 mm
Sa는 작은 값인 142.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.37 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1976.428 x 1000000 / [12707.200 x (1050.000 - 331.094/3)]

= 165.528 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -6x12707.200/1000.0 + 6x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(6x12707.200)]

= 331.094 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.53) - 2.5 x 84.00 = 265.75 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.53) = 380.60 mm

Sa는 작은 값인 265.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 265.75 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 258.319 x 1000000 / [4322.800 x (538.332 - 143.172/3)]
= 121.803 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4322.800/1000.0 + 6x4322.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x538.3/(6x4322.800)]
= 143.172 mm

사용철근량 = 4322.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.80) - 2.5 x 84.00 = 436.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.80) = 517.23 mm
Sa는 작은 값인 436.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 436.54 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 546.899 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 179.132/3)]
= 159.317 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x6353.600)]
= 179.132 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.32) - 2.5 x 84.00 = 284.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.32) = 395.44 mm
Sa는 작은 값인 284.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.30 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 770.485 x 1000000 / [10676.400 x (702.265 - 242.659/3)]
= 116.140 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x10676.400/1000.0 + 6x10676.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x702.3/(6x10676.400)]
= 242.659 mm

사용철근량 = 10676.4 mm² (철근도심 : 159.5 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4322.8 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.14) - 2.5 x 84.00 = 468.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.14) = 542.45 mm
Sa는 작은 값인 468.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.06 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1864.926 x 1000000 / [12707.200 x (850.000 - 291.760/3)]
= 194.968 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x12707.200/1000.0 + 6x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(6x12707.200)]
= 291.760 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.97) - 2.5 x 84.00 = 193.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.97) = 323.13 mm
Sa는 작은 값인 193.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.91 mm) ∴ O.K

9) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.171 x 1000000 / [1146.000 x (1100.000 - 116.309/3)]
= 114.434 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(6x1146.000)]
= 116.309 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.43) - 2.5 x 90.50 = 461.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.43) = 550.54 mm
Sa는 작은 값인 461.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 461.92 mm) ∴ O.K

10) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 72.750 x 1000000 / [1146.000 x (1120.000 - 117.420/3)]
= 58.732 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(6x1146.000)]
= 117.420 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.73) - 2.5 x 70.50 = 1164.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 58.73) = 1072.66 mm
Sa는 작은 값인 1072.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1072.66 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

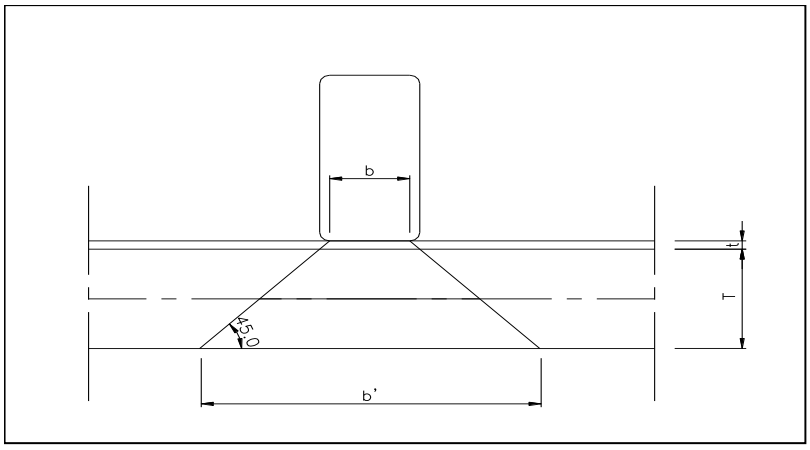
1) 고정하중

- 구체자중 = (507.703 + 139.602) / 8.900 = 72.731 kN/m²

- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

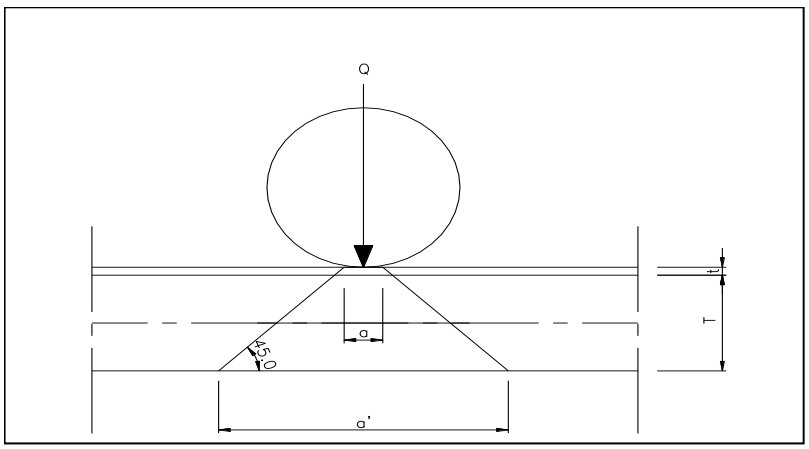


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760)= 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 72.73 + 1.84 + 11.37

= 85.938 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 299.030 kN/m² ≥ Qmax = 85.938 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	5.919	×	25.000			=	66.589	kN/m
		0.250	×	5.219	×	25.000	/	2	=	16.309	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	8.972	×	25.000			=	100.935	kN/m
		0.550	×	8.272	×	25.000	/	2	=	56.870	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.300	×	1.200	×	25.000	×	2	=	18.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.300	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.300	×	3.053	×	19.000			=	17.402	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.300	×	5.219	×	10.000	×	2	=	31.314	kN/m
- 수직수압	:	0.300	×	5.219	×	10.000	×	2	=	31.314	kN/m
								∴ Σ	=	607.669	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times 19.000 \times 3.053^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 16.114$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 0.000 \times 5.219 \times 19.000 + 5.219^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times (2 \times 3.053 \times 5.219 \times 19.000 + 5.219^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 104.663$ kN/m

∴ $\Sigma = 16.114 + 104.663 = 120.777$ kN/m

(3) 저항력

$R = 607.669 + 120.777 = 728.447$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 8.900 \times 6.419 \times 10.000 = 571.291$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 728.447 / 571.291$

$= 1.275 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NABB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	5.919	×	25.000			=	66.589	kN/m
		0.250	×	5.219	×	25.000	/	2	=	16.309	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	8.972	×	25.000			=	100.935	kN/m
		0.550	×	8.272	×	25.000	/	2	=	56.870	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.300	×	1.200	×	25.000	×	2	=	18.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.300	×	6.600	×	19.000			=	37.620	kN/m
		0.300	×	9.653	×	19.000			=	55.022	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.300	×	-1.381	×	10.000	×	2	=	-8.286	kN/m
- 수직수압	:	0.300	×	-1.381	×	10.000	×	2	=	-8.286	kN/m
								∴ Σ	=	603.709	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) +$

$0.500 \times 19.000 \times 9.653^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 236.405$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -1.381 \times 19.000 + -1.381^2 \times 10.000) / 2$

$\times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times (2 \times 9.653 \times -1.381 \times 19.000$

$+ -1.381^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = -74.139$ kN/m

∴ $\sum = 236.405 + -74.139 = 162.266$ kN/m

(3) 저항력

$R = 603.709 + 162.266 = 765.975$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{267.000}{8.900 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

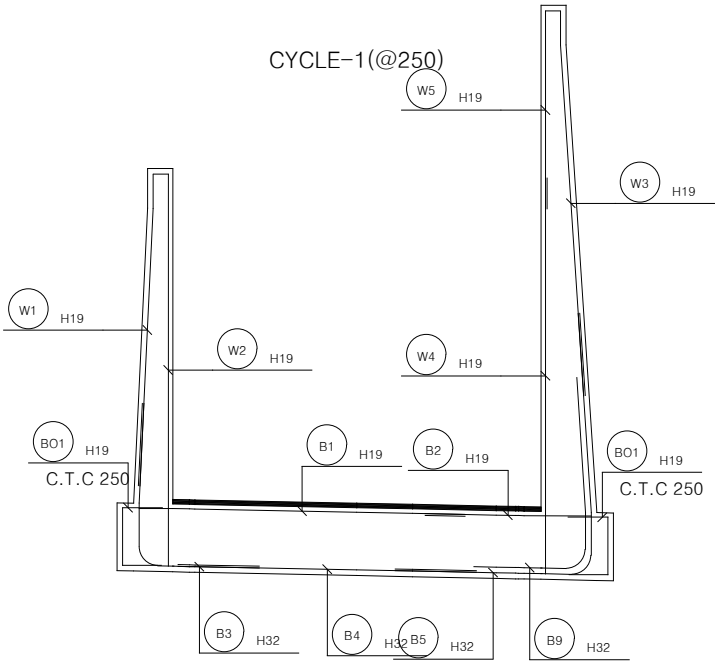
∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

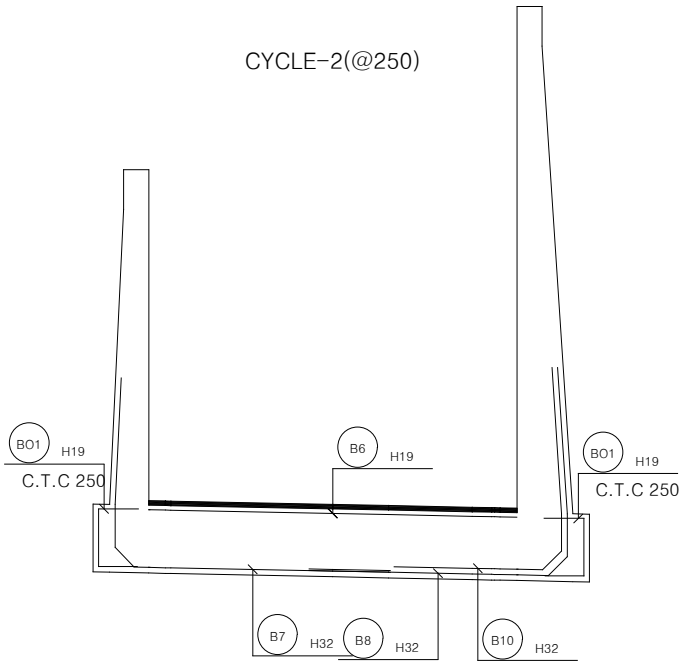
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{359.898}{8.900 \times 10.000 \times 1.100} = 3.676 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.676 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
W5 H19
W3 H19
W1 H19
W2 H19
W4 H19
BO1 H19
C.T.C 250
B1 H19
B2 H19
BO1 H19
C.T.C 250
B3 H32
B4 H32
B5 H32
B9 H32


CYCLE-2(@250)
BO1 H19
C.T.C 250
B6 H19
BO1 H19
C.T.C 250
B7 H32
B8 H32
B10 H32

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

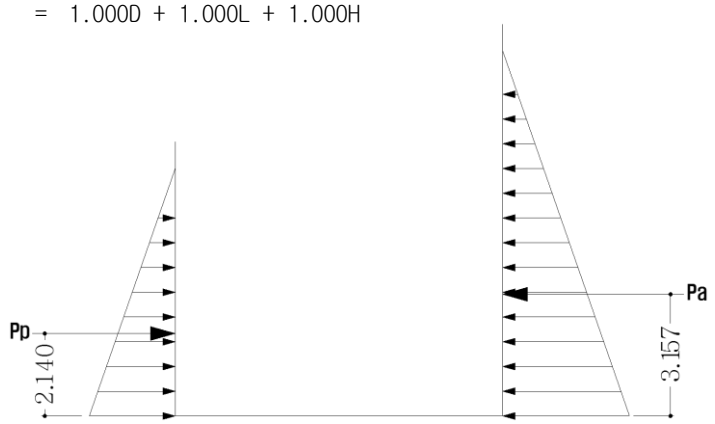
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	518.425	-	8.900	-
2. 상재활하중	10.000	-	8.900	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	6.419
4. 상재활하중	-	5.000	-	9.472
5. 주동토압(평상시)	-	283.825	-	3.157
6. 수동토압(평상시)	-	1174.301	-	2.140

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	528.425	1468.126

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

Pa = 1/2 x Ka x γ x H²

= 1/2 x 0.333 x 19.000 x 9.472²

= 283.825 kN

Ph = 283.825 x cos (0.000+0.000)

= 283.825 kN

Pv = 283.825 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 8.900 m, y = H/3 = 9.472 / 3 = 3.157 m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 6.419²

= 1174.301 kN

Ph = 1174.301 x cos (0.000+0.000)

= 1174.301 kN

Pv = 1174.301 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 8.900 m, y = H/3 = 6.419 / 3 = 2.140 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 8.00 + 528.425 · 0.600

= 317.055

저항하중 R = 1174.301 + 317.055 = 1491.356

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	1491.356	283.825	5.254	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

Ramp C U type 구조계산서

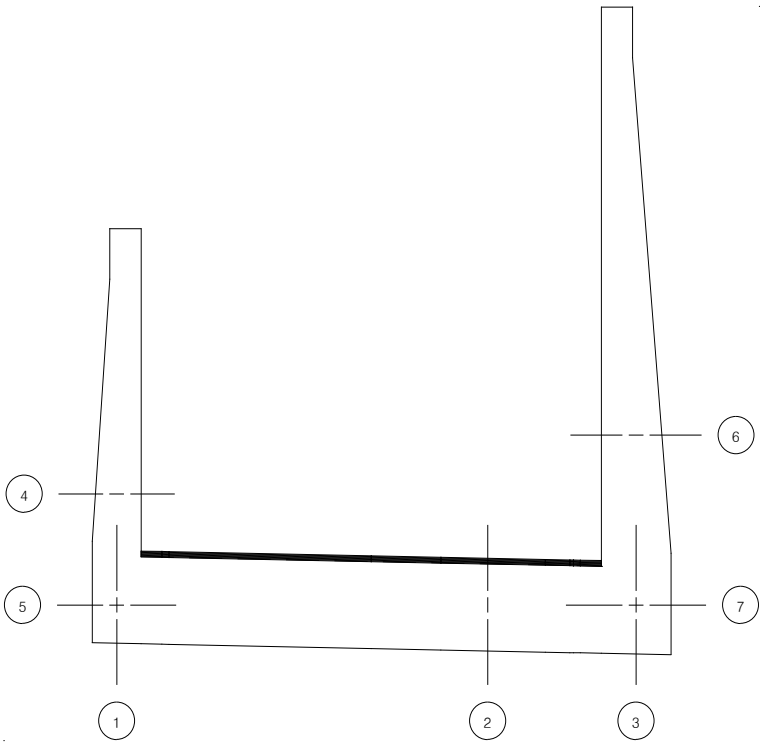
▣ STA. 0K+785.0 (BLOCK2 : U2)
▣ 토 피(FH) = -0.72 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 4.518M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	67.334	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	338.422	449.255	1.328	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	548.74	1158.22	1484.68	H32 - 4.0EA	3176.80	2.11
		중앙부(상면)	2	1000	1120	232.62	432.51	613.81	H19 - 4.0EA	1146.00	1.86
		중앙부(하면)	2	1000	1072	1544.37	2459.02	4395.40	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.59
		우측배수구	3	1000	822	1743.01	1849.91	6717.30	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.06
		우측	3	1000	1072	1989.04	2459.02	5725.17	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.24
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	550	225.79	564.33	1231.08	H32 - 4.0EA	3176.80	2.50
		하부	5	1000	600	435.21	618.16	2203.92	H32 - 4.0EA	3176.80	1.42
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	746	691.33	1664.99	2819.17	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	2.41
		하부	7	1000	872	1780.32	1971.73	6418.68	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부(하면)	2	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측배수구	3	1800.0	3310.7	O.K	1425.0	3310.7	O.K
		우측	3	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	1309.4	1986.0	O.K	982.1	1986.0	O.K
		하부	5	1386.2	1986.0	O.K	1039.7	1986.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1748.2	3310.7	O.K	1311.2	3310.7	O.K
		하부	7	1800.0	3310.7	O.K	1449.9	3310.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	324.6	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	250.7	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측배수구	3	533.7	286.0	658.65	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	696.1	264.8	967.67	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	357.3	144.2	496.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	162.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	484.4	381.1	673.41	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	566.2	501.8	787.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H32 - 4.0EA	250	553.329	O.K	2.213
		중앙부 (상면)	2	1120	H19 - 4.0EA	250	410.806	O.K	1.643
		중앙부 (하면)	2	1072	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	404.385	O.K	3.235
		우측배수구	3	822	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	127.100	O.K	1.017
		우측	3	1072	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	232.977	O.K	1.864
좌측벽체	1층	중앙부	4	550	H32 - 4.0EA	250	696.257	O.K	2.785
		하부	5	600	H32 - 4.0EA	250	303.831	O.K	1.215
우측벽체	1층	중앙부	6	746	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	660.273	O.K	5.282
		하부	7	872	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	186.714	O.K	1.494

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 4.518M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.919 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

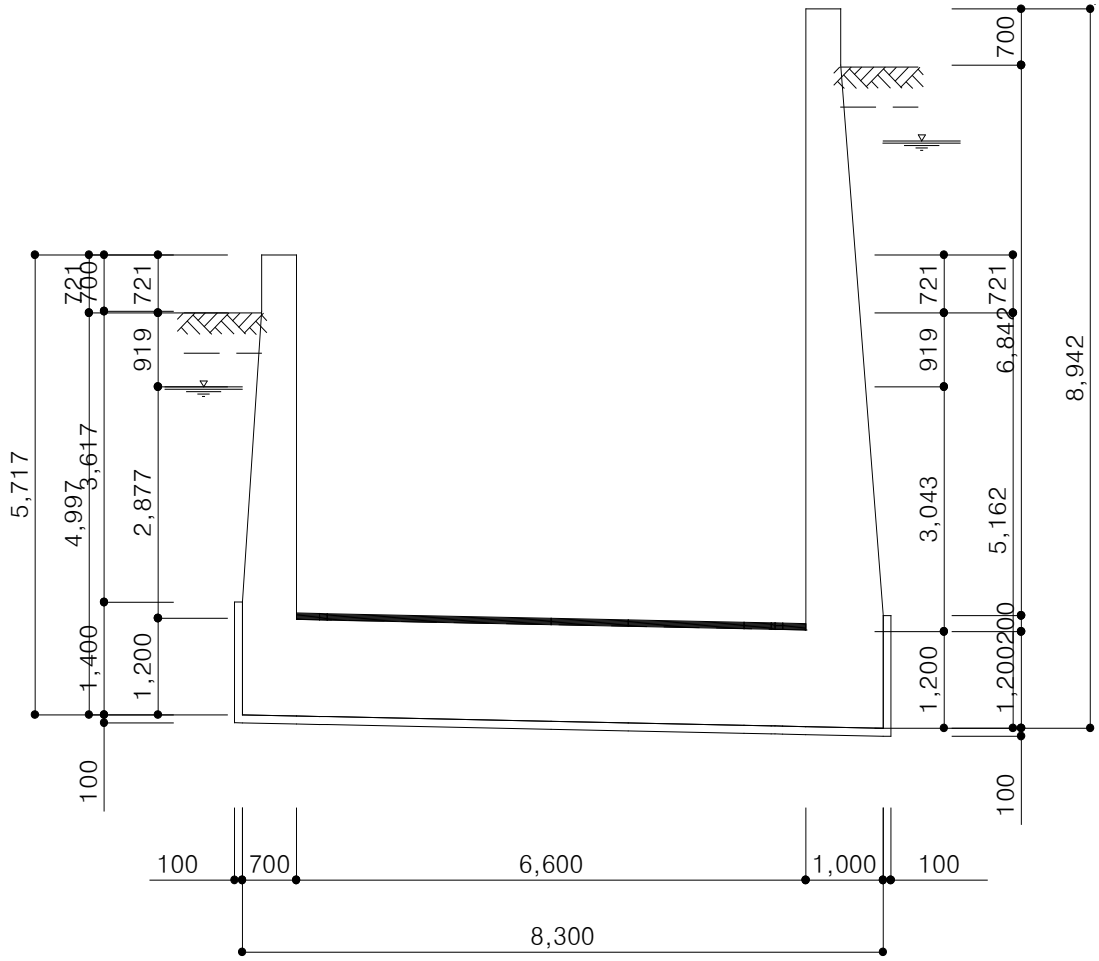
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
721
919
6,842
8,942
5,717
3,617
4,997
2,877
3,043
5,162
1,400
1,200
200
100
100
700
6,600
1,000
100
8,300

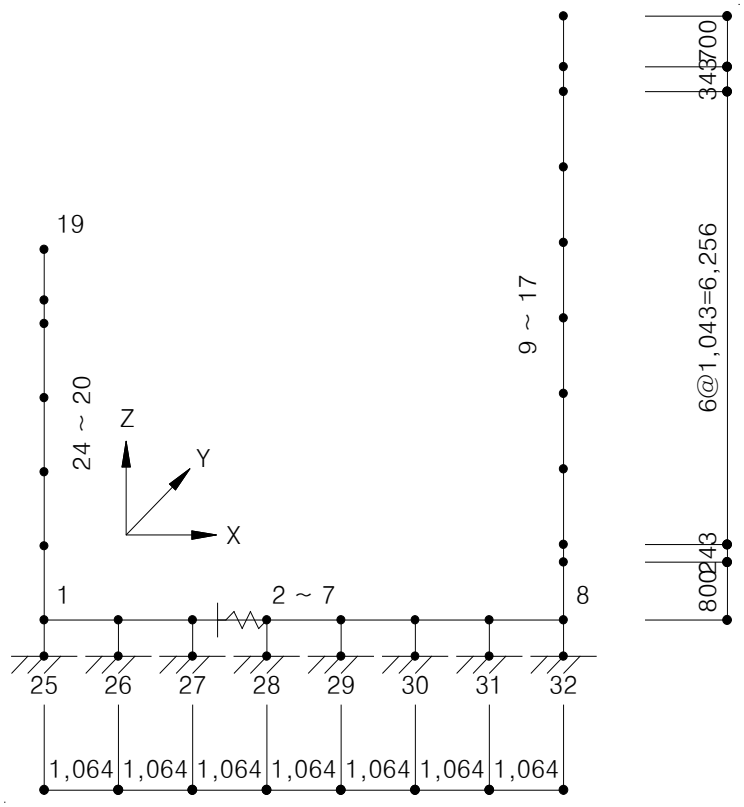
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

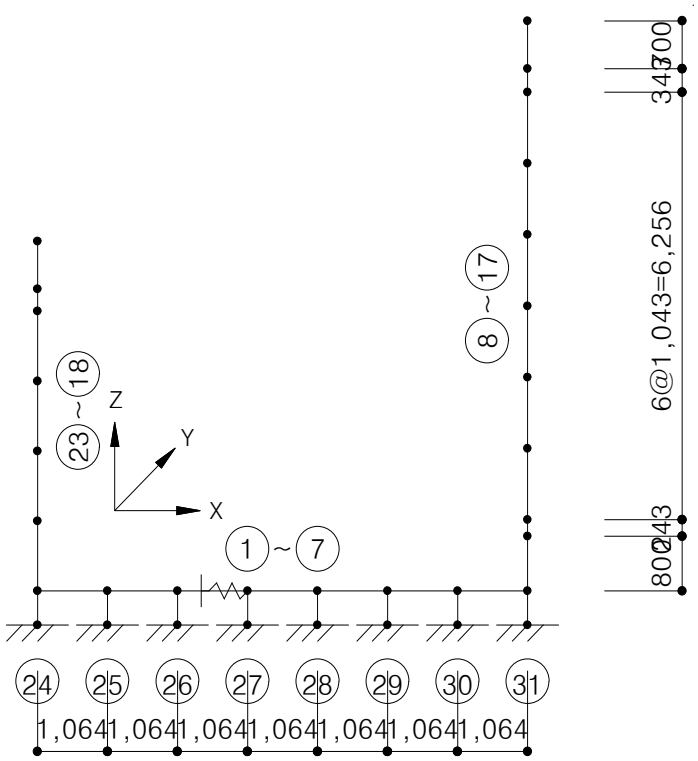
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.987 × 1.000	= 0.987	0.08010	10
4	0.903 × 1.000	= 0.903	0.06137	11
5	0.819 × 1.000	= 0.819	0.04582	12
6	0.735 × 1.000	= 0.735	0.03315	13
7	0.652 × 1.000	= 0.652	0.02306	14
8	0.568 × 1.000	= 0.568	0.01525	15
9	0.484 × 1.000	= 0.484	0.00945	16
10	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00792	17
11	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19
12	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00788	20
13	0.478 × 1.000	= 0.478	0.00910	21
14	0.549 × 1.000	= 0.549	0.01376	22
15	0.619 × 1.000	= 0.619	0.01980	23
16	0.690 × 1.000	= 0.690	0.02738	24
17	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

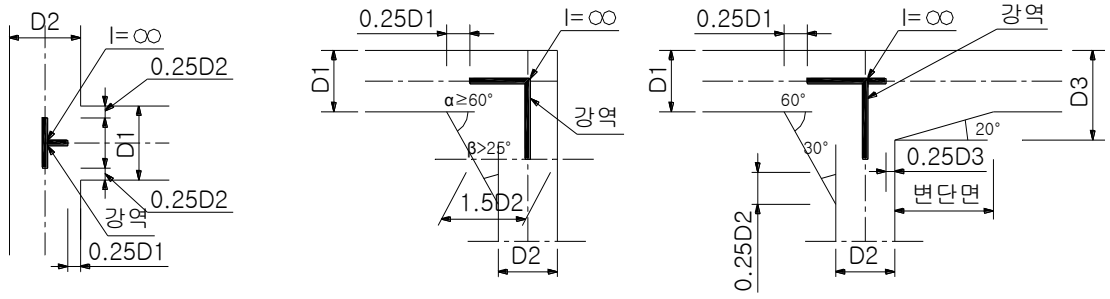
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	9
19	SEC 3 ~ 4	10
20	SEC 4 ~ 5	11
21	SEC 5 ~ 6	12
22	SEC 6 ~ 7	13
23	SEC 7 ~ 8	14
24	SEC 8 ~ 9	15
25	SEC 9 ~ 10	16
26	SEC 10 ~ 11	17
27	SEC 11 ~ 12	18
28	SEC 12 ~ 13	19
29	SEC 13 ~ 14	20
30	SEC 14 ~ 15	21
31	SEC 15 ~ 16	22
32	SEC 16 ~ 17	23

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	17	7.450	8.142
2	1.064	0.500	18	7.450	8.842
3	2.129	0.500	19	0.000	5.617
4	3.193	0.500	20	0.000	4.917
5	4.257	0.500	21	0.000	4.594
6	5.321	0.500	22	0.000	3.570
7	6.386	0.500	23	0.000	2.547
8	7.450	0.500	24	0.000	1.523
9	7.450	1.300	25	0.000	0.000
10	7.450	1.543	26	1.064	0.000
11	7.450	2.585	27	2.129	0.000
12	7.450	3.628	28	3.193	0.000
13	7.450	4.671	29	4.257	0.000
14	7.450	5.714	30	5.321	0.000
15	7.450	6.756	31	6.386	0.000
16	7.450	7.799	32	7.450	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

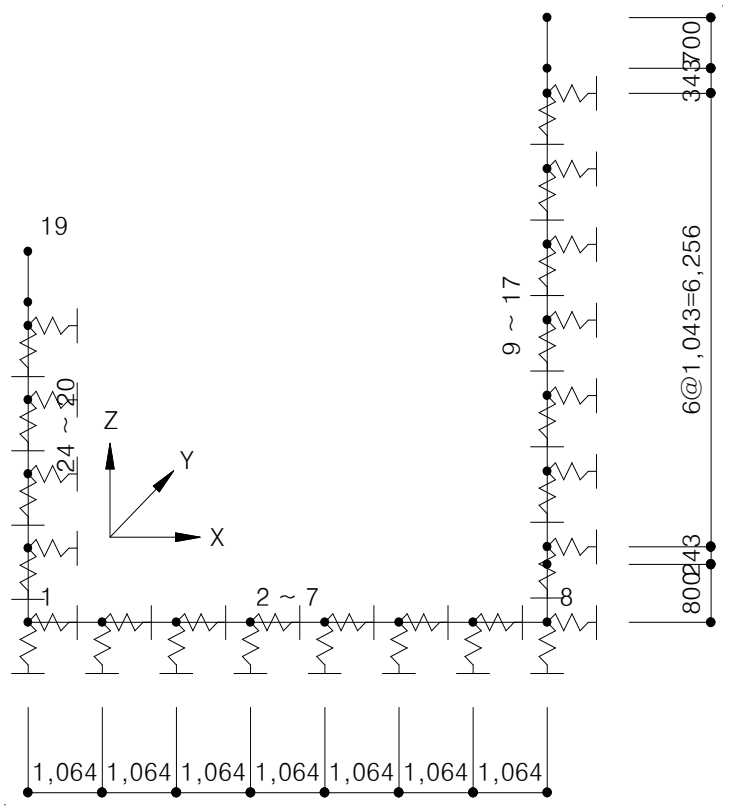
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

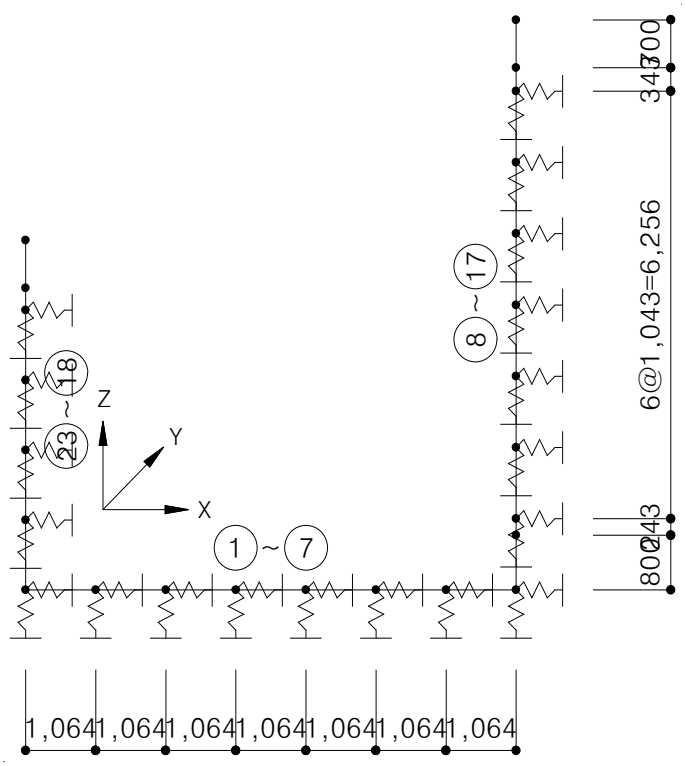
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.987 × 1.000	= 0.987	0.08010	10
4	0.903 × 1.000	= 0.903	0.06137	11
5	0.819 × 1.000	= 0.819	0.04582	12
6	0.735 × 1.000	= 0.735	0.03315	13
7	0.652 × 1.000	= 0.652	0.02306	14
8	0.568 × 1.000	= 0.568	0.01525	15
9	0.484 × 1.000	= 0.484	0.00945	16
10	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00792	17
11	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19
12	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00788	20
13	0.478 × 1.000	= 0.478	0.00910	21
14	0.549 × 1.000	= 0.549	0.01376	22
15	0.619 × 1.000	= 0.619	0.01980	23
16	0.690 × 1.000	= 0.690	0.02738	24
17	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

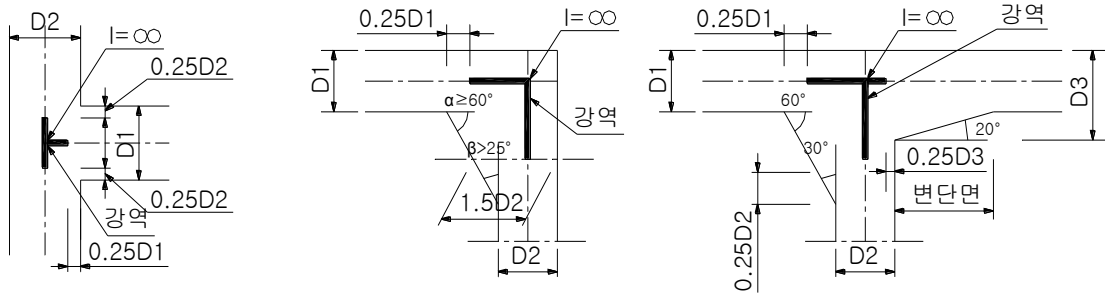
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	9
19	SEC 3 ~ 4	10
20	SEC 4 ~ 5	11
21	SEC 5 ~ 6	12
22	SEC 6 ~ 7	13
23	SEC 7 ~ 8	14
24	SEC 8 ~ 9	15
25	SEC 9 ~ 10	16
26	SEC 10 ~ 11	17
27	SEC 11 ~ 12	18
28	SEC 12 ~ 13	19
29	SEC 13 ~ 14	20
30	SEC 14 ~ 15	21
31	SEC 15 ~ 16	22
32	SEC 16 ~ 17	23

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	7.450	4.171
2	1.064	0.000	14	7.450	5.214
3	2.129	0.000	15	7.450	6.256
4	3.193	0.000	16	7.450	7.299
5	4.257	0.000	17	7.450	7.642
6	5.321	0.000	18	7.450	8.342
7	6.386	0.000	19	0.000	5.117
8	7.450	0.000	20	0.000	4.417
9	7.450	0.800	21	0.000	4.094
10	7.450	1.043	22	0.000	3.070
11	7.450	2.085	23	0.000	2.047
12	7.450	3.128	24	0.000	1.023

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(8.300 × 8.300) = 8.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (8.300 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2486.87 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.064/2) = 2194 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 2647 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.064/2 + 1.000/2) = 2567 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

- 점성토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\times\alpha\times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(B × B) = √(8.300 × 8.300) = 8.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (8.300 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 4973.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4973.750 = 1657.92 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(H × H) = √(4.997 × 4.997) = 4.997 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (4.997 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 7277.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7277.450 = 2425.82 kN/m³

(3) 측벽 : 제1도층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(4.997 × 4.997) = 4.997 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = $60000.000 \times (4.997 / 0.3)^{-3/4}$ = 7277.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7277.450 = 2425.82 kN/m³

(4) 측벽 : 제2도층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(4.997 × 4.997) = 4.997 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = $60000.000 \times (4.997 / 0.3)^{-3/4}$ = 7277.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7277.450 = 2425.82 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.043/2 + 1.043/2) = 7588 kN/m	10~16
Kss1	Kss x (1.043/2 + 1.043/2) = 2529 kN/m	
Kh2	Kh x (1.023/2 + 1.023/2) = 7448 kN/m	21~24
Kss2	Kss x (1.023/2 + 1.023/2) = 2483 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 5294 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 1765 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.064/2) = 4388 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.023/2 + 1.200/2) = 8091 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.000/2) = 5134 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.043/2 + 1.200/2) = 8161 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.303 × 23.000 × 0.500	= 3.482 kN/m²
Wh2	= 3.482 + 0.197 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.826 × 19.000 × 0.500	= 13.600 kN/m²
Wh4	= 13.600 + 1.024 × 19.000 × 0.500	= 23.323 kN/m²
Wh5	= 23.323 + 1.024 × 19.000 × 0.500	= 33.046 kN/m²
Wh6	= 33.046 + 1.024 × 19.000 × 0.500	= 42.770 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.322 × 23.000 × 0.500	= 3.700 kN/m²
Wh2	= 3.700 + 0.178 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.864 × 19.000 × 0.500	= 13.962 kN/m²
Wh4	= 13.962 + 1.043 × 19.000 × 0.500	= 23.867 kN/m²
Wh5	= 23.867 + 1.043 × 19.000 × 0.500	= 33.773 kN/m²
Wh6	= 33.773 + 1.043 × 19.000 × 0.500	= 43.679 kN/m²
Wh7	= 43.679 + 1.043 × 19.000 × 0.500	= 53.584 kN/m²
Wh8	= 53.584 + 1.043 × 19.000 × 0.500	= 63.490 kN/m²
Wh9	= 63.490 + 0.243 × 19.000 × 0.500	= 65.796 kN/m²
Wh10	= 65.796 + 0.800 × 19.000 × 0.500	= 73.396 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.303 × 23.000 × 0.500	= 3.482 kN/m²
Wh2	= 3.482 + 0.197 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.419 × 19.000 × 0.500	= 9.733 kN/m²
Wh4	= 9.733 + 0.407 × 10.000 × 0.500	= 11.768 kN/m²
Wh5	= 11.768 + 1.024 × 10.000 × 0.500	= 16.885 kN/m²
Wh6	= 16.885 + 1.024 × 10.000 × 0.500	= 22.003 kN/m²
Wh7	= 22.003 + 1.024 × 10.000 × 0.500	= 27.120 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.322 × 23.000 × 0.500	= 3.700 kN/m²
Wh2	= 3.700 + 0.178 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.419 × 19.000 × 0.500	= 9.730 kN/m²
Wh4	= 9.730 + 0.445 × 10.000 × 0.500	= 11.958 kN/m²
Wh5	= 11.958 + 1.043 × 10.000 × 0.500	= 17.171 kN/m²
Wh6	= 17.171 + 1.043 × 10.000 × 0.500	= 22.384 kN/m²
Wh7	= 22.384 + 1.043 × 10.000 × 0.500	= 27.598 kN/m²
Wh8	= 27.598 + 1.043 × 10.000 × 0.500	= 32.811 kN/m²
Wh9	= 32.811 + 1.043 × 10.000 × 0.500	= 38.025 kN/m²
Wh10	= 38.025 + 0.243 × 10.000 × 0.500	= 39.238 kN/m²
Wh11	= 39.238 + 0.800 × 10.000 × 0.500	= 43.238 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.919 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1	= 0.407 × 10.000	= 4.069	kN/m²
Ww2	= 4.069 + 1.024 × 10.000	= 14.304	kN/m²
Ww3	= 14.304 + 1.024 × 10.000	= 24.539	kN/m²
Ww4	= 24.539 + 1.024 × 10.000	= 34.774	kN/m²

- 우측 벽체

Ww5	= 0.445 × 10.000	= 4.454	kN/m²
Ww6	= 4.454 + 1.043 × 10.000	= 14.881	kN/m²
Ww7	= 14.881 + 1.043 × 10.000	= 25.308	kN/m²
Ww8	= 25.308 + 1.043 × 10.000	= 35.735	kN/m²
Ww9	= 35.735 + 1.043 × 10.000	= 46.162	kN/m²
Ww10	= 46.162 + 1.043 × 10.000	= 56.590	kN/m²
Ww11	= 56.590 + 0.243 × 10.000	= 59.017	kN/m²
Ww12	= 59.017 + 0.800 × 10.000	= 67.017	kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww13 = (4.997 - 0.919) × 10.000 = 40.774 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	3.953°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 0.464

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	3.953°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 0.399

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.303 × 23.000 × 0.464 = 3.231 kN/m²

Wh2 = 3.231 + 0.197 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.826 × 19.000 × 0.464 = 12.621 kN/m²

Wh4 = 12.621 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 21.644 kN/m²

Wh5 = 21.644 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 30.667 kN/m²

Wh6 = 30.667 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 39.690 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.464 = 3.433 kN/m²

Wh2 = 3.433 + 0.178 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.864 × 19.000 × 0.464 = 12.957 kN/m²

Wh4 = 12.957 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 22.149 kN/m²

Wh5 = 22.149 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 31.341 kN/m²

Wh6 = 31.341 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 40.534 kN/m²

Wh7 = 40.534 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 49.726 kN/m²

Wh8 = 49.726 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 58.919 kN/m²

Wh9 = 58.919 + 0.243 × 19.000 × 0.464 = 61.058 kN/m²

Wh10 = 61.058 + 0.800 × 19.000 × 0.464 = 68.111 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.303 × 23.000 × 0.399 = 2.779 kN/m²

Wh2 = 2.779 + 0.197 × 23.000 × 0.399 = 4.589 kN/m²

Wh3 = 4.589 + 0.826 × 19.000 × 0.399 = 10.853 kN/m²

Wh4 = 10.853 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 18.612 kN/m²

Wh5 = 18.612 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 26.371 kN/m²

Wh6 = 26.371 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 34.130 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.399 = 2.952 kN/m²

Wh2 = 2.952 + 0.178 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²

Wh3 = 4.588 + 0.864 × 19.000 × 0.399 = 11.142 kN/m²

Wh4 = 11.142 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 19.046 kN/m²

Wh5 = 19.046 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 26.951 kN/m²

Wh6 = 26.951 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 34.856 kN/m²

Wh7 = 34.856 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 42.760 kN/m²

Wh8 = 42.760 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 50.665 kN/m²

Wh9 = 50.665 + 0.243 × 19.000 × 0.399 = 52.505 kN/m²

Wh10 = 52.505 + 0.800 × 19.000 × 0.399 = 58.570 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.303 × 23.000 × 0.464 = 3.231 kN/m²

Wh2 = 3.231 + 0.197 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.419 × 19.000 × 0.464 = 9.033 kN/m²

Wh4 = 9.033 + 0.407 × 10.000 × 0.464 = 10.921 kN/m²

Wh5 = 10.921 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 15.670 kN/m²

Wh6 = 15.670 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 20.419 kN/m²

Wh7 = 20.419 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 25.168 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.464 = 3.433 kN/m²

Wh2 = 3.433 + 0.178 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.419 × 19.000 × 0.464 = 9.030 kN/m²

Wh4 = 9.030 + 0.445 × 10.000 × 0.464 = 11.097 kN/m²

Wh5 = 11.097 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 15.935 kN/m²

Wh6 = 15.935 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 20.773 kN/m²

Wh7 = 20.773 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 25.611 kN/m²

Wh8 = 25.611 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 30.449 kN/m²

Wh9 = 30.449 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 35.287 kN/m²

Wh10 = 35.287 + 0.243 × 10.000 × 0.464 = 36.413 kN/m²

Wh11 = 36.413 + 0.800 × 10.000 × 0.464 = 40.125 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.303 × 23.000 × 0.399 = 2.779 kN/m²

Wh2 = 2.779 + 0.197 × 23.000 × 0.399 = 4.589 kN/m²

Wh3 = 4.589 + 0.419 × 19.000 × 0.399 = 7.767 kN/m²

Wh4 = 7.767 + 0.407 × 10.000 × 0.399 = 9.391 kN/m²

Wh5 = 9.391 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 13.475 kN/m²

Wh6 = 13.475 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 17.558 kN/m²

Wh7 = 17.558 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 21.642 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.322 × 23.000 × 0.399 = 2.952 kN/m²

Wh2 = 2.952 + 0.178 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²

Wh3 = 4.588 + 0.419 × 19.000 × 0.399 = 7.765 kN/m²

Wh4 = 7.765 + 0.445 × 10.000 × 0.399 = 9.542 kN/m²

Wh5 = 9.542 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 13.702 kN/m²

Wh6 = 13.702 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 17.863 kN/m²

Wh7 = 17.863 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 22.023 kN/m²

Wh8 = 22.023 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 26.184 kN/m²

Wh9 = 26.184 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 30.344 kN/m²

Wh10 = 30.344 + 0.243 × 10.000 × 0.399 = 31.312 kN/m²

Wh11 = 31.312 + 0.800 × 10.000 × 0.399 = 34.504 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

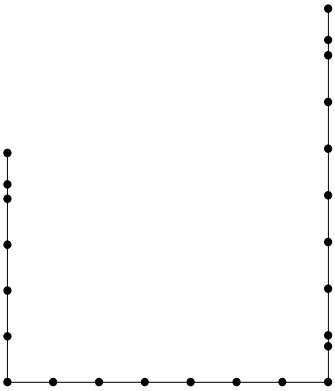
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

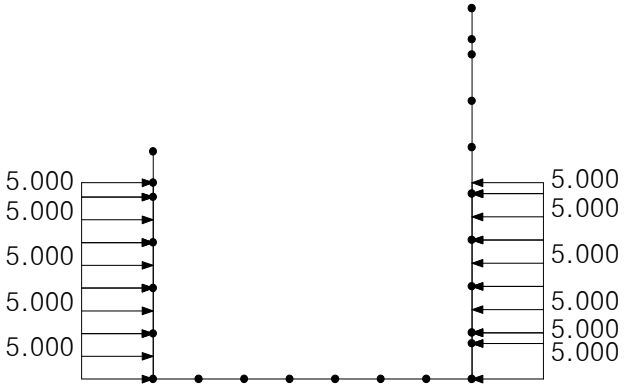
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.498×25.000×0.063 = 0.785	f2 = 0.498×25.000×0.154 = 1.918
f3 = 0.526×25.000×0.063 = 0.828	f3 = 0.526×25.000×0.154 = 2.024
f4 = 0.610×25.000×0.063 = 0.960	f4 = 0.610×25.000×0.154 = 2.347
f5 = 0.693×25.000×0.063 = 1.092	f5 = 0.693×25.000×0.154 = 2.670
f6 = 0.777×25.000×0.063 = 1.224	f6 = 0.777×25.000×0.154 = 2.992
f7 = 0.861×25.000×0.063 = 1.356	f7 = 0.861×25.000×0.154 = 3.315
f8 = 0.945×25.000×0.063 = 1.488	f8 = 0.945×25.000×0.154 = 3.638
f9 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f9 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f10 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f10 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f11 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f11 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

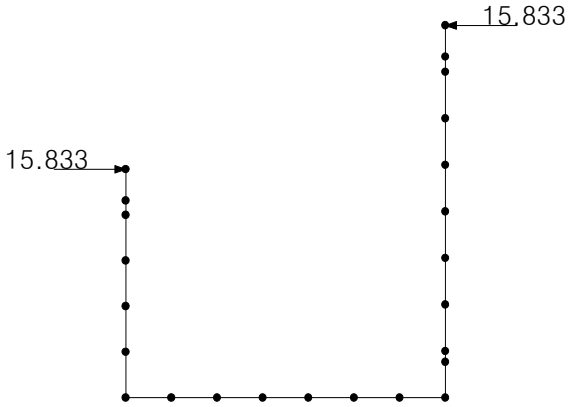
1) CASE1 - 구체자중(SW)



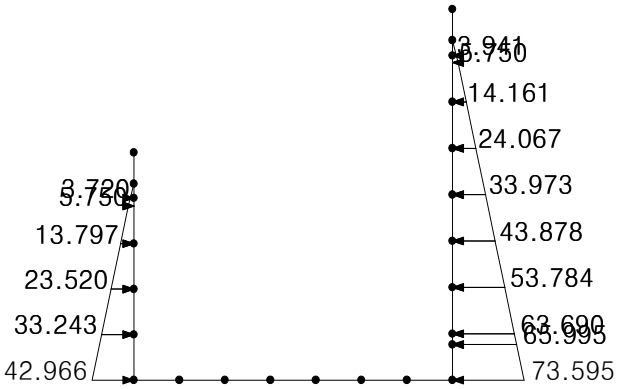
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



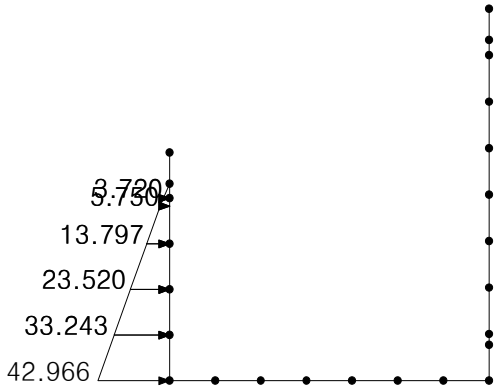
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



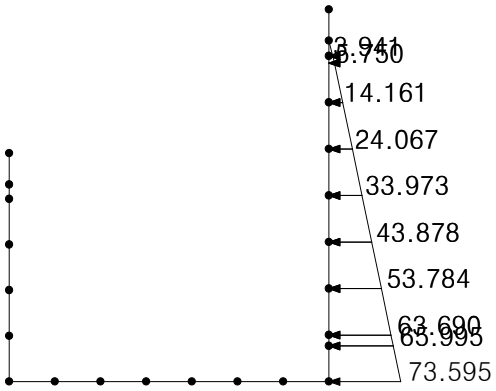
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



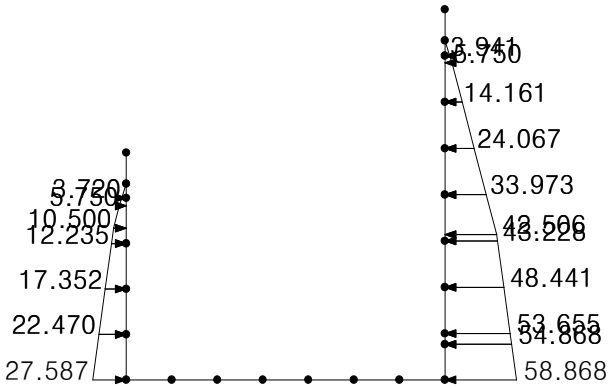
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



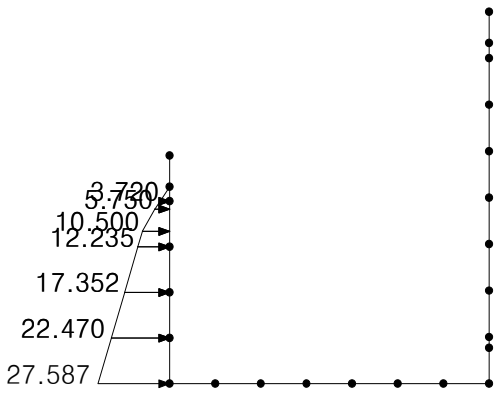
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



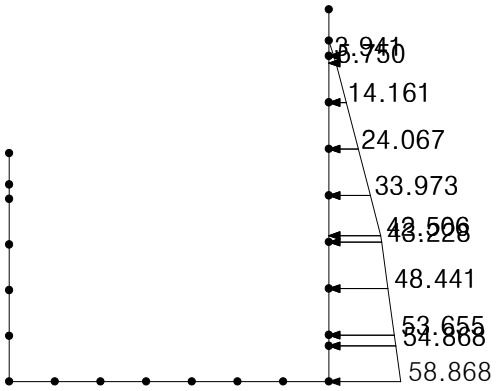
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



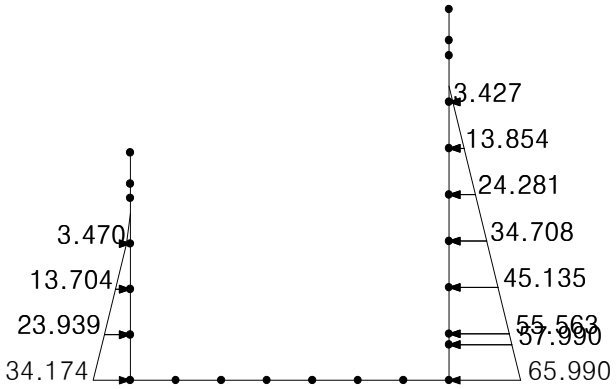
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



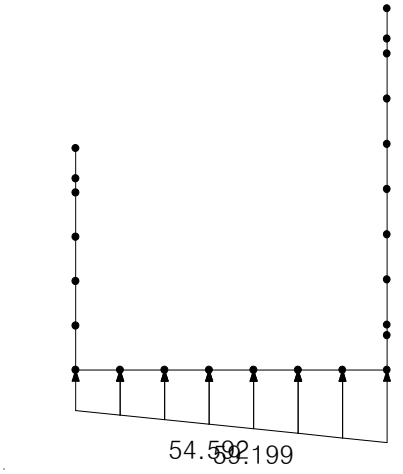
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



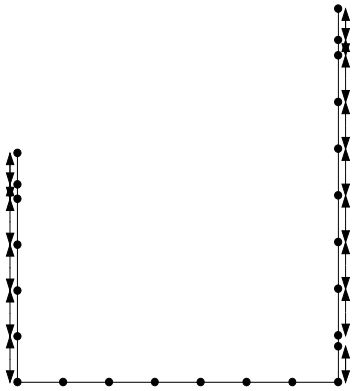
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

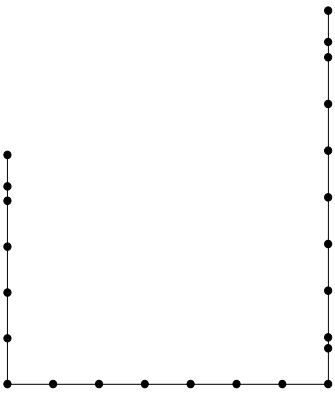


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

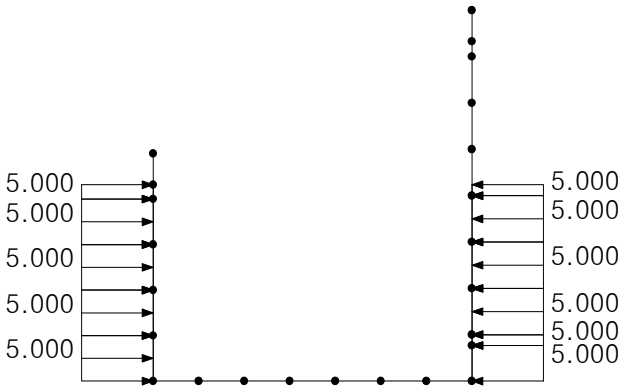


11. 하중 재하 (기능수행)

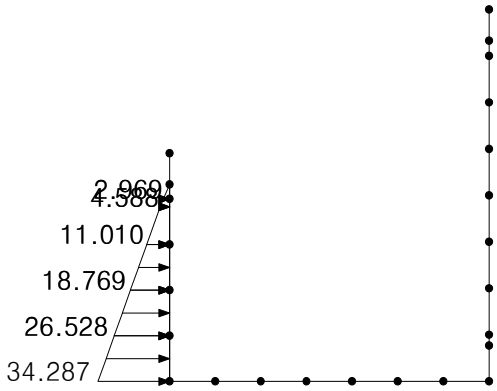
1) CASE1 - 구체자중(SW)



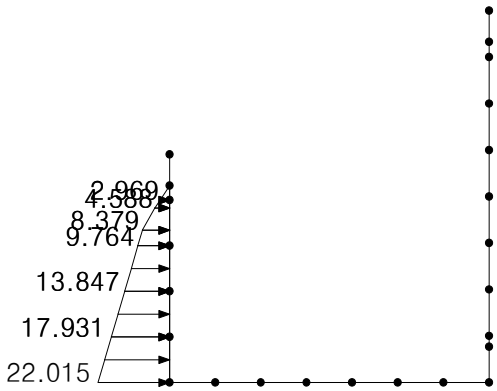
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



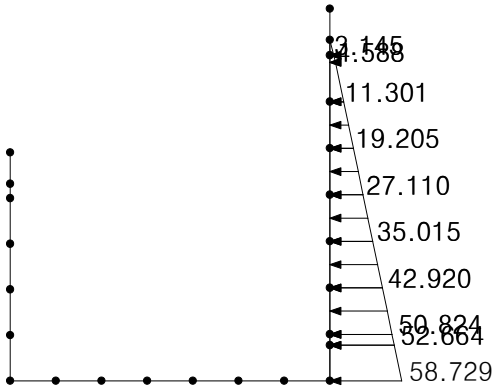
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



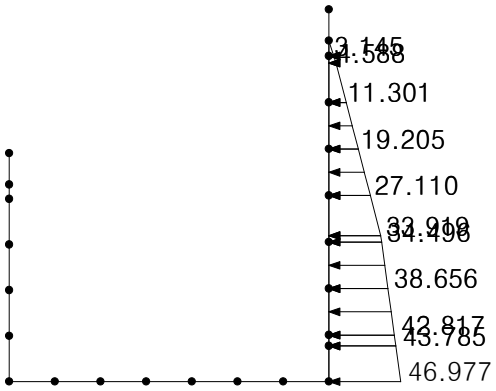
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



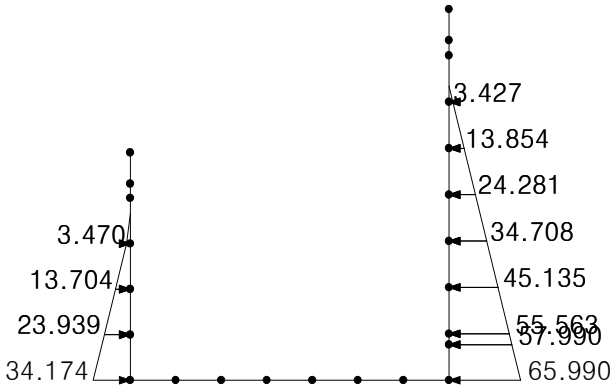
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



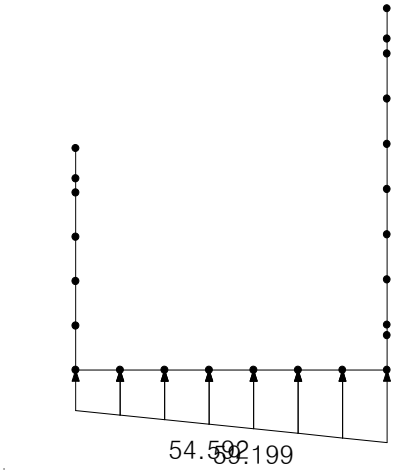
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



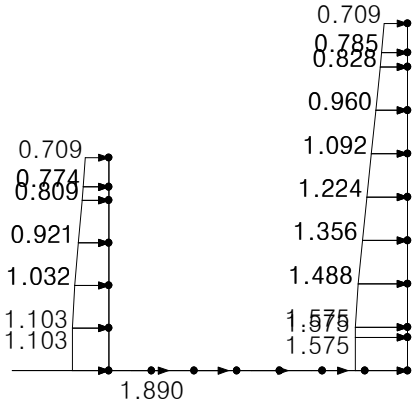
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



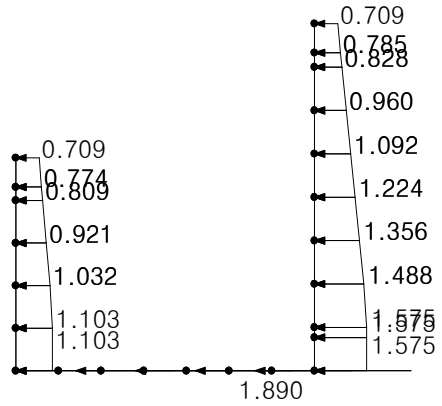
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

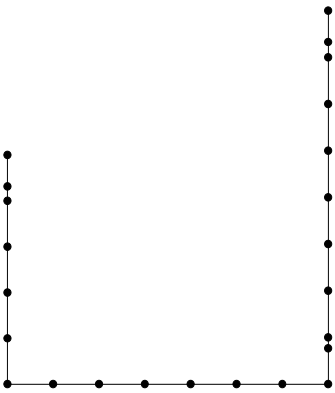


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

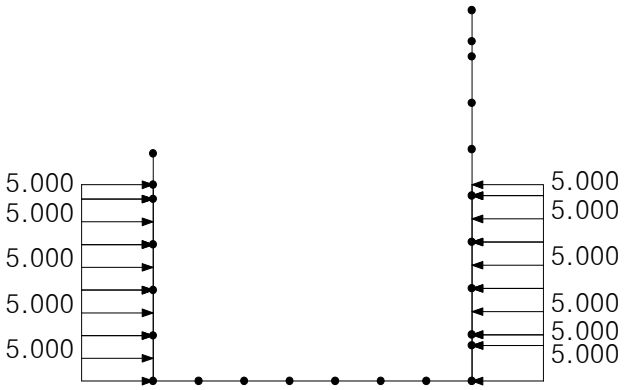


12. 하중 재하 (붕괴방지)

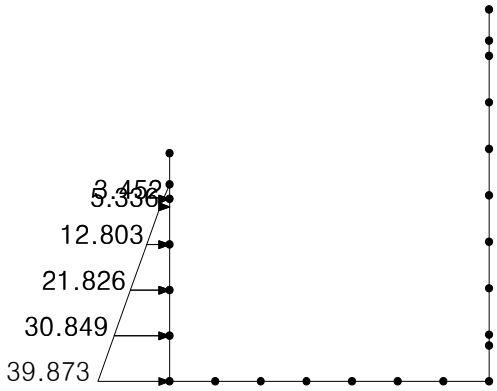
1) CASE1 - 구체자중(SW)



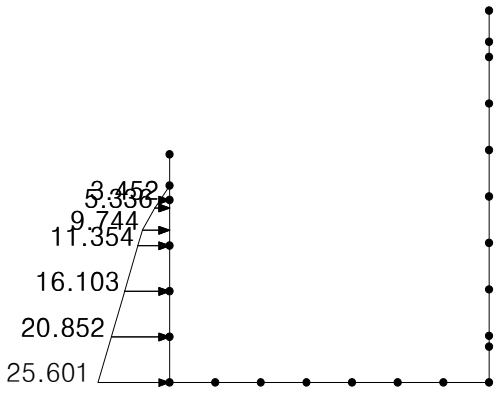
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



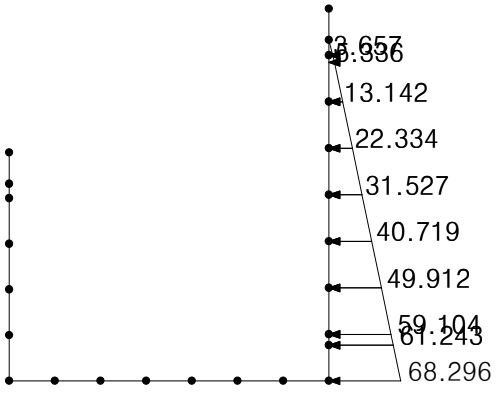
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



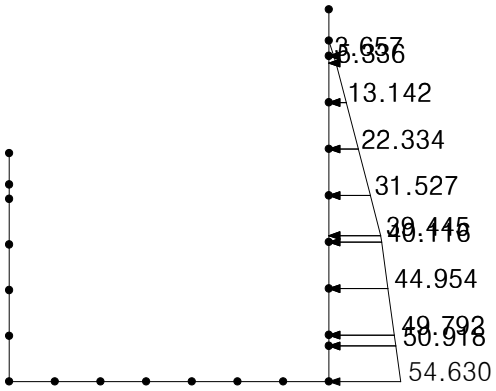
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



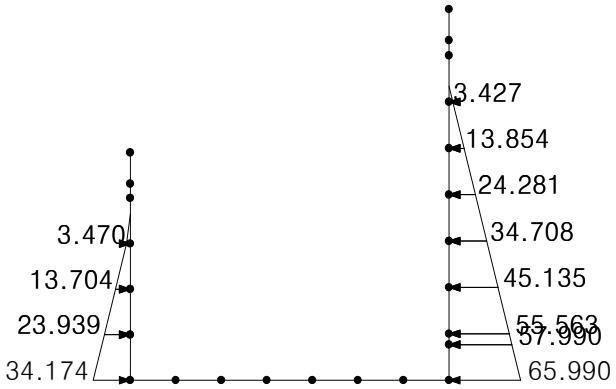
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



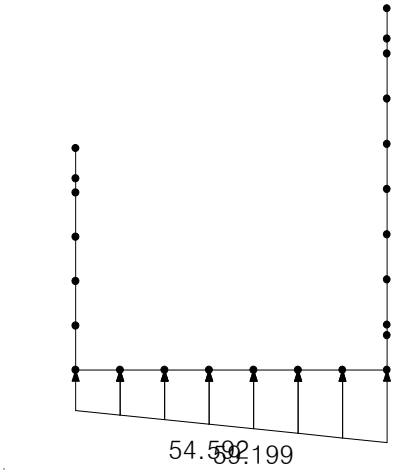
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



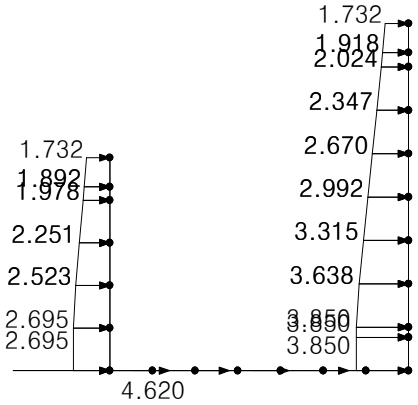
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



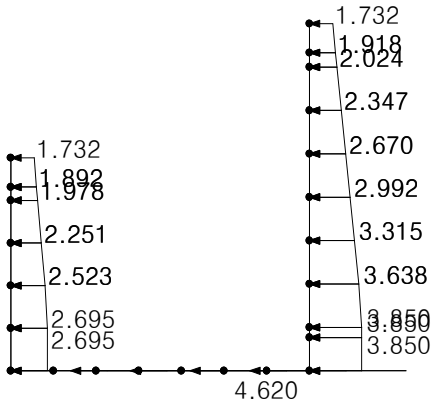
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.721 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

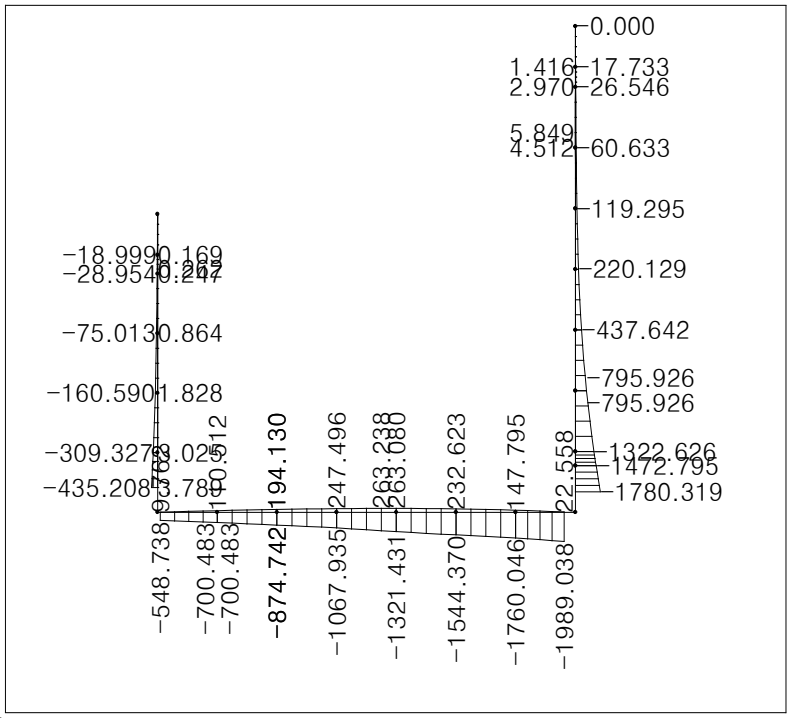
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

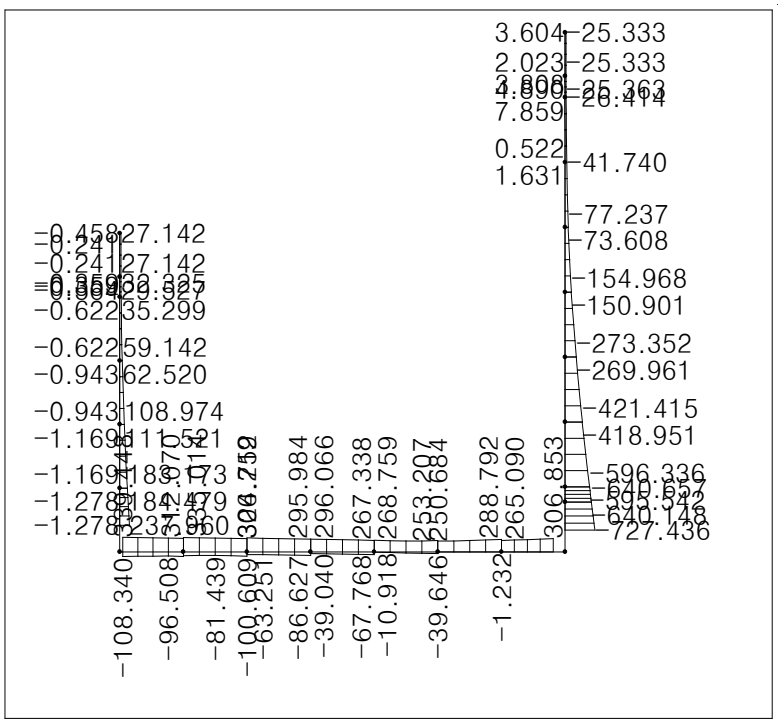
14. 단면력정리

14.1 상시

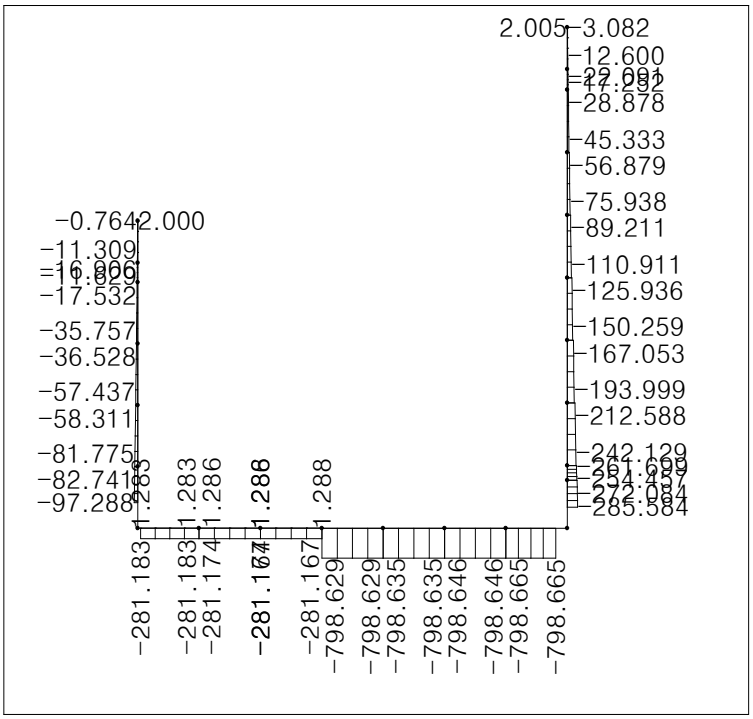
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



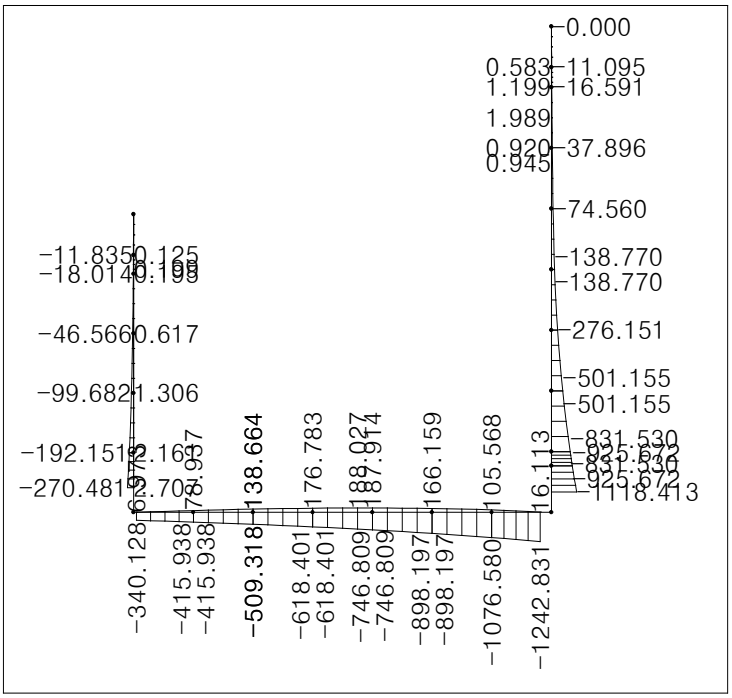
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

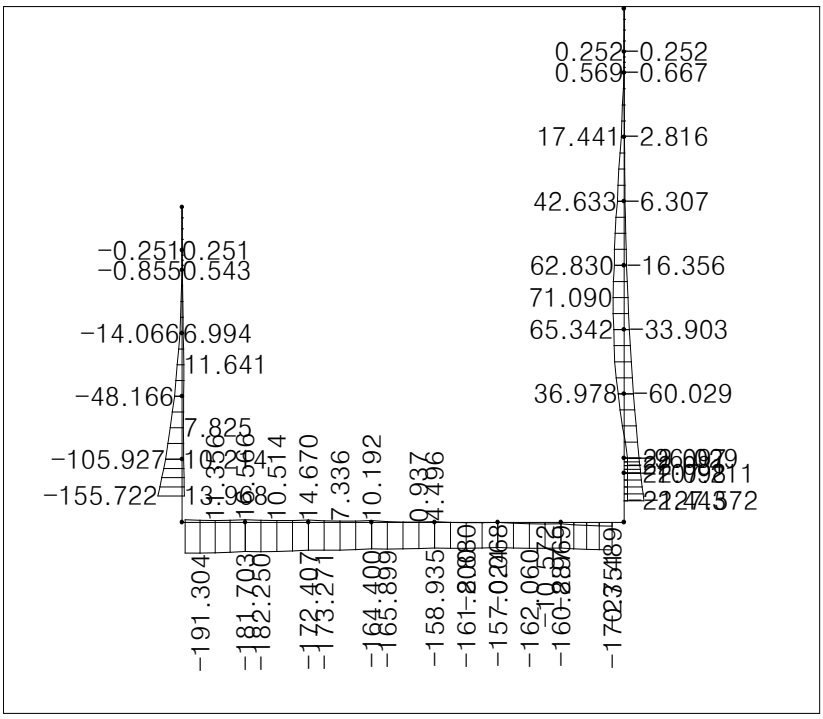


5) 단면력 정리

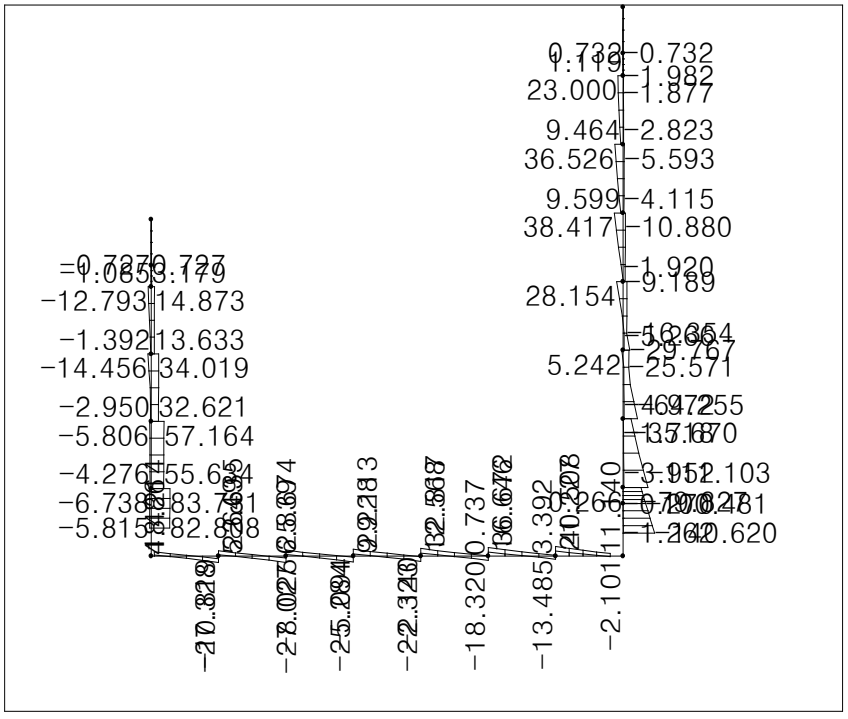
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	548.74	324.59	281.18	340.13	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	232.62	250.68	798.64	166.16	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	1544.37	250.68	798.64	898.20	1000.00	1200.00	
		우측	4	1989.04	264.85	798.67	1242.83	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	225.79	144.22	69.73	140.18	1000.00	650.16	
		하부	6	435.21	162.86	97.29	270.48	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	691.33	381.06	187.02	435.52	1000.00	874.10	
		하부	8	1780.32	501.77	285.58	1118.41	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

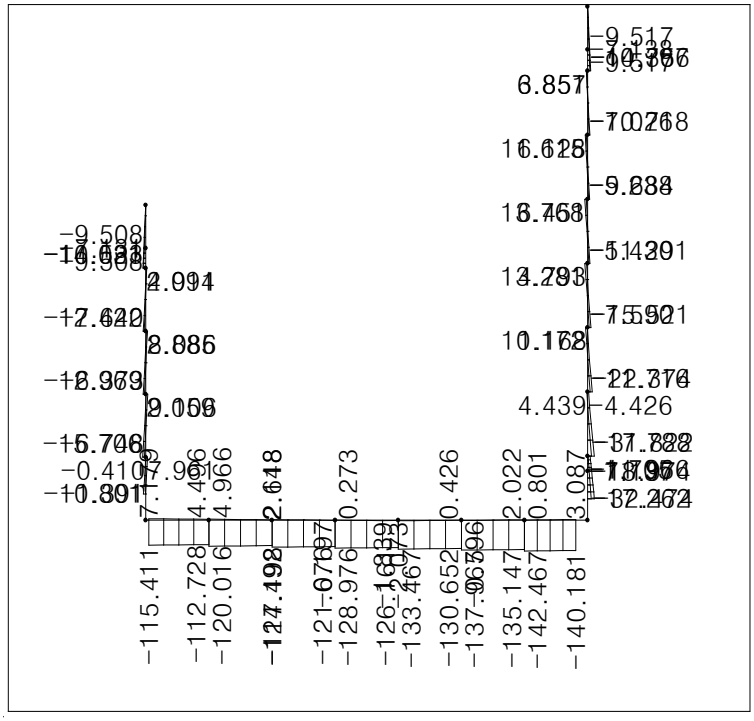
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

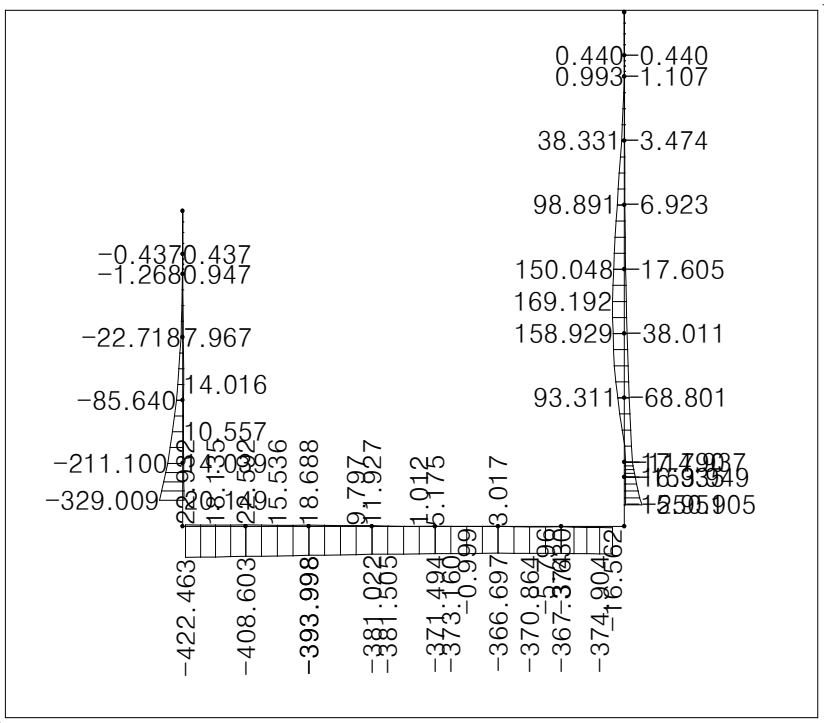


4) 단면력 정리

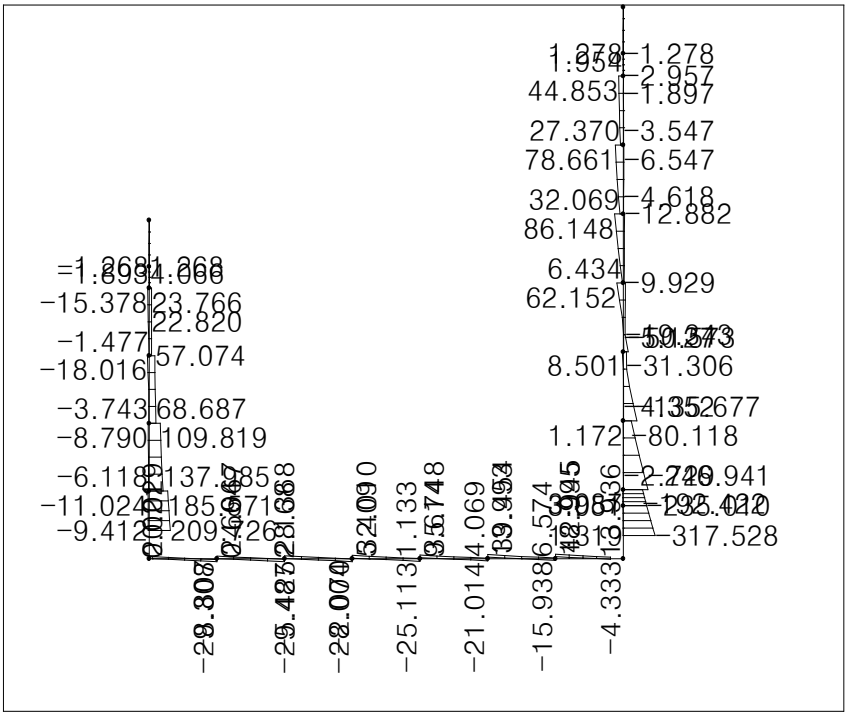
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	191.03	10.30	115.41	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	0.00	36.67	130.65	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	157.02	36.67	130.65	1000.00	1200.00	
		우측	4	170.75	17.88	140.18	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	77.24	56.41	6.16	1000.00	650.16	
		하부	6	155.72	56.03	11.84	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	53.70	47.79	17.76	1000.00	874.10	
		하부	8	127.57	68.82	35.78	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

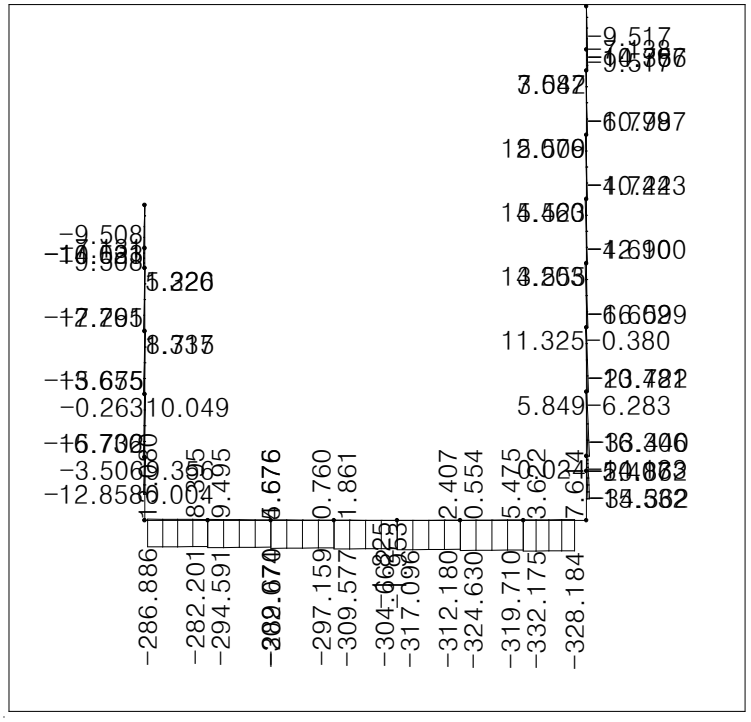
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	422.46	12.90	286.89	1000.00	1200.00	
		중앙부(상면)	2	3.02	39.45	312.18	1000.00	1200.00	
		중앙부(하면)	3	366.70	39.45	312.18	1000.00	1200.00	
		우측	4	374.89	21.06	328.18	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	144.77	121.84	7.60	1000.00	650.16	
		하부	6	329.01	129.37	13.39	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	61.46	97.91	19.32	1000.00	874.10	
		하부	8	250.91	157.87	37.97	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	-548.74	-	-422.46	-191.03	-548.74	
		중앙부(상면)	2	232.62	-	3.02	-	232.62	
		중앙부(하면)	3	-1544.37	-	-366.70	-157.02	-1544.37	
		우측	4	-1989.04	-	-374.89	-170.75	-1989.04	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-225.79	-	-144.77	-77.24	-225.79	
		하부	6	-435.21	-	-329.01	-155.72	-435.21	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-691.33	-	-61.46	-53.70	-691.33	
		하부	8	-1780.32	-	-250.91	-127.57	-1780.32	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	324.59	-	12.90	10.30	324.59	
		중앙부(상면)	2	250.68	-	39.45	36.67	250.68	
		중앙부(하면)	3	250.68	-	39.45	36.67	250.68	
		우측	4	264.85	-	21.06	17.88	264.85	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	144.22	-	121.84	56.41	144.22	
		하부	6	162.86	-	129.37	56.03	162.86	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-381.06	-	-97.91	-47.79	-381.06	
		하부	8	-501.77	-	-157.87	-68.82	-501.77	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-281.18	-	-286.89	-115.41	-578.22	
		중앙부(상면)	2	-798.64	-	-312.18	-130.65	-798.73	
		중앙부(하면)	3	-798.64	-	-312.18	-130.65	-798.73	
		우측	4	-798.67	-	-328.18	-140.18	-798.76	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-69.73	-	-7.60	-6.16	-69.73	
		하부	6	-97.29	-	-13.39	-11.84	-97.29	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-187.02	-	-19.32	-17.76	-187.02	
		하부	8	-285.58	-	-37.97	-35.78	-285.59	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-340.13	-	-	-	-340.13	
		중앙부(상면)	2	166.16	-	-	-	166.16	
		중앙부(하면)	3	-898.20	-	-	-	-898.20	
		우측	4	-1242.83	-	-	-	-1242.83	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-140.18	-	-	-	-140.18	
		하부	6	-270.48	-	-	-	-270.48	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-435.52	-	-	-	-435.52	
		하부	8	-1118.41	-	-	-	-1118.41	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	548.74	1158.22	1484.68	H32 - 4.0EA	3176.80	2.11
		중앙부(상면)	2	1000	1120	232.62	432.51	613.81	H19 - 4.0EA	1146.00	1.86
		중앙부(하면)	2	1000	1072	1544.37	2459.02	4395.40	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.59
		우측배수구	3	1000	822	1743.01	1849.91	6717.30	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.06
		우측	3	1000	1072	1989.04	2459.02	5725.17	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.24
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	550	225.79	564.33	1231.08	H32 - 4.0EA	3176.80	2.50
		하부	5	1000	600	435.21	618.16	2203.92	H32 - 4.0EA	3176.80	1.42
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	746	691.33	1664.99	2819.17	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	2.41
		하부	7	1000	872	1780.32	1971.73	6418.68	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	324.6	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	250.7	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측배수구	3	533.7	286.0	658.65	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	696.1	264.8	967.67	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	357.3	144.2	496.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	162.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	484.4	381.1	673.41	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	566.2	501.8	787.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	548.74	324.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 65.140) / 65.140 = 0.04766

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1484.676 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.140]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00289

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1158.221 kN.m

≥ Mu (= 548.738 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.111]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 324.585 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	232.62	250.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 23.499) / 23.499 = 0.13999

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 613.812 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.867]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00102

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (1120.00 - a/2) = 432.505 kN.m

≥ Mu (= 232.623 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.859]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 250.684 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1071.72	100.00	1544.37	250.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01946

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4395.404 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.630]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00669

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1071.72 - a/2) = 2459.020 kN.m

≥ Mu (= 1544.370 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.592]

* 전단에 대한 검토 (d = 1071.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1071.72 = 696.100 kN

≥ Vu (= 250.684 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	950.0	821.7	100.0	1743.0	286.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01435

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6717.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.067]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00872

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (821.72 - a/2) = 1849.910 kN.m

≥ Mu (= 1743.008 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.061]

* 전단에 대한 검토 (d = 821.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 821.72 = 533.720 kN

≥ Vu (= 285.953 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1071.72	100.00	1989.04	264.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01946

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5725.166 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.252]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00669

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1071.72 - a/2) = 2459.020 kN.m

≥ Mu (= 1989.038 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 1071.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1071.72 = 696.100 kN

≥ Vu (= 264.849 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.16	550.16	100.00	225.79	144.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.16 - 65.140) / 65.140 = 0.02234

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1231.080 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.580]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (550.16 - a/2) = 564.328 kN.m

≥ Mu (= 225.787 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.499]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.16 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 550.16 = 357.337 kN

≥ Vu (= 144.222 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	435.21	162.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 65.140) / 65.140 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2203.921 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.441]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00529

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 618.165 kN.m

≥ Mu (= 435.208 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.420]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 162.858 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	874.10	745.82	100.00	691.33	381.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (774.10 - 146.938) / 146.938 = 0.01280

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2819.175 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 2.542]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00961

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (745.82 - a/2) = 1664.989 kN.m

≥ Mu (= 691.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.408]

* 전단에 대한 검토 (d = 745.82 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 745.82 = 484.423 kN

≥ Vu (= 381.057 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	871.72	100.00	1780.32	501.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 146.938) / 146.938 = 0.01538

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6418.680 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.116]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00822

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (871.72 - a/2) = 1971.732 kN.m

≥ Mu (= 1780.319 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 871.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 871.72 = 566.196 kN

≥ Vu (= 501.771 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 950 × 0.0020 = 1900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 950 x 1000 = 1425.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1425.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 655 × 0.0020 = 1309.44 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1309.435 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 655 x 1000 = 982.1 ㎟ (≤1800)
∴ 982.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 693 × 0.0020 = 1386.22 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1386.215 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 693 x 1000 = 1039.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1039.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 874 × 0.0020 = 1748.20 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1748.204 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 874 x 1000 = 1311.2 ㎟ (≤1800)
∴ 1311.2 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

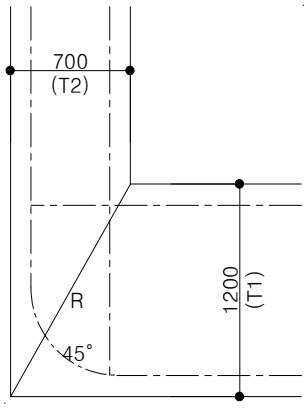
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 967 × 0.0020 = 1933.16 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 967 x 1000 = 1449.9 ㎟ (≤1800)
∴ 1449.9 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 340.128 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 340.128 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1389.244$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 340.13 \times 10^6}{1389.244^2 \times 1000} = 0.881 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 340.13 \times 10^6}{1389.244 \times 180} = 2720.324 \text{ mm}^2$$

Asb = 0.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2720.324 mm² - 0.000 mm²
= 2720.324 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA

∴ Total As = 3176.800 mm² > Req'd As (= 2720.324 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0010232 + √(2 x 0.0061 + (0.0061)²) = 0.105

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.105 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 6972550.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.965)

= 5.629 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 5.629 x 1146.000 = 6450.928 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0012813 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 6972550.000 / (794.400 x 620.000 x 0.961)

= 14.729 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 14.729 x 794.400 = 11700.610 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

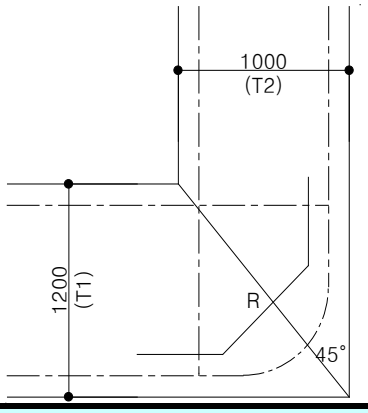
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(6450.928² + 11700.610²) / 180.0

As = 74.228 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1242.831 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1242.831 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1242.83 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 2.547 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1242.83 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 8840.456 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 8840.456 mm² - 2569.600 mm²
= 6270.856 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 6270.856 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0010232 + √(2 x 0.0061 + (0.0061)²) = 0.105

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.105 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 16112867.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.965)

= 13.008 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 13.008 x 1146.000 = 14907.451 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0008635 + √(2 x 0.0052 + (0.0052)²) = 0.097

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.097 /3 = 0.968

fs = Mo / (As x d x j) = 16112867.000 / (794.400 x 920.000 x 0.968)

= 22.781 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 22.781 x 794.400 = 18097.594 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(14907.451² + 18097.594²) / 180.0

As = 130.260 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H32 - 4.0EA	250	553.329	O.K	2.213
		중앙부 (상면)	2	1120	H19 - 4.0EA	250	410.806	O.K	1.643
		중앙부 (하면)	2	1072	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	404.385	O.K	3.235
		우측배수구	3	822	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	127.100	O.K	1.017
		우측	3	1072	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	232.977	O.K	1.864
좌측벽체	1층	중앙부	4	550	H32 - 4.0EA	250	696.257	O.K	2.785
		하부	5	600	H32 - 4.0EA	250	303.831	O.K	1.215
우측벽체	1층	중앙부	6	746	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	660.273	O.K	5.282
		하부	7	872	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	186.714	O.K	1.494

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 340.128 x 1000000 / [3176.800 x (1100.000 - 186.602/3)]
= 103.166 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3176.800/1000.0 + 6x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(6x3176.800)]
= 186.602 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.17) - 2.5 x 84.00 = 553.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.17) = 610.66 mm
Sa는 작은 값인 553.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 553.33 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 166.159 x 1000000 / [1146.000 x (1120.000 - 117.420/3)]
= 134.144 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(6x1146.000)]
= 117.420 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.14) - 2.5 x 70.50 = 410.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.14) = 469.64 mm
Sa는 작은 값인 410.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 410.81 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 898.197 x 1000000 / [7166.000 x (1071.716 - 263.611/3)]
= 127.399 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x7166.000/1000.0 + 6x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1071.7/(6x7166.000)]
= 263.611 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.40) - 2.5 x 85.50 = 404.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.40) = 494.51 mm
Sa는 작은 값인 404.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 404.38 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1064.798 x 1000000 / [7166.000 x (821.716 - 535.685/3)]
= 231.033 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x7166.000/1000.0 + 70x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x821.7/(70x7166.000)]
= 535.685 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.03) - 2.5 x 85.50 = 127.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 231.03) = 272.69 mm
Sa는 작은 값인 127.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 127.11 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1242.831 x 1000000 / [7166.000 x (1071.716 - 263.611/3)]
= 176.282 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x7166.000/1000.0 + 6x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1071.7/(6x7166.000)]
= 263.611 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.28) - 2.5 x 85.50 = 232.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.28) = 357.38 mm
Sa는 작은 값인 232.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.98 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 140.184 x 1000000 / [3176.800 x (550.156 - 127.008/3)]
= 86.896 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3176.800/1000.0 + 6x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.2/(6x3176.800)]
= 127.008 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.90) - 2.5 x 84.00 = 696.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.90) = 725.01 mm
Sa는 작은 값인 696.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 696.26 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 270.481 x 1000000 / [3176.800 x (600.000 - 133.374/3)]
= 153.261 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3176.800/1000.0 + 6x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x3176.800)]
= 133.374 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 153.26) - 2.5 x 84.00 = 303.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 153.26) = 411.06 mm
Sa는 작은 값인 303.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 303.83 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 435.516 x 1000000 / [7166.000 x (745.819 - 213.876/3)]
= 90.101 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x7166.000/1000.0 + 6x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x745.8/(6x7166.000)]
= 213.876 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.10) - 2.5 x 85.50 = 660.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.10) = 699.22 mm
Sa는 작은 값인 660.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 660.27 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1118.413 x 1000000 / [7166.000 x (871.716 - 234.149/3)]
= 196.647 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x7166.000/1000.0 + 6x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x871.7/(6x7166.000)]
= 234.149 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.65) - 2.5 x 85.50 = 186.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.65) = 320.37 mm
Sa는 작은 값인 186.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.71 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

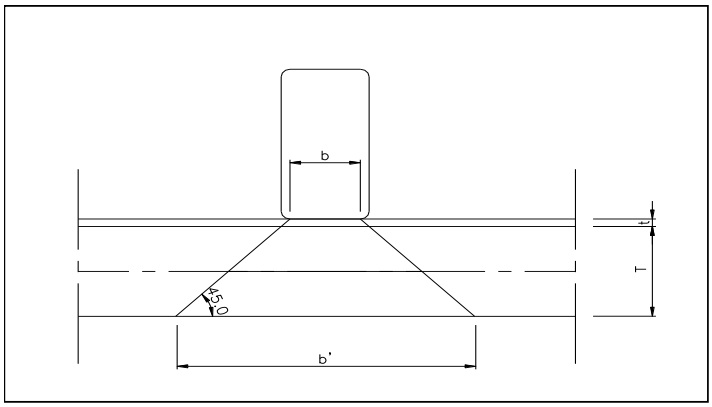
(1) 하중산정

1) 고정하중

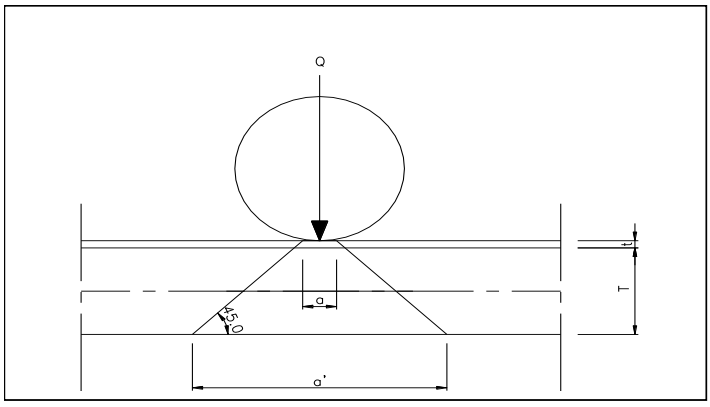
- 구체자중 = 449.255 / 8.300 = 54.127 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중



t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°
= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°
= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760)= 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 54.13 + 1.84 + 11.37
= 67.334 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ᵹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 264.250 kN/m² ≥ Qmax = 67.334 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	4.518	×	25.000			=	50.828	kN/m
		0.250	×	3.818	×	25.000	/	2	=	11.931	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.742	×	25.000			=	87.098	kN/m
		0.550	×	7.042	×	25.000	/	2	=	48.414	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.224	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	3.818	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	3.818	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
							∴ Σ		=	467.206	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 0.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +
1.000 × 19.000 × 3.224 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 0.000 × 3.818 × 19.000 + 3.818 ² × 10.000) / 2
× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 3.224 × 3.818 × 19.000
+ 3.818 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 467.206 + 0.000 = 467.206 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw = 8.300 × 5.018 × 10.000 = 416.494 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 467.206 / 416.494

= 1.122 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NNBB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	4.518	×	25.000			=	50.828	kN/m
		0.250	×	3.818	×	25.000	/	2	=	11.931	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.742	×	25.000			=	87.098	kN/m
		0.550	×	7.042	×	25.000	/	2	=	48.414	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.600	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.824	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-2.782	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-2.782	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	467.206	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.600 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +
1.000 × 19.000 × 9.824 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.600 × -2.782 × 19.000 + -2.782 ² × 10.000) / 2
× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 9.824 × -2.782 × 19.000
+ -2.782 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 467.206 + 0.000 = 467.206 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{249.000}{8.300 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

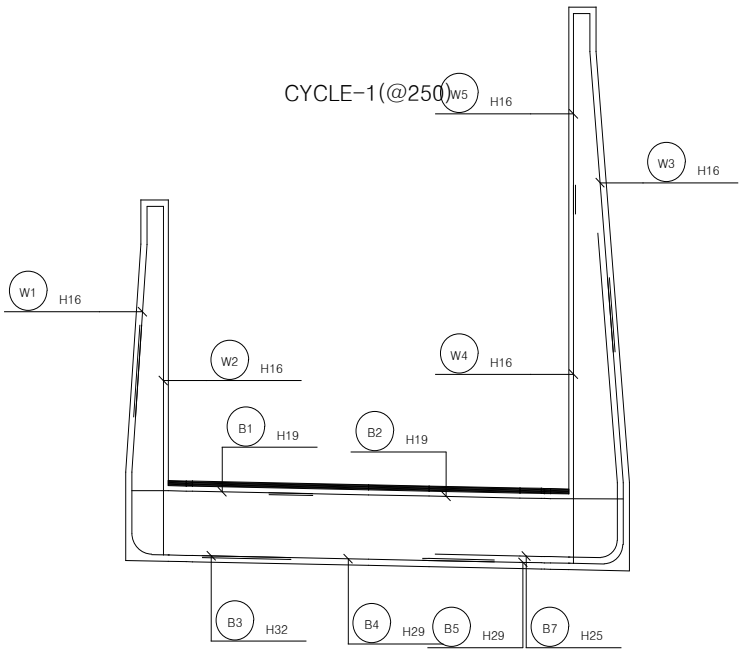
∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

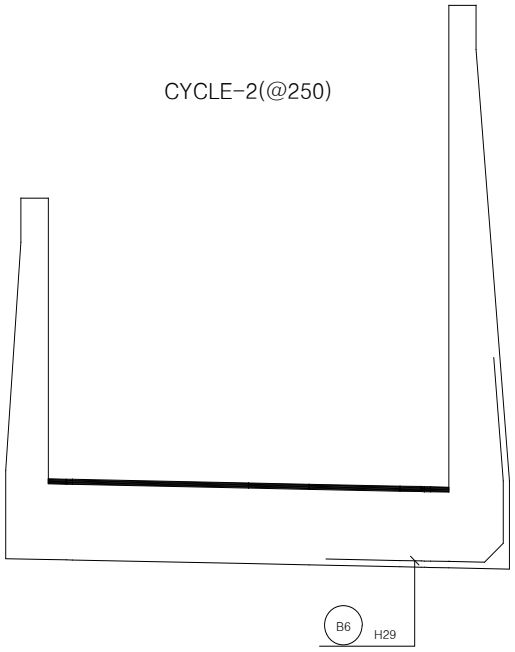
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{321.759}{8.300 \times 10.000 \times 1.100} = 3.524 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.524 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
W5 H16
W3 H16
W1 H16
W2 H16
W4 H16
B1 H19
B2 H19
B3 H32
B4 H29
B5 H29
B7 H25


CYCLE-2(@250)
B6 H29

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

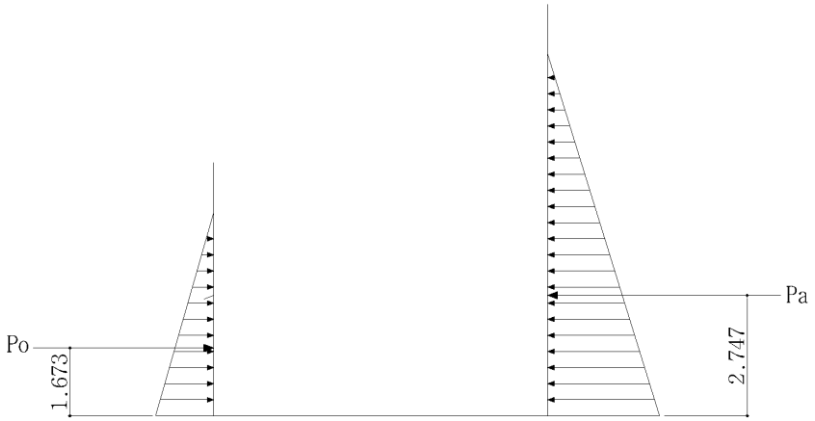
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	467.559	-	8.300	-
2. 상재활하중	10.000	-	8.300	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	5.018
4. 상재활하중	-	5.000	-	8.242
5. 주동토압(평상시)	-	214.898	-	2.747
6. 수동토압(평상시)	-	717.639	-	1.673

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	477.559	942.537

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

Pa = 1/2 x Ka x γ x H²

= 1/2 x 0.333 x 19.000 x 8.242²

= 214.898 kN

Ph = 214.898 x cos (0.000+0.000)

= 214.898 kN

Pv = 214.898 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 8.300 m, y = H/3 = 8.242 / 3 = 2.747 m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 5.018²

= 717.639 kN

Ph = 717.639 x cos (0.000+0.000)

= 717.639 kN

Pv = 717.639 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 8.300 m, y = H/3 = 5.018 / 3 = 1.673 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 8.00 + 477.559 · 0.600

= 286.535

저항하중 R = 717.639 + 286.535 = 1004.174

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	1004.174	214.898	4.673	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

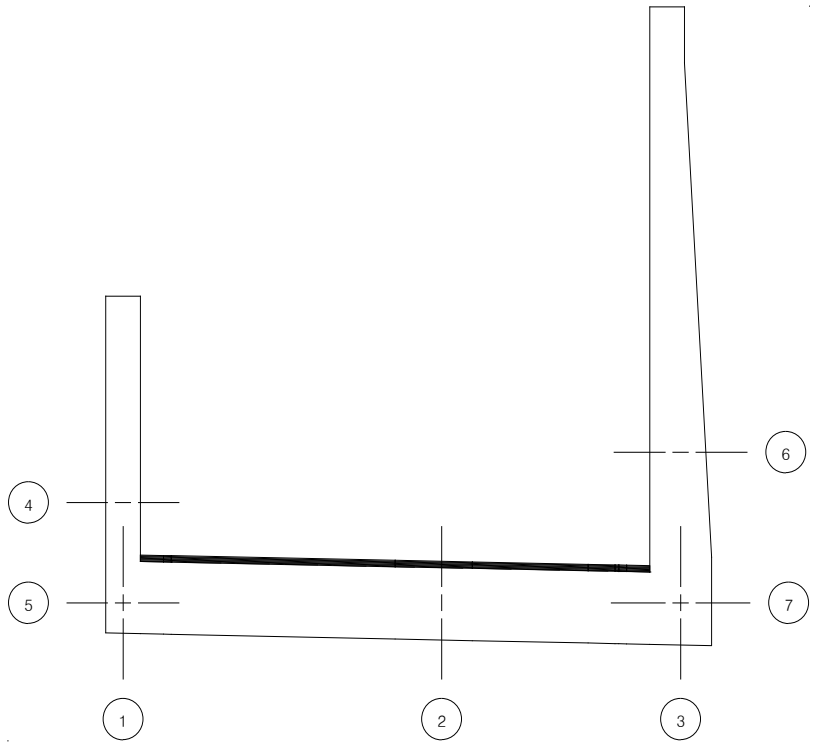
Ramp C U type 구조계산서

▣ STA. 0K+805.0 (BLOCK3 : U3)
▣ 토 피(FH) = -0.73 m
▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 3.295M, 사각 : 90°)

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	61.302	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	197.507	321.772	1.629	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	241.24	679.37	895.63	H29 - 4.0EA	2569.60	2.82
		중앙부(상면)	2	1000	820	178.35	435.48	644.13	H16 - 8.0EA	1588.80	2.44
		중앙부(하면)	2	1000	800	877.05	1219.10	3346.46	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4725.20	1.39
		우측배수구	3	1000	530	1185.25	1240.02	7495.50	H32 - 8.0EA H22 - 4.0EA	7902.00	1.05
		우측	3	1000	800	1353.72	1608.57	5280.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.19
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	103.70	286.22	891.24	H29 - 4.0EA	2569.60	2.76
		하부	5	1000	350	194.64	286.22	1708.29	H29 - 4.0EA	2569.60	1.47
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	629	586.77	1239.94	2855.03	H32 - 8.0EA	6353.60	2.11
		하부	7	1000	700	1257.09	1392.55	5684.13	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부(하면)	2	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측배수구	3	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1451.2	1986.0	O.K	1088.4	1986.0	O.K
		하부	7	1565.1	1986.0	O.K	1173.8	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	178.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	216.0	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	519.6	212.3	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	344.5	201.1	425.15	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	82.3	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	94.8	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	408.8	305.1	488.52	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	454.7	388.0	543.35	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	799.814	O.K	3.199
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	587.409	O.K	4.699
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	374.927	O.K	2.999
		우측배수구	3	530	H32 - 8.0EA H22 - 4.0EA	125	137.800	O.K	1.102
		우측	3	800	H32 - 8.0EA	125	222.166	O.K	1.777
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H29 - 4.0EA	250	789.928	O.K	3.160
		하부	5	350	H29 - 4.0EA	250	320.788	O.K	1.283
우측벽체	1층	중앙부	6	629	H32 - 8.0EA	125	561.095	O.K	4.489
		하부	7	700	H32 - 8.0EA	125	192.758	O.K	1.542

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 3.295M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.951 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

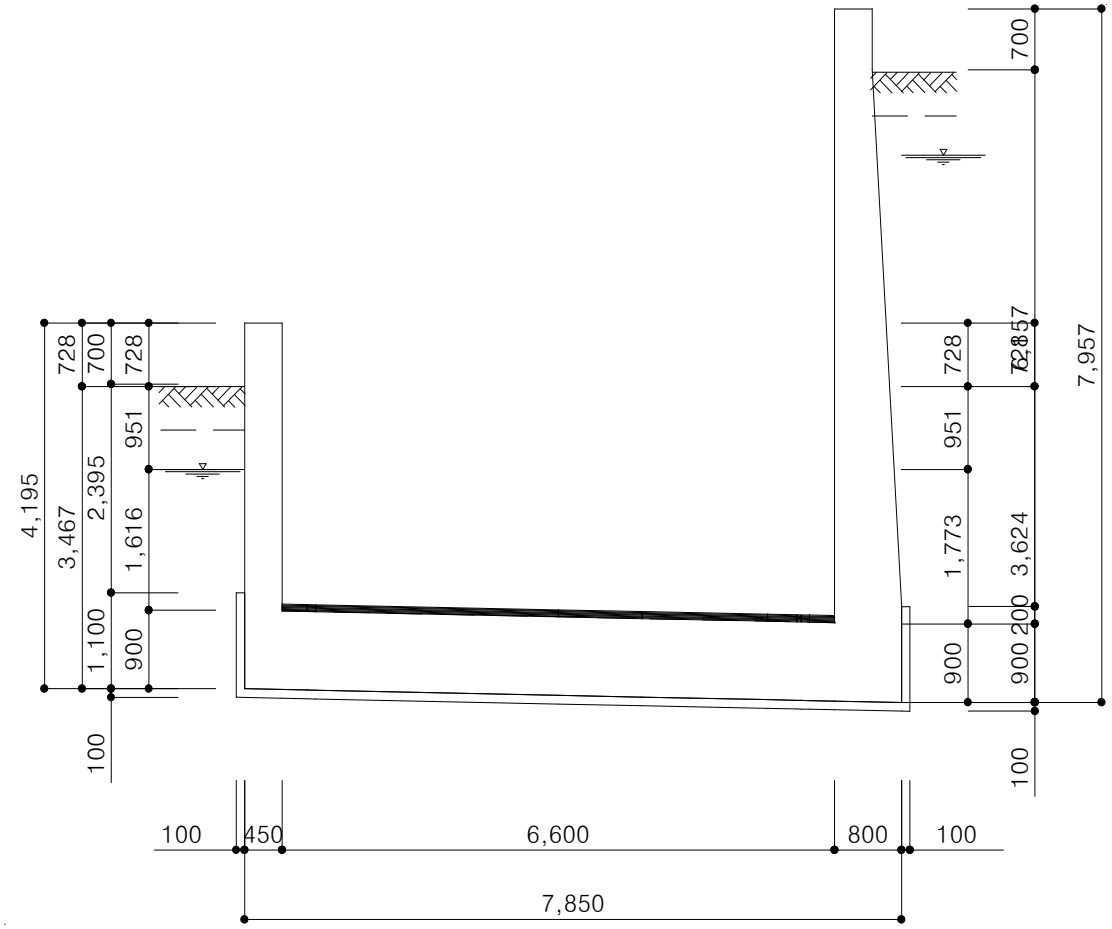
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
728
700
728
951
2,395
1,616
900
1,100
100
4,195
3,467
728
951
1,773
900
200
3,624
7,957
100
100
450
6,600
800
100
7,850

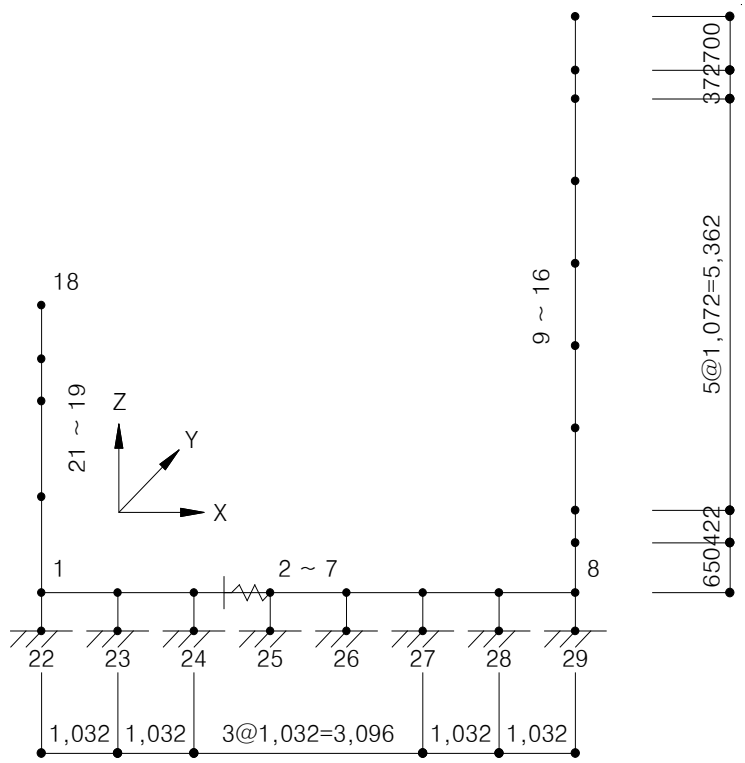
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

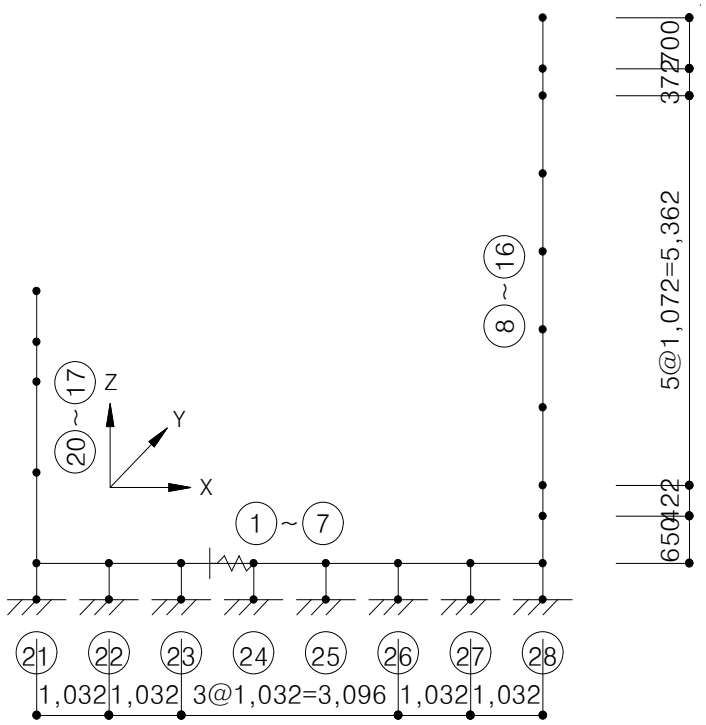
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.780 × 1.000	= 0.780	0.03958	10
4	0.719 × 1.000	= 0.719	0.03101	11
5	0.658 × 1.000	= 0.658	0.02378	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01776	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01286	14
8	0.475 × 1.000	= 0.475	0.00896	15
9	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00781	16

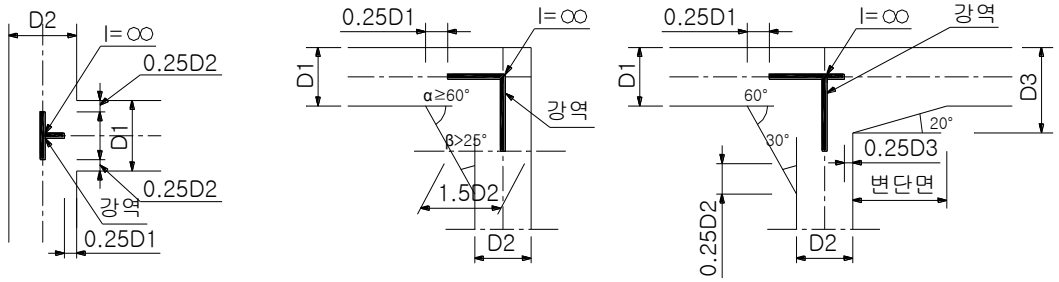
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	16	7.225	7.307
2	1.032	0.500	17	7.225	8.007
3	2.064	0.500	18	0.000	4.245
4	3.096	0.500	19	0.000	3.545
5	4.129	0.500	20	0.000	2.997
6	5.161	0.500	21	0.000	1.748
7	6.193	0.500	22	0.000	0.000
8	7.225	0.500	23	1.032	0.000
9	7.225	1.150	24	2.064	0.000
10	7.225	1.572	25	3.096	0.000
11	7.225	2.645	26	4.129	0.000
12	7.225	3.717	27	5.161	0.000
13	7.225	4.790	28	6.193	0.000
14	7.225	5.862	29	7.225	0.000
15	7.225	6.935			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

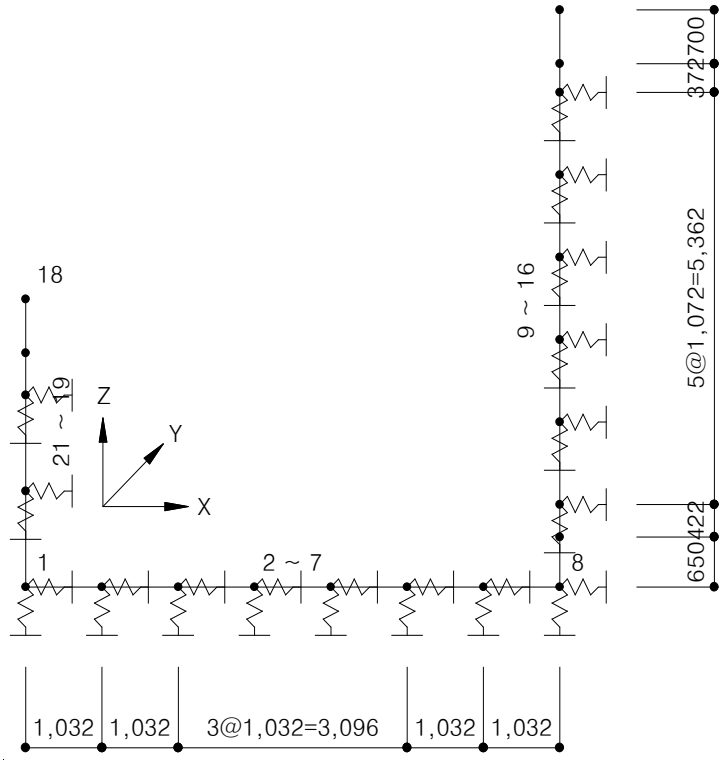
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

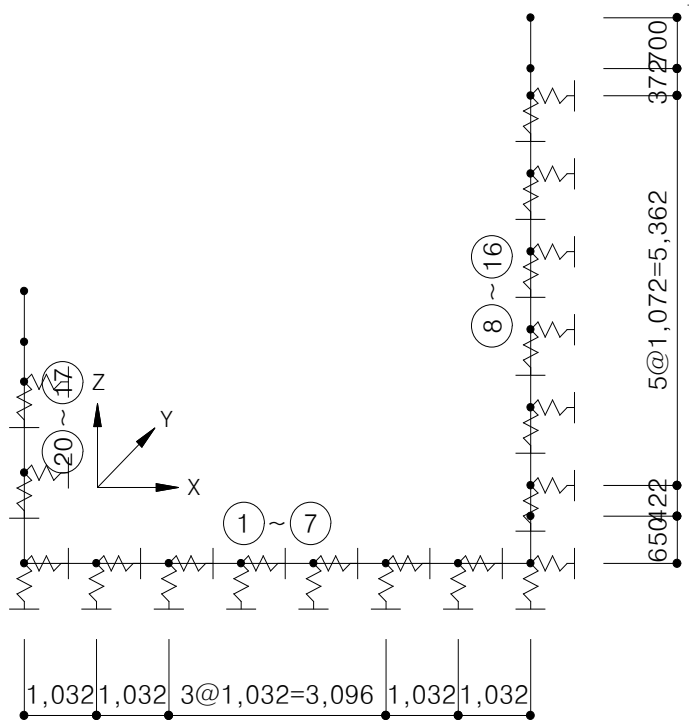
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.780 × 1.000	= 0.780	0.03958	10
4	0.719 × 1.000	= 0.719	0.03101	11
5	0.658 × 1.000	= 0.658	0.02378	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01776	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01286	14
8	0.475 × 1.000	= 0.475	0.00896	15
9	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00781	16

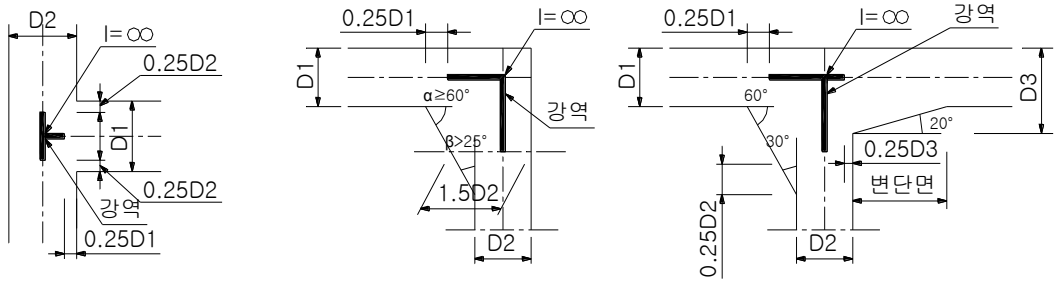
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	12	7.225	3.217
2	1.032	0.000	13	7.225	4.290
3	2.064	0.000	14	7.225	5.362
4	3.096	0.000	15	7.225	6.435
5	4.129	0.000	16	7.225	6.807
6	5.161	0.000	17	7.225	7.507
7	6.193	0.000	18	0.000	3.745
8	7.225	0.000	19	0.000	3.045
9	7.225	0.650	20	0.000	2.497
10	7.225	1.072	21	0.000	1.248
11	7.225	2.145			

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2593.04 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 1922 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 2676 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 2375 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m²

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5186.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5186.090 = 1728.70 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.467 × 3.467) = 3.467 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (3.467 / 0.3)$^{-3/4}$ = 9571.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 9571.550 = 3190.52 kN/m³

(3) 측벽 : 제1도층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.467 × 3.467) = 3.467 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (3.467 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 9571.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 9571.550 = 3190.52 kN/m³

(4) 측벽 : 제2도층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.467 × 3.467) = 3.467 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (3.467 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 9571.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 9571.550 = 3190.52 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.072/2 + 1.072/2) = 10265 kN/m	10~15
Kss1	Kss x (1.072/2 + 1.072/2) = 3422 kN/m	
Kh2	Kh x (1.248/2 + 1.248/2) = 11948 kN/m	20,21
Kss2	Kss x (1.248/2 + 1.248/2) = 3983 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 5353 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.032/2 + 1.032/2) = 1784 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 3843 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.248/2 + 0.900/2) = 10281 kN/m	
Kv2	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 4751 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.072/2 + 0.900/2) = 9440 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.021 × 19.000 × 0.500	= 5.948 kN/m²
Wh3	= 5.948 + 1.248 × 19.000 × 0.500	= 17.806 kN/m²
Wh4	= 17.806 + 1.248 × 19.000 × 0.500	= 29.665 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.344 × 23.000 × 0.500	= 3.961 kN/m²
Wh2	= 3.961 + 0.156 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.917 × 19.000 × 0.500	= 14.461 kN/m²
Wh4	= 14.461 + 1.072 × 19.000 × 0.500	= 24.648 kN/m²
Wh5	= 24.648 + 1.072 × 19.000 × 0.500	= 34.836 kN/m²
Wh6	= 34.836 + 1.072 × 19.000 × 0.500	= 45.024 kN/m²
Wh7	= 45.024 + 1.072 × 19.000 × 0.500	= 55.212 kN/m²
Wh8	= 55.212 + 0.422 × 19.000 × 0.500	= 59.225 kN/m²
Wh9	= 59.225 + 0.650 × 19.000 × 0.500	= 65.400 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.021 × 19.000 × 0.500	= 5.948 kN/m²
Wh3	= 5.948 + 0.431 × 19.000 × 0.500	= 10.039 kN/m²
Wh4	= 10.039 + 0.818 × 10.000 × 0.500	= 14.128 kN/m²
Wh5	= 14.128 + 1.248 × 10.000 × 0.500	= 20.369 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.344 × 23.000 × 0.500	= 3.961 kN/m²
Wh2	= 3.961 + 0.156 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.451 × 19.000 × 0.500	= 10.035 kN/m²
Wh4	= 10.035 + 0.466 × 10.000 × 0.500	= 12.364 kN/m²
Wh5	= 12.364 + 1.072 × 10.000 × 0.500	= 17.726 kN/m²
Wh6	= 17.726 + 1.072 × 10.000 × 0.500	= 23.088 kN/m²
Wh7	= 23.088 + 1.072 × 10.000 × 0.500	= 28.450 kN/m²
Wh8	= 28.450 + 1.072 × 10.000 × 0.500	= 33.812 kN/m²
Wh9	= 33.812 + 0.422 × 10.000 × 0.500	= 35.924 kN/m²
Wh10	= 35.924 + 0.650 × 10.000 × 0.500	= 39.174 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.951 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.818 × 10.000 = 8.177 kN/m²

Ww2 = 8.177 + 1.248 × 10.000 = 20.660 kN/m²

- 우측 벽체

Ww3 = 0.466 × 10.000 = 4.659 kN/m²

Ww4 = 4.659 + 1.072 × 10.000 = 15.383 kN/m²

Ww5 = 15.383 + 1.072 × 10.000 = 26.107 kN/m²

Ww6 = 26.107 + 1.072 × 10.000 = 36.831 kN/m²

Ww7 = 36.831 + 1.072 × 10.000 = 47.556 kN/m²

Ww8 = 47.556 + 0.422 × 10.000 = 51.780 kN/m²

Ww9 = 51.780 + 0.650 × 10.000 = 58.280 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (3.467 - 0.951) × 10.000 = 25.160 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\beta\cos^2\theta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos(\beta-\theta)\cos\beta}}\right)^2}$$

= 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

$$K_{EA} = \frac{\text{= 0.000}\quad\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\beta\cos^2\theta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos(\beta-\theta)\cos\beta}}\right)^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.021 × 19.000 × 0.436 = 5.186 kN/m²

Wh3 = 5.186 + 1.248 × 19.000 × 0.436 = 15.527 kN/m²

Wh4 = 15.527 + 1.248 × 19.000 × 0.436 = 25.868 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.344 × 23.000 × 0.436 = 3.454 kN/m²

Wh2 = 3.454 + 0.156 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.917 × 19.000 × 0.436 = 12.610 kN/m²

Wh4 = 12.610 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 21.493 kN/m²

Wh5 = 21.493 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 30.377 kN/m²

Wh6 = 30.377 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 39.261 kN/m²

Wh7 = 39.261 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 48.145 kN/m²

Wh8 = 48.145 + 0.422 × 19.000 × 0.436 = 51.644 kN/m²

Wh9 = 51.644 + 0.650 × 19.000 × 0.436 = 57.028 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.021 × 19.000 × 0.372 = 4.425 kN/m²

Wh3 = 4.425 + 1.248 × 19.000 × 0.372 = 13.248 kN/m²

Wh4 = 13.248 + 1.248 × 19.000 × 0.372 = 22.071 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.344 × 23.000 × 0.372 = 2.947 kN/m²

Wh2 = 2.947 + 0.156 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.917 × 19.000 × 0.372 = 10.759 kN/m²

Wh4 = 10.759 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 18.338 kN/m²

Wh5 = 18.338 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 25.918 kN/m²

Wh6 = 25.918 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 33.498 kN/m²

Wh7 = 33.498 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 41.078 kN/m²

Wh8 = 41.078 + 0.422 × 19.000 × 0.372 = 44.063 kN/m²

Wh9 = 44.063 + 0.650 × 19.000 × 0.372 = 48.657 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.021 × 19.000 × 0.436 = 5.186 kN/m²

Wh3 = 5.186 + 0.431 × 19.000 × 0.436 = 8.754 kN/m²

Wh4 = 8.754 + 0.818 × 10.000 × 0.436 = 12.319 kN/m²

Wh5 = 12.319 + 1.248 × 10.000 × 0.436 = 17.762 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.344 × 23.000 × 0.436 = 3.454 kN/m²

Wh2 = 3.454 + 0.156 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.451 × 19.000 × 0.436 = 8.750 kN/m²

Wh4 = 8.750 + 0.466 × 10.000 × 0.436 = 10.781 kN/m²

Wh5 = 10.781 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 15.457 kN/m²

Wh6 = 15.457 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 20.133 kN/m²

Wh7 = 20.133 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 24.808 kN/m²

Wh8 = 24.808 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 29.484 kN/m²

Wh9 = 29.484 + 0.422 × 10.000 × 0.436 = 31.326 kN/m²

Wh10 = 31.326 + 0.650 × 10.000 × 0.436 = 34.160 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.021 × 19.000 × 0.372 = 4.425 kN/m²

Wh3 = 4.425 + 0.431 × 19.000 × 0.372 = 7.469 kN/m²

Wh4 = 7.469 + 0.818 × 10.000 × 0.372 = 10.511 kN/m²

Wh5 = 10.511 + 1.248 × 10.000 × 0.372 = 15.155 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.344 × 23.000 × 0.372 = 2.947 kN/m²

Wh2 = 2.947 + 0.156 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.451 × 19.000 × 0.372 = 7.466 kN/m²

Wh4 = 7.466 + 0.466 × 10.000 × 0.372 = 9.199 kN/m²

Wh5 = 9.199 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 13.188 kN/m²

Wh6 = 13.188 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 17.177 kN/m²

Wh7 = 17.177 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 21.167 kN/m²

Wh8 = 21.167 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 25.156 kN/m²

Wh9 = 25.156 + 0.422 × 10.000 × 0.372 = 26.727 kN/m²

Wh10 = 26.727 + 0.650 × 10.000 × 0.372 = 29.145 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

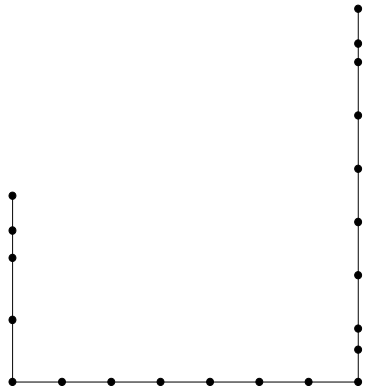
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

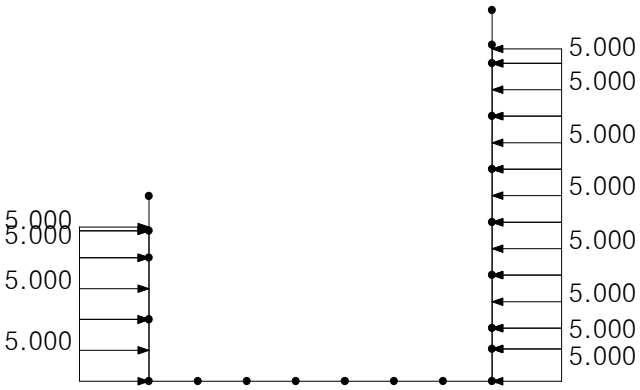
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.476×25.000×0.063 = 0.749	f2 = 0.476×25.000×0.154 = 1.831
f3 = 0.497×25.000×0.063 = 0.782	f3 = 0.497×25.000×0.154 = 1.912
f4 = 0.558×25.000×0.063 = 0.878	f4 = 0.558×25.000×0.154 = 2.147
f5 = 0.619×25.000×0.063 = 0.974	f5 = 0.619×25.000×0.154 = 2.382
f6 = 0.680×25.000×0.063 = 1.070	f6 = 0.680×25.000×0.154 = 2.617
f7 = 0.741×25.000×0.063 = 1.166	f7 = 0.741×25.000×0.154 = 2.851
f8 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f8 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f9 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f9 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f10 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f10 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080

10. 하 중 재 하 (상시)

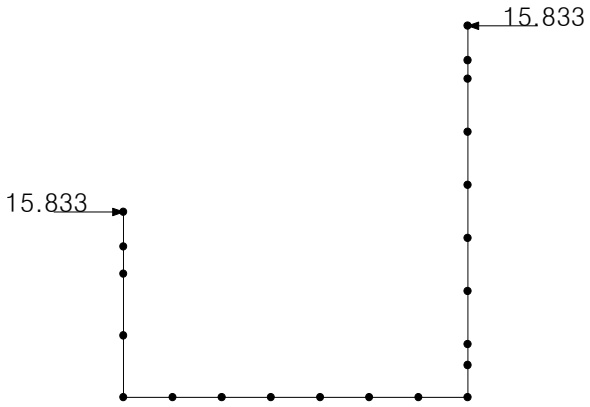
1) CASE1 - 구체자중(SW)



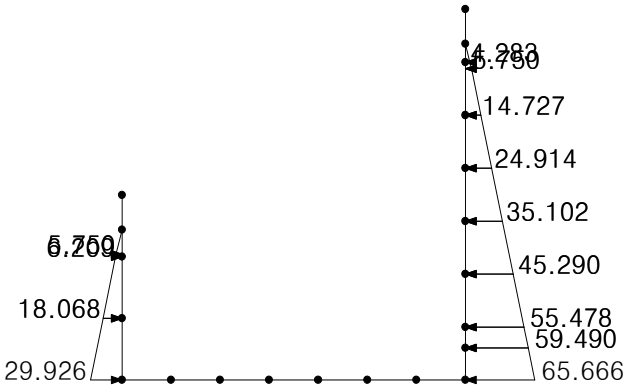
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



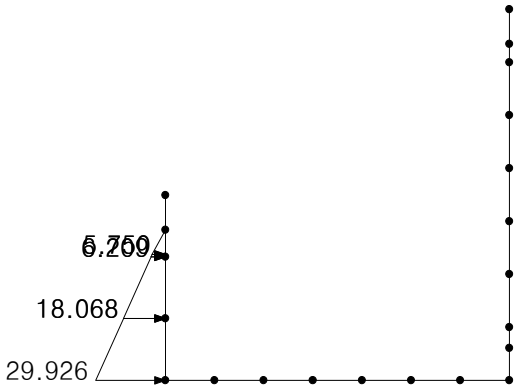
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



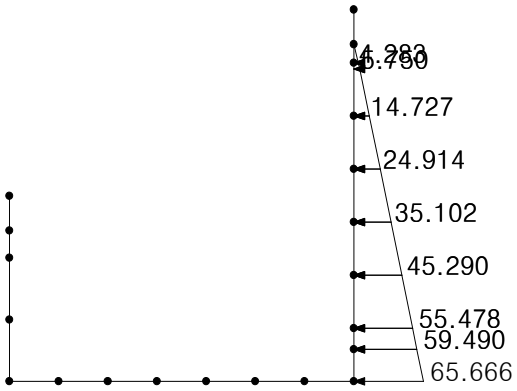
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



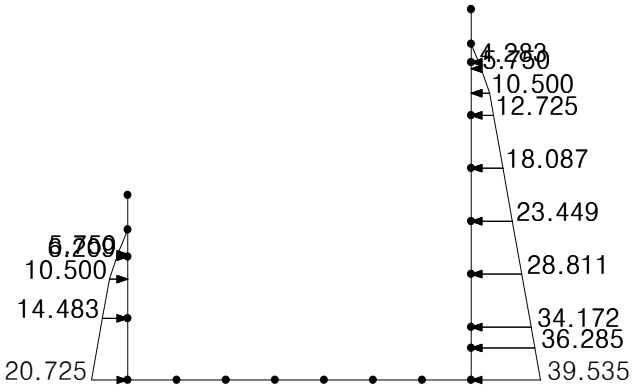
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



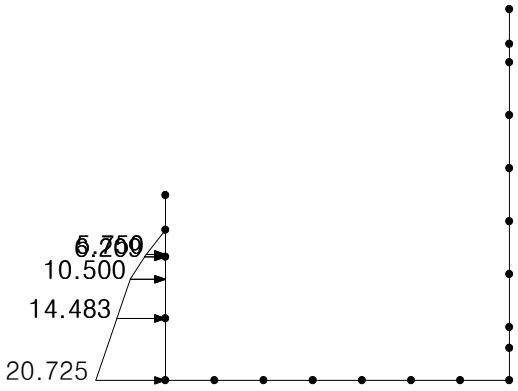
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



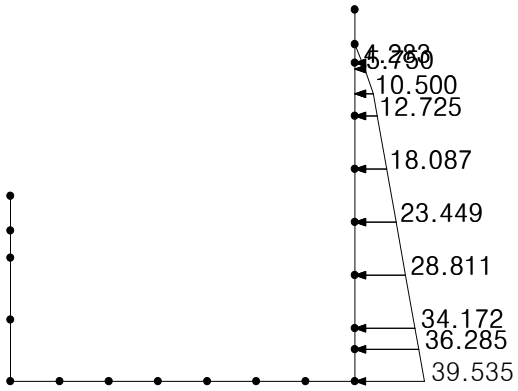
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



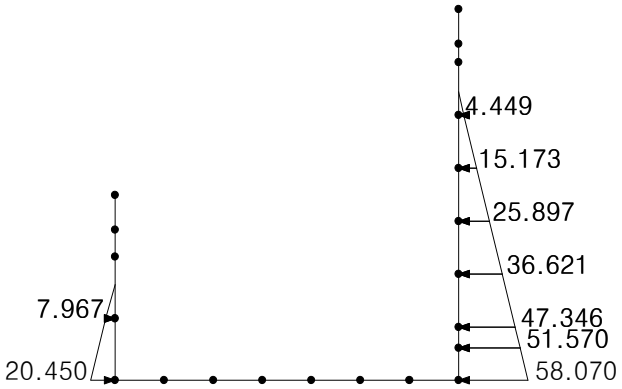
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



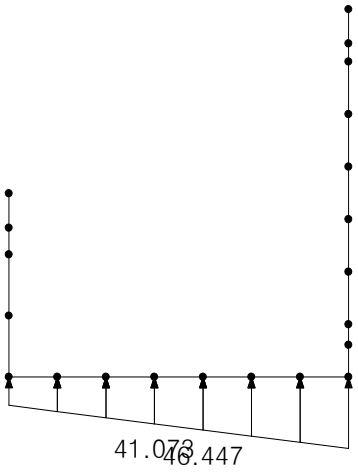
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



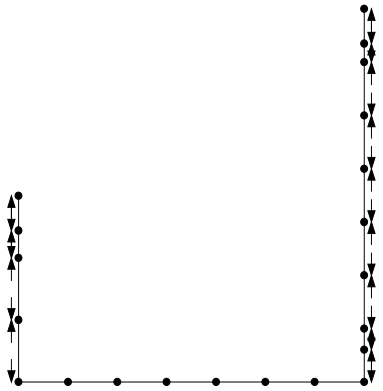
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

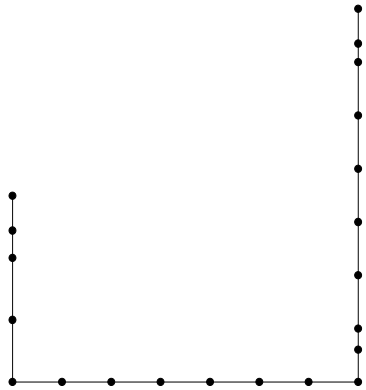


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

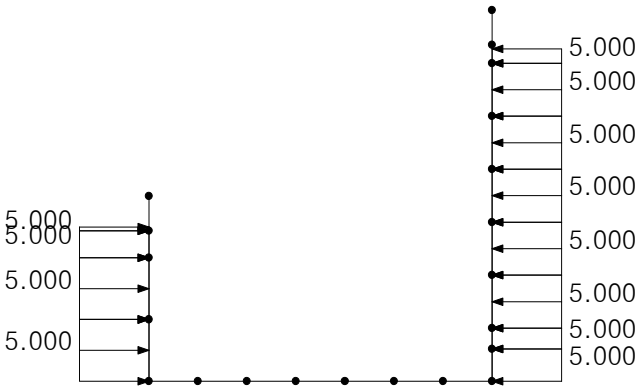


11. 하중 재하 (기능수행)

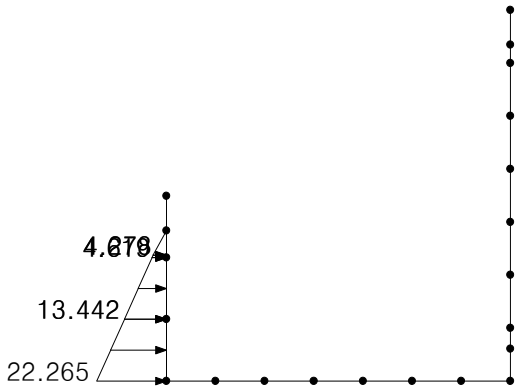
1) CASE1 - 구체자중(SW)



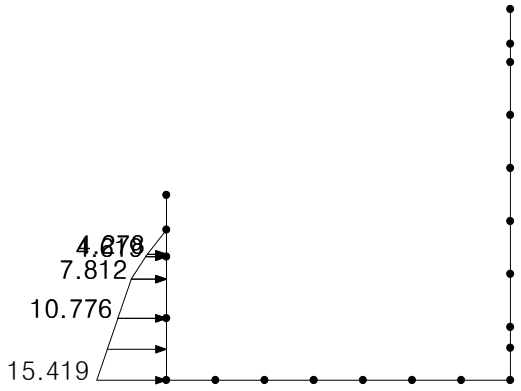
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



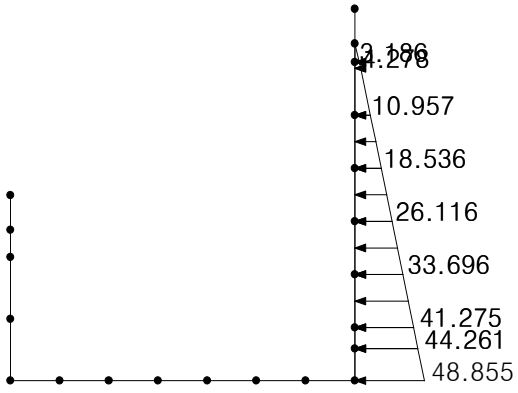
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



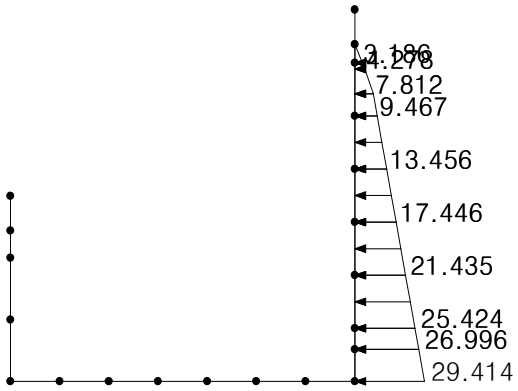
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



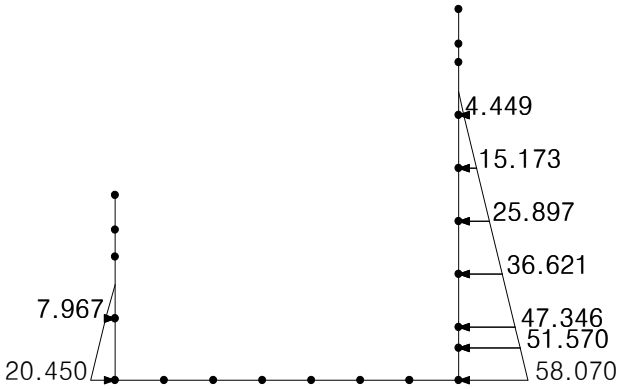
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



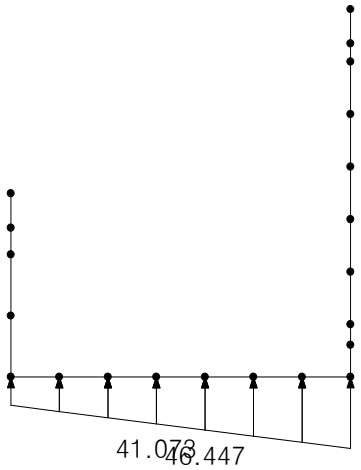
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



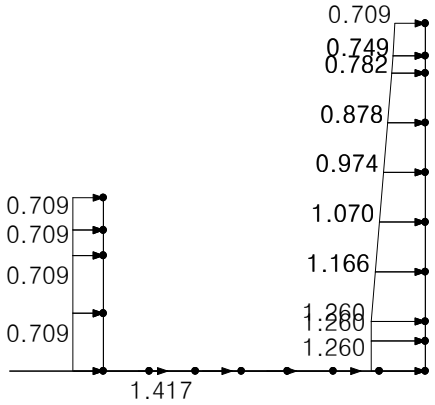
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



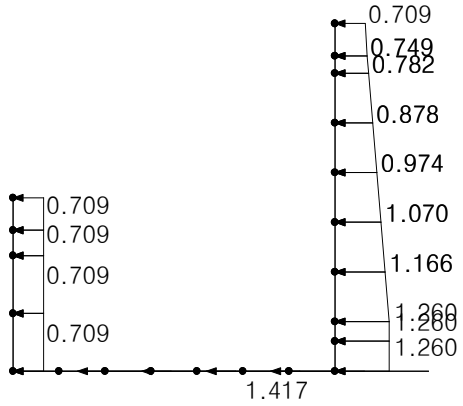
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

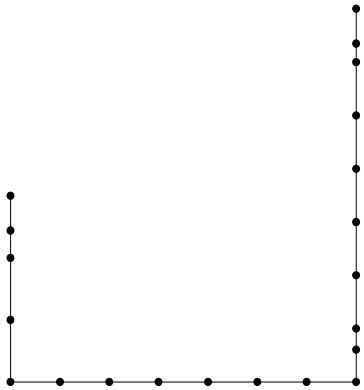


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

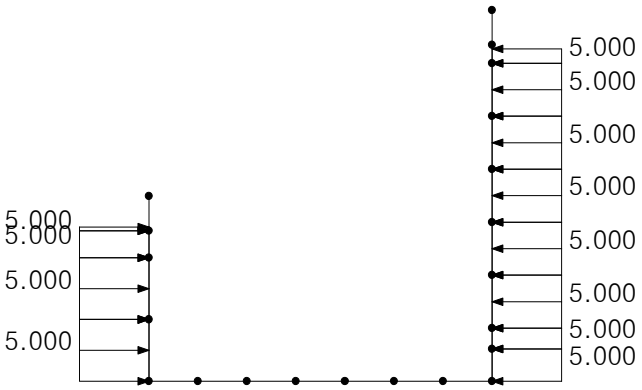


12. 하중 재하 (붕괴방지)

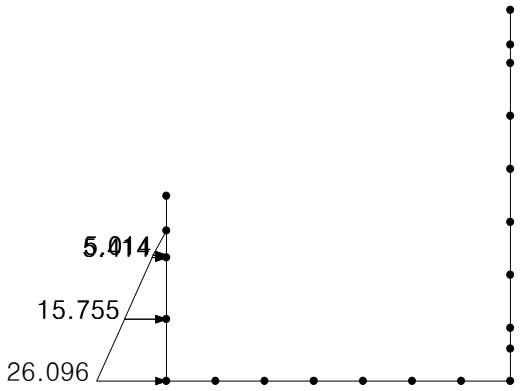
1) CASE1 - 구체자중(SW)



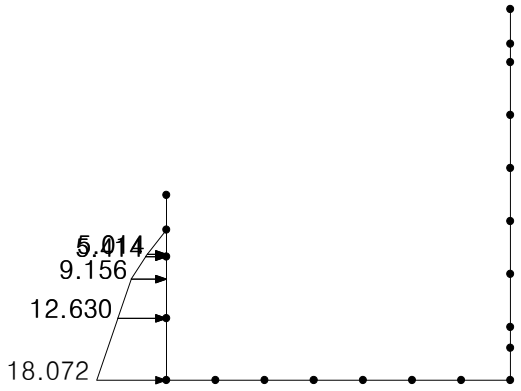
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



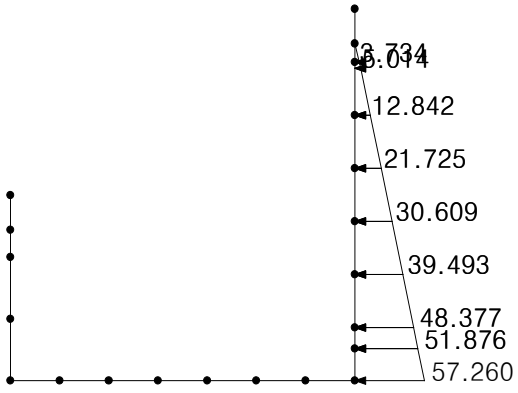
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



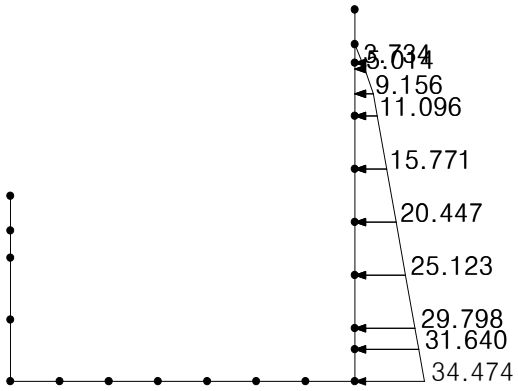
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



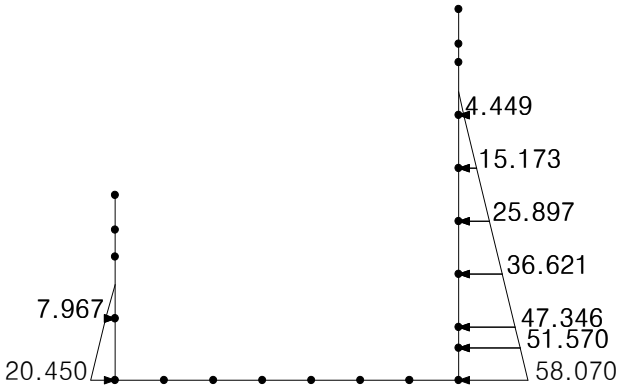
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



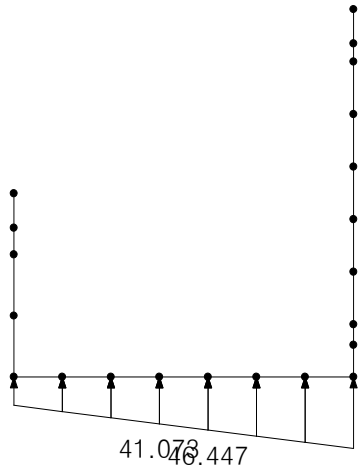
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



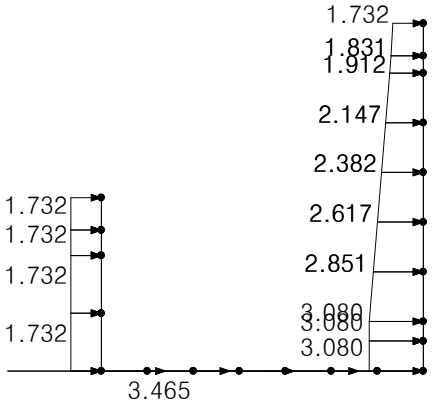
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



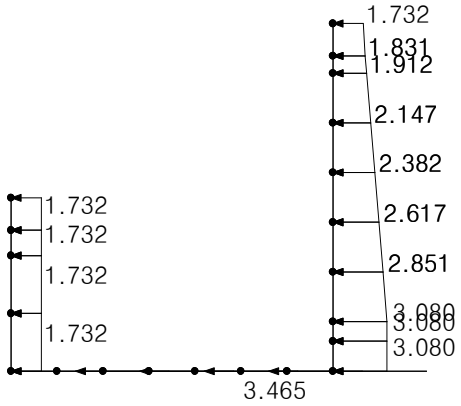
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.728 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

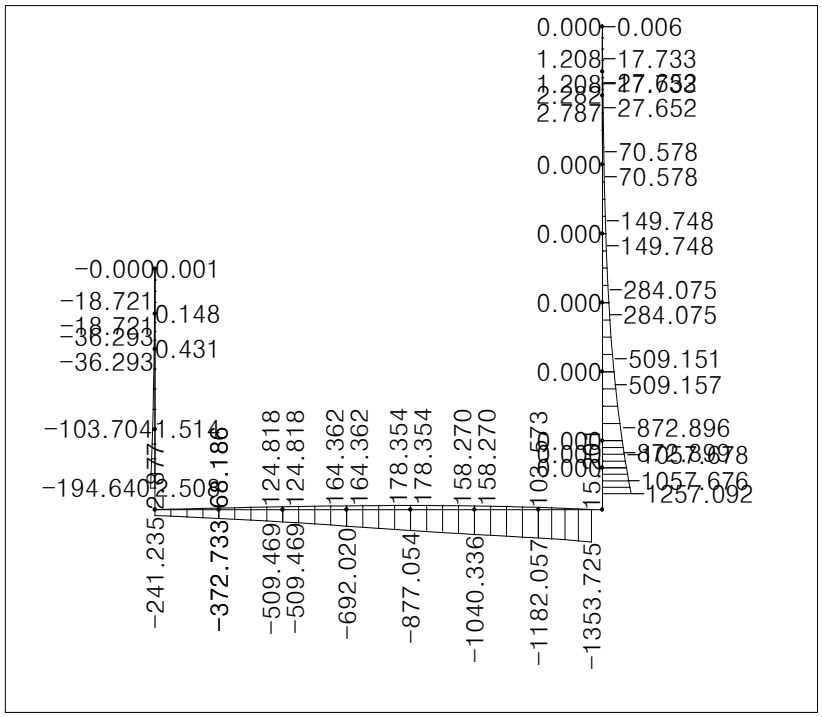
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

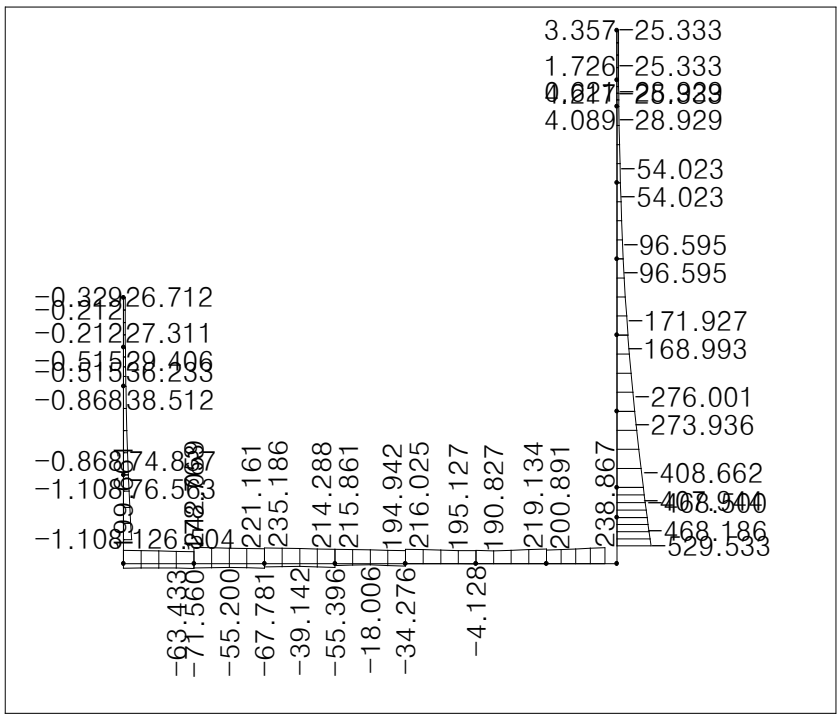
14. 단면력정리

14.1 상시

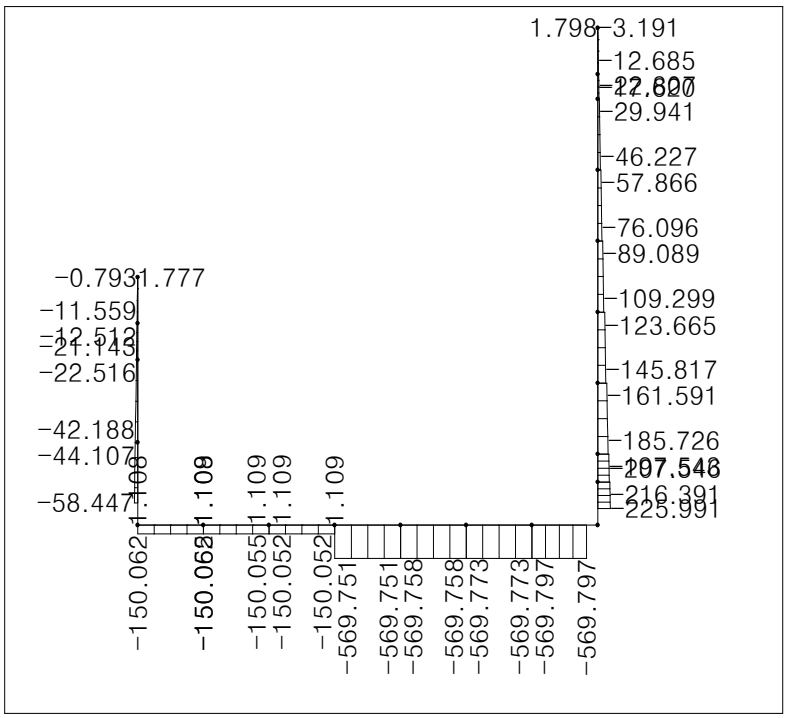
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



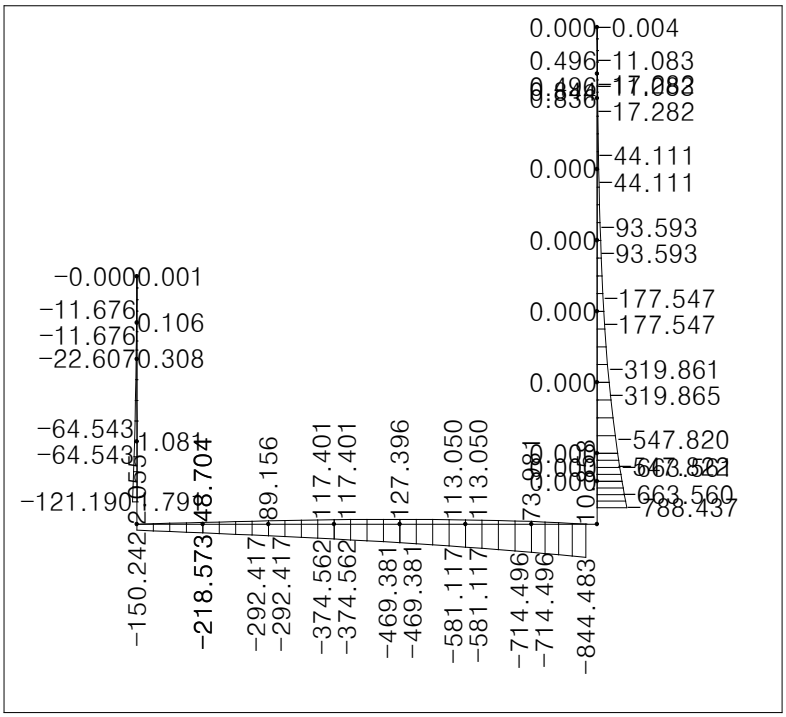
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

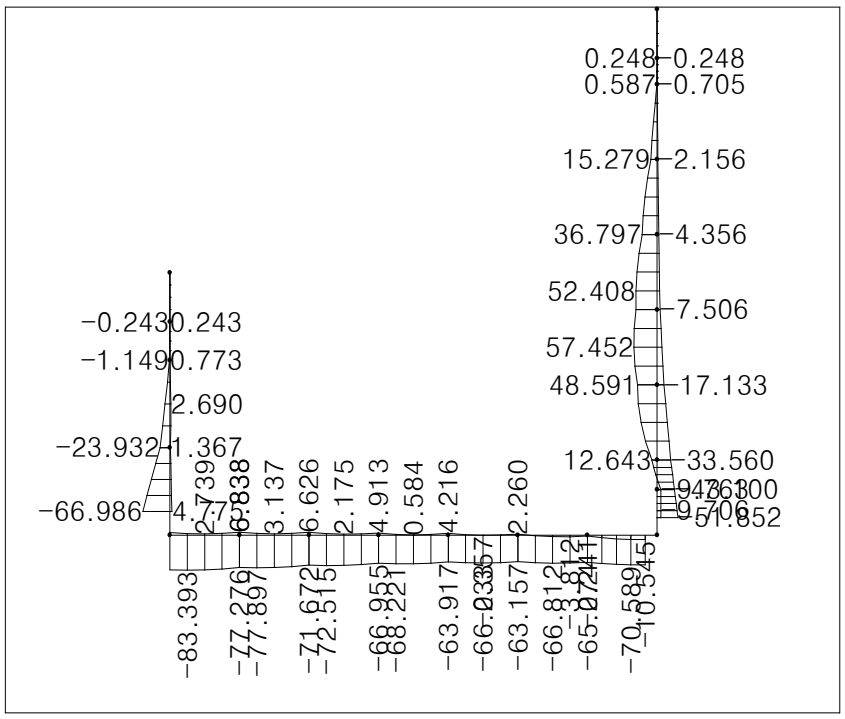


5) 단면력 정리

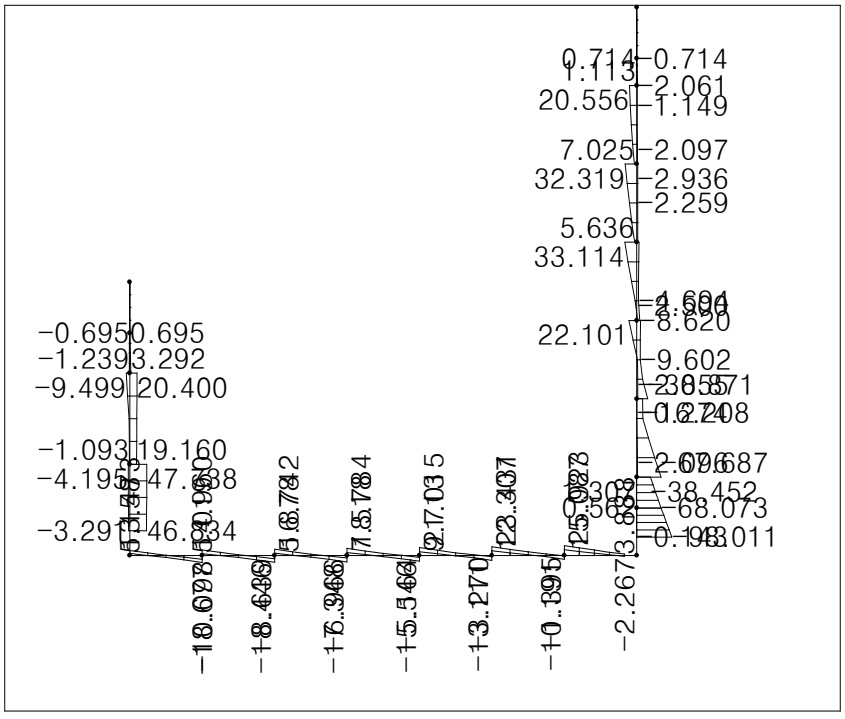
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	241.24	178.91	150.06	150.24	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	178.35	216.03	569.75	127.40	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	877.05	216.03	569.75	469.38	1000.00	900.00	
		우측	4	1353.73	212.27	569.80	844.48	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	103.70	76.56	42.19	64.54	1000.00	450.00	
		하부	6	194.64	94.75	58.45	121.19	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	586.77	305.07	167.44	368.53	1000.00	729.36	
		하부	8	1257.09	387.96	225.99	788.44	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

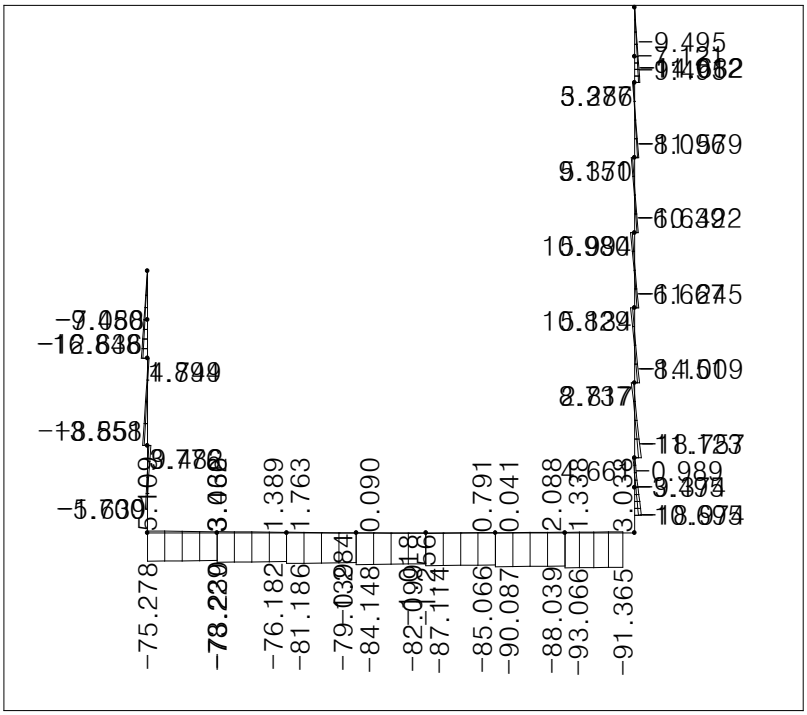
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

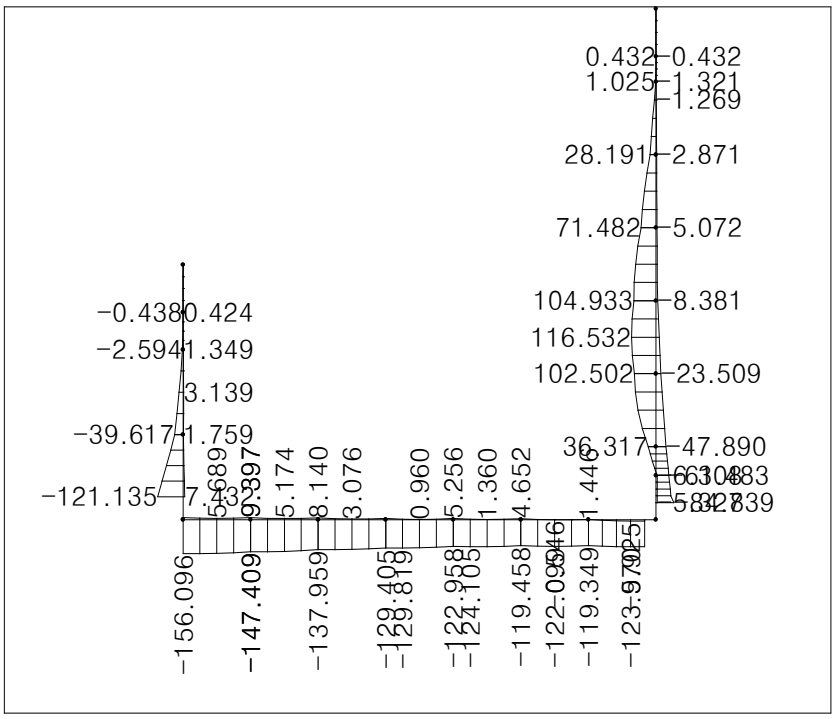


4) 단면력 정리

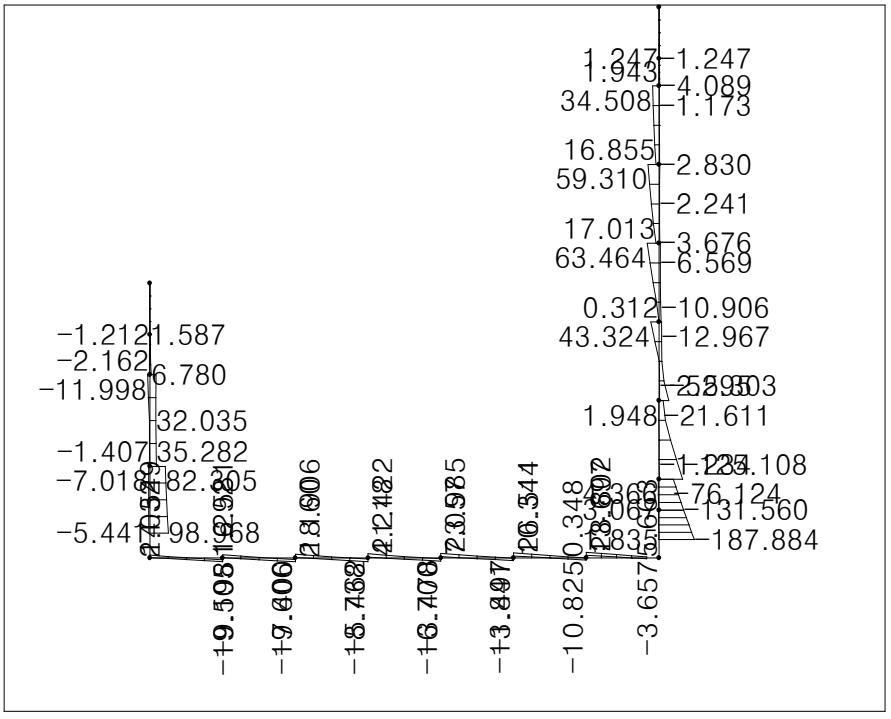
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	82.74	18.48	75.28	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	4.22	21.02	82.10	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	63.92	21.02	82.10	1000.00	900.00	
		우측	4	70.57	5.74	91.37	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	23.93	47.74	13.74	1000.00	450.00	
		하부	6	66.99	47.37	6.05	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	21.42	16.84	2.89	1000.00	729.36	
		하부	8	51.85	57.54	20.30	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

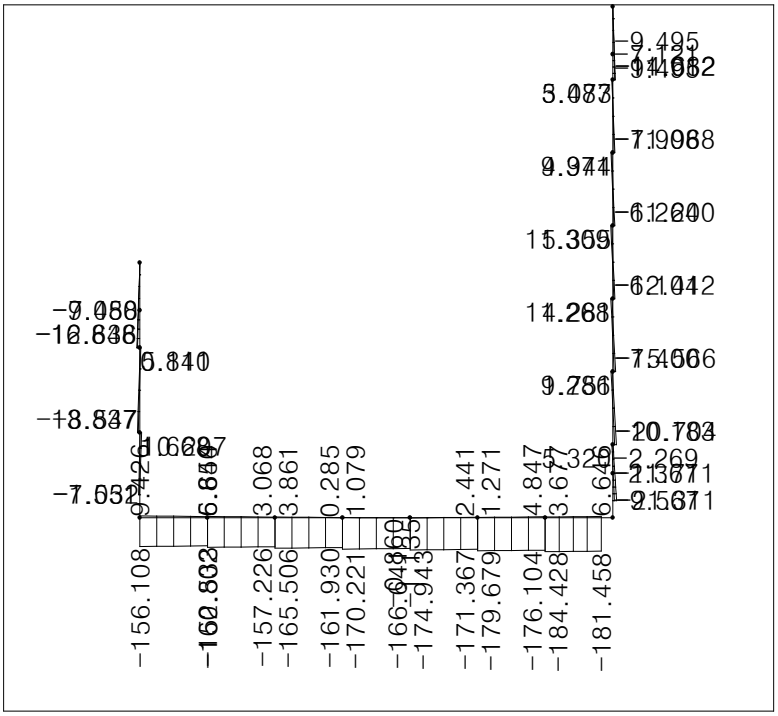
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	156.10	19.34	156.11	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	5.26	23.99	166.64	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	122.96	23.99	166.64	1000.00	900.00	
		우측	4	123.65	7.24	181.46	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	39.62	82.31	14.26	1000.00	450.00	
		하부	6	121.14	87.62	7.55	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	29.38	34.27	3.53	1000.00	729.36	
		하부	8	84.84	106.22	21.44	1000.00	800.00	

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	-241.24	-	-156.10	-82.74	-241.24	
		중앙부(상면)	2	178.35	-	5.26	4.22	178.35	
		중앙부(하면)	3	-877.05	-	-122.96	-63.92	-877.05	
		우측	4	-1353.73	-	-123.65	-70.57	-1353.73	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-103.70	-	-39.62	-23.93	-103.70	
		하부	6	-194.64	-	-121.14	-66.99	-194.64	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-586.77	-	-29.38	-21.42	-586.77	
		하부	8	-1257.09	-	-84.84	-51.85	-1257.09	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	178.91	-	-19.34	-18.48	178.91	
		중앙부(상면)	2	216.03	-	23.99	21.02	216.03	
		중앙부(하면)	3	216.03	-	23.99	21.02	216.03	
		우측	4	212.27	-	-7.24	-5.74	212.27	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	76.56	-	82.31	47.74	82.31	
		하부	6	94.75	-	87.62	47.37	94.75	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-305.07	-	-34.27	-16.84	-305.07	
		하부	8	-387.96	-	-106.22	-57.54	-387.96	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-150.06	-	-156.11	-75.28	-560.44	
		중앙부(상면)	2	-569.75	-	-166.64	-82.10	-569.85	
		중앙부(하면)	3	-569.75	-	-166.64	-82.10	-569.85	
		우측	4	-569.80	-	-181.46	-91.37	-569.90	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-42.19	-	-14.26	-13.74	-42.19	
		하부	6	-58.45	-	-7.55	-6.05	-58.45	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-167.44	-	3.53	2.89	-194.32	
		하부	8	-225.99	-	-21.44	-20.30	-260.84	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-150.24	-	-	-	-150.24	
		중앙부(상면)	2	127.40	-	-	-	127.40	
		중앙부(하면)	3	-469.38	-	-	-	-469.38	
		우측	4	-844.48	-	-	-	-844.48	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-64.54	-	-	-	-64.54	
		하부	6	-121.19	-	-	-	-121.19	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-368.53	-	-	-	-368.53	
		하부	8	-788.44	-	-	-	-788.44	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	241.24	679.37	895.63	H29 - 4.0EA	2569.60	2.82
		중앙부(상면)	2	1000	820	178.35	435.48	644.13	H16 - 8.0EA	1588.80	2.44
		중앙부(하면)	2	1000	800	877.05	1219.10	3346.46	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4725.20	1.39
		우측배수구	3	1000	530	1185.25	1240.02	7495.50	H32 - 8.0EA H22 - 4.0EA	7902.00	1.05
		우측	3	1000	800	1353.72	1608.57	5280.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.19
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	103.70	286.22	891.24	H29 - 4.0EA	2569.60	2.76
		하부	5	1000	350	194.64	286.22	1708.29	H29 - 4.0EA	2569.60	1.47
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	629	586.77	1239.94	2855.03	H32 - 8.0EA	6353.60	2.11
		하부	7	1000	700	1257.09	1392.55	5684.13	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	178.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	216.0	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	519.6	212.3	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	344.5	201.1	425.15	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	82.3	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	94.8	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	408.8	305.1	488.52	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	454.7	388.0	543.35	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	241.24	178.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04255

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 895.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.869]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00321

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 679.367 kN.m

≥ Mu (= 241.235 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.816]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 178.908 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	178.35	216.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 32.578) / 32.578 = 0.07251

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 644.129 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.467]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00194

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 435.478 kN.m

≥ Mu (= 178.354 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.442]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 216.025 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	877.05	216.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4725.200 x 400.00 = 1890080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 82.356 mm, c = 82.356 / β1 = 82.356 / 0.85 = 96.890 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 96.890) / 96.890 = 0.02177

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3346.455 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.412]

1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00591

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 82.356 mm

ΦMn = 0.85 x 4725.200 x 400 x (800.00 - a/2) = 1219.099 kN.m

≥ Mu (= 877.054 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.390]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 216.025 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	530.4	100.0	1185.3	201.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7902.000 x 400.00 = 3160800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 137.725 mm, c = 137.725 / β1 = 137.725 / 0.85 = 162.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 162.030) / 162.030 = 0.00718

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7495.490 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7902.0 mm² (철근도심 : 119.6 mm), [사용률 = 1.054]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01490

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.725 mm

ΦMn = 0.85 x 7902.000 x 400 x (530.40 - a/2) = 1240.016 kN.m

≥ Mu (= 1185.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.046]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 530.40 = 344.508 kN

≥ Vu (= 201.129 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	1353.73	212.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5280.697 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.203]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00794

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1353.725 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.188]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 212.270 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	103.70	82.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 52.689) / 52.689 = 0.01693

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 891.239 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.883]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00734

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 286.218 kN.m

≥ Mu (= 103.704 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.760]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 82.305 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	194.64	94.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 52.689) / 52.689 = 0.01693

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1708.292 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.504]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00734

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 286.218 kN.m

≥ Mu (= 194.640 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.471]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 94.754 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	729.36	629.36	100.00	586.77	305.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (629.35 - 130.280) / 130.280 = 0.01149

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2855.034 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.225]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01010

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (629.35 - a/2) = 1239.938 kN.m

≥ Mu (= 586.770 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 629.35 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 629.35 = 408.778 kN

≥ Vu (= 305.067 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	700.00	100.00	1257.09	387.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01312

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5684.132 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.118]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00908

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (700.00 - a/2) = 1392.547 kN.m

≥ Mu (= 1257.092 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 387.963 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 650 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 726 × 0.0020 = 1451.21 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1451.206 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 726 x 1000 = 1088.4 ㎟ (≤1800)
∴ 1088.4 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

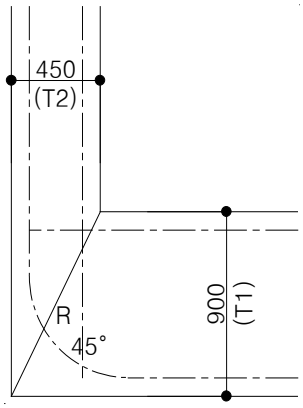
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 783 × 0.0020 = 1565.10 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1565.097 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 783 x 1000 = 1173.8 ㎟ (≤1800)
∴ 1173.8 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 150.242 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 150.242 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1006.231$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 150.24 \times 10^6}{1006.231^2 \times 1000} = 0.742\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 150.24 \times 10^6}{1006.231 \times 180} = 1659.017\ mm^2$$

$Asb = 0.000\ mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 1659.017 mm² - 0.000 mm²
= 1659.017 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 1659.017 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0009688 + √(2 x 0.0058 + (0.0058)²) = 0.102

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.102 /3 = 0.966

fs = Mo / (As x d x j) = 2054836.000 / (794.400 x 820.000 x 0.966)

= 3.266 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 3.266 x 794.400 = 2594.244 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0021470 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)²) = 0.148

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 2054836.000 / (794.400 x 370.000 x 0.951)

= 7.354 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 7.354 x 794.400 = 5842.107 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

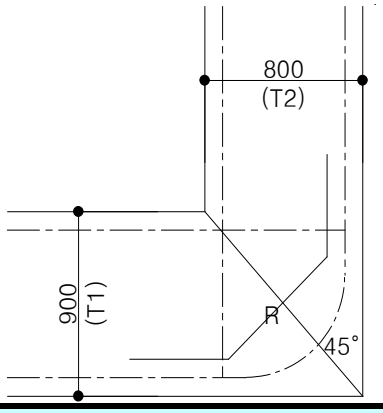
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2594.244² + 5842.107²) / 180.0

As = 35.512 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 844.483 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 844.483 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1204.159$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 844.48 \times 10^6}{1204.159^2 \times 1000} = 2.912 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 844.48 \times 10^6}{1204.159 \times 180} = 7792.281 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7792.281 mm² - 3176.800 mm²

= 4615.481 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 4615.481 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0009688 + √(2 x 0.0058 + (0.0058)²) = 0.102

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.102 /3 = 0.966

fs = Mo / (As x d x j) = 10857959.000 / (794.400 x 820.000 x 0.966)

= 17.256 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 17.256 x 794.400 = 13708.247 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0011033 + √(2 x 0.0066 + (0.0066)²) = 0.109

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.109 /3 = 0.964

fs = Mo / (As x d x j) = 10857959.000 / (794.400 x 720.000 x 0.964)

= 19.697 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 19.697 x 794.400 = 15647.109 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(13708.247² + 15647.109²) / 180.0

As = 115.570 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	799.814	O.K	3.199
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	587.409	O.K	4.699
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	374.927	O.K	2.999
		우측배수구	3	530	H32 - 8.0EA H22 - 4.0EA	125	137.800	O.K	1.102
		우측	3	800	H32 - 8.0EA	125	222.166	O.K	1.777
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H29 - 4.0EA	250	789.928	O.K	3.160
		하부	5	350	H29 - 4.0EA	250	320.788	O.K	1.283
우측벽체	1층	중앙부	6	629	H32 - 8.0EA	125	561.095	O.K	4.489
		하부	7	700	H32 - 8.0EA	125	192.758	O.K	1.542

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 150.242 x 1000000 / [2569.600 x (800.000 - 142.398/3)]
= 77.696 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2569.600/1000.0 + 6x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x2569.600)]
= 142.398 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.70) - 2.5 x 85.50 = 799.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.70) = 810.85 mm
Sa는 작은 값인 799.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 799.81 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.396 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 115.865/3)]
= 102.618 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(6x1588.800)]
= 115.865 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.62) - 2.5 x 72.00 = 587.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.62) = 613.93 mm
Sa는 작은 값인 587.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 587.41 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.381 x 1000000 / [4725.200 x (800.000 - 186.511/3)]
= 134.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4725.200/1000.0 + 6x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x4725.200)]
= 186.511 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.63) - 2.5 x 84.00 = 374.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.63) = 467.94 mm
Sa는 작은 값인 374.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 374.93 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 715.406 x 1000000 / [7902.000 x (530.405 - 391.709/3)]
= 226.430 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x7902.000/1000.0 + 70x7902.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.4/(70x7902.000)]
= 391.709 mm

사용철근량 = 7902.0 mm² (철근도심 : 119.6 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.43) - 2.5 x 84.00 = 137.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 226.43) = 278.23 mm
Sa는 작은 값인 137.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 137.79 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 844.483 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 211.774/3)]
= 182.222 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x6353.600)]
= 211.774 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.22) - 2.5 x 84.00 = 222.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.22) = 345.73 mm
Sa는 작은 값인 222.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 222.17 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.543 x 1000000 / [2569.600 x (350.000 - 89.606/3)]
= 78.461 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2569.600/1000.0 + 6x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x2569.600)]
= 89.606 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.46) - 2.5 x 85.50 = 789.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.46) = 802.94 mm
Sa는 작은 값인 789.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 789.93 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.190 x 1000000 / [2569.600 x (350.000 - 89.606/3)]
= 147.324 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2569.600/1000.0 + 6x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x2569.600)]
= 89.606 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.32) - 2.5 x 85.50 = 320.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 147.32) = 427.63 mm
Sa는 작은 값인 320.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 320.79 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 368.528 x 1000000 / [6353.600 x (629.355 - 184.223/3)]
= 102.128 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x629.4/(6x6353.600)]
= 184.223 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.13) - 2.5 x 84.00 = 561.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.13) = 616.88 mm
Sa는 작은 값인 561.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 561.09 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 788.437 x 1000000 / [6353.600 x (700.000 - 196.023/3)]
= 195.527 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x6353.600/1000.0 + 6x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(6x6353.600)]
= 196.023 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.53) - 2.5 x 84.00 = 192.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 195.53) = 322.21 mm
Sa는 작은 값인 192.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.76 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

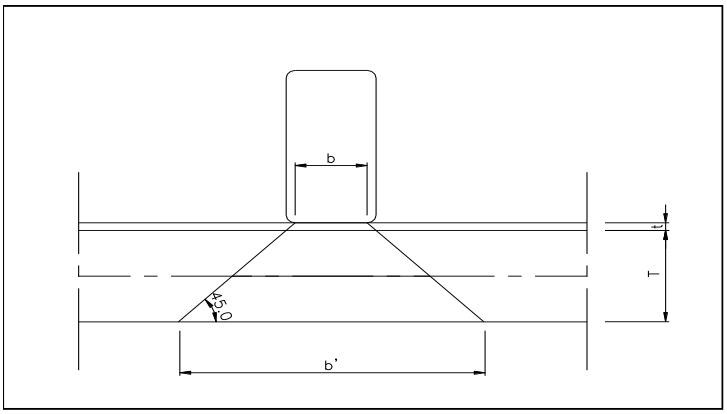
(1) 하중산정

1) 고정하중

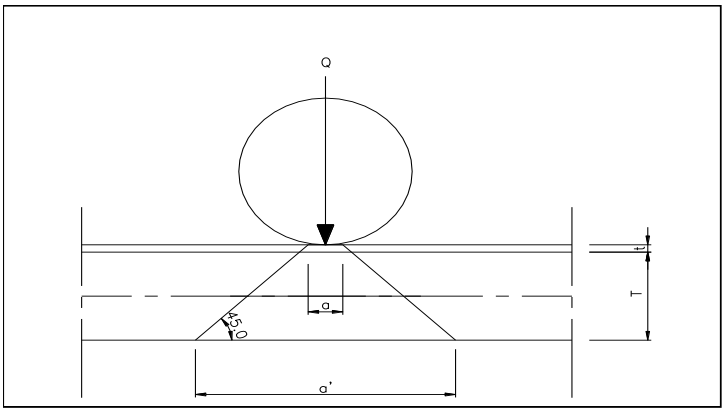
- 구체자중 = 321.772 / 7.850 = 40.990 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 900 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°
= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°
= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.080)= 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 40.99 + 0.92 + 19.39
= 61.302 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ᄅ(지반조사보고서 참조)

Qa = 225.830 kN/m² ≥ Qmax = 61.302 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	3.295	×	25.000			=	37.069	kN/m
		0.000	×	2.595	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.057	×	25.000			=	79.391	kN/m
		0.350	×	6.357	×	25.000	/	2	=	27.812	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.762	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	2.595	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	2.595	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	340.833	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) +$
$1.000 \times 19.000 \times 3.762^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 2.595 \times 19.000 + 2.595^2 \times 10.000) / 2$
$\times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 3.762 \times 2.595 \times 19.000$
$+ 2.595^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 340.833 + 0.000 = 340.833$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 7.850 \times 3.495 \times 10.000 = 274.358$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 340.833 / 274.358$

$= 1.242 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	3.295	×	25.000			=	37.069	kN/m
		0.000	×	2.595	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.057	×	25.000			=	79.391	kN/m
		0.350	×	6.357	×	25.000	/	2	=	27.812	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.762	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-3.405	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-3.405	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	340.833	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +
1.000 × 19.000 × 9.762 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.000 × -3.405 × 19.000 + -3.405 ² × 10.000) / 2
× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 9.762 × -3.405 × 19.000
+ -3.405 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 340.833 + 0.000 = 340.833 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{176.625}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

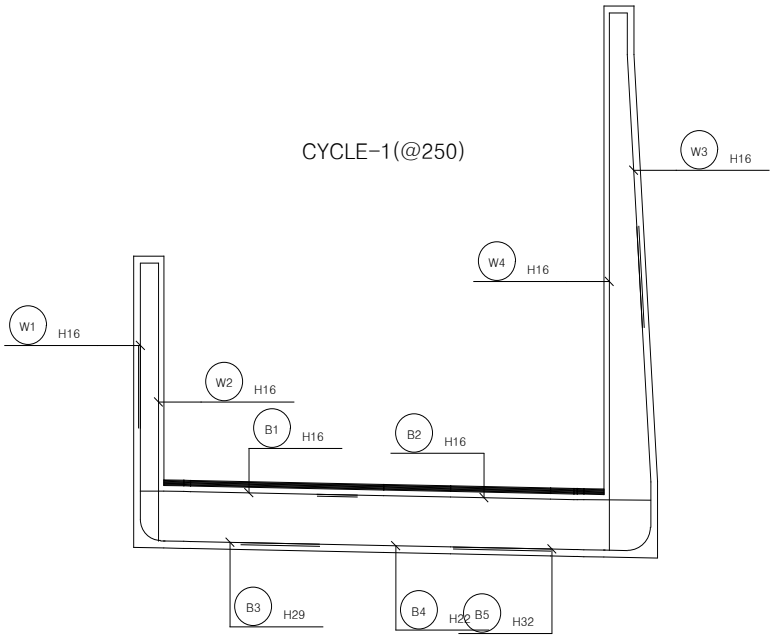
∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

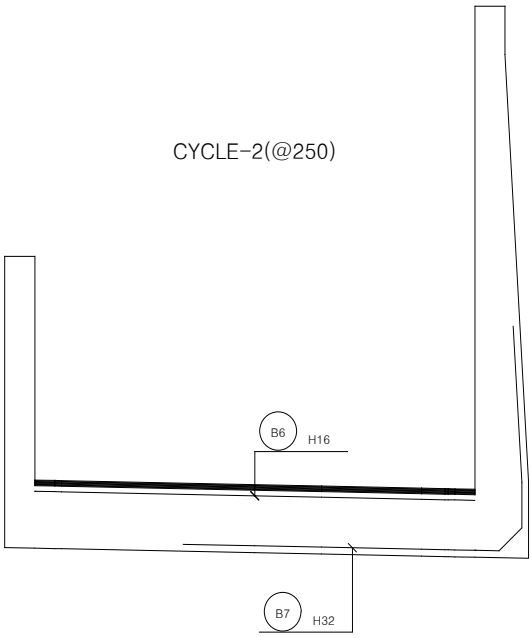
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{223.694}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.591 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
W1 H16
W2 H16
W3 H16
W4 H16
B1 H16
B2 H16
B3 H29
B4 H22
B5 H32


CYCLE-2(@250)
B6 H16
B7 H32

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

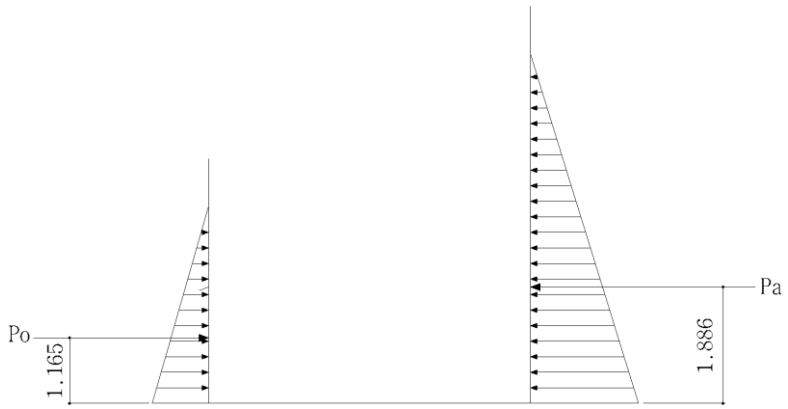
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	340.157	-	7.850	-
2. 상재활하중	10.000	-	7.850	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	3.495
4. 상재활하중	-	5.000	-	7.257
5. 주동토압(평상시)	-	166.603	-	2.419
6. 수동토압(평상시)	-	348.128	-	1.165

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	350.157	524.731

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

Pa = 1/2 x Ka x γ x H²

= 1/2 x 0.333 x 19.000 x 7.257²

= 166.603 kN

Ph = 166.603 x cos (0.000+0.000)

= 166.603 kN

Pv = 166.603 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.850 m, y = H/3 = 7.257 / 3 = 2.419 m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 3.495²

= 348.128 kN

Ph = 348.128 x cos (0.000+0.000)

= 348.128 kN

Pv = 348.128 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.850 m, y = H/3 = 3.495 / 3 = 1.165 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 8.00 + 350.157 · 0.600

= 210.094

저항하중 R = 348.128 + 210.094 = 558.222

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	558.222	166.603	3.351	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

Ramp C U type 구조계산서

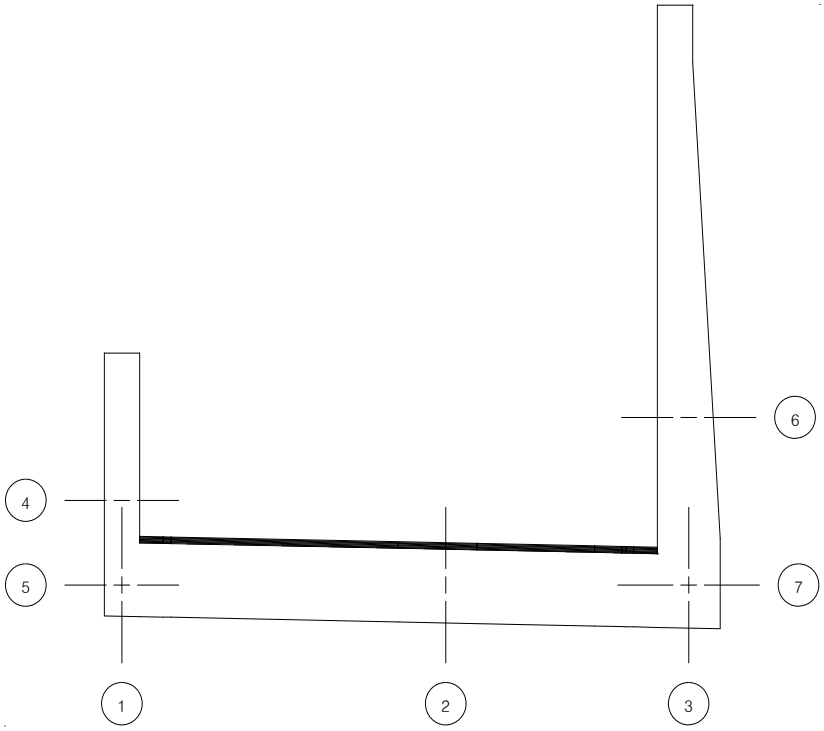
▣ STA. 0K+825.0 (BLOCK4 : U4)
▣ 토 피(FH) = -0.74 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 2.308M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	59.205	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	116.887	305.309	2.612	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	122.23	307.82	451.59	H19 - 4.0EA	1146.00	2.52
		중앙부(상면)	2	1000	820	170.26	315.61	614.69	H19 - 4.0EA	1146.00	1.85
		중앙부(하면)	2	1000	800	707.13	1069.85	2677.86	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	4118.00	1.51
		우측배수구	3	1000	538	1029.40	1069.36	6265.10	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6540.80	1.04
		우측	3	1000	800	1189.16	1465.18	4602.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	51.49	132.48	437.42	H19 - 4.0EA	1146.00	2.57
		하부	5	1000	350	95.81	132.48	821.91	H19 - 4.0EA	1146.00	1.38
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	615	454.22	1103.63	2243.81	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.43
		하부	7	1000	700	1100.69	1269.80	4926.94	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.15

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측배수구	3	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1421.9	1986.0	O.K	1066.5	1986.0	O.K
		하부	7	1563.0	1986.0	O.K	1172.3	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	148.0	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	197.0	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	349.4	178.9	431.12	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	519.6	187.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	57.1	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	57.0	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	399.4	252.8	555.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	347.2	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H19 - 4.0EA	250	684.859	O.K	2.739
		중앙부 (상면)	2	820	H19 - 4.0EA	250	407.646	O.K	1.631
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	371.170	O.K	2.969
		우측배수구	3	538	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	126.100	O.K	1.009
		우측	3	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	235.064	O.K	1.881
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	701.395	O.K	2.806
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	272.408	O.K	1.090
우측벽체	1층	중앙부	6	615	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	668.429	O.K	5.347
		하부	7	700	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	206.257	O.K	1.650

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 2.308M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.982 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

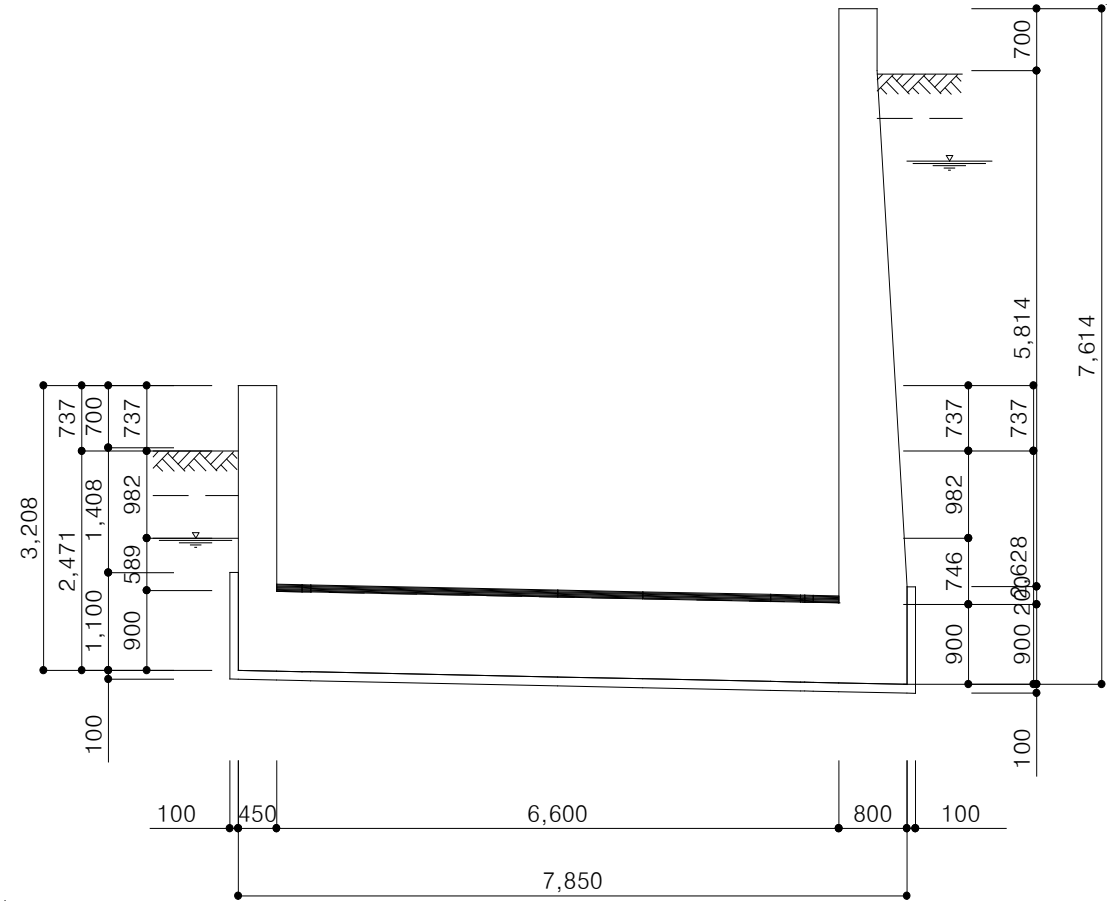
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
5,814
7,614
737
700
737
737
737
982
982
3,208
1,408
2,471
589
746
628
1,100
900
900
900
100
100
100
450
6,600
800
100
7,850

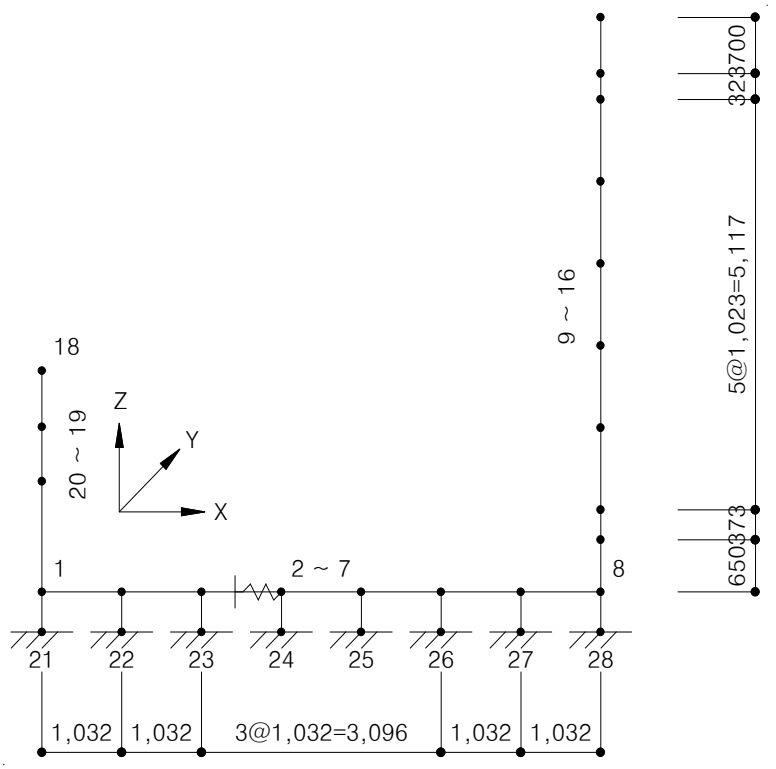
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

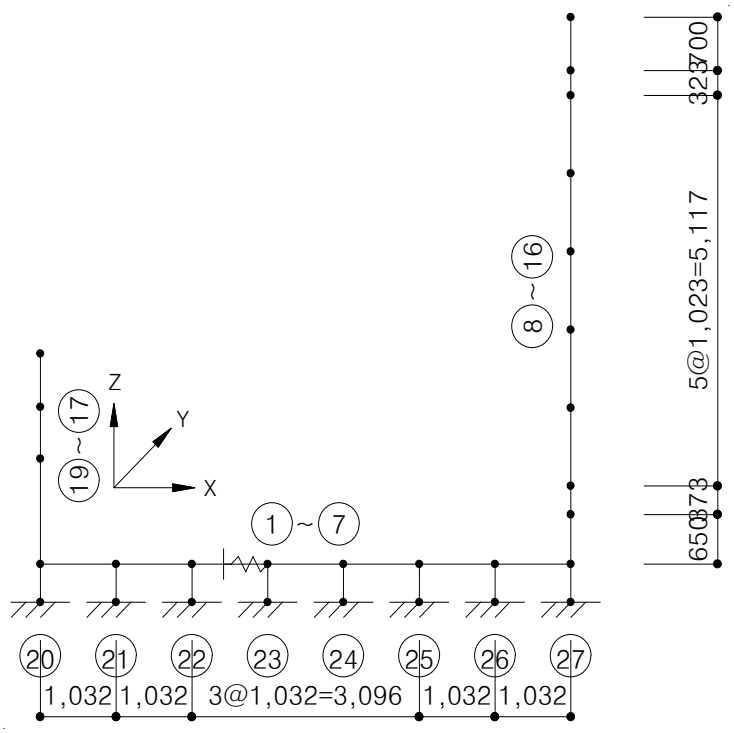
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~19

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.782 × 1.000	= 0.782	0.03986	10
4	0.720 × 1.000	= 0.720	0.03116	11
5	0.659 × 1.000	= 0.659	0.02383	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01775	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01280	14
8	0.474 × 1.000	= 0.474	0.00887	15
9	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00782	16

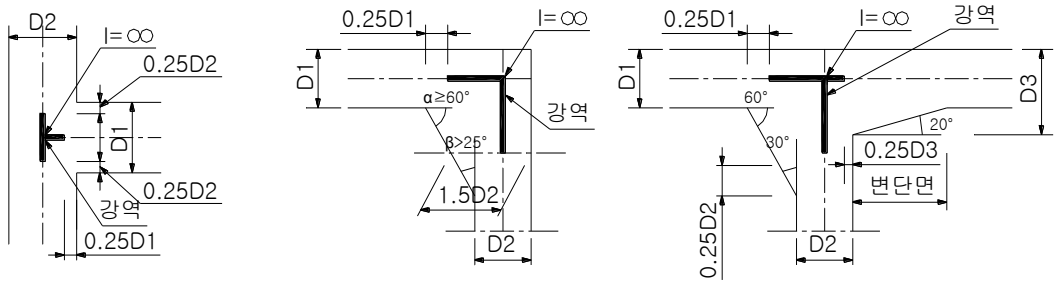
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	15	7.225	6.641
2	1.032	0.500	16	7.225	6.964
3	2.064	0.500	17	7.225	7.664
4	3.096	0.500	18	0.000	3.258
5	4.129	0.500	19	0.000	2.558
6	5.161	0.500	20	0.000	1.879
7	6.193	0.500	21	0.000	0.000
8	7.225	0.500	22	1.032	0.000
9	7.225	1.150	23	2.064	0.000
10	7.225	1.523	24	3.096	0.000
11	7.225	2.547	25	4.129	0.000
12	7.225	3.570	26	5.161	0.000
13	7.225	4.594	27	6.193	0.000
14	7.225	5.617	28	7.225	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

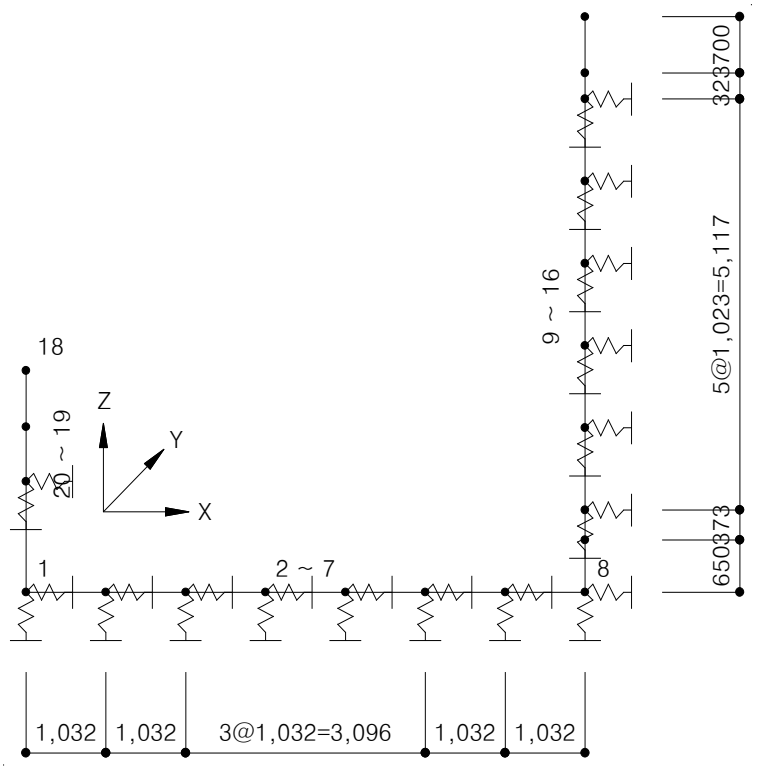
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

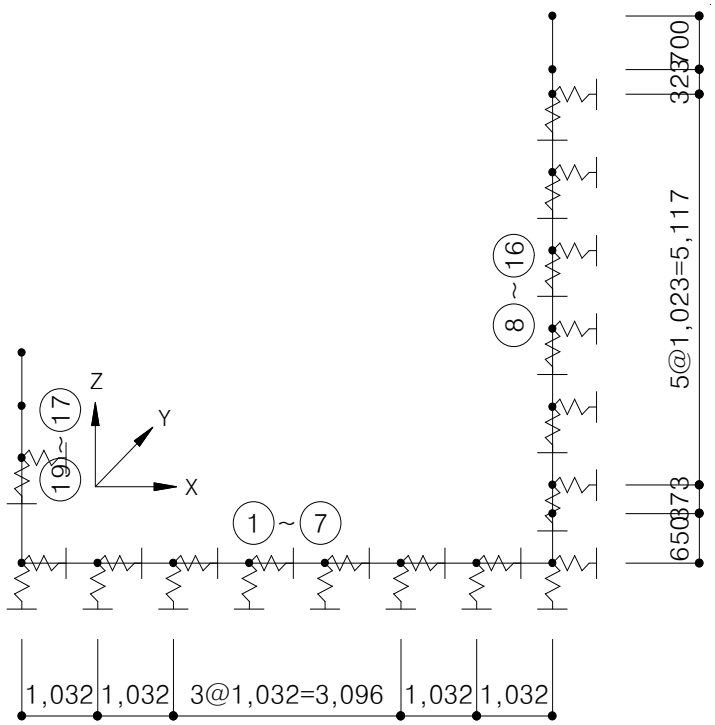
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~19

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.782 × 1.000	= 0.782	0.03986	10
4	0.720 × 1.000	= 0.720	0.03116	11
5	0.659 × 1.000	= 0.659	0.02383	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01775	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01280	14
8	0.474 × 1.000	= 0.474	0.00887	15
9	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00782	16

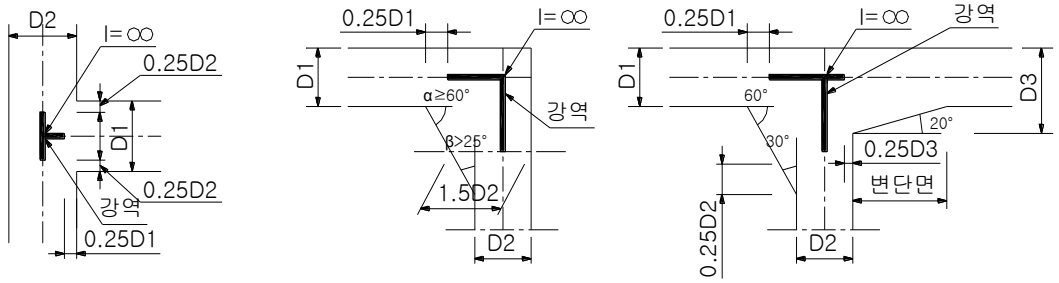
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	7.225	2.047
2	1.032	0.000	12	7.225	3.070
3	2.064	0.000	13	7.225	4.094
4	3.096	0.000	14	7.225	5.117
5	4.129	0.000	15	7.225	6.141
6	5.161	0.000	16	7.225	6.464
7	6.193	0.000	17	7.225	7.164
8	7.225	0.000	18	0.000	2.758
9	7.225	0.650	19	0.000	2.058
10	7.225	1.023	20	0.000	1.379

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2593.04 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 1922 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 2676 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 2375 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5186.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5186.090 = 1728.70 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(H × H) = √(2.471 × 2.471) = 2.471 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.471 / 0.3)$^{-3/4}$ = 12342.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 12342.480 = 4114.16 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.471 × 2.471) = 2.471 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.471 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 12342.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 12342.480 = 4114.16 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.023/2 + 1.023/2) = 12632 kN/m	10~15
Kss1	Kss x (1.023/2 + 1.023/2) = 4211 kN/m	
Kh2	Kh x (1.379/2 + 1.379/2) = 17020 kN/m	20
Kss2	Kss x (1.379/2 + 1.379/2) = 5673 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 5353 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.032/2 + 1.032/2) = 1784 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 3843 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.379/2 + 0.900/2) = 14064 kN/m	
Kv2	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 4751 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.023/2 + 0.900/2) = 11870 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.141 × 19.000 × 0.500	= 7.094 kN/m²
Wh3	= 7.094 + 1.379 × 19.000 × 0.500	= 20.195 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.286 × 23.000 × 0.500	= 3.294 kN/m²
Wh2	= 3.294 + 0.214 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.810 × 19.000 × 0.500	= 13.444 kN/m²
Wh4	= 13.444 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 23.166 kN/m²
Wh5	= 23.166 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 32.889 kN/m²
Wh6	= 32.889 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 42.611 kN/m²
Wh7	= 42.611 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 52.333 kN/m²
Wh8	= 52.333 + 0.373 × 19.000 × 0.500	= 55.881 kN/m²
Wh9	= 55.881 + 0.650 × 19.000 × 0.500	= 62.056 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.141 × 19.000 × 0.500	= 7.094 kN/m²
Wh3	= 7.094 + 0.340 × 19.000 × 0.500	= 10.324 kN/m²
Wh4	= 10.324 + 1.039 × 10.000 × 0.500	= 15.519 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.286 × 23.000 × 0.500	= 3.294 kN/m²
Wh2	= 3.294 + 0.214 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.482 × 19.000 × 0.500	= 10.329 kN/m²
Wh4	= 10.329 + 0.328 × 10.000 × 0.500	= 11.969 kN/m²
Wh5	= 11.969 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 17.086 kN/m²
Wh6	= 17.086 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 22.203 kN/m²
Wh7	= 22.203 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 27.320 kN/m²
Wh8	= 27.320 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 32.437 kN/m²
Wh9	= 32.437 + 0.373 × 10.000 × 0.500	= 34.304 kN/m²
Wh10	= 34.304 + 0.650 × 10.000 × 0.500	= 37.554 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.982 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 1.039 × 10.000 = 10.390 kN/m²

- 우측 벽체

Ww2 = 0.328 × 10.000 = 3.279 kN/m²

Ww3 = 3.279 + 1.023 × 10.000 = 13.513 kN/m²

Ww4 = 13.513 + 1.023 × 10.000 = 23.747 kN/m²

Ww5 = 23.747 + 1.023 × 10.000 = 33.981 kN/m²

Ww6 = 33.981 + 1.023 × 10.000 = 44.216 kN/m²

Ww7 = 44.216 + 0.373 × 10.000 = 47.950 kN/m²

Ww8 = 47.950 + 0.650 × 10.000 = 54.450 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (2.471 - 0.982) × 10.000 = 14.890 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\beta\cos^2\theta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\theta}{\cos(\beta-\theta)\cos\beta}}\right)^2}$$

= 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

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\beta\cos^2\theta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\theta}{\cos(\beta-\theta)\cos\beta}}\right)^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.141 × 19.000 × 0.436 = 6.186 kN/m²

Wh3 = 6.186 + 1.379 × 19.000 × 0.436 = 17.610 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.286 × 23.000 × 0.436 = 2.872 kN/m²

Wh2 = 2.872 + 0.214 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.810 × 19.000 × 0.436 = 11.723 kN/m²

Wh4 = 11.723 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 20.201 kN/m²

Wh5 = 20.201 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 28.679 kN/m²

Wh6 = 28.679 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 37.157 kN/m²

Wh7 = 37.157 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 45.635 kN/m²

Wh8 = 45.635 + 0.373 × 19.000 × 0.436 = 48.728 kN/m²

Wh9 = 48.728 + 0.650 × 19.000 × 0.436 = 54.112 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.141 × 19.000 × 0.372 = 5.278 kN/m²

Wh3 = 5.278 + 1.379 × 19.000 × 0.372 = 15.025 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.286 × 23.000 × 0.372 = 2.450 kN/m²

Wh2 = 2.450 + 0.214 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.810 × 19.000 × 0.372 = 10.002 kN/m²

Wh4 = 10.002 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 17.236 kN/m²

Wh5 = 17.236 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 24.469 kN/m²

Wh6 = 24.469 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 31.703 kN/m²

Wh7 = 31.703 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 38.936 kN/m²

Wh8 = 38.936 + 0.373 × 19.000 × 0.372 = 41.575 kN/m²

Wh9 = 41.575 + 0.650 × 19.000 × 0.372 = 46.169 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.141 × 19.000 × 0.436 = 6.186 kN/m²

Wh3 = 6.186 + 0.340 × 19.000 × 0.436 = 9.003 kN/m²

Wh4 = 9.003 + 1.039 × 10.000 × 0.436 = 13.533 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.286 × 23.000 × 0.436 = 2.872 kN/m²

Wh2 = 2.872 + 0.214 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.482 × 19.000 × 0.436 = 9.007 kN/m²

Wh4 = 9.007 + 0.328 × 10.000 × 0.436 = 10.437 kN/m²

Wh5 = 10.437 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 14.899 kN/m²

Wh6 = 14.899 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 19.361 kN/m²

Wh7 = 19.361 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 23.823 kN/m²

Wh8 = 23.823 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 28.285 kN/m²

Wh9 = 28.285 + 0.373 × 10.000 × 0.436 = 29.913 kN/m²

Wh10 = 29.913 + 0.650 × 10.000 × 0.436 = 32.747 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.141 × 19.000 × 0.372 = 5.278 kN/m²

Wh3 = 5.278 + 0.340 × 19.000 × 0.372 = 7.681 kN/m²

Wh4 = 7.681 + 1.039 × 10.000 × 0.372 = 11.546 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.286 × 23.000 × 0.372 = 2.450 kN/m²

Wh2 = 2.450 + 0.214 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.482 × 19.000 × 0.372 = 7.685 kN/m²

Wh4 = 7.685 + 0.328 × 10.000 × 0.372 = 8.905 kN/m²

Wh5 = 8.905 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 12.712 kN/m²

Wh6 = 12.712 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 16.519 kN/m²

Wh7 = 16.519 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 20.326 kN/m²

Wh8 = 20.326 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 24.133 kN/m²

Wh9 = 24.133 + 0.373 × 10.000 × 0.372 = 25.522 kN/m²

Wh10 = 25.522 + 0.650 × 10.000 × 0.372 = 27.940 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

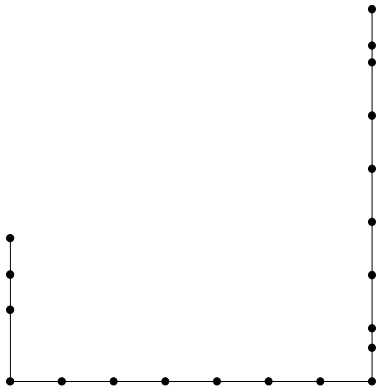
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

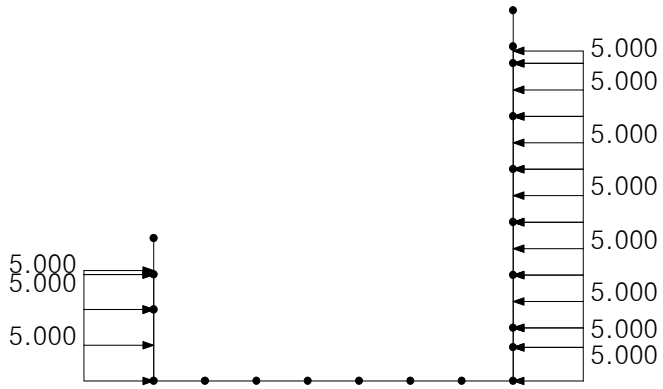
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.477×25.000×0.063 = 0.751	f2 = 0.477×25.000×0.154 = 1.837
f3 = 0.497×25.000×0.063 = 0.782	f3 = 0.497×25.000×0.154 = 1.912
f4 = 0.558×25.000×0.063 = 0.879	f4 = 0.558×25.000×0.154 = 2.149
f5 = 0.620×25.000×0.063 = 0.976	f5 = 0.620×25.000×0.154 = 2.386
f6 = 0.681×25.000×0.063 = 1.073	f6 = 0.681×25.000×0.154 = 2.623
f7 = 0.743×25.000×0.063 = 1.170	f7 = 0.743×25.000×0.154 = 2.861
f8 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f8 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f9 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f9 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f10 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f10 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080

10. 하 중 재 하 (상시)

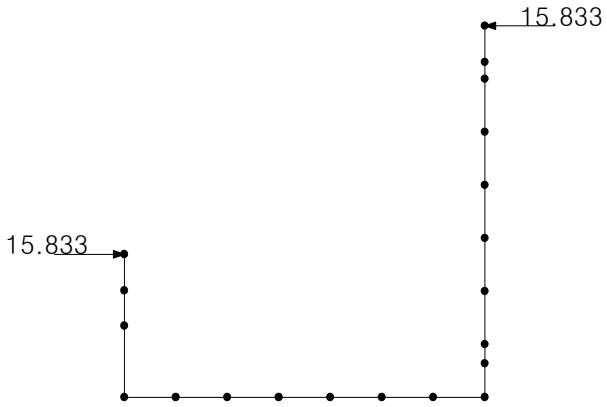
1) CASE1 - 구체자중(SW)



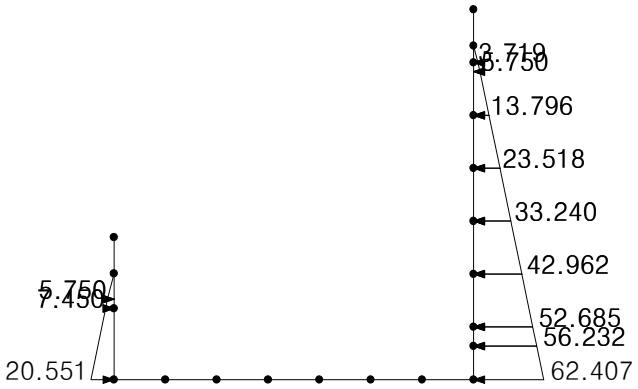
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



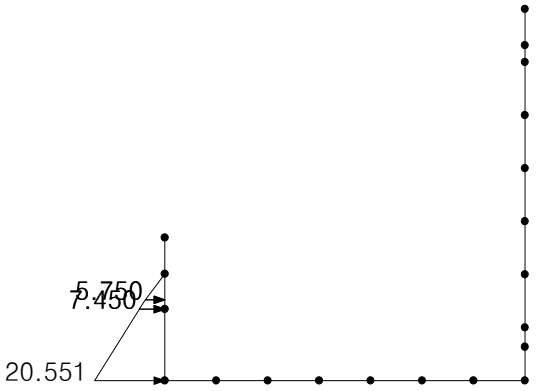
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



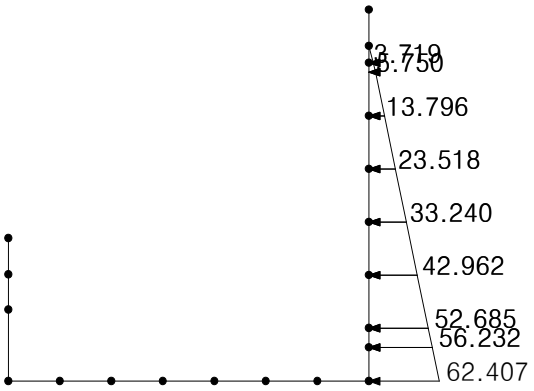
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



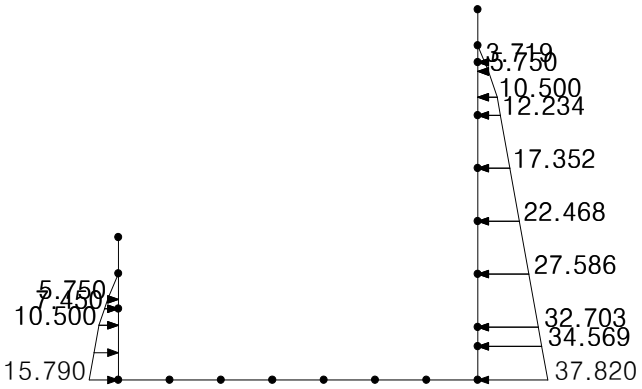
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



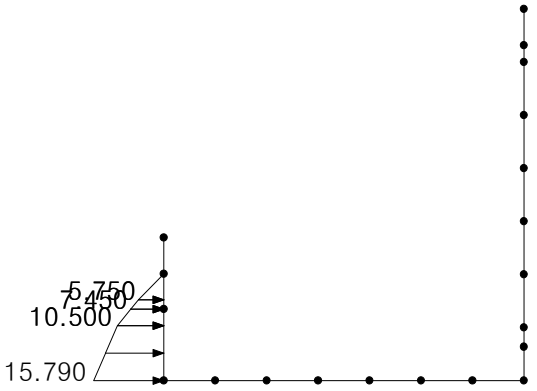
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



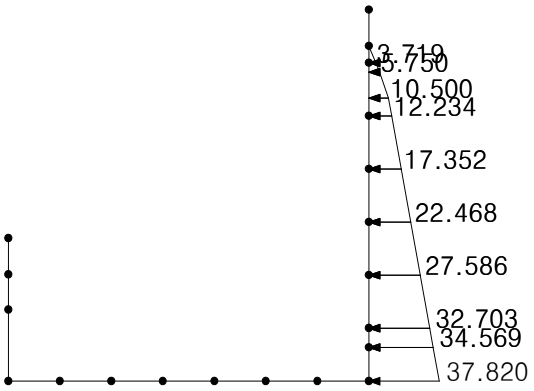
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



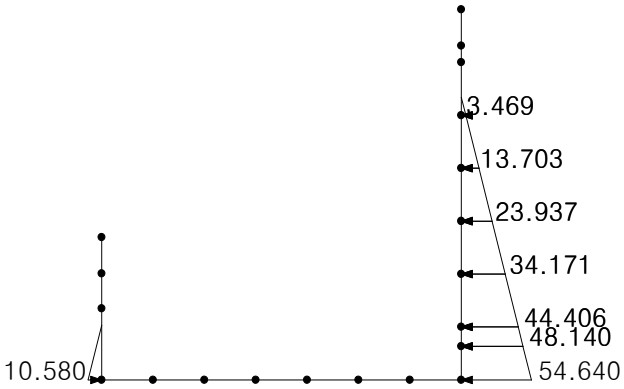
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



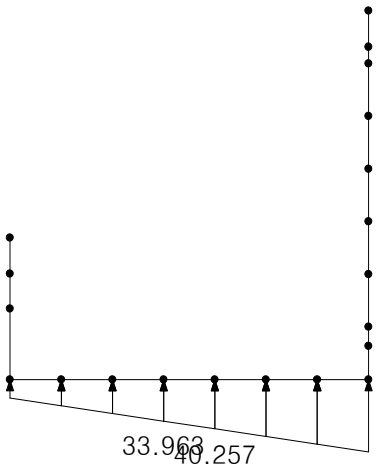
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



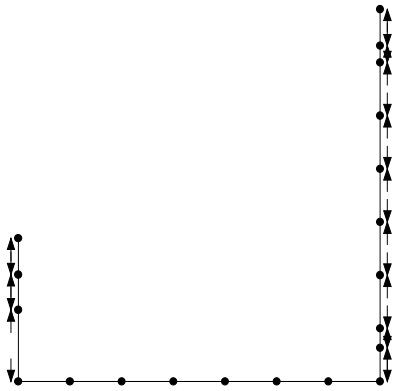
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

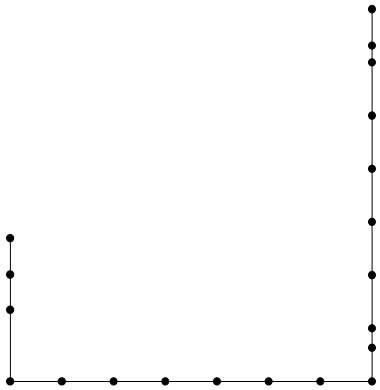


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

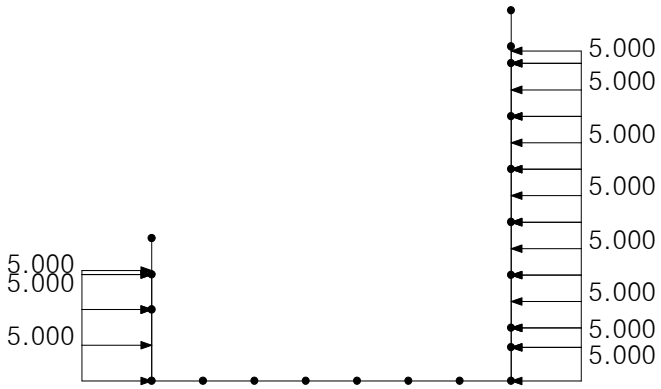


11. 하중 재하 (기능수행)

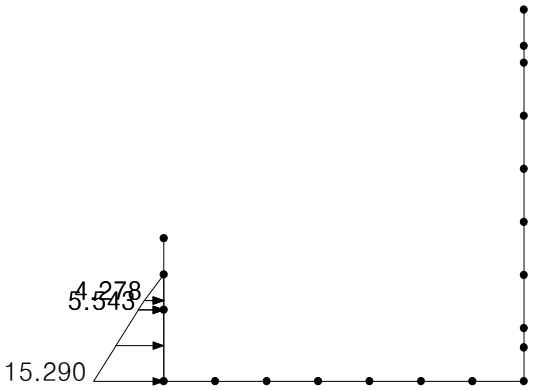
1) CASE1 - 구체자중(SW)



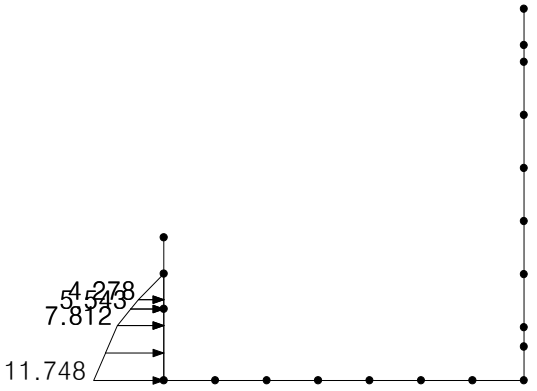
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



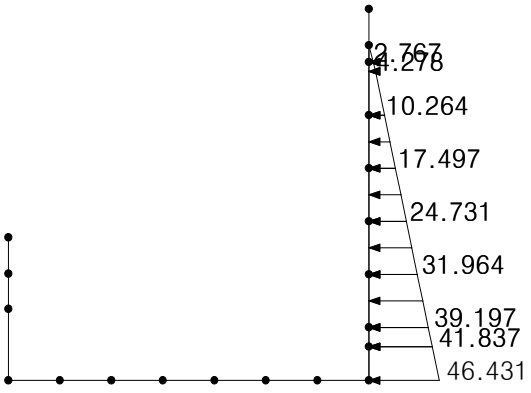
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



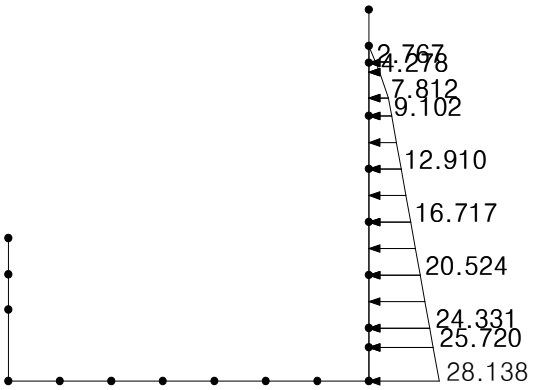
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



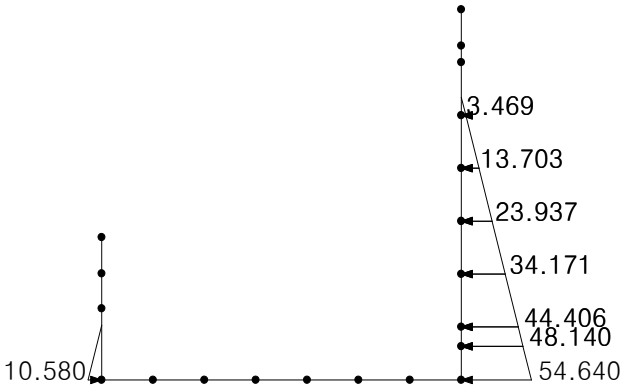
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



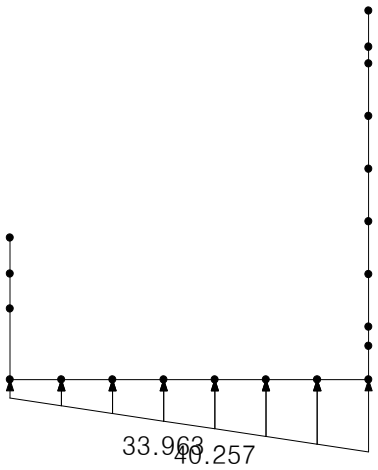
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



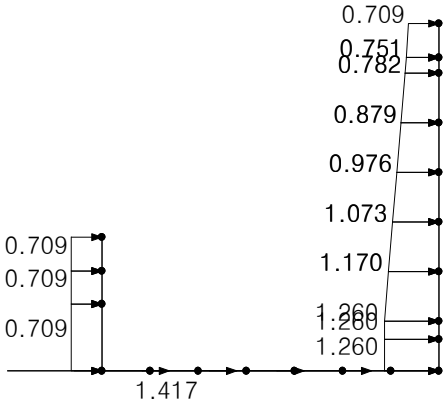
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



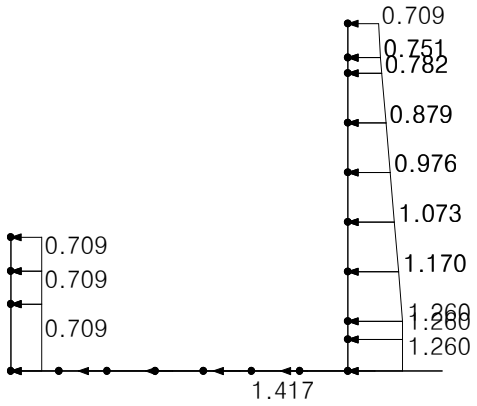
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

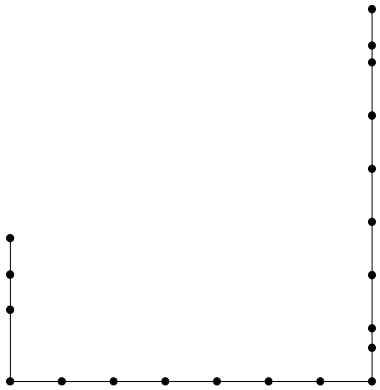


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

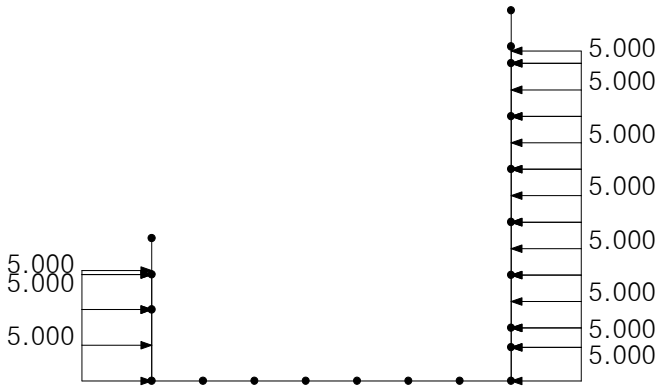


12. 하중 재하 (붕괴방지)

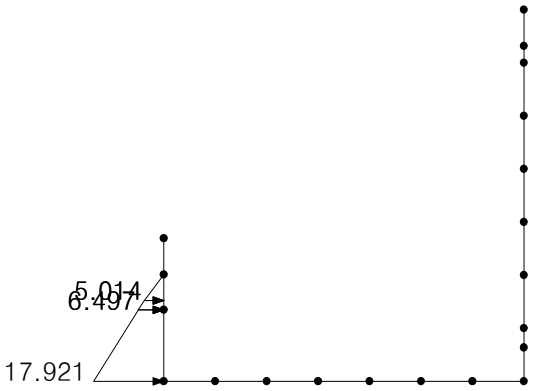
1) CASE1 - 구체자중(SW)



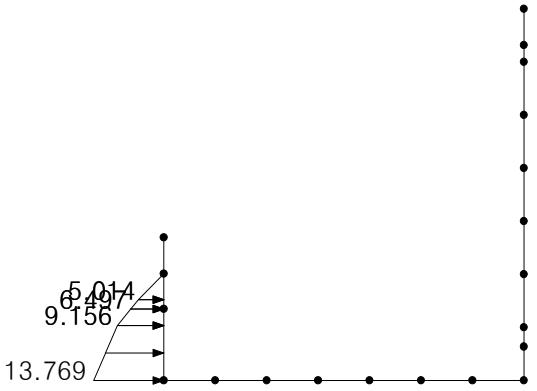
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



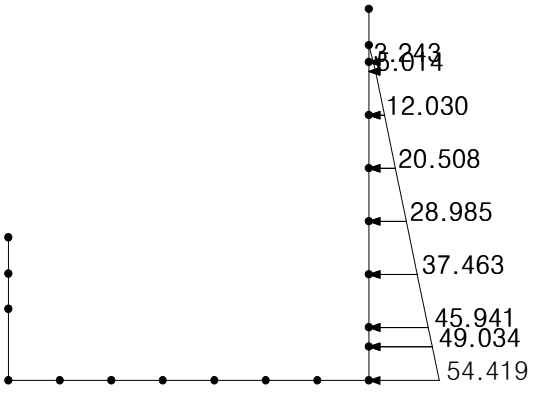
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



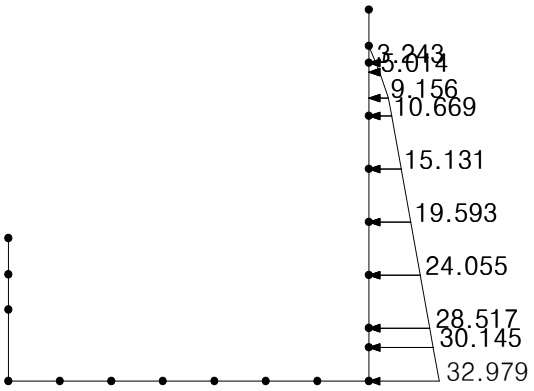
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



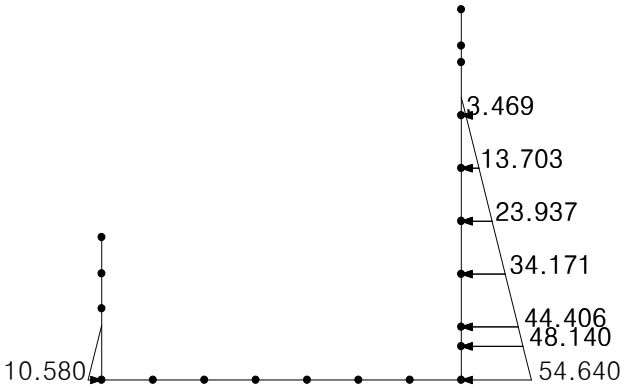
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



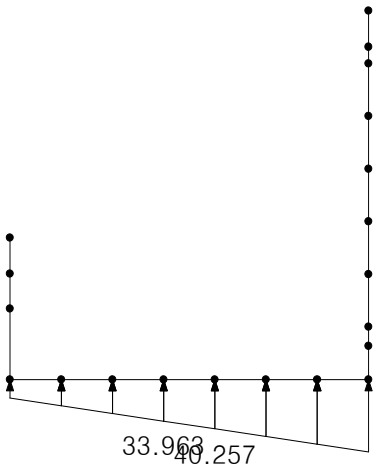
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



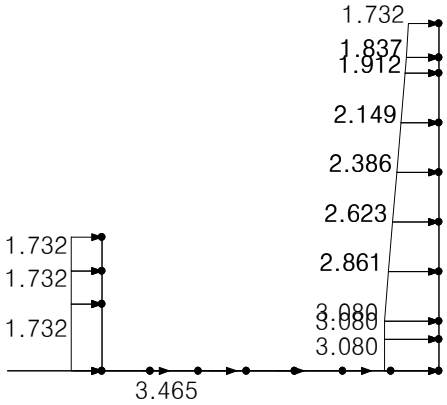
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



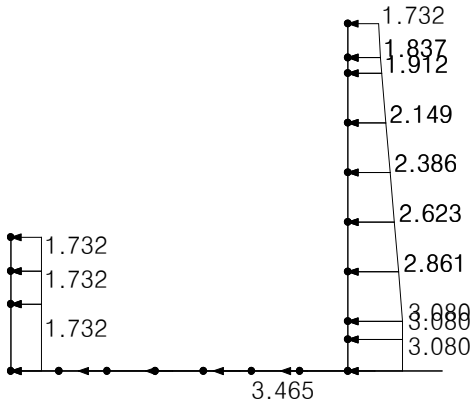
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.737 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

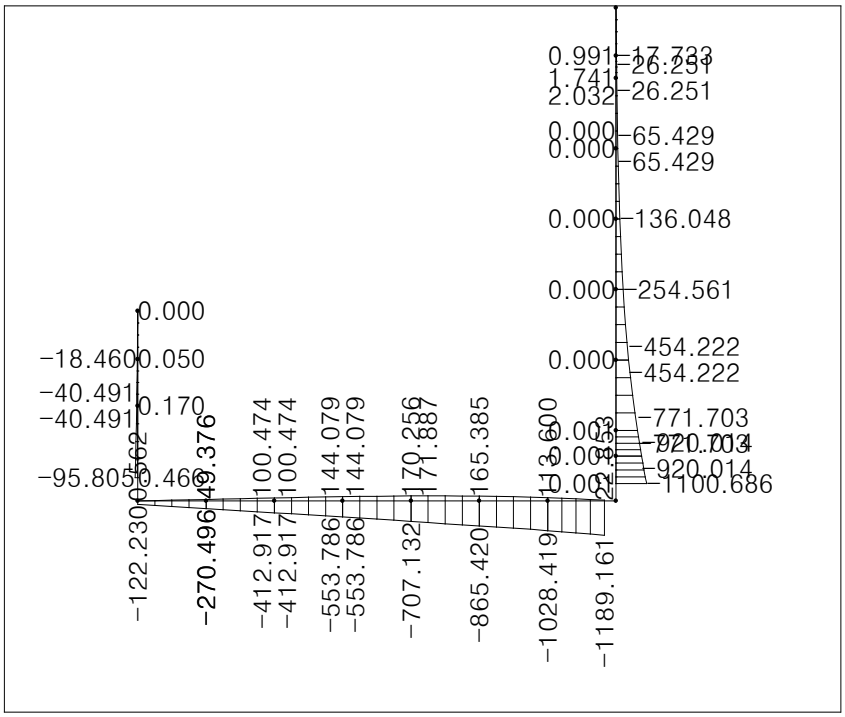
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

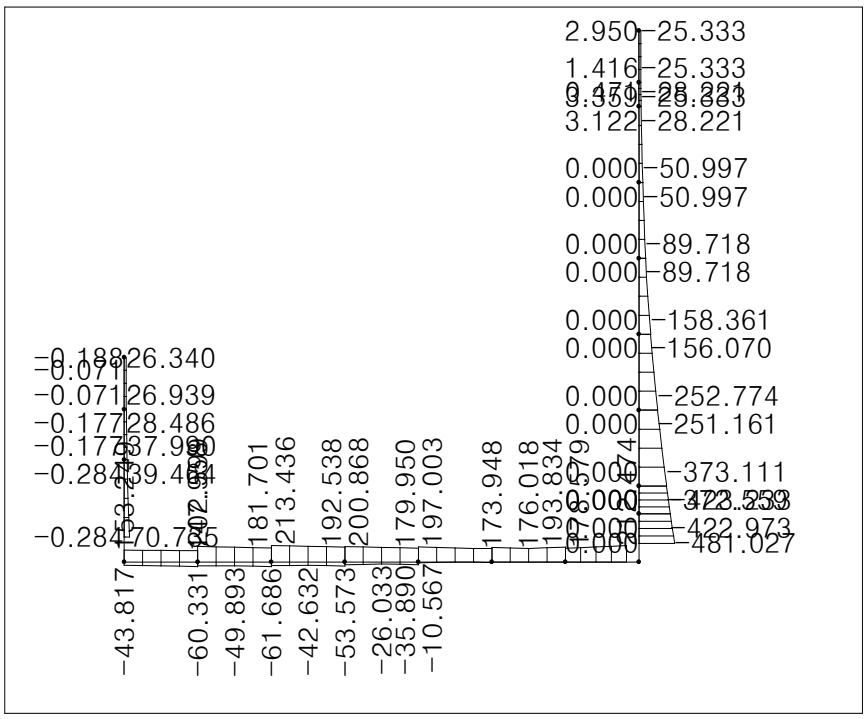
14. 단면력정리

14.1 상시

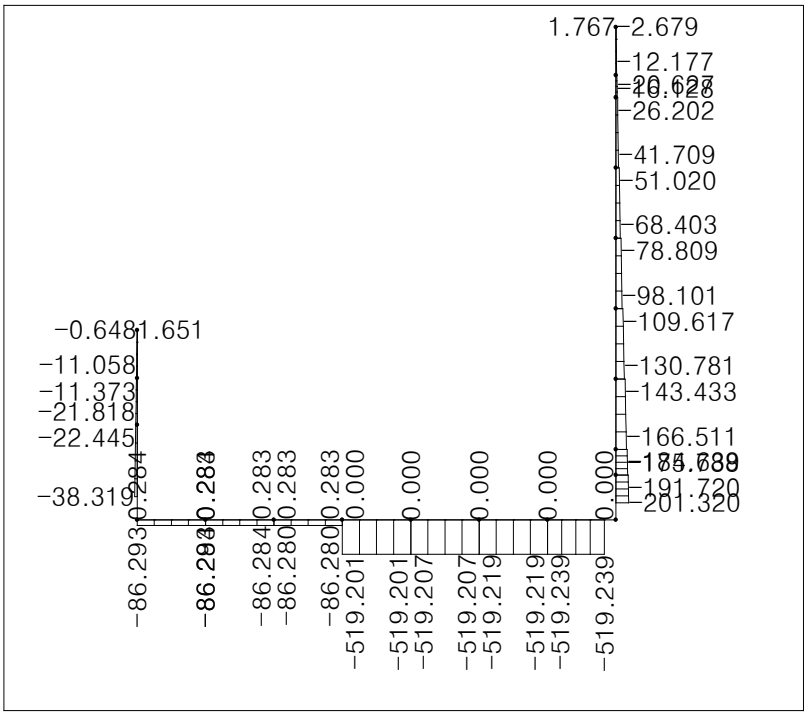
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



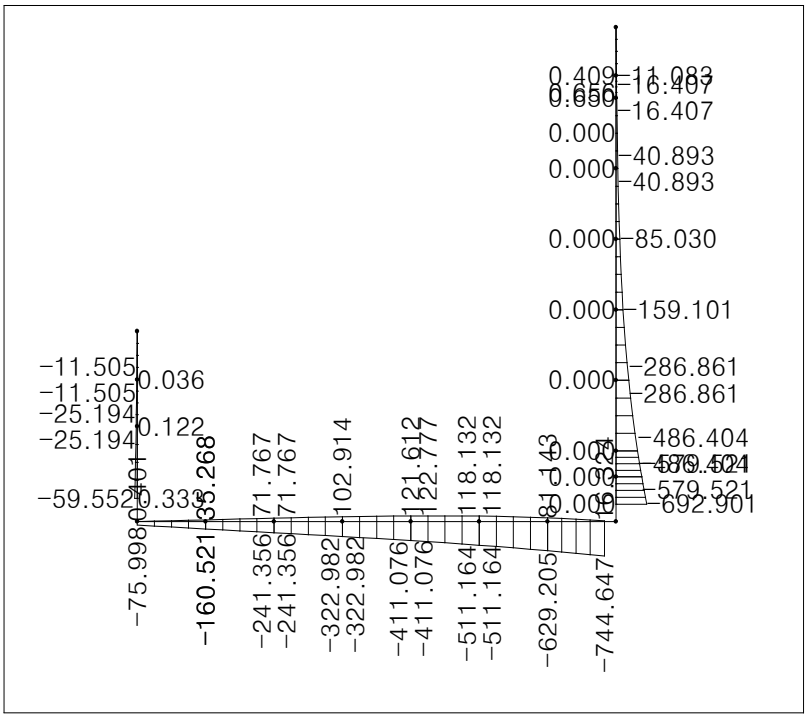
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

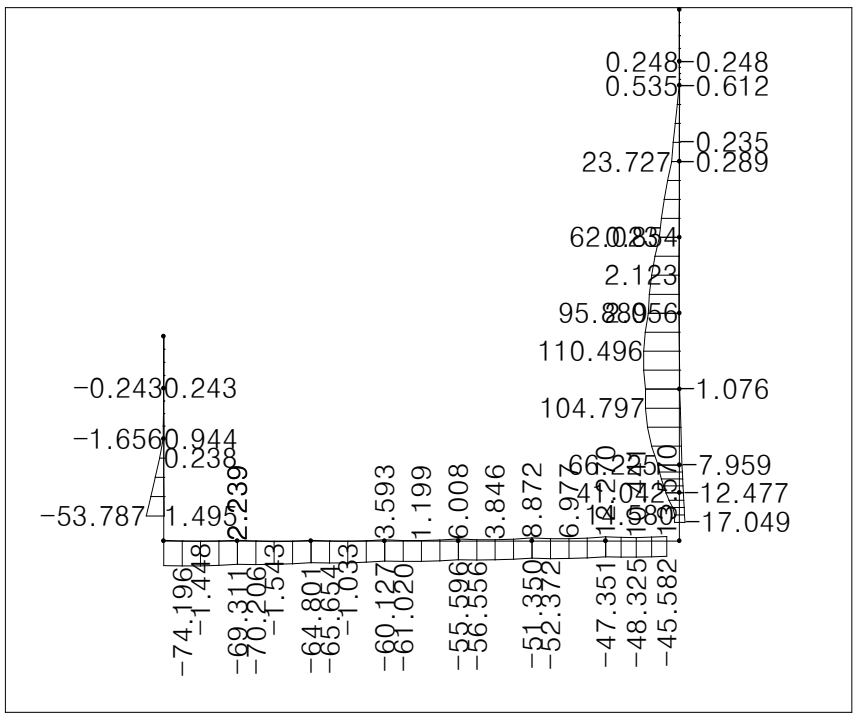


5) 단면력 정리

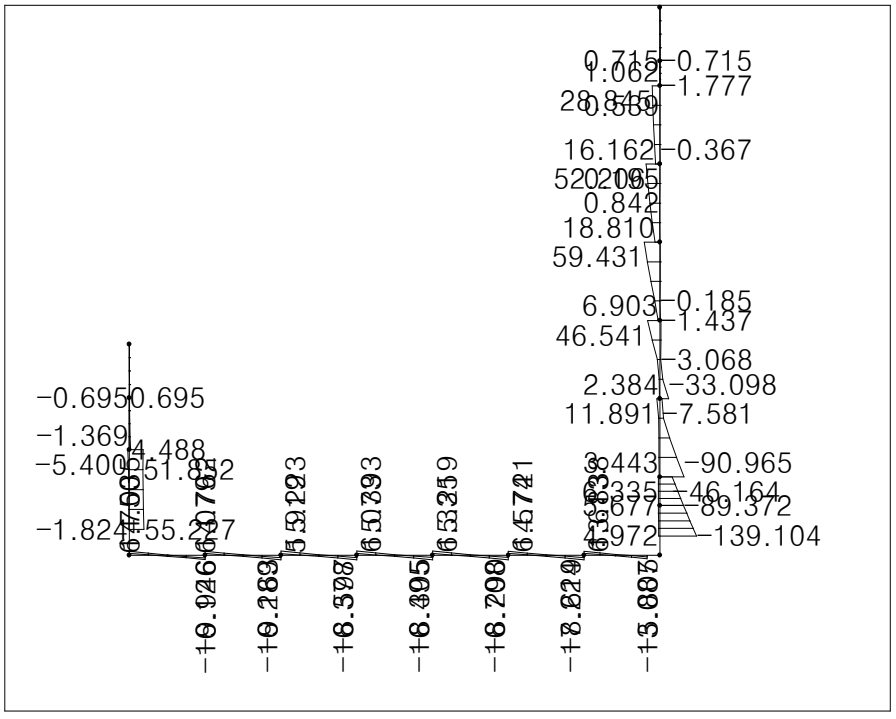
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	122.23	147.97	86.29	76.00	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	170.26	197.00	519.20	121.61	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	707.13	197.00	519.20	411.08	1000.00	900.00	
		우측	4	1189.16	187.87	519.24	744.65	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	51.49	45.16	26.02	32.01	1000.00	450.00	
		하부	6	95.81	51.63	38.32	59.55	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	454.22	252.77	143.43	286.86	1000.00	714.95	
		하부	8	1100.69	347.18	201.32	692.90	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

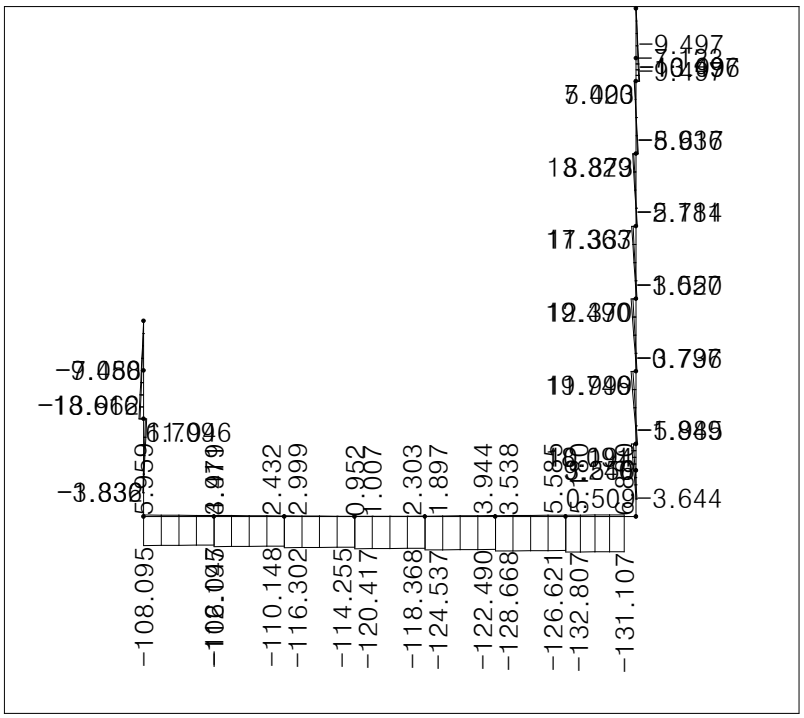
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

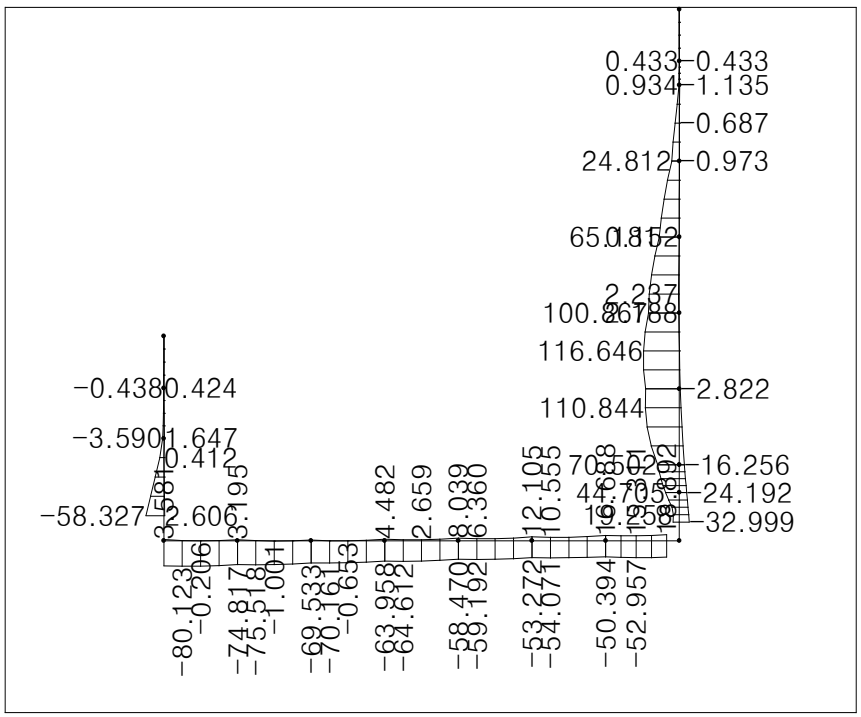


4) 단면력 정리

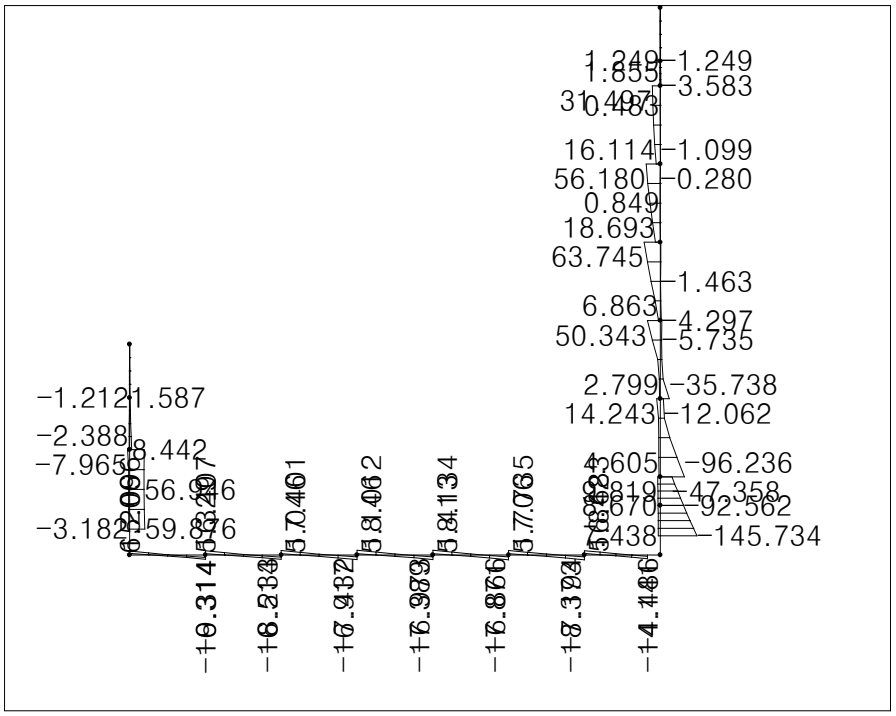
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	73.13	15.93	108.10	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	6.01	15.22	118.37	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	55.60	15.22	118.37	1000.00	900.00	
		우측	4	45.58	12.69	131.11	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	12.59	51.85	8.73	1000.00	450.00	
		하부	6	53.79	51.91	3.88	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1.08	33.10	19.75	1000.00	714.95	
		하부	8	17.05	68.95	5.96	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

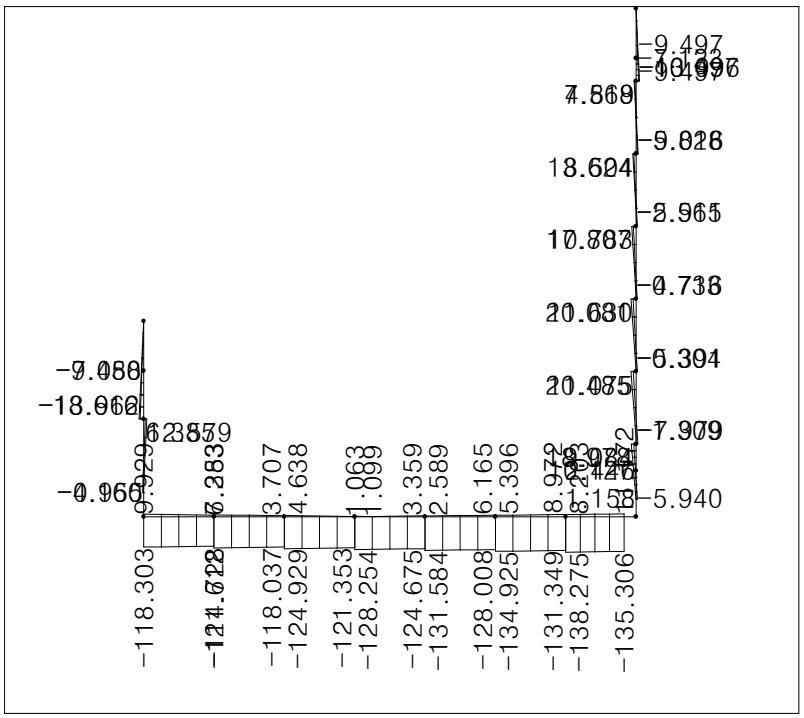
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	79.20	16.12	118.30	1000.00	900.00	
		중앙부(상면)	2	8.04	18.13	124.68	1000.00	900.00	
		중앙부(하면)	3	58.47	18.13	124.68	1000.00	900.00	
		우측	4	51.80	13.83	135.31	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	13.27	57.08	9.15	1000.00	450.00	
		하부	6	58.33	56.95	4.16	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	2.82	35.74	20.49	1000.00	714.95	
		하부	8	33.00	72.63	7.10	1000.00	800.00	

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	-122.23	-	-79.20	-73.13	-122.23	
		중앙부(상면)	2	170.26	-	8.04	6.01	170.26	
		중앙부(하면)	3	-707.13	-	-58.47	-55.60	-707.13	
		우측	4	-1189.16	-	-51.80	-45.58	-1189.16	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-51.49	-	-13.27	-12.59	-51.49	
		하부	6	-95.81	-	-58.33	-53.79	-95.81	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-454.22	-	-2.82	-1.08	-454.22	
		하부	8	-1100.69	-	-33.00	-17.05	-1100.69	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	147.97	-	-16.12	-15.93	147.97	
		중앙부(상면)	2	197.00	-	18.13	15.22	197.00	
		중앙부(하면)	3	197.00	-	18.13	15.22	197.00	
		우측	4	187.87	-	-13.83	-12.69	187.87	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	45.16	-	57.08	51.85	57.08	
		하부	6	51.63	-	56.95	51.91	56.95	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-252.77	-	-35.74	-33.10	-252.77	
		하부	8	-347.18	-	-72.63	-68.95	-347.18	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-86.29	-	-118.30	-108.10	-511.58	
		중앙부(상면)	2	-519.20	-	-124.68	-118.37	-519.28	
		중앙부(하면)	3	-519.20	-	-124.68	-118.37	-519.28	
		우측	4	-519.24	-	-135.31	-131.11	-519.32	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-26.02	-	9.15	8.73	-28.25	
		하부	6	-38.32	-	-4.16	-3.88	-38.79	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-143.43	-	20.49	19.75	-168.69	
		하부	8	-201.32	-	-7.10	-5.96	-233.87	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-76.00	-	-	-	-76.00	
		중앙부(상면)	2	121.61	-	-	-	121.61	
		중앙부(하면)	3	-411.08	-	-	-	-411.08	
		우측	4	-744.65	-	-	-	-744.65	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-32.01	-	-	-	-32.01	
		하부	6	-59.55	-	-	-	-59.55	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-286.86	-	-	-	-286.86	
		하부	8	-692.90	-	-	-	-692.90	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	122.23	307.82	451.59	H19 - 4.0EA	1146.00	2.52
		중앙부(상면)	2	1000	820	170.26	315.61	614.69	H19 - 4.0EA	1146.00	1.85
		중앙부(하면)	2	1000	800	707.13	1069.85	2677.86	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	4118.00	1.51
		우측배수구	3	1000	538	1029.40	1069.36	6265.10	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6540.80	1.04
		우측	3	1000	800	1189.16	1465.18	4602.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	51.49	132.48	437.42	H19 - 4.0EA	1146.00	2.57
		하부	5	1000	350	95.81	132.48	821.91	H19 - 4.0EA	1146.00	1.38
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	615	454.22	1103.63	2243.81	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.43
		하부	7	1000	700	1100.69	1269.80	4926.94	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.15

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	148.0	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	197.0	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	349.4	178.9	431.12	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	519.6	187.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	57.1	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	57.0	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	399.4	252.8	555.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	347.2	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	122.23	147.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 23.499) / 23.499 = 0.09913

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 451.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.538]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00143

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (800.00 - a/2) = 307.821 kN.m

≥ Mu (= 122.230 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.518]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 147.974 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	170.26	197.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 23.499) / 23.499 = 0.10169

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 614.691 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.864]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00140

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 315.613 kN.m

≥ Mu (= 170.256 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.854]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 197.003 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	707.13	197.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2677.865 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.538]

1단 : H22 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00515

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (800.00 - a/2) = 1069.850 kN.m

≥ Mu (= 707.132 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.513]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 197.003 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	537.9	100.0	1029.4	178.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6540.800 x 400.00 = 2616320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 114.001 mm, c = 114.001 / β1 = 114.001 / 0.85 = 134.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 134.119) / 134.119 = 0.00930

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6265.053 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6540.8 mm² (철근도심 : 112.1 mm), [사용률 = 1.044]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01216

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 114.001 mm

ΦMn = 0.85 x 6540.800 x 400 x (537.85 - a/2) = 1069.358 kN.m

≥ Mu (= 1029.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.039]

* 전단에 대한 검토 (d = 537.85 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 537.85 = 349.347 kN

≥ Vu (= 178.863 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	1189.16	187.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4602.686 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.248]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00718

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1189.161 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.232]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 187.870 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	51.49	57.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 437.421 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.620]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00327

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 51.486 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.573]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 57.079 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	95.81	56.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 821.908 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.394]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00327

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 95.805 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.383]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 56.954 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	714.95	614.95	100.00	454.22	252.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (614.95 - 117.830) / 117.830 = 0.01266

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2243.810 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.561]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00934

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (614.95 - a/2) = 1103.628 kN.m

≥ Mu (= 454.222 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.430]

* 전단에 대한 검토 (d = 614.95 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 614.95 = 399.420 kN

≥ Vu (= 252.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	700.00	100.00	1100.69	347.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01482

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4926.937 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.166]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00821

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (700.00 - a/2) = 1269.803 kN.m

≥ Mu (= 1100.686 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.154]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

≥ Vu (= 347.179 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 711 × 0.0020 = 1421.95 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1421.947 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 711 x 1000 = 1066.5 ㎟ (≤1800)
∴ 1066.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

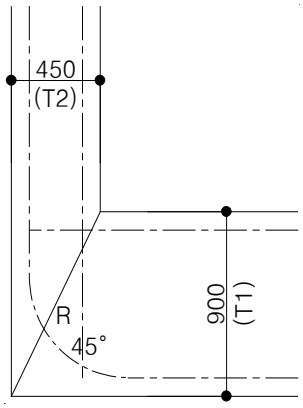
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 782 × 0.0020 = 1563.04 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1563.037 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 782 x 1000 = 1172.3 ㎟ (≤1800)
∴ 1172.3 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 75.998 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 75.998 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1006.231 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 76.00 \times 10^6}{1006.231^2 \times 1000} = 0.375 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0013976 + √(2 x 0.0084 + (0.0084)²) = 0.121

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.121 /3 = 0.960

  fs = Mo / (As x d x j) = 401329.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.960)

  = 0.445 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 0.445 x 1146.000 = 510.064 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0021470 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)²) = 0.148

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

  fs = Mo / (As x d x j) = 401329.000 / (794.400 x 370.000 x 0.951)

  = 1.436 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 1.436 x 794.400 = 1141.019 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

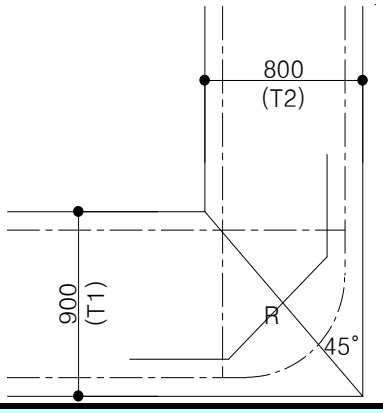
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(510.064² + 1141.019²) / 180.0

  As = 6.944 ㎟

  사용철근량 : H0 @ 500, 0EA = 0.000 ㎟ ∴ N.G

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 744.647 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 744.647 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1204.159$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 744.65 \times 10^6}{1204.159^2 \times 1000} = 2.568 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 744.65 \times 10^6}{1204.159 \times 180} = 6871.063 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 6871.063 mm² - 2569.600 mm²
= 4301.463 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4301.463 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0013976 + √(2 x 0.0084 + (0.0084)²) = 0.121

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.121 /3 = 0.960

fs = Mo / (As x d x j) = 16323664.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.960)

= 18.103 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 18.103 x 1146.000 = 20746.358 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

= - 6 x 0.0011033 + √(2 x 0.0066 + (0.0066)²) = 0.109

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.109 /3 = 0.964

fs = Mo / (As x d x j) = 16323664.000 / (794.400 x 720.000 x 0.964)

= 29.612 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 29.612 x 794.400 = 23523.588 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(20746.358² + 23523.588²) / 180.0

As = 174.251 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H19 - 4.0EA	250	684.859	O.K	2.739
		중앙부 (상면)	2	820	H19 - 4.0EA	250	407.646	O.K	1.631
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	371.170	O.K	2.969
		우측배수구	3	538	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	126.100	O.K	1.009
		우측	3	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	235.064	O.K	1.881
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	701.395	O.K	2.806
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	272.408	O.K	1.090
우측벽체	1층	중앙부	6	615	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	668.429	O.K	5.347
		하부	7	700	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	206.257	O.K	1.650

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.998 x 1000000 / [1146.000 x (800.000 - 98.238/3)]
= 86.433 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x1146.000)]
= 98.238 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.43) - 2.5 x 90.50 = 684.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.43) = 728.89 mm
Sa는 작은 값인 684.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 684.86 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.612 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 99.538/3)]
= 134.870 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(6x1146.000)]
= 99.538 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.87) - 2.5 x 70.50 = 407.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.87) = 467.12 mm
Sa는 작은 값인 407.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 407.65 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 411.076 x 1000000 / [4118.000 x (800.000 - 175.650/3)]
= 134.634 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4118.000/1000.0 + 6x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x4118.000)]
= 175.650 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.63) - 2.5 x 85.50 = 371.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.63) = 467.94 mm
Sa는 작은 값인 371.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 371.17 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 630.032 x 1000000 / [6540.800 x (537.855 - 380.089/3)]
= 234.273 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x6540.800/1000.0 + 70x6540.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x537.9/(70x6540.800)]
= 380.089 mm

사용철근량 = 6540.8 mm² (철근도심 : 112.1 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 234.27) - 2.5 x 84.00 = 126.15 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 234.27) = 268.92 mm
Sa는 작은 값인 126.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 126.15 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 744.647 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 202.912/3)]
= 176.941 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5746.400/1000.0 + 6x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(6x5746.400)]
= 202.912 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.94) - 2.5 x 84.00 = 235.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.94) = 356.05 mm
Sa는 작은 값인 235.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.06 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.012 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 62.841/3)]
= 84.892 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x1146.000)]
= 62.841 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.89) - 2.5 x 90.50 = 701.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.89) = 742.12 mm
Sa는 작은 값인 701.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 701.40 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 59.552 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 62.841/3)]
= 157.924 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1146.000/1000.0 + 6x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x1146.000)]
= 62.841 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.92) - 2.5 x 90.50 = 272.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.92) = 398.93 mm
Sa는 작은 값인 272.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 272.41 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 286.861 x 1000000 / [5746.400 x (614.947 - 174.312/3)]
= 89.649 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5746.400/1000.0 + 6x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x614.9/(6x5746.400)]
= 174.312 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.65) - 2.5 x 84.00 = 668.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 89.65) = 702.74 mm
Sa는 작은 값인 668.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 668.43 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 692.901 x 1000000 / [5746.400 x (700.000 - 187.914/3)]
= 189.186 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5746.400/1000.0 + 6x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(6x5746.400)]
= 187.914 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.19) - 2.5 x 84.00 = 206.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 189.19) = 333.01 mm

Sa는 작은 값인 206.26 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 206.26 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

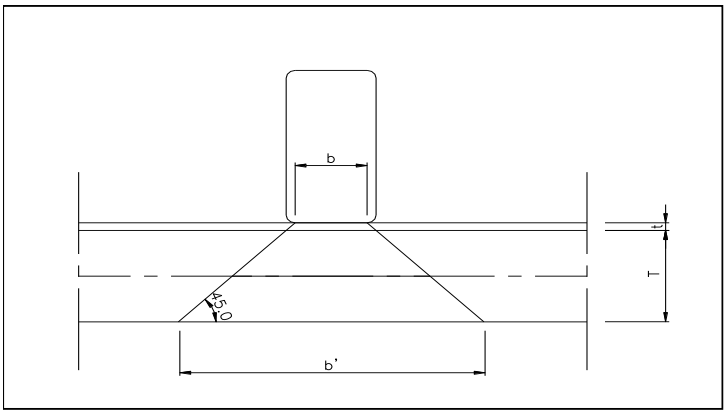
(1) 하중산정

1) 고정하중

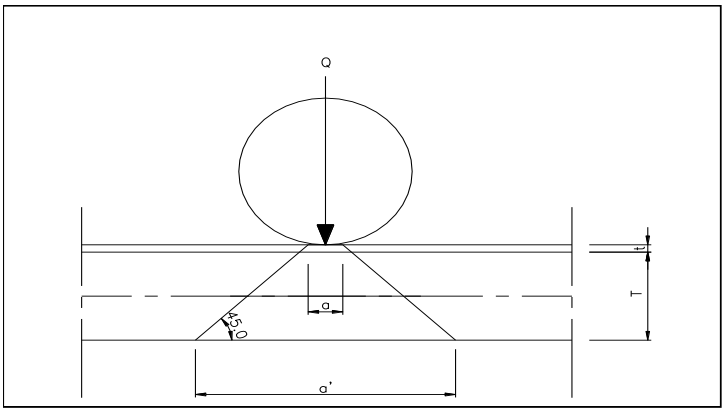
- 구체자중 = 305.309 / 7.850 = 38.893 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 900 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°
= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°
= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.080)= 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 38.89 + 0.92 + 19.39
= 59.205 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ᄅ(지반조사보고서 참조)

Qa = 201.150 kN/m² ≥ Qmax = 59.205 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	2.308	×	25.000			=	25.965	kN/m
		0.000	×	1.608	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	6.714	×	25.000			=	75.533	kN/m
		0.350	×	6.014	×	25.000	/	2	=	26.311	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	4.406	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	1.608	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	1.608	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	324.370	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) +$
$1.000 \times 19.000 \times 4.406^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 1.608 \times 19.000 + 1.608^2 \times 10.000) / 2$
$\times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 4.406 \times 1.608 \times 19.000$
$+ 1.608^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 324.370 + 0.000 = 324.370 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw = 7.850 × 2.508 × 10.000 = 196.878 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 324.370 / 196.878

= 1.648 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	2.308	×	25.000			=	25.965	kN/m
		0.000	×	1.608	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	6.714	×	25.000			=	75.533	kN/m
		0.350	×	6.014	×	25.000	/	2	=	26.311	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	10.406	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-4.392	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-4.392	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	324.370	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 10.406 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.000 × -4.392 × 19.000 + -4.392 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 10.406 × -4.392 × 19.000

+ -4.392 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 324.370 + 0.000 = 324.370 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{176.625}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

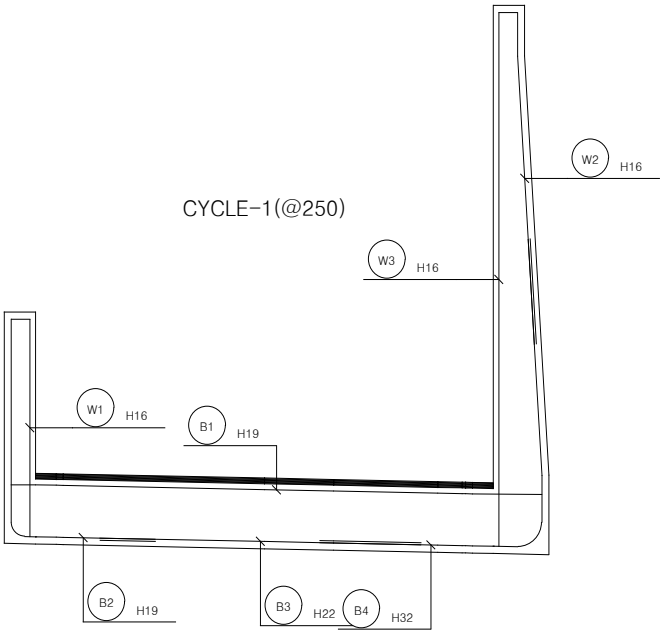
∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

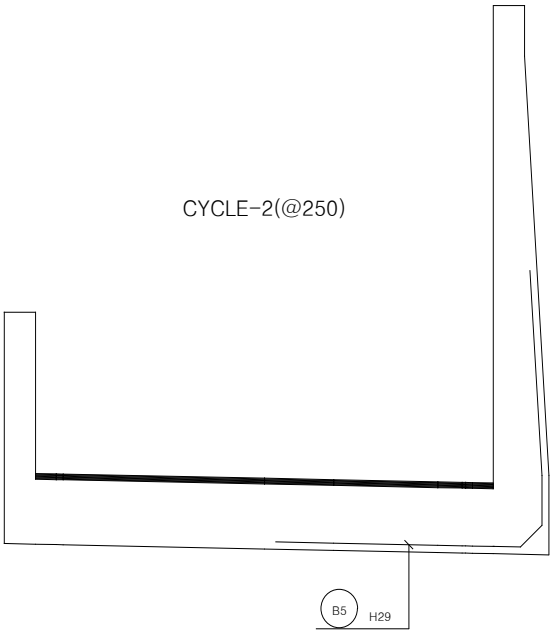
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{212.590}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.462 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.462 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
W2
H16
W3
H16
W1
H16
B1
H19
B2
H19
B3
H22
B4
H32


CYCLE-2(@250)
B5
H29

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

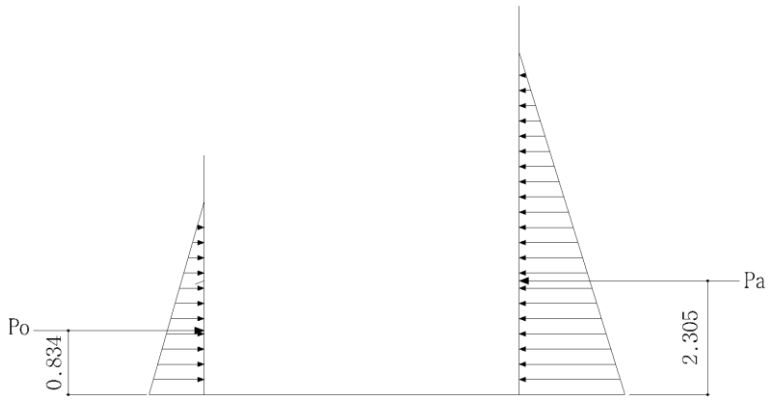
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	323.482	-	7.850	-
2. 상재활하중	10.000	-	7.850	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	2.508
4. 상재활하중	-	5.000	-	6.914
5. 주동토압(평상시)	-	151.226	-	2.305
6. 수동토압(평상시)	-	179.267	-	0.834

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	333.482	340.493

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

$Pa = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 0.333 \times 19.000 \times 6.914^2$

$= 151.226$ kN

$Ph = 151.226 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 151.226$ kN

$Pv = 151.226 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : x = 7.850 m, y = H/3 = 6.914 / 3 = 2.305 m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 2.508²

= 179.267 kN

Ph = 179.267 x cos (0.000+0.000)

= 179.267 kN

Pv = 179.267 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.850 m, y = H/3 = 2.508 / 3 = 0.834 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 8.00 + 333.482 · 0.600

= 200.089

저항하중 R = 179.267 + 200.089 = 379.356

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	379.356	151.226	2.509	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

Ramp C U type 구조계산서

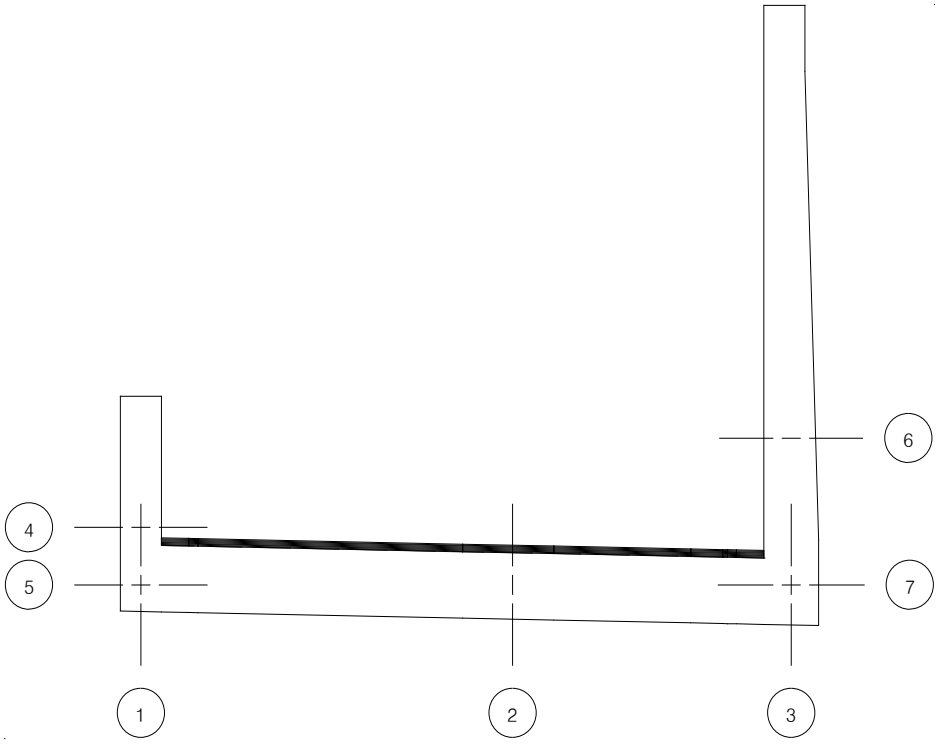
▣ STA. 0K+845.0 (BLOCK5 : U5)
▣ 토 피(FH) = -0.74 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 1.563M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	59.474	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	41.846	227.158	5.428	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	68.51	401.30	337.49	H25 - 4.0EA	2026.80	5.86
		중앙부(상면)	2	1000	620	129.39	327.44	619.21	H16 - 8.0EA	1588.80	2.53
		중앙부(하면)	2	1000	600	460.04	970.14	2334.23	H29 - 8.0EA	5139.20	2.11
		우측배수구	3	1000	352	649.86	691.43	6627.80	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.06
		우측	3	1000	600	791.13	970.14	4125.27	H29 - 8.0EA	5139.20	1.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.13	229.02	280.34	H25 - 4.0EA	2026.80	6.91
		하부	5	1000	350	52.00	229.02	441.81	H25 - 4.0EA	2026.80	4.40
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	469	356.70	741.85	2336.61	H29 - 8.0EA	5139.20	2.08
		하부	7	1000	500	735.07	795.41	4710.68	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측배수구	3	960.0	1986.0	O.K	720.0	1986.0	O.K
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1134.7	1324.7	O.K	851.0	1324.7	O.K
		하부	7	1187.7	1324.7	O.K	890.8	1324.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	106.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	137.4	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	228.5	123.8	281.92	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	389.7	124.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	33.9	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	33.2	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	304.9	209.6	364.32	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	273.3	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	1692.801	O.K	6.771
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 8.0EA	125	614.378	O.K	4.915
		중앙부 (하면)	2	600	H29 - 8.0EA	125	604.962	O.K	4.840
		우측배수구	3	352	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	135.800	O.K	1.086
		우측	3	600	H29 - 8.0EA	125	232.135	O.K	1.857
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H25 - 4.0EA	250	1998.186	O.K	7.993
		하부	5	350	H25 - 4.0EA	250	1273.342	O.K	5.093
우측벽체	1층	중앙부	6	469	H29 - 8.0EA	125	546.783	O.K	4.374
		하부	7	500	H29 - 8.0EA	125	181.318	O.K	1.451

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 1.563M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.972 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

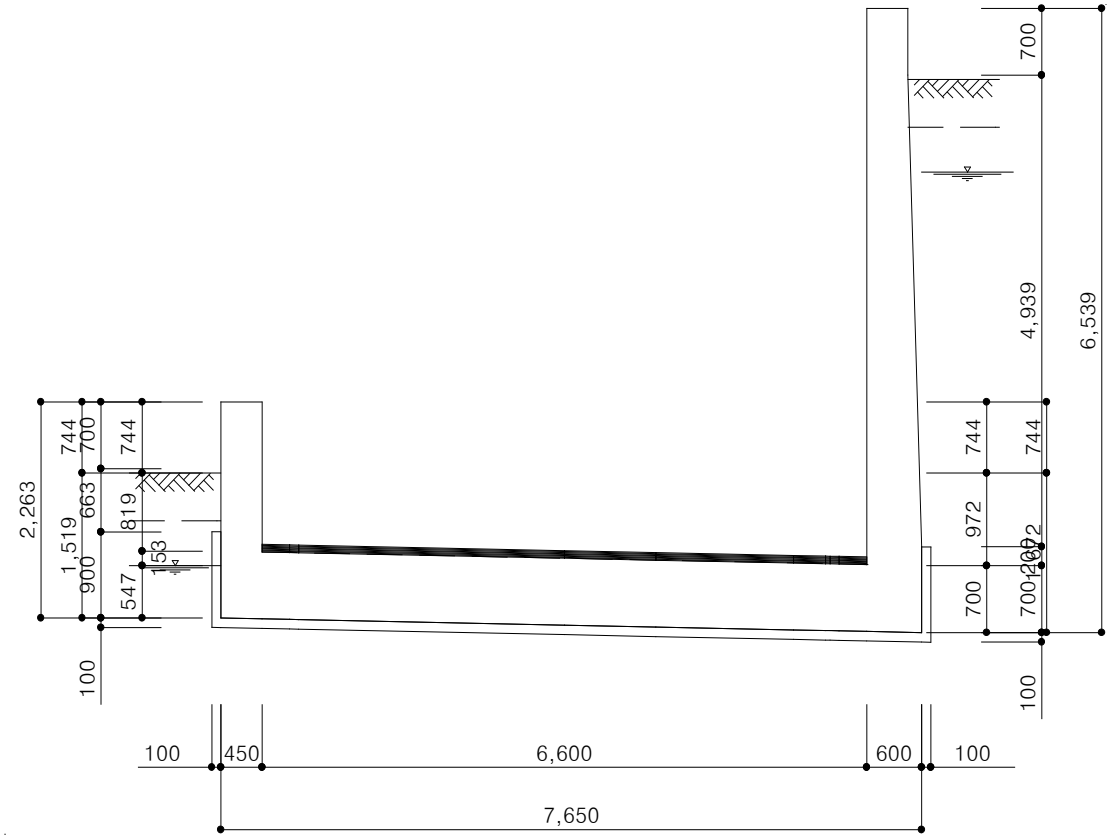
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
4,939
6,539
744
700
744
744
744
2,263
663
819
972
1,519
153
900
547
700
700
100
100
100
450
6,600
600
100
7,650

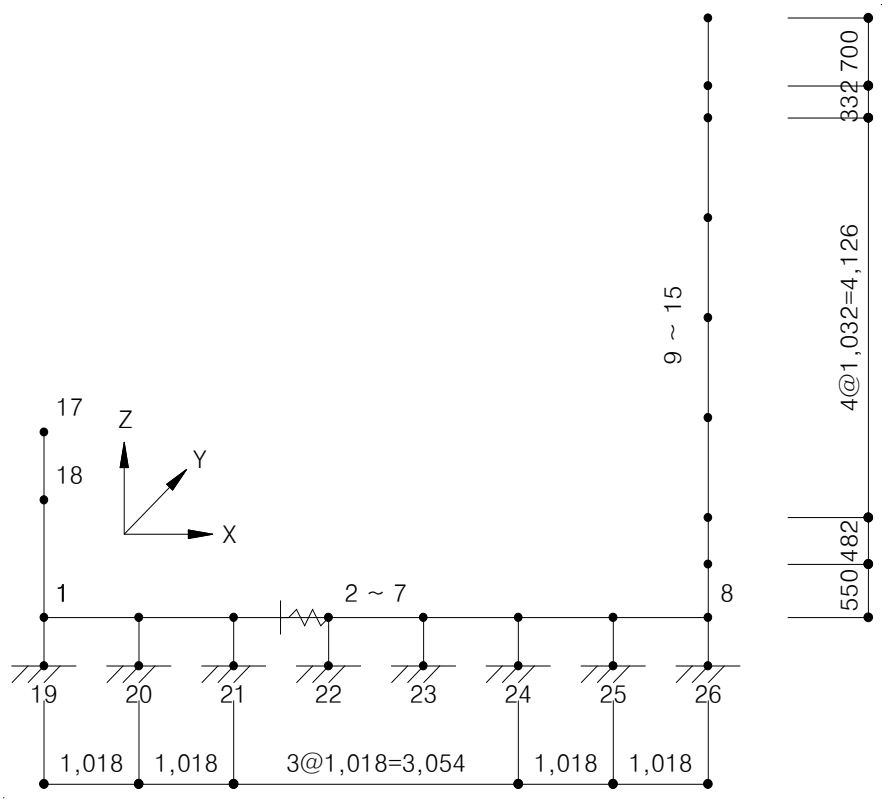
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

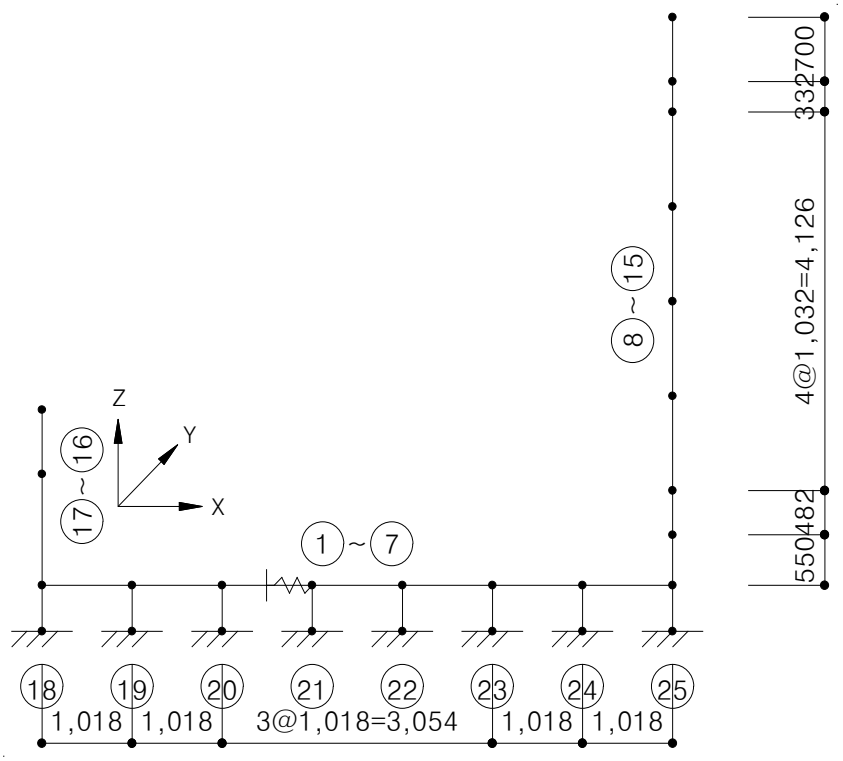
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	8
9	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	16~17

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.588 × 1.000	= 0.588	0.01691	10
4	0.556 × 1.000	= 0.556	0.01435	11
5	0.525 × 1.000	= 0.525	0.01206	12
6	0.494 × 1.000	= 0.494	0.01003	13
7	0.462 × 1.000	= 0.462	0.00824	14
8	0.452 × 1.000	= 0.452	0.00771	15

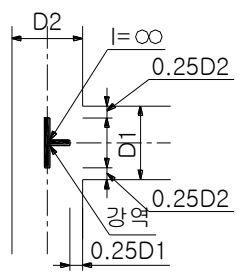
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	9
11	SEC 3 ~ 4	10
12	SEC 4 ~ 5	11
13	SEC 5 ~ 6	12
14	SEC 6 ~ 7	13
15	SEC 7 ~ 8	14
16	SEC 8 ~ 9	15

3) 단면좌표

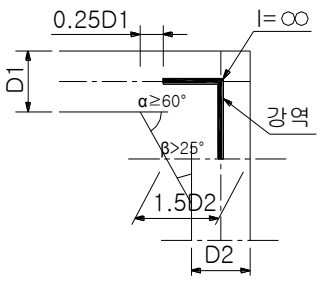
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	7.125	5.657
2	1.018	0.500	15	7.125	5.989
3	2.036	0.500	16	7.125	6.689
4	3.054	0.500	17	0.000	2.413
5	4.071	0.500	18	0.000	1.713
6	5.089	0.500	19	0.000	0.000
7	6.107	0.500	20	1.018	0.000
8	7.125	0.500	21	2.036	0.000
9	7.125	1.050	22	3.054	0.000
10	7.125	1.531	23	4.071	0.000
11	7.125	2.563	24	5.089	0.000
12	7.125	3.595	25	6.107	0.000
13	7.125	4.626	26	7.125	0.000

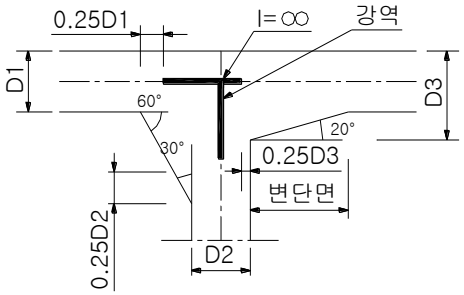
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 ㎜

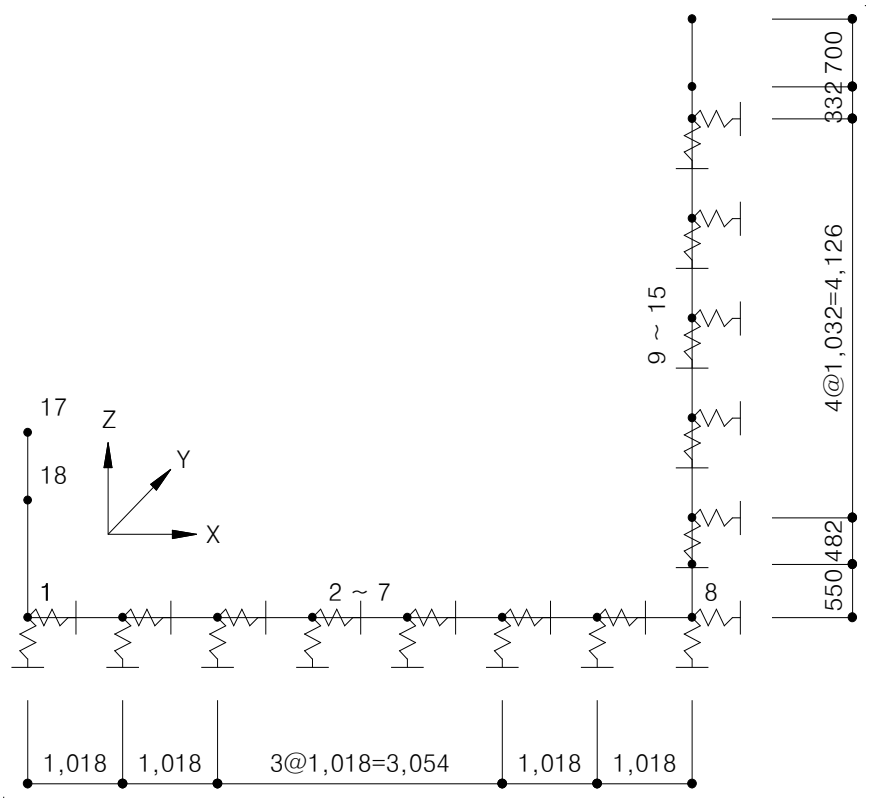
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

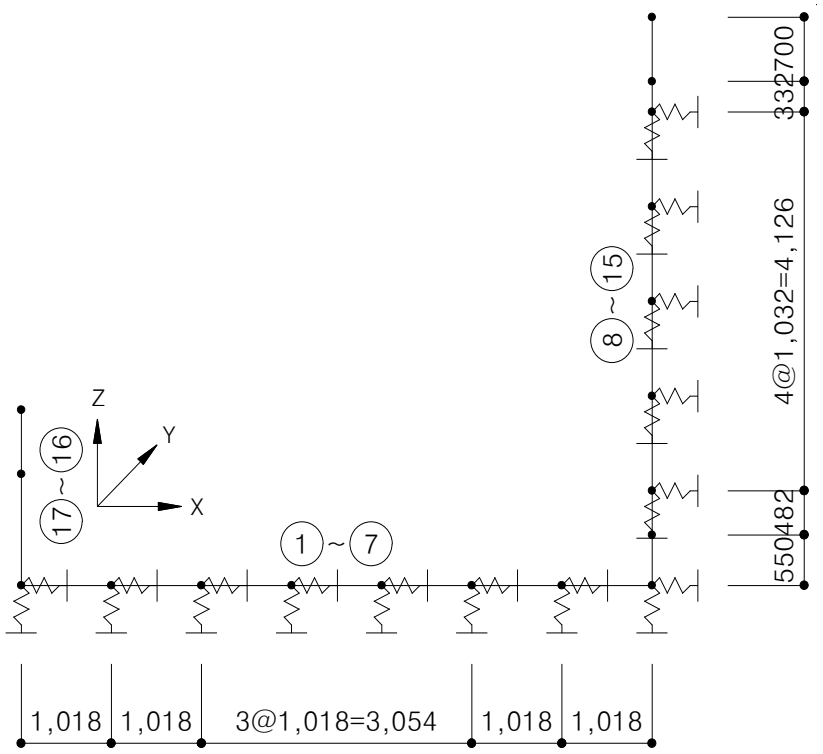
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	8
9	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	16~17

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.588 × 1.000	= 0.588	0.01691	10
4	0.556 × 1.000	= 0.556	0.01435	11
5	0.525 × 1.000	= 0.525	0.01206	12
6	0.494 × 1.000	= 0.494	0.01003	13
7	0.462 × 1.000	= 0.462	0.00824	14
8	0.452 × 1.000	= 0.452	0.00771	15

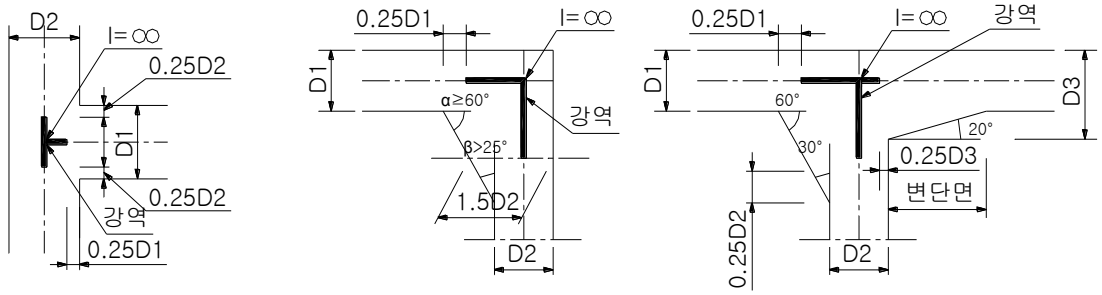
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	9
11	SEC 3 ~ 4	10
12	SEC 4 ~ 5	11
13	SEC 5 ~ 6	12
14	SEC 6 ~ 7	13
15	SEC 7 ~ 8	14
16	SEC 8 ~ 9	15

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	7.125	1.031
2	1.018	0.000	11	7.125	2.063
3	2.036	0.000	12	7.125	3.095
4	3.054	0.000	13	7.125	4.126
5	4.071	0.000	14	7.125	5.157
6	5.089	0.000	15	7.125	5.489
7	6.107	0.000	16	7.125	6.189
8	7.125	0.000	17	0.000	1.913
9	7.125	0.550	18	0.000	1.213

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.65 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2643.72 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 1940 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 2691 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 2139 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.650 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/㎥

Kv = 60000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5287.45 kN/㎥

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5287.450 = 1762.48 kN/㎥

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(H × H) = √(1.519 × 1.519) = 1.519 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/㎥

Kh = 60000.000 × (1.519 / 0.3)$^{-3/4}$ = 17778.46 kN/㎥

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 17778.460 = 5926.15 kN/㎥

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.519 × 1.519) = 1.519 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.519 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 17778.46 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 17778.460 = 5926.15 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.032/2 + 1.032/2) = 18338 kN/m	10~14
Kss1	Kss x (1.032/2 + 1.032/2) = 6113 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 5382 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 1794 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 3881 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.913/2 + 0.700/2) = 23228 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 4277 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.032/2 + 0.700/2) = 15392 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.669 × 19.000 × 0.500	= 12.103	kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.287 × 23.000 × 0.500	= 3.306	kN/m²
Wh2	= 3.306 + 0.212 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.819 × 19.000 × 0.500	= 13.531	kN/m²
Wh4	= 13.531 + 1.032 × 19.000 × 0.500	= 23.330	kN/m²
Wh5	= 23.330 + 1.032 × 19.000 × 0.500	= 33.129	kN/m²
Wh6	= 33.129 + 1.032 × 19.000 × 0.500	= 42.928	kN/m²
Wh7	= 42.928 + 0.481 × 19.000 × 0.500	= 47.503	kN/m²
Wh8	= 47.503 + 0.550 × 19.000 × 0.500	= 52.728	kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.472 × 19.000 × 0.500	= 10.231	kN/m²
Wh3	= 10.231 + 0.197 × 10.000 × 0.500	= 11.216	kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.287 × 23.000 × 0.500	= 3.306	kN/m²
Wh2	= 3.306 + 0.212 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.472 × 19.000 × 0.500	= 10.234	kN/m²
Wh4	= 10.234 + 0.347 × 10.000 × 0.500	= 11.969	kN/m²
Wh5	= 11.969 + 1.032 × 10.000 × 0.500	= 17.127	kN/m²
Wh6	= 17.127 + 1.032 × 10.000 × 0.500	= 22.284	kN/m²
Wh7	= 22.284 + 1.032 × 10.000 × 0.500	= 27.441	kN/m²
Wh8	= 27.441 + 0.481 × 10.000 × 0.500	= 29.849	kN/m²
Wh9	= 29.849 + 0.550 × 10.000 × 0.500	= 32.599	kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.972 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.197 × 10.000 = 1.970 kN/m²

- 우측 벽체

Ww2 = 0.347 × 10.000 = 3.470 kN/m²

Ww3 = 3.470 + 1.032 × 10.000 = 13.785 kN/m²

Ww4 = 13.785 + 1.032 × 10.000 = 24.100 kN/m²

Ww5 = 24.100 + 1.032 × 10.000 = 34.415 kN/m²

Ww6 = 34.415 + 0.481 × 10.000 = 39.230 kN/m²

Ww7 = 39.230 + 0.550 × 10.000 = 44.730 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (1.519 - 0.972) × 10.000 = 5.470 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	: 0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	: 0.000°
δ	=	벽면마찰각	: 0.000°
kh	=	설계수평진도	: 0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	: 8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\cos^2\theta()1++ \quad \sqrt{\frac{\sin(\sin\theta}{\cos(\cos\theta}}^2}$$

= 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

$$K_{EA} = \frac{= 0.000 \quad \cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\cos^2\theta()1++ \quad \sqrt{\frac{\sin(\sin\theta}{\cos(\cos\theta}}^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.669 × 19.000 × 0.436 = 10.554 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.287 × 23.000 × 0.436 = 2.883 kN/m²

Wh2 = 2.883 + 0.212 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.819 × 19.000 × 0.436 = 11.799 kN/m²

Wh4 = 11.799 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 20.344 kN/m²

Wh5 = 20.344 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 28.888 kN/m²

Wh6 = 28.888 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 37.433 kN/m²

Wh7 = 37.433 + 0.481 × 19.000 × 0.436 = 41.422 kN/m²

Wh8 = 41.422 + 0.550 × 19.000 × 0.436 = 45.978 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.669 × 19.000 × 0.372 = 9.004 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.287 × 23.000 × 0.372 = 2.460 kN/m²

Wh2 = 2.460 + 0.212 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.819 × 19.000 × 0.372 = 10.067 kN/m²

Wh4 = 10.067 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 17.357 kN/m²

Wh5 = 17.357 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 24.648 kN/m²

Wh6 = 24.648 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 31.939 kN/m²

Wh7 = 31.939 + 0.481 × 19.000 × 0.372 = 35.342 kN/m²

Wh8 = 35.342 + 0.550 × 19.000 × 0.372 = 39.229 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.472 × 19.000 × 0.436 = 8.922 kN/m²

Wh3 = 8.922 + 0.197 × 10.000 × 0.436 = 9.780 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.287 × 23.000 × 0.436 = 2.883 kN/m²

Wh2 = 2.883 + 0.212 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.472 × 19.000 × 0.436 = 8.924 kN/m²

Wh4 = 8.924 + 0.347 × 10.000 × 0.436 = 10.437 kN/m²

Wh5 = 10.437 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 14.934 kN/m²

Wh6 = 14.934 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 19.432 kN/m²

Wh7 = 19.432 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 23.929 kN/m²

Wh8 = 23.929 + 0.481 × 10.000 × 0.436 = 26.028 kN/m²

Wh9 = 26.028 + 0.550 × 10.000 × 0.436 = 28.426 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.472 × 19.000 × 0.372 = 7.612 kN/m²

Wh3 = 7.612 + 0.197 × 10.000 × 0.372 = 8.345 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.287 × 23.000 × 0.372 = 2.460 kN/m²

Wh2 = 2.460 + 0.212 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.472 × 19.000 × 0.372 = 7.614 kN/m²

Wh4 = 7.614 + 0.347 × 10.000 × 0.372 = 8.905 kN/m²

Wh5 = 8.905 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 12.742 kN/m²

Wh6 = 12.742 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 16.579 kN/m²

Wh7 = 16.579 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 20.416 kN/m²

Wh8 = 20.416 + 0.481 × 10.000 × 0.372 = 22.208 kN/m²

Wh9 = 22.208 + 0.550 × 10.000 × 0.372 = 24.254 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

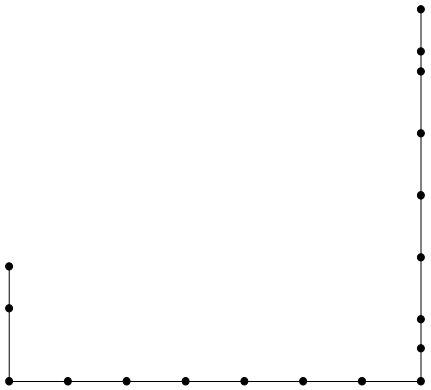
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

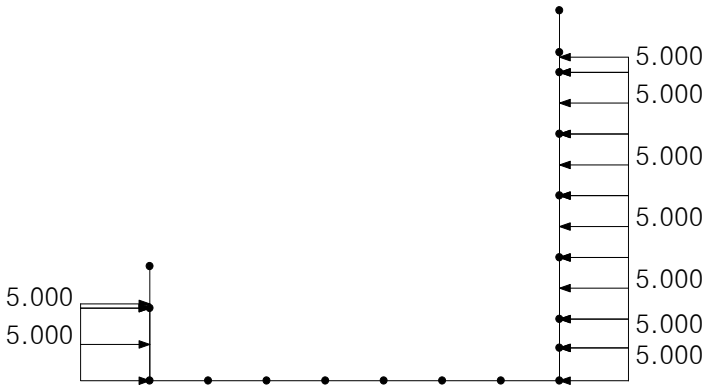
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.461×25.000×0.063 = 0.725	f2 = 0.461×25.000×0.154 = 1.773
f3 = 0.471×25.000×0.063 = 0.741	f3 = 0.471×25.000×0.154 = 1.812
f4 = 0.502×25.000×0.063 = 0.791	f4 = 0.502×25.000×0.154 = 1.933
f5 = 0.533×25.000×0.063 = 0.840	f5 = 0.533×25.000×0.154 = 2.053
f6 = 0.565×25.000×0.063 = 0.889	f6 = 0.565×25.000×0.154 = 2.174
f7 = 0.596×25.000×0.063 = 0.939	f7 = 0.596×25.000×0.154 = 2.295
f8 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f8 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310
f9 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f9 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

10. 하 중 재 하 (상시)

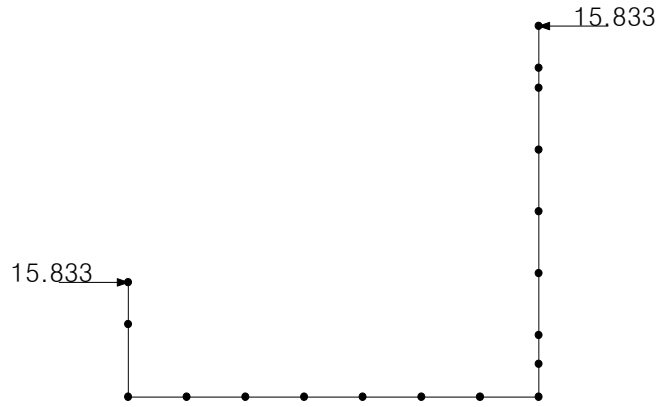
1) CASE1 - 구체자중(SW)



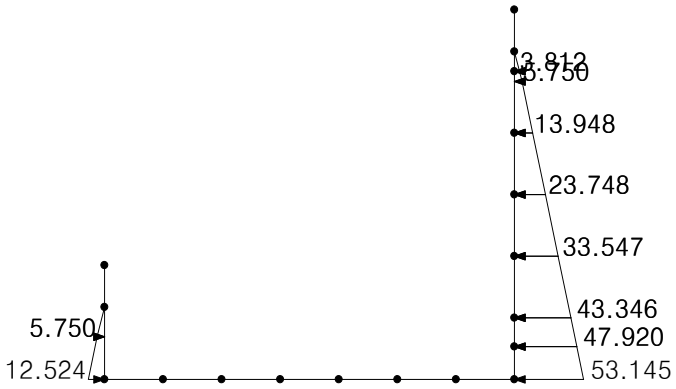
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



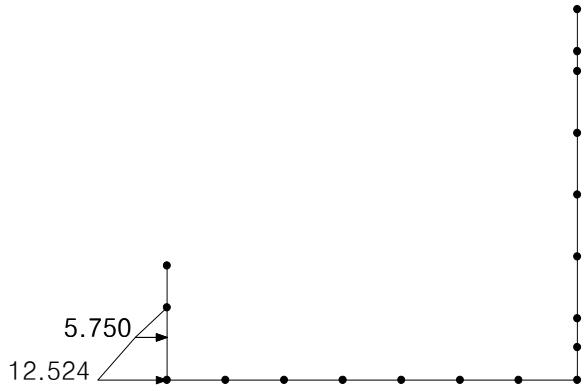
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



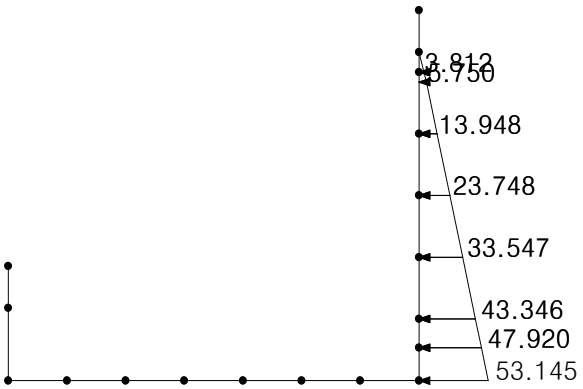
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



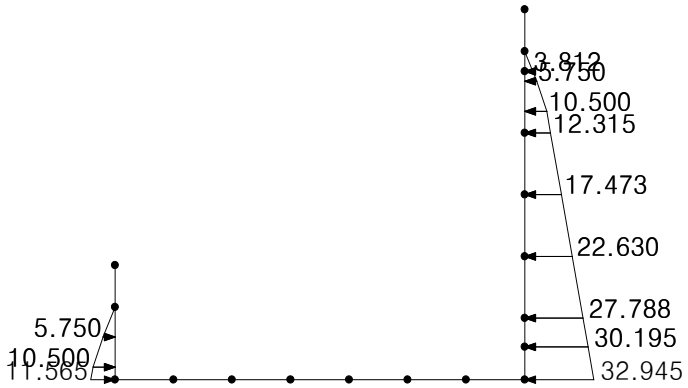
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



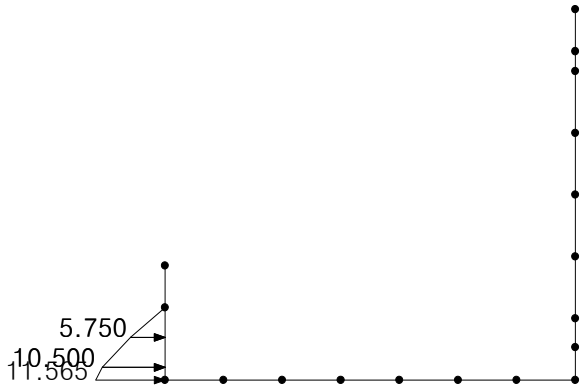
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



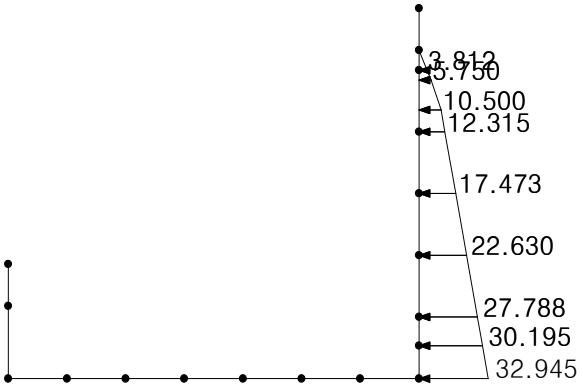
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



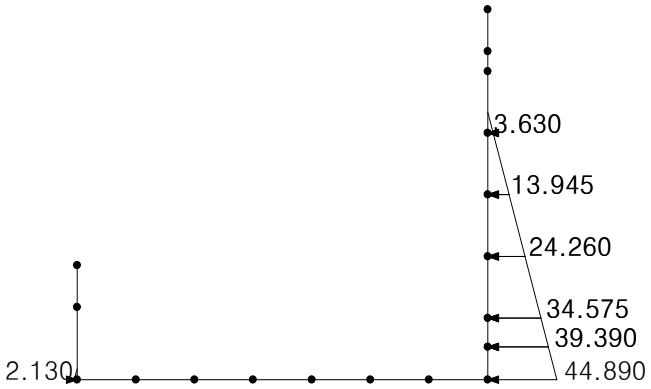
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



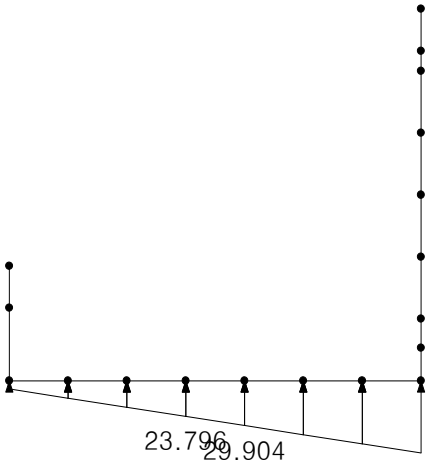
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



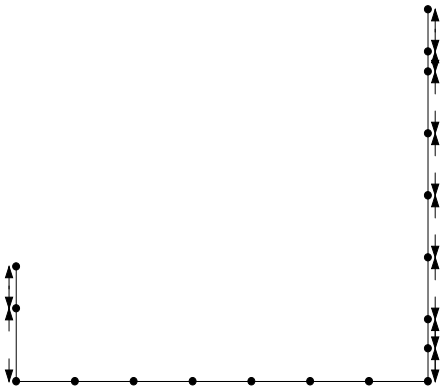
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

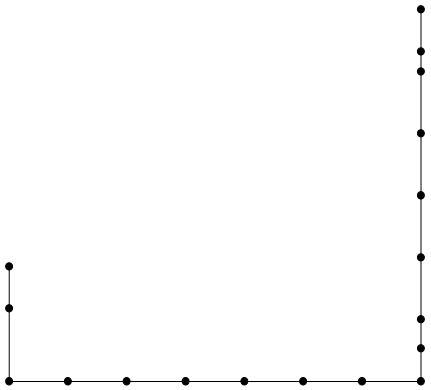


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

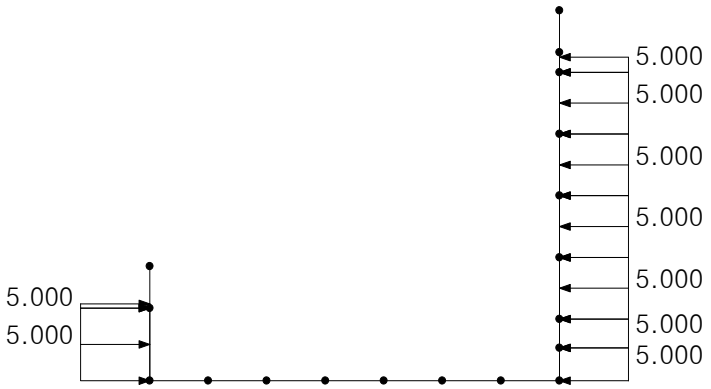


11. 하중 재하 (기능수행)

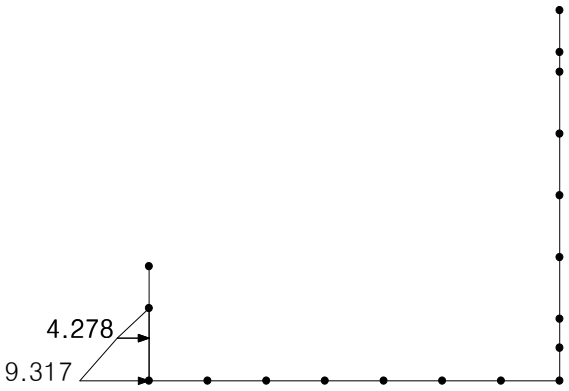
1) CASE1 - 구체자중(SW)



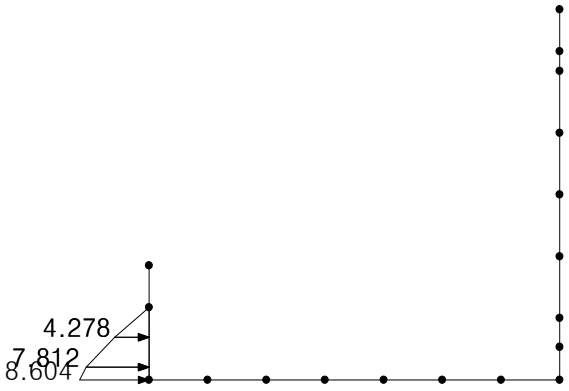
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



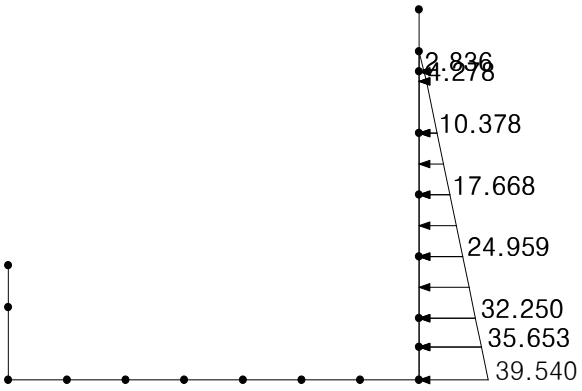
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



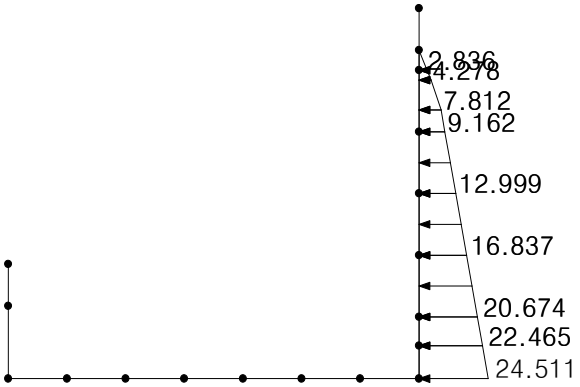
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



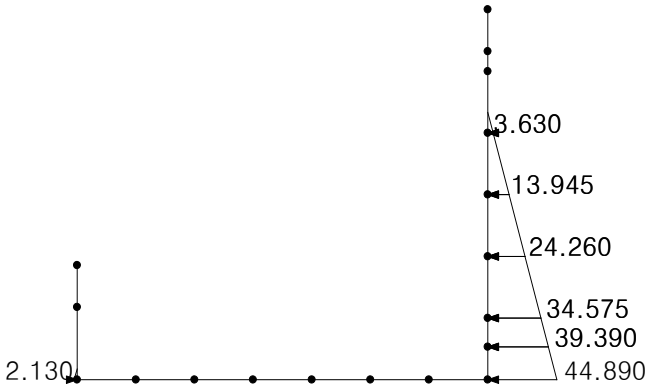
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



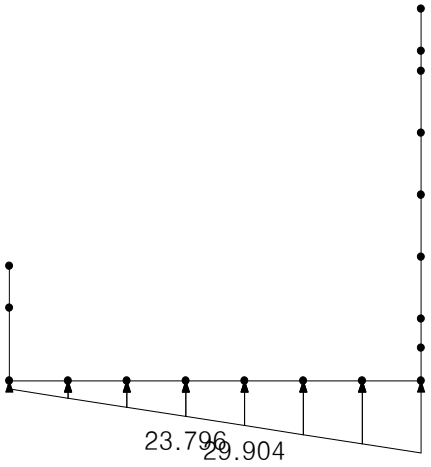
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



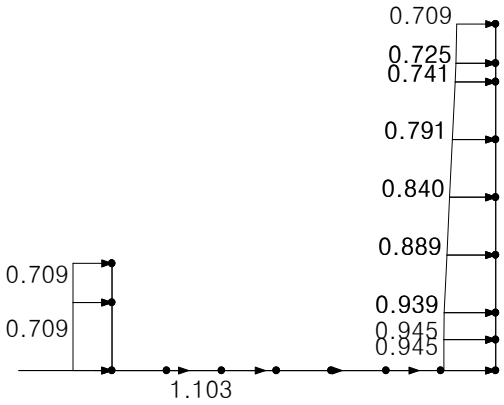
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



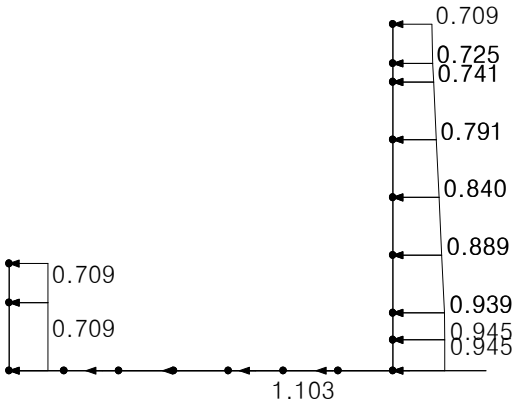
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

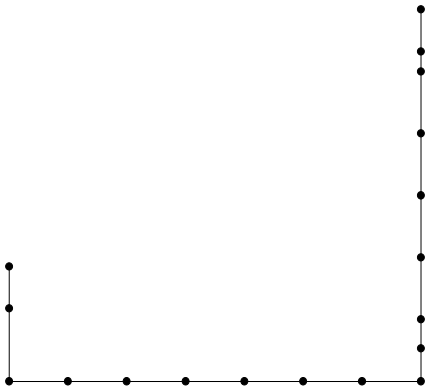


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

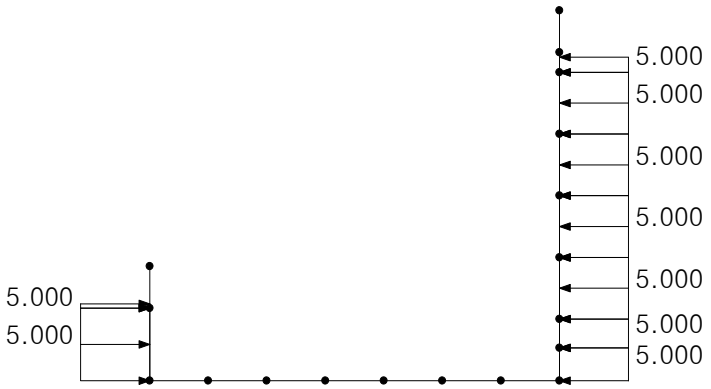


12. 하중 재하 (붕괴방지)

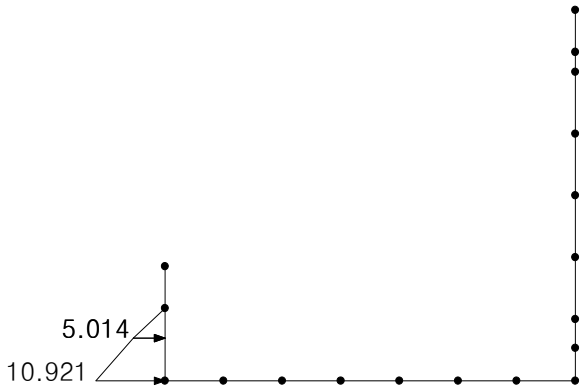
1) CASE1 - 구체자중(SW)



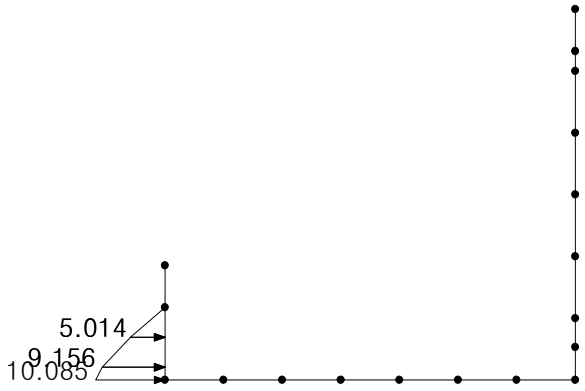
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



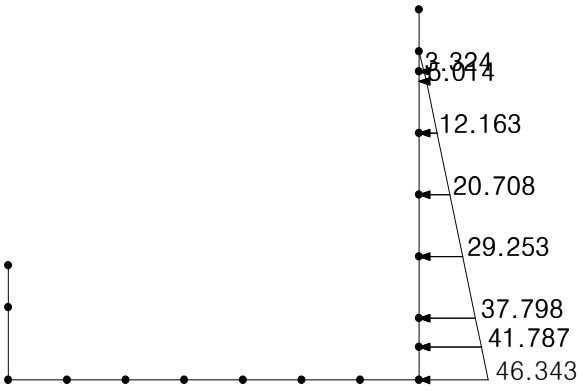
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



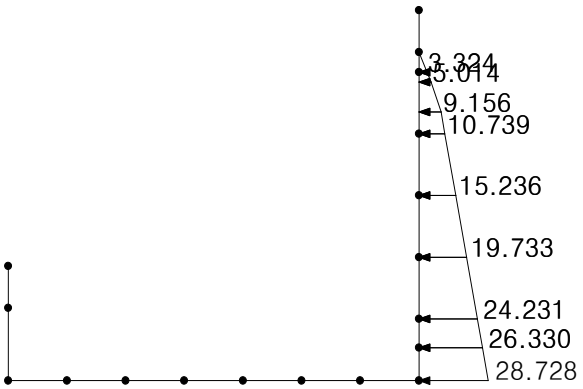
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



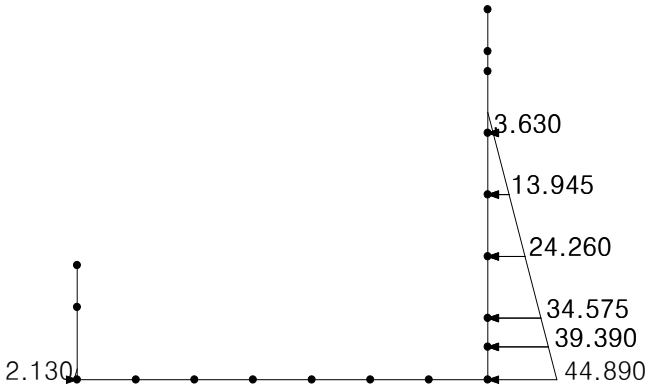
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



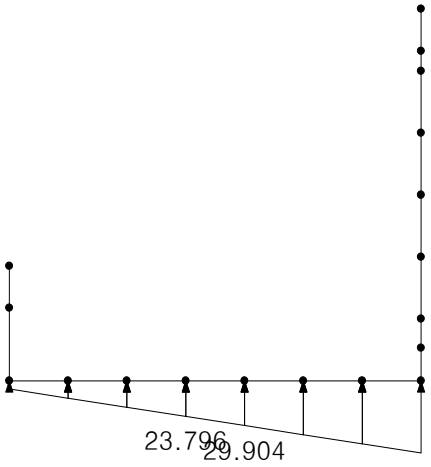
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



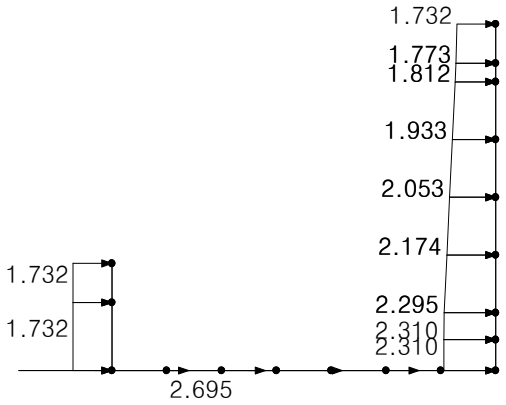
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



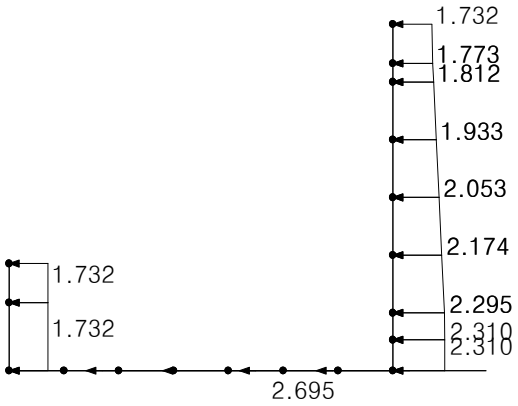
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.744 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

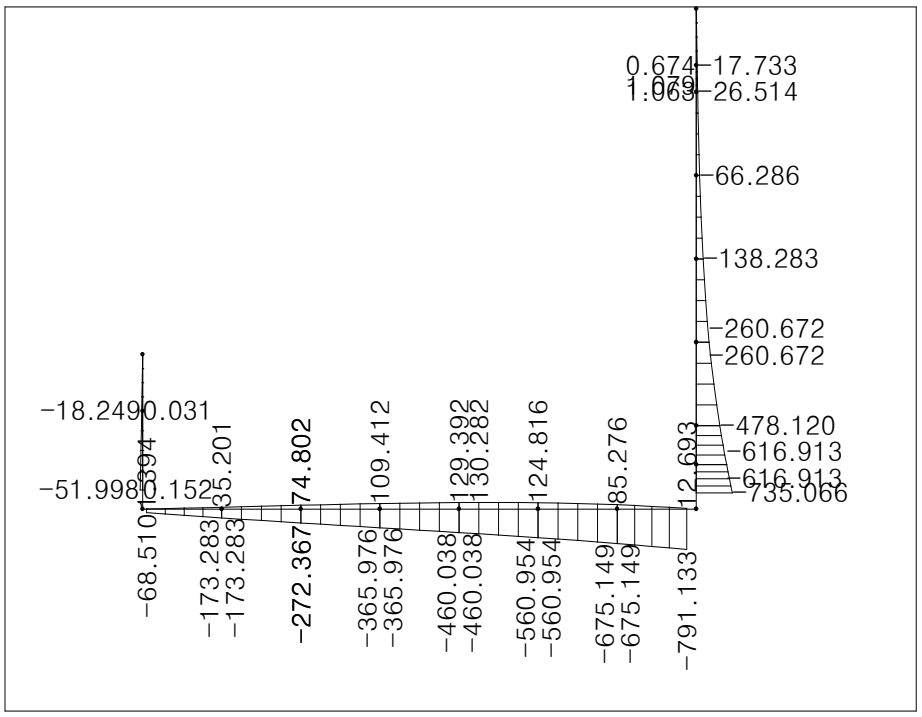
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

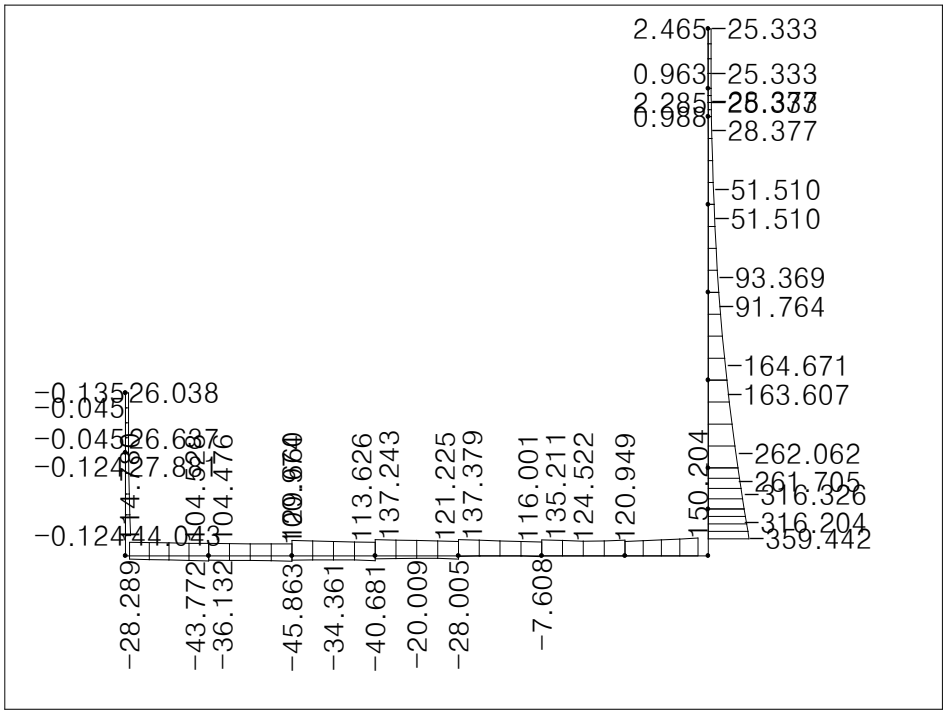
14. 단면력정리

14.1 상시

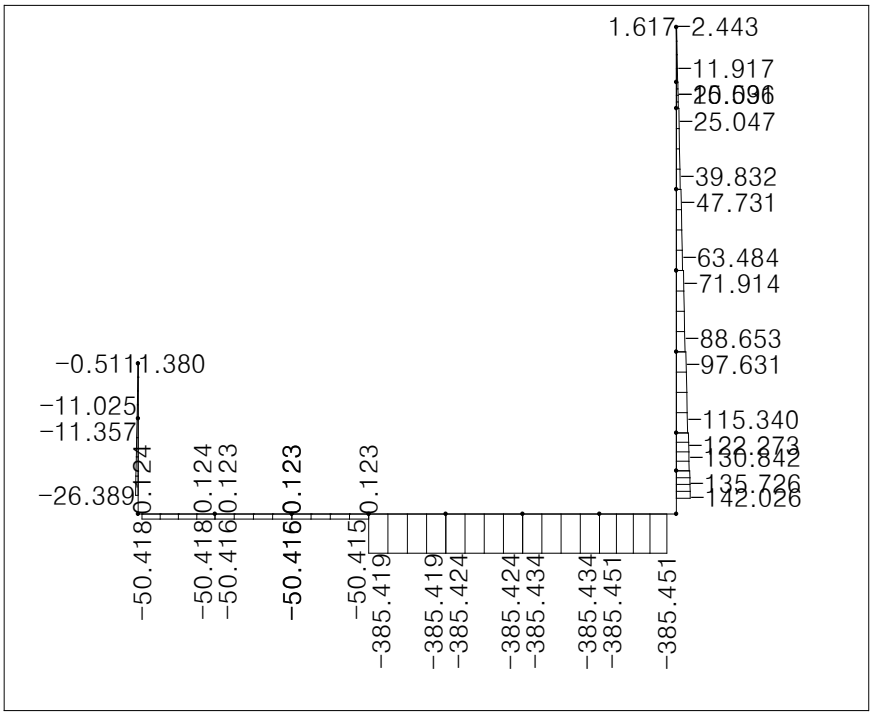
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



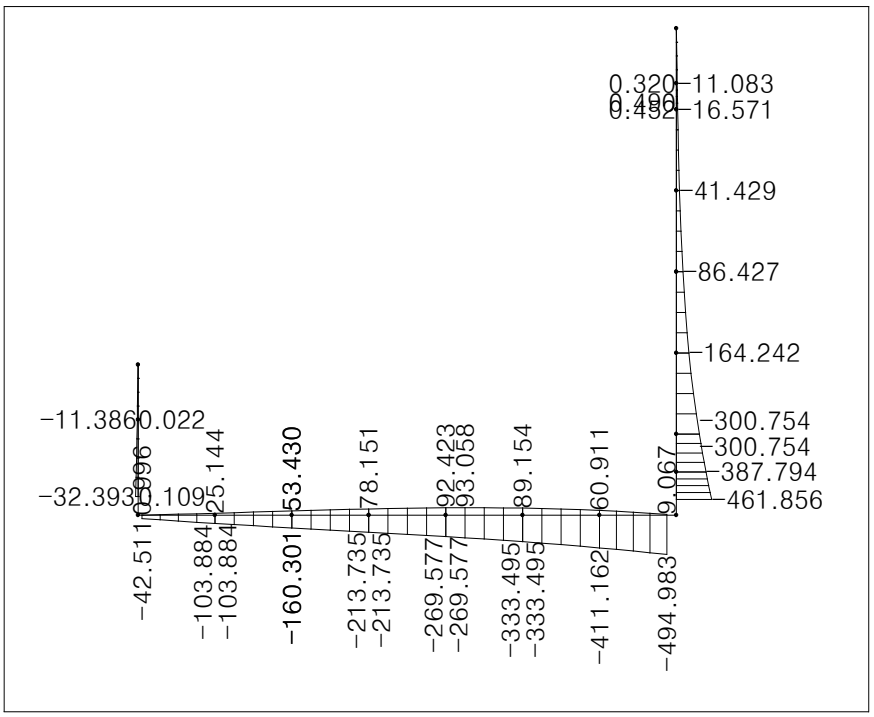
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

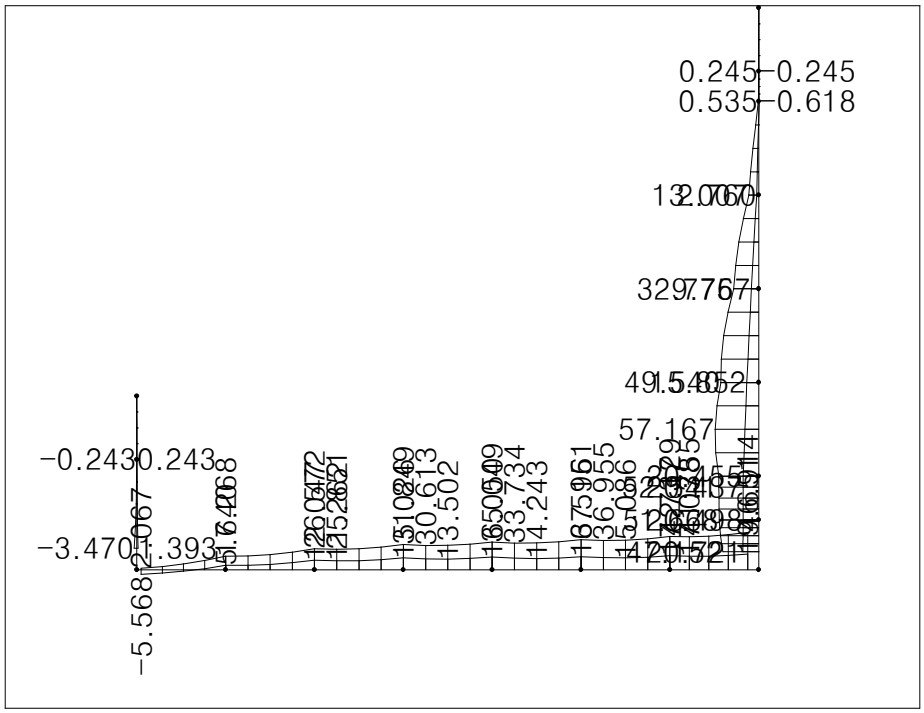


5) 단면력 정리

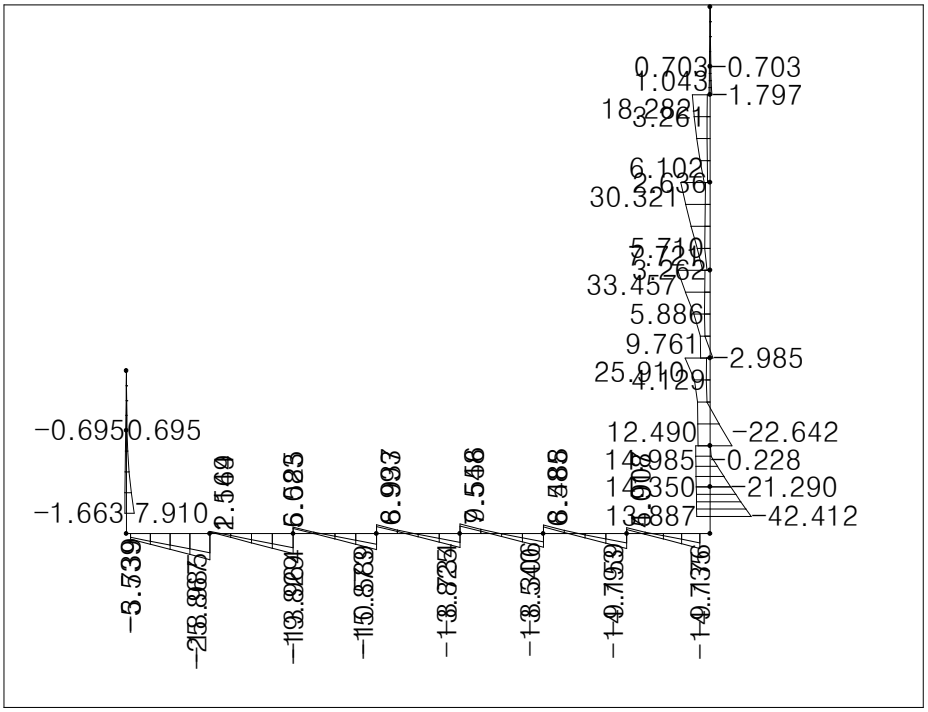
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	68.51	106.07	50.42	42.51	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	129.39	137.38	385.42	92.42	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	460.04	137.38	385.42	269.58	1000.00	700.00	
		우측	4	791.13	124.53	385.45	494.98	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	33.13	33.94	18.71	20.64	1000.00	450.00	
		하부	6	52.00	33.20	26.39	32.39	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	356.70	209.62	106.36	224.56	1000.00	569.35	
		하부	8	735.07	273.33	142.03	461.86	1000.00	600.00	

14.2 지진시(기능수행)

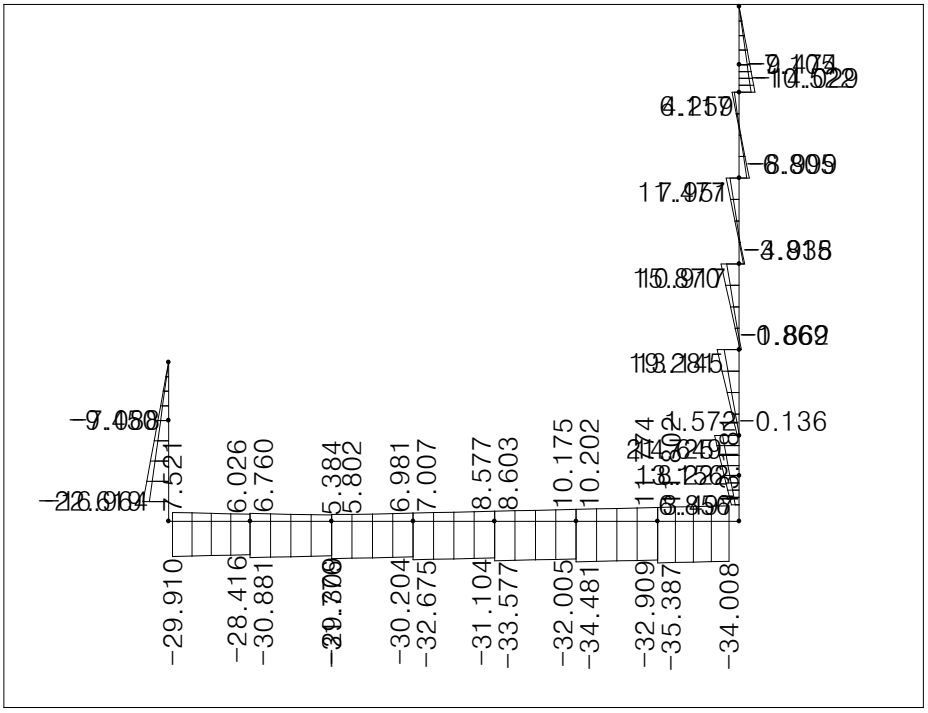
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

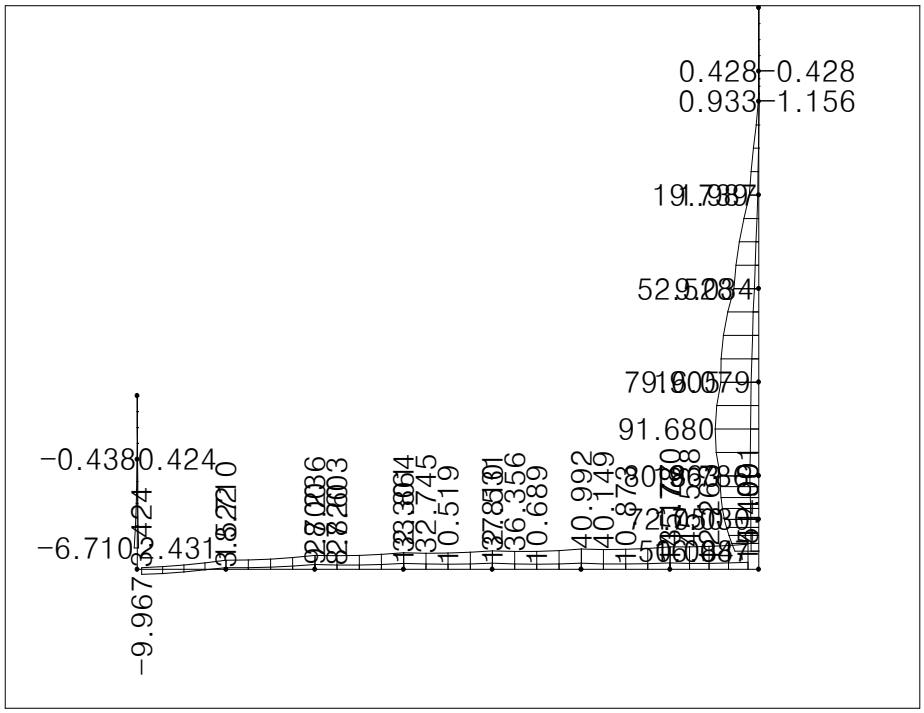


4) 단면력 정리

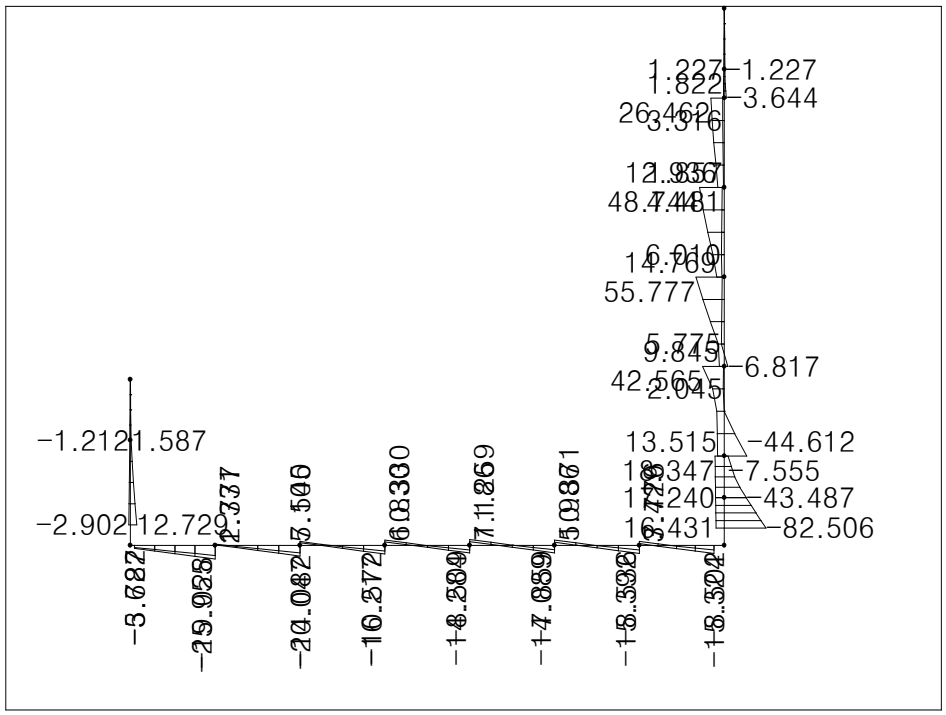
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	5.57	21.82	31.21	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	35.05	9.56	34.46	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	0.00	9.56	34.46	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	3.51	38.95	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.97	2.81	16.04	1000.00	450.00	
		하부	6	3.47	2.51	22.62	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.00	13.16	10.55	1000.00	569.35	
		하부	8	0.00	14.85	6.86	1000.00	600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

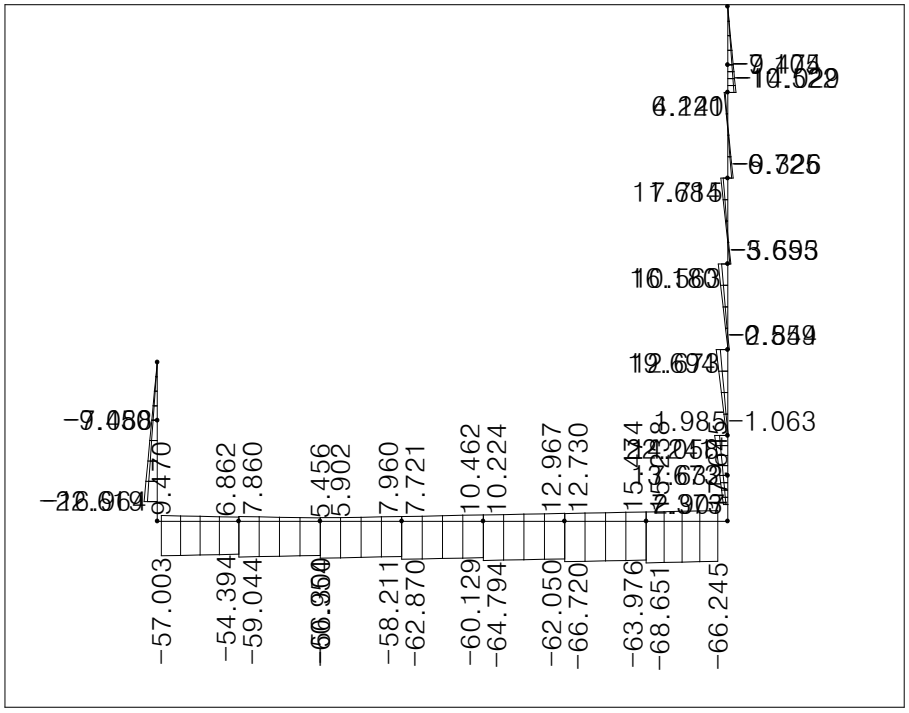
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	9.97	21.91	57.00	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	37.53	11.26	60.13	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	0.00	11.26	60.13	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	5.30	66.25	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	2.21	6.07	16.04	1000.00	450.00	
		하부	6	6.71	5.55	22.62	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.00	14.69	10.96	1000.00	569.35	
		하부	8	0.00	18.10	7.37	1000.00	600.00	

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	-68.51	-	-9.97	-5.57	-68.51	
		중앙부(상면)	2	129.39	-	37.53	35.05	129.39	
		중앙부(하면)	3	-460.04	-	-	-	-460.04	
		우측	4	-791.13	-	-	-	-791.13	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-33.13	-	-2.21	-0.97	-33.13	
		하부	6	-52.00	-	-6.71	-3.47	-52.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-356.70	-	-	-	-356.70	
		하부	8	-735.07	-	-	-	-735.07	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	106.07	-	-21.91	-21.82	106.07	
		중앙부(상면)	2	137.38	-	11.26	9.56	137.38	
		중앙부(하면)	3	137.38	-	11.26	9.56	137.38	
		우측	4	124.53	-	5.30	3.51	124.53	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	33.94	-	6.07	2.81	33.94	
		하부	6	33.20	-	5.55	2.51	33.20	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-209.62	-	14.69	13.16	-209.62	
		하부	8	-273.33	-	18.10	14.85	-273.33	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-50.42	-	-57.00	-31.21	-380.32	
		중앙부(상면)	2	-385.42	-	-60.13	-34.46	-385.56	
		중앙부(하면)	3	-385.42	-	-60.13	-34.46	-385.56	
		우측	4	-385.45	-	-66.25	-38.95	-385.59	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-18.71	-	-16.04	-16.04	-43.65	
		하부	6	-26.39	-	-22.62	-22.62	-50.23	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-106.36	-	10.96	10.55	-135.25	
		하부	8	-142.03	-	7.37	6.86	-172.03	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-42.51	-	-	-	-42.51	
		중앙부(상면)	2	92.42	-	-	-	92.42	
		중앙부(하면)	3	-269.58	-	-	-	-269.58	
		우측	4	-494.98	-	-	-	-494.98	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-20.64	-	-	-	-20.64	
		하부	6	-32.39	-	-	-	-32.39	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-224.56	-	-	-	-224.56	
		하부	8	-461.86	-	-	-	-461.86	

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	68.51	401.30	337.49	H25 - 4.0EA	2026.80	5.86
		중앙부(상면)	2	1000	620	129.39	327.44	619.21	H16 - 8.0EA	1588.80	2.53
		중앙부(하면)	2	1000	600	460.04	970.14	2334.23	H29 - 8.0EA	5139.20	2.11
		우측배수구	3	1000	352	649.86	691.43	6627.80	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.06
		우측	3	1000	600	791.13	970.14	4125.27	H29 - 8.0EA	5139.20	1.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.13	229.02	280.34	H25 - 4.0EA	2026.80	6.91
		하부	5	1000	350	52.00	229.02	441.81	H25 - 4.0EA	2026.80	4.40
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	469	356.70	741.85	2336.61	H29 - 8.0EA	5139.20	2.08
		하부	7	1000	500	735.07	795.41	4710.68	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	106.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	137.4	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	228.5	123.8	281.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	124.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	33.9	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	33.2	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	304.9	209.6	364.32	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	273.3	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	68.51	106.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 337.488 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.006]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 401.296 kN.m

≥ Mu (= 68.510 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.857]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 106.067 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	129.39	137.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 32.578) / 32.578 = 0.05409

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 619.205 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.566]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00256

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 327.440 kN.m

≥ Mu (= 129.392 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.531]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 137.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	460.04	137.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2334.226 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.202]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 460.038 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.109]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 137.379 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.83, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	480.0	351.7	100.0	649.9	123.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (380.00 - 146.938) / 146.938 = 0.00476

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = Φc + (εt-εy) x (Φf-Φc) / (0.65000-εy) = 0.0048

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6627.770 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.081]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.02037

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.83 x 7166.000 x 400 x (351.72 - a/2) = 691.426 kN.m

≥ Mu (= 649.863 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.064]

* 전단에 대한 검토 (d = 351.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 351.72 = 228.447 kN

≥ Vu (= 123.788 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	791.13	124.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4125.274 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.246]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 791.133 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 124.531 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	33.13	33.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02227

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 280.345 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.230]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00579

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (350.00 - a/2) = 229.018 kN.m

≥ Mu (= 33.128 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.913]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 33.938 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	52.00	33.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02227

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 441.814 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.587]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00579

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (350.00 - a/2) = 229.018 kN.m

≥ Mu (= 51.998 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 33.201 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	569.35	469.35	100.00	356.70	209.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (469.35 - 105.379) / 105.379 = 0.01036

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2336.608 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.199]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01095

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (469.35 - a/2) = 741.850 kN.m

≥ Mu (= 356.695 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.080]

* 전단에 대한 검토 (d = 469.35 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 469.35 = 304.851 kN

≥ Vu (= 209.617 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	735.07	273.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01123

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4710.678 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.091]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 795.408 kN.m

≥ Mu (= 735.066 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.082]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 273.325 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 480 × 0.0020 = 960.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 960.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 480 x 1000 = 720.0 ㎟ (≤1800)
∴ 720.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 567 × 0.0020 = 1134.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1134.688 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 567 x 1000 = 851.0 ㎟ (≤1800)
∴ 851.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

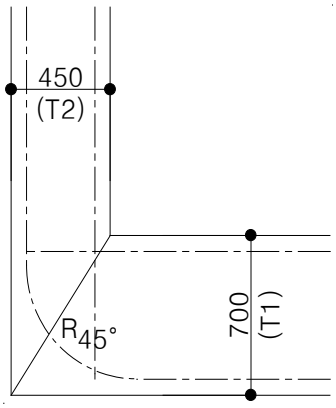
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 594 × 0.0020 = 1187.67 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1187.670 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 594 x 1000 = 890.8 ㎟ (≤1800)
∴ 890.8 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 42.511 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 42.511 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 832.166$ mm

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 42.51 \times 10^6}{832.166^2 \times 1000} = 0.307\ MPa < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0012813 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

  fs = Mo / (As x d x j) = 995531.000 / (794.400 x 620.000 x 0.961)

  = 2.103 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 2.103 x 794.400 = 1670.597 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0021470 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)²) = 0.148

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

  fs = Mo / (As x d x j) = 995531.000 / (794.400 x 370.000 x 0.951)

  = 3.563 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 3.563 x 794.400 = 2830.396 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

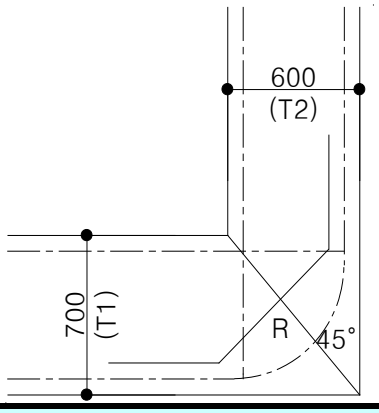
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(1670.597² + 2830.396²) / 180.0

  As = 18.259 ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 494.983 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 494.983 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 494.98 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 2.912 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 494.98 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 5965.388 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5965.388 mm² - 2569.600 mm²

= 3395.788 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3395.788 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0012813 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

  fs = Mo / (As x d x j) = 9066774.000 / (794.400 x 620.000 x 0.961)

  = 19.153 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 19.153 x 794.400 = 15214.920 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0015277 + √(2 x 0.0092 + (0.0092)²) = 0.127

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.127 /3 = 0.958

  fs = Mo / (As x d x j) = 9066774.000 / (794.400 x 520.000 x 0.958)

  = 22.915 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 22.915 x 794.400 = 18203.950 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(15214.920² + 18203.950²) / 180.0

  As = 131.806 ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	1692.801	O.K	6.771
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 8.0EA	125	614.378	O.K	4.915
		중앙부 (하면)	2	600	H29 - 8.0EA	125	604.962	O.K	4.840
		우측배수구	3	352	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	135.800	O.K	1.086
		우측	3	600	H29 - 8.0EA	125	232.135	O.K	1.857
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H25 - 4.0EA	250	1998.186	O.K	7.993
		하부	5	350	H25 - 4.0EA	250	1273.342	O.K	5.093
우측벽체	1층	중앙부	6	469	H29 - 8.0EA	125	546.783	O.K	4.374
		하부	7	500	H29 - 8.0EA	125	181.318	O.K	1.451

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 42.511 x 1000000 / [2026.800 x (600.000 - 109.251/3)]
= 37.216 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2026.800/1000.0 + 6x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x2026.800)]
= 109.251 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 37.22) - 2.5 x 87.50 = 1897.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 37.22) = 1692.80 mm
Sa는 작은 값인 1692.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1692.80 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.423 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 99.607/3)]
= 99.134 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x1588.800)]
= 99.607 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.13) - 2.5 x 72.00 = 614.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.13) = 635.50 mm
Sa는 작은 값인 614.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 614.38 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 269.577 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 163.980/3)]
= 96.188 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5139.200/1000.0 + 6x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x5139.200)]
= 163.980 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.19) - 2.5 x 85.50 = 604.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 96.19) = 654.97 mm
Sa는 작은 값인 604.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 604.96 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 419.309 x 1000000 / [7166.000 x (351.716 - 275.862/3)]
= 225.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x7166.000/1000.0 + 70x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x351.7/(70x7166.000)]
= 275.862 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.26) - 2.5 x 85.50 = 135.85 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 225.26) = 279.68 mm
Sa는 작은 값인 135.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.85 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 494.983 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 163.980/3)]
= 176.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5139.200/1000.0 + 6x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x5139.200)]
= 163.980 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.62) - 2.5 x 85.50 = 232.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.62) = 356.71 mm
Sa는 작은 값인 232.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.13 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.643 x 1000000 / [2026.800 x (350.000 - 80.901/3)]
= 31.529 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2026.800/1000.0 + 6x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x2026.800)]
= 80.901 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 31.53) - 2.5 x 87.50 = 2278.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 31.53) = 1998.19 mm
Sa는 작은 값인 1998.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1998.19 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.393 x 1000000 / [2026.800 x (350.000 - 80.901/3)]
= 49.476 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x2026.800/1000.0 + 6x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x2026.800)]
= 80.901 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.48) - 2.5 x 87.50 = 1372.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.48) = 1273.34 mm
Sa는 작은 값인 1273.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1273.34 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 224.560 x 1000000 / [5139.200 x (469.349 - 142.069/3)]
= 103.546 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5139.200/1000.0 + 6x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x469.3/(6x5139.200)]
= 142.069 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.55) - 2.5 x 85.50 = 546.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.55) = 608.43 mm
Sa는 작은 값인 546.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 546.78 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 461.856 x 1000000 / [5139.200 x (500.000 - 147.451/3)]
= 199.333 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x5139.200/1000.0 + 6x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(6x5139.200)]
= 147.451 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 199.33) - 2.5 x 85.50 = 181.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 199.33) = 316.05 mm
Sa는 작은 값인 181.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 181.32 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

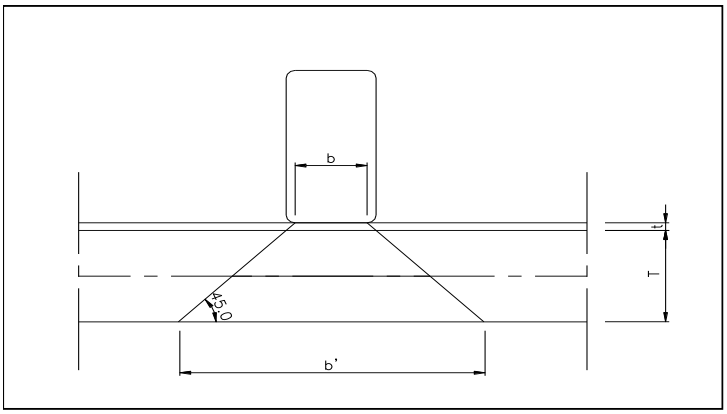
(1) 하중산정

1) 고정하중

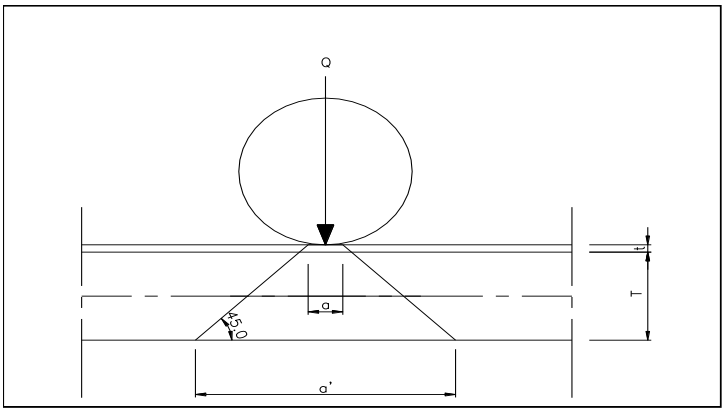
- 구체자중 = 227.158 / 7.650 = 29.694 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 700 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°
= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°
= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680)= 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 29.69 + 0.92 + 28.86
= 59.474 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 179.980 kN/m² ≥ Qmax = 59.474 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.563	×	25.000			=	17.584	kN/m
		0.000	×	0.863	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	5.839	×	25.000			=	65.689	kN/m
		0.150	×	5.139	×	25.000	/	2	=	9.636	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	4.276	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.863	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.863	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	246.719	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times 19.000 \times 4.276^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 0.863 \times 19.000 + 0.863^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 4.276 \times 0.863 \times 19.000 + 0.863^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ $\sum = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 246.719 + 0.000 = 246.719$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 7.650 \times 1.563 \times 10.000 = 119.570$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 246.719 / 119.570$

$= 2.063 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.563	×	25.000			=	17.584	kN/m
		0.000	×	0.863	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	5.839	×	25.000			=	65.689	kN/m
		0.150	×	5.139	×	25.000	/	2	=	9.636	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	10.276	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-5.137	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-5.137	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	246.719	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 10.276 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.000 × -5.137 × 19.000 + -5.137 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 10.276 × -5.137 × 19.000

+ -5.137 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 246.719 + 0.000 = 246.719 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{133.875}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

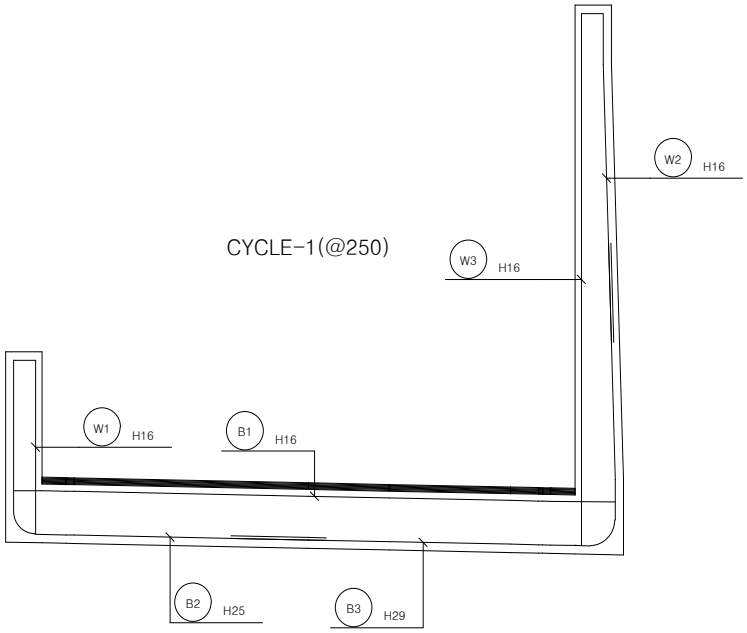
∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

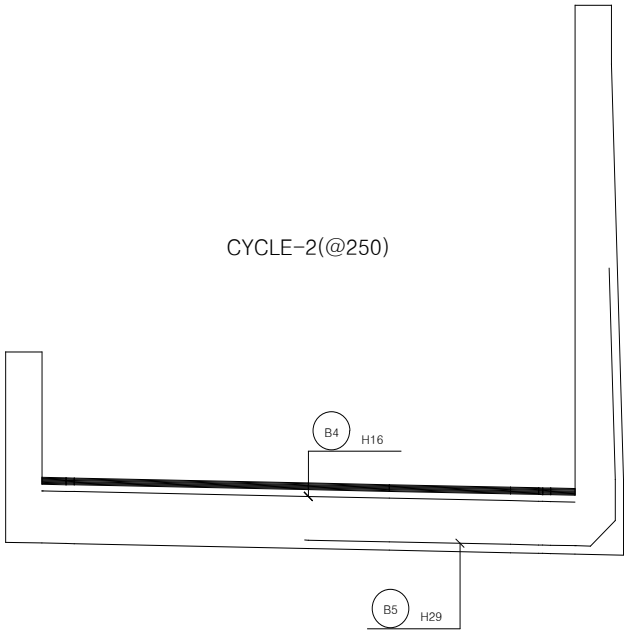
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{161.459}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.919 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.919 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
W1 H16
B1 H16
W2 H16
W3 H16
B2 H25
B3 H29


CYCLE-2(@250)
B4 H16
B5 H29

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

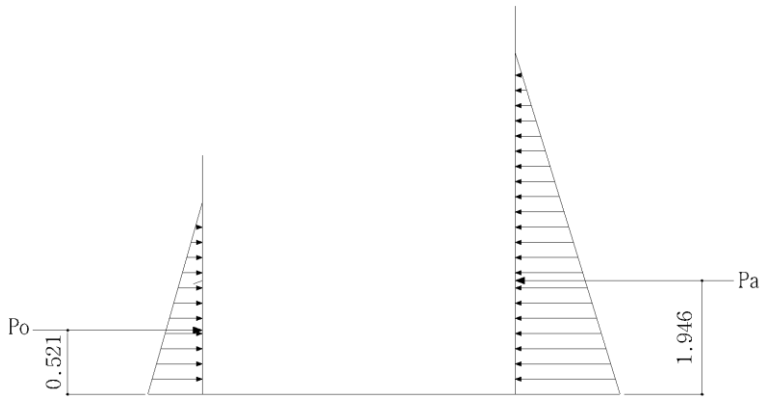
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	245.557	-	7.650	-
2. 상재활하중	10.000	-	7.650	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	1.563
4. 상재활하중	-	5.000	-	5.839
5. 주동토압(평상시)	-	107.856	-	1.946
6. 수동토압(평상시)	-	44.546	-	0.521

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	255.557	162.402

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

$Pa = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 0.333 \times 19.000 \times 5.839^2$

$= 107.856$ kN

$Ph = 107.856 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 107.856$ kN

$Pv = 107.856 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : $x = 7.650$ m, $y = H/3 = 5.839 / 3 = 1.946$ m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 1.563²

= 44.546 kN

Ph = 44.546 x cos (0.000+0.000)

= 44.546 kN

Pv = 44.546 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.650 m, y = H/3 = 1.563 / 3 = 0.521 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 8.00 + 255.557 · 0.600

= 153.334

저항하중 R = 44.546 + 153.334 = 197.880

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	197.880	107.856	1.835	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

Ramp C U type 구조계산서

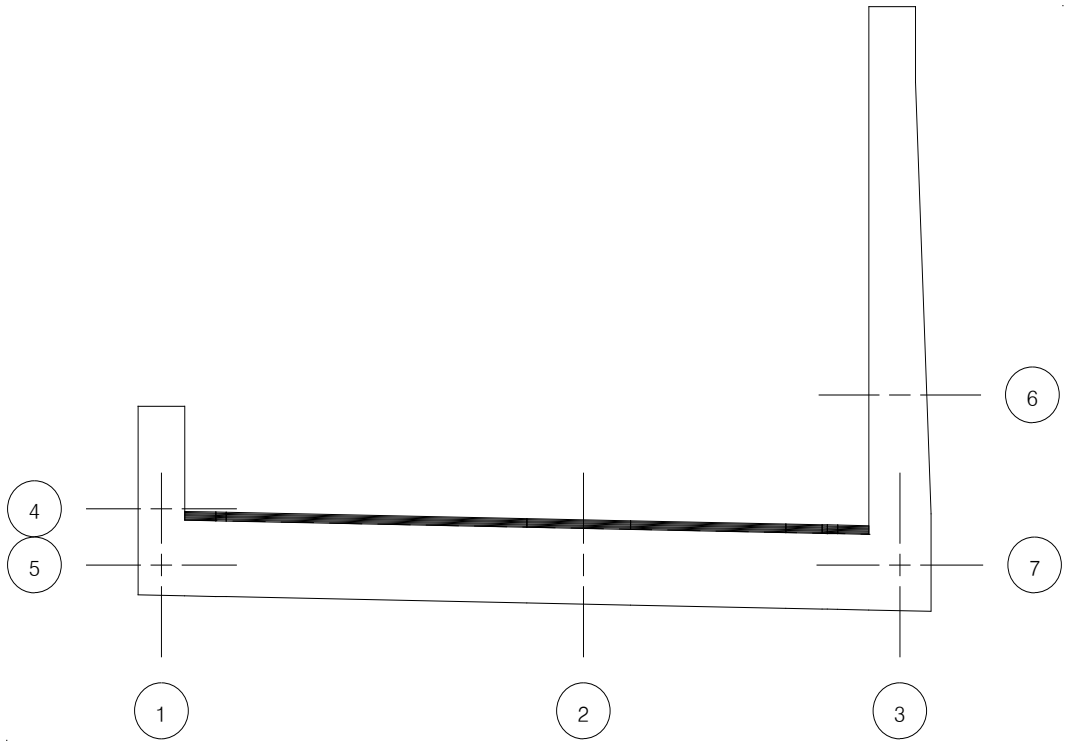
▣ STA. 0K+865.0 (BLOCK6 : U6)
▣ 토 피(FH) = -0.74 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 6.6M × 1.043M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	57.088	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	3.29	208.905	63.507	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	43.09	308.77	211.88	H22 - 4.0EA	1548.40	7.17
		중앙부(상면)	2	1000	620	103.88	165.59	496.23	H16 - 4.0EA	794.40	1.59
		중앙부(하면)	2	1000	600	306.66	603.33	1537.60	H22 - 8.0EA	3096.80	1.97
		우측배수구	3	1000	345	443.50	483.58	4207.80	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.09
		우측	3	1000	600	510.68	603.33	2601.65	H22 - 8.0EA	3096.80	1.18
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	20.87	177.16	176.17	H22 - 4.0EA	1548.40	8.49
		하부	5	1000	350	30.73	177.16	259.96	H22 - 4.0EA	1548.40	5.76
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	461	205.59	457.11	1345.56	H22 - 8.0EA	3096.80	2.22
		하부	7	1000	500	469.17	498.04	2907.09	H22 - 8.0EA	3096.80	1.06

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측배수구	3	720.0	1986.0	O.K	960.0	1986.0	O.K
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1145.9	O.K	675.0	1145.9	O.K
		하부	5	900.0	1145.9	O.K	675.0	1145.9	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1117.3	1324.7	O.K	838.0	1324.7	O.K
		하부	7	1184.8	1324.7	O.K	888.6	1324.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	77.4	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	92.5	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	225.2	93.2	277.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	92.7	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	26.8	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	25.5	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	299.5	135.0	357.93	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	186.6	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H22 - 4.0EA	250	2058.110	O.K	8.232
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	322.440	O.K	1.290
		중앙부 (하면)	2	600	H22 - 8.0EA	125	518.826	O.K	4.151
		우측배수구	3	345	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	131.600	O.K	1.053
		우측	3	600	H22 - 8.0EA	125	199.972	O.K	1.600
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H22 - 4.0EA	250	2444.826	O.K	9.779
		하부	5	350	H22 - 4.0EA	250	1661.284	O.K	6.645
우측벽체	1층	중앙부	6	461	H22 - 8.0EA	125	569.670	O.K	4.557
		하부	7	500	H22 - 8.0EA	125	156.479	O.K	1.252

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 1.043M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -0.962 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 :I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 :I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 :Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

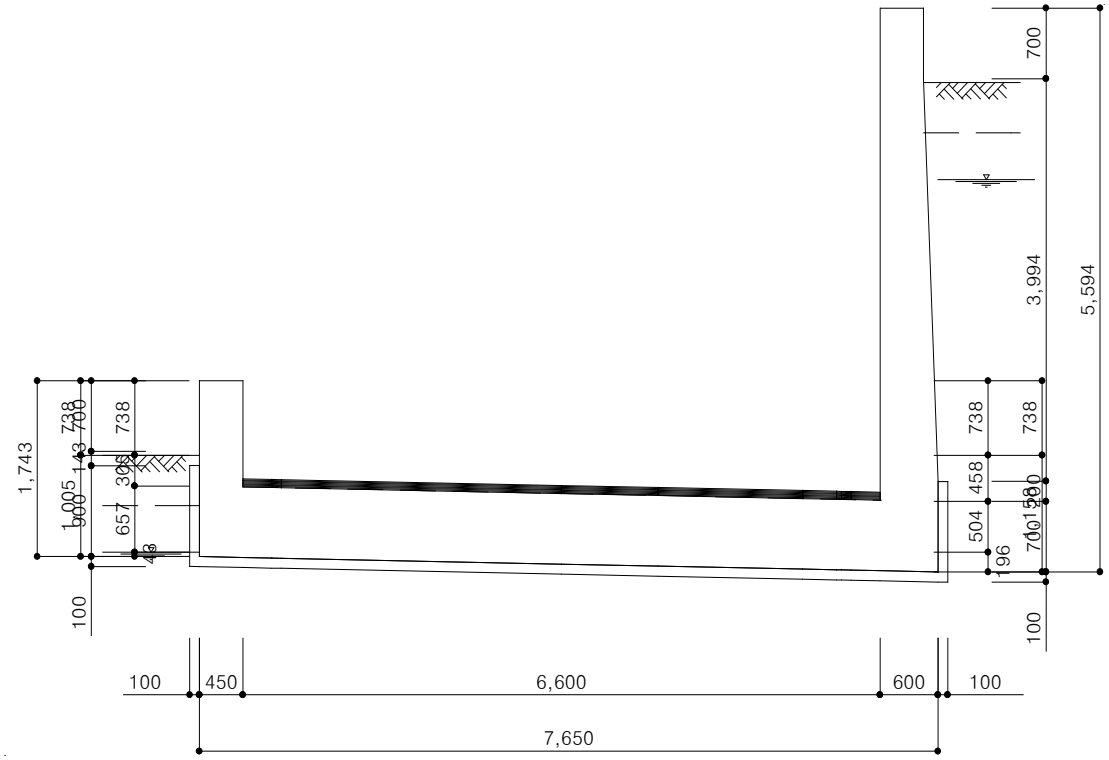
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
3,994
5,594
738
738
738
738
1,743
143
300
657
458
504
196
700
1,500
100
100
100
450
6,600
600
100
7,650

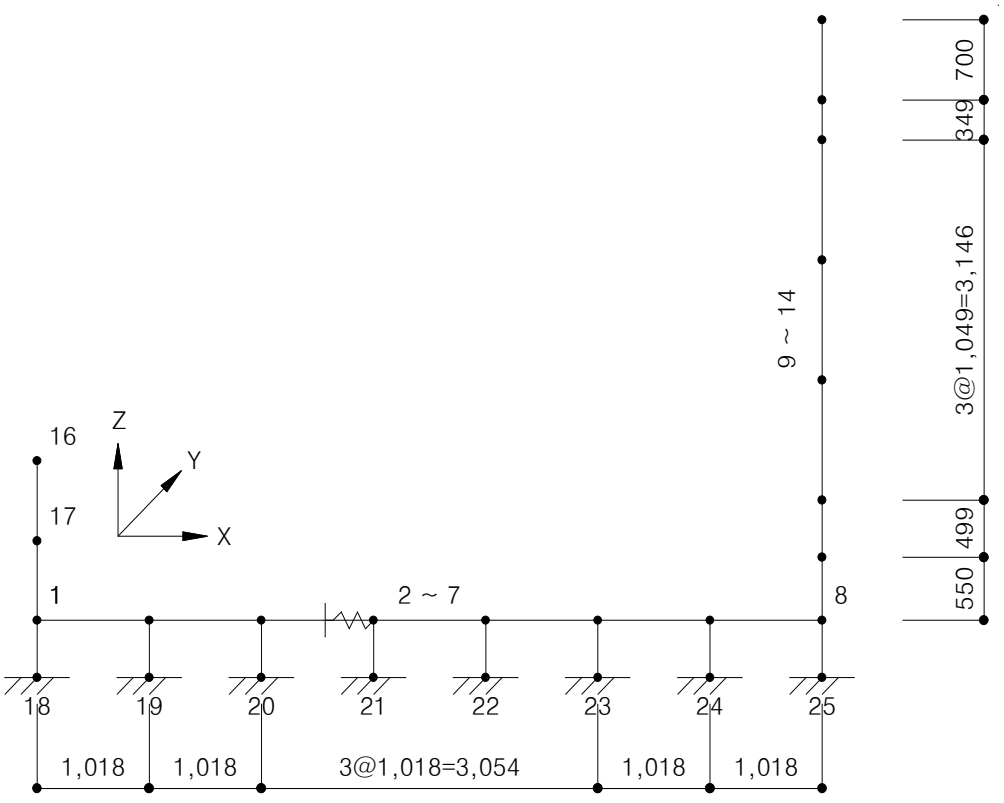
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

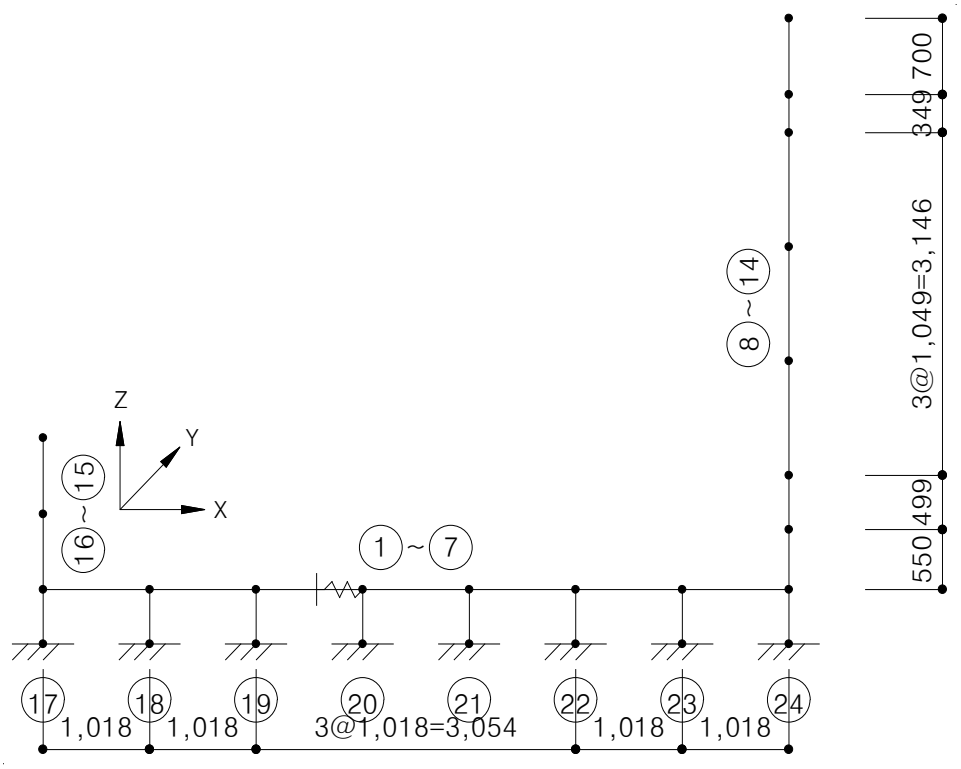
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	8
8	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	15~16

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.584 × 1.000	= 0.584	0.01661	10
4	0.545 × 1.000	= 0.545	0.01347	11
5	0.505 × 1.000	= 0.505	0.01075	12
6	0.466 × 1.000	= 0.466	0.00843	13
7	0.453 × 1.000	= 0.453	0.00774	14

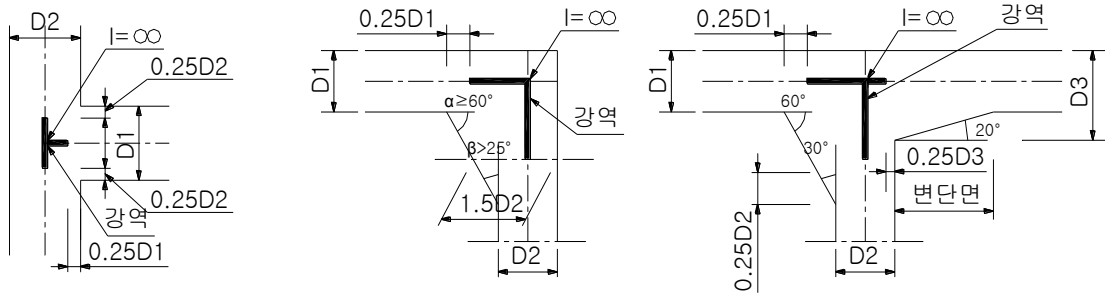
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	9
10	SEC 3 ~ 4	10
11	SEC 4 ~ 5	11
12	SEC 5 ~ 6	12
13	SEC 6 ~ 7	13
14	SEC 7 ~ 8	14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	7.125	5.044
2	1.018	0.500	15	7.125	5.744
3	2.036	0.500	16	0.000	1.893
4	3.054	0.500	17	0.000	1.193
5	4.071	0.500	18	0.000	0.000
6	5.089	0.500	19	1.018	0.000
7	6.107	0.500	20	2.036	0.000
8	7.125	0.500	21	3.054	0.000
9	7.125	1.050	22	4.071	0.000
10	7.125	1.549	23	5.089	0.000
11	7.125	2.598	24	6.107	0.000
12	7.125	3.646	25	7.125	0.000
13	7.125	4.695			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

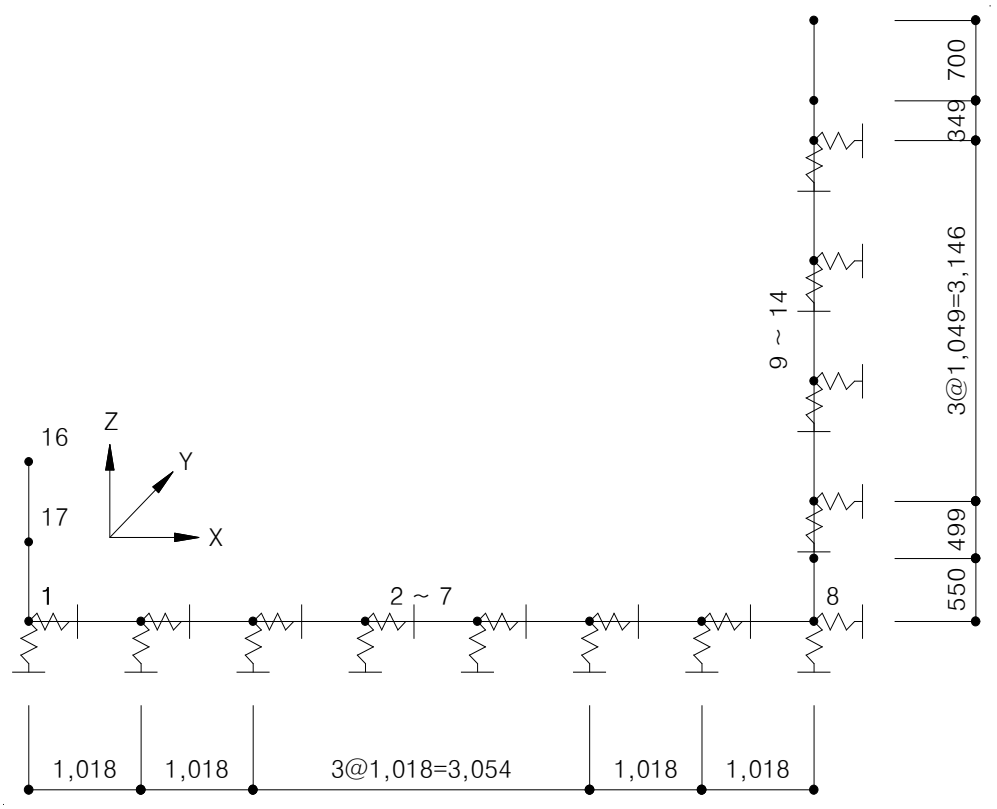
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

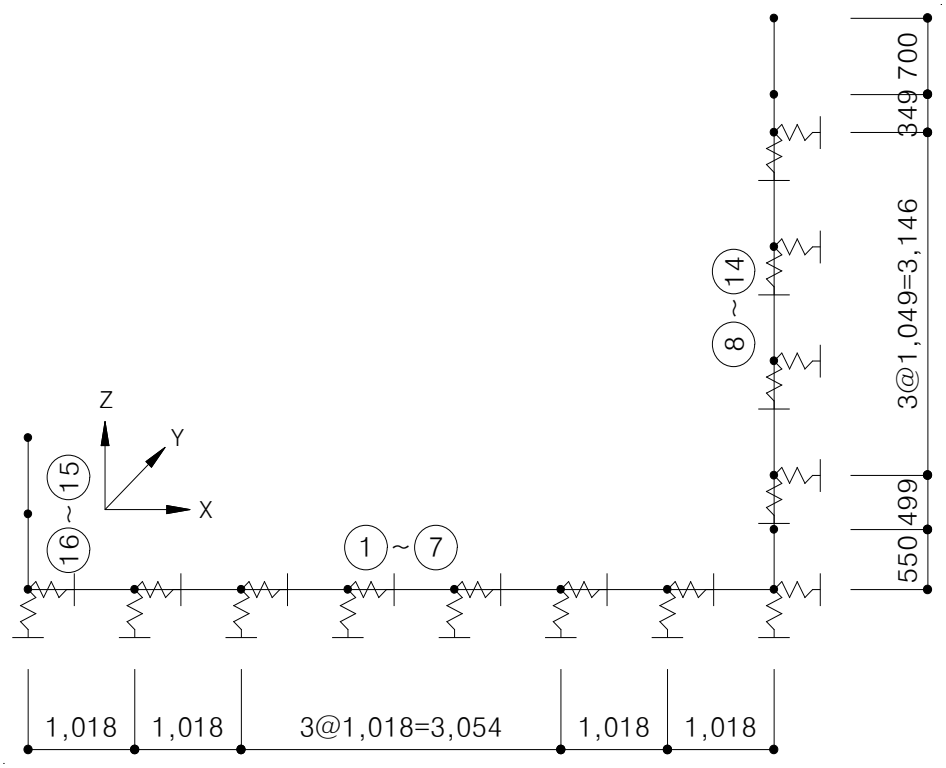
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	8
8	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	15~16

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.584 × 1.000	= 0.584	0.01661	10
4	0.545 × 1.000	= 0.545	0.01347	11
5	0.505 × 1.000	= 0.505	0.01075	12
6	0.466 × 1.000	= 0.466	0.00843	13
7	0.453 × 1.000	= 0.453	0.00774	14

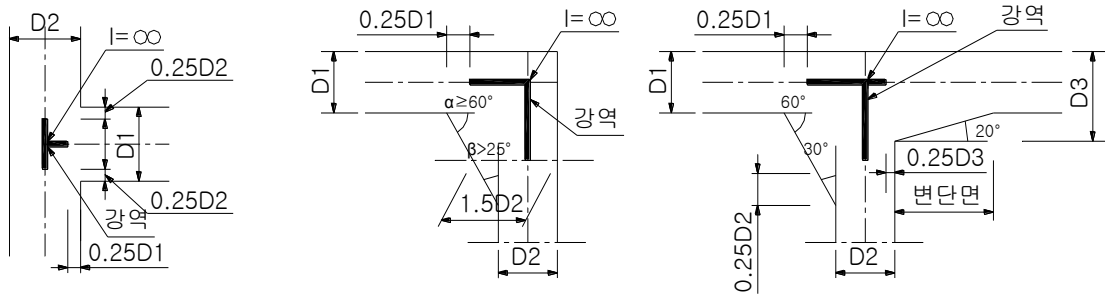
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	9
10	SEC 3 ~ 4	10
11	SEC 4 ~ 5	11
12	SEC 5 ~ 6	12
13	SEC 6 ~ 7	13
14	SEC 7 ~ 8	14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	7.125	1.049
2	1.018	0.000	11	7.125	2.098
3	2.036	0.000	12	7.125	3.146
4	3.054	0.000	13	7.125	4.195
5	4.071	0.000	14	7.125	4.544
6	5.089	0.000	15	7.125	5.244
7	6.107	0.000	16	0.000	1.393
8	7.125	0.000	17	0.000	0.693
9	7.125	0.550			

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.65 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2643.72 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 1940 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 2691 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 2139 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.650 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5287.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5287.450 = 1762.48 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/㎡

Bv = √(H × H) = √(1.005 × 1.005) = 1.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.005 / 0.3)$^{-3/4}$ = 24233.76 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 24233.760 = 8077.92 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.005 × 1.005) = 1.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.005 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 24233.76 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 24233.760 = 8077.92 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 25416 kN/m	10~13
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 8472 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 5382 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 1794 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 3881 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.393/2 + 0.700/2) = 25361 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 4277 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 0.700/2) = 21190 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.155 × 19.000 × 0.500	= 7.221	kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.311 × 23.000 × 0.500	= 3.574	kN/m²
Wh2	= 3.574 + 0.189 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.860 × 19.000 × 0.500	= 13.916	kN/m²
Wh4	= 13.916 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 23.880	kN/m²
Wh5	= 23.880 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 33.843	kN/m²
Wh6	= 33.843 + 0.499 × 19.000 × 0.500	= 38.582	kN/m²
Wh7	= 38.582 + 0.550 × 19.000 × 0.500	= 43.807	kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.155 × 19.000 × 0.500	= 7.221	kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.311 × 23.000 × 0.500	= 3.574	kN/m²
Wh2	= 3.574 + 0.189 × 23.000 × 0.500	= 5.750	kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.462 × 19.000 × 0.500	= 10.139	kN/m²
Wh4	= 10.139 + 0.398 × 10.000 × 0.500	= 12.127	kN/m²
Wh5	= 12.127 + 1.049 × 10.000 × 0.500	= 17.371	kN/m²
Wh6	= 17.371 + 1.049 × 10.000 × 0.500	= 22.615	kN/m²
Wh7	= 22.615 + 0.499 × 10.000 × 0.500	= 25.109	kN/m²
Wh8	= 25.109 + 0.550 × 10.000 × 0.500	= 27.859	kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -0.962 m)

- 좌측 벽체
- 우측 벽체

Ww1	= 0.398 × 10.000	= 3.976	kN/m²
Ww2	= 3.976 + 1.049 × 10.000	= 14.464	kN/m²
Ww3	= 14.464 + 1.049 × 10.000	= 24.952	kN/m²
Ww4	= 24.952 + 0.499 × 10.000	= 29.940	kN/m²
Ww5	= 29.940 + 0.550 × 10.000	= 35.440	kN/m²

① 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww6	= (1.005 - 0.962) × 10.000	= 0.430	kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 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

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.155 × 19.000 × 0.436 = 6.296 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.311 × 23.000 × 0.436 = 3.117 kN/m²

Wh2 = 3.117 + 0.189 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.860 × 19.000 × 0.436 = 12.135 kN/m²

Wh4 = 12.135 + 1.049 × 19.000 × 0.436 = 20.823 kN/m²

Wh5 = 20.823 + 1.049 × 19.000 × 0.436 = 29.511 kN/m²

Wh6 = 29.511 + 0.499 × 19.000 × 0.436 = 33.644 kN/m²

Wh7 = 33.644 + 0.550 × 19.000 × 0.436 = 38.200 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.155 × 19.000 × 0.372 = 5.372 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.311 × 23.000 × 0.372 = 2.659 kN/m²

Wh2 = 2.659 + 0.189 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.860 × 19.000 × 0.372 = 10.354 kN/m²

Wh4 = 10.354 + 1.049 × 19.000 × 0.372 = 17.767 kN/m²

Wh5 = 17.767 + 1.049 × 19.000 × 0.372 = 25.179 kN/m²

Wh6 = 25.179 + 0.499 × 19.000 × 0.372 = 28.705 kN/m²

Wh7 = 28.705 + 0.550 × 19.000 × 0.372 = 32.592 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.155 × 19.000 × 0.436 = 6.296 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.311 × 23.000 × 0.436 = 3.117 kN/m²

Wh2 = 3.117 + 0.189 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.462 × 19.000 × 0.436 = 8.841 kN/m²

Wh4 = 8.841 + 0.398 × 10.000 × 0.436 = 10.575 kN/m²

Wh5 = 10.575 + 1.049 × 10.000 × 0.436 = 15.148 kN/m²

Wh6 = 15.148 + 1.049 × 10.000 × 0.436 = 19.720 kN/m²

Wh7 = 19.720 + 0.499 × 10.000 × 0.436 = 21.895 kN/m²

Wh8 = 21.895 + 0.550 × 10.000 × 0.436 = 24.293 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.155 × 19.000 × 0.372 = 5.372 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.311 × 23.000 × 0.372 = 2.659 kN/m²

Wh2 = 2.659 + 0.189 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.462 × 19.000 × 0.372 = 7.543 kN/m²

Wh4 = 7.543 + 0.398 × 10.000 × 0.372 = 9.022 kN/m²

Wh5 = 9.022 + 1.049 × 10.000 × 0.372 = 12.924 kN/m²

Wh6 = 12.924 + 1.049 × 10.000 × 0.372 = 16.826 kN/m²

Wh7 = 16.826 + 0.499 × 10.000 × 0.372 = 18.681 kN/m²

Wh8 = 18.681 + 0.550 × 10.000 × 0.372 = 20.727 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

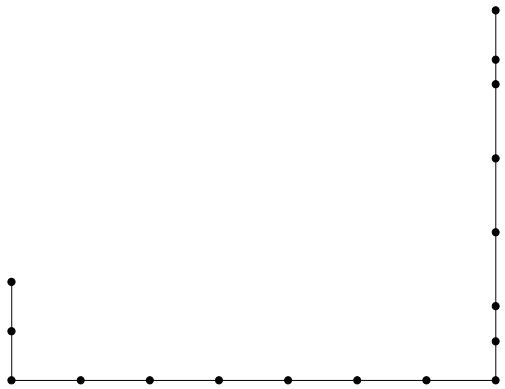
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

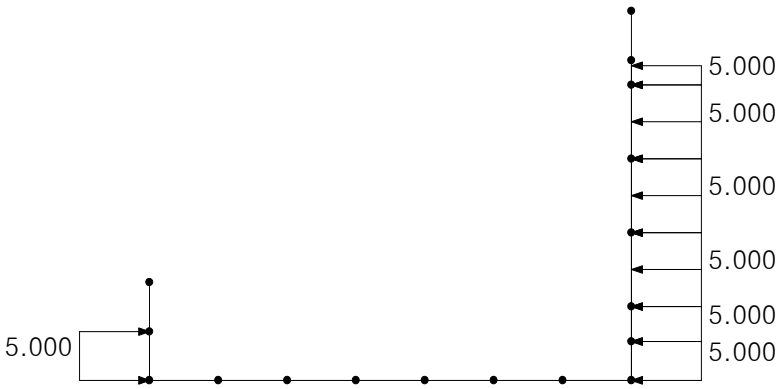
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.463×25.000×0.063 = 0.729	f2 = 0.463×25.000×0.154 = 1.783
f3 = 0.476×25.000×0.063 = 0.750	f3 = 0.476×25.000×0.154 = 1.834
f4 = 0.516×25.000×0.063 = 0.812	f4 = 0.516×25.000×0.154 = 1.985
f5 = 0.555×25.000×0.063 = 0.874	f5 = 0.555×25.000×0.154 = 2.137
f6 = 0.594×25.000×0.063 = 0.936	f6 = 0.594×25.000×0.154 = 2.288
f7 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f7 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310
f8 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f8 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

10. 하 중 재 하 (상시)

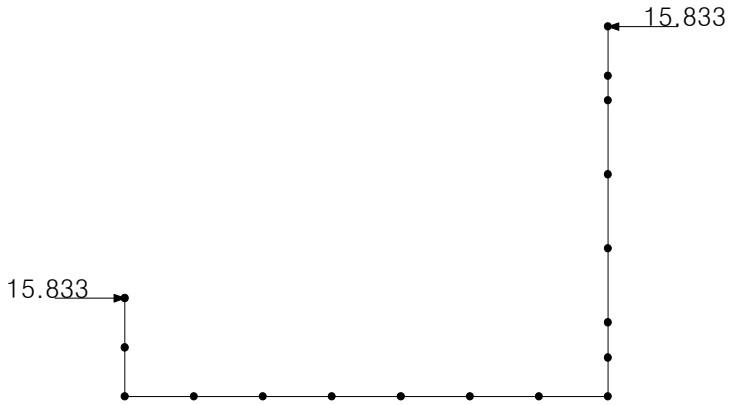
1) CASE1 - 구체자중(SW)



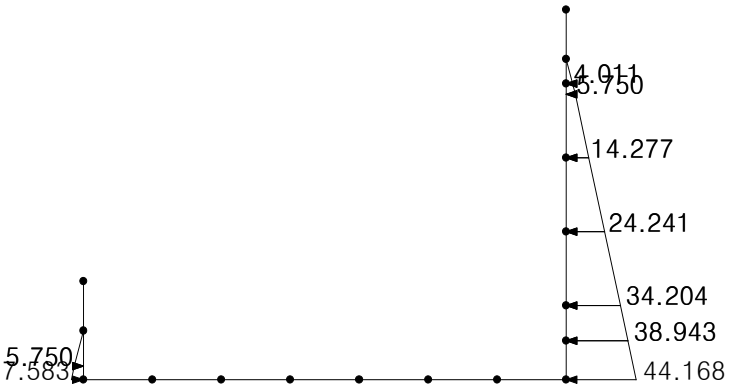
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



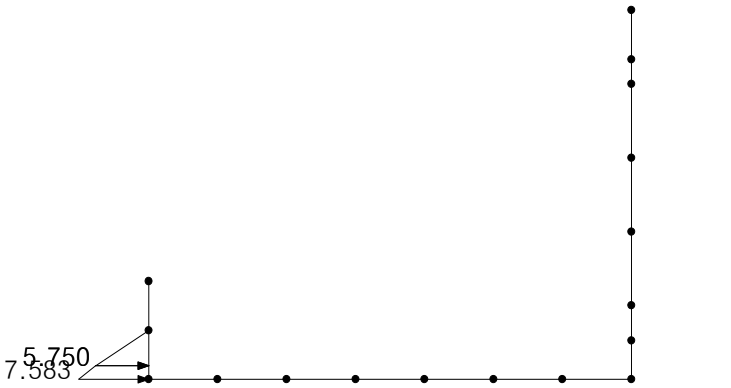
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



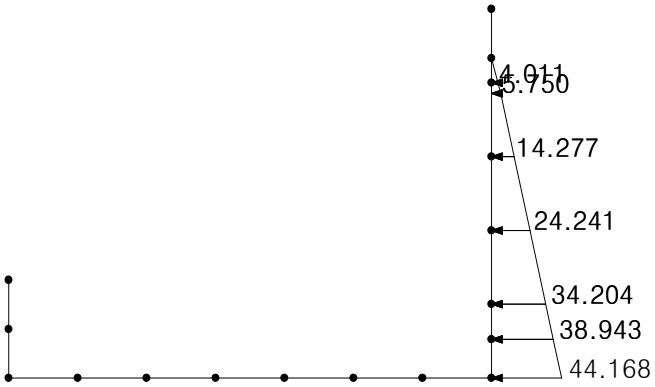
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



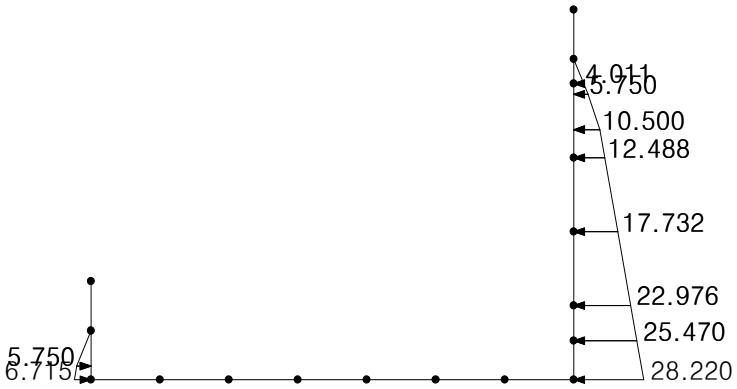
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



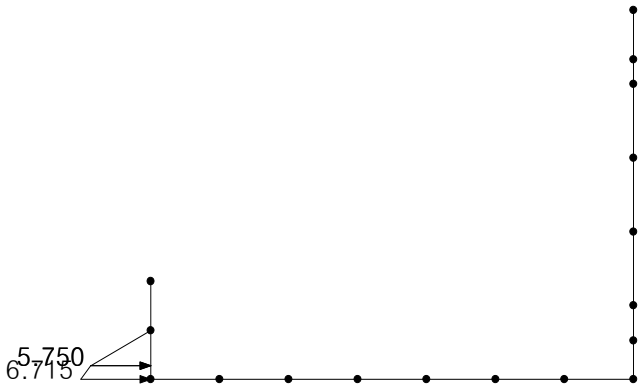
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



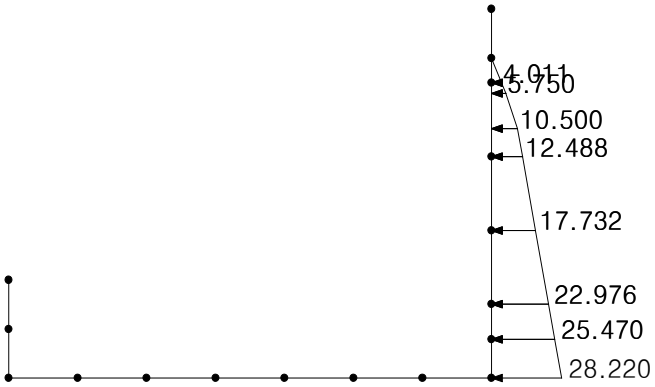
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



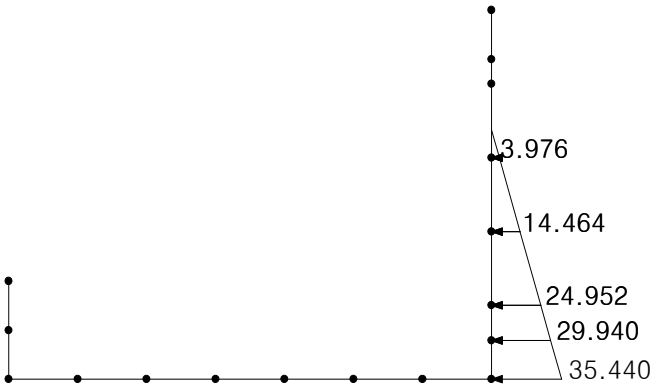
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



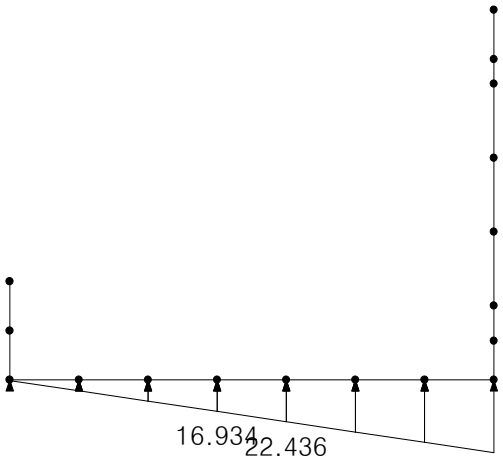
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



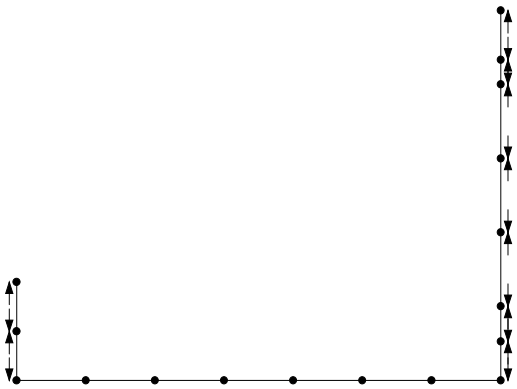
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

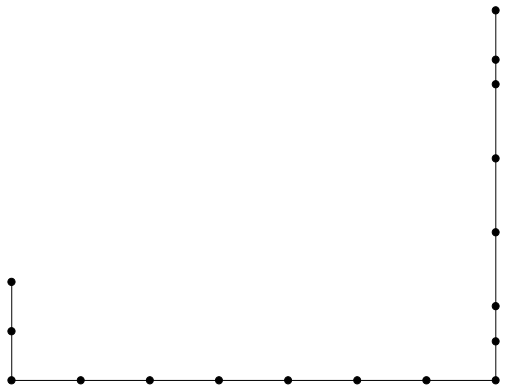


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

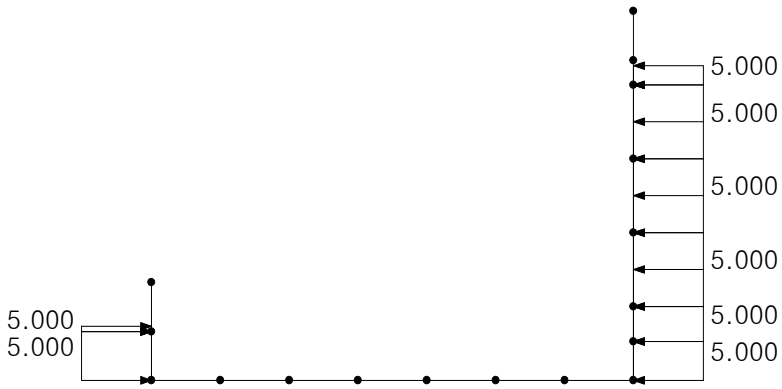


11. 하중 재하 (기능수행)

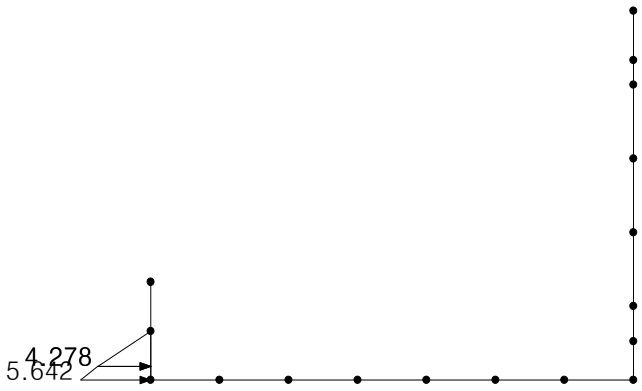
1) CASE1 - 구체자중(SW)



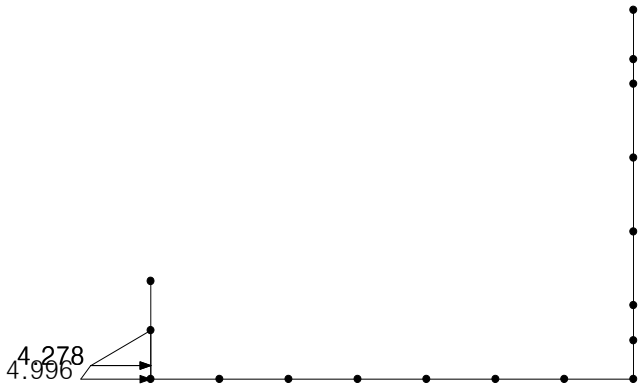
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



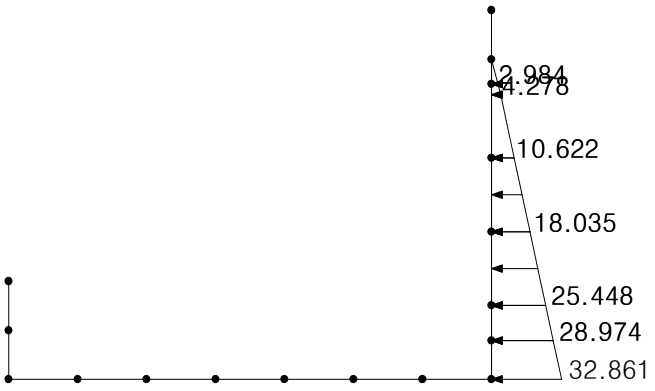
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



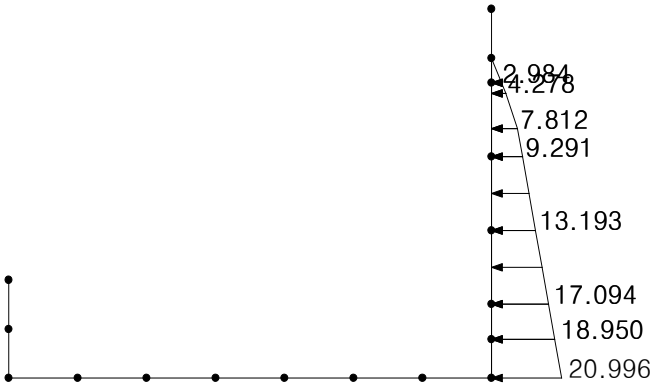
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



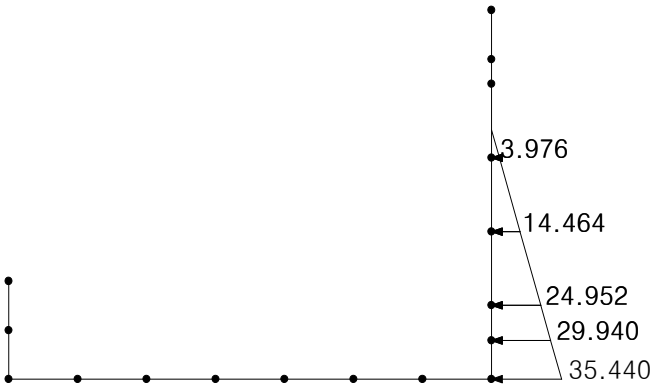
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



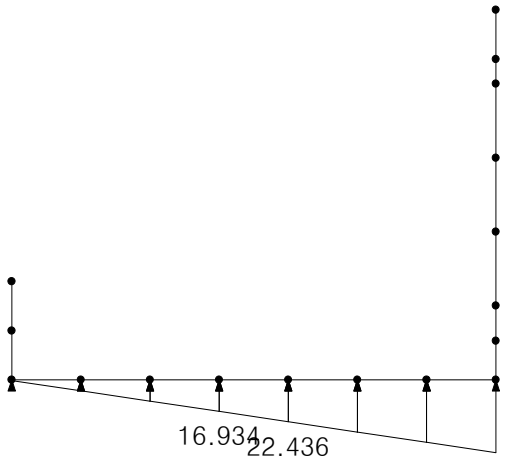
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



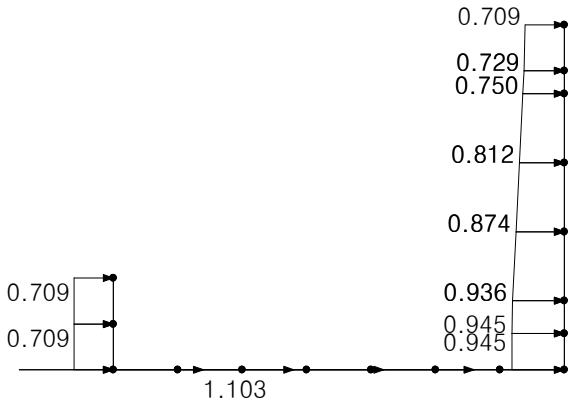
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



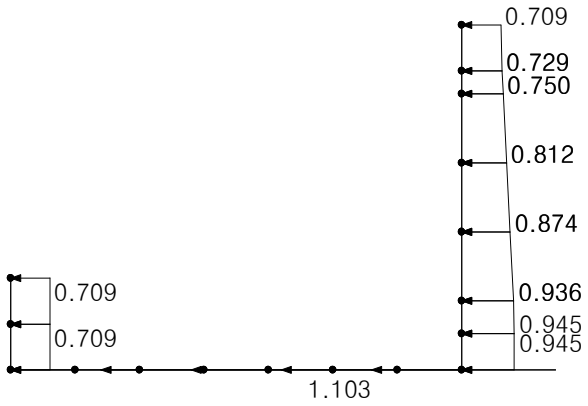
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

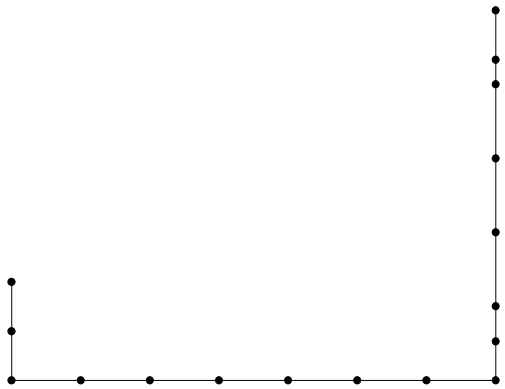


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

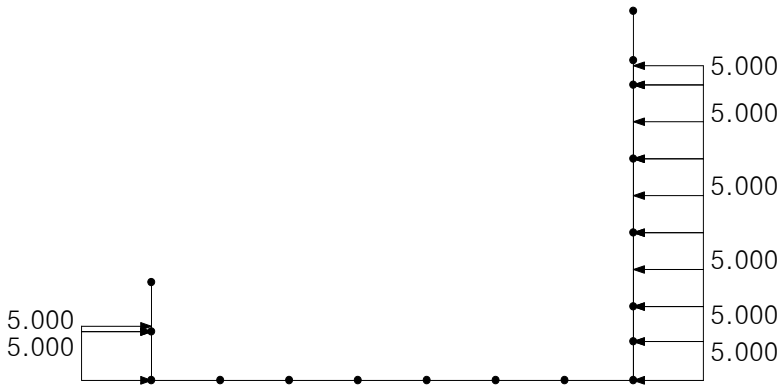


12. 하중 재하 (붕괴방지)

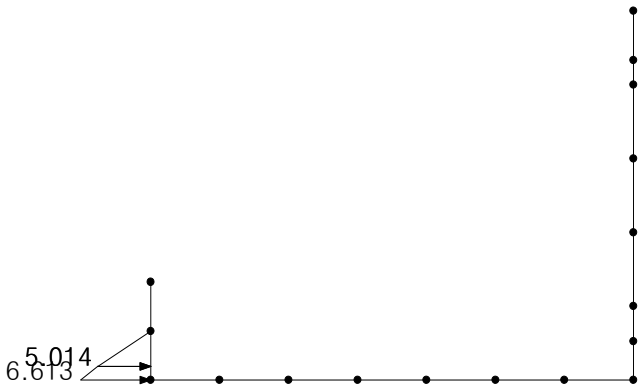
1) CASE1 - 구체자중(SW)



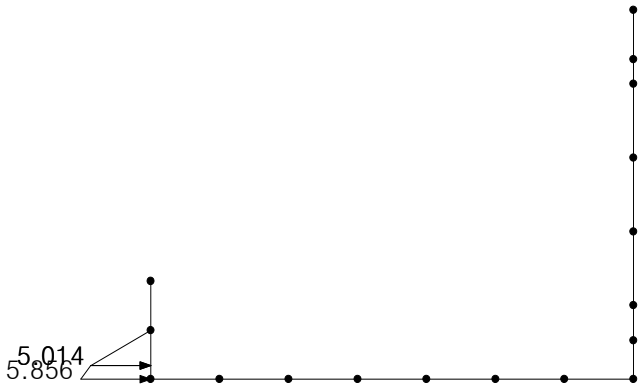
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



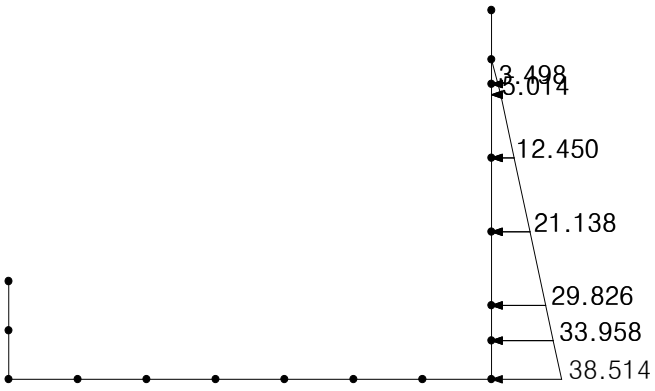
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



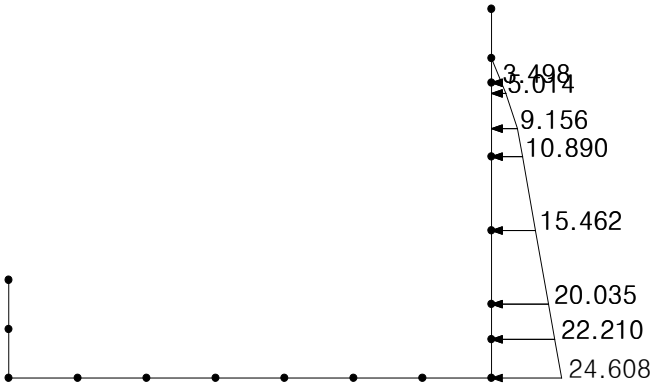
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



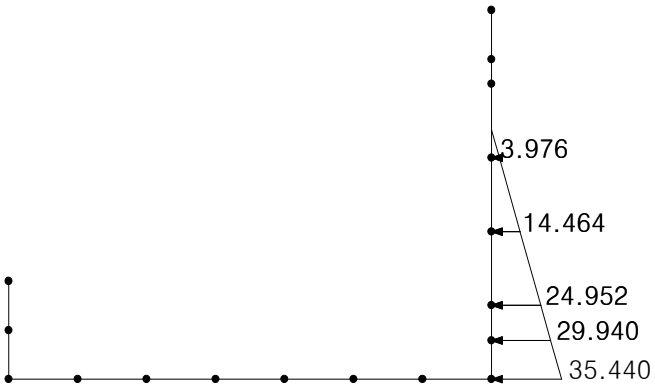
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



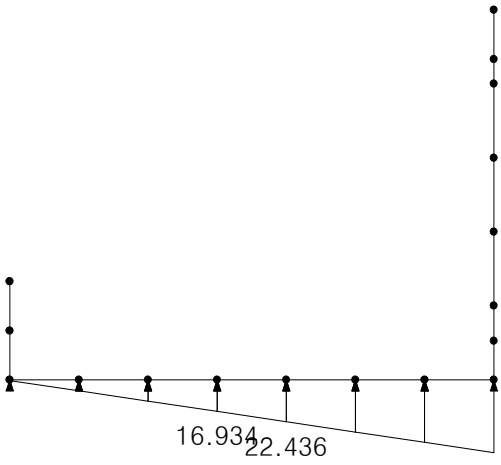
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



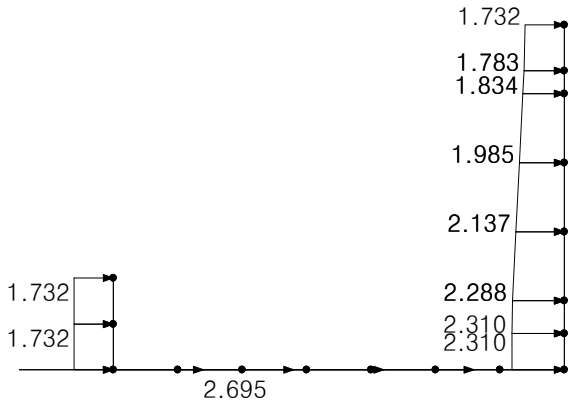
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



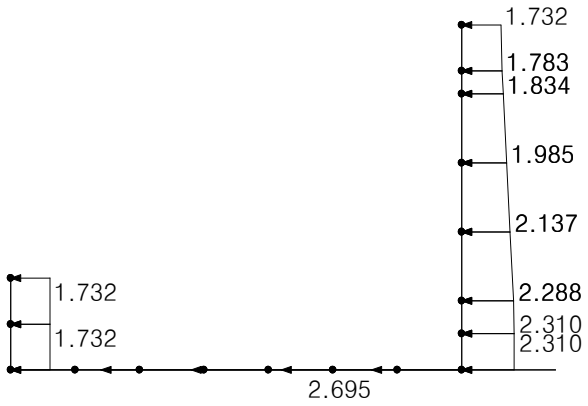
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.738 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

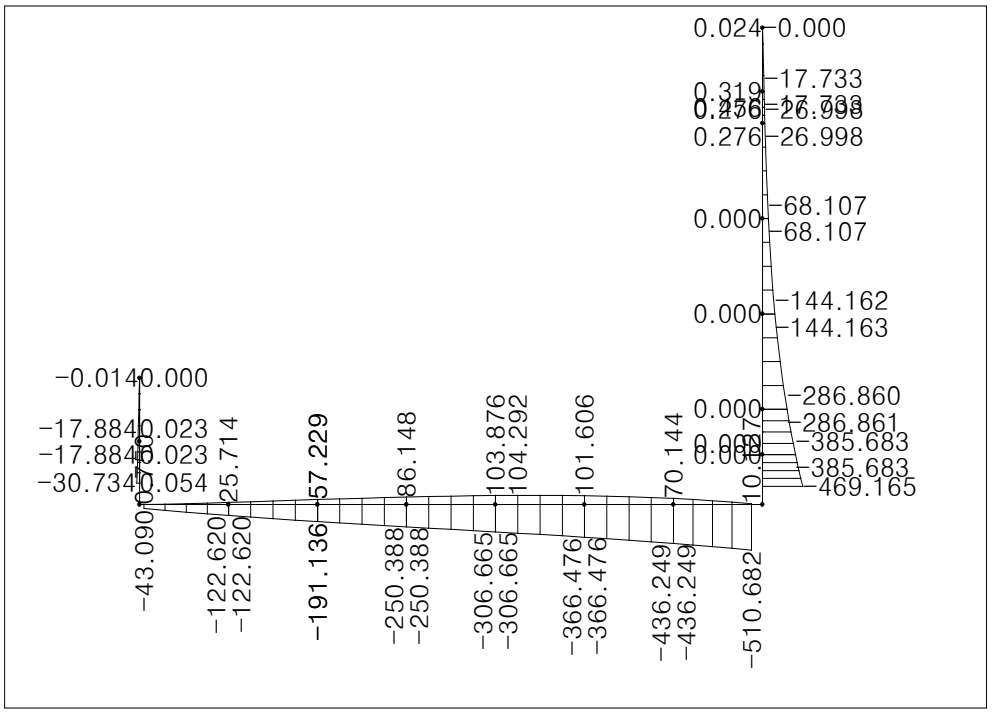
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

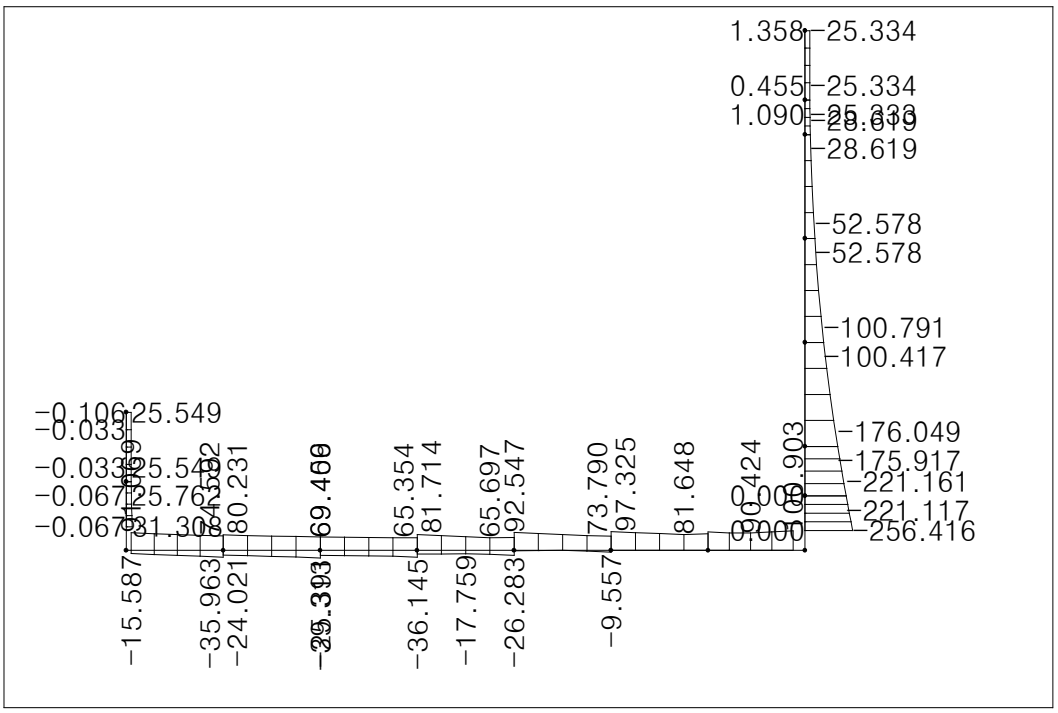
14. 단면력정리

14.1 상시

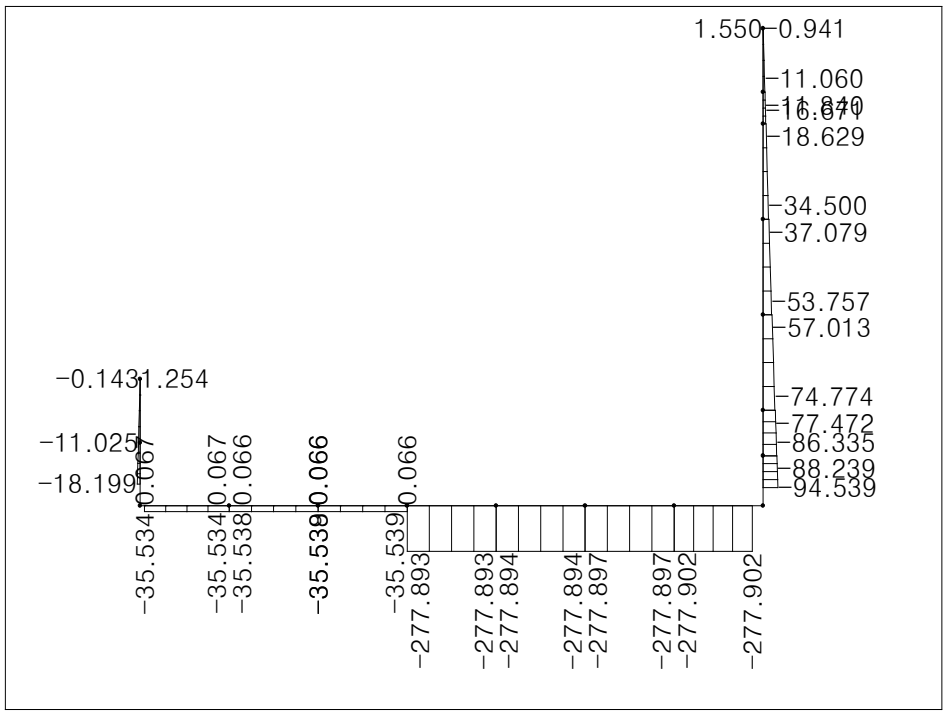
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



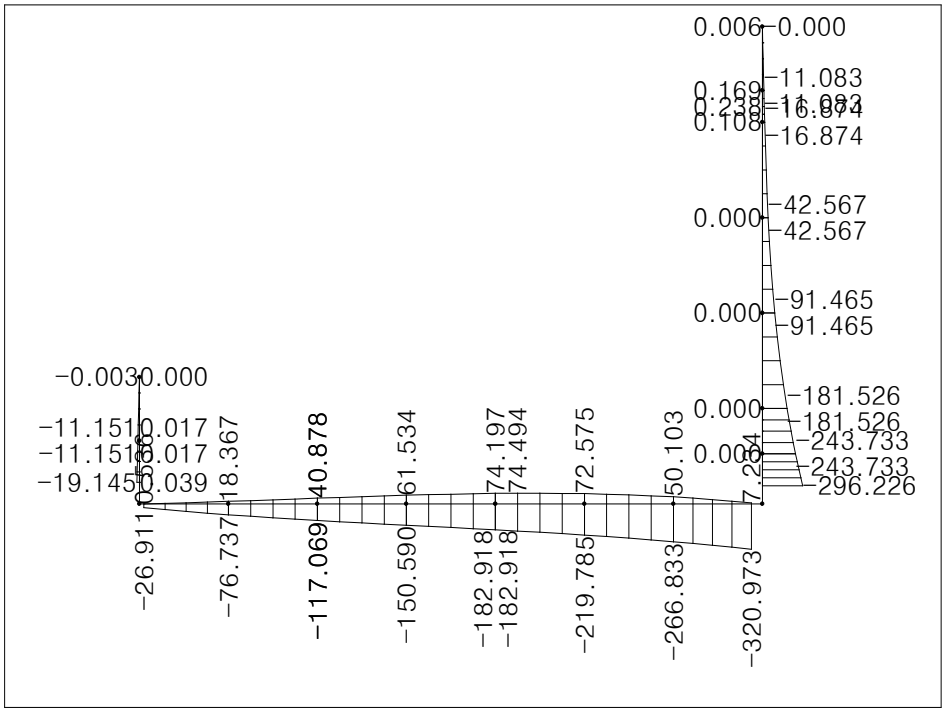
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

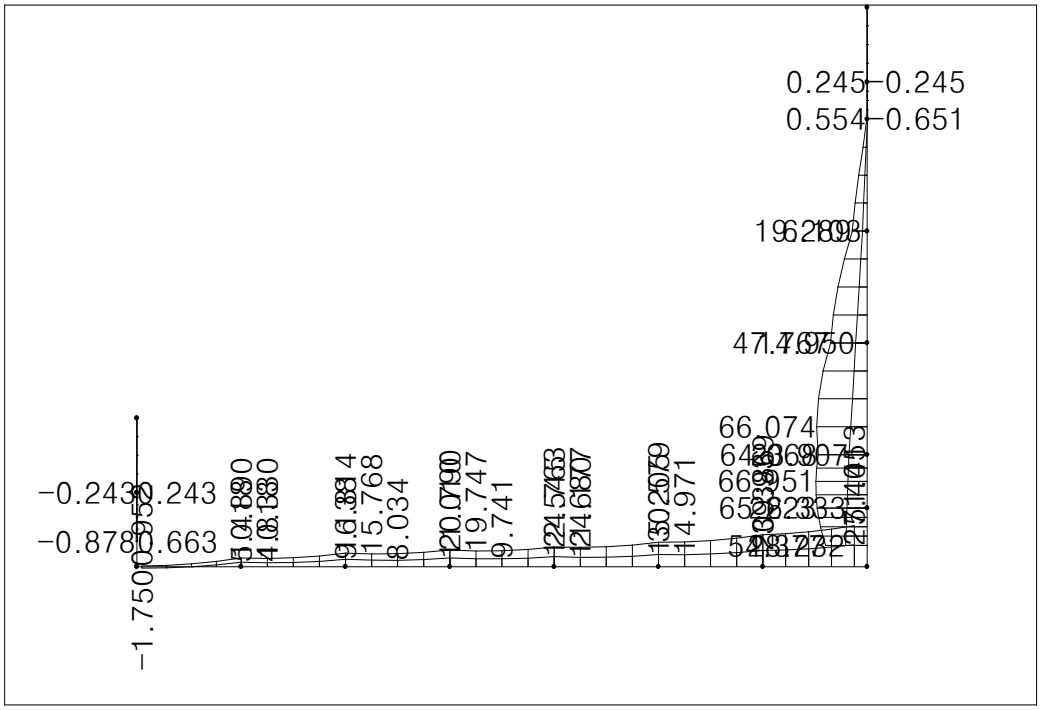


5) 단면력 정리

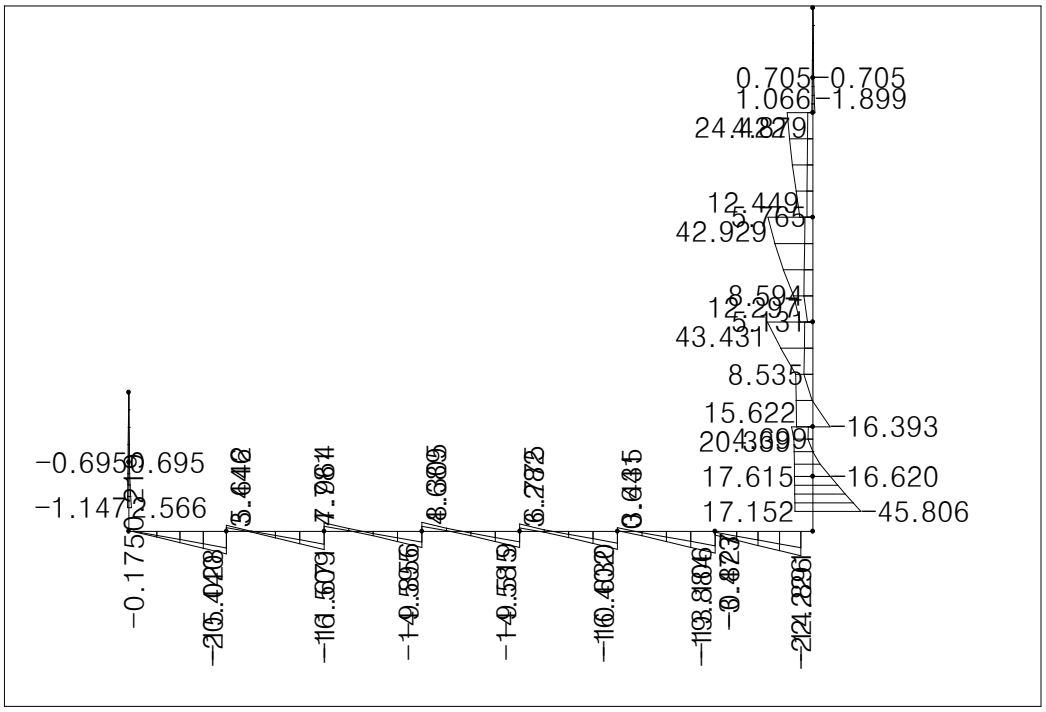
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	43.09	77.42	35.53	26.91	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	103.88	92.55	277.89	74.20	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	306.67	92.55	277.89	182.92	1000.00	700.00	
		우측	4	510.68	92.68	277.90	320.97	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	20.87	26.79	12.82	13.01	1000.00	450.00	
		하부	6	30.73	25.55	18.20	19.15	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	205.59	134.96	65.74	130.30	1000.00	561.12	
		하부	8	469.17	186.59	94.54	296.23	1000.00	600.00	

14.2 지진시(기능수행)

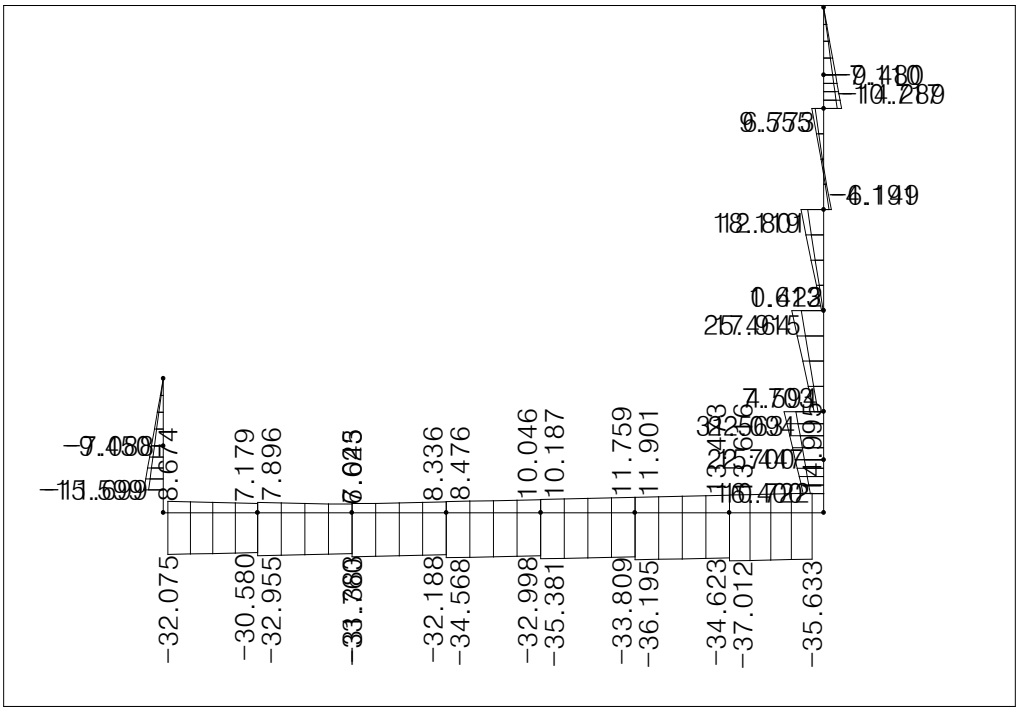
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

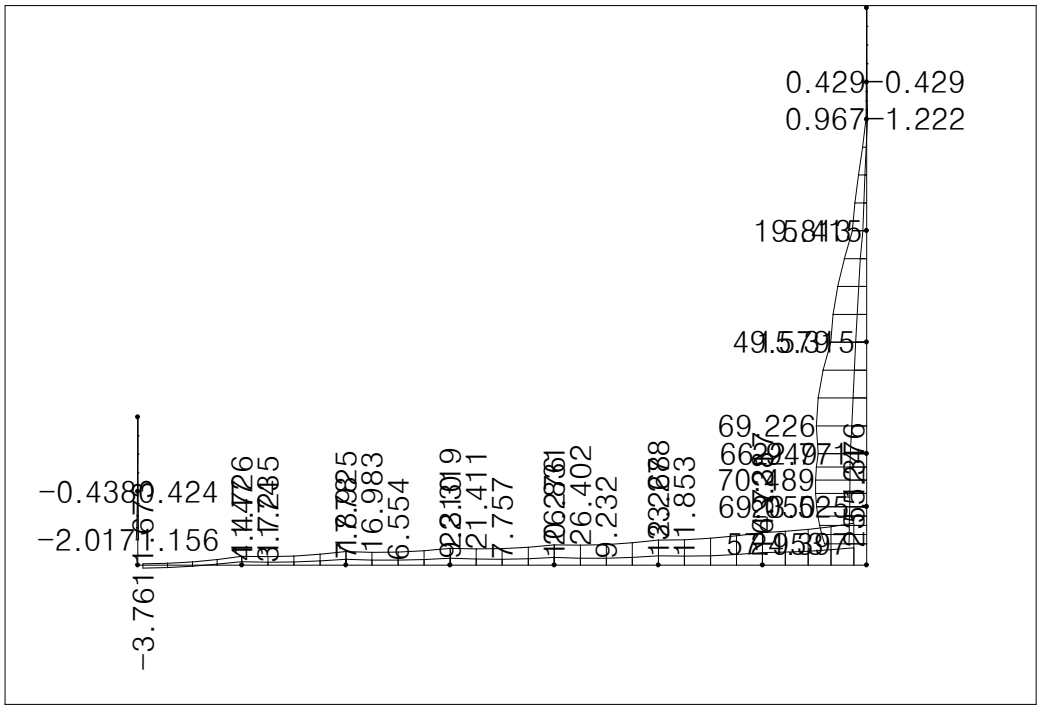


4) 단면력 정리

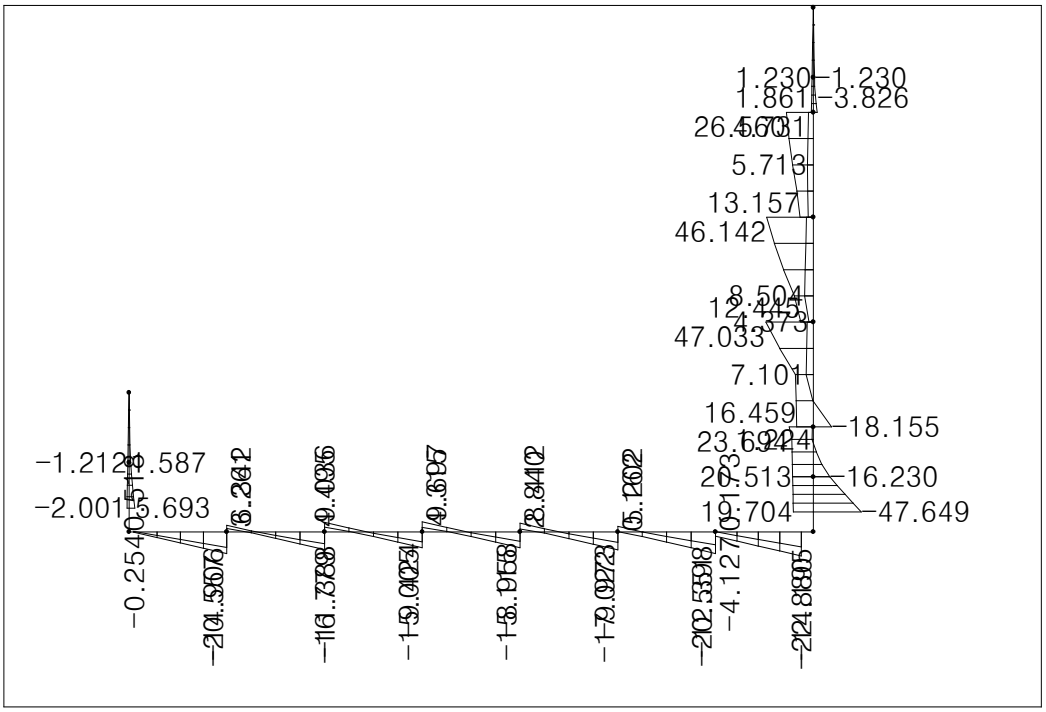
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1.75	16.39	32.08	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	24.76	6.78	33.00	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	0.00	6.78	33.00	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	5.95	35.63	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.33	0.90	10.99	1000.00	450.00	
		하부	6	0.88	0.61	15.60	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.00	16.55	16.74	1000.00	561.12	
		하부	8	0.00	18.13	16.40	1000.00	600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

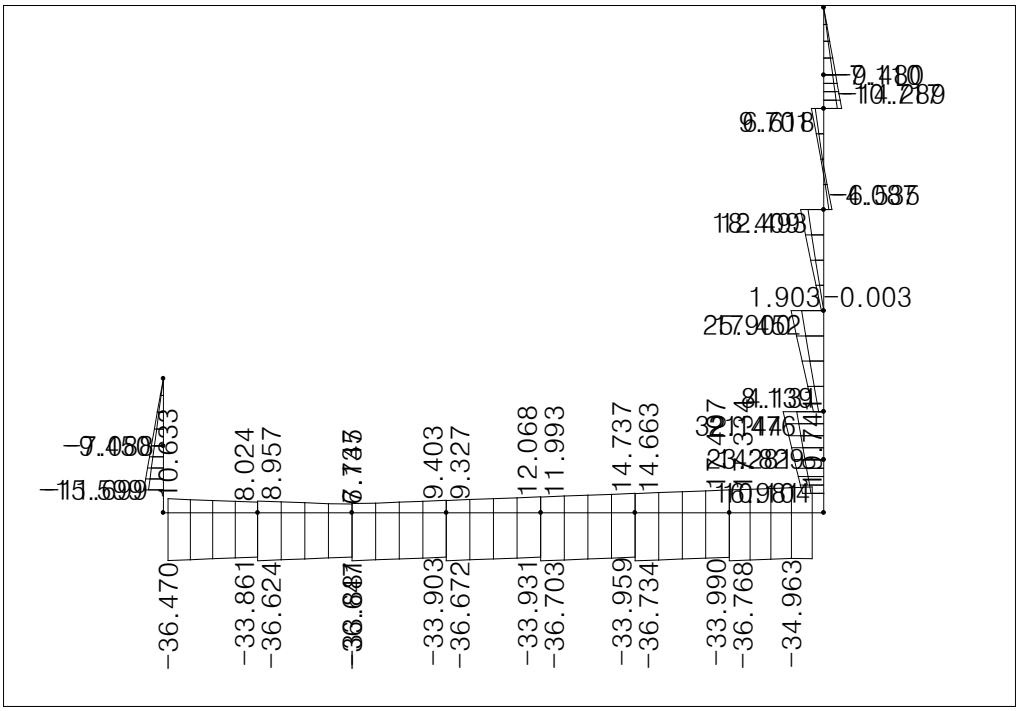
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	3.76	16.51	36.47	1000.00	700.00	
		중앙부(상면)	2	26.83	8.41	33.93	1000.00	700.00	
		중앙부(하면)	3	0.00	8.41	33.93	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	6.61	35.14	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.67	2.42	10.99	1000.00	450.00	
		하부	6	2.02	1.27	15.60	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.00	17.64	17.17	1000.00	561.12	
		하부	8	0.00	21.39	16.98	1000.00	600.00	

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	-43.09	-	-3.76	-1.75	-43.09	
		중앙부(상면)	2	103.88	-	26.83	24.76	103.88	
		중앙부(하면)	3	-306.67	-	-	-	-306.67	
		우측	4	-510.68	-	-	-	-510.68	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-20.87	-	-0.67	-0.33	-20.87	
		하부	6	-30.73	-	-2.02	-0.88	-30.73	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-205.59	-	-	-	-205.59	
		하부	8	-469.17	-	-	-	-469.17	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	77.42	-	-16.51	-16.39	77.42	
		중앙부(상면)	2	92.55	-	8.41	6.78	92.55	
		중앙부(하면)	3	92.55	-	8.41	6.78	92.55	
		우측	4	92.68	-	-6.61	-5.95	92.68	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	26.79	-	2.42	0.90	26.79	
		하부	6	25.55	-	1.27	0.61	25.55	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-134.96	-	17.64	16.55	-134.96	
		하부	8	-186.59	-	21.39	18.13	-186.59	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-35.53	-	-36.47	-32.08	-277.43	
		중앙부(상면)	2	-277.89	-	-33.93	-33.00	-277.91	
		중앙부(하면)	3	-277.89	-	-33.93	-33.00	-277.91	
		우측	4	-277.90	-	-35.14	-35.63	-277.92	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-12.82	-	-10.99	-10.99	-28.60	
		하부	6	-18.20	-	-15.60	-15.60	-33.21	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-65.74	-	17.17	16.74	-98.06	
		하부	8	-94.54	-	16.98	16.40	-140.47	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-26.91	-	-	-	-26.91	
		중앙부(상면)	2	74.20	-	-	-	74.20	
		중앙부(하면)	3	-182.92	-	-	-	-182.92	
		우측	4	-320.97	-	-	-	-320.97	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-13.01	-	-	-	-13.01	
		하부	6	-19.15	-	-	-	-19.15	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-130.30	-	-	-	-130.30	
		하부	8	-296.23	-	-	-	-296.23	

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	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	43.09	308.77	211.88	H22 - 4.0EA	1548.40	7.17
		중앙부(상면)	2	1000	620	103.88	165.59	496.23	H16 - 4.0EA	794.40	1.59
		중앙부(하면)	2	1000	600	306.66	603.33	1537.60	H22 - 8.0EA	3096.80	1.97
		우측배수구	3	1000	345	443.50	483.58	4207.80	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.09
		우측	3	1000	600	510.68	603.33	2601.65	H22 - 8.0EA	3096.80	1.18
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	20.87	177.16	176.17	H22 - 4.0EA	1548.40	8.49
		하부	5	1000	350	30.73	177.16	259.96	H22 - 4.0EA	1548.40	5.76
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	461	205.59	457.11	1345.56	H22 - 8.0EA	3096.80	2.22
		하부	7	1000	500	469.17	498.04	2907.09	H22 - 8.0EA	3096.80	1.06

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	77.4	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	92.5	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측배수구	3	225.2	93.2	277.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	92.7	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	26.8	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	25.5	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	299.5	135.0	357.93	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	186.6	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	43.09	77.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05369

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 211.875 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 7.308]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00258

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 308.770 kN.m

≥ Mu (= 43.090 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.166]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 77.421 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	103.88	92.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 16.289) / 16.289 = 0.11119

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 496.233 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.601]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00128

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 165.590 kN.m

≥ Mu (= 103.876 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.594]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 92.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	306.67	92.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1537.598 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.014]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 603.332 kN.m

≥ Mu (= 306.665 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.967]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 92.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측배수구)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	480.0	346.7	100.0	443.5	93.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4645.200 x 400.00 = 1858080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.962 mm, c = 80.962 / β1 = 80.962 / 0.85 = 95.250 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (380.00 - 95.250) / 95.250 = 0.00897

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4207.774 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.104]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01340

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.962 mm

ΦMn = 0.85 x 4645.200 x 400 x (346.67 - a/2) = 483.580 kN.m

≥ Mu (= 443.496 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.090]

* 전단에 대한 검토 (d = 346.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 346.67 = 225.167 kN

≥ Vu (= 93.186 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	510.68	92.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2601.654 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.190]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 603.332 kN.m

≥ Mu (= 510.682 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.181]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 92.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	20.87	26.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03007

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 176.171 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 8.789]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00442

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 177.156 kN.m

≥ Mu (= 20.872 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.488]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 26.788 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	30.73	25.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03007

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 259.955 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.956]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00442

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 177.156 kN.m

≥ Mu (= 30.734 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.764]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.549 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	561.12	461.12	100.00	205.59	134.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (461.12 - 63.500) / 63.500 = 0.01879

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1345.559 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.301]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00672

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (461.12 - a/2) = 457.105 kN.m

≥ Mu (= 205.594 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.223]

* 전단에 대한 검토 (d = 461.12 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 461.12 = 299.507 kN

≥ Vu (= 134.962 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	469.17	186.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02062

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2907.093 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.065]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 498.041 kN.m

≥ Mu (= 469.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.062]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 186.590 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측배수구)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 480 × 0.0020 = 960.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 960.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 480 x 1000 = 720.0 ㎟ (≤1800)
∴ 720.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 5.8EA = 1145.922 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1145.9 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 5.8EA = 1145.922 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1145.9 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 559 × 0.0020 = 1117.29 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1117.286 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 559 x 1000 = 838.0 ㎟ (≤1800)
∴ 838.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

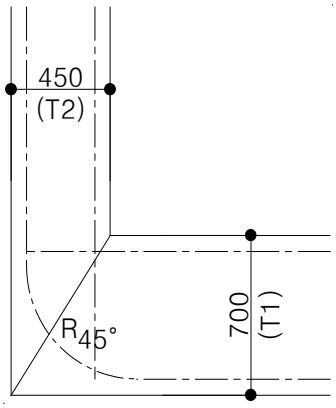
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 592 × 0.0020 = 1184.75 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1184.752 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 592 x 1000 = 888.6 ㎟ (≤1800)
∴ 888.6 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 26.911 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 26.911 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 832.166$ mm

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 26.91 \times 10^6}{832.166^2 \times 1000} = 0.194\ MPa < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0012813 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

  fs = Mo / (As x d x j) = 535567.000 / (794.400 x 620.000 x 0.961)

  = 1.131 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 1.131 x 794.400 = 898.733 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0021470 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)²) = 0.148

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

  fs = Mo / (As x d x j) = 535567.000 / (794.400 x 370.000 x 0.951)

  = 1.917 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 1.917 x 794.400 = 1522.671 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

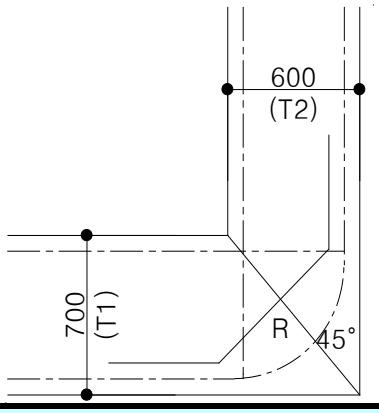
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(898.733² + 1522.671²) / 180.0

  As = 9.823 ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 320.973 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 320.973 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 320.97 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 1.888 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 320.97 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 3868.270 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3868.270 mm² - 1548.400 mm²
= 2319.870 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² < Req'd As (= 2319.870 mm²) ----------> N.G !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0012813 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

  fs = Mo / (As x d x j) = 7233818.000 / (794.400 x 620.000 x 0.961)

  = 15.281 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 15.281 x 794.400 = 12139.043 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 6]

  = - 6 x 0.0015277 + √(2 x 0.0092 + (0.0092)²) = 0.127

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.127 /3 = 0.958

  fs = Mo / (As x d x j) = 7233818.000 / (794.400 x 520.000 x 0.958)

  = 18.283 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 18.283 x 794.400 = 14523.806 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(12139.043² + 14523.806²) / 180.0

  As = 105.160 ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H22 - 4.0EA	250	2058.110	O.K	8.232
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	322.440	O.K	1.290
		중앙부 (하면)	2	600	H22 - 8.0EA	125	518.826	O.K	4.151
		우측배수구	3	345	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	131.600	O.K	1.053
		우측	3	600	H22 - 8.0EA	125	199.972	O.K	1.600
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H22 - 4.0EA	250	2444.826	O.K	9.779
		하부	5	350	H22 - 4.0EA	250	1661.284	O.K	6.645
우측벽체	1층	중앙부	6	461	H22 - 8.0EA	125	569.670	O.K	4.557
		하부	7	500	H22 - 8.0EA	125	156.479	O.K	1.252

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 26.911 x 1000000 / [1548.400 x (600.000 - 96.704/3)]
= 30.611 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1548.400/1000.0 + 6x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x1548.400)]
= 96.704 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 30.61) - 2.5 x 89.00 = 2350.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.61) = 2058.11 mm
Sa는 작은 값인 2058.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2058.11 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.197 x 1000000 / [794.400 x (620.000 - 72.260/3)]
= 156.735 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x794.400/1000.0 + 6x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x794.400)]
= 72.260 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.74) - 2.5 x 72.00 = 322.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.74) = 401.95 mm
Sa는 작은 값인 322.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 322.44 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 182.918 x 1000000 / [3096.800 x (600.000 - 131.892/3)]
= 106.228 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3096.800/1000.0 + 6x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x3096.800)]
= 131.892 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.23) - 2.5 x 89.00 = 518.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 106.23) = 593.06 mm
Sa는 작은 값인 518.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 518.83 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측배수구)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 271.968 x 1000000 / [4645.200 x (346.667 - 250.317/3)]
= 222.424 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -70x4645.200/1000.0 + 70x4645.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x346.7/(70x4645.200)]
= 250.317 mm

사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.42) - 2.5 x 89.00 = 131.55 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 222.42) = 283.24 mm
Sa는 작은 값인 131.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 131.55 mm) ∴ O.K

4-1) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 320.973 x 1000000 / [3096.800 x (600.000 - 131.892/3)]
= 186.403 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3096.800/1000.0 + 6x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(6x3096.800)]
= 131.892 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.40) - 2.5 x 89.00 = 199.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.40) = 337.98 mm
Sa는 작은 값인 199.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.97 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.009 x 1000000 / [1548.400 x (350.000 - 71.886/3)]
= 25.769 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1548.400/1000.0 + 6x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x1548.400)]
= 71.886 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.77) - 2.5 x 89.00 = 2833.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 25.77) = 2444.83 mm
Sa는 작은 값인 2444.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2444.83 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.145 x 1000000 / [1548.400 x (350.000 - 71.886/3)]
= 37.922 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1548.400/1000.0 + 6x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(6x1548.400)]
= 71.886 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 37.92) - 2.5 x 89.00 = 1854.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 37.92) = 1661.28 mm
Sa는 작은 값인 1661.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1661.28 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.297 x 1000000 / [3096.800 x (461.122 - 113.636/3)]
= 99.411 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3096.800/1000.0 + 6x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x461.1/(6x3096.800)]
= 113.636 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.41) - 2.5 x 89.00 = 569.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.41) = 633.74 mm
Sa는 작은 값인 569.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 569.67 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 296.226 x 1000000 / [3096.800 x (500.000 - 118.991/3)]
= 207.795 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3096.800/1000.0 + 6x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(6x3096.800)]
= 118.991 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.80) - 2.5 x 89.00 = 156.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.80) = 303.18 mm
Sa는 작은 값인 156.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 156.48 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

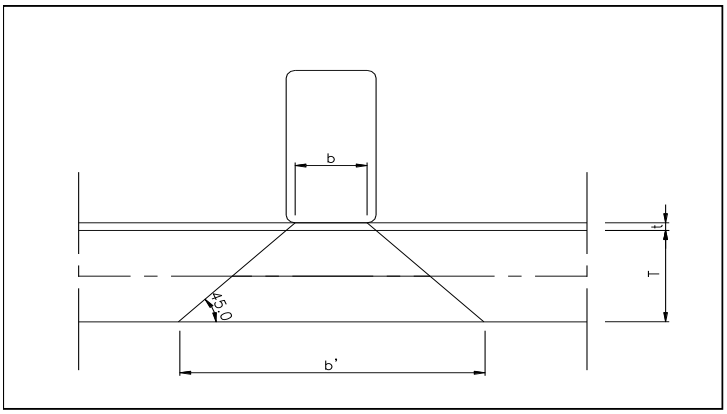
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 208.905 / 7.650 = 27.308 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

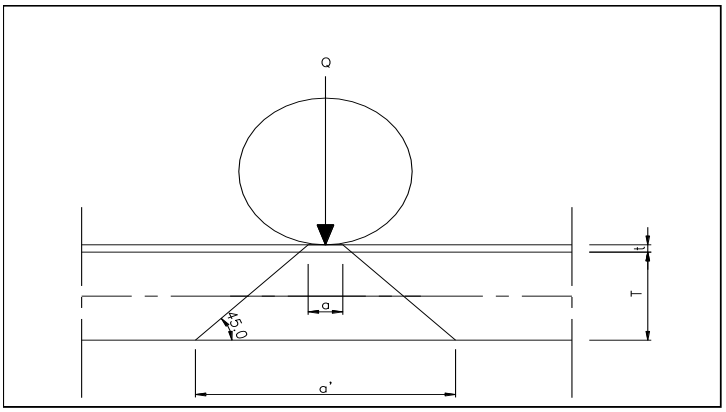


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680)= 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 27.31 + 0.92 + 28.86

= 57.088 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 164.580 kN/m² ≥ Qmax = 57.088 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.043	×	25.000			=	11.734	kN/m
		0.000	×	0.343	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	4.894	×	25.000			=	55.058	kN/m
		0.150	×	4.194	×	25.000	/	2	=	7.864	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.851	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.343	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.343	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
							∴	Σ	=	228.466	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times 19.000 \times 3.851^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 0.343 \times 19.000 + 0.343^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 3.851 \times 0.343 \times 19.000 + 0.343^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 228.466 + 0.000 = 228.466$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 7.650 \times 1.043 \times 10.000 = 79.790$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 228.466 / 79.790$

$= 2.863 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.043	×	25.000			=	11.734	kN/m
		0.000	×	0.343	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	4.894	×	25.000			=	55.058	kN/m
		0.150	×	4.194	×	25.000	/	2	=	7.864	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.851	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-5.657	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-5.657	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	228.466	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +
1.000 × 19.000 × 9.851 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.000 × -5.657 × 19.000 + -5.657 ² × 10.000) / 2
× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 9.851 × -5.657 × 19.000
+ -5.657 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 228.466 + 0.000 = 228.466 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{133.875}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

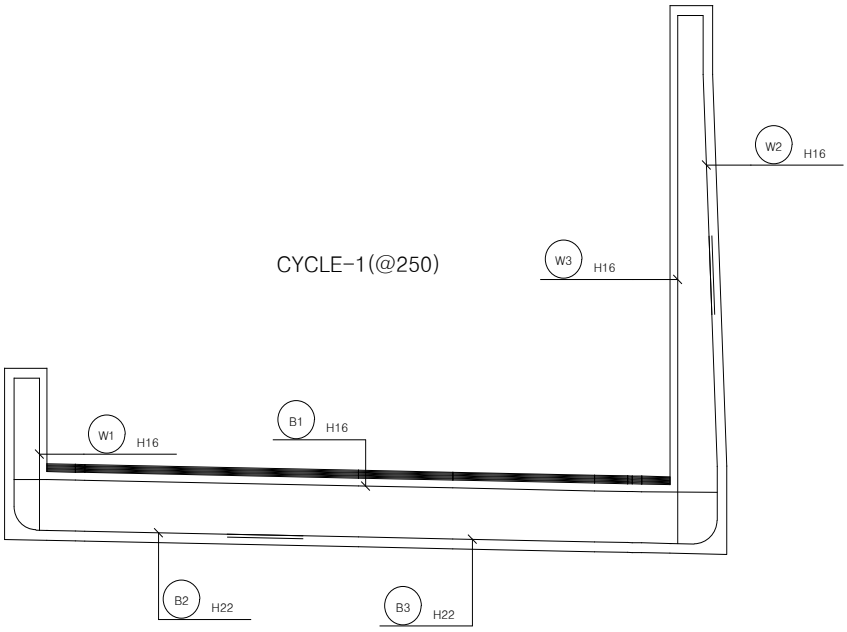
∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

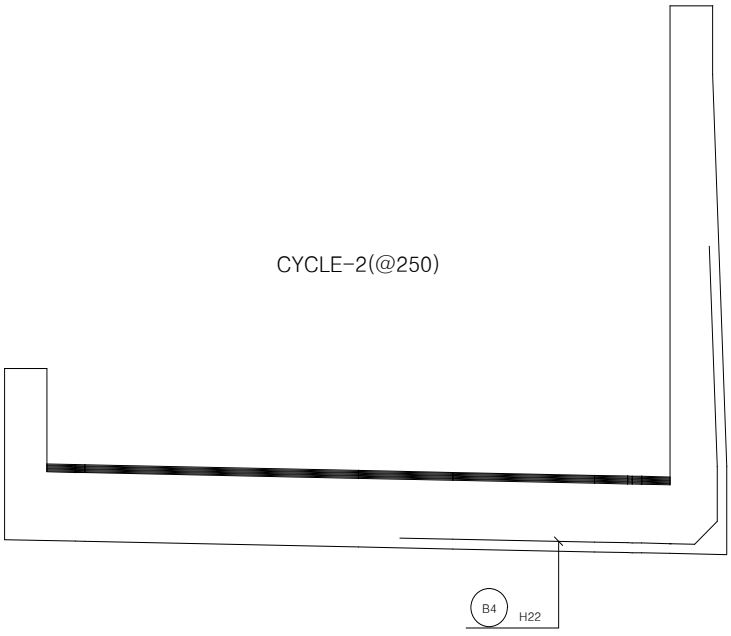
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{155.609}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.849 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.849 m 이하유지

20. 주철근 조립도


W2
H16
CYCLE-1(@250)
W3
H16
W1
H16
B1
H16
B2
H22
B3
H22


CYCLE-2(@250)
B4
H22

21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

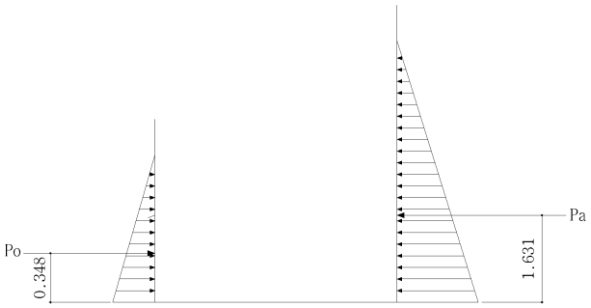
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	227.301	-	7.650	-
2. 상재활하중	10.000	-	7.650	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	1.043
4. 상재활하중	-	5.000	-	4.894
5. 주동토압(평상시)	-	75.770	-	1.631
6. 수동토압(평상시)	-	31.004	-	0.348

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	237.301	116.774

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

Pa = 1/2 x Ka x γ x H²

= 1/2 x 0.333 x 19.000 x 4.894²

= 75.770 kN

Ph = 75.770 x cos (0.000+0.000)

= 75.770 kN

Pv = 75.770 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.650 m, y = H/3 = 4.894 / 3 = 1.631 m

2) 저항하중

- 수동토압

Pp = 1/2 x Kp x γ x H²

= 1/2 x 3.000 x 19.000 x 1.043²

= 31.004 kN

Ph = 31.004 x cos (0.000+0.000)

= 31.004 kN

Pv = 31.004 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 7.650 m, y = H/3 = 1.043 / 3 = 0.348 m

Hu = cB · A' + V · tanϕB

= 0 · 7.65 + 237.301 · 0.600

= 142.381

저항하중 R = 31.004 + 142.381 = 173.385

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	173.385	75.770	2.288	1.500	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

tanΦb = tan(20.000) = 0.364, Cb = 0.0 kN/m²

tanΦ = tan(30.000) = 0.577

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

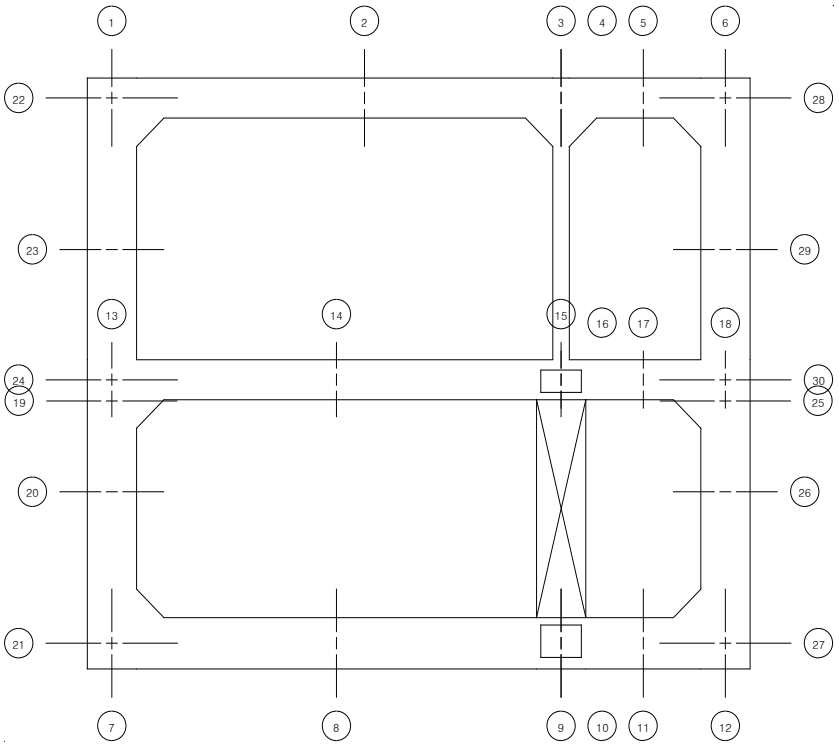
집수정 구조계산서

▣ STA. 0K+020.000 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 5.46 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(7.6M × 8.76M), 사각 : 90°)

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
20-1. 부력검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약


1
2
3
4
5
6
22
28
23
29
13
14
15
16
17
18
24
30
19
25
20
26
21
27
7
8
9
10
11
12

■ 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	717	1284.22	1428.55	5659.94	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		좌측(하면)	1	1000	620	94.30	415.08	450.20	H25 - 4.0EA	2026.80	4.40
		중앙부	2	1000	620	685.77	805.81	3417.33	H25 - 8.0EA	4053.60	1.18
		우측(상면)	3	1000	717	1052.51	1174.00	4573.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측(하면)	3	1000	620	98.25	319.30	469.17	H22 - 4.0EA	1548.40	3.25
	2경간	좌측(상면)	4	1000	717	894.18	1174.00	3849.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.31
		좌측(하면)	4	1000	620	63.03	319.30	300.26	H22 - 4.0EA	1548.40	5.07
		중앙부(상면)	5	1000	600	712.10	970.14	3688.28	H29 - 8.0EA	5139.20	1.36
		중앙부(하면)	5	1000	620	56.85	319.30	270.73	H22 - 4.0EA	1548.40	5.62
		우측(상면)	6	1000	717	790.16	1428.55	3381.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.81
		우측(하면)	6	1000	620	66.49	319.30	316.84	H22 - 4.0EA	1548.40	4.80
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	820	708.81	1504.26	2615.04	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.12
		좌측(하면)	7	1000	906	2394.05	2581.06	8461.42	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		중앙부(상면)	8	1000	820	1357.93	1504.26	5152.82	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.11
		중앙부(하면)	8	1000	800	39.38	539.12	145.01	H25 - 4.0EA	2026.80	13.69
		우측(상면)	9	1000	820	830.20	1354.55	3078.48	H29 - 8.0EA	5139.20	1.63
		우측(하면)	9	1000	753	1836.27	1993.28	7891.71	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.09
	2경간	좌측(상면)	10	1000	820	424.18	1354.55	1546.87	H29 - 8.0EA	5139.20	3.19
		좌측(하면)	10	1000	753	1305.02	1993.28	5438.68	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.53
		중앙부(상면)	11	1000	820	834.22	1354.55	3093.92	H29 - 8.0EA	5139.20	1.62
		중앙부(하면)	11	1000	753	1676.33	1993.28	7135.61	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.19
		우측(상면)	12	1000	820	776.40	1354.55	2872.48	H29 - 8.0EA	5139.20	1.74
		우측(하면)	12	1000	903	2054.23	2434.43	7188.46	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.19

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	787	992.64	1035.52	3877.86	H25 - 8.0EA	4053.60	1.04
		좌측(하면)	13	1000	620	890.01	906.32	4507.67	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.02
		중앙부(상면)	14	1000	620	63.77	715.78	303.80	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	11.22
		중앙부(하면)	14	1000	620	251.56	805.81	1214.10	H25 - 8.0EA	4053.60	3.20
		우측(상면)	15	1000	620	685.67	715.78	3416.80	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.04
		우측(하면)	15	1000	620	642.06	805.81	3188.75	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
	2경간	좌측(상면)	16	1000	620	144.54	715.78	692.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	4.95
		좌측(하면)	16	1000	620	62.57	805.81	298.07	H25 - 8.0EA	4053.60	12.88
		중앙부	17	1000	620	407.79	805.81	1990.14	H25 - 8.0EA	4053.60	1.98
		우측(상면)	18	1000	787	891.91	918.37	3467.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.03
		우측(하면)	18	1000	620	729.30	805.81	3646.56	H25 - 8.0EA	4053.60	1.10
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	950	711.10	2946.37	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5388.80	4.14
		상부(내측)	19	1000	820	928.61	1613.69	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	5388.80	1.74
		중앙부(외측)	20	1000	800	436.79	2472.02	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	6812.40	5.66
		중앙부(내측)	20	1000	820	117.65	1148.46	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	9.76
		하부(외측)	21	1000	906	2172.37	3606.25	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	12289.60	1.66
		하부(내측)	21	1000	820	389.05	2636.18	-	H22 - 8.0EA	12289.60	6.78
	2층	상부(외측)	22	1000	950	1637.45	2648.25	-	H32 - 8.0EA	8645.60	1.62
		상부(내측)	22	1000	820	192.12	2201.29	-	H19 - 8.0EA	8645.60	11.46
		중앙부(외측)	23	1000	800	550.80	2071.50	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4986.40	3.76
		중앙부(내측)	23	1000	820	238.81	2150.75	-	H19 - 8.0EA	4986.40	9.01
		하부(외측)	24	1000	967	320.58	3089.04	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5388.80	9.64
		하부(내측)	24	1000	820	641.93	1839.00	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	5388.80	2.87

우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	950	606.49	2276.42	-	H22 - 8.0EA	6812.40	3.75
		상부 (내측)	25	1000	820	1187.28	1336.32	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	1.13
		중앙부 (외측)	26	1000	800	138.69	1953.32	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7290.80	14.08
		중앙부 (내측)	26	1000	820	388.33	2467.88	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	7290.80	6.36
		하부 (외측)	27	1000	903	1636.83	3238.67	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	13246.40	1.98
		하부 (내측)	27	1000	820	505.78	2545.65	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	13246.40	5.03
	2층	상부 (외측)	28	1000	950	787.55	2591.18	-	H32 - 8.0EA	8645.60	3.29
		상부 (내측)	28	1000	820	145.72	2510.75	-	H19 - 8.0EA	8645.60	17.23
		중앙부 (외측)	29	1000	800	96.09	2064.60	-	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7017.20	21.49
		중앙부 (내측)	29	1000	820	420.24	1152.43	-	H19 - 8.0EA	7017.20	2.74
		하부 (외측)	30	1000	967	240.96	3355.06	-	H22 - 8.0EA	6812.40	13.92
		하부 (내측)	30	1000	820	780.77	1364.61	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	1.75

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		좌측 (하면)	7	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부 (상면)	8	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	8	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	9	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측 (하면)	9	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1800.0	3310.7	O.K	1350.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	10	1800.0	3310.7	O.K	1350.0	3310.7	O.K
		중앙부 (상면)	11	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부 (하면)	11	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측 (상면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1350.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1350.0	3310.7	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	13	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	14	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	14	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	15	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	15	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	16	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	16	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	17	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	18	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	18	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
	2 층	2층(상부)	22	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(상부)	22	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K

우측 벽체	1 층	1층(상부)	25	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		1층(상부)	25	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	0.K	1350.0	2647.3	0.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	0.K	1350.0	2647.3	0.K
	2 층	2층(상부)	28	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		2층(상부)	28	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		2층(하부)	30	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	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	797.9	866.35	2.00	340.18	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	402.7	205.6	648.97	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	389.7	749.1	866.35	2.00	299.45	H16	150	397.20	0.K
	2 경간	좌측	4	389.7	205.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		중앙부	5	389.7	154.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	389.7	230.0	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	7	532.6	887.3	1472.33	2.00	216.30	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	8	532.6	603.2	1002.47	2.00	86.05	H19	300	573.00	0.K
		우측	9	532.6	1155.4	1472.33	2.00	379.78	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	10	532.6	529.3	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	11	532.6	436.4	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	532.6	431.3	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
중간슬래브	1 경간	좌측	13	402.7	287.9	716.92	2.00	-	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	14	402.7	222.1	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	15	402.7	279.3	716.92	2.00	-	H13	150	253.40	0.K
	2 경간	좌측	16	402.7	424.7	716.92	2.00	17.70	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	17	402.7	440.0	559.81	2.00	60.13	H13	300	253.40	0.K
		우측	18	402.7	449.0	559.81	2.00	74.69	H13	300	253.40	0.K
좌측벽체	1 층	상부	19	579.1	599.5	1214.58	2.00	12.78	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	20	581.1	820.1	898.86	2.00	298.75	H16	300	397.20	0.K
		하부	21	551.1	1068.9	1151.55	2.00	342.55	H16	150	397.20	0.K
	2 층	상부	22	561.6	586.1	967.05	2.00	15.32	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	23	565.3	508.9	768.02	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	24	566.5	506.0	971.97	2.00	-	H13	150	253.40	0.K
우측벽체	1 층	상부	25	553.6	649.5	1189.12	2.00	59.92	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	26	555.6	745.7	873.40	2.00	237.61	H16	300	397.20	0.K
		하부	27	525.1	994.6	1123.36	2.00	311.69	H16	150	397.20	0.K
	2 층	상부	28	538.5	559.5	943.91	2.00	13.15	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	29	541.7	349.5	744.42	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	30	543.4	387.2	948.83	2.00	-	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	1경간	좌측 (상면)	1	717	H32 - 8.0EA	125	290.289	O.K	2.322
		좌측 (하면)	1	620	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	620	H25 - 8.0EA	125	337.341	O.K	2.699
		우측 (상면)	3	717	H29 - 8.0EA	125	286.955	O.K	2.296
		우측 (하면)	3	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	717	H29 - 8.0EA	125	372.106	O.K	2.977
		좌측 (하면)	4	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	600	H29 - 8.0EA	125	395.985	O.K	3.168
		중앙부 (하면)	5	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	717	H32 - 8.0EA	125	579.887	O.K	4.639
		우측 (하면)	6	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	820	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	2043.411	O.K	16.347
		좌측 (하면)	7	906	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	266.937	O.K	2.135
		중앙부 (상면)	8	820	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	318.443	O.K	2.548
		중앙부 (하면)	8	800	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	9	820	H29 - 8.0EA	125	954.973	O.K	7.640
		우측 (하면)	9	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	288.973	O.K	2.312
	2경간	좌측 (상면)	10	820	H29 - 8.0EA	125	3499.208	O.K	27.994
		좌측 (하면)	10	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	483.600	O.K	3.869
		중앙부 (상면)	11	820	H29 - 8.0EA	125	833.583	O.K	6.669
		중앙부 (하면)	11	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	333.890	O.K	2.671
		우측 (상면)	12	820	H29 - 8.0EA	125	1101.316	O.K	8.811
		우측 (하면)	12	903	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	318.391	O.K	2.547

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	787	H25 - 8.0EA	125	324.997	O.K	2.600
		좌측(하면)	13	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	322.507	O.K	2.580
		중앙부(상면)	14	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	16820.791	O.K	134.566
		중앙부(하면)	14	620	H25 - 8.0EA	125	1074.429	O.K	8.595
		우측(상면)	15	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	306.813	O.K	2.455
		우측(하면)	15	620	H25 - 8.0EA	125	458.501	O.K	3.668
	2경간	좌측(상면)	16	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1655.170	O.K	13.241
		좌측(하면)	16	620	H25 - 8.0EA	125	8909.845	O.K	71.279
		중앙부	17	620	H25 - 8.0EA	125	753.146	O.K	6.025
		우측(상면)	18	787	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	325.906	O.K	2.607
		우측(하면)	18	620	H25 - 8.0EA	125	343.372	O.K	2.747
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	950	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	392.659	O.K	3.141
		1층(상부)	19	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	163.668	O.K	1.309
		1층(중앙부)	20	800	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	777.804	O.K	6.222
		1층(중앙부)	20	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	133176.543	O.K	1065.412
		1층(하부)	21	906	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	304.203	O.K	2.434
		1층(하부)	21	820	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	950	H32 - 8.0EA	125	314.933	O.K	2.519
		2층(상부)	22	820	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	800	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	372.787	O.K	2.982
		2층(중앙부)	23	820	H19 - 8.0EA	125	1078.632	O.K	8.629
		2층(하부)	24	967	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1782.125	O.K	14.257
		2층(하부)	24	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	269.250	O.K	2.154

우측벽체	1층	1층(상부)	25	950	H22 - 8.0EA	125	945.955	O.K	7.568
		1층(상부)	25	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	190.598	O.K	1.525
		1층(중앙부)	26	800	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2536.133	O.K	20.289
		1층(중앙부)	26	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	930.977	O.K	7.448
		1층(하부)	27	903	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	442.785	O.K	3.542
		1층(하부)	27	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2268.948	O.K	18.152
	2층	2층(상부)	28	950	H32 - 8.0EA	125	843.434	O.K	6.747
		2층(상부)	28	820	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	29	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	11392.369	O.K	91.139
		2층(중앙부)	29	820	H19 - 8.0EA	125	481.158	O.K	3.849
		2층(하부)	30	967	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	30	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	348.566	O.K	2.789

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 집수정 (내공 : 2@(7.6M × 8.76M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 5.465 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

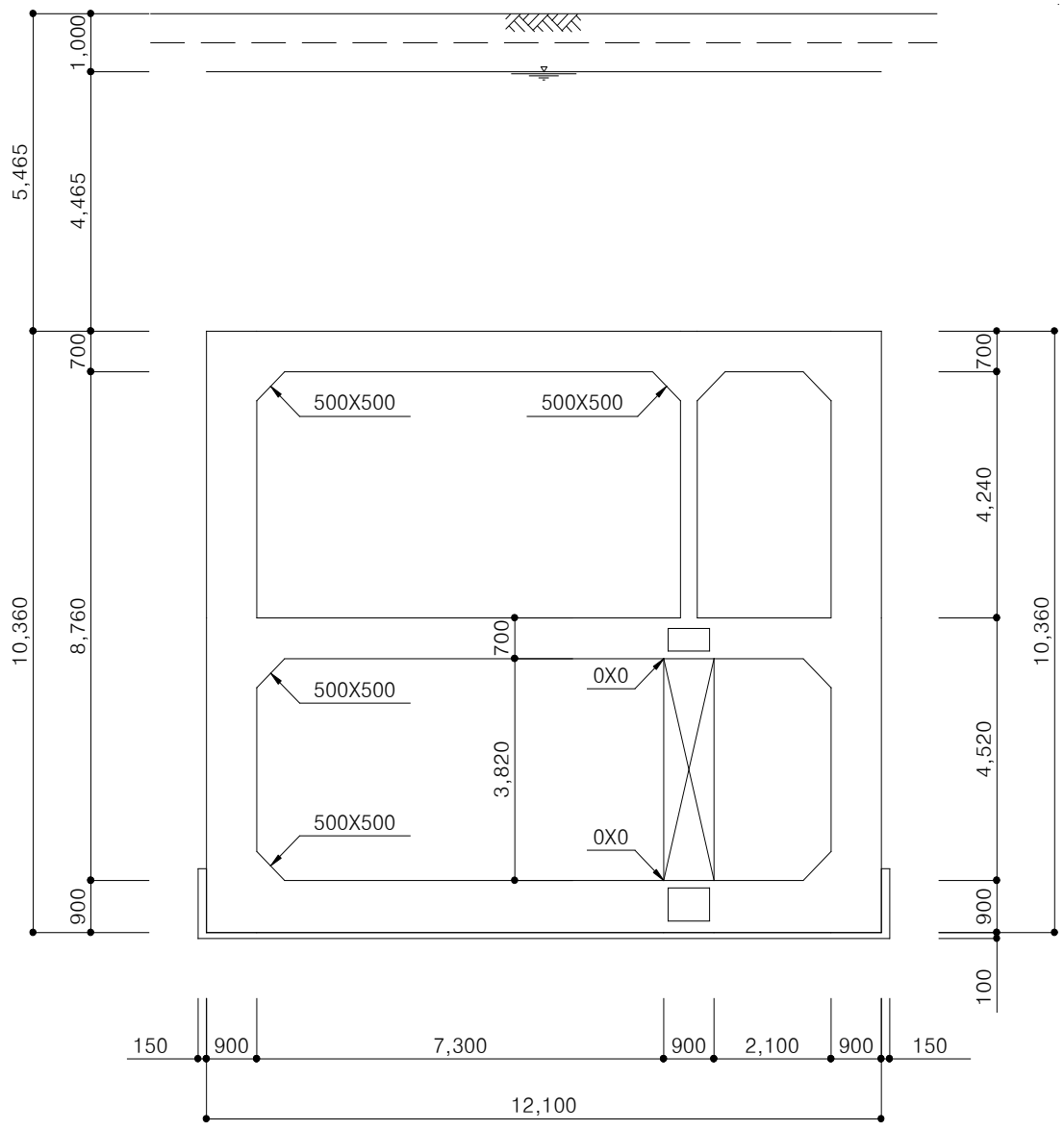
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
5,465
4,465
700
10,360
8,760
900
500X500
500X500
700
500X500
0X0
3,820
500X500
0X0
700
4,240
4,520
900
10,360
100
150
900
7,300
900
2,100
900
150
12,100

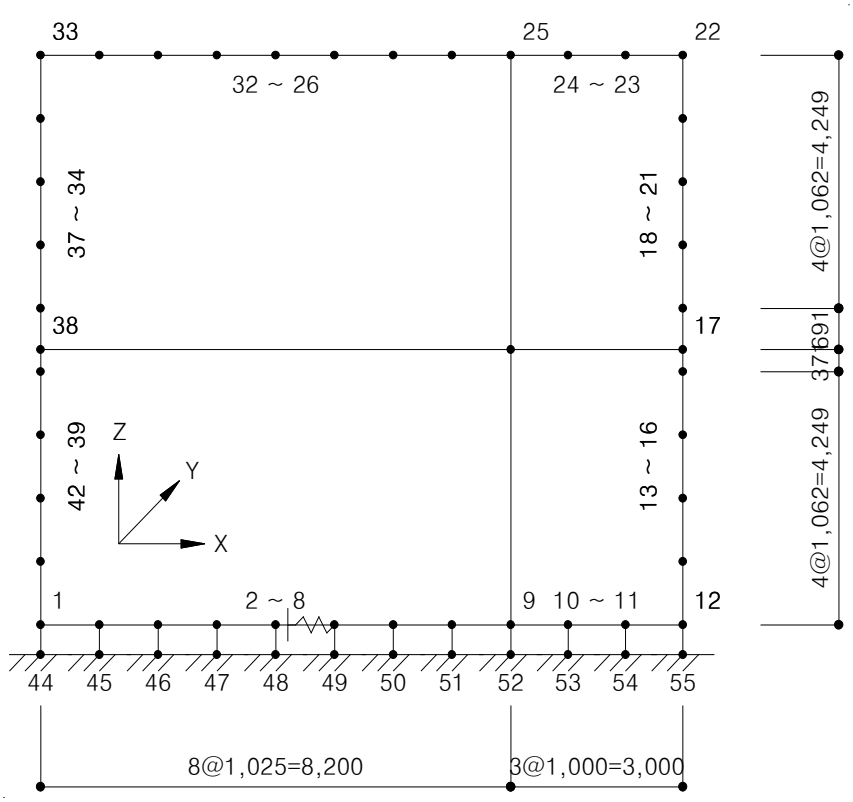
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

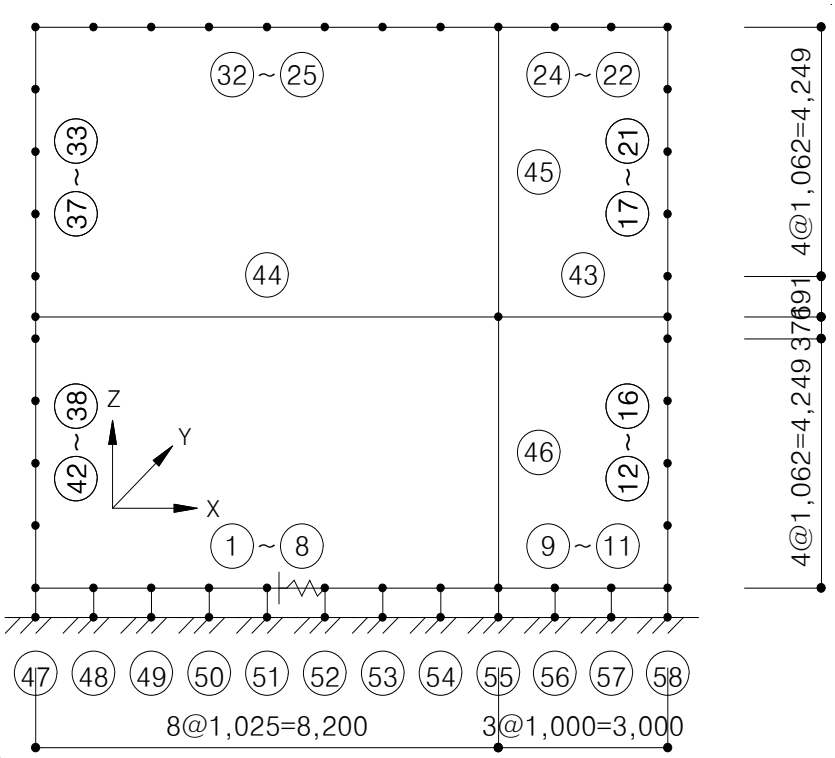
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

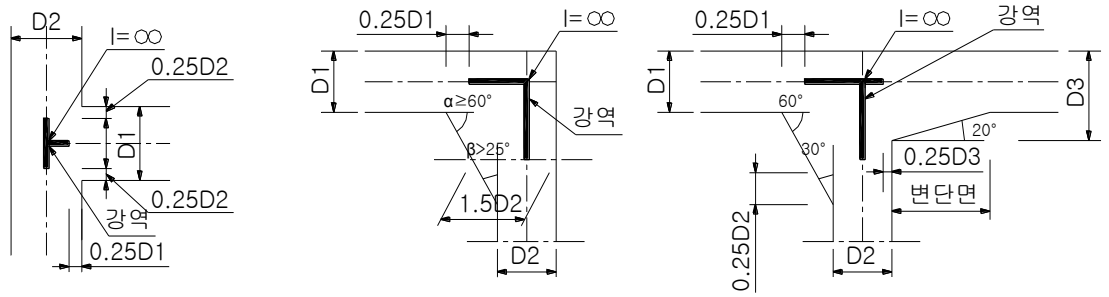
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~21,33~42
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	22~32,43~44
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	45
4	0.900 × 0.900 / 6.500	= 0.125	0.00841	46

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	29	4.100	10.060
2	1.025	0.500	30	3.075	10.060
3	2.050	0.500	31	2.050	10.060
4	3.075	0.500	32	1.025	10.060
5	4.100	0.500	33	0.000	10.060
6	5.125	0.500	34	0.000	8.998
7	6.150	0.500	35	0.000	7.936
8	7.175	0.500	36	0.000	6.873
9	8.200	0.500	37	0.000	5.811
10	9.200	0.500	38	0.000	5.120
11	10.200	0.500	39	0.000	4.749
12	11.200	0.500	40	0.000	3.687
13	11.200	1.562	41	0.000	2.624
14	11.200	2.624	42	0.000	1.562
15	11.200	3.687	43	8.200	5.120
16	11.200	4.749	44	0.000	0.000
17	11.200	5.120	45	1.025	0.000
18	11.200	5.811	46	2.050	0.000
19	11.200	6.873	47	3.075	0.000
20	11.200	7.936	48	4.100	0.000
21	11.200	8.998	49	5.125	0.000
22	11.200	10.060	50	6.150	0.000
23	10.200	10.060	51	7.175	0.000
24	9.200	10.060	52	8.200	0.000
25	8.200	10.060	53	9.200	0.000
26	7.175	10.060	54	10.200	0.000
27	6.150	10.060	55	11.200	0.000
28	5.125	10.060			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 33 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 25 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 25 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 38 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 38 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 38 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 43 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(12) 43 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(13) 43 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(14) 43 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(15) 17 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(16) 17 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(17) 17 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(20) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(21) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(22) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm

(23) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(24) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

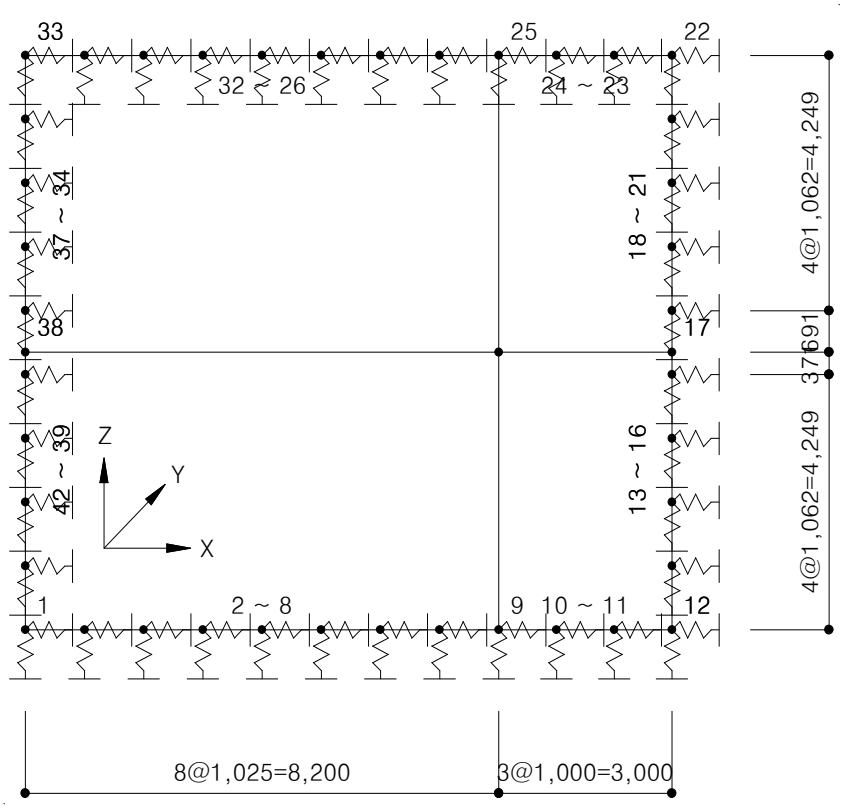
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

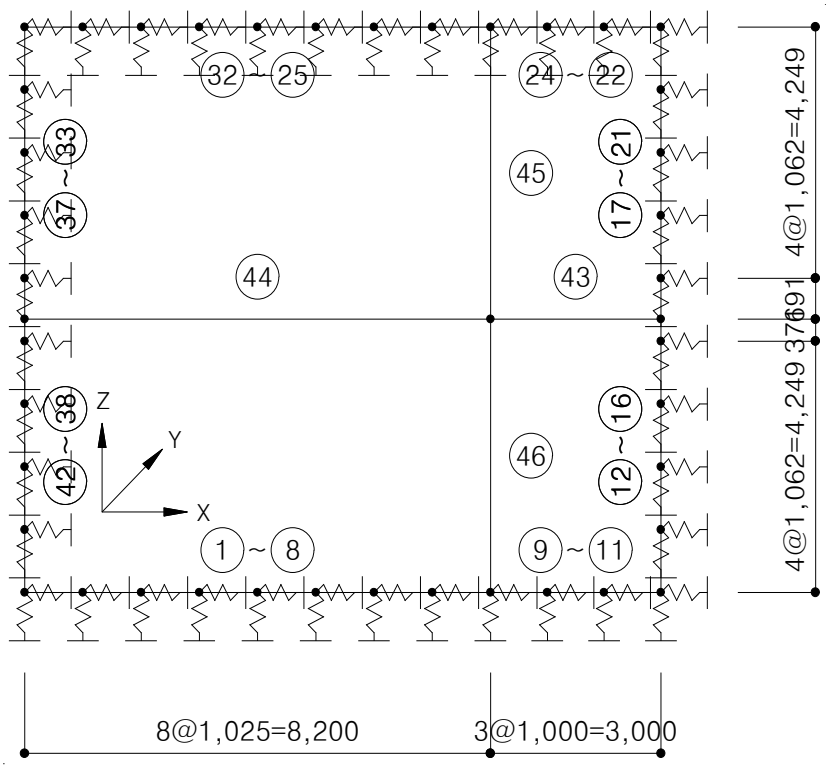
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

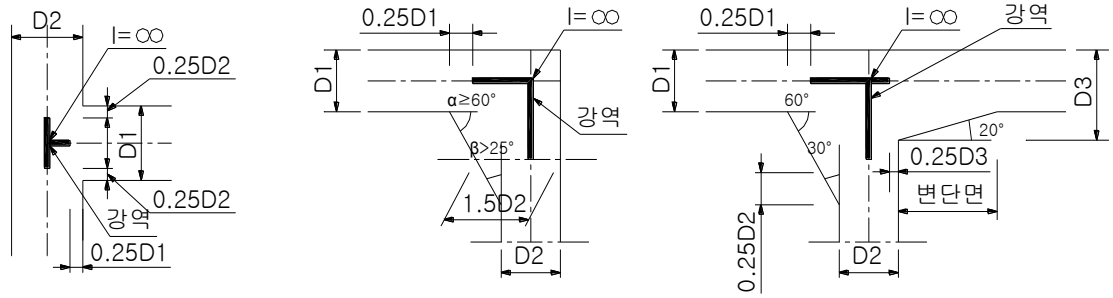
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~21,33~42
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	22~32,43~44
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	45
4	0.900 × 0.900 / 6.500	= 0.125	0.00841	46

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	23	10.200	9.560
2	1.025	0.000	24	9.200	9.560
3	2.050	0.000	25	8.200	9.560
4	3.075	0.000	26	7.175	9.560
5	4.100	0.000	27	6.150	9.560
6	5.125	0.000	28	5.125	9.560
7	6.150	0.000	29	4.100	9.560
8	7.175	0.000	30	3.075	9.560
9	8.200	0.000	31	2.050	9.560
10	9.200	0.000	32	1.025	9.560
11	10.200	0.000	33	0.000	9.560
12	11.200	0.000	34	0.000	8.498
13	11.200	1.062	35	0.000	7.436
14	11.200	2.124	36	0.000	6.373
15	11.200	3.187	37	0.000	5.311
16	11.200	4.249	38	0.000	4.620
17	11.200	4.620	39	0.000	4.249
18	11.200	5.311	40	0.000	3.187
19	11.200	6.373	41	0.000	2.124
20	11.200	7.436	42	0.000	1.062
21	11.200	8.498	43	8.200	4.620
22	11.200	9.560			

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 33 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 25 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(4) 25 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 38 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 38 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 38 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 43 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(12) 43 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(13) 43 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(14) 43 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(15) 17 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(16) 17 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(17) 17 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(20) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(21) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 900 = 225 mm

(22) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm

(23) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(24) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(12.100 × 6.500) = 8.87 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (8.868 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13146.54 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 12654 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 13475 kN/m	2~8
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.000/2) = 13311 kN/m	9
Kv4	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 13147 kN/m	10,11
Kv5	Kv x (1.000/2 + 0.900/2) = 12489 kN/m	12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 10.069 ~ -10.700, N=33)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $33^{1/3}$ = 256.6 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 256.6 = 256.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 256.6^2 = 134238.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 134238.0 = 354388.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $33^{1/3}$ = 256.6 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 256.6 = 205.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 205.3^2 = 85929.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 85929.0 = 226852.6 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(12.100 × 6.500) = 8.868 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 354388.3 = 2362588.67 kN/m³
Kv = 2362588.670 × (8.868 / 0.3)$^{-3/4}$ = 186355.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 186355.420 = 62118.47 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(12.100 × 6.500) = 8.868 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 354388.3 = 2362588.67 kN/m³
Kv = 2362588.670 × (8.868 / 0.3)$^{-3/4}$ = 186355.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 186355.420 = 62118.47 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(10.360 × 6.500) = 8.206 m (L < H)
Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 354388.3 = 2362588.67 kN/m³
Kh = 2362588.670 × (8.206 / 0.3)$^{-3/4}$ = 197527.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 197527.080 = 65842.36 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 186355 kN/m	23,24
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 62118 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.025/2) = 188685 kN/m	25
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.025/2) = 62895 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 191014 kN/m	26~32
Ksb3	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 63671 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.062/2 + 1.062/2) = 209817 kN/m	13~16,18~21,34~37,39~42
Kss1	Kss x (1.062/2 + 1.062/2) = 69939 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 191014 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 63671 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.000/2) = 188685 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.000/2) = 62895 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 186355 kN/m	10,11
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 62118 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 179367 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.062/2 + 0.900/2) = 193796 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 0.900/2) = 177038 kN/m	12
Ksb2	Kh x (1.062/2 + 0.900/2) = 193796 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 0.900/2) = 177038 kN/m	22
Ksb3	Kh x (1.062/2 + 0.700/2) = 174043 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 179367 kN/m	33
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.062/2) = 174043 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(12.100 × 6.500) = 8.868 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 226852.6 = 1512350.67 kN/m³

Kv = 1512350.670 × (8.868 / 0.3)$^{-3/4}$ = 119290.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119290.650 = 39763.55 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(12.100 × 6.500) = 8.868 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 226852.6 = 1512350.67 kN/m³

Kv = 1512350.670 × (8.868 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 119290.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119290.650 = 39763.55 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(10.360 × 6.500) = 8.206 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 226852.6 = 1512350.67 kN/m³

Kh = 1512350.670 × (8.206 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 126441.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 126441.900 = 42147.30 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 119291 kN/m	23,24
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 39764 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.025/2) = 120782 kN/m	25
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.025/2) = 40261 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 122273 kN/m	26~32
Ksb3	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 40758 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.062/2 + 1.062/2) = 134309 kN/m	13~16,18~21,34~37,39~42
Kss1	Kss x (1.062/2 + 1.062/2) = 44770 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 122273 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 40758 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.000/2) = 120782 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.000/2) = 40261 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 119291 kN/m	10,11
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 39764 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 114817 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.062/2 + 0.900/2) = 124053 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 0.900/2) = 113326 kN/m	12
Ksb2	Kh x (1.062/2 + 0.900/2) = 124053 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 0.900/2) = 113326 kN/m	22
Ksb3	Kh x (1.062/2 + 0.700/2) = 111409 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 114817 kN/m	33
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.062/2) = 111409 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 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 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 4.965 × 19.00		= 94.335	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 105.835	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.465 × 10.00		= 44.650	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 65.650	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 5.465m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (0.500 × 23.000 + 5.315 × 19.000) × 0.500	= 56.242	kN/m²
Wh2	= 56.242 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 66.333	kN/m²
Wh3	= 66.333 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 76.424	kN/m²
Wh4	= 76.424 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 86.516	kN/m²
Wh5	= 86.516 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 96.607	kN/m²
Wh6	= 96.607 + 0.691 × 19.000 × 0.500	= 103.172	kN/m²
Wh7	= 103.172 + 0.371 × 19.000 × 0.500	= 106.697	kN/m²
Wh8	= 106.697 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 116.788	kN/m²
Wh9	= 116.788 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 126.880	kN/m²
Wh10	= 126.880 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 136.971	kN/m²
Wh11	= 136.971 + 1.062 × 19.000 × 0.500	= 147.062	kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.815 × 10.000 = 34.575 kN/m²
Wh2 = 34.575 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 39.886 kN/m²
Wh3 = 39.886 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 45.197 kN/m²
Wh4 = 45.197 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 50.508 kN/m²
Wh5 = 50.508 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 55.819 kN/m²
Wh6 = 55.819 + 0.691 × 10.000 × 0.500 = 59.275 kN/m²
Wh7 = 59.275 + 0.371 × 10.000 × 0.500 = 61.131 kN/m²
Wh8 = 61.131 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 66.442 kN/m²
Wh9 = 66.442 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 71.753 kN/m²
Wh10 = 71.753 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 77.064 kN/m²
Wh11 = 77.064 + 1.062 × 10.000 × 0.500 = 82.375 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 4.465 × 10.000 = 44.650 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.815 × 10.000 = 48.150 kN/m²
Ww3 = 48.150 + 1.062 × 10.000 = 58.772 kN/m²
Ww4 = 58.772 + 1.062 × 10.000 = 69.394 kN/m²
Ww5 = 69.394 + 1.062 × 10.000 = 80.017 kN/m²
Ww6 = 80.017 + 1.062 × 10.000 = 90.639 kN/m²
Ww7 = 90.639 + 0.691 × 10.000 = 97.550 kN/m²
Ww8 = 97.550 + 0.371 × 10.000 = 101.261 kN/m²
Ww9 = 101.261 + 1.062 × 10.000 = 111.883 kN/m²
Ww10 = 111.883 + 1.062 × 10.000 = 122.506 kN/m²
Ww11 = 122.506 + 1.062 × 10.000 = 133.128 kN/m²
Ww12 = 133.128 + 1.062 × 10.000 = 143.750 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww13 = (5.465 + 10.360 - 1.000) × 10.000 = 148.250 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	2.769	248.600	198.900	19.000	0.045	0.056
실트	18.000	256.600	205.300	20.000	0.281	0.351
풍화암	9.231	294.700	235.800	20.000	0.125	0.157
계					0.451	0.564

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.451 = 0.564	1.25 Tg' = 1.25 × 0.564 = 0.705

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)

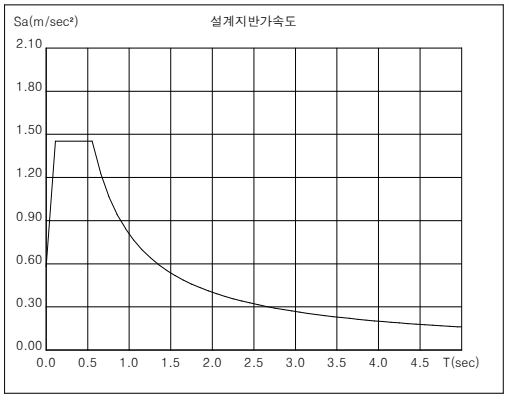
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.428 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.339 m/s²

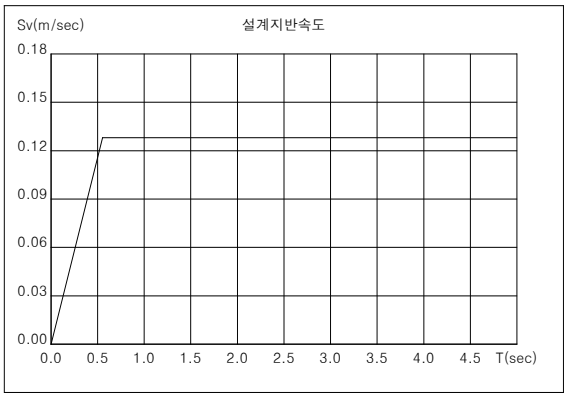
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.564 / 2π × 1.428 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.705 / 2π × 2.339 = 0.262 m/s

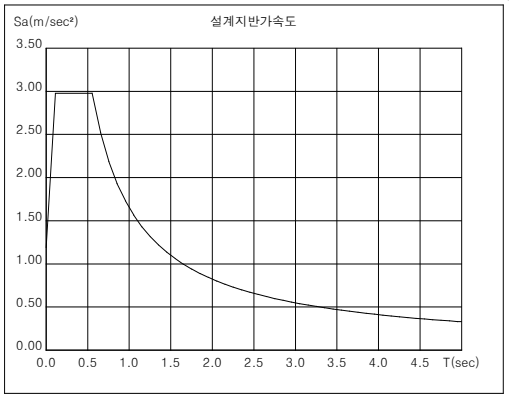
6) 설계응답 응답스펙트럼

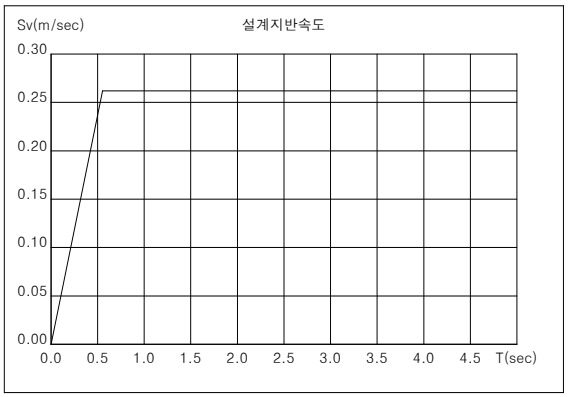
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.815 m
- 하부슬래브 EL. = 15.375 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.564 \times \cos(\pi \times 5.815 / (2 \times 30.000)) = 0.013956$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.564 \times \cos(\pi \times 15.375 / (2 \times 30.000)) = 0.010139$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.705 \times \cos(\pi \times 5.815 / (2 \times 30.000)) = 0.035708$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.705 \times \cos(\pi \times 15.375 / (2 \times 30.000)) = 0.025942$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 62118.470 \times (0.013956 - 0.010139)$ $= 237.106\ kN/m^2$	$Po = 39763.550 \times (0.035708 - 0.025942)$ $= 388.331\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.815	197527.080	0.013956	0.003817	753.961
6.877	197527.080	0.013691	0.003552	701.616
7.939	197527.080	0.013383	0.003244	640.778
9.002	197527.080	0.013034	0.002895	571.841
10.064	197527.080	0.012645	0.002506	495.003
10.755	197527.080	0.012370	0.002231	440.683
11.126	197527.080	0.012216	0.002077	410.264
12.188	197527.080	0.011750	0.001611	318.216
13.251	197527.080	0.011247	0.001108	218.860
14.313	197527.080	0.010710	0.000571	112.788
15.375	197527.080	0.010139	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.815	126441.900	0.035708	0.009766	1234.832
6.877	126441.900	0.035030	0.009088	1149.104
7.939	126441.900	0.034243	0.008301	1049.594
9.002	126441.900	0.033349	0.007407	936.555
10.064	126441.900	0.032352	0.006410	810.493
10.755	126441.900	0.031650	0.005708	721.730
11.126	126441.900	0.031256	0.005314	671.912
12.188	126441.900	0.030064	0.004122	521.194
13.251	126441.900	0.028777	0.002835	358.463
14.313	126441.900	0.027402	0.001460	184.605
15.375	126441.900	0.025942	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	134238.000 × 0.000212 = 28.460	85929.000 × 0.000543 = 46.660
Vb	134238.000 × 0.000539 = 72.350	85929.000 × 0.001380 = 118.580
Vs	(28.460 + 72.350) / 2 = 50.400	(46.660 + 118.580) / 2 = 82.620

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.815) = 1.182	fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.815) = 2.907

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.375) = 1.281	fb = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.375) = 3.151

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.360) = 1.198	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.360) = 2.945

④ 중간벽체

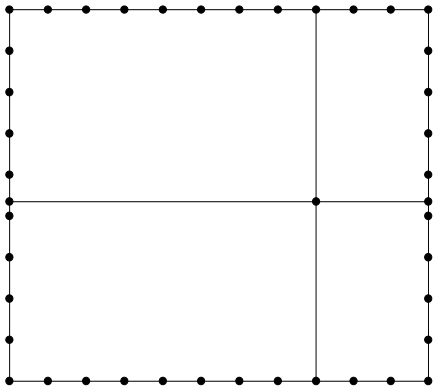
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu1 = (0.300×1.100×25.000×0.074× (1-0.015×5.365))/6.500 = 0.086	fu1 = (0.300×1.100×25.000×0.182× (1-0.015×5.365))/6.500 = 0.211
fb1 = (0.300×1.100×25.000×0.074 × (1-0.015×15.375))/6.500 = 0.072	fb1 = (0.300×1.100×25.000×0.182 × (1-0.015×15.375))/6.500 = 0.178
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×5.365) = 0.086	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×5.365) = 0.211
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×15.375) = 0.072	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×15.375) = 0.178

⑤ 측벽

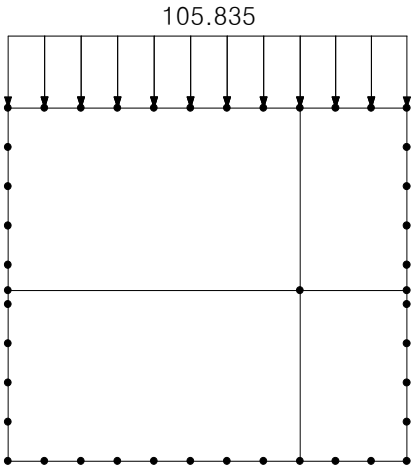
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.815) = 1.520	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.815) = 3.738
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.877) = 1.493	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.877) = 3.673
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.939) = 1.467	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.939) = 3.607
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.002) = 1.440	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.002) = 3.542
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.064) = 1.414	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.064) = 3.477
f6 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.755) = 1.396	f6 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.755) = 3.434
f7 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.126) = 1.387	f7 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.126) = 3.412
f8 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.188) = 1.361	f8 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.188) = 3.346
f9 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×13.251) = 1.334	f9 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×13.251) = 3.281
f10 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×14.313) = 1.308	f10 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×14.313) = 3.216
f11 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×15.375) = 1.281	f11 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×15.375) = 3.151

10. 하 중 재 하 (상시)

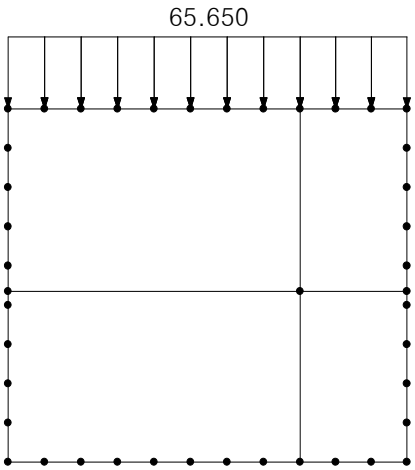
1) CASE1 - 구체자중(SW)



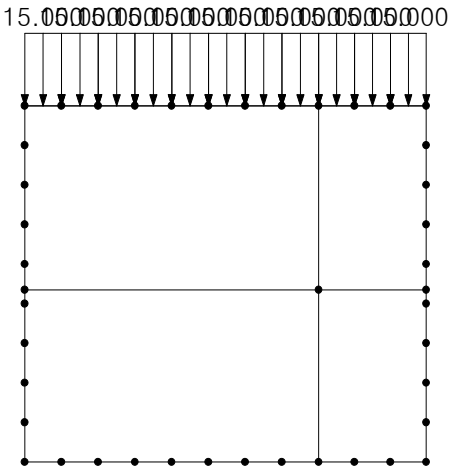
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



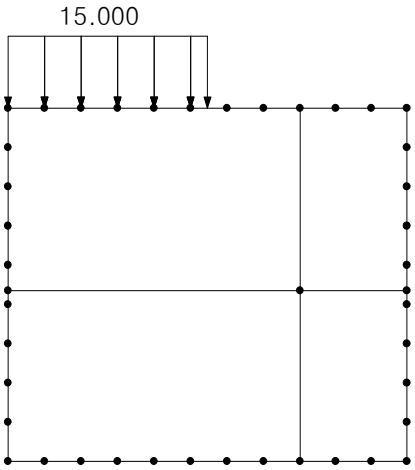
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



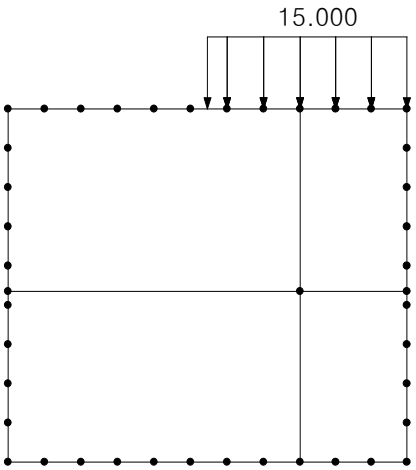
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



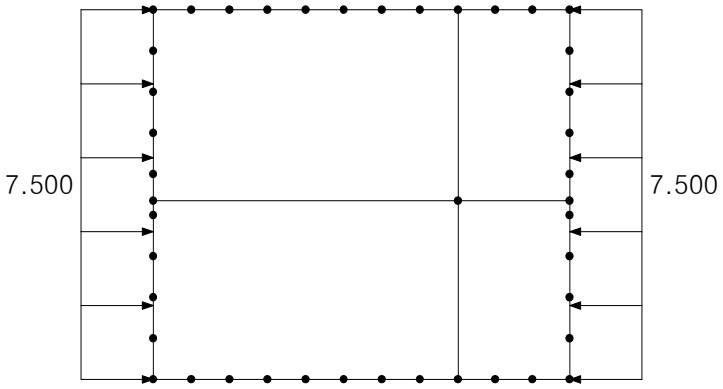
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



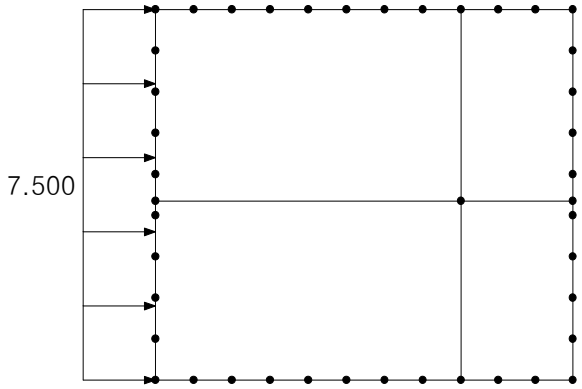
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



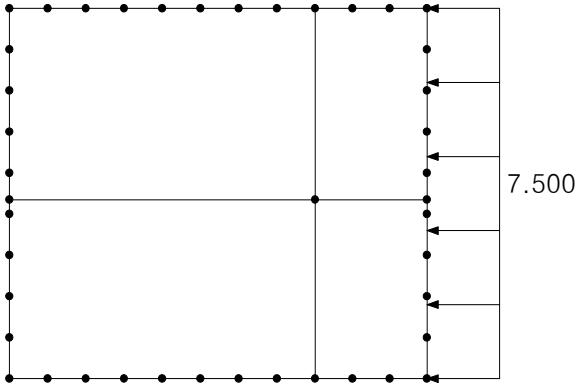
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



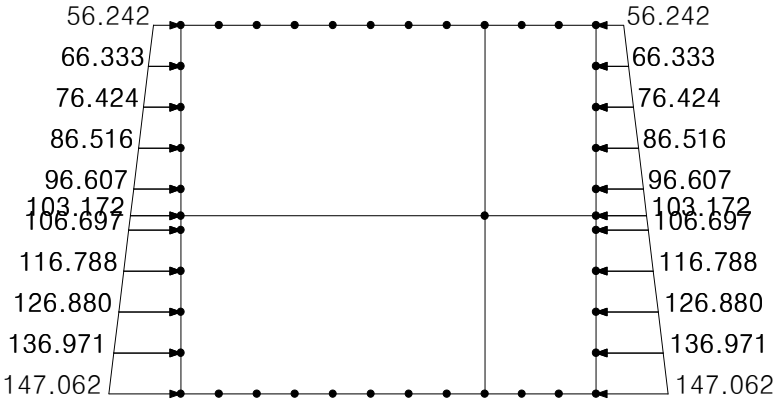
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



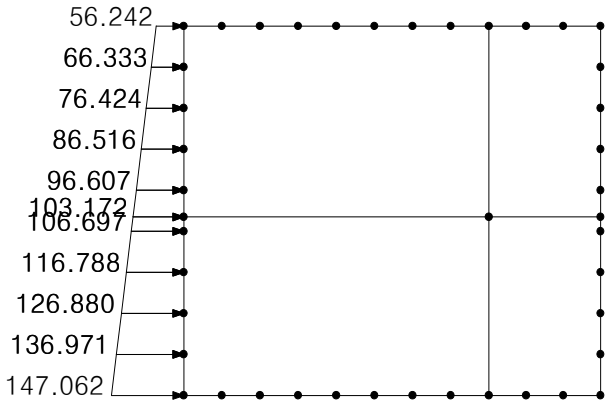
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



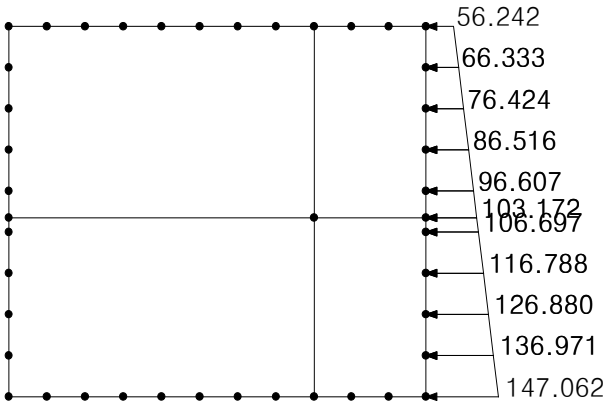
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



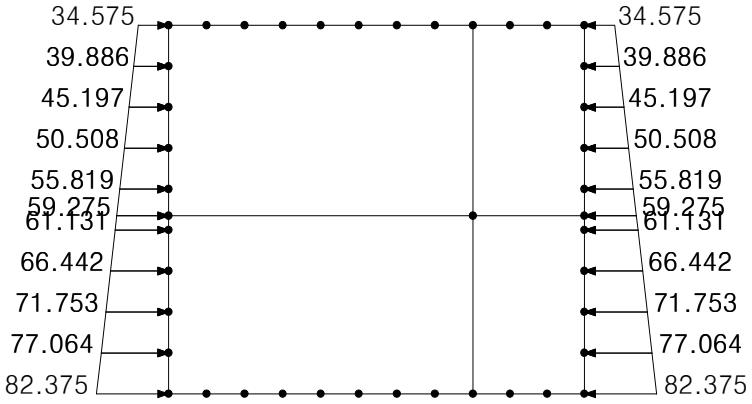
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



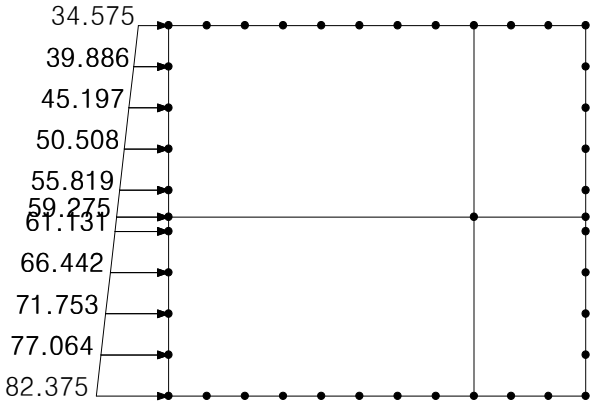
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



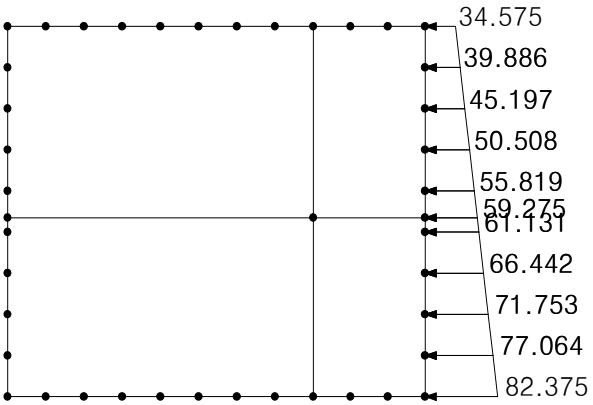
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



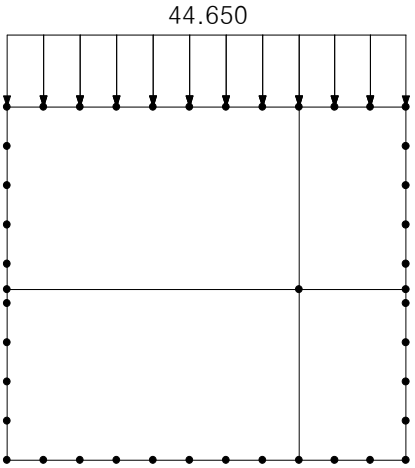
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



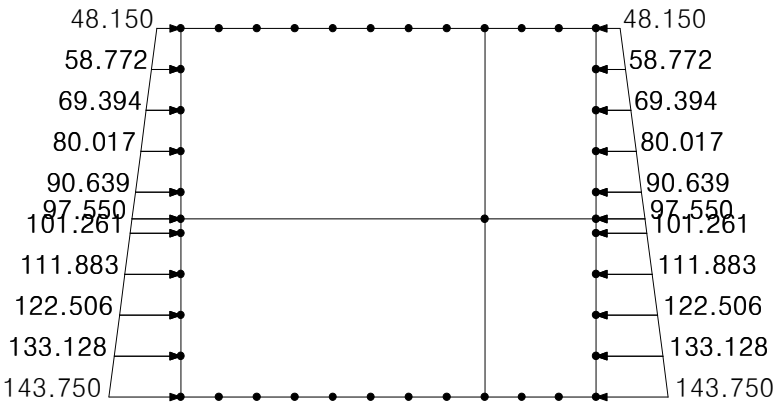
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



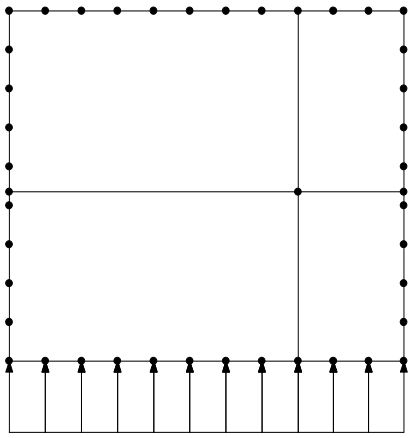
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



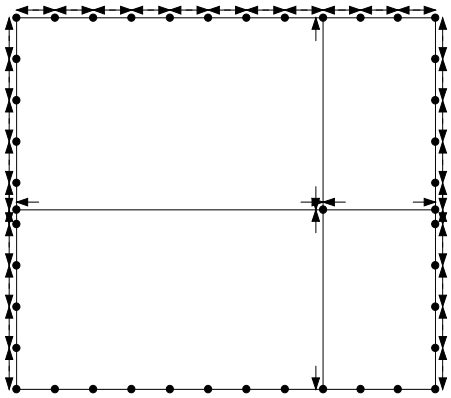
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



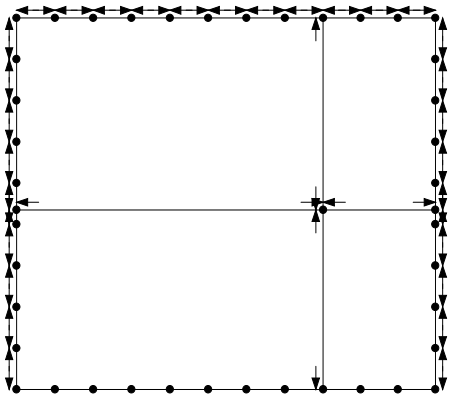
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



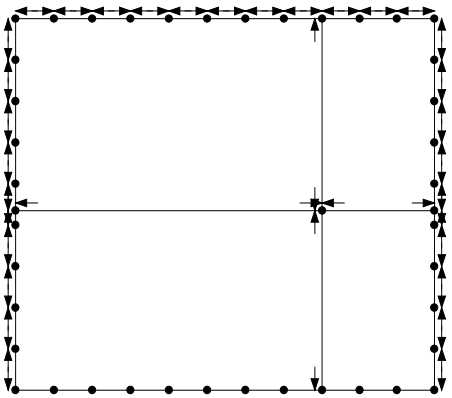
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

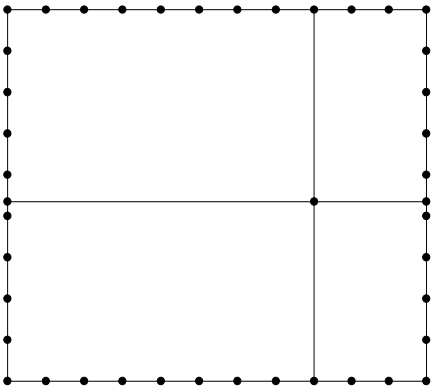


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

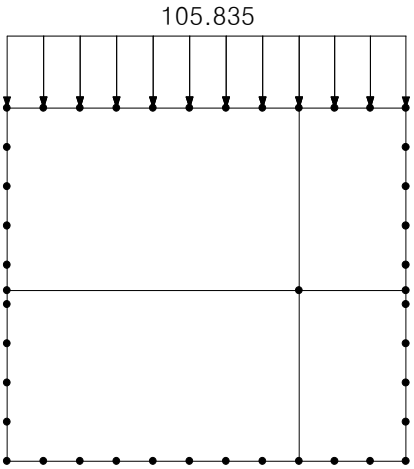


11. 하중 재하 (기능수행)

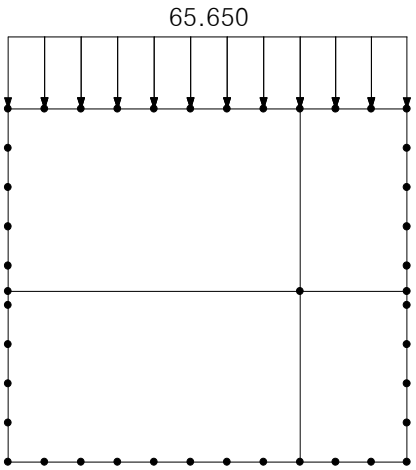
1) CASE1 - 구체자중(SW)



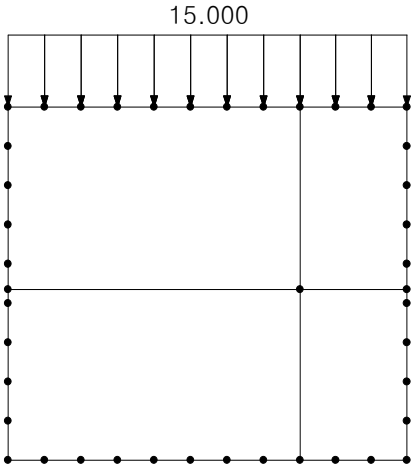
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



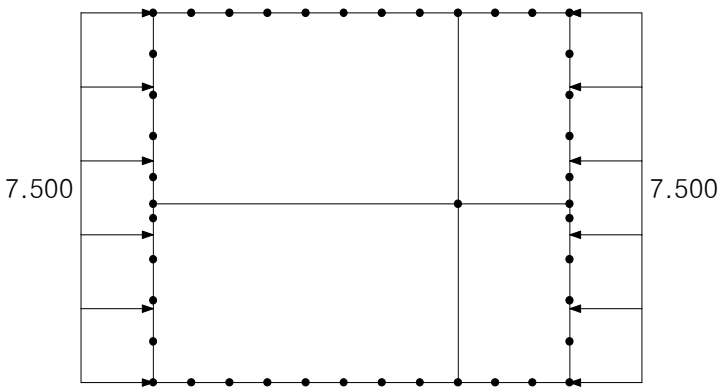
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



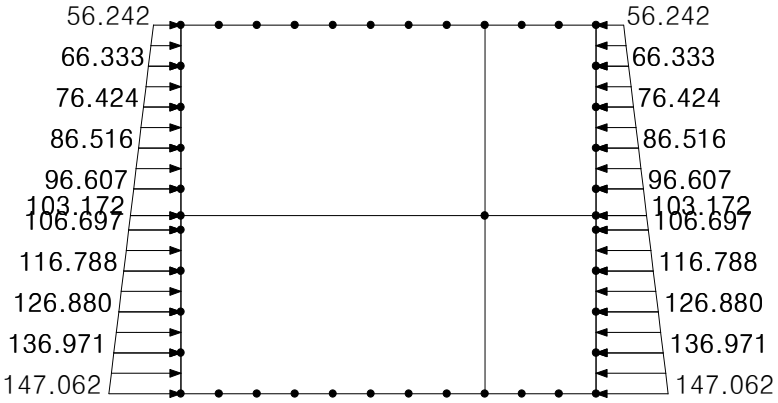
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



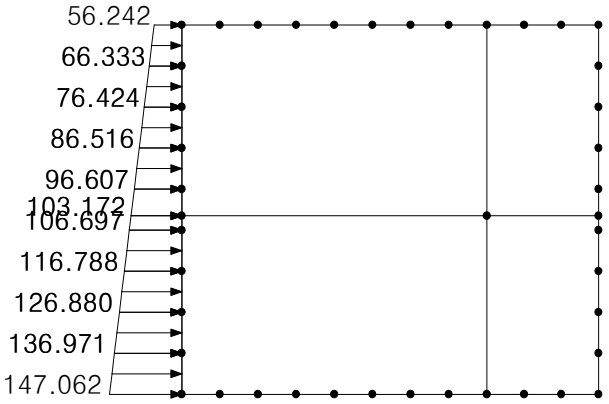
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



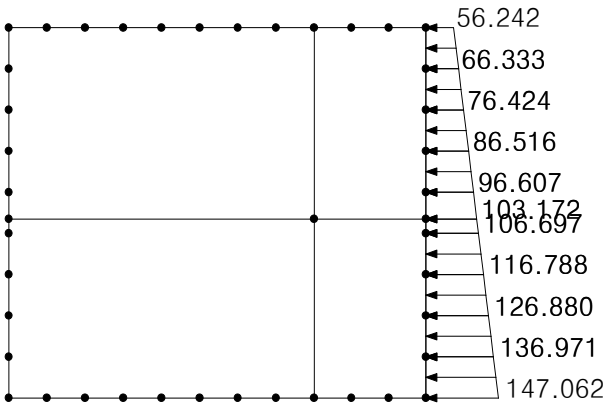
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



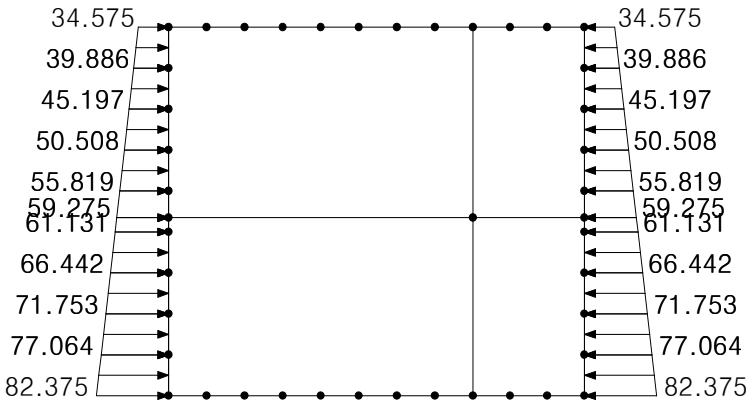
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



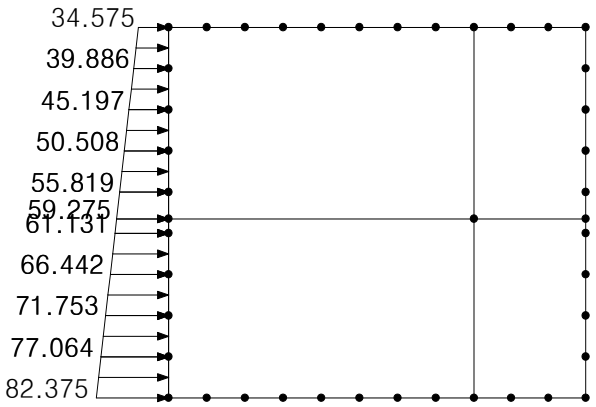
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



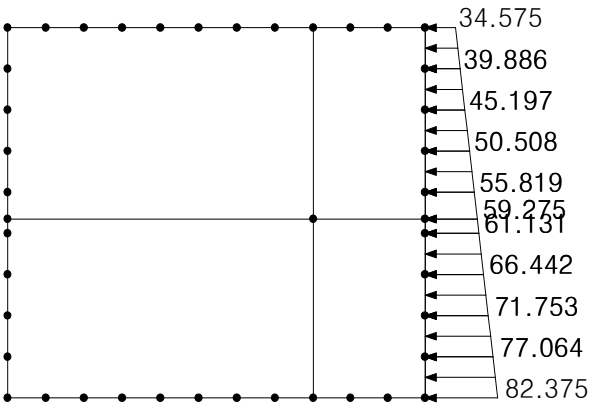
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



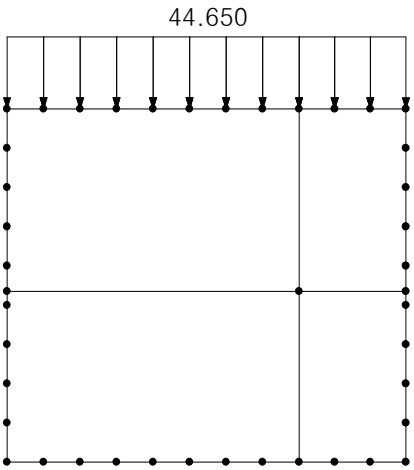
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



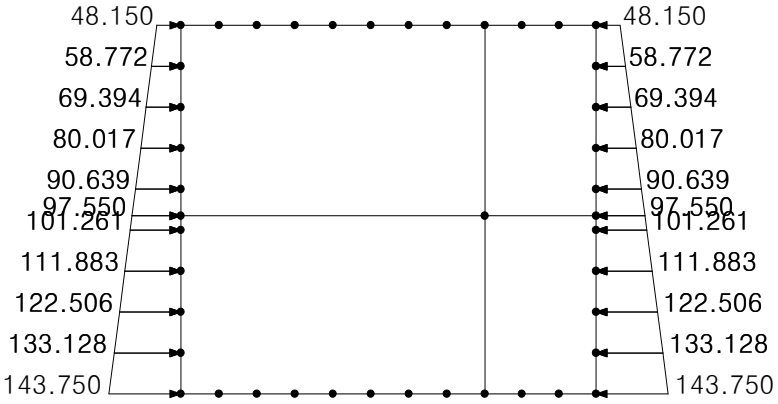
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



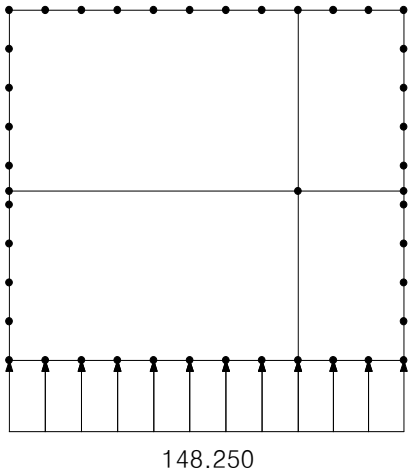
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

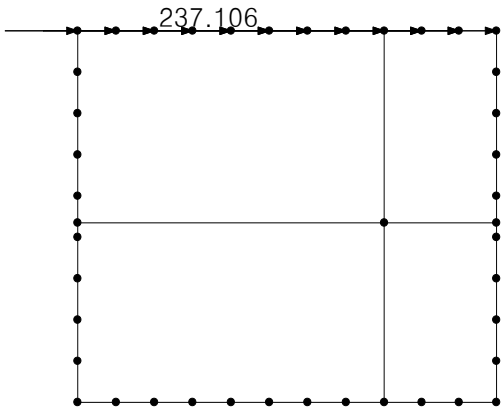


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

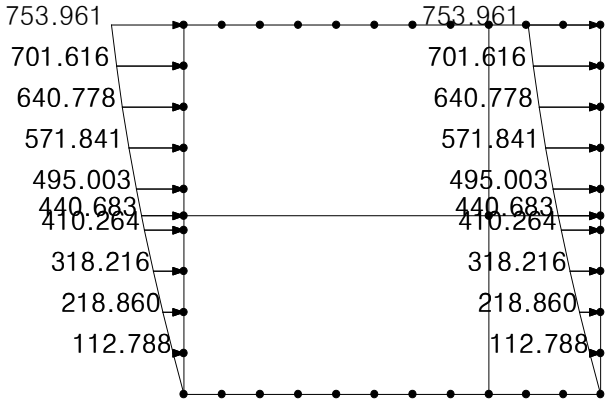


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

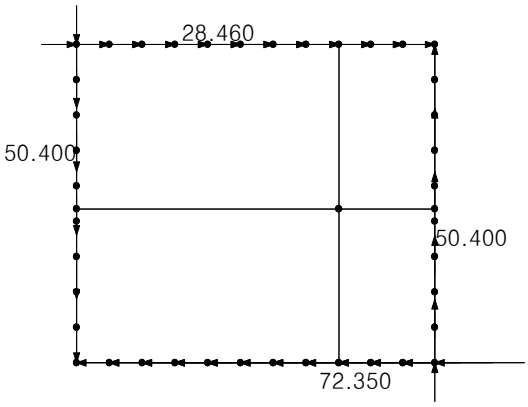
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



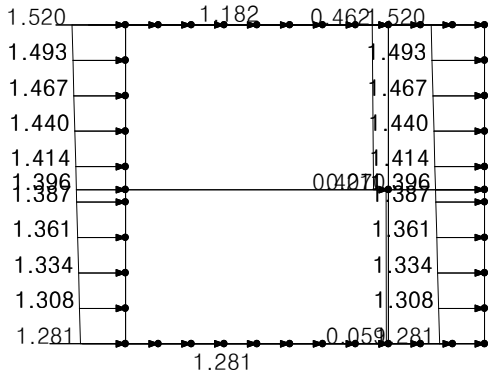
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

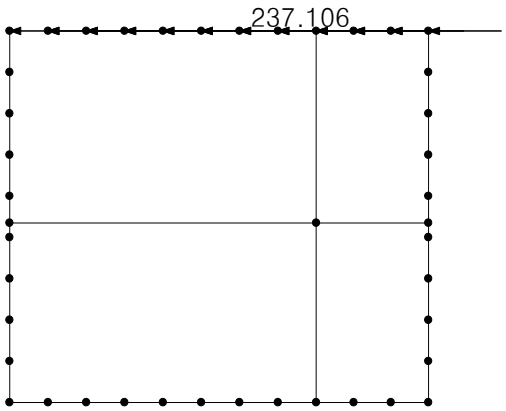


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

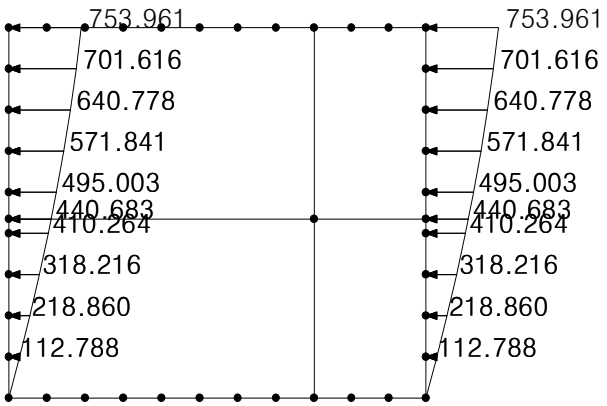


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

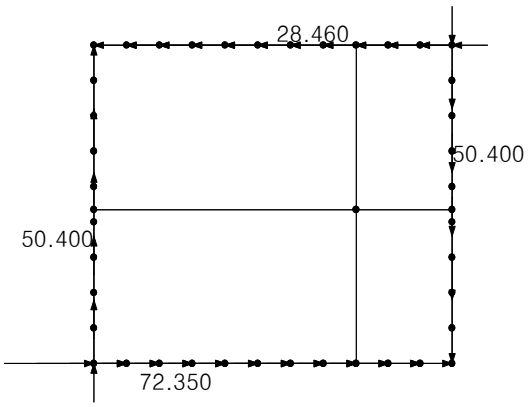
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



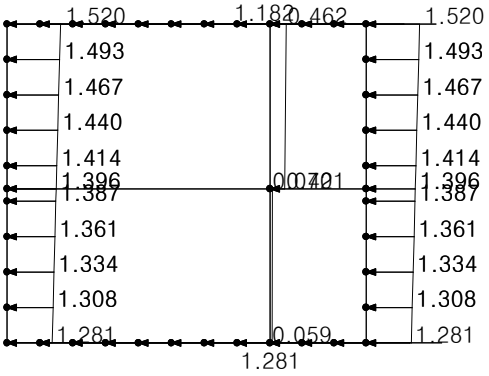
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

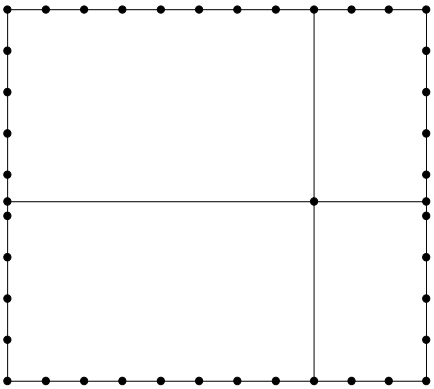


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

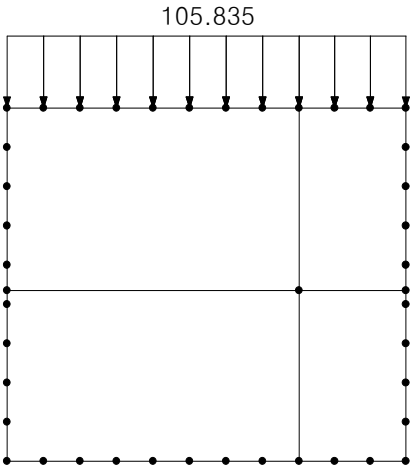


12. 하중 재하 (붕괴방지)

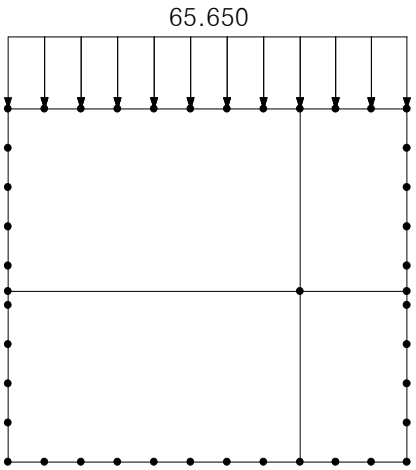
1) CASE1 - 구체자중(SW)



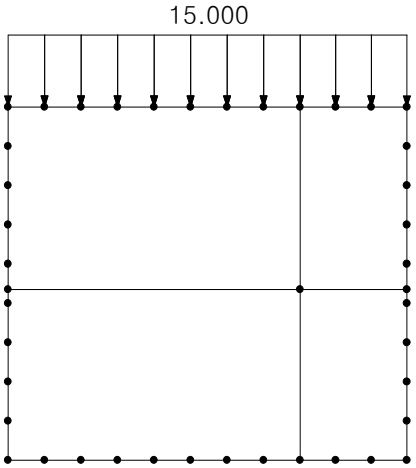
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



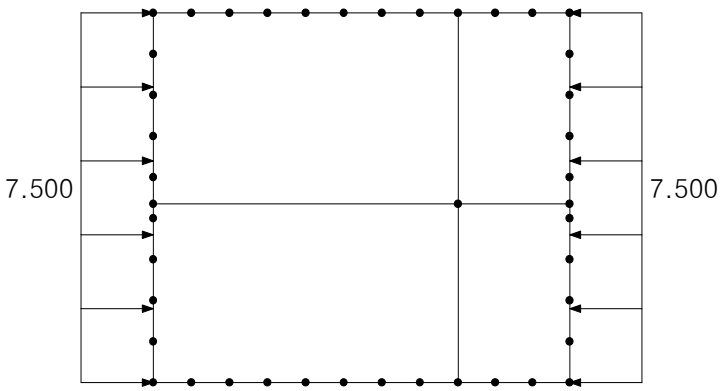
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



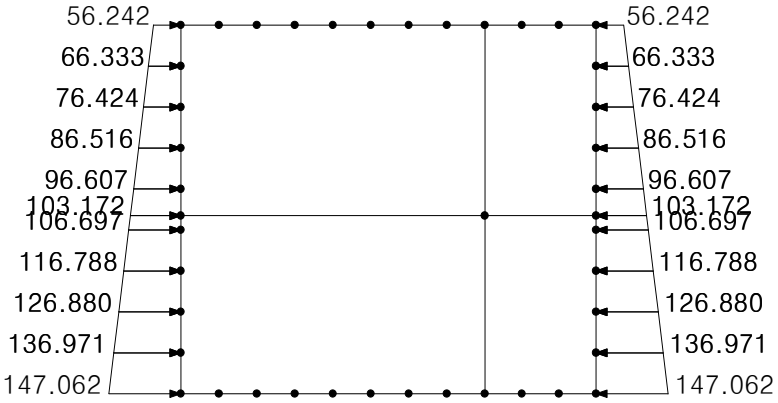
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



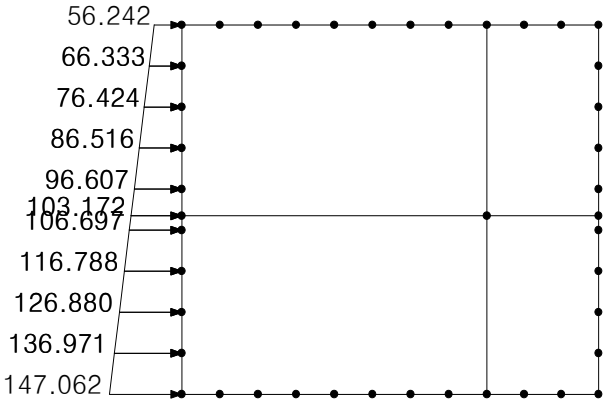
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



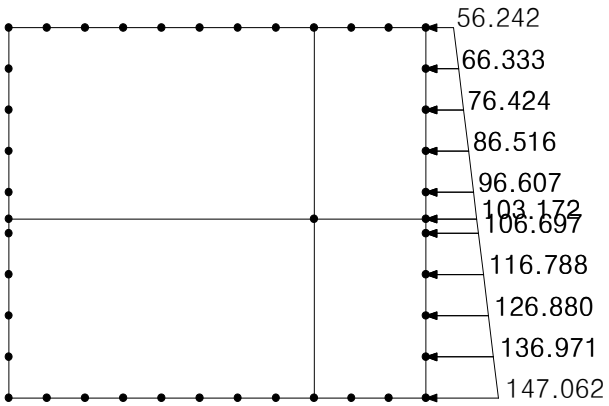
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



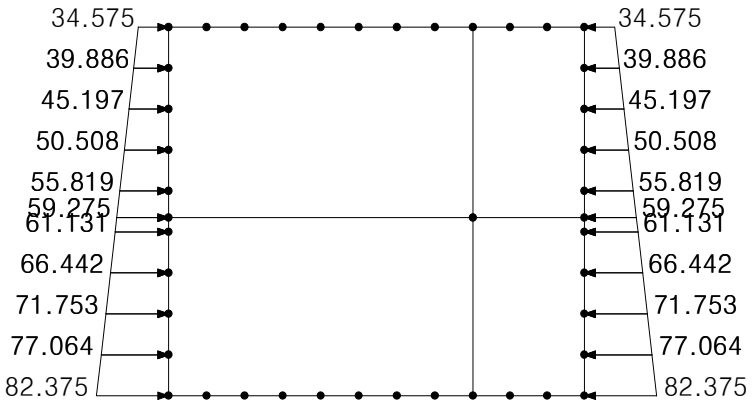
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



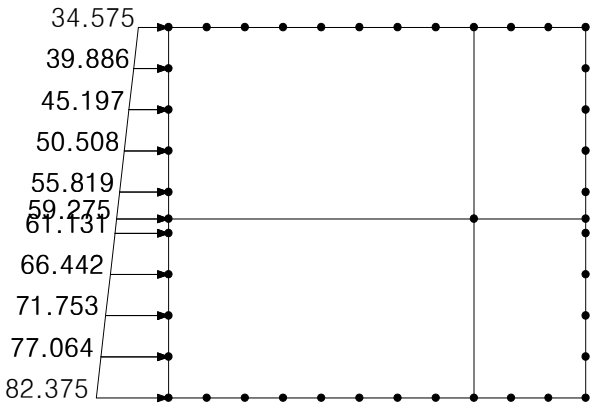
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



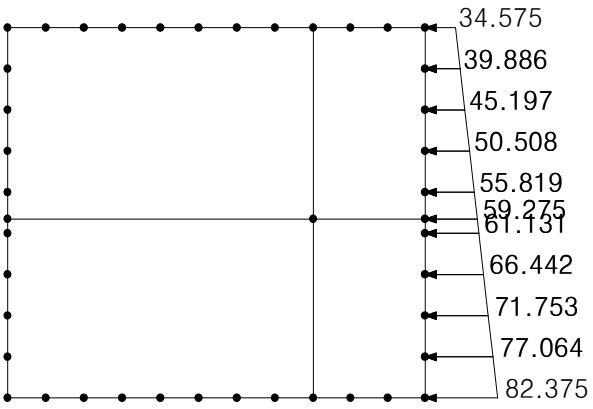
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



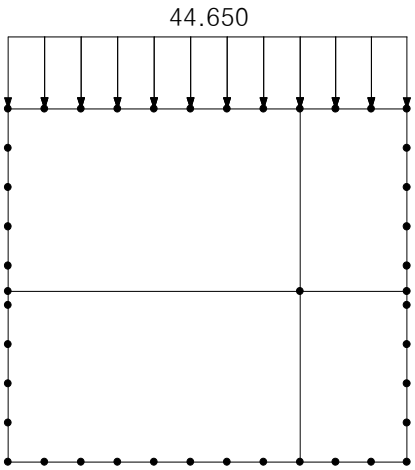
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



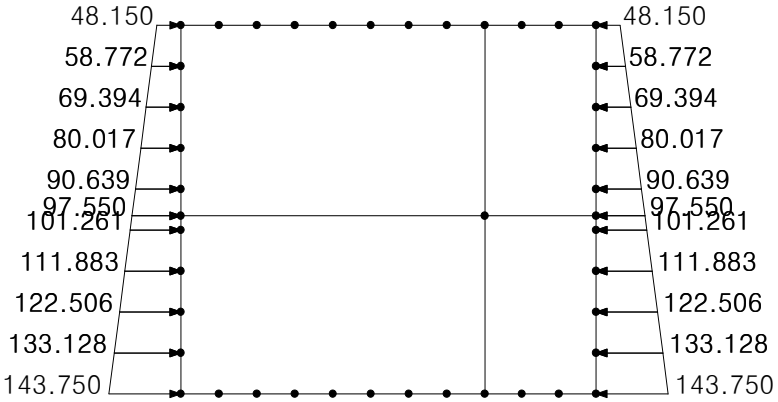
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



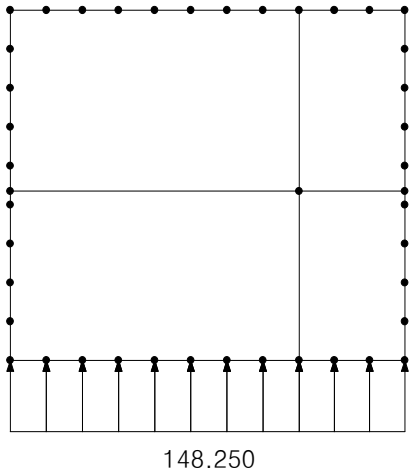
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

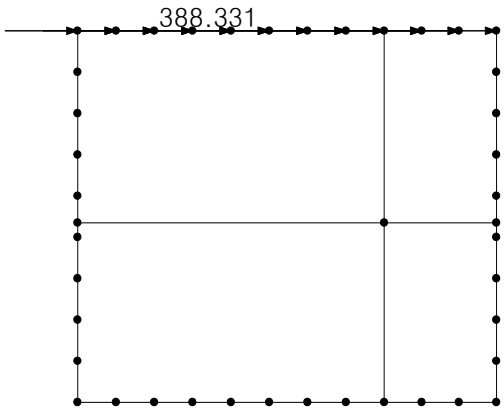


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

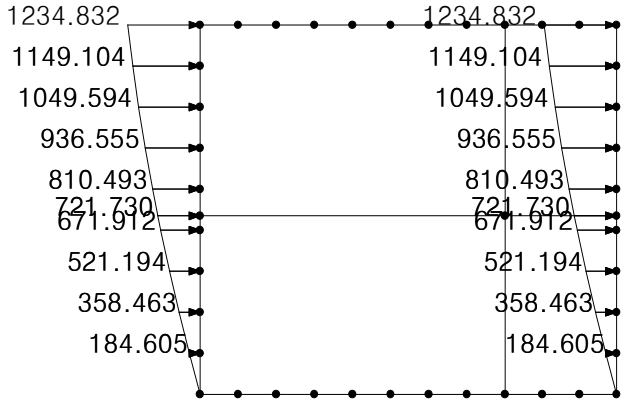


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

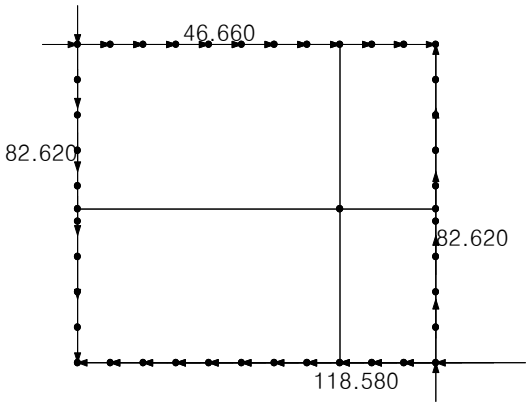
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



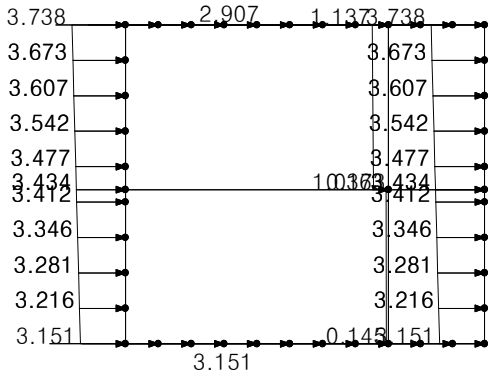
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

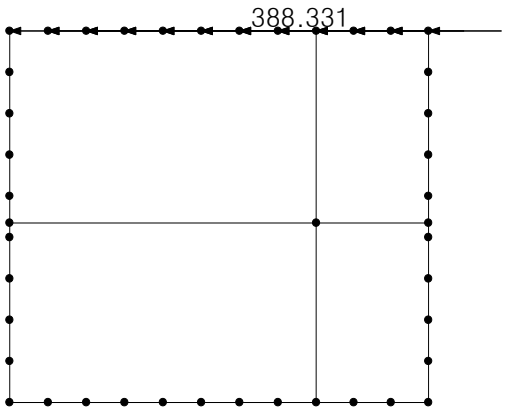


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

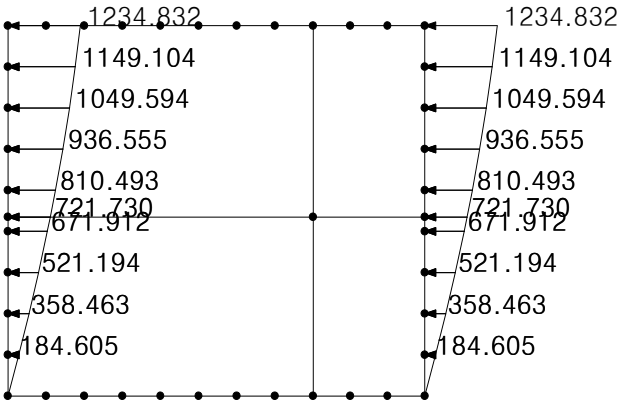


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

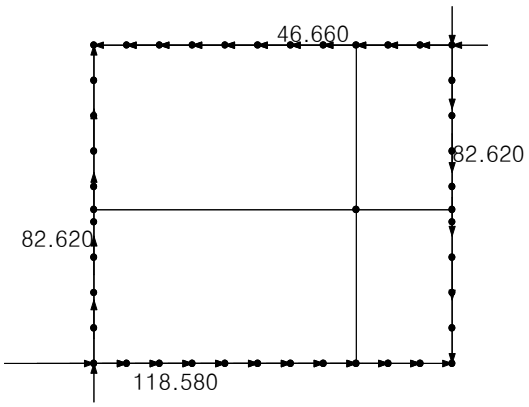
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



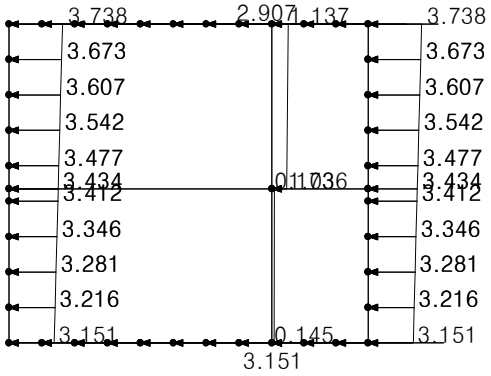
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.913, h = 5.465 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.461	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.461	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.461	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.461	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

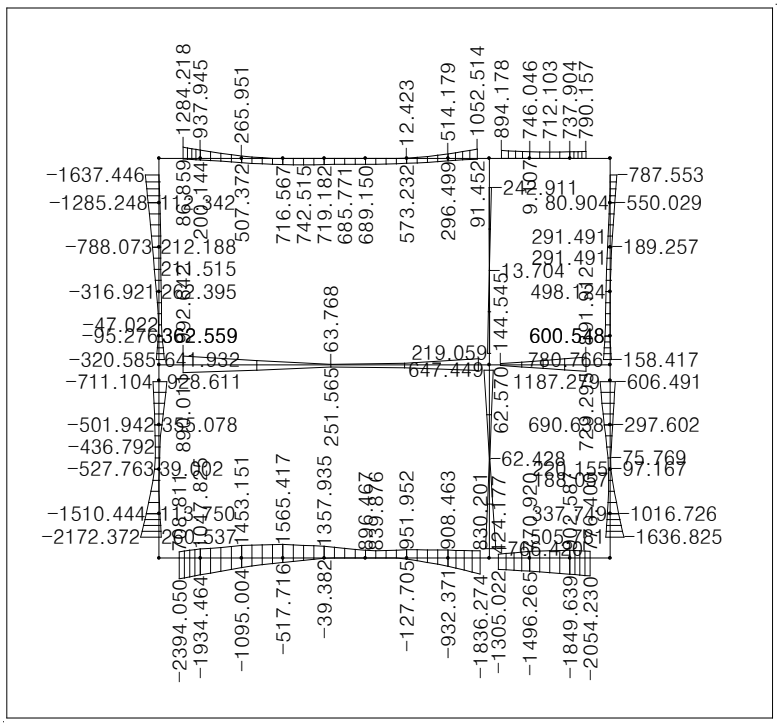
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

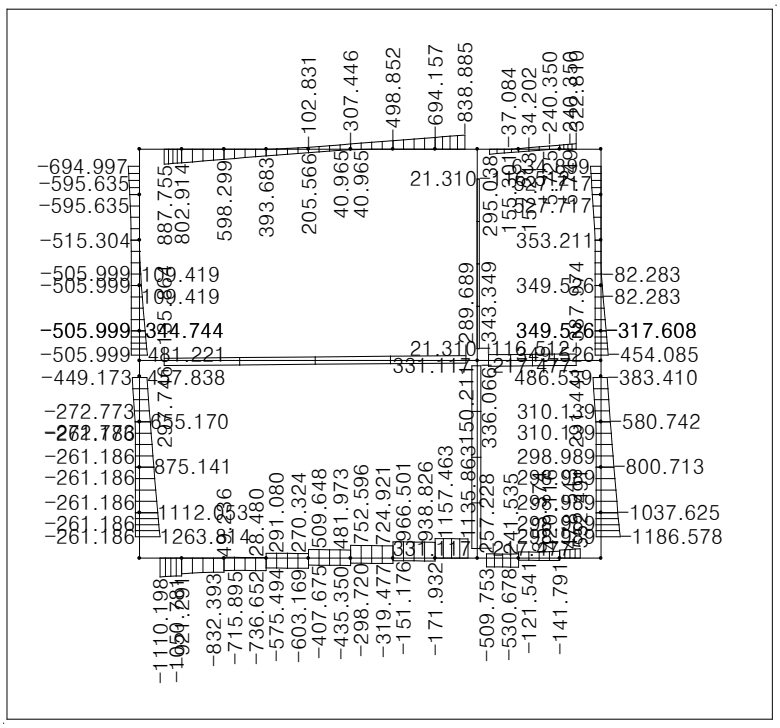
14. 단면력정리

14.1 상시

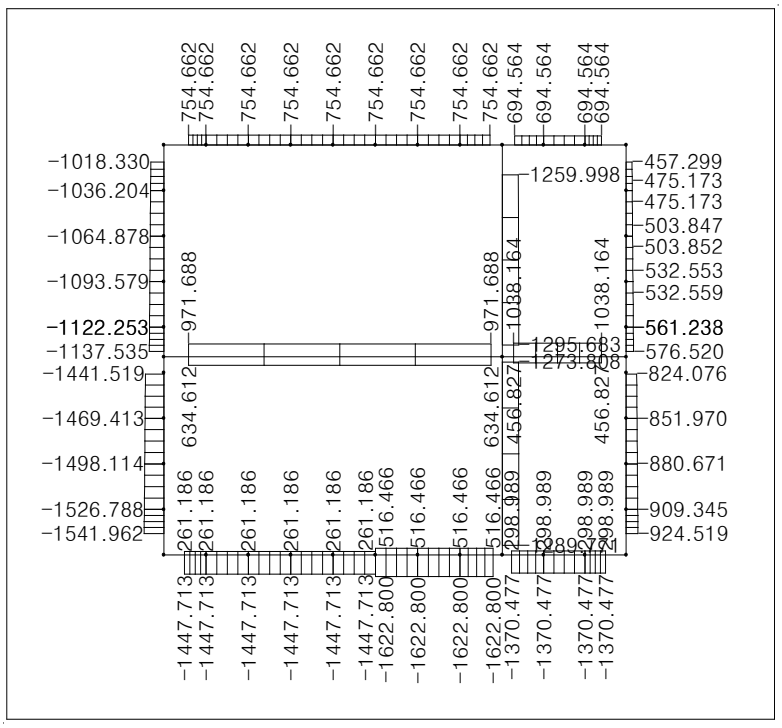
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



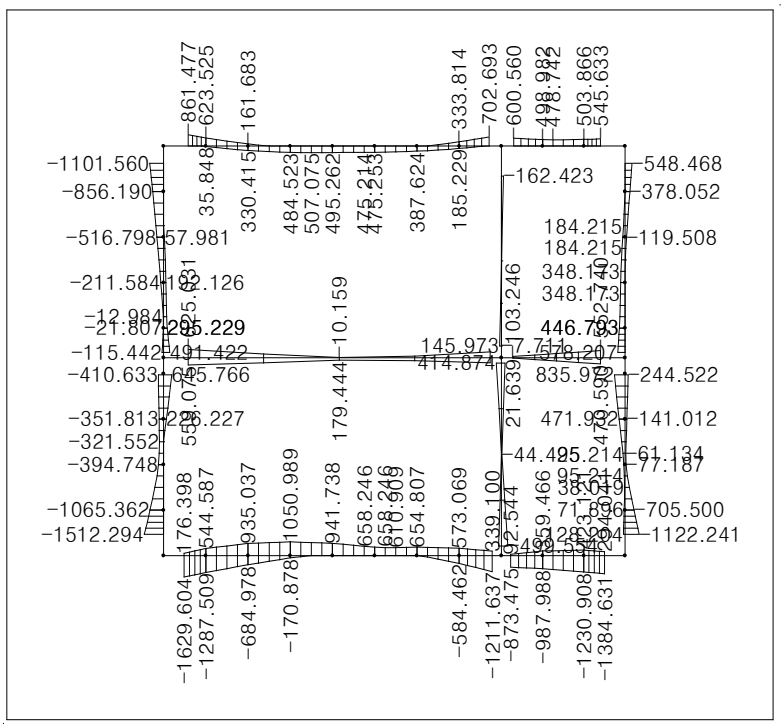
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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

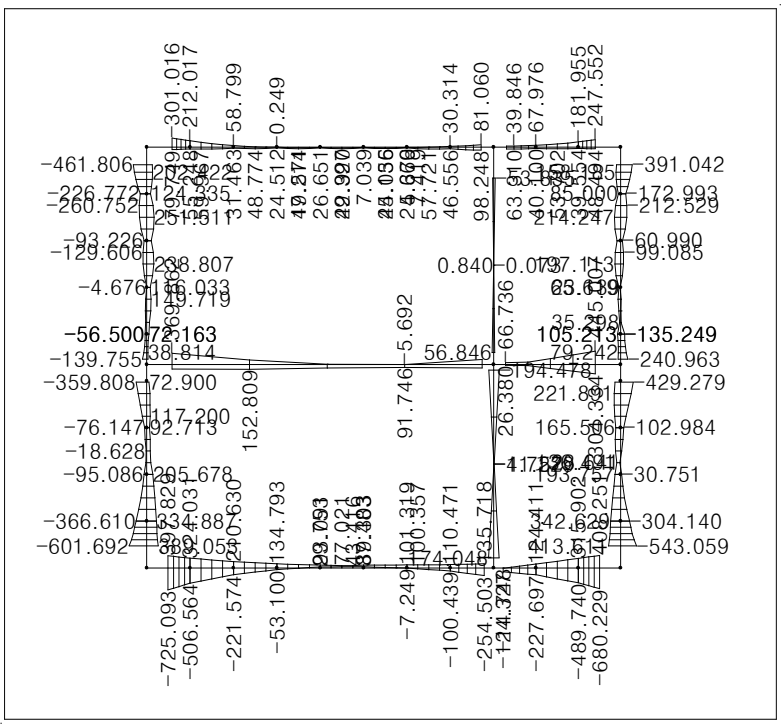
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1284.22	797.92	754.66	861.48	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	86.86	797.92	754.66	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부	3	685.77	205.57	754.66	476.20	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	1052.51	749.05	754.66	702.69	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	91.45	749.05	754.66	0.00	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	894.18	205.21	694.56	600.56	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	205.21	694.56	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	712.10	137.28	694.56	479.41	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	0.00	137.28	694.56	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	790.16	230.04	694.56	545.63	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	0.00	230.04	694.56	0.00	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	708.81	887.34	1447.71	176.40	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	13	2394.05	887.34	1447.71	1629.60	1000.00	1050.00	
		중앙부 (상면)	14	1357.94	603.17	1447.71	941.74	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	15	39.38	603.17	1447.71	0.00	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	16	830.20	1155.44	1622.80	339.10	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	17	1836.27	1155.44	1622.80	1211.64	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	424.18	529.33	1370.48	92.54	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	19	1305.02	529.33	1370.48	873.48	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	20	834.22	353.37	1370.48	388.48	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	21	1676.33	353.37	1370.48	1112.26	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	22	776.40	382.39	1370.48	294.04	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	23	2054.23	382.39	1370.48	1384.63	1000.00	1050.00	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	992.64	287.88	971.69	625.03	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	25	890.01	287.88	971.69	559.08	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	63.77	222.15	971.69	10.16	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	251.57	222.15	971.69	179.44	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	685.67	279.29	971.69	449.18	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	642.06	279.29	971.69	384.22	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	30	144.55	353.74	1038.16	103.25	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	31	62.57	353.74	1038.16	21.64	1000.00	700.00	
		중앙부	32	407.79	369.07	1038.16	255.99	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	33	891.91	378.10	1038.16	552.74	1000.00	866.67	
		우측 (하면)	34	729.30	378.10	1038.16	470.59	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	35	711.10	599.51	1441.52	410.63	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	36	928.61	599.51	1441.52	645.77	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	37	436.79	820.10	1483.76	321.55	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	38	108.18	820.10	1483.76	1.30	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	39	2172.37	1068.93	1541.96	1512.29	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	40	260.54	1068.93	1541.96	0.00	1000.00	900.00	
	2 층	상부 (외측)	41	1637.45	586.12	1018.33	1101.56	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	42	0.00	586.12	1018.33	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	43	550.80	508.93	1079.23	355.51	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	44	211.52	508.93	1079.23	137.62	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	45	320.59	506.00	1137.54	115.44	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	46	641.93	506.00	1137.54	491.42	1000.00	900.00	

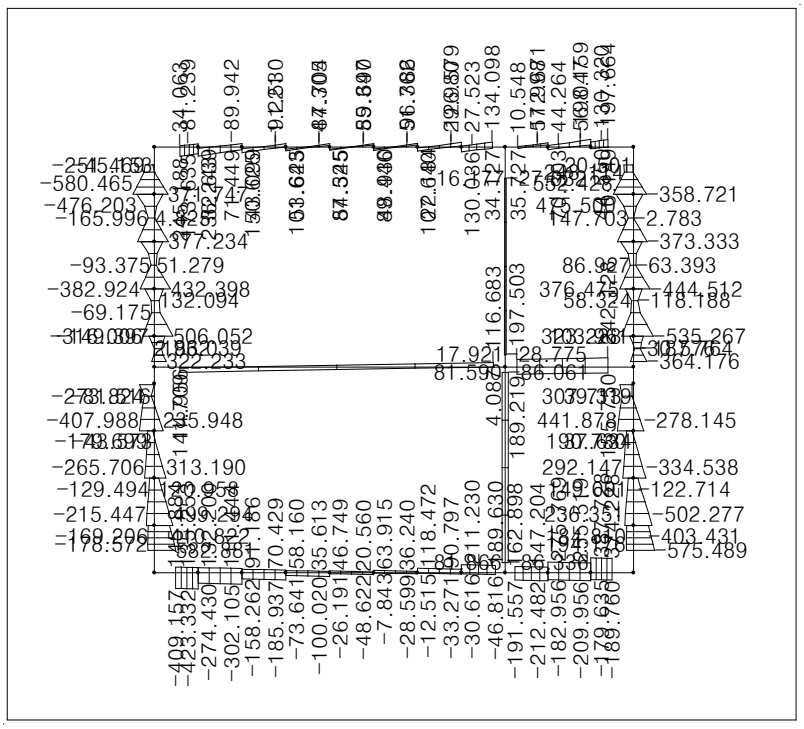
우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	606.49	525.13	824.08	244.52	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	48	1187.28	525.13	824.08	835.97	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	49	138.69	745.72	866.32	87.76	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	50	388.33	745.72	866.32	254.55	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	51	1636.83	994.56	924.52	1122.24	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	52	505.78	994.56	924.52	128.20	1000.00	900.00	
	2층	상부 (외측)	53	787.55	512.45	457.30	548.47	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	54	0.00	512.45	457.30	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	55	83.51	349.53	518.20	25.56	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	56	420.24	349.53	518.20	282.25	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	57	158.42	349.53	576.52	0.00	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	58	780.77	349.53	576.52	578.21	1000.00	900.00	

14.2 지진시(기능수행)

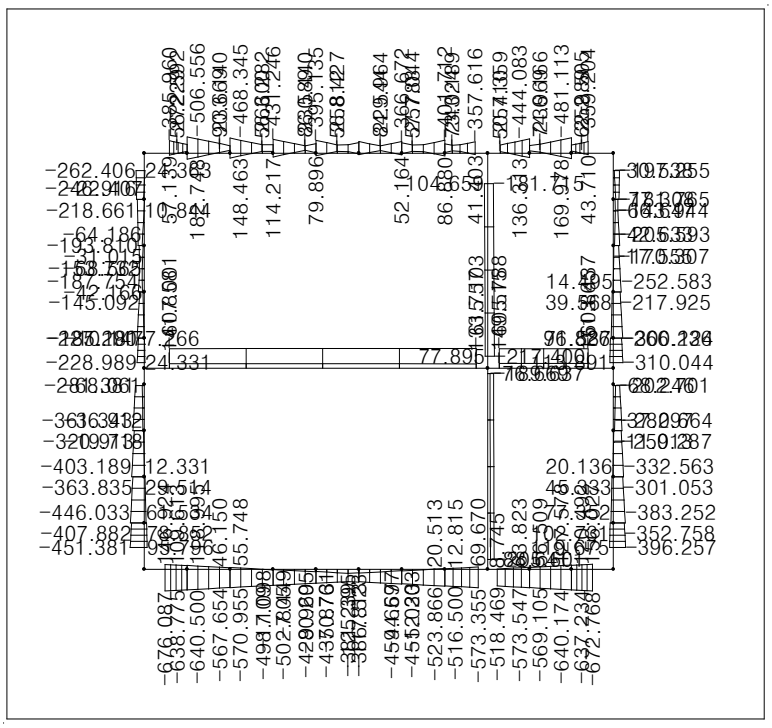
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

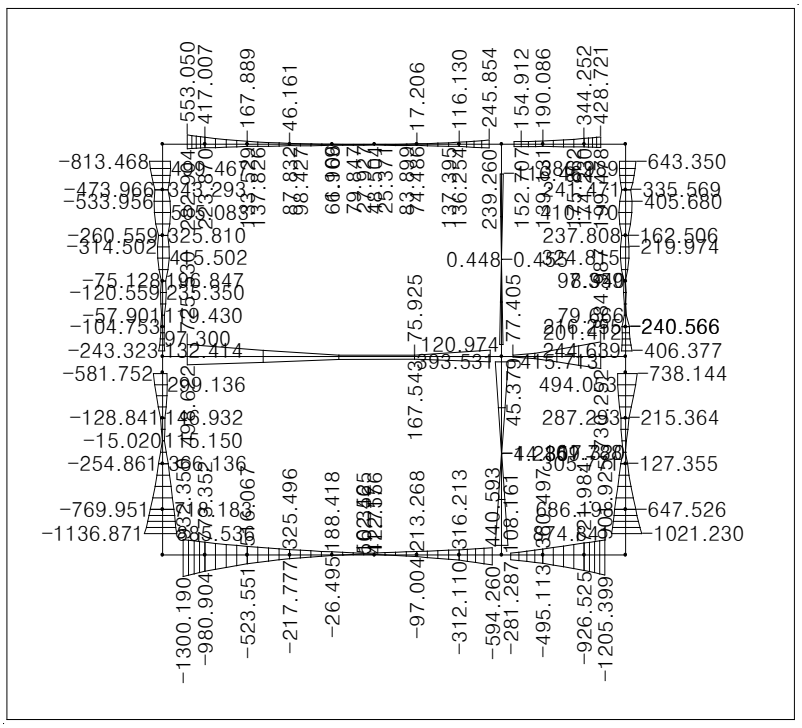
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	301.02	232.03	385.96	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	79.75	232.03	385.96	1000.00	700.00	
		중앙부	3	49.40	87.53	294.54	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	81.06	86.98	357.62	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	98.25	86.98	357.62	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	40.47	70.58	257.36	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	7	63.03	70.58	257.36	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	103.92	113.98	481.11	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	53.70	113.98	481.11	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	247.55	189.74	359.20	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	48.49	189.74	359.20	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	397.83	280.51	676.09	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	13	725.09	280.51	676.09	1000.00	1050.00	
		중앙부 (상면)	14	93.09	100.02	498.11	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	15	0.00	100.02	498.11	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	16	135.72	209.21	573.36	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	17	254.50	209.21	573.36	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	0.00	211.13	518.47	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	19	124.33	211.13	518.47	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	20	217.63	265.64	640.17	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	21	362.09	265.64	640.17	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	22	408.25	260.58	672.77	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	23	680.23	260.58	672.77	1000.00	1050.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	369.86	131.84	607.00	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	25	149.82	131.84	607.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	7.96	66.11	613.08	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	115.19	66.11	613.08	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	171.31	106.29	615.10	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	112.64	106.29	615.10	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	30	66.74	207.90	605.79	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	31	26.38	207.90	605.79	1000.00	700.00	
		중앙부	32	129.96	223.23	604.61	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	33	445.01	232.26	603.44	1000.00	866.67	
		우측 (하면)	34	304.33	232.26	603.44	1000.00	700.00	

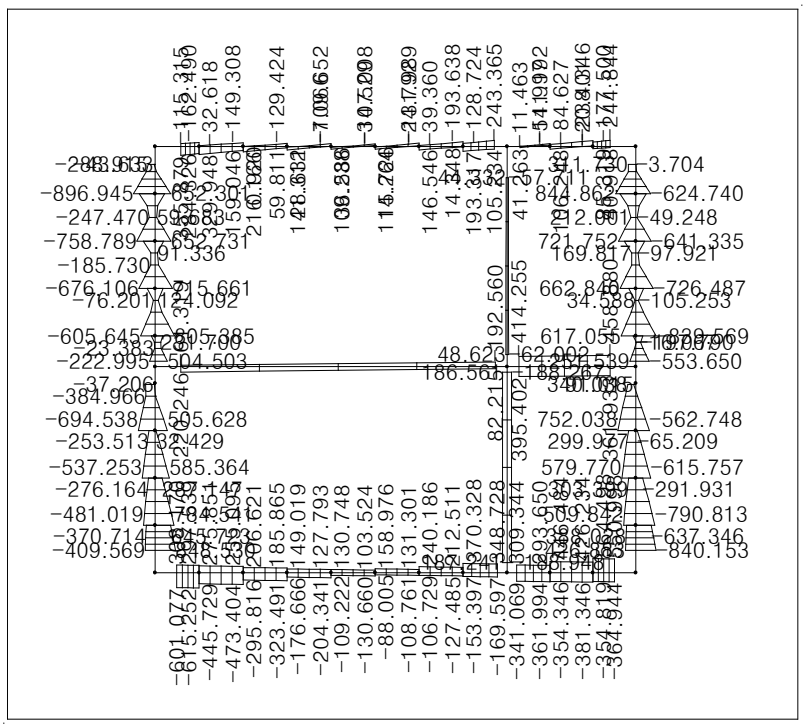
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	35	359.81	365.74	281.38	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	36	72.90	365.74	281.38	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	37	18.63	236.22	382.62	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	38	117.65	236.22	382.62	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	39	601.69	434.74	451.38	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	40	389.05	434.74	451.38	1000.00	900.00	
	2층	상부 (외측)	41	461.81	405.50	262.41	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	42	192.12	405.50	262.41	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	43	124.90	93.40	186.19	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	44	238.81	93.40	186.19	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	45	139.76	204.44	228.99	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	46	44.39	204.44	228.99	1000.00	900.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	429.28	399.67	202.70	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	48	196.78	399.67	202.70	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	49	30.34	263.72	311.99	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	50	178.98	263.72	311.99	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	51	543.06	437.80	396.26	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	52	413.61	437.80	396.26	1000.00	900.00	
	2층	상부 (외측)	53	391.04	404.62	197.26	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	54	145.72	404.62	197.26	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	55	96.09	86.99	259.03	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	56	197.11	86.99	259.03	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	57	240.96	233.48	310.04	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	58	87.28	233.48	310.04	1000.00	900.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

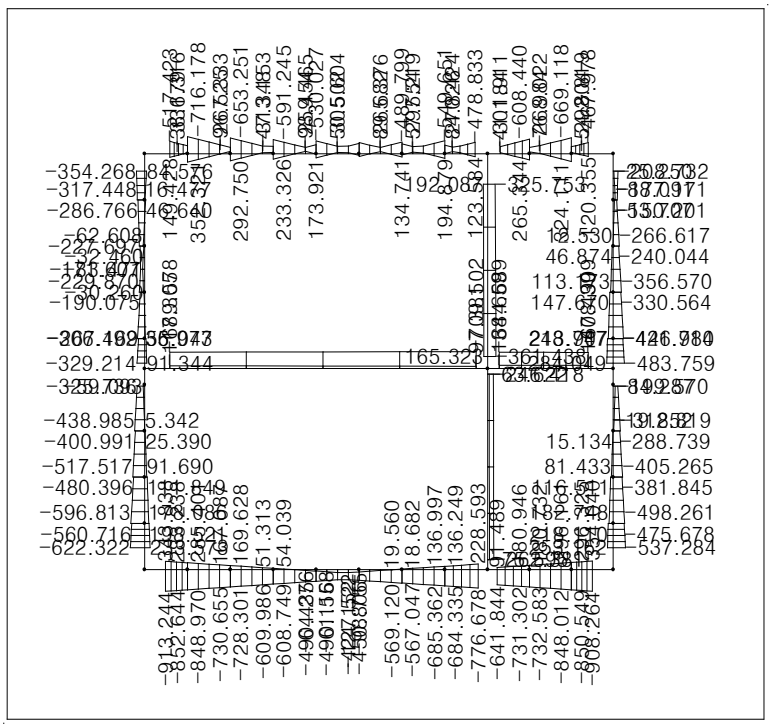
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	553.05	184.35	325.74	517.42	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	282.90	94.30	325.74	517.42	1000.00	700.00	
		중앙부	3	79.85	26.62	109.24	366.82	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	245.85	81.95	167.60	478.83	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	239.26	79.75	167.60	478.83	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	156.28	52.09	69.10	301.91	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	7	152.25	50.75	69.10	301.91	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	246.12	82.04	154.17	669.12	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	170.56	56.85	154.17	669.12	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	428.72	142.91	229.93	467.98	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	199.48	66.49	229.93	467.98	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	932.35	310.78	451.80	913.24	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	13	1300.19	433.40	451.80	913.24	1000.00	1050.00	
		중앙부 (상면)	14	188.42	62.81	204.34	609.99	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	15	26.50	8.83	204.34	609.99	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	16	440.59	146.86	368.30	776.68	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	17	594.26	198.09	368.30	776.68	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	108.16	36.05	360.64	641.84	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	19	281.29	93.76	360.64	641.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	20	538.71	179.57	436.36	848.01	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	21	714.19	238.07	436.36	848.01	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	22	901.93	300.64	431.30	908.26	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	23	1205.40	401.80	431.30	908.26	1000.00	1050.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	725.53	241.84	210.38	689.58	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	25	498.62	166.21	210.38	689.58	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	76.31	25.44	144.65	704.52	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	184.95	61.65	144.65	704.52	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	379.45	126.48	182.17	709.50	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	330.43	110.15	182.17	709.50	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	30	77.41	25.80	424.65	684.69	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	31	45.38	15.13	424.65	684.69	1000.00	700.00	
		중앙부	32	336.81	112.27	439.98	681.80	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	33	884.99	295.00	449.01	678.91	1000.00	866.67	
		우측 (하면)	34	730.25	243.42	449.01	678.91	1000.00	700.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	35	581.75	193.92	591.88	325.74	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	36	279.05	93.02	591.88	325.74	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	37	15.02	5.01	475.94	488.39	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	38	115.15	38.38	475.94	488.39	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	39	1136.87	378.96	704.51	622.32	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	40	885.54	295.18	704.51	622.32	1000.00	900.00	
	2층	상부 (외측)	41	813.47	271.16	553.38	354.27	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	42	491.61	163.87	553.38	354.27	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	43	299.11	99.71	185.73	248.28	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	44	415.50	138.50	185.73	248.28	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	45	243.32	81.11	352.77	329.21	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	46	132.41	44.14	352.77	329.21	1000.00	900.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	738.14	246.05	649.47	199.57	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	48	488.72	162.91	649.47	199.57	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	49	60.81	20.27	518.90	376.13	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	50	221.99	74.00	518.90	376.13	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	51	1021.23	340.41	710.88	537.28	1000.00	1049.97	
		하부 (내측)	52	874.84	291.61	710.88	537.28	1000.00	900.00	
	2층	상부 (외측)	53	643.35	214.45	559.52	208.73	1000.00	1049.97	
		상부 (내측)	54	374.57	124.86	559.52	208.73	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	55	208.36	69.45	172.57	388.77	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	56	324.82	108.27	172.57	388.77	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	57	406.38	135.46	387.18	483.76	1000.00	1066.67	
		하부 (내측)	58	244.64	81.55	387.18	483.76	1000.00	900.00	

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	-1284.22	-	-184.35	-301.02	-1284.22	
		좌측 (하면)	2	86.86	-	94.30	79.75	94.30	
		중앙부	3	685.77	-	26.62	49.40	685.77	
		우측 (상면)	4	-1052.51	-	-81.95	-81.06	-1052.51	
		우측 (하면)	5	91.45	-	79.75	98.25	98.25	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-894.18	-	-52.09	-40.47	-894.18	
		좌측 (하면)	7	-	-	50.75	63.03	63.03	
		중앙부 (상면)	8	-712.10	-	-82.04	-103.92	-712.10	
		중앙부 (하면)	9	-	-	56.85	53.70	56.85	
		우측 (상면)	10	-790.16	-	-142.91	-247.55	-790.16	
		우측 (하면)	11	-	-	66.49	48.49	66.49	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	708.81	-	310.78	397.83	708.81	
		좌측 (하면)	13	-2394.05	-	-433.40	-725.09	-2394.05	
		중앙부 (상면)	14	1357.94	-	62.81	93.09	1357.94	
		중앙부 (하면)	15	-39.38	-	-8.83	-	-39.38	
		우측 (상면)	16	830.20	-	146.86	135.72	830.20	
		우측 (하면)	17	-1836.27	-	-198.09	-254.50	-1836.27	
	2 경간	좌측 (상면)	18	424.18	-	36.05	-	424.18	
		좌측 (하면)	19	-1305.02	-	-93.76	-124.33	-1305.02	
		중앙부 (상면)	20	834.22	-	179.57	217.63	834.22	
		중앙부 (하면)	21	-1676.33	-	-238.07	-362.09	-1676.33	
		우측 (상면)	22	776.40	-	300.64	408.25	776.40	
		우측 (하면)	23	-2054.23	-	-401.80	-680.23	-2054.23	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	-992.64	-	-241.84	-369.86	-992.64	
		좌측 (하면)	25	890.01	-	166.21	149.82	890.01	
		중앙부 (상면)	26	-63.77	-	-25.44	-7.96	-63.77	
		중앙부 (하면)	27	251.57	-	61.65	115.19	251.57	
		우측 (상면)	28	-685.67	-	-126.48	-171.31	-685.67	
		우측 (하면)	29	642.06	-	110.15	112.64	642.06	
	2 경간	좌측 (상면)	30	-144.55	-	-25.80	-66.74	-144.55	
		좌측 (하면)	31	62.57	-	15.13	26.38	62.57	
		중앙부	32	407.79	-	112.27	129.96	407.79	
		우측 (상면)	33	-891.91	-	-295.00	-445.01	-891.91	
		우측 (하면)	34	729.30	-	243.42	304.33	729.30	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	35	-711.10	-	-193.92	-359.81	-711.10	
		상부 (내측)	36	928.61	-	93.02	72.90	928.61	
		중앙부 (외측)	37	-436.79	-	-5.01	-18.63	-436.79	
		중앙부 (내측)	38	108.18	-	38.38	117.65	117.65	
		하부 (외측)	39	-2172.37	-	-378.96	-601.69	-2172.37	
		하부 (내측)	40	260.54	-	295.18	389.05	389.05	
	2 층	상부 (외측)	41	-1637.45	-	-271.16	-461.81	-1637.45	
		상부 (내측)	42	-	-	163.87	192.12	192.12	
		중앙부 (외측)	43	-550.80	-	-99.71	-124.90	-550.80	
		중앙부 (내측)	44	211.52	-	138.50	238.81	238.81	
		하부 (외측)	45	-320.59	-	-81.11	-139.76	-320.59	
		하부 (내측)	46	641.93	-	44.14	44.39	641.93	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	-606.49	-	-246.05	-429.28	-606.49	
		상부 (내측)	48	1187.28	-	162.91	196.78	1187.28	
		중앙부 (외측)	49	-138.69	-	-20.27	-30.34	-138.69	
		중앙부 (내측)	50	388.33	-	74.00	178.98	388.33	
		하부 (외측)	51	-1636.83	-	-340.41	-543.06	-1636.83	
		하부 (내측)	52	505.78	-	291.61	413.61	505.78	
	2층	상부 (외측)	53	-787.55	-	-214.45	-391.04	-787.55	
		상부 (내측)	54	-	-	124.86	145.72	145.72	
		중앙부 (외측)	55	-83.51	-	-69.45	-96.09	-96.09	
		중앙부 (내측)	56	420.24	-	108.27	197.11	420.24	
		하부 (외측)	57	-158.42	-	-135.46	-240.96	-240.96	
		하부 (내측)	58	780.77	-	81.55	87.28	780.77	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	797.92	-	325.74	232.03	797.92	
		좌측 (하면)	2	797.92	-	325.74	232.03	797.92	
		중앙부	3	205.57	-	109.24	87.53	205.57	
		우측 (상면)	4	-749.05	-	-167.60	86.98	-749.05	
		우측 (하면)	5	-749.05	-	-167.60	86.98	-749.05	
	2경간	좌측 (상면)	6	205.21	-	-69.10	-70.58	205.21	
		좌측 (하면)	7	205.21	-	-69.10	-70.58	205.21	
		중앙부 (상면)	8	-137.28	-	-154.17	-113.98	-154.17	
		중앙부 (하면)	9	-137.28	-	-154.17	-113.98	-154.17	
		우측 (상면)	10	-230.04	-	-229.93	-189.74	-230.04	
		우측 (하면)	11	-230.04	-	-229.93	-189.74	-230.04	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-887.34	-	-451.80	-280.51	-887.34	
		좌측 (하면)	13	-887.34	-	-451.80	-280.51	-887.34	
		중앙부 (상면)	14	-603.17	-	-204.34	-100.02	-603.17	
		중앙부 (하면)	15	-603.17	-	-204.34	-100.02	-603.17	
		우측 (상면)	16	1155.44	-	368.30	209.21	1155.44	
		우측 (하면)	17	1155.44	-	368.30	209.21	1155.44	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-529.33	-	-360.64	-211.13	-529.33	
		좌측 (하면)	19	-529.33	-	-360.64	-211.13	-529.33	
		중앙부 (상면)	20	353.37	-	436.36	265.64	436.36	
		중앙부 (하면)	21	353.37	-	436.36	265.64	436.36	
		우측 (상면)	22	382.39	-	431.30	260.58	431.30	
		우측 (하면)	23	382.39	-	431.30	260.58	431.30	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	287.88	-	210.38	131.84	287.88	
		좌측 (하면)	25	287.88	-	210.38	131.84	287.88	
		중앙부 (상면)	26	222.15	-	144.65	66.11	222.15	
		중앙부 (하면)	27	222.15	-	144.65	66.11	222.15	
		우측 (상면)	28	-279.29	-	-182.17	-106.29	-279.29	
		우측 (하면)	29	-279.29	-	-182.17	-106.29	-279.29	
	2 경간	좌측 (상면)	30	-353.74	-	-424.65	-207.90	-424.65	
		좌측 (하면)	31	-353.74	-	-424.65	-207.90	-424.65	
		중앙부	32	-369.07	-	-439.98	-223.23	-439.98	
		우측 (상면)	33	-378.10	-	-449.01	-232.26	-449.01	
		우측 (하면)	34	-378.10	-	-449.01	-232.26	-449.01	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	35	599.51	-	-591.88	-365.74	599.51	
		상부 (내측)	36	599.51	-	-591.88	-365.74	599.51	
		중앙부 (외측)	37	820.10	-	-475.94	-236.22	820.10	
		중앙부 (내측)	38	820.10	-	-475.94	-236.22	820.10	
		하부 (외측)	39	1068.93	-	704.51	434.74	1068.93	
		하부 (내측)	40	1068.93	-	704.51	434.74	1068.93	
	2층	상부 (외측)	41	-586.12	-	-553.38	-405.50	-586.12	
		상부 (내측)	42	-586.12	-	-553.38	-405.50	-586.12	
		중앙부 (외측)	43	-508.93	-	-185.73	-93.40	-508.93	
		중앙부 (내측)	44	-508.93	-	-185.73	-93.40	-508.93	
		하부 (외측)	45	-506.00	-	352.77	204.44	-506.00	
		하부 (내측)	46	-506.00	-	352.77	204.44	-506.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	-525.13	-	649.47	399.67	649.47	
		상부 (내측)	48	-525.13	-	649.47	399.67	649.47	
		중앙부 (외측)	49	-745.72	-	518.90	263.72	-745.72	
		중앙부 (내측)	50	-745.72	-	518.90	263.72	-745.72	
		하부 (외측)	51	-994.56	-	-710.88	-437.80	-994.56	
		하부 (내측)	52	-994.56	-	-710.88	-437.80	-994.56	
	2층	상부 (외측)	53	512.45	-	559.52	404.62	559.52	
		상부 (내측)	54	512.45	-	559.52	404.62	559.52	
		중앙부 (외측)	55	349.53	-	172.57	86.99	349.53	
		중앙부 (내측)	56	349.53	-	172.57	86.99	349.53	
		하부 (외측)	57	349.53	-	-387.18	-233.48	-387.18	
		하부 (내측)	58	349.53	-	-387.18	-233.48	-387.18	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-754.66	-	-517.42	-385.96	-754.66	
		좌측 (하면)	2	-754.66	-	-517.42	-385.96	-754.66	
		중앙부	3	-754.66	-	-366.82	-294.54	-754.66	
		우측 (상면)	4	-754.66	-	-478.83	-357.62	-754.66	
		우측 (하면)	5	-754.66	-	-478.83	-357.62	-754.66	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-694.56	-	-301.91	-257.36	-694.56	
		좌측 (하면)	7	-694.56	-	-301.91	-257.36	-694.56	
		중앙부 (상면)	8	-694.56	-	-669.12	-481.11	-694.56	
		중앙부 (하면)	9	-694.56	-	-669.12	-481.11	-694.56	
		우측 (상면)	10	-694.56	-	-467.98	-359.20	-694.56	
		우측 (하면)	11	-694.56	-	-467.98	-359.20	-694.56	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-1447.71	-	-913.24	-676.09	-1447.71	
		좌측 (하면)	13	-1447.71	-	-913.24	-676.09	-1447.71	
		중앙부 (상면)	14	-1447.71	-	-609.99	-498.11	-1447.71	
		중앙부 (하면)	15	-1447.71	-	-609.99	-498.11	-1447.71	
		우측 (상면)	16	-1622.80	-	-776.68	-573.36	-1622.80	
		우측 (하면)	17	-1622.80	-	-776.68	-573.36	-1622.80	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-1370.48	-	-641.84	-518.47	-1370.48	
		좌측 (하면)	19	-1370.48	-	-641.84	-518.47	-1370.48	
		중앙부 (상면)	20	-1370.48	-	-848.01	-640.17	-1370.48	
		중앙부 (하면)	21	-1370.48	-	-848.01	-640.17	-1370.48	
		우측 (상면)	22	-1370.48	-	-908.26	-672.77	-1370.48	
		우측 (하면)	23	-1370.48	-	-908.26	-672.77	-1370.48	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	-971.69	-	-689.58	-607.00	-971.69	
		좌측 (하면)	25	-971.69	-	-689.58	-607.00	-971.69	
		중앙부 (상면)	26	-971.69	-	-704.52	-613.08	-971.69	
		중앙부 (하면)	27	-971.69	-	-704.52	-613.08	-971.69	
		우측 (상면)	28	-971.69	-	-709.50	-615.10	-971.69	
		우측 (하면)	29	-971.69	-	-709.50	-615.10	-971.69	
	2 경간	좌측 (상면)	30	-1038.16	-	-684.69	-605.79	-1038.16	
		좌측 (하면)	31	-1038.16	-	-684.69	-605.79	-1038.16	
		중앙부	32	-1038.16	-	-681.80	-604.61	-1038.16	
		우측 (상면)	33	-1038.16	-	-678.91	-603.44	-1038.16	
		우측 (하면)	34	-1038.16	-	-678.91	-603.44	-1038.16	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	35	-1441.52	-	-325.74	-281.38	-1441.52	
		상부 (내측)	36	-1441.52	-	-325.74	-281.38	-1441.52	
		중앙부 (외측)	37	-1483.76	-	-488.39	-382.62	-1490.94	
		중앙부 (내측)	38	-1483.76	-	-488.39	-382.62	-1490.94	
		하부 (외측)	39	-1541.96	-	-622.32	-451.38	-1541.96	
		하부 (내측)	40	-1541.96	-	-622.32	-451.38	-1541.96	
	2 층	상부 (외측)	41	-1018.33	-	-354.27	-262.41	-1018.33	
		상부 (내측)	42	-1018.33	-	-354.27	-262.41	-1018.33	
		중앙부 (외측)	43	-1079.23	-	-248.28	-186.19	-1107.92	
		중앙부 (내측)	44	-1079.23	-	-248.28	-186.19	-1107.92	
		하부 (외측)	45	-1137.54	-	-329.21	-228.99	-1137.54	
		하부 (내측)	46	-1137.54	-	-329.21	-228.99	-1137.54	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	-824.08	-	-199.57	-202.70	-824.08	
		상부 (내측)	48	-824.08	-	-199.57	-202.70	-824.08	
		중앙부 (외측)	49	-866.32	-	-376.13	-311.99	-873.50	
		중앙부 (내측)	50	-866.32	-	-376.13	-311.99	-873.50	
		하부 (외측)	51	-924.52	-	-537.28	-396.26	-924.52	
		하부 (내측)	52	-924.52	-	-537.28	-396.26	-924.52	
	2층	상부 (외측)	53	-457.30	-	-208.73	-197.26	-457.30	
		상부 (내측)	54	-457.30	-	-208.73	-197.26	-457.30	
		중앙부 (외측)	55	-518.20	-	-388.77	-259.03	-535.55	
		중앙부 (내측)	56	-518.20	-	-388.77	-259.03	-535.55	
		하부 (외측)	57	-576.52	-	-483.76	-310.04	-576.52	
		하부 (내측)	58	-576.52	-	-483.76	-310.04	-576.52	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	-861.48	-	-	-	-861.48	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	476.20	-	-	-	476.20	
		우측 (상면)	4	-702.69	-	-	-	-702.69	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2경간	좌측 (상면)	6	-600.56	-	-	-	-600.56	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-479.41	-	-	-	-479.41	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-545.63	-	-	-	-545.63	
		우측 (하면)	11	-	-	-	-	-	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	176.40	-	-	-	176.40	
		좌측 (하면)	13	-1629.60	-	-	-	-1629.60	
		중앙부 (상면)	14	941.74	-	-	-	941.74	
		중앙부 (하면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	16	339.10	-	-	-	339.10	
		우측 (하면)	17	-1211.64	-	-	-	-1211.64	
	2 경간	좌측 (상면)	18	92.54	-	-	-	92.54	
		좌측 (하면)	19	-873.48	-	-	-	-873.48	
		중앙부 (상면)	20	388.48	-	-	-	388.48	
		중앙부 (하면)	21	-1112.26	-	-	-	-1112.26	
		우측 (상면)	22	294.04	-	-	-	294.04	
		우측 (하면)	23	-1384.63	-	-	-	-1384.63	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	24	-625.03	-	-	-	-625.03	
		좌측 (하면)	25	559.08	-	-	-	559.08	
		중앙부 (상면)	26	-10.16	-	-	-	-10.16	
		중앙부 (하면)	27	179.44	-	-	-	179.44	
		우측 (상면)	28	-449.18	-	-	-	-449.18	
		우측 (하면)	29	384.22	-	-	-	384.22	
	2 경간	좌측 (상면)	30	-103.25	-	-	-	-103.25	
		좌측 (하면)	31	21.64	-	-	-	21.64	
		중앙부	32	255.99	-	-	-	255.99	
		우측 (상면)	33	-552.74	-	-	-	-552.74	
		우측 (하면)	34	470.59	-	-	-	470.59	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	35	-410.63	-	-	-	-410.63	
		상부 (내측)	36	645.77	-	-	-	645.77	
		중앙부 (외측)	37	-321.55	-	-	-	-321.55	
		중앙부 (내측)	38	1.30	-	-	-	1.30	
		하부 (외측)	39	-1512.29	-	-	-	-1512.29	
		하부 (내측)	40	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	41	-1101.56	-	-	-	-1101.56	
		상부 (내측)	42	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	43	-355.51	-	-	-	-355.51	
		중앙부 (내측)	44	137.62	-	-	-	137.62	
		하부 (외측)	45	-115.44	-	-	-	-115.44	
		하부 (내측)	46	491.42	-	-	-	491.42	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	47	-244.52	-	-	-	-244.52	
		상부 (내측)	48	835.97	-	-	-	835.97	
		중앙부 (외측)	49	-87.76	-	-	-	-87.76	
		중앙부 (내측)	50	254.55	-	-	-	254.55	
		하부 (외측)	51	-1122.24	-	-	-	-1122.24	
		하부 (내측)	52	128.20	-	-	-	128.20	
	2층	상부 (외측)	53	-548.47	-	-	-	-548.47	
		상부 (내측)	54	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	55	-25.56	-	-	-	-25.56	
		중앙부 (내측)	56	282.25	-	-	-	282.25	
		하부 (외측)	57	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	58	578.21	-	-	-	578.21	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	717	1284.22	1428.55	5659.94	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		좌측 (하면)	1	1000	620	94.30	415.08	450.20	H25 - 4.0EA	2026.80	4.40
		중앙부	2	1000	620	685.77	805.81	3417.33	H25 - 8.0EA	4053.60	1.18
		우측 (상면)	3	1000	717	1052.51	1174.00	4573.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측 (하면)	3	1000	620	98.25	319.30	469.17	H22 - 4.0EA	1548.40	3.25
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	717	894.18	1174.00	3849.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.31
		좌측 (하면)	4	1000	620	63.03	319.30	300.26	H22 - 4.0EA	1548.40	5.07
		중앙부 (상면)	5	1000	600	712.10	970.14	3688.28	H29 - 8.0EA	5139.20	1.36
		중앙부 (하면)	5	1000	620	56.85	319.30	270.73	H22 - 4.0EA	1548.40	5.62
		우측 (상면)	6	1000	717	790.16	1428.55	3381.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.81
		우측 (하면)	6	1000	620	66.49	319.30	316.84	H22 - 4.0EA	1548.40	4.80
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	820	708.81	1504.26	2615.04	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.12
		좌측 (하면)	7	1000	906	2394.05	2581.06	8461.42	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		중앙부 (상면)	8	1000	820	1357.93	1504.26	5152.82	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.11
		중앙부 (하면)	8	1000	800	39.38	539.12	145.01	H25 - 4.0EA	2026.80	13.69
		우측 (상면)	9	1000	820	830.20	1354.55	3078.48	H29 - 8.0EA	5139.20	1.63
		우측 (하면)	9	1000	753	1836.27	1993.28	7891.71	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.09
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	820	424.18	1354.55	1546.87	H29 - 8.0EA	5139.20	3.19
		좌측 (하면)	10	1000	753	1305.02	1993.28	5438.68	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.53
		중앙부 (상면)	11	1000	820	834.22	1354.55	3093.92	H29 - 8.0EA	5139.20	1.62
		중앙부 (하면)	11	1000	753	1676.33	1993.28	7135.61	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.19
		우측 (상면)	12	1000	820	776.40	1354.55	2872.48	H29 - 8.0EA	5139.20	1.74
		우측 (하면)	12	1000	903	2054.23	2434.43	7188.46	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.19

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	787	992.64	1035.52	3877.86	H25 - 8.0EA	4053.60	1.04
		좌측(하면)	13	1000	620	890.01	906.32	4507.67	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.02
		중앙부(상면)	14	1000	620	63.77	715.78	303.80	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	11.22
		중앙부(하면)	14	1000	620	251.56	805.81	1214.10	H25 - 8.0EA	4053.60	3.20
		우측(상면)	15	1000	620	685.67	715.78	3416.80	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.04
		우측(하면)	15	1000	620	642.06	805.81	3188.75	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
	2경간	좌측(상면)	16	1000	620	144.54	715.78	692.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	4.95
		좌측(하면)	16	1000	620	62.57	805.81	298.07	H25 - 8.0EA	4053.60	12.88
		중앙부	17	1000	620	407.79	805.81	1990.14	H25 - 8.0EA	4053.60	1.98
		우측(상면)	18	1000	787	891.91	918.37	3467.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.03
		우측(하면)	18	1000	620	729.30	805.81	3646.56	H25 - 8.0EA	4053.60	1.10
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	950	711.10	2946.37	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5388.80	4.14
		상부(내측)	19	1000	820	928.61	1613.69	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	5388.80	1.74
		중앙부(외측)	20	1000	800	436.79	2472.02	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	6812.40	5.66
		중앙부(내측)	20	1000	820	117.65	1148.46	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	9.76
		하부(외측)	21	1000	906	2172.37	3606.25	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	12289.60	1.66
		하부(내측)	21	1000	820	389.05	2636.18	-	H22 - 8.0EA	12289.60	6.78
	2층	상부(외측)	22	1000	950	1637.45	2648.25	-	H32 - 8.0EA	8645.60	1.62
		상부(내측)	22	1000	820	192.12	2201.29	-	H19 - 8.0EA	8645.60	11.46
		중앙부(외측)	23	1000	800	550.80	2071.50	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4986.40	3.76
		중앙부(내측)	23	1000	820	238.81	2150.75	-	H19 - 8.0EA	4986.40	9.01
		하부(외측)	24	1000	967	320.58	3089.04	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5388.80	9.64
		하부(내측)	24	1000	820	641.93	1839.00	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	5388.80	2.87

우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	950	606.49	2276.42	-	H22 - 8.0EA	6812.40	3.75
		상부 (내측)	25	1000	820	1187.28	1336.32	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	1.13
		중앙부 (외측)	26	1000	800	138.69	1953.32	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7290.80	14.08
		중앙부 (내측)	26	1000	820	388.33	2467.88	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	7290.80	6.36
		하부 (외측)	27	1000	903	1636.83	3238.67	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	13246.40	1.98
		하부 (내측)	27	1000	820	505.78	2545.65	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	13246.40	5.03
	2층	상부 (외측)	28	1000	950	787.55	2591.18	-	H32 - 8.0EA	8645.60	3.29
		상부 (내측)	28	1000	820	145.72	2510.75	-	H19 - 8.0EA	8645.60	17.23
		중앙부 (외측)	29	1000	800	96.09	2064.60	-	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7017.20	21.49
		중앙부 (내측)	29	1000	820	420.24	1152.43	-	H19 - 8.0EA	7017.20	2.74
		하부 (외측)	30	1000	967	240.96	3355.06	-	H22 - 8.0EA	6812.40	13.92
		하부 (내측)	30	1000	820	780.77	1364.61	-	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	6812.40	1.75

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	797.9	866.35	2.00	340.18	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	402.7	205.6	648.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	389.7	749.1	866.35	2.00	299.45	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	205.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	5	389.7	154.2	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	389.7	230.0	628.03	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	532.6	887.3	1472.33	2.00	216.30	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	532.6	603.2	1002.47	2.00	86.05	H19	300	573.00	O.K
		우측	9	532.6	1155.4	1472.33	2.00	379.78	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	10	532.6	529.3	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		중앙부	11	532.6	436.4	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	12	532.6	431.3	1002.47	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	402.7	287.9	716.92	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	402.7	222.1	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	15	402.7	279.3	716.92	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	16	402.7	424.7	716.92	2.00	17.70	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	17	402.7	440.0	559.81	2.00	60.13	H13	300	253.40	O.K
		우측	18	402.7	449.0	559.81	2.00	74.69	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	579.1	599.5	1214.58	2.00	12.78	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	581.1	820.1	898.86	2.00	298.75	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	551.1	1068.9	1151.55	2.00	342.55	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	561.6	586.1	967.05	2.00	15.32	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	23	565.3	508.9	768.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	24	566.5	506.0	971.97	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	25	553.6	649.5	1189.12	2.00	59.92	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	26	555.6	745.7	873.40	2.00	237.61	H16	300	397.20	O.K
		하부	27	525.1	994.6	1123.36	2.00	311.69	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	28	538.5	559.5	943.91	2.00	13.15	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	29	541.7	349.5	744.42	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	30	543.4	387.2	948.83	2.00	-	H13	150	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	1284.22	797.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 130.280) / 130.280 = 0.01350

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5659.941 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.123]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00887

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (716.67 - a/2) = 1428.548 kN.m

≥ Mu (= 1284.218 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 797.924 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (797.924-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 340.177 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 797.924 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	94.30	797.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04176

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 450.198 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.502]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00327

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 415.078 kN.m

≥ Mu (= 94.301 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.402]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 797.924 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (797.924-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 318.727 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 797.924 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	685.77	205.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3417.327\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.186]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 685.771 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 205.566 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	1052.51	749.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 105.379) / 105.379 = 0.01740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4573.865\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.124]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00717

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (716.67 - a/2) = 1173.998 kN.m

≥ Mu (= 1052.514 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 749.054 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (749.054-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 299.452 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 749.054 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	98.25	749.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 469.167 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.300]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00250

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 319.299 kN.m

≥ Mu (= 98.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.250]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 749.054 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (749.054-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 279.316 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 749.054 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	894.18	205.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 105.379) / 105.379 = 0.01740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3849.908 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.335]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (716.67 - a/2) = 1173.996 kN.m

≥ Mu (= 894.178 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.313]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 205.207 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	63.03	205.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 300.262 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.157]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00250

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 319.299 kN.m

≥ Mu (= 63.028 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.066]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 205.207 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	712.10	154.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3688.283\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.393]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 712.103 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.362]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 154.166 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	56.85	154.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.726 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.719]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00250

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 319.299 kN.m

≥ Mu (= 56.852 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.616]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 154.166 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	816.67	716.67	100.00	790.16	230.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 130.280) / 130.280 = 0.01350

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3381.852\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.879]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00887

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (716.67 - a/2) = 1428.551 kN.m

≥ Mu (= 790.157 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.808]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 230.043 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	66.49	230.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 316.841 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.887]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00250

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 319.299 kN.m

≥ Mu (= 66.493 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.802]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 230.043 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	708.81	887.34

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2615.040 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.197]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00701

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1504.256 kN.m

≥ Mu (= 708.811 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.122]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 887.338 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (887.338-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 216.300 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 1252.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 1252.960) = 1472.326 kN ≥ 887.338 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	905.91	100.00	2394.05	887.34

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01212

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8461.416\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.086]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01015

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (905.91 - a/2) = 2581.064 kN.m

≥ Mu (= 2394.050 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.078]

* 전단에 대한 검토 (d = 755.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 755.90 = 490.974 kN

< Vu (= 887.338 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (887.338-490.974) x 150.00 / (400x755.90xΦ) x 1000 = 262.179 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 755.90 / 150.00 x 1000 = 1155.022 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 755.90 / 1000 = 2618.530 kN ≥ 1155.022 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (654.633 + 1155.022) = 1357.241 kN ≥ 887.338 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	1357.94	603.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5152.820\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.115]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00701

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 1504.256 kN.m

≥ Mu (= 1357.935 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 603.169 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (603.169-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 86.053 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 626.480 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 626.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 626.480) = 1002.466 kN ≥ 603.169 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	39.38	603.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 41.559) / 41.559 = 0.05475

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 145.015 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 13.976]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00253

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (800.00 - a/2) = 539.118 kN.m

≥ Mu (= 39.382 kN.m) ∴ O.K [안전률 13.690]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 603.169 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (603.169-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 104.442 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 611.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 611.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 611.200) = 978.015 kN ≥ 603.169 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	830.20	1155.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3078.483 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.669]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 830.201 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.632]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 1155.438 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1155.438-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 379.776 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 1252.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 1252.960) = 1472.326 kN ≥ 1155.438 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	753.14	100.00	1836.27	1155.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01053

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7891.710\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.096]

1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01149

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (753.14 - a/2) = 1993.281 kN.m

≥ Mu (= 1836.274 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 753.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 753.14 = 489.177 kN

< Vu (= 1155.438 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1155.438-489.177) x 150.00 / (400x753.14xΦ) x 1000 = 442.323 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 753.14 / 150.00 x 1000 = 1150.794 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 753.14 / 1000 = 2608.945 kN ≥ 1150.794 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (652.236 + 1150.794) = 1352.273 kN ≥ 1155.438 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	424.18	529.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1546.868 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.322]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 424.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.193]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 529.328 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	753.14	100.00	1305.02	529.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01053

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5438.675 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.590]

1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01149

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (753.14 - a/2) = 1993.281 kN.m

≥ Mu (= 1305.022 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.527]

* 전단에 대한 검토 (d = 753.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 753.14 = 489.177 kN

< Vu (= 529.328 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (529.328-489.177) x 300.00 / (400x753.14xΦ) x 1000 = 53.312 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 753.14 / 300.00 x 1000 = 575.397 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 753.14 / 1000 = 2608.945 kN ≥ 575.397 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (652.236 + 575.397) = 920.725 kN ≥ 529.328 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	834.22	436.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3093.920 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.661]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 834.222 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.624]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 436.359 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	753.14	100.00	1676.33	436.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01053

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7135.607\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.212]

1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01149

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (753.14 - a/2) = 1993.281 kN.m

≥ Mu (= 1676.327 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 753.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 753.14 = 489.177 kN

≥ Vu (= 436.359 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	776.40	431.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2872.481\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.789]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00627

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 776.400 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.745]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 431.297 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	903.14	100.00	2054.23	431.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8650.000 x 400.00 = 3460000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 150.763 mm, c = 150.763 / β1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 177.368) / 177.368 = 0.01307

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7188.463 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm), [사용률 = 1.203]

1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00958

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 150.763 mm

ΦMn = 0.85 x 8650.000 x 400 x (903.14 - a/2) = 2434.431 kN.m

≥ Mu (= 2054.230 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 753.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 753.14 = 489.177 kN

≥ Vu (= 431.297 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	866.67	786.67	80.00	992.64	287.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (786.67 - 83.119) / 83.119 = 0.02539

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3877.862\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.045]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00515

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (786.67 - a/2) = 1035.516 kN.m

≥ Mu (= 992.642 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.043]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 287.876 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	890.01	287.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4507.666\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.020]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00741

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 890.011 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.018]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 287.876 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	63.77	222.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 303.802 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 11.768]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 63.768 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.225]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 222.146 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	251.57	222.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1214.100 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.339]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 251.565 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.203]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 222.146 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	685.67	279.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3416.803\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.046]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 685.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.044]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 279.294 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	642.06	279.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3188.746 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.271]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 642.060 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 279.294 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	144.55	424.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 692.435 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.163]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 144.545 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.952]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 424.650 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (424.650-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 17.700 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 424.650 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	62.57	424.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 298.070 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 13.599]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 62.570 kN.m) ∴ O.K [안전률 12.879]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 424.650 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (424.650-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 17.700 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 424.650 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	407.79	439.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1990.139 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.037]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 407.786 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.976]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 439.980 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (439.980-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 60.126 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 439.980 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	866.67	786.67	80.00	891.91	449.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (786.67 - 73.309) / 73.309 = 0.02919

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3467.892 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.031]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00454

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (786.67 - a/2) = 918.374 kN.m

≥ Mu (= 891.912 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.030]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 449.010 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (449.010-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 74.690 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 449.010 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	729.30	449.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3646.560 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.112]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 729.295 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.105]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 449.010 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (449.010-402.702) x 300.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 74.690 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 300.00 x 1000 = 209.477 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 209.477 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 209.477) = 559.810 kN ≥ 449.010 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	950	1441.519	711.104	493.3

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1077760.0 x 100.000 + 1077760.0 x 970.000) / 26253020.0

= 525.821 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11119.275 + 1015.924 - 1077.760 = 11057.439 kN

Mb = Cc x 707.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4045.030 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 365.820 mm, e = Mu/Pu = 493.302 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 375.12 mm, a = k1 x c = 318.85 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 318848.896 = 7317.582 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 7317.582 + 1015.924 - 1077.760 = 7255.746 kN

Mn = Cc x 790.576 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3579.306 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=493.306)| = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 375.116 mm, a = k1 x c = 318.849 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-375.12) / 375.12 = 0.00460

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.823

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18149.478 kN ≥ Pn = 7255.746 kN

ΦPn = 0.82 x 7255.746 = 5972.757 kN ≥ Pu = 1441.519 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.493 = 2946.371 kN.m ≥ Mu = 711.104 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 579.062 kN

< Vu (= 599.514 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (599.514 - 579.062) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 12.782 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 847.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (772.083 + 847.360) = 1214.582 kN ≥ 599.514 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1441.519	928.611	644.2

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22810520.0

= 449.055 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 1077.760 = 9535.854 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3075.439 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 322.513 mm, e = Mu/Pu = 644.189 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 174.19 mm, a = k1 x c = 148.06 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 148064.375 = 3398.077 kN

∑Csi = 626.732 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 3398.077 + 626.732 - 1077.760 = 2947.049 kN

Mn = Cc x 745.968 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1898.480 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=644.197)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 174.193 mm, a = k1 x c = 148.064 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-174.19) / 174.19 = 0.01112

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18149.478 kN ≥ Pn = 2947.049 kN

ΦPn = 0.85 x 2947.049 = 2504.992 kN ≥ Pu = 1441.519 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.644 = 1613.689 kN.m ≥ Mu = 928.611 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 593.539 kN

< Vu (= 599.514 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (599.514 - 593.539) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 3.643 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 868.544 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (791.385 + 868.544) = 1244.947 kN ≥ 599.514 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1490.939	436.792	293

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1647200.0 x 100.000 + 1077760.0 x 820.000) / 23379960.0

= 442.397 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 9363.600 + 1015.924 - 1647.200 = 8732.324 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3322.246 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.454 mm, e = Mu/Pu = 292.964 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 555.77 mm, a = k1 x c = 472.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 472405.243 = 10841.700 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1085.774 kN

Pn = 10841.700 + 1015.924 - 1085.774 = 10771.850 kN

Mn = Cc x 563.797 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3155.734 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=292.961)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 555.771 mm, a = k1 x c = 472.405 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-555.77) / 555.77 = 0.00132

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN ≥ Pn = 10771.850 kN

ΦPn = 0.78 x 10771.850 = 8437.949 kN ≥ Pu = 1490.939 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.293 = 2472.018 kN.m ≥ Mu = 436.792 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 581.101 kN

< Vu (= 820.102 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (820.102 - 581.101) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 298.752 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (774.801 + 423.680) = 898.861 kN ≥ 820.102 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1490.939	117.654	78.9

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 80.000 + 1647200.0 x 800.000) / 23379960.0

= 457.603 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9597.690 + 1552.692 - 1077.760 = 10072.622 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3177.719 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 315.481 mm, e = Mu/Pu = 78.913 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 901.13 mm, a = k1 x c = 765.96 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 765959.778 = 17578.777 kN

∑Csi = 1698.239 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 17578.777 + 1698.239 - 0.000 = 19277.016 kN

Mn = Cc x 437.020 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1521.166 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=78.911)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 901.129 mm, a = k1 x c = 765.960 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-901.13) / 901.13 = -0.00027

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN < Pn = 19277.016 kN

ΦPn = 0.78 x 18578.892 = 14553.466 kN ≥ Pu = 1490.939 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.079 = 1148.455 kN.m ≥ Mu = 117.654 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 595.628 kN

< Vu (= 820.102 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (820.102 - 595.628) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 273.749 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (794.171 + 434.272) = 921.332 kN ≥ 820.102 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	906	1541.962	2172.372	1408.8

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0137) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 3677120.0 x 144.095 + 1238720.0 x 969.967) / 29012575.0
= 495.708 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 543.52 mm, ab = k1 x cb = 461.99 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 461994.357 = 10602.770 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10602.770 + 1167.648 - 3677.120 = 8093.299 kN

Mb = Cc x 674.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5274.159 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.670 mm, e = Mu/Pu = 1408.836 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 283.02 mm, a = k1 x c = 240.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 240563.315 = 5520.928 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 5520.928 + 1167.648 - 3677.120 = 3011.457 kN

Mn = Cc x 785.590 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4242.646 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1408.835)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 283.016 mm, a = k1 x c = 240.563 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-283.02) / 283.02 = 0.00707

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20231.035 kN ≥ Pn = 3011.457 kN

ΦPn = 0.85 x 3011.457 = 2559.738 kN ≥ Pu = 1541.962 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.409 = 3606.252 kN.m ≥ Mu = 2172.372 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 755.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 755.90 = 551.059 kN
< Vu (= 1068.933 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1068.933 - 551.059) x 150.00 / (400.0 x 755.90 x Φ) = 342.553 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 755.90 / 150.00 = 800.654 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 755.90 = 2618.530 kN ≥ 800.654 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (734.745 + 800.654) = 1151.550 kN ≥ 1068.933 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1541.962	389.053	252.3

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9192.800 mm² (압축중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0137) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3677120.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1238720.0 x 80.000 + 3677120.0 x 755.905) / 25570840.0

= 476.066 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3466.145 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 9597.690 + 3466.145 - 1238.720 = 11825.115 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3522.490 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 297.882 mm, e = Mu/Pu = 252.310 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 552.24 mm, a = k1 x c = 469.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 469405.613 = 10772.859 kN

∑Csi = 3466.145 kN, ∑Tsi = 900.902 kN

Pn = 10772.859 + 3466.145 - 900.902 = 13338.102 kN

Mn = Cc x 585.297 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3365.343 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=252.310)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 552.242 mm, a = k1 x c = 469.406 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-552.24) / 552.24 = 0.00145

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20231.035 kN ≥ Pn = 13338.102 kN

ΦPn = 0.78 x 13338.102 = 10448.180 kN ≥ Pu = 1541.962 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.252 = 2636.182 kN.m ≥ Mu = 389.053 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 597.785 kN

< Vu (= 1068.933 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1068.933 - 597.785) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 287.286 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 868.544 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (797.046 + 868.544) = 1249.193 kN ≥ 1068.933 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	950	1018.33	1637.446	1608

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 2541440.0 x 100.000 + 916800.0 x 969.967) / 27554975.0

= 500.592 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 569.98 mm, ab = k1 x cb = 484.48 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484483.000 = 11118.885 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11118.885 + 864.199 - 2541.440 = 9441.643 kN

Mb = Cc x 707.725 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4838.694 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 512.484 mm, e = Mu/Pu = 1607.972 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 191.29 mm, a = k1 x c = 162.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 162595.372 = 3731.564 kN

∑Csi = 747.468 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3731.564 + 747.468 - 2541.440 = 1937.592 kN

Mn = Cc x 868.669 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3115.583 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1607.967)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 191.289 mm, a = k1 x c = 162.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-191.29) / 191.29 = 0.01190

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 1937.592 kN

ΦPn = 0.85 x 1937.592 = 1646.953 kN ≥ Pu = 1018.330 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.608 = 2648.254 kN.m ≥ Mu = 1637.446 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 561.610 kN

< Vu (= 586.119 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (586.119 - 561.610) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 15.318 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 540.587 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (748.814 + 540.587) = 967.050 kN ≥ 586.119 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1018.33	192.117	188.7

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 24113240.0

= 472.821 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 916.800 = 11076.515 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3236.991 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 292.239 mm, e = Mu/Pu = 188.659 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 658.11 mm, a = k1 x c = 559.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 559394.188 = 12838.097 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 338.287 kN

Pn = 12838.097 + 2395.625 - 338.287 = 14895.435 kN

Mn = Cc x 540.303 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2810.071 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=188.653)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 658.111 mm, a = k1 x c = 559.394 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-658.11) / 658.11 = 0.00074

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 14895.435 kN

ΦPn = 0.78 x 14895.435 = 11668.091 kN ≥ Pu = 1018.330 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.189 = 2201.289 kN.m ≥ Mu = 192.117 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 575.651 kN

< Vu (= 586.119 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (586.119 - 575.651) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 6.383 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 554.101 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (767.534 + 554.101) = 991.227 kN ≥ 586.119 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1107.916	550.802	497.2

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 100.000 + 916800.0 x 820.000) / 22649560.0

= 448.322 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9363.600 + 864.199 - 1077.760 = 9150.039 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3015.766 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 329.591 mm, e = Mu/Pu = 497.151 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 262.24 mm, a = k1 x c = 222.90 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 222901.917 = 5115.599 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 5115.599 + 864.199 - 1077.760 = 4902.038 kN

Mn = Cc x 688.549 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2437.075 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=497.156)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 262.238 mm, a = k1 x c = 222.902 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-262.24) / 262.24 = 0.00615

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18028.098 kN ≥ Pn = 4902.038 kN

ΦPn = 0.85 x 4902.038 = 4166.732 kN ≥ Pu = 1107.916 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.497 = 2071.496 kN.m ≥ Mu = 550.802 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 565.305 kN

≥ Vu (= 508.928 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1107.916	238.807	215.5

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22649560.0

= 451.678 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 916.800 = 9696.814 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2990.604 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 308.411 mm, e = Mu/Pu = 215.546 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 623.17 mm, a = k1 x c = 529.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 529694.901 = 12156.498 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 434.359 kN

Pn = 12156.498 + 1015.924 - 434.359 = 12738.062 kN

Mn = Cc x 555.153 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2745.722 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=215.553)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 623.170 mm, a = k1 x c = 529.695 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-623.17) / 623.17 = 0.00095

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18028.098 kN ≥ Pn = 12738.062 kN

ΦPn = 0.78 x 12738.062 = 9978.149 kN ≥ Pu = 1107.916 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.216 = 2150.749 kN.m ≥ Mu = 238.807 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 579.438 kN

≥ Vu (= 508.928 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,067	100	967	1137.535	320.585	281.8

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066.7 x 1000.0 = 24480000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (24480000.0 x 533.33 + 1077760.0 x 100.000 + 1077760.0 x 986.667) / 26635520.0

= 534.143 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 580.00 mm, ab = k1 x cb = 493.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 493000.000 = 11314.350 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11314.350 + 1015.924 - 1077.760 = 11252.514 kN

Mb = Cc x 720.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4163.808 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 370.034 mm, e = Mu/Pu = 281.824 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 697.24 mm, a = k1 x c = 592.65 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 592654.165 = 13601.413 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 624.700 kN

Pn = 13601.413 + 1015.924 - 624.700 = 13992.637 kN

Mn = Cc x 670.340 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3943.551 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=281.830)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1066.67 - 100.00 = 966.667 mm

c = 697.240 mm, a = k1 x c = 592.654 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (966.67-697.24) / 697.24 = 0.00116

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18149.478 kN ≥ Pn = 13992.637 kN

ΦPn = 0.78 x 13992.637 = 10960.899 kN ≥ Pu = 1137.535 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.282 = 3089.045 kN.m ≥ Mu = 320.585 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 566.526 kN

≥ Vu (= 505.999 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1137.535	641.932	564.3

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22810520.0

= 449.055 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 1077.760 = 9535.854 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3075.439 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 322.513 mm, e = Mu/Pu = 564.318 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 211.30 mm, a = k1 x c = 179.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 179604.912 = 4121.933 kN

∑Csi = 789.711 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 4121.933 + 789.711 - 1077.760 = 3833.884 kN

Mn = Cc x 730.198 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2163.503 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=564.311)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 211.300 mm, a = k1 x c = 179.605 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-211.30) / 211.30 = 0.00864

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18149.478 kN ≥ Pn = 3833.884 kN

ΦPn = 0.85 x 3833.884 = 3258.801 kN ≥ Pu = 1137.535 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.564 = 1839.000 kN.m ≥ Mu = 641.932 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 580.690 kN

≥ Vu (= 505.999 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	950	824.076	606.491	736

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3715.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1486240.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1238720.0 x 100.000 + 1486240.0 x 970.000) / 26822460.0

= 530.030 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11119.275 + 1400.967 - 1238.720 = 11281.522 kN

Mb = Cc x 707.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4237.114 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 375.580 mm, e = Mu/Pu = 735.965 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 188.60 mm, a = k1 x c = 160.31 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 160313.904 = 3679.204 kN

∑Csi = 1198.464 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3679.204 + 1198.464 - 1238.720 = 3638.948 kN

Mn = Cc x 869.843 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2678.137 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=735.964)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 188.605 mm, a = k1 x c = 160.314 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-188.60) / 188.60 = 0.01211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN ≥ Pn = 3638.948 kN

ΦPn = 0.85 x 3638.948 = 3093.106 kN ≥ Pu = 824.076 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.736 = 2276.417 kN.m ≥ Mu = 606.491 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 553.600 kN

< Vu (= 649.466 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (649.466 - 553.600) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 59.917 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 847.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (738.133 + 847.360) = 1189.120 kN ≥ 649.466 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	824.076	1187.279	1440.7

㉯ 철근비 검토

As = 3715.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1486240.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1486240.0 x 80.000 + 1238720.0 x 800.000) / 23379960.0

= 445.023 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pb = 9597.690 + 1167.648 - 1486.240 = 9279.098 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3316.849 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 357.454 mm, e = Mu/Pu = 1440.739 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 119.94 mm, a = k1 x c = 101.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 101945.895 = 2339.658 kN

∑Csi = 237.787 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pn = 2339.658 + 237.787 - 1486.240 = 1091.205 kN

Mn = Cc x 769.027 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1572.152 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1440.748)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 119.936 mm, a = k1 x c = 101.946 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-119.94) / 119.94 = 0.01751

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN ≥ Pn = 1091.205 kN

ΦPn = 0.85 x 1091.205 = 927.524 kN ≥ Pu = 824.076 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.441 = 1336.320 kN.m ≥ Mu = 1187.279 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 567.440 kN

< Vu (= 649.466 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (649.466 - 567.440) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 50.016 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 868.544 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (756.586 + 868.544) = 1218.848 kN ≥ 649.466 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	873.496	138.69	158.8

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3715.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0081) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1486240.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1430080.0 x 100.000 + 1486240.0 x 820.000) / 23571320.0

= 452.095 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 9363.600 + 1400.967 - 1430.080 = 9334.487 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3302.776 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 353.825 mm, e = Mu/Pu = 158.775 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 741.88 mm, a = k1 x c = 630.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 630599.976 = 14472.269 kN

∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 168.045 kN

Pn = 14472.269 + 1400.967 - 168.045 = 15705.192 kN

Mn = Cc x 484.700 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2493.687 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=158.781)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 741.882 mm, a = k1 x c = 630.600 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-741.88) / 741.88 = 0.00024

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18723.197 kN ≥ Pn = 15705.192 kN

ΦPn = 0.78 x 15705.192 = 12302.400 kN ≥ Pu = 873.496 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.159 = 1953.319 kN.m ≥ Mu = 138.690 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 555.638 kN

< Vu (= 745.722 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (745.722 - 555.638) x 300.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 237.605 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 800.00 / 300.00 = 423.680 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 423.680 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (740.850 + 423.680) = 873.398 kN ≥ 745.722 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	873.496	388.329	444.6

㉯ 철근비 검토

As = 3715.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0081) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1486240.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1486240.0 x 80.000 + 1430080.0 x 800.000) / 23571320.0

= 447.905 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pb = 9597.690 + 1348.029 - 1486.240 = 9459.479 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3353.620 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.525 mm, e = Mu/Pu = 444.568 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 370.36 mm, a = k1 x c = 314.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 314807.129 = 7224.824 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pn = 7224.824 + 1348.029 - 1486.240 = 7086.613 kN

Mn = Cc x 662.596 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3150.523 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=444.574)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 370.361 mm, a = k1 x c = 314.807 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-370.36) / 370.36 = 0.00364

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18723.197 kN ≥ Pn = 7086.613 kN

ΦPn = 0.78 x 7086.613 = 5551.180 kN ≥ Pu = 873.496 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.445 = 2467.879 kN.m ≥ Mu = 388.329 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 569.529 kN

< Vu (= 745.722 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (745.722 - 569.529) x 300.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 214.870 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 = 434.272 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (759.371 + 434.272) = 895.233 kN ≥ 745.722 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	903	924.519	1636.825	1770.5

㉯ 철근비 검토

As = 8650.000 mm² (인장중심 = 146.86 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0147) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 3460000.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 3460000.0 x 146.862 + 1838560.0 x 969.967) / 29395295.0
= 508.308 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 541.86 mm, ab = k1 x cb = 460.58 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 460583.162 = 10570.384 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pb = 10570.384 + 1733.073 - 3460.000 = 8843.456 kN

Mb = Cc x 672.813 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5341.957 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 604.058 mm, e = Mu/Pu = 1770.460 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 206.49 mm, a = k1 x c = 175.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 175520.089 = 4028.186 kN

∑Csi = 1583.910 kN, ∑Tsi = 3460.000 kN

Pn = 4028.186 + 1583.910 - 3460.000 = 2152.096 kN

Mn = Cc x 815.344 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3810.215 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1770.467)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 206.494 mm, a = k1 x c = 175.520 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-206.49) / 206.49 = 0.01080

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20519.644 kN ≥ Pn = 2152.096 kN

ΦPn = 0.85 x 2152.096 = 1829.282 kN ≥ Pu = 924.519 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.770 = 3238.671 kN.m ≥ Mu = 1636.825 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 753.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 753.14 = 525.070 kN
< Vu (= 994.557 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (994.557 - 525.070) x 150.00 / (400.0 x 753.14 x Φ) = 311.687 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 753.14 / 150.00 = 797.723 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 753.14 = 2608.945 kN ≥ 797.723 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (700.094 + 797.723) = 1123.363 kN ≥ 994.557 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	924.519	505.781	547.1

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8650.000 mm² (압축중심 = 146.86 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0147) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 3460000.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 80.000 + 3460000.0 x 753.138) / 25953560.0

= 464.202 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3261.483 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9597.690 + 3261.483 - 1838.560 = 11020.612 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3824.515 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 347.033 mm, e = Mu/Pu = 547.075 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 265.93 mm, a = k1 x c = 226.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 226041.622 = 5187.655 kN

∑Csi = 2125.269 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 5187.655 + 2125.269 - 1838.560 = 5474.364 kN

Mn = Cc x 706.979 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2994.902 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=547.078)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 265.931 mm, a = k1 x c = 226.042 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-265.93) / 265.93 = 0.00625

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20519.644 kN ≥ Pn = 5474.364 kN

ΦPn = 0.85 x 5474.364 = 4653.209 kN ≥ Pu = 924.519 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.547 = 2545.653 kN.m ≥ Mu = 505.781 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 571.685 kN

< Vu (= 994.557 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (994.557 - 571.685) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 257.848 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 868.544 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (762.247 + 868.544) = 1223.093 kN ≥ 994.557 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,050	100	950	457.299	787.553	1722.2

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 2541440.0 x 100.000 + 916800.0 x 969.967) / 27554975.0

= 500.592 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 569.98 mm, ab = k1 x cb = 484.48 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484483.000 = 11118.885 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11118.885 + 864.199 - 2541.440 = 9441.643 kN

Mb = Cc x 707.725 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4838.694 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 512.484 mm, e = Mu/Pu = 1722.185 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 183.89 mm, a = k1 x c = 156.31 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156305.866 = 3587.220 kN

∑Csi = 724.325 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3587.220 + 724.325 - 2541.440 = 1770.105 kN

Mn = Cc x 871.814 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3048.437 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1722.178)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 183.889 mm, a = k1 x c = 156.306 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-183.89) / 183.89 = 0.01250

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 1770.105 kN

ΦPn = 0.85 x 1770.105 = 1504.589 kN ≥ Pu = 457.299 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.722 = 2591.181 kN.m ≥ Mu = 787.553 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 538.474 kN

< Vu (= 559.515 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (559.515 - 538.474) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 13.151 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 540.587 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (717.965 + 540.587) = 943.914 kN ≥ 559.515 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	457.299	145.724	318.7

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 24113240.0

= 472.821 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 916.800 = 11076.515 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3236.991 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 292.239 mm, e = Mu/Pu = 318.663 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 439.80 mm, a = k1 x c = 373.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 373833.466 = 8579.478 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 8579.478 + 2395.625 - 916.800 = 10058.303 kN

Mn = Cc x 633.083 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3205.261 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=318.668)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 439.804 mm, a = k1 x c = 373.833 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-439.80) / 439.80 = 0.00259

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19131.859 kN ≥ Pn = 10058.303 kN

ΦPn = 0.78 x 10058.303 = 7879.004 kN ≥ Pu = 457.299 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.319 = 2510.747 kN.m ≥ Mu = 145.724 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 551.936 kN

< Vu (= 559.515 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (559.515 - 551.936) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 4.621 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 554.101 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (735.914 + 554.101) = 967.512 kN ≥ 559.515 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	535.546	96.092	179.4

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0078) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1890080.0 x 100.000 + 916800.0 x 820.000) / 23461880.0

= 436.262 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pb = 9363.600 + 864.199 - 1890.080 = 8337.719 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3399.268 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 407.698 mm, e = Mu/Pu = 179.428 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 723.97 mm, a = k1 x c = 615.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 615373.230 = 14122.816 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 297.746 kN

Pn = 14122.816 + 864.199 - 297.746 = 14689.269 kN

Mn = Cc x 492.313 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2635.627 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=179.425)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 723.969 mm, a = k1 x c = 615.373 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-723.97) / 723.97 = 0.00032

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18640.668 kN ≥ Pn = 14689.269 kN

ΦPn = 0.78 x 14689.269 = 11506.594 kN ≥ Pu = 535.546 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.179 = 2064.602 kN.m ≥ Mu = 96.092 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 541.701 kN

≥ Vu (= 349.526 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	535.546	420.236	784.7

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0078) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 916800.0 x 80.000 + 1890080.0 x 800.000) / 23461880.0

= 463.738 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9597.690 + 1781.637 - 916.800 = 10462.527 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3131.141 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 299.272 mm, e = Mu/Pu = 784.687 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.77 mm, a = k1 x c = 98.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98405.478 = 2258.406 kN

∑Csi = 386.220 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2258.406 + 386.220 - 916.800 = 1727.825 kN

Mn = Cc x 770.797 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1355.819 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=784.697)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 115.771 mm, a = k1 x c = 98.405 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-115.77) / 115.77 = 0.01825

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18640.668 kN ≥ Pn = 1727.825 kN

ΦPn = 0.85 x 1727.825 = 1468.652 kN ≥ Pu = 535.546 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.785 = 1152.432 kN.m ≥ Mu = 420.236 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 555.243 kN

≥ Vu (= 349.526 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,067	100	967	576.52	240.963	418

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3715.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1066.7 x 1000.0 = 24480000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1486240.0 N

Xp = (24480000.0 x 533.33 + 1238720.0 x 100.000 + 1486240.0 x 986.667) / 27204960.0

= 538.369 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 580.00 mm, ab = k1 x cb = 493.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 493000.000 = 11314.350 kN, ∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11314.350 + 1400.967 - 1238.720 = 11476.597 kN

Mb = Cc x 720.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4359.429 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 379.854 mm, e = Mu/Pu = 417.961 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 516.99 mm, a = k1 x c = 439.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 439444.224 = 10085.245 kN

∑Csi = 1400.967 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 10085.245 + 1400.967 - 1238.720 = 10247.492 kN

Mn = Cc x 746.945 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4283.131 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=417.969)| = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1066.67 - 100.00 = 966.667 mm

c = 516.993 mm, a = k1 x c = 439.444 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (966.67-516.99) / 516.99 = 0.00261

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN ≥ Pn = 10247.492 kN

ΦPn = 0.78 x 10247.492 = 8027.202 kN ≥ Pu = 576.520 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.418 = 3355.058 kN.m ≥ Mu = 240.963 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 543.391 kN

≥ Vu (= 387.175 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	576.52	780.766	1354.3

㉯ 철근비 검토

As = 3715.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1486240.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1486240.0 x 80.000 + 1238720.0 x 800.000) / 23379960.0

= 445.023 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pb = 9597.690 + 1167.648 - 1486.240 = 9279.098 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3316.849 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 357.454 mm, e = Mu/Pu = 1354.275 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 122.87 mm, a = k1 x c = 104.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 104440.223 = 2396.903 kN

∑Csi = 274.786 kN, ∑Tsi = 1486.240 kN

Pn = 2396.903 + 274.786 - 1486.240 = 1185.450 kN

Mn = Cc x 767.780 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1605.424 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1354.274)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 122.871 mm, a = k1 x c = 104.440 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-122.87) / 122.87 = 0.01702

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18578.892 kN ≥ Pn = 1185.450 kN

ΦPn = 0.85 x 1185.450 = 1007.632 kN ≥ Pu = 576.520 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.354 = 1364.611 kN.m ≥ Mu = 780.766 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 556.975 kN

≥ Vu (= 387.175 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

23) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

24) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

25) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

26) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

33) 중간슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

34) 중간슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

35) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

36) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

37) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

38) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

43) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

44) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

45) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

46) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

49) 우측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

50) 우측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

51) 우측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

52) 우측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

53) 우측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

54) 우측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

55) 우측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

56) 우측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

57) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

58) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

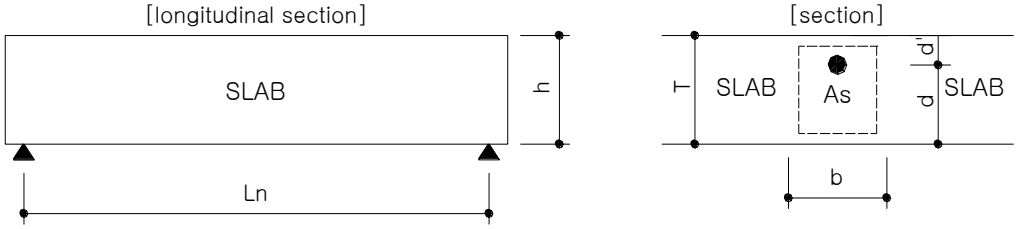
17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 9

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 4875.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2700.0 mm
- 단면 폭 : b = 900.0 mm
- 단면 높이 : h = 900.0 mm
- 유효높이 : d = 750.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 900.0 mm

- Ln / d = 3.60 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 1645.616 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 1645.62 \times 2.70^2 / 10 = 1199.654$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 1645.62 \times 2.70^2 / 14 = 856.896$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 1645.62 \times 2.70 \times 1.15 / 2 = 2554.820$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 405.00 mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 2554.820 - 0.405 \times 1645.616 = 1888.345$ kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	900.00	750.00	150.00	1199.65	1888.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5781.600 x 400.00 = 2312640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 111.965 mm, c = 111.965 / β1 = 111.965 / 0.85 = 131.724 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (750.00 - 131.724) / 131.724 = 0.01408

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5031.350 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5781.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.149]

1단 : H29 - 9.0 EA (= 5781.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00857

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.965 mm

ΦMn = 0.85 x 5781.600 x 400 x (750.00 - a/2) = 1364.261 kN.m

≥ Mu (= 1199.654 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.137]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
900.00	2700.00	750.00	1888.35	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 900.00 x 750.00
= 2192.127 kN ≥ Vu(= 1888.345 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √27 x 900.00 x 750.00 = 438.425 kN
< Vu (= 1888.345 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 100.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=225.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 100.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=135.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 3033.660 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x Max Sn = 0.75 x 2922.836 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)
= 2192.127 kN ≥ Vu(= 1888.345 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	900.00	820.00	80.00	856.90	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5781.600 x 400.00 = 2312640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 111.965 mm, c = 111.965 / β1 = 111.965 / 0.85 = 131.724 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 131.724) / 131.724 = 0.01568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3193.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5781.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.810]

1단 : H29 - 9.0 EA (= 5781.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00783

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.965 mm

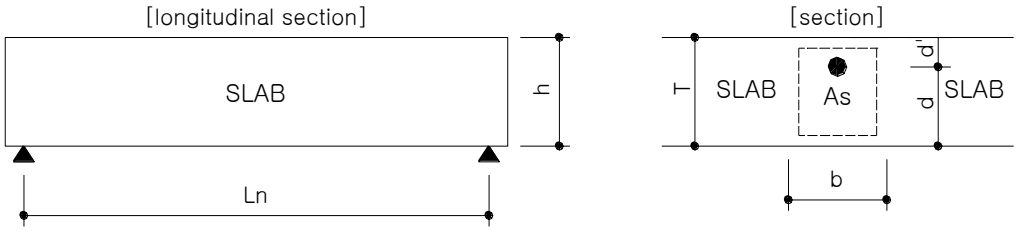
ΦMn = 0.85 x 5781.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1501.863 kN.m

≥ Mu (= 856.896 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.753]

(2) 거더 : JOINT 43

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 4875.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2700.0 mm
- 단면 폭 : b = 900.0 mm
- 단면 높이 : h = 700.0 mm
- 유효높이 : d = 570.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 900.0 mm

- Ln / d = 4.74 > 4 ∴ 따라서 일반 보로 계산

2) 하중계산

- W = 633.038 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 633.04 \times 2.70^2 / 10 = 461.485$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 633.04 \times 2.70^2 / 14 = 329.632$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 633.04 \times 2.70 \times 1.15 / 2 = 982.791$ kN.m

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	700.00	570.00	130.00	461.49	982.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3483.900 x 400.00 = 1393560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 79.375) / 79.375 = 0.01854

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2486.249 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3483.9 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.401]

1단 : H22 - 9.0 EA (= 3483.9 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00679

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 3483.900 x 400 x (570.00 - a/2) = 635.221 kN.m

≥ Mu (= 461.485 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.376]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
900.00	2700.00	570.00	982.79	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 900.00 x 570.00

= 1666.016 kN ≥ Vu(= 982.791 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 900.00 x 570.00 = 333.203 kN

< Vu (= 982.791 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 100.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=225.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 100.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=135.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2229.636 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x Max Sn = 0.75 x 2221.355 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)

= 1666.016 kN ≥ Vu(= 982.791 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	700.00	620.00	80.00	329.63	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3483.900 x 400.00 = 1393560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 79.375) / 79.375 = 0.02043

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1603.894 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3483.9 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.172]

1단 : H22 - 9.0 EA (= 3483.9 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00624

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 3483.900 x 400 x (620.00 - a/2) = 694.447 kN.m

≥ Mu (= 329.632 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.107]

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.10	0.90	3.82	4.875	1289.77	56.69	6287.63	276.34	상시(ULT)	67
					1008.84	766.42	4918.08	3736.30	상시(ULT)	19
W1(2층)	1.00	0.30	3.74	-	1295.68	230.58	1295.68	230.58	상시	4
					1101.12	242.91	1101.12	242.91	상시(ULT)	11

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1295.68\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,100	900	80	820	6287.634	276.34	43.9

* 철근비 검토

Ag = 990000.00 mm² , Ast = 28591.20 mm² , Puse = 0.02888

- 1단 : H32 - 36EA (As=28591.200 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0289) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 460020.000 = 10557.459 kN, ∑Csi = 4585.127 kN, ∑Tsi = 4325.484 kN

Pb = 10557.459 + 4585.127 - 4325.484 = 10817.101 kN

Mb = Cc x 240.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5498.866 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.349 mm, e = Mu/Pu = 43.950 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1032.82 mm, a = k1 x c = 877.90 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 965686.821 = 22162.513 kN

∑Csi = 7451.354 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 22162.513 + 7451.354 - 0.000 = 29613.866 kN

Mn = Cc x 11.051 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1301.802 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=43.959)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 1032.820 mm, a = k1 x c = 877.897 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-1032.82) / 1032.82 = -0.00062

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26800.650 kN < Pn = 29613.866 kN

ΦPn = 0.65 x 26800.650 = 17420.422 kN ≥ Pu = 6287.634 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.044 = 765.622 kN.m ≥ Mu = 276.340 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,100	900	80	820	4918.075	3736.295	759.7

* 철근비 검토

Ag = 990000.00 mm² , Ast = 28591.20 mm² , Puse = 0.02888

- 1단 : H32 - 36EA (As=28591.200 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0289) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 460020.000 = 10557.459 kN, ∑Csi = 4585.127 kN, ∑Tsi = 4325.484 kN

Pb = 10557.459 + 4585.127 - 4325.484 = 10817.101 kN

Mb = Cc x 240.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5498.866 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.349 mm, e = Mu/Pu = 759.707 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 385.80 mm, a = k1 x c = 327.93 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360721.376 = 8278.556 kN

∑Csi = 4116.303 kN, ∑Tsi = 5291.144 kN

Pn = 8278.556 + 4116.303 - 5291.144 = 7103.714 kN

Mn = Cc x 286.036 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5396.731 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=759.705)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 385.798 mm, a = k1 x c = 327.929 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-385.80) / 385.80 = 0.00338

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0034-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.742

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26800.650 kN ≥ Pn = 7103.714 kN

ΦPn = 0.74 x 7103.714 = 5269.246 kN ≥ Pu = 4918.075 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.760 = 4003.082 kN.m ≥ Mu = 3736.295 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

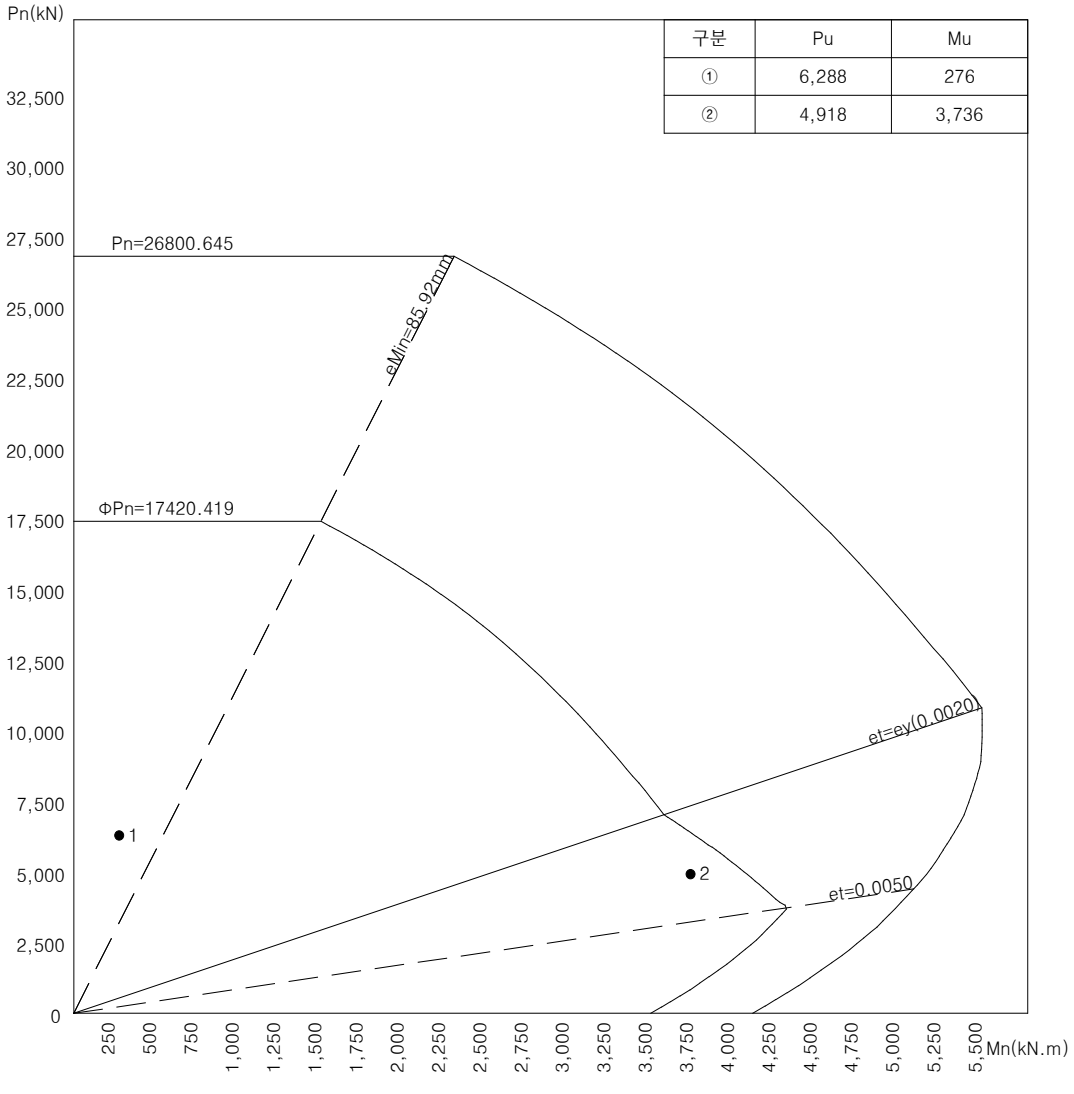
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 1614.194 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 2152.259 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 900.000 mm, d' = 80.000 mm
  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)
     = 272.632 mm
  d = h/2 + Zs
     = 900.000/2 + 272.632
     = 722.632 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
     = 1/6 x √(27) x 900.000 x 722.632
     = 563.236 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 281.618 ≤ Vn > Vc = 563.236 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 1589.024 kN

④ 필요철근량 계산 Av
  Av = Vs x s / (fy x d) = 549.735 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
  띠철근의 수직 간격 S = 100.00 mm d = 722.632 mm fy = 400 MPa
  사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²
  AvUse = 573.000 mm² ≥ 549.735 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	6,288	276
②	4,918	3,736

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	1295.683	230.583	178

* 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0238) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 762.996 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 2574.990 + 762.996 - 1430.080 = 1907.906 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 395.307 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 207.194 mm, e = Mu/Pu = 177.963 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 137.44 mm, a = k1 x c = 116.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116825.066 = 2681.135 kN

∑Csi = 814.466 kN, ∑Tsi = 1288.539 kN

Pn = 2681.135 + 814.466 - 1288.539 = 2207.062 kN

Mn = Cc x 161.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 392.769 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=177.960)| = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 137.441 mm, a = k1 x c = 116.825 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-137.44) / 137.44 = 0.00180

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 7664.847 kN ≥ Pn = 2207.062 kN

ΦPn = 0.65 x 2207.062 = 1434.590 kN ≥ Pu = 1295.683 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.178 = 255.303 kN.m ≥ Mu = 230.583 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 186.976 kN

≥ Vu (= 116.512 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	1101.124	242.911	220.6

* 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0238) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 762.996 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 2574.990 + 762.996 - 1430.080 = 1907.906 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 395.307 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 207.194 mm, e = Mu/Pu = 220.603 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 126.95 mm, a = k1 x c = 107.91 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 107908.211 = 2476.493 kN

∑Csi = 711.289 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2476.493 + 711.289 - 1430.080 = 1757.703 kN

Mn = Cc x 166.046 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 387.753 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=220.602)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 126.951 mm, a = k1 x c = 107.908 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-126.95) / 126.95 = 0.00220

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.66 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0022-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.663

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 7664.847 kN ≥ Pn = 1757.703 kN

ΦPn = 0.66 x 1757.703 = 1165.809 kN ≥ Pu = 1101.124 kN ∴ O.K

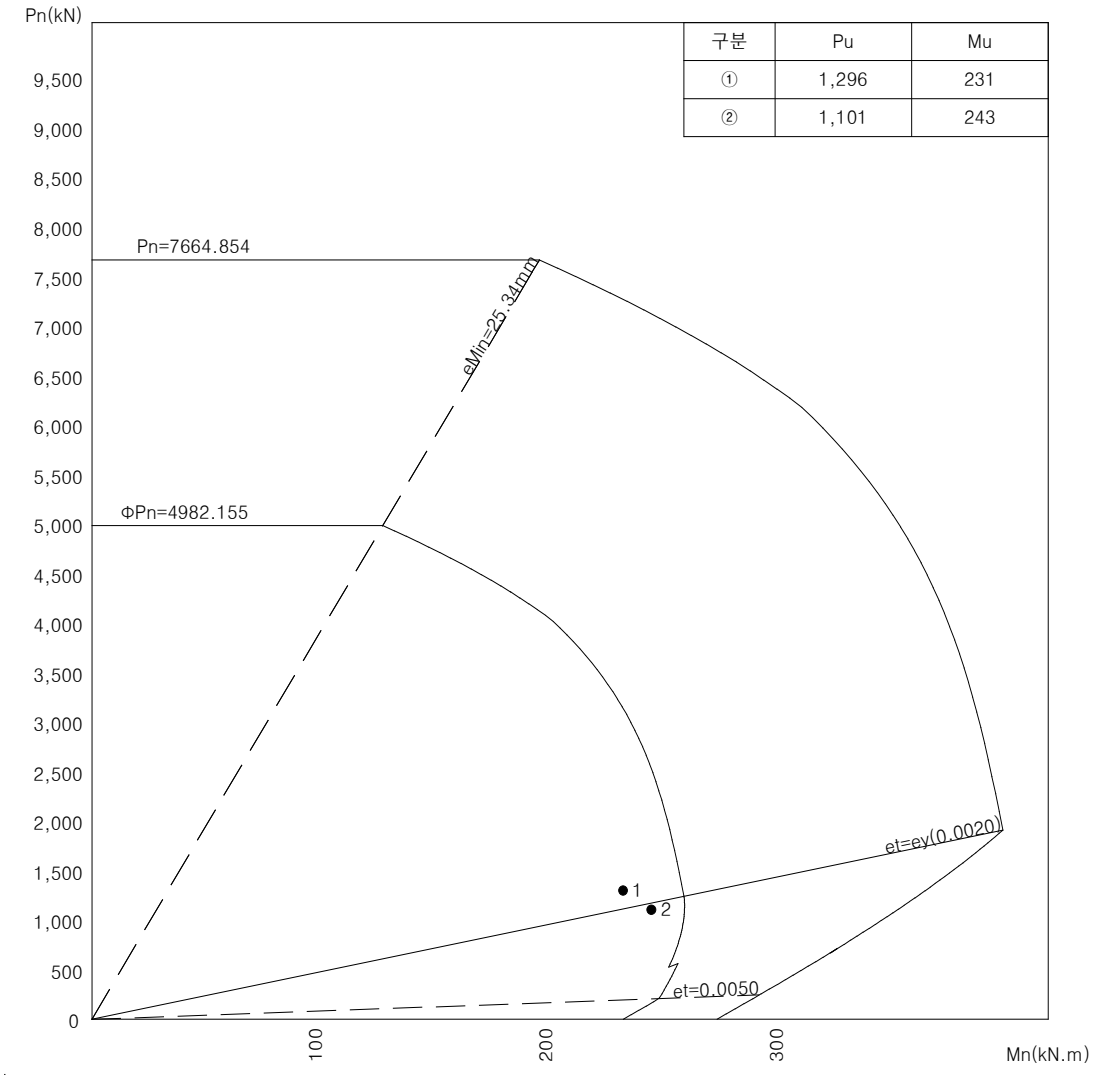
ΦMn = ΦPn x 0.221 = 257.181 kN.m ≥ Mu = 242.911 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 180.357 kN

≥ Vu (= 116.512 kN) , 전단보강 불필요.

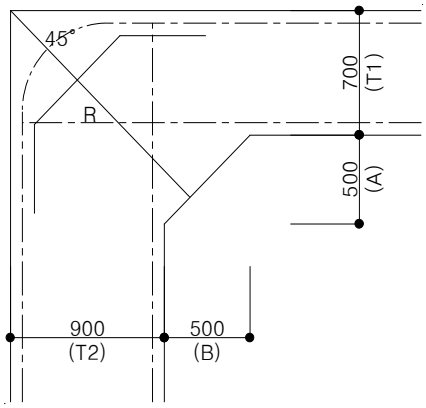
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	1,296	231
②	1,101	243

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 극한 모멘트 : Mu = 1637.446 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1101.560 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mu}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1637.45 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 3.713 \text{ MPa} > 1/3\sqrt{fck} \ (=1.732)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1101.56 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 8242.546 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8242.546 mm² - 3176.800 mm²

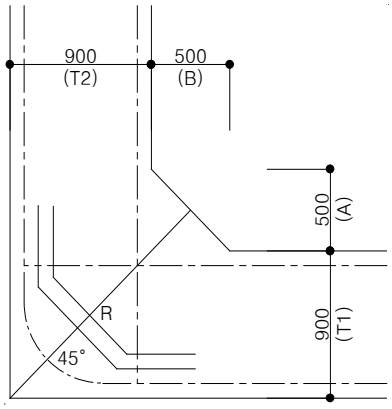
= 5065.746 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5065.746 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 극한 모멘트 : Mu = 2394.050 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1629.604 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mu}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2394.05 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 4.526 \text{ MPa} > 1/3\sqrt{fck} \ (=1.732)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1629.60 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 11133.373 \text{ mm}$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11133.373 mm² - 4596.400 mm²

= 6536.973 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H13 - 4EA

∴ Total As = 6860.400 mm² > Req'd As (= 6536.973 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0070078 + √(2 x 0.0491 + (0.0491)²) = 0.268

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.268 /3 = 0.911

  fs = Mo / (As x d x j) = 176398427.000 / (5746.400 x 820.000 x 0.911)

  = 41.108 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 41.108 x 5746.400 = 236221.491 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3096.8 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0037766 + √(2 x 0.0264 + (0.0264)²) = 0.205

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.205 /3 = 0.932

  fs = Mo / (As x d x j) = 176398427.000 / (3096.800 x 820.000 x 0.932)

  = 74.561 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 74.561 x 3096.800 = 230899.566 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

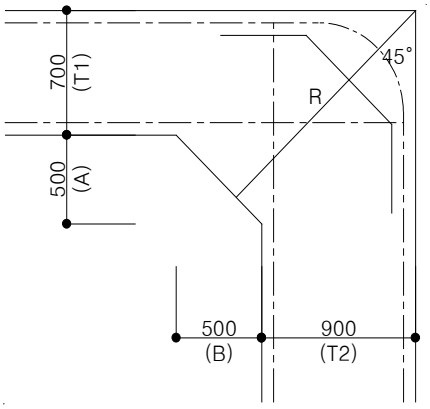
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(236221.491² + 230899.566²) / 180.0

  As = 1835.144 ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 극한 모멘트 : Mu = 790.157 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 548.468 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mu}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 790.16 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.792 \text{ MPa} > 1/3\sqrt{fck}\ (=1.732)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 548.47 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 4103.971 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4103.971 mm² - 3176.800 mm²

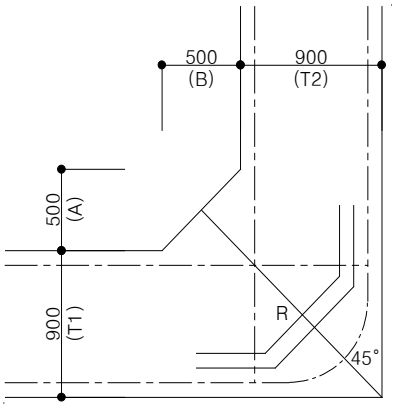
= 927.171 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H13 - 8EA

∴ Total As = 1013.600 mm² > Req'd As (= 927.171 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 극한 모멘트 : Mu = 2054.230 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1384.631 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mu}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2054.23 \times 10^6}{1626.346^2 \times 1000} = 3.883 \text{ MPa} > 1/3\sqrt{fck} \ (=1.732)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1384.63 \times 10^6}{1626.346 \times 180} = 9459.729 \text{ mm}^2$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9459.729 mm² - 4596.400 mm²

= 4863.329 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4863.329 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0062673 + √(2 x 0.0439 + (0.0439)²) = 0.256

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.256 /3 = 0.915

  fs = Mo / (As x d x j) = 294040519.000 / (5139.200 x 820.000 x 0.915)

  = 76.272 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 76.272 x 5139.200 = 391979.157 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0027951 + √(2 x 0.0196 + (0.0196)²) = 0.179

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 /3 = 0.940

  fs = Mo / (As x d x j) = 294040519.000 / (2292.000 x 820.000 x 0.940)

  = 166.391 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 166.391 x 2292.000 = 381368.545 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(391979.157² + 381368.545²) / 180.0

  As = 3038.283 ㎟

  사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ 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 (상면)	1	717	H32 - 8.0EA	125	290.289	O.K	2.322
		좌측 (하면)	1	620	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	620	H25 - 8.0EA	125	337.341	O.K	2.699
		우측 (상면)	3	717	H29 - 8.0EA	125	286.955	O.K	2.296
		우측 (하면)	3	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	717	H29 - 8.0EA	125	372.106	O.K	2.977
		좌측 (하면)	4	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	600	H29 - 8.0EA	125	395.985	O.K	3.168
		중앙부 (하면)	5	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	717	H32 - 8.0EA	125	579.887	O.K	4.639
		우측 (하면)	6	620	H22 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	820	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	2043.411	O.K	16.347
		좌측 (하면)	7	906	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	266.937	O.K	2.135
		중앙부 (상면)	8	820	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	318.443	O.K	2.548
		중앙부 (하면)	8	800	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	9	820	H29 - 8.0EA	125	954.973	O.K	7.640
		우측 (하면)	9	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	288.973	O.K	2.312
	2 경간	좌측 (상면)	10	820	H29 - 8.0EA	125	3499.208	O.K	27.994
		좌측 (하면)	10	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	483.600	O.K	3.869
		중앙부 (상면)	11	820	H29 - 8.0EA	125	833.583	O.K	6.669
		중앙부 (하면)	11	753	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	333.890	O.K	2.671
		우측 (상면)	12	820	H29 - 8.0EA	125	1101.316	O.K	8.811
		우측 (하면)	12	903	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	318.391	O.K	2.547

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	787	H25 - 8.0EA	125	324.997	O.K	2.600
		좌측(하면)	13	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	322.507	O.K	2.580
		중앙부(상면)	14	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	16820.791	O.K	134.566
		중앙부(하면)	14	620	H25 - 8.0EA	125	1074.429	O.K	8.595
		우측(상면)	15	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	306.813	O.K	2.455
		우측(하면)	15	620	H25 - 8.0EA	125	458.501	O.K	3.668
	2경간	좌측(상면)	16	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1655.170	O.K	13.241
		좌측(하면)	16	620	H25 - 8.0EA	125	8909.845	O.K	71.279
		중앙부	17	620	H25 - 8.0EA	125	753.146	O.K	6.025
		우측(상면)	18	787	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	325.906	O.K	2.607
		우측(하면)	18	620	H25 - 8.0EA	125	343.372	O.K	2.747
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	950	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	392.659	O.K	3.141
		1층(상부)	19	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	163.668	O.K	1.309
		1층(중앙부)	20	800	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	777.804	O.K	6.222
		1층(중앙부)	20	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	133176.543	O.K	1065.412
		1층(하부)	21	906	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	304.203	O.K	2.434
		1층(하부)	21	820	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	950	H32 - 8.0EA	125	314.933	O.K	2.519
		2층(상부)	22	820	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	800	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	372.787	O.K	2.982
		2층(중앙부)	23	820	H19 - 8.0EA	125	1078.632	O.K	8.629
		2층(하부)	24	967	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1782.125	O.K	14.257
		2층(하부)	24	820	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	269.250	O.K	2.154

우측벽체	1층	1층(상부)	25	950	H22 - 8.0EA	125	945.955	O.K	7.568
		1층(상부)	25	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	190.598	O.K	1.525
		1층(중앙부)	26	800	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2536.133	O.K	20.289
		1층(중앙부)	26	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	930.977	O.K	7.448
		1층(하부)	27	903	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	442.785	O.K	3.542
		1층(하부)	27	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2268.948	O.K	18.152
	2층	2층(상부)	28	950	H32 - 8.0EA	125	843.434	O.K	6.747
		2층(상부)	28	820	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	29	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	11392.369	O.K	91.139
		2층(중앙부)	29	820	H19 - 8.0EA	125	481.158	O.K	3.849
		2층(하부)	30	967	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	30	820	H29 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	348.566	O.K	2.789

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 861.477 x 1000000 / [6353.600 x (716.665 - 211.895/3)]
= 209.879 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x6353.600)]
= 211.895 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.88) - 2.5 x 84.00 = 290.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.88) = 400.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 290.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290.29 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 476.198 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 207.473 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 207.47) - 2.5 x 67.50 = 337.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 207.47) = 404.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 337.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 337.34 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 702.693 x 1000000 / [5139.200 x (716.668 - 193.933/3)]
= 209.704 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x5139.200)]
= 193.933 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.70) - 2.5 x 85.50 = 286.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.70) = 400.56 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 286.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 286.96 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 600.560 x 1000000 / [5139.200 x (716.667 - 193.933/3)]
= 179.225 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x5139.200)]
= 193.933 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 179.22) - 2.5 x 85.50 = 372.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 179.22) = 468.68 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 372.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 372.11 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 479.408 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 172.206 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 172.21) - 2.5 x 85.50 = 395.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 172.21) = 487.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 395.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.99 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 545.633 x 1000000 / [6353.600 x (716.667 - 211.895/3)]
= 132.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x6353.600)]
= 211.895 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 132.93) - 2.5 x 84.00 = 579.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 132.93) = 631.91 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 579.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 579.89 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 176.398 x 1000000 / [5746.400 x (820.000 - 219.750/3)]
= 41.108 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5746.400)]
= 219.750 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 41.11) - 2.5 x 64.00 = 2394.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 41.11) = 2043.41 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2043.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2043.41 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1629.604 x 1000000 / [9192.800 x (905.906 - 283.113/3)]
= 218.437 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x905.9/(7x9192.800)]
= 283.113 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 218.44) - 2.5 x 85.50 = 266.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 218.44) = 384.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 266.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 266.94 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 941.738 x 1000000 / [5746.400 x (820.000 - 219.750/3)]
= 219.462 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5746.400)]
= 219.750 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 219.46) - 2.5 x 64.00 = 318.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 219.46) = 382.75 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 318.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.44 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 339.100 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 87.961 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 87.96) - 2.5 x 65.50 = 1029.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 87.96) = 954.97 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 954.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 954.97 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1211.637 x 1000000 / [8650.000 x (753.138 - 247.462/3)]
= 208.862 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x753.1/(7x8650.000)]
= 247.462 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 208.86) - 2.5 x 85.50 = 288.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 208.86) = 402.18 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 288.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.97 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.544 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 24.005 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 24.01) - 2.5 x 65.50 = 4210.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 24.01) = 3499.21 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3499.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3499.21 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 873.475 x 1000000 / [8650.000 x (753.138 - 247.462/3)]
= 150.570 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x753.1/(7x8650.000)]
= 247.462 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 150.57) - 2.5 x 85.50 = 483.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 150.57) = 557.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 483.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 483.60 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 388.481 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 100.770 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 100.77) - 2.5 x 65.50 = 878.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 100.77) = 833.58 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 833.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 833.58 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1112.261 x 1000000 / [8650.000 x (753.138 - 247.462/3)]
= 191.732 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x753.1/(7x8650.000)]
= 247.462 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 191.73) - 2.5 x 85.50 = 333.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 191.73) = 438.11 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 333.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 333.89 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 294.041 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 76.272 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 76.27) - 2.5 x 65.50 = 1212.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 76.27) = 1101.32 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1101.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1101.32 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1384.631 x 1000000 / [8650.000 x (903.138 - 275.659/3)]
= 197.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x903.1/(7x8650.000)]
= 275.659 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.32) - 2.5 x 85.50 = 318.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.32) = 425.71 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 318.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.39 mm) ∴ O.K

18) 중간슬래브 1경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 625.031 x 1000000 / [4053.600 x (786.667 - 184.812/3)]
= 212.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x786.7/(7x4053.600)]
= 184.812 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 212.66) - 2.5 x 67.50 = 325.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 212.66) = 395.00 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 325.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 325.00 mm) ∴ O.K

19) 중간슬래브 1경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 559.075 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 215.935 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 215.93) - 2.5 x 65.50 = 322.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 215.93) = 389.01 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 322.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 322.51 mm) ∴ O.K

20) 중간슬래브 1경간(중앙부)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.159 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 4.994 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 4.99) - 2.5 x 67.50 = 20857.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 4.99) = 16820.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 16820.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 16820.79 mm) ∴ O.K

21) 중간슬래브 1경간(중앙부)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.444 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 78.181 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 78.18) - 2.5 x 67.50 = 1174.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 78.18) = 1074.43 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1074.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1074.43 mm) ∴ O.K

22) 중간슬래브 1경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 449.178 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 220.791 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 220.79) - 2.5 x 67.50 = 306.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 220.79) = 380.45 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 306.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 306.81 mm) ∴ O.K

23) 중간슬래브 1경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 384.216 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 167.397 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 167.40) - 2.5 x 67.50 = 458.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 167.40) = 501.80 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 458.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 458.50 mm) ∴ O.K

24) 중간슬래브 2경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.246 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 50.750 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 50.75) - 2.5 x 67.50 = 1900.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 50.75) = 1655.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1655.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1655.17 mm) ∴ O.K

25) 중간슬래브 2경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21.639 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 9.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 9.43) - 2.5 x 67.50 = 10968.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 9.43) = 8909.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 8909.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 8909.85 mm) ∴ O.K

26) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 255.992 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 111.532 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 111.53) - 2.5 x 67.50 = 772.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 111.53) = 753.15 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 753.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 753.15 mm) ∴ O.K

27) 중간슬래브 2경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 552.740 x 1000000 / [3575.200 x (786.667 - 174.977/3)]
= 212.269 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x786.7/(7x3575.200)]
= 174.977 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 212.27) - 2.5 x 67.50 = 325.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 212.27) = 395.72 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 325.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 325.91 mm) ∴ O.K

28) 중간슬래브 2경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 470.590 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 205.029 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 205.03) - 2.5 x 67.50 = 343.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 205.03) = 409.70 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 343.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 343.37 mm) ∴ O.K

29) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 410.633 x 1000000 / [2694.400 x (950.000 - 171.379/3)]
= 170.688 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x2694.400)]
= 171.379 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 170.69) - 2.5 x 89.00 = 392.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 170.69) = 492.13 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 392.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 392.66 mm) ∴ O.K

30) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 645.766 x 1000000 / [2694.400 x (820.000 - 158.022/3)]
= 312.344 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2694.400)]
= 158.022 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 312.34) - 2.5 x 69.00 = 163.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 312.34) = 268.93 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 163.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.67 mm) ∴ O.K

31) 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 321.552 x 1000000 / [4118.000 x (800.000 - 187.859/3)]
= 105.894 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4118.000)]
= 187.859 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 105.89) - 2.5 x 85.50 = 777.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 105.89) = 793.24 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 777.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 777.80 mm) ∴ O.K

32) 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.304 x 1000000 / [2694.400 x (820.000 - 158.022/3)]
= 0.631 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2694.400)]
= 158.022 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 0.63) - 2.5 x 69.00 = 166298.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 0.63) = 133176.54 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 133176.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133176.54 mm) ∴ O.K

33) 좌측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1512.294 x 1000000 / [9192.800 x (905.871 - 283.107/3)]
= 202.721 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x905.9/(7x9192.800)]
= 283.107 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 202.72) - 2.5 x 85.50 = 304.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 202.72) = 414.36 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 304.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 304.20 mm) ∴ O.K

34) 좌측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1101.560 x 1000000 / [6353.600 x (949.967 - 249.596/3)]
= 200.026 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x6353.600)]
= 249.596 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 200.03) - 2.5 x 84.00 = 314.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 200.03) = 419.95 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 314.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.93 mm) ∴ O.K

35) 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 355.509 x 1000000 / [2694.400 x (800.000 - 155.876/3)]
= 176.385 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2694.400)]
= 155.876 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 176.39) - 2.5 x 89.00 = 372.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 176.39) = 476.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 372.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 372.79 mm) ∴ O.K

36) 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.620 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 77.876 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 77.88) - 2.5 x 70.50 = 1172.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 77.88) = 1078.63 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1078.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1078.63 mm) ∴ O.K

37) 좌측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.442 x 1000000 / [2694.400 x (966.667 - 173.024/3)]
= 47.135 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x966.7/(7x2694.400)]
= 173.024 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 47.13) - 2.5 x 89.00 = 2005.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 47.13) = 1782.12 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1782.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1782.12 mm) ∴ O.K

38) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 491.422 x 1000000 / [2694.400 x (820.000 - 158.022/3)]
= 237.691 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2694.400)]
= 158.022 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 237.69) - 2.5 x 69.00 = 269.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 237.69) = 353.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 269.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 269.25 mm) ∴ O.K

39) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 244.522 x 1000000 / [3096.800 x (950.000 - 182.424/3)]
= 88.799 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x3096.800)]
= 182.424 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 88.80) - 2.5 x 89.00 = 959.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 88.80) = 945.96 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 945.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 945.96 mm) ∴ O.K

40) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 835.972 x 1000000 / [3715.600 x (820.000 - 182.153/3)]
= 296.319 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3715.600/1000.0 + 7x3715.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3715.600)]
= 182.153 mm

사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 296.32) - 2.5 x 65.50 = 190.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 296.32) = 283.48 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 190.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.60 mm) ∴ O.K

41) 우측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 87.760 x 1000000 / [3575.200 x (800.000 - 176.638/3)]
= 33.121 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3575.200)]
= 176.638 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 33.12) - 2.5 x 87.50 = 2951.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 33.12) = 2536.13 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2536.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2536.13 mm) ∴ O.K

42) 우측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.550 x 1000000 / [3715.600 x (820.000 - 182.153/3)]
= 90.228 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3715.600/1000.0 + 7x3715.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3715.600)]
= 182.153 mm

사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 90.23) - 2.5 x 65.50 = 999.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 90.23) = 930.98 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 930.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 930.98 mm) ∴ O.K

43) 우측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1122.241 x 1000000 / [8650.000 x (903.104 - 275.653/3)]
= 159.931 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8650.000/1000.0 + 7x8650.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x903.1/(7x8650.000)]
= 275.653 mm

사용철근량 = 8650.0 mm² (철근도심 : 146.9 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 159.93) - 2.5 x 85.50 = 442.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 159.93) = 525.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 442.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 442.79 mm) ∴ O.K

44) 우측벽체 1층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 128.204 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 37.022 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 37.02) - 2.5 x 65.50 = 2672.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 37.02) = 2268.95 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2268.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2268.95 mm) ∴ O.K

45) 우측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 548.468 x 1000000 / [6353.600 x (949.967 - 249.596/3)]
= 99.593 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x6353.600)]
= 249.596 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 99.59) - 2.5 x 84.00 = 844.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 99.59) = 843.43 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 843.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 843.43 mm) ∴ O.K

46) 우측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.557 x 1000000 / [4725.200 x (800.000 - 199.338/3)]
= 7.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4725.200)]
= 199.338 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 7.37) - 2.5 x 84.00 = 14030.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 7.37) = 11392.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 11392.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 11392.37 mm) ∴ O.K

47) 우측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 282.248 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 159.718 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 159.72) - 2.5 x 70.50 = 481.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 159.72) = 525.93 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 481.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 481.16 mm) ∴ O.K

48) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 578.207 x 1000000 / [3715.600 x (820.000 - 182.153/3)]
= 204.952 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3715.600/1000.0 + 7x3715.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3715.600)]
= 182.153 mm

사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 204.95) - 2.5 x 65.50 = 348.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 204.95) = 409.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 348.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 348.57 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 8.200 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 8.200 / 28

T = 0.293 m < 0.700 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

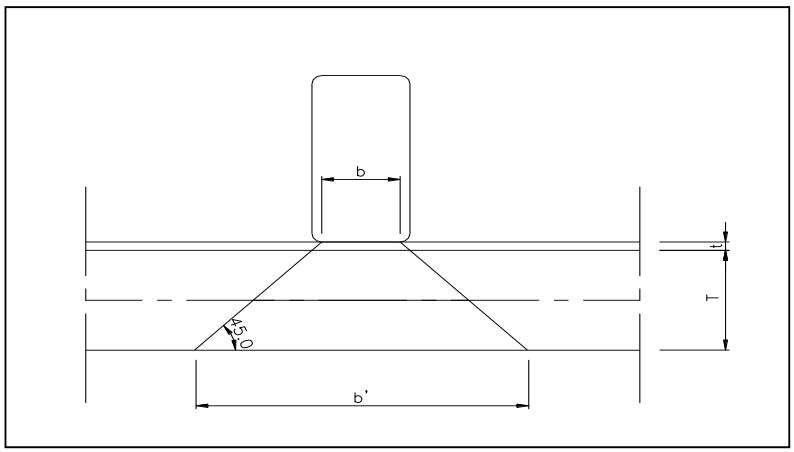
1) 고정하중

- 구체자중 = 1107.591 / 12.100 = 91.536 kN/m²
- 상부연직하중 = 105.835 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

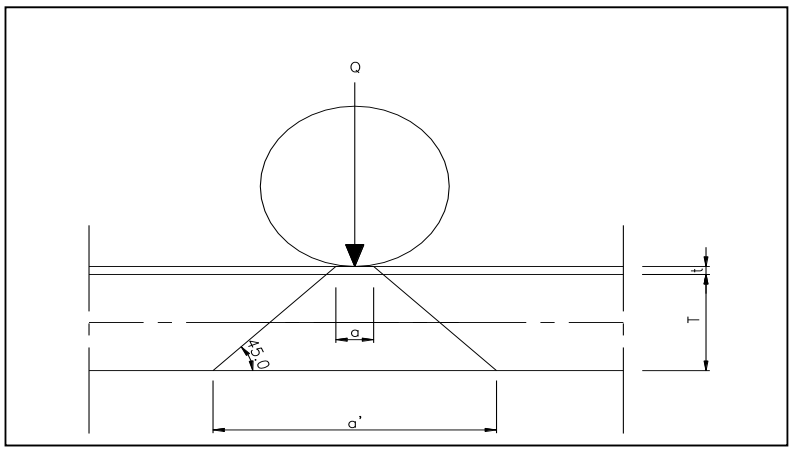


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.080)= 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 91.54 + 105.84 + 15.00 + 0.92 + 19.39

= 232.684 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 740.910 kN/m² ≥ Qmax = 232.684 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.050 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 5.465 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	12.100	×	0.700	×	25.000		=	211.750	kN/m
- 하부슬래브	:	12.100	×	0.900	×	25.000		=	272.250	kN/m
- 1층 좌측외벽	:	0.900	×	3.820	×	25.000		=	85.950	kN/m
- 2층 좌측외벽	:	0.900	×	4.240	×	25.000		=	95.400	kN/m
- 1층 우측외벽	:	0.900	×	3.600	×	25.000		=	81.000	kN/m
- 2층 우측외벽	:	0.900	×	4.240	×	25.000		=	95.400	kN/m
- 2층 중간벽체 1	:	0.300	×	4.240	×	25.000		=	31.800	kN/m
- 중간슬래브 1	:	0.700	×	7.600	×	25.000		=	133.000	kN/m
- 중간슬래브 2	:	0.700	×	2.400	×	25.000		=	42.000	kN/m
- 헌치 1	:	0.125	×	8	×	25.000		=	25.000	kN/m
- 포장	:	0.040	×	6.400	×	23.000		=	5.888	kN/m
							∴ Σ	=	1079.438	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500	×	12.100	×	23.000		=	139.150	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.500	×	12.100	×	19.000		=	114.950	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	4.465	×	12.100	×	10.000		=	540.265	kN/m
- 지하수 자중	:	4.465	×	12.100	×	10.000		=	540.265	kN/m
							∴ Σ	=	1334.630	kN/m

4) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 18.000 \times 0.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.531 \times (2 \times 0.000 \times 4.465 \times 18.000 + 4.360^2 \times 9.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 33.066$ kN/m

∴ Σ = 33.066 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반편,p.170)]

5) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

= 12.500 × 15.328 × 10.000

= 1916.000 kN/m

6) 안정검토

R = 2522.922 + 1727.002 + 30.332 = 4280.256 kN/m

Fs = R / U

= 2447.134 / 1916.000

= 1.277 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{272.250}{12.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.980 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.980 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{867.688}{12.500 \times 10.000 \times 1.100} = 6.310 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.310 m 이하유지

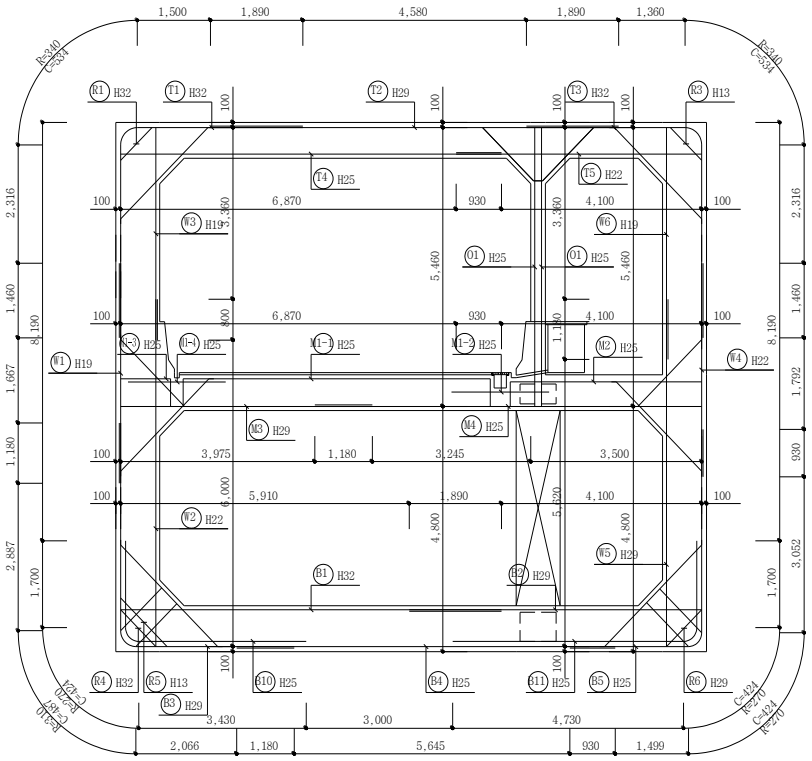
- 3단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1079.438}{12.500 \times 10.000 \times 1.100} = 7.850 \text{ m}$$

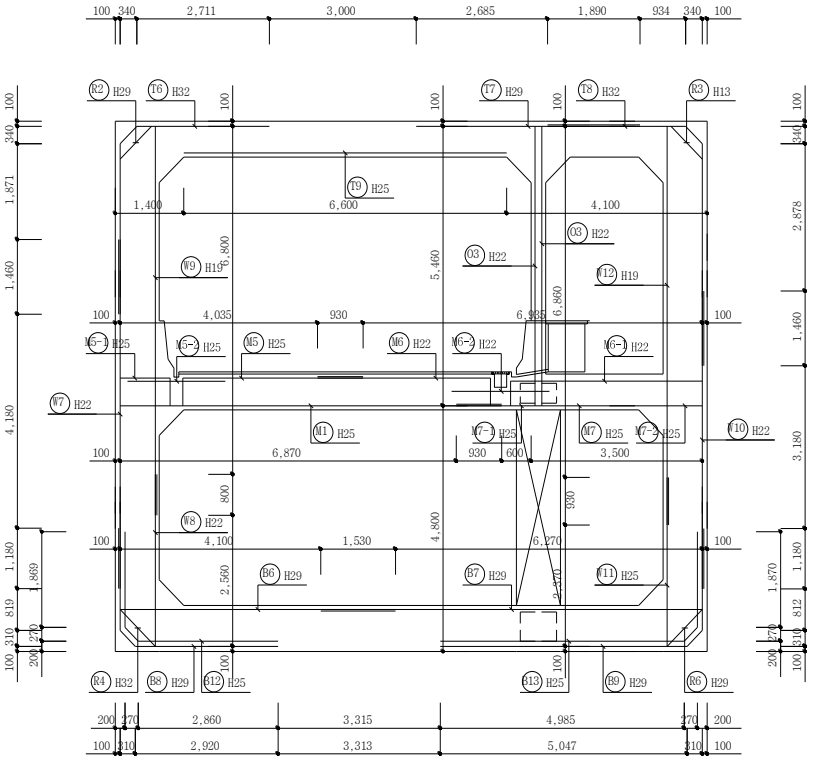
∴ 구조물 저면으로 부터 7.850 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서									
부 재		모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
		작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	326.2	682.2	317.9	925.1	2.09	2.91	H22@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	326.2	699.8	317.9	948.2	2.14	2.98	H22@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	63.8	354.9	2.4	519.6	5.56	214.54	H16@150	-
연직방향	1층 상단(외측)	481.5	908.0	433.7	948.2	1.89	2.19	H25@150	H13×2EA/m
	1층 하단(외측)	529.1	885.0	507.8	925.1	1.67	1.82	H25@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	263.8	508.7	128.5	519.6	1.93	4.04	H19@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압
단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³
* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수
* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	27783	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

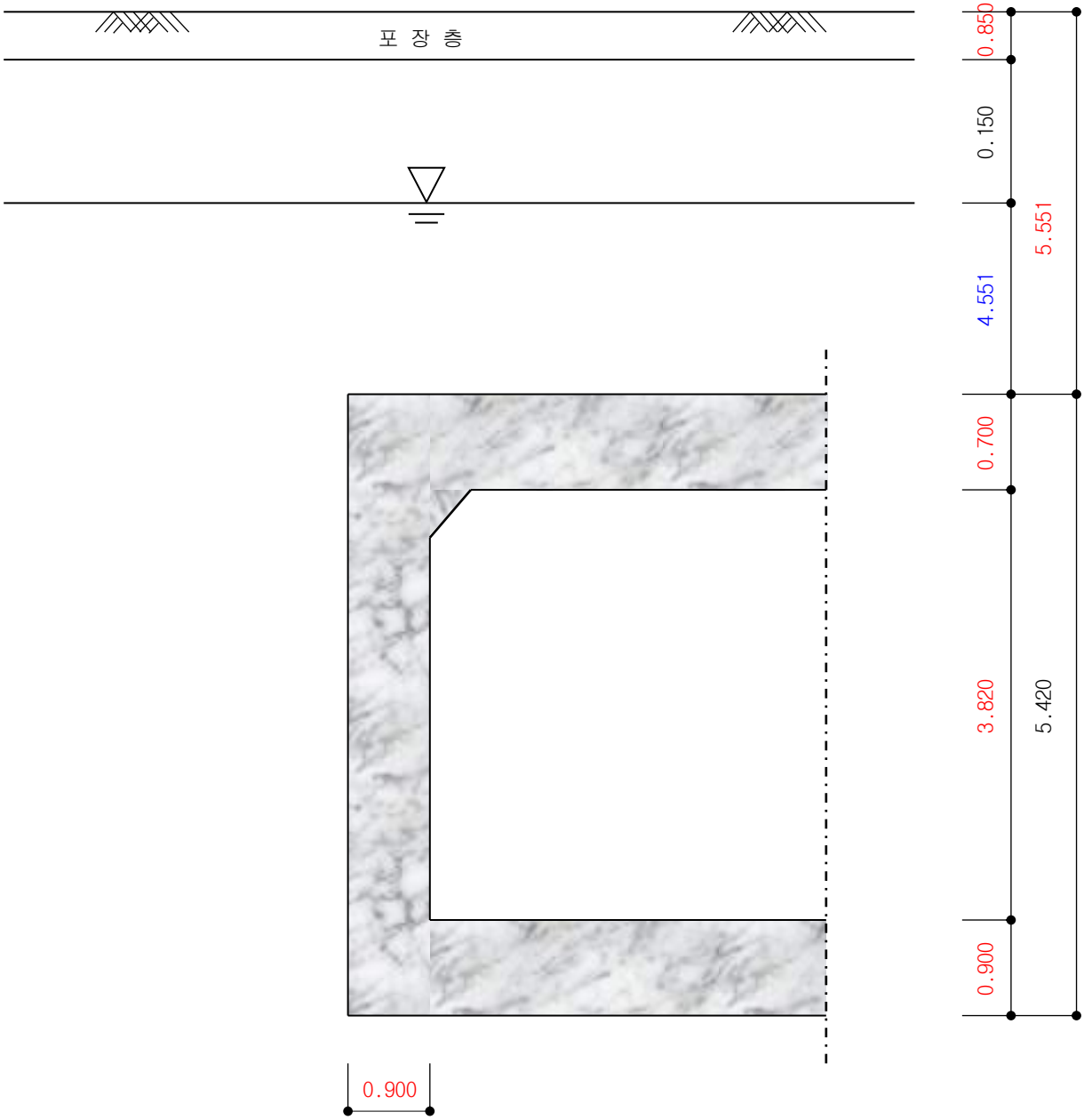
7) 참 고 서 적

① 도로교설계기준	[2010]	-----	국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	-----	건설교통부
③ 콘크리트구조기준	[2012]	-----	국토해양부
④ 도로설계편람		-----	건설교통부
⑤ 지중구조물의 내진설계		-----	한국지진공학회
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2003]	-----	건설교통부

8) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



3. 하 중

1) 노면 활하중에 의한 측벽 토압 (CASE-1)

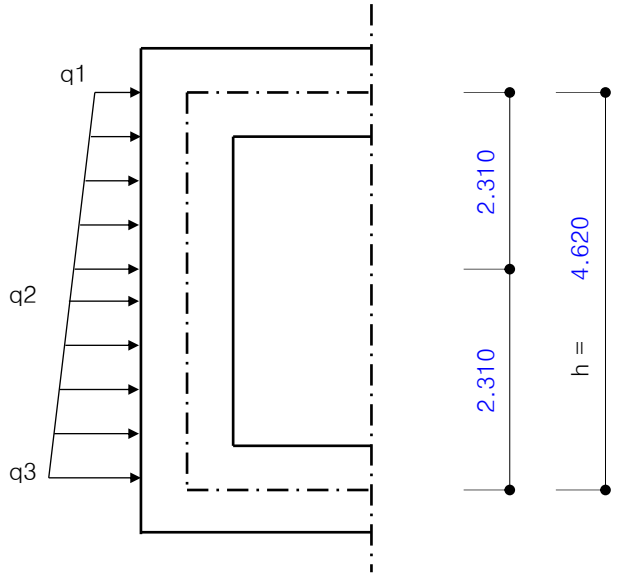
토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

PvL x Ko = 15.000 x 1/2 = 7.500 kN/㎡

2) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 5.051 x 19.000) = 57.760 kN/㎡

q2 = 57.76 + 0.500 x 2.310 x 19.00 = 79.705 kN/㎡

q3 = 79.70 + 0.500 x 2.310 x 19.00 = 101.650 kN/㎡

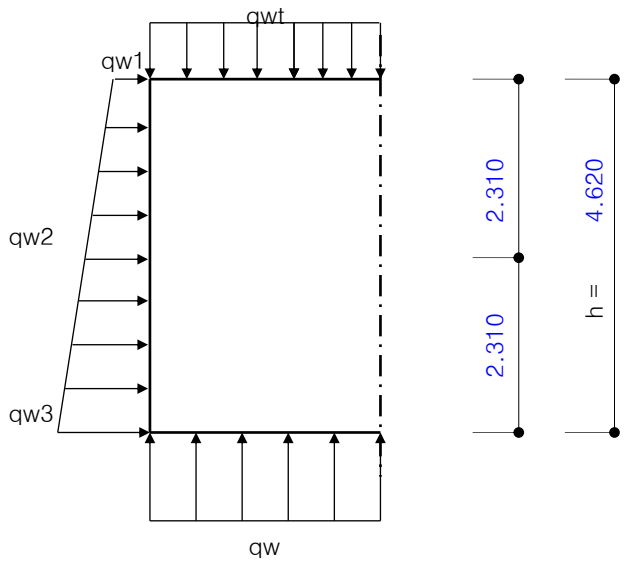
(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 4.901 x 10.00) = 35.705 kN/㎡

q2 = 35.705 + 0.500 x 2.310 x 10.00 = 47.255 kN/㎡

q3 = 47.255 + 0.500 x 2.310 x 10.00 = 58.805 kN/㎡

3) 수 압

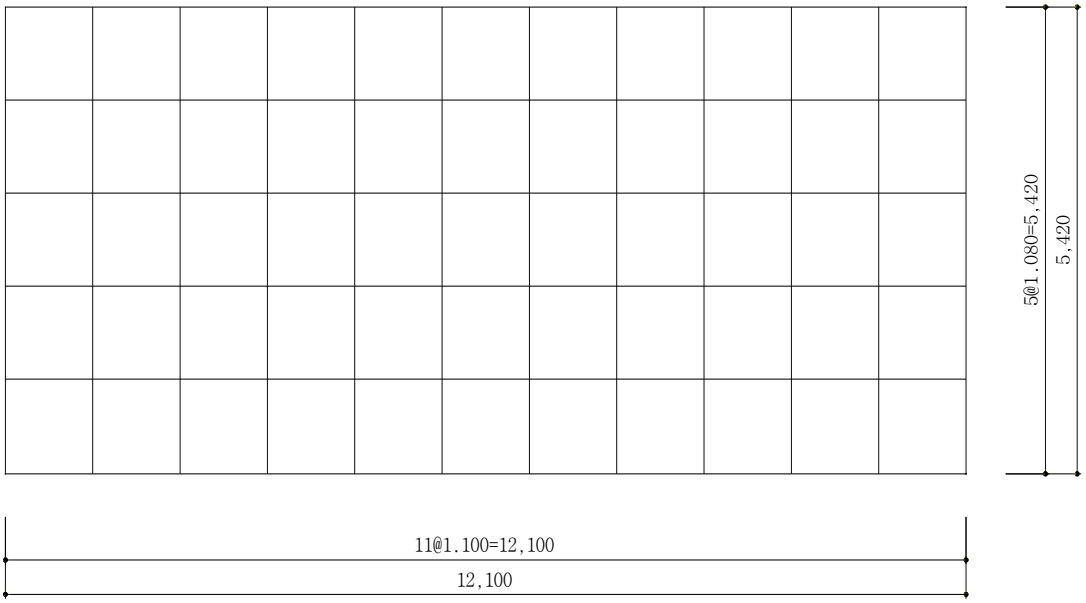


(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1	=	4.901	x	10.000			=	49.010	kN/㎡
qw2	=	49.010	+	2.310	x	10.000	=	72.110	kN/㎡
qw3	=	72.110	+	2.310	x	10.000	=	95.210	kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



5. 하중조합 및 하중재하도

--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

comb1 = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-2

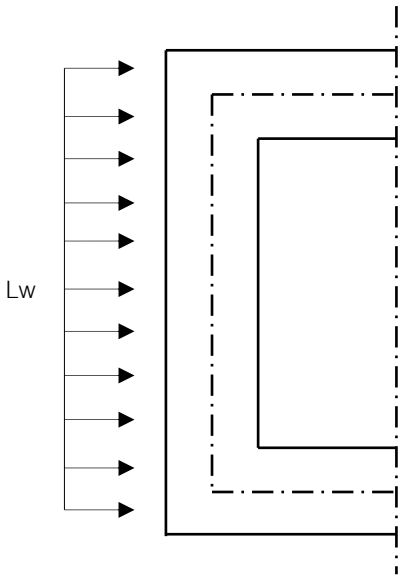
comb2 = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-3 + 1.6 x case-4

comb3 = 1 x case-1 + 1 x case-2

comb4 = 1 x case-1 + 1 x case-3 + 1 x case-4

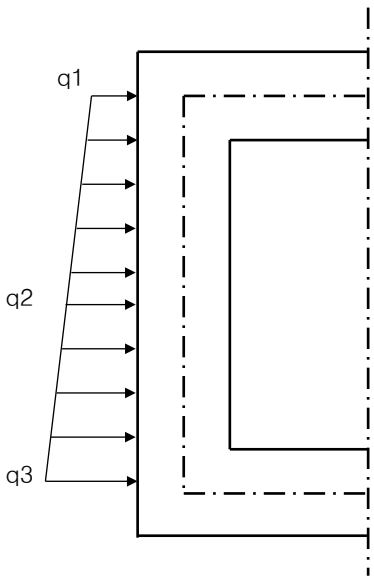
2) 하중재하도

① CASE 1 - 활 하 중 (노면 활하중)



Lw = 7.50 kN/㎡

② CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

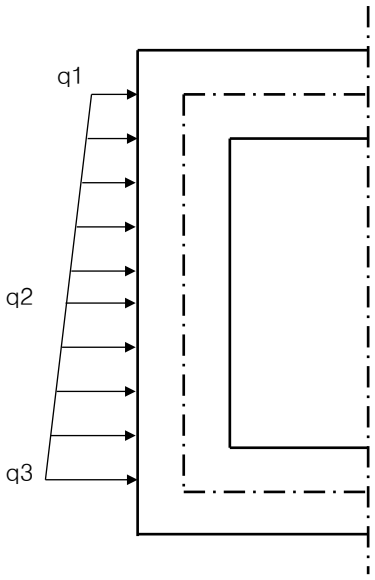


q1 = 57.76 kN/㎡

q2 = 79.70 kN/㎡

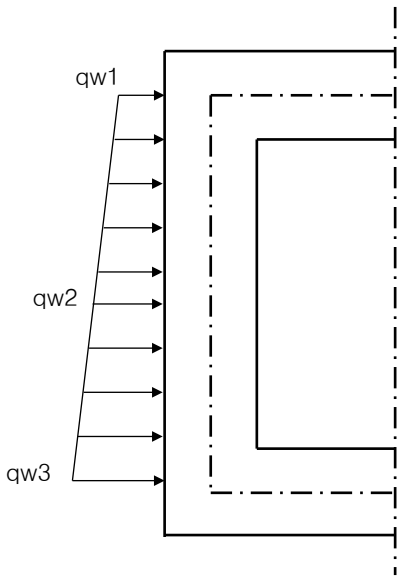
q3 = 101.65 kN/㎡

③ CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1 = 35.71 kN/㎡
q2 = 47.26 kN/㎡
q3 = 58.81 kN/㎡

④ CASE 4 - 횡 수 압



qw1 = 49.01 kN/㎡
qw2 = 72.11 kN/㎡
qw3 = 95.21 kN/㎡

6. 부재력 요약

6.1 부재력 집계

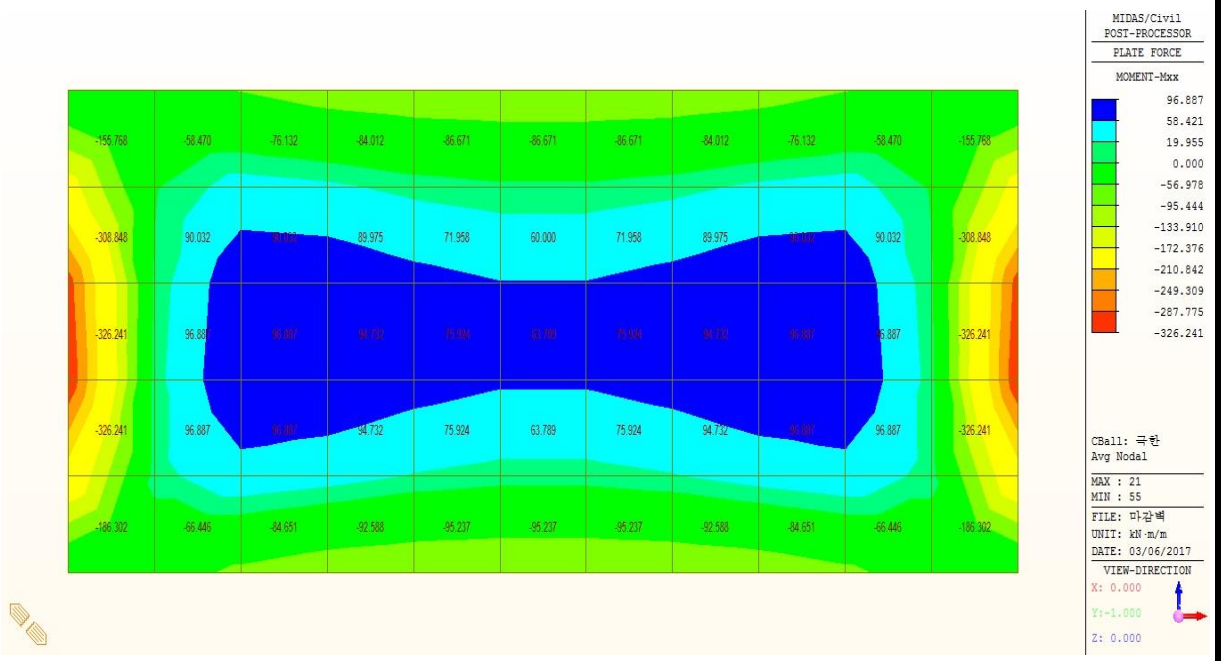
[단위 KN,KN-m]

구 분		극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
		작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	326.2	682.2	203.9	317.9	925.1	H22@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	326.2	699.8	203.9	317.9	948.2	H22@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	63.8	354.9	39.9	2.4	519.6	H16@150	-
연직방향	1층 상단(외측)	481.5	908.0	300.9	433.7	948.2	H25@150	H13×2EA/m
	1층 하단(외측)	529.1	885.0	330.7	507.8	925.1	H25@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	263.8	508.7	164.9	128.5	519.6	H19@150	-

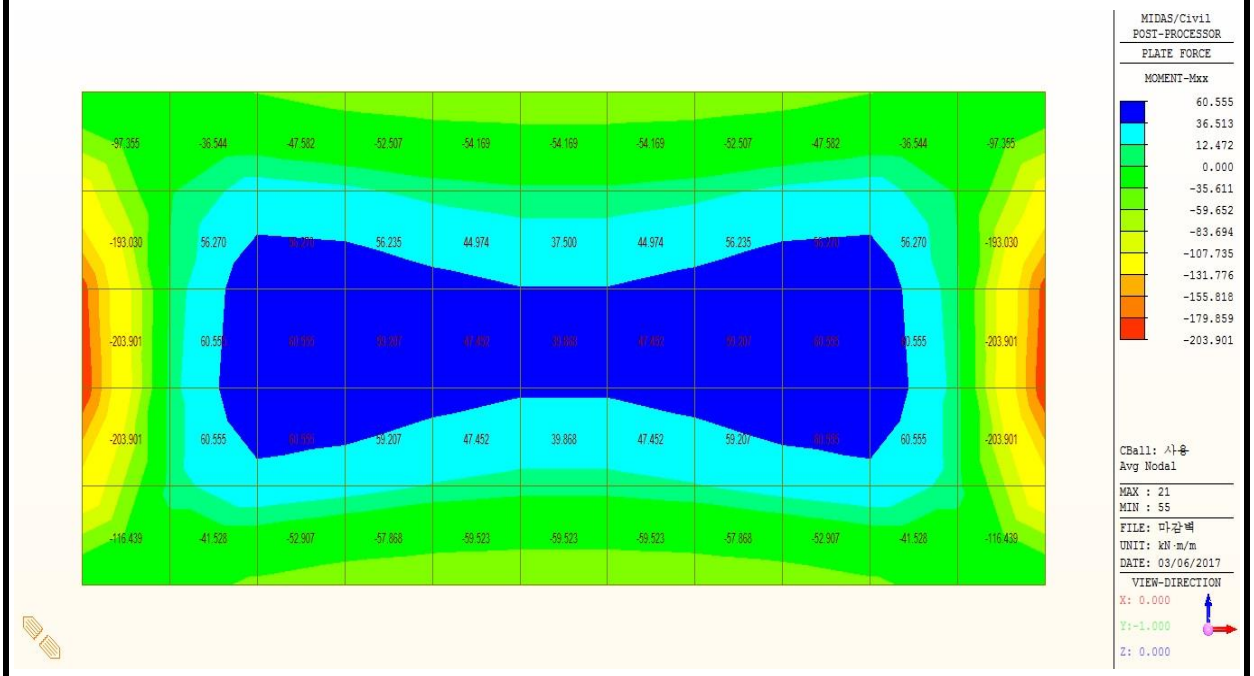
6.2 단면력도

- 모멘트도

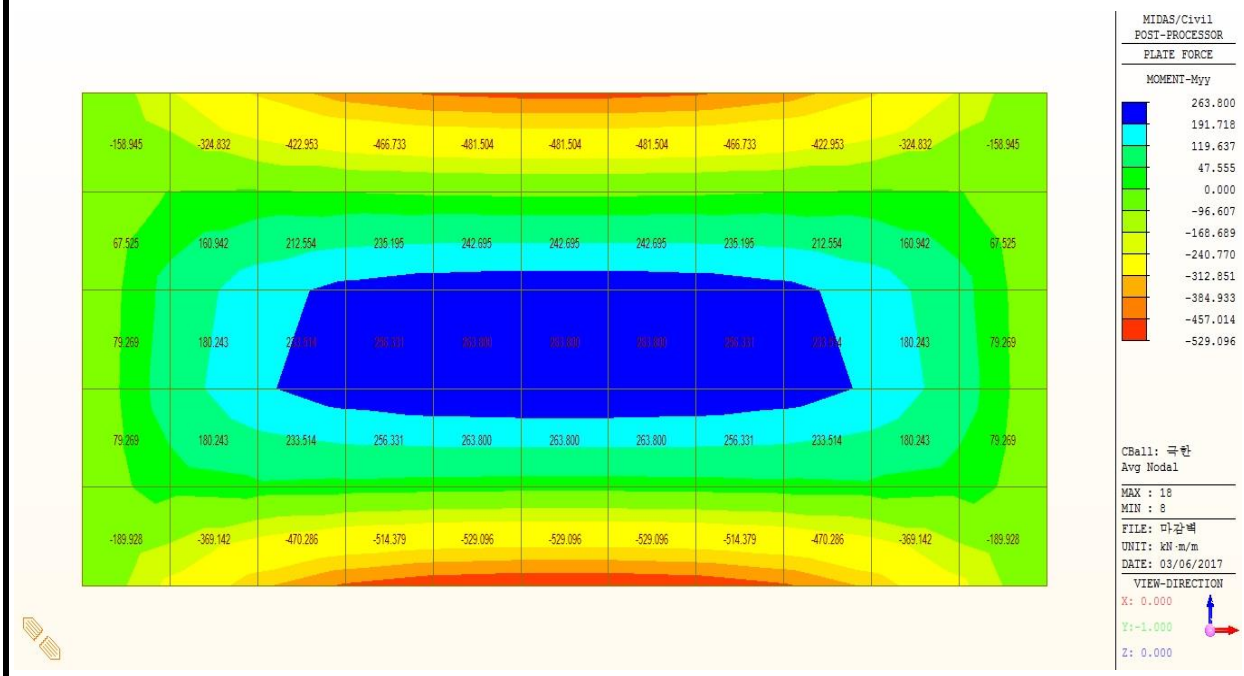
계 수 하 중 (Mxx)



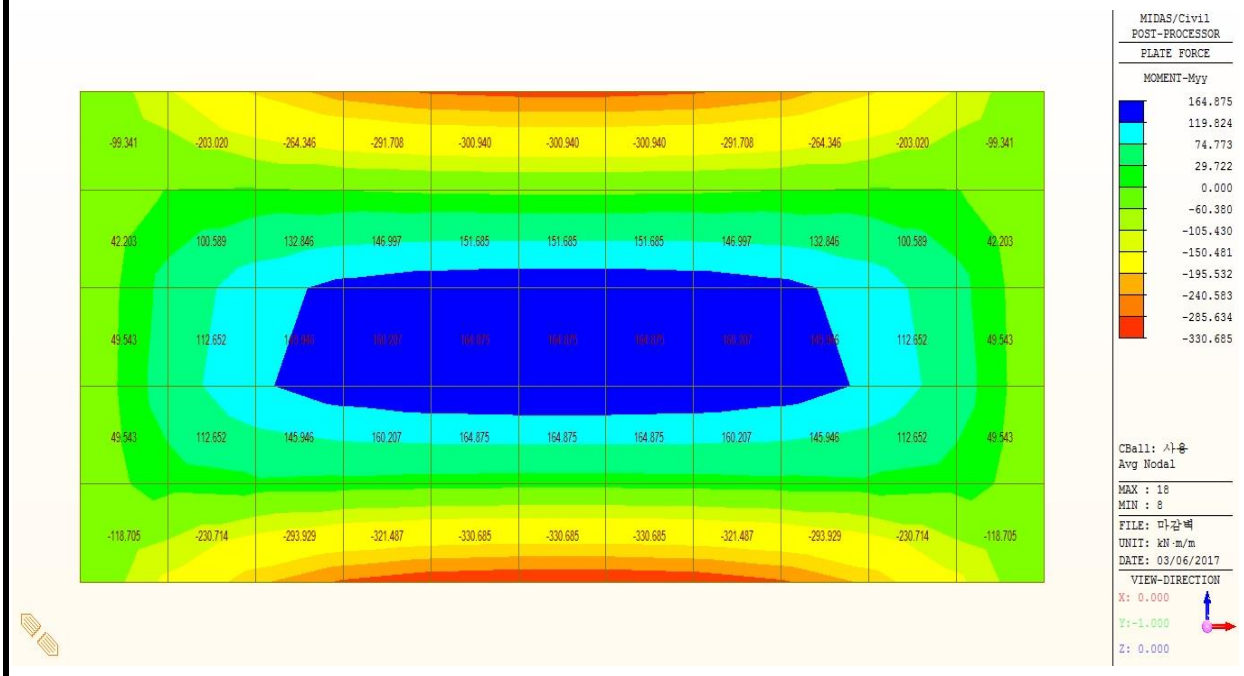
사 용 하 중 (Mxx)



계 수 하 중 (Myy)

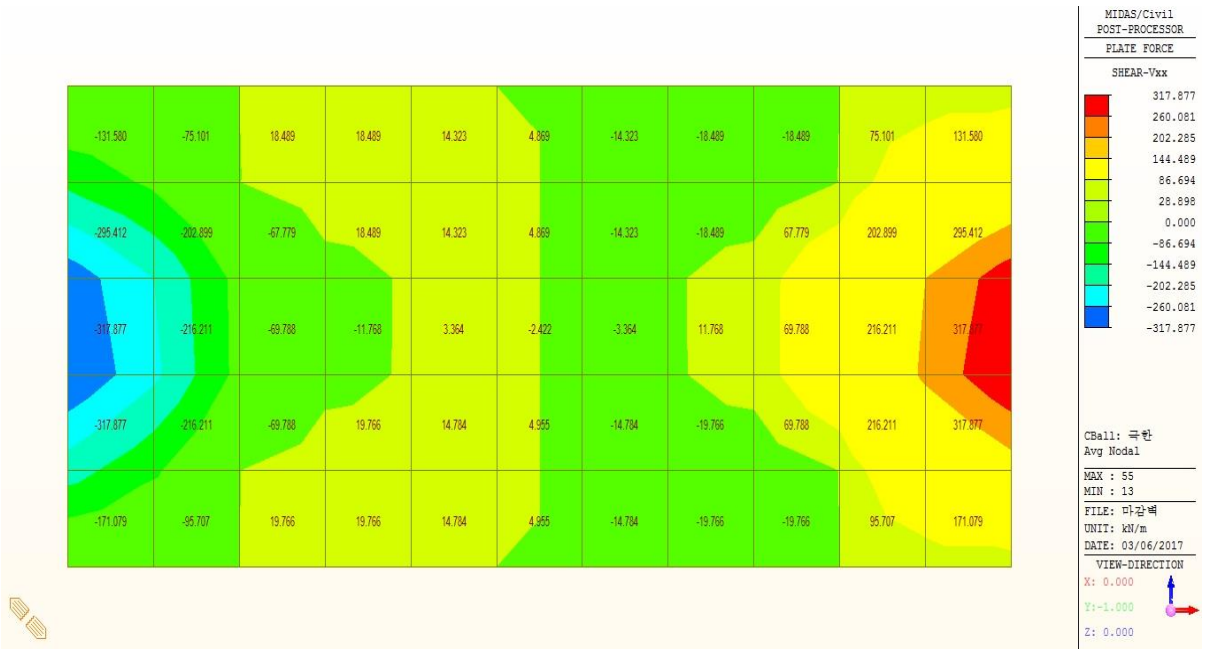


사 용 하 중 (Myy)

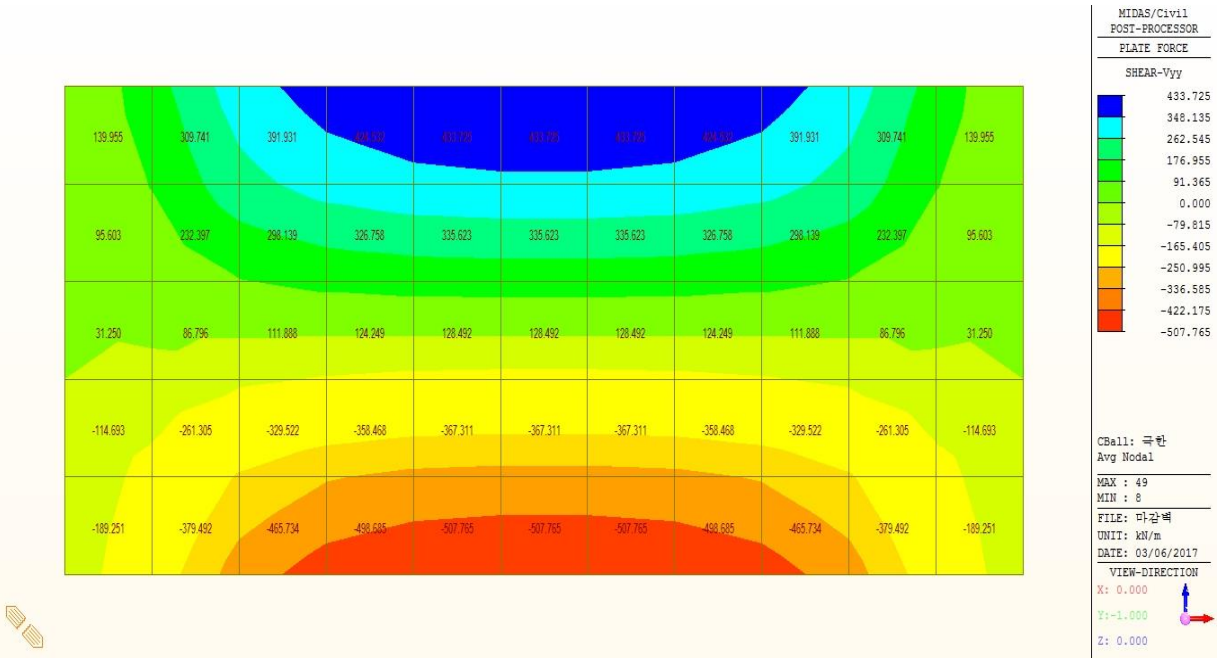


– 전단력도

계 수 하 중 (Vxx)



계 수 하 중 (Vyy)



7. 단면검토

7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	326.241	kN.m	· Vu =	317.877	kN	· M =	203.901	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 12.341 cm^2 [p = 0.00154]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.000 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2	> 11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	16.455 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]		
TOTAL	= 25.807 cm^2	[p = 0.003226]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 682.21 kN.m > Mu = 326.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 317.88 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 317.88 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 317.88 kN

Rm = Md / Mu = 2.09 Rs = Φv Vn / Vu = 2.91

7.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003226 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ^{2}] = 0.191

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.191 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 203.90 × 1000 / [25.807 × 80.0 × 0.936] = 105.52 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 105.5) − 2.5 x 89 = 524 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 105.5) = 597 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 가로방향 1층 우측(외측)

7.2.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	90	cm				
·	Mu =	326.241	kN.m	·	Vu =	317.877	kN	· M =	203.901	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 12.032 cm^2 [p = 0.00147]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.650 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2	> 11.250	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	16.043 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 22 @ 150 = 25.807 cm^2 [6.7 EA/m]

TOTAL = 25.807 cm^2 [p = 0.003147]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0435 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 699.76 kN.m > Mu = 326.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 317.88 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 317.88 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 317.88 kN

Rm = Md / Mu = 2.14 Rs = Φv Vn / Vu = 2.98

7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003147 + √ [2 × 0.022 + 0.022 ^{2}] = 0.189

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.189 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 203.90 × 1000 / [25.807 × 82.0 × 0.937] = 102.83 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 102.8) − 2.5 x 69 = 593 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 102.8) = 613 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

7.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	63.789	kN.m	· Vu =	2.422	kN	· M =	39.868	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 2.380 cm^2 [p = 0.00030]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.000 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2	> 11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	3.173 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001655]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 354.93 kN.m > Mu = 63.79 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 2.42 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 2.42 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 2.42 kN

Rm = Md / Mu = 5.56 Rs = Φv Vn / Vu = 214.54

7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ^{2}] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 39.87 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 39.5 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 39.5) − 2.5 x 92 = 1764 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 39.5) = 1595 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.4 연직방향 1층 상단(외측)

7.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	481.504	kN.m	· Vu =	433.725	kN	· M =	300.940	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	82.0 cm	· 전단력 d =	82.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 17.914 cm^2 [p = 0.00218]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2	> 11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	23.885 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]
	TOTAL	= 33.780	cm^2	[p = 0.00412	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0325 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 907.97 kN.m > Mu = 481.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 433.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 433.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 433.73 kN

Rm = Md / Mu = 1.89 Rs = Φv Vn / Vu = 2.19

7.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00412 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.213

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.213 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 300.94 × 1000 / [33.780 × 82.0 × 0.929] = 116.95 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 117) − 2.5 x 67.5 = 505 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 117) = 539 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.5 연직방향 1층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	

· B	=	100	cm	· H	=	90	cm				
· Mu	=	529.096	kN.m	· Vu	=	507.765	kN	· M	=	330.685	kN.m
· Φf	=	0.85		· Φv	=	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	80.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.196 cm^2 [p = 0.00252]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As	= 28.000 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As	= 26.000 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As	= 11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As	= 28.000 cm^2	> 11.250	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As	= 26.928 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	150	=	33.780	cm^2	[	6.7	EA/m]	
				TOTAL	=	33.780	cm^2	[	p =	0.004223]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0316 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 885.00 kN.m > Mu = 529.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 507.77 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 507.77 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 507.77 kN

Rm = Md / Mu = 1.67 Rs = Φv Vn / Vu = 1.82

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004223 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ^{2}] = 0.216

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.216 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 330.69 × 1000 / [33.780 × 80.0 × 0.928] = 131.86 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 131.9) − 2.5 x 87.5 = 378 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 131.9) = 478 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.6 연직방향 1층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						

· Mu = 263.800 kN.m · Vu = 128.492 kN · M = 164.875 kN.m
· Φf = 0.85 · Φv = 0.75 · 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm · 모멘트 d = 80.0 cm · 전단력 d = 80.0 cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.905 cm^2 [p = 0.00124]
a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.000 cm^2
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 26.000 cm^2
Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.250 cm^2 [일면 As]
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.000 cm^2 > 11.250 cm^2
4/3·Req As ⇒ MIN As = 13.207 cm^2
∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 19 @ 150 = 19.100 cm^2 [6.7 EA/m]
TOTAL = 19.100 cm^2 [p = 0.002388]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정
a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm
β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm
ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0583 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정
압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002
인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 508.71 kN.m > Mu = 263.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check
· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 128.49 kN
· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 128.49 kN
[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요
· 전단철근 간격 s = 0.00
· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]
∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K
· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs
= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 128.49 kN
Rm = Md / Mu = 1.93 Rs = Φv Vn / Vu = 4.04

7.8.2 철근의 응력 산정
k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]
= − 7 × 0.002388 + √ [2 × 0.017 + 0.017 ²] = 0.167
j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.167 / 3 = 0.944
fs = M / [As·d·j]
= 164.88 × 1000 / [19.100 × 80.0 × 0.944] = 114.3 MPa
s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 114.3) − 2.5 x 90.5 = 463 mm > 150 mm
s2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 114.3) = 551 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 주철근 조립도

주철근 조립도

단면 A-A
(C.T.C 150)

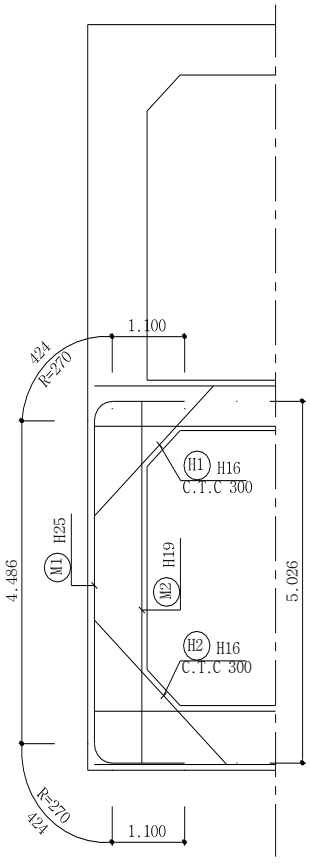
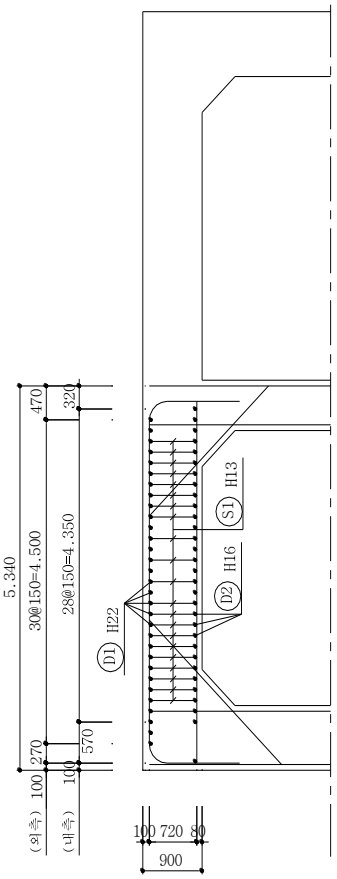


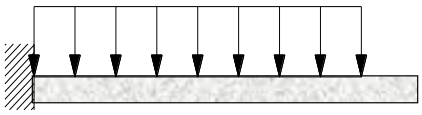
표 준 단 면 도

단면 A-A



내부계단

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

DW	=	0.220	×	1.00	×	25.00	=	5.500	kN · m	: 자중
DW	=	0.096	×	0.75	×	25.00	=	1.800	kN · m	: 계단마감자중
DF	=	5.000	kN · m							: 마감하중

2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(군집하중)

LM	=	5.000	kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.2D + 1.6L

1.20	×	7.30	+	1.60	×	5.00			=	16.760	kN · m
M	=	16.760	×	0.750	²	/	2	=	4.714	kN · m	
V	=	16.760	×	0.750				=	12.570	kN · m	

사용하중

1.0D + 1.0L

1.00	×	7.30	+	1.00	×	5.00			=	12.300	kN · m
M	=	12.300	×	0.750	²	/	2	=	3.459	kN · m	
V	=	12.300	×	0.750				=	9.225	kN · m	

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000	mm
인장철근항복강도	f_y	=	400	MPa	부재의 총두께	h	=	220	mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400	MPa	유효높이	d	=	160	mm
계수 모멘트	M_u	=	4.714	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85	
계수 전단력	V_u	=	12.570	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75	
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	유효길이계수	$\beta 1$	=	0.85	

T = As · fy = 662.000 × 400 = 264800
C = 0.85 · fck · a · b = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 11.538 mm , c = a / β = 11.538 ÷ 0.85 = 13.574 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (160 - 13.574) / 13.574 = 0.0324

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C =$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 3.48583878
B = - d · fy = -64000
C = M_u / ϕ = 5545588.235 $A_{s,req}$ = 87.063 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y	=	0.0292613
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	=	0.0208925
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy	=	0.0035
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	=	560 ㎟
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	=	320 ㎟
∴ 최소철근 A_{smin}	=	=	560.00 ㎟
4/3 · A_s		=	116.08 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$
1단 = H 16 @ 300 = 662 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 662 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0041375

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 11.538 mm
$\phi \cdot M_r = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ = 3.471E+07 N · ㎜ = 34.714 kN · m
$\phi \cdot M_r$ = 34.71429926 kN · m > M_u = 4.71375 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 110.85 kN

ΦVc = 110.85 kN > V_u = 12.57 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000	mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	220	mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27783	MPa	유효높이	d	=	160	mm
탄성계수비	n	=	7.20	kN · m	사용철근량	As	=	662	mm^2
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	사용하중모멘트	M_o	=	3.46	kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 3.46 kN · m = 3.459E+06 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.0041375$

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } = 0.2161$, $j = 1 - k / 3 = 0.928$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 35.20$ MPa < $0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 52

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 2107.5

s = 300 · (210 / fs) = 1790

MIN → 1790

∴ s = 1790.01 mm > 300 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 36000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 125.42505$ mm

R = y_2 / y_1 = 1.47837 , $y_2 = ı - k \cdot d = 185.42505$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.07264$ mm

$w_a = 0.006\ t_c = 0.006 \times 52 = 0.31$ mm

w_a = 0.40 mm

MAX → 0.40

∴ w = 0.07 mm < w_a = 0.40 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 배력철근

사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 633.5 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 166 mm^2) ☞ O.K

- 압축철근측의 배력철근

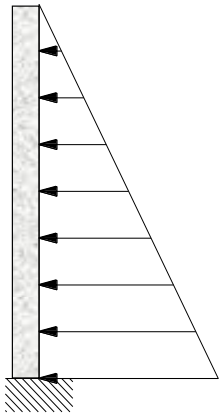
사용철근량 : H 13 @ 150 = 844.67 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.667 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 317 mm^2) ☞ O.K

월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



25.000 kN · m

2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

Wh = 25.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.6Wh

1.60 × 25.00 = 40.000 kN · m

M = 40.000 × 2.500 ² / 6 = 41.667 kN · m

V = 40.000 × 2.500 / 2 = 50.000 kN · m

사용하중

1.0Wh

1.00 × 25.00 = 25.000 kN · m

M = 25.000 × 2.500 ² / 6 = 26.042 kN · m

V = 25.000 × 2.500 / 2 = 31.250 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27 MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	400 MPa	부재의 총두께	h	=	300 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400 MPa	유효높이	d	=	220 mm
계수 모멘트	M_u	=	41.667 kN·m	휨강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85
계수 전단력	V_u	=	50.000 kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75
콘크리트 피복	d'	=	80 mm	유효길이계수	$\beta 1$	=	0.85

T = As · fy = 1910.000 × 400 = 764000
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 33.290 mm , c = a / β = 33.290 ÷ 0.85 = 39.164 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (220 - 39.164) / 39.164 = 0.0139

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \rightarrow A \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C = 0$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · fck · b = 3.4858388
B = - d · fy = -88000
C = M_u / Φ = 49019608 $A_{s,req}$ = 569.907 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y)	= 0.0292613	
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	= 0.0208925	
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)]	= 0.0035	
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	= 770	㎟
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	= 440	㎟
∴ 최소철근 A_{smin}	=	= 770.00	㎟
4/3 · A_s		= 759.88	㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 19 @ 150 = 1910 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 1910 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.0086818

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b = 33.29 mm
Φ · M_n = Φ · A_s · f_y (d - a / 2) = 1.321E+08 N·mm = 132.0588148 kN·m
Φ · M_n = 132.06 kN·m > M_u = 41.667 kN·m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √ fck · b · d = 152.42 kN

ΦVc = 152.42 kN > V_u = 50.00 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000	mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	300	mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27783	MPa	유효높이	d	=	220	mm
탄성계수비	n	=	7.20	kN · m	사용철근량	As	=	1910	mm^2
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	사용하중모멘트	M_o	=	26.04	kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 26.04 kN · m = 2.604E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.008681818$

$k = n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 } = 0.2965$, $j = 1 - k / 3 = 0.9012$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.77$ MPa < $0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 70.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 968.84

s = 300 · (210 / fs) = 916.07

MIN → 916.07

∴ s = 916.07 mm > 150 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 24000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 154.76341$ mm

R = $y_2 / y_1 = 1.51692$, $y_2 = h - k \cdot d = 234.76341$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.14003$ mm

$w_a = 0.006$ $t_c = 0.006 \times 70.5 = 0.42$ mm

$w_a = 0.40$ mm

MAX → 0.42

∴ w = 0.14 mm < $w_a = 0.42$ mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

사용철근량 : H 16 @ 300 = 662 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 662 mm^2 ≥ 인장주철근/3 (= 637 mm^2) ☞ O.K

- 배력철근

사용철근량 : H 16 @ 300 = 662 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 662 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 478 mm^2) ☞ O.K

- 압축철근측의 배력철근

사용철근량 : H 13 @ 150 = 844.67 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.667 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 331 mm^2) ☞ O.K

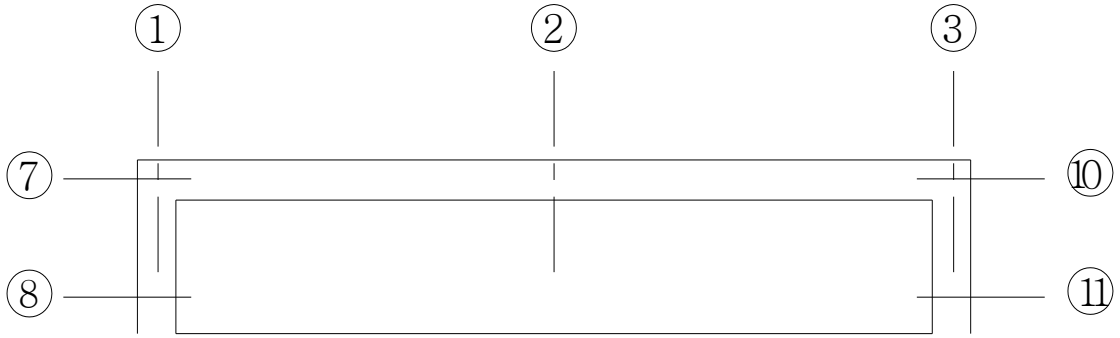
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+000.000 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 3.20 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 4M × 2M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	200	165.73	205.24	2771.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.24
		중앙부	2	1000	220	155.79	203.23	2290.57	H22 - 8.0EA	3096.80	1.30
		우측	3	1000	200	165.73	205.24	2771.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.24
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	200	177.38	205.24	3000.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.16
		상부 (내측)	7	1000	220	19.99	155.88	270.14	H19 - 8.0EA	2292.00	7.80
		중앙부 (외측)	8	1000	200	60.32	125.65	924.29	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
		중앙부 (내측)	8	1000	220	30.92	155.88	420.44	H19 - 8.0EA	2292.00	5.04
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	200	177.38	205.24	3000.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.16
		상부 (내측)	10	1000	220	19.99	155.88	270.14	H19 - 8.0EA	2292.00	7.80
		중앙부 (외측)	11	1000	200	60.32	125.65	924.29	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
		중앙부 (내측)	11	1000	220	30.92	155.88	420.44	H19 - 8.0EA	2292.00	5.04

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	3	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	상부	7	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		상부	7	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		중앙부	8	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		중앙부	8	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
우측벽체	1층	상부	10	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		상부	10	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		중앙부	11	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K
		중앙부	11	600.0	1324.7	O.K	450.0	1324.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	129.9	253.3	284.74	2.00	616.84	H22	300	774.20	O.K
		중앙부	2	142.9	58.3	313.22	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	3	129.9	253.3	284.74	2.00	616.84	H22	300	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	129.9	149.6	180.58	2.00	98.43	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	129.9	167.8	180.58	2.00	189.72	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	129.9	149.6	180.58	2.00	98.43	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	129.9	108.3	180.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.102	O.K	3.225
		중앙부	2	220	H22 - 8.0EA	125	448.598	O.K	3.589
		우측	3	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.102	O.K	3.225
좌측벽체	1층	상부	7	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	360.976	O.K	2.888
		상부	7	220	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	200	H25 - 4.0EA	250	723.601	O.K	2.894
		중앙부	8	220	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	360.976	O.K	2.888
		상부	10	220	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	200	H25 - 4.0EA	250	723.601	O.K	2.894
		중앙부	11	220	H19 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp C BOX (내공 : 4M × 2M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 3.200 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

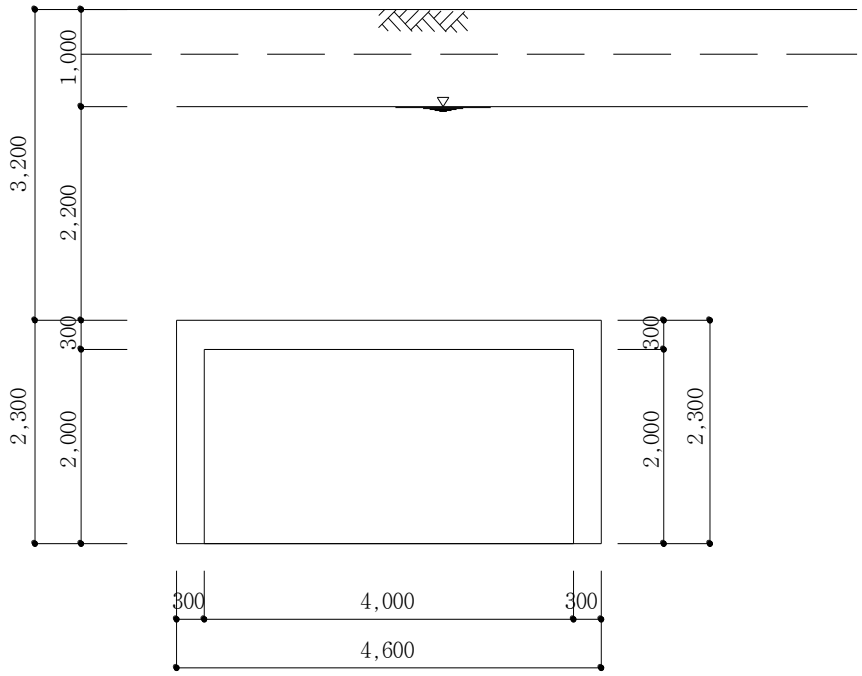
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정



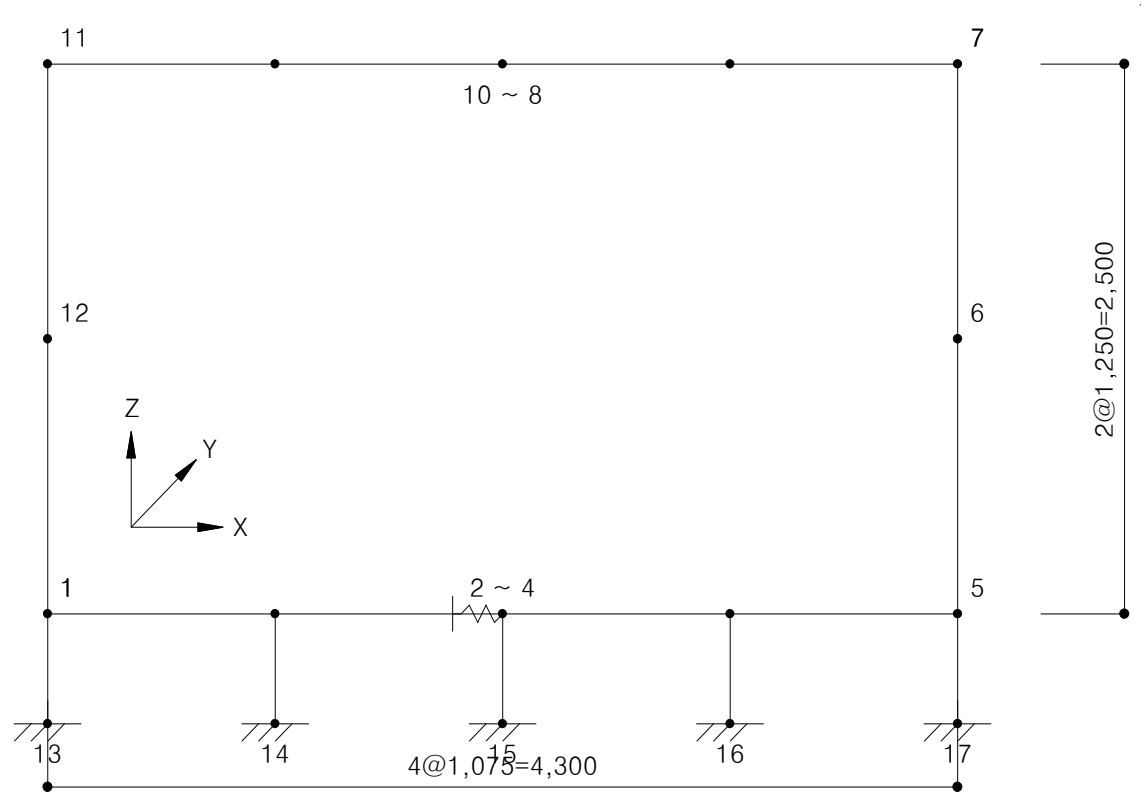
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

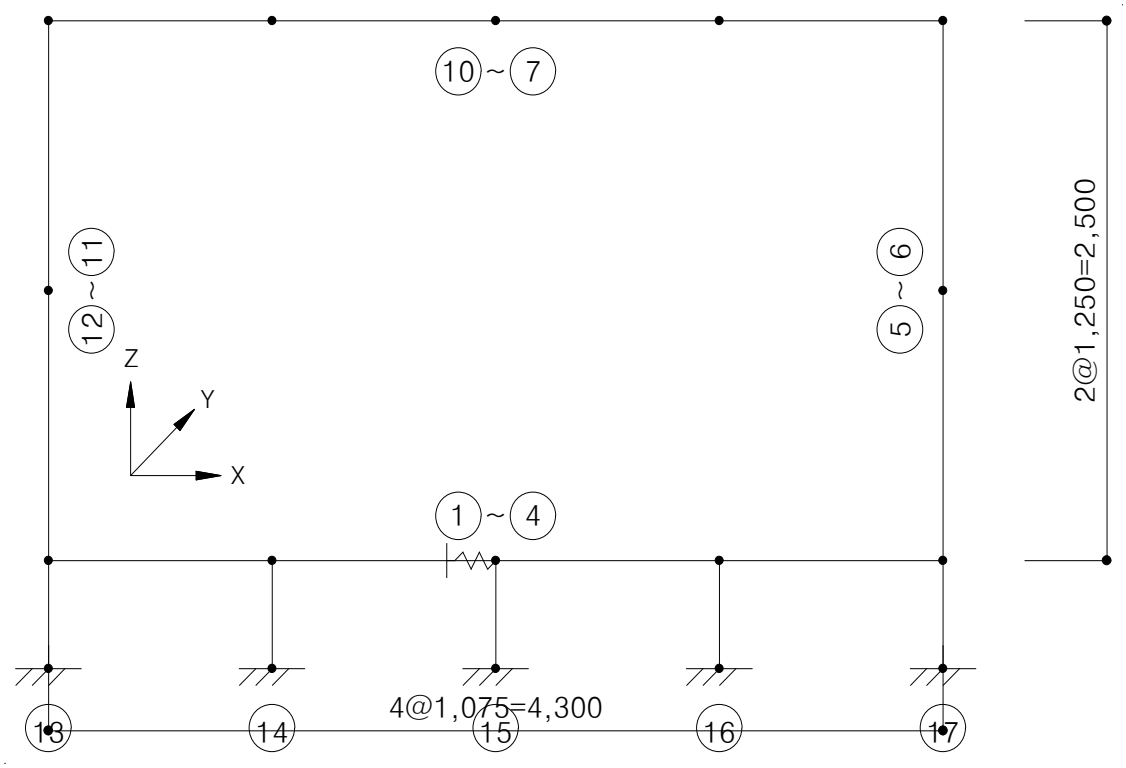
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

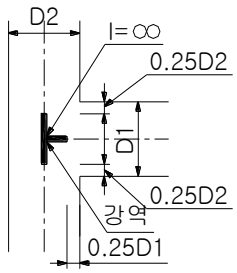
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~4
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	5~12

3) 단면좌표

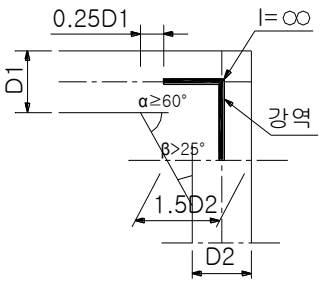
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	10	1.075	3.000
2	1.075	0.500	11	0.000	3.000
3	2.150	0.500	12	0.000	1.750
4	3.225	0.500	13	0.000	0.000
5	4.300	0.500	14	1.075	0.000
6	4.300	1.750	15	2.150	0.000
7	4.300	3.000	16	3.225	0.000
8	3.225	3.000	17	4.300	0.000
9	2.150	3.000			

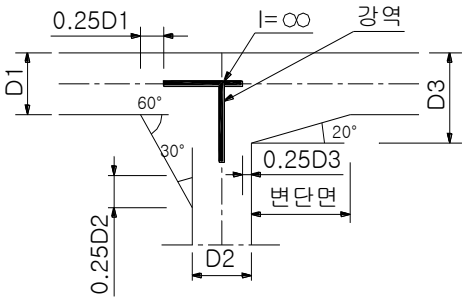
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

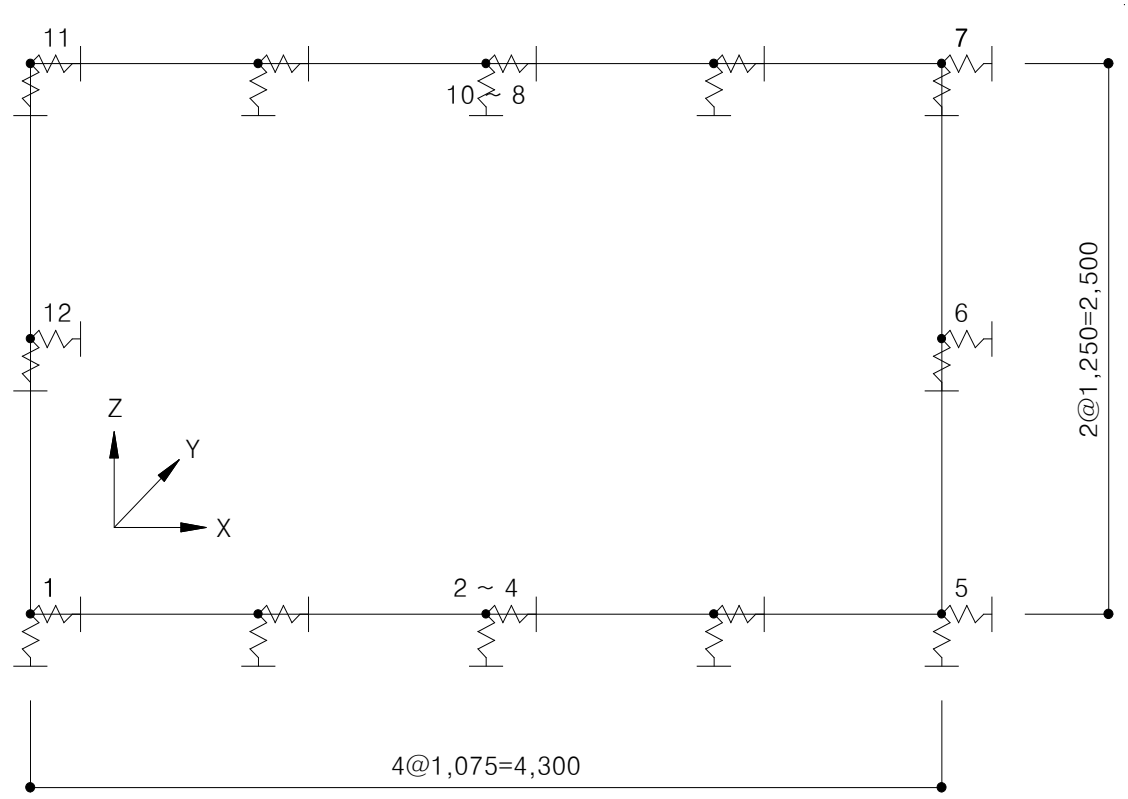
(1) 11 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(2) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(3) 7 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(4) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(5) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(7) 5 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(8) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

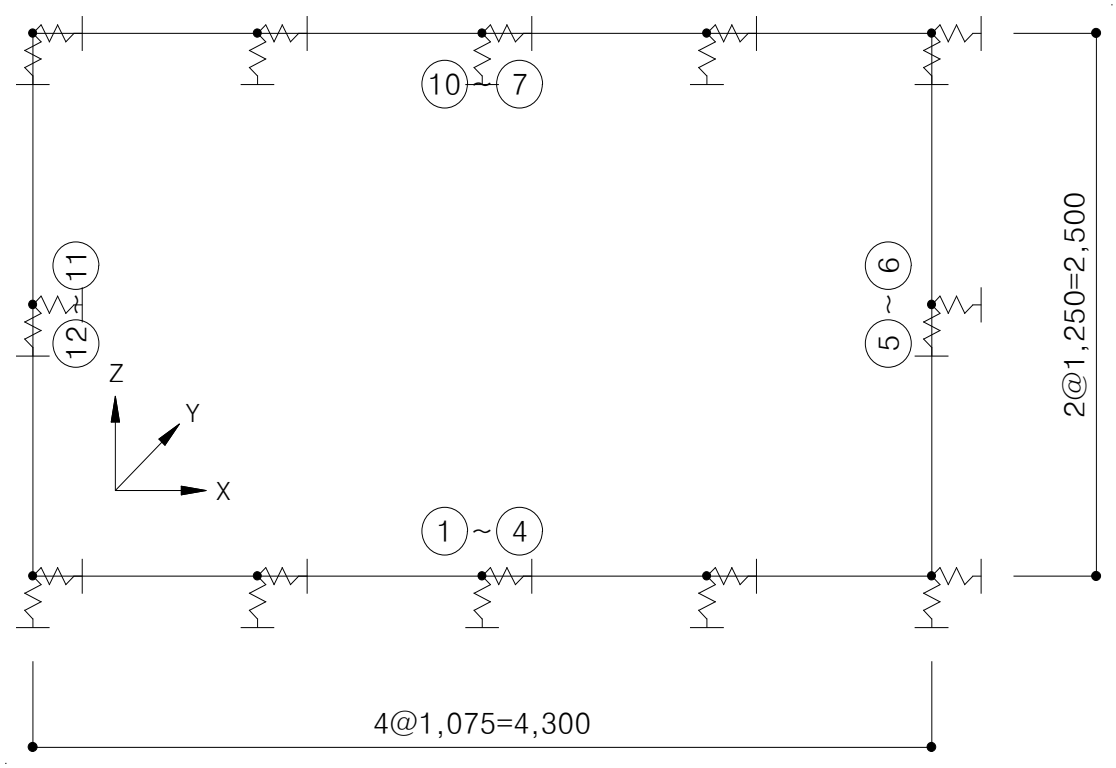
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

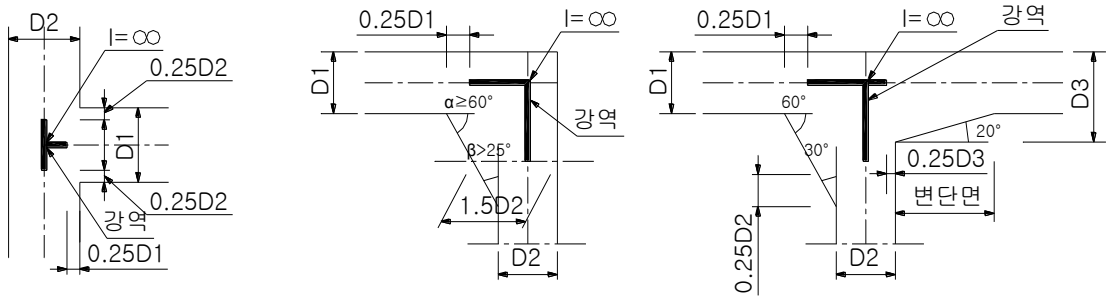
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~4
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	5~12

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	7	4.300	2.500
2	1.075	0.000	8	3.225	2.500
3	2.150	0.000	9	2.150	2.500
4	3.225	0.000	10	1.075	2.500
5	4.300	0.000	11	0.000	2.500
6	4.300	1.250	12	0.000	1.250

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 11 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(2) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(3) 7 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(4) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 300 = 75 mm
(5) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(7) 5 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(8) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(4.600 × 2.600) = 3.46 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (3.458 / 0.3)$^{-3/4}$ = 26640.92 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.300/2 + 1.075/2) = 18316 kN/m	1,5
Kv2	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 28639 kN/m	2~4
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	3

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 14.000 ~ -0.800, N=15)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 197.3 = 197.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 197.3^2 = 79362.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 79362.0 = 209515.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 197.3 = 157.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 157.8^2 = 50766.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50766.0 = 134022.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(4.600 × 2.600) = 3.458 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kv = 1396771.330 × (3.458 / 0.3)$^{-3/4}$ = 223263.16 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 223263.160 = 74421.05 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(4.600 × 2.600) = 3.458 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kv = 1396771.330 × (3.458 / 0.3)$^{-3/4}$ = 223263.16 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 223263.160 = 74421.05 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(3.000 × 2.600) = 2.793 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kh = 1396771.330 × (2.793 / 0.3)$^{-3/4}$ = 262078.13 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 262078.130 = 87359.38 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 240008 kN/m	8~10
Ksb1	Ksb x (1.075/2 + 1.075/2) = 80003 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.250/2 + 1.250/2) = 327598 kN/m	6,12
Kss1	Kss x (1.250/2 + 1.250/2) = 109199 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 240008 kN/m	2~4
Ksb1	Ksb x (1.075/2 + 1.075/2) = 80003 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.300/2 + 1.075/2) = 153493 kN/m	1,5
Ksb1	Kh x (1.250/2 + 0.700/2) = 255526 kN/m	
Kv2	Kv x (1.075/2 + 0.300/2) = 153493 kN/m	7,11
Ksb2	Kh x (1.250/2 + 0.300/2) = 203111 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(4.600 × 2.600) = 3.458 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (3.458 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 142816.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 142816.120 = 47605.37 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(4.600 × 2.600) = 3.458 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (3.458 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 142816.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 142816.120 = 47605.37 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(3.000 × 2.600) = 2.793 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kh = 893481.330 × (2.793 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 167645.13 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 167645.130 = 55881.71 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 153527 kN/m	8~10
Ksb1	Ksb x (1.075/2 + 1.075/2) = 51176 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.250/2 + 1.250/2) = 209556 kN/m	6,12
Kss1	Kss x (1.250/2 + 1.250/2) = 69852 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 153527 kN/m	2~4
Ksb1	Ksb x (1.075/2 + 1.075/2) = 51176 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.300/2 + 1.075/2) = 98186 kN/m	1,5
Ksb1	Kh x (1.250/2 + 0.700/2) = 163454 kN/m	
Kv2	Kv x (1.075/2 + 0.300/2) = 98186 kN/m	7,11
Ksb2	Kh x (1.250/2 + 0.300/2) = 129925 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	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 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 2.700 × 19.00		= 51.300	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 62.800	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 2.200 × 10.00		= 22.000	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 43.000	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 3.200m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 2.850 × 19.000) × 0.500 = 32.825 kN/m²

Wh2 = 32.825 + 1.250 × 19.000 × 0.500 = 44.700 kN/m²

Wh3 = 44.700 + 1.250 × 19.000 × 0.500 = 56.575 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 2.350 × 10.000 = 22.250 kN/m²

Wh2 = 22.250 + 1.250 × 10.000 × 0.500 = 28.500 kN/m²

Wh3 = 28.500 + 1.250 × 10.000 × 0.500 = 34.750 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 2.200 × 10.000 = 22.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 2.350 × 10.000 = 23.500 kN/m²

Ww3 = 23.500 + 1.250 × 10.000 = 36.000 kN/m²

Ww4 = 36.000 + 1.250 × 10.000 = 48.500 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = (3.200 + 3.000 - 1.000) × 10.000 = 52.000 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트	30.000	197.300	157.800	20.000	0.608	0.760
계					0.608	0.760

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.608 = 0.760	1.25 Tg' = 1.25 × 0.760 = 0.950

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 = 1.059 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.736 m/s²

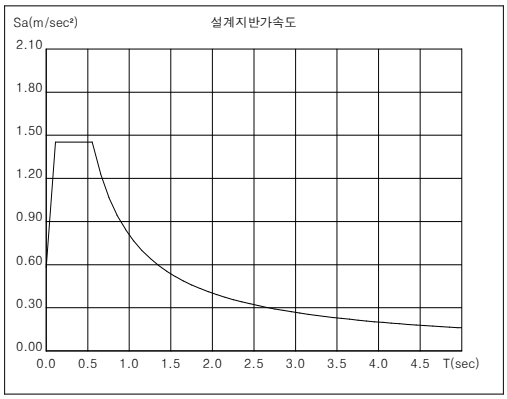
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

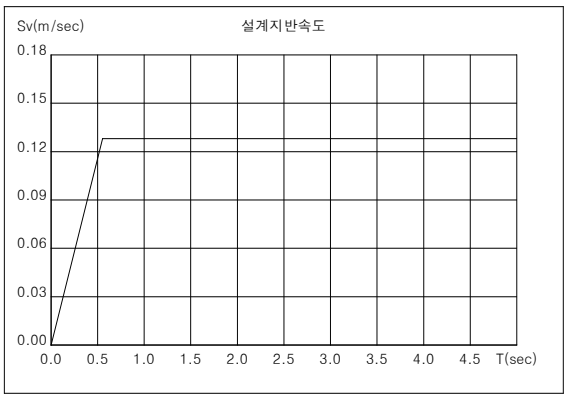
- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.760 / 2π × 1.059 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.950 / 2π × 1.736 = 0.262 m/s

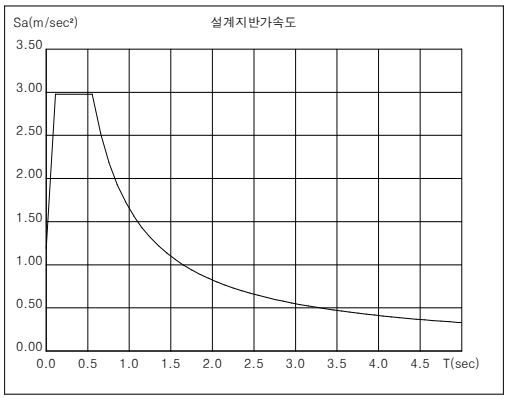
6) 설계응답 응답스펙트럼

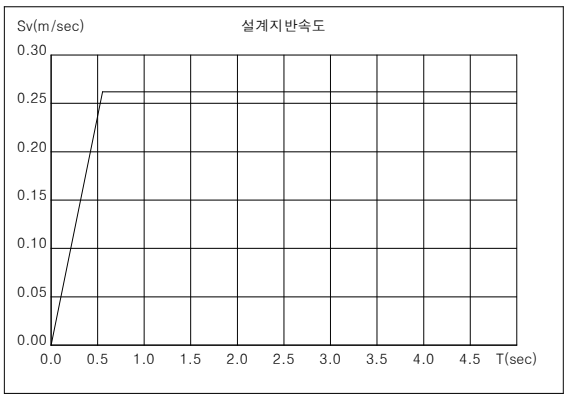
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 3.350 m
- 하부슬래브 EL. = 5.850 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.760 \times \cos(\pi \times 3.350 / (2 \times 30.000)) = 0.019411$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.760 \times \cos(\pi \times 5.850 / (2 \times 30.000)) = 0.018795$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.950 \times \cos(\pi \times 3.350 / (2 \times 30.000)) = 0.049664$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.950 \times \cos(\pi \times 5.850 / (2 \times 30.000)) = 0.048090$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 74421.050 \times (0.019411 - 0.018795)$ $= 45.843\ kN/m^2$	$Po = 47605.370 \times (0.049664 - 0.048090)$ $= 74.931\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
3.350	262078.130	0.019411	0.000616	161.440
4.600	262078.130	0.019144	0.000349	91.465
5.850	262078.130	0.018795	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
3.350	167645.130	0.049664	0.001574	263.873
4.600	167645.130	0.048982	0.000892	149.539
5.850	167645.130	0.048090	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	79362.000 × 0.000161 = 12.780	50766.000 × 0.000413 = 20.970
Vb	79362.000 × 0.000293 = 23.250	50766.000 × 0.000750 = 38.070
Vs	(12.780 + 23.250) / 2 = 18.020	(20.970 + 38.070) / 2 = 29.520

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×3.350) = 0.527	fu = 0.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×3.350) = 1.296

② 하부슬래브

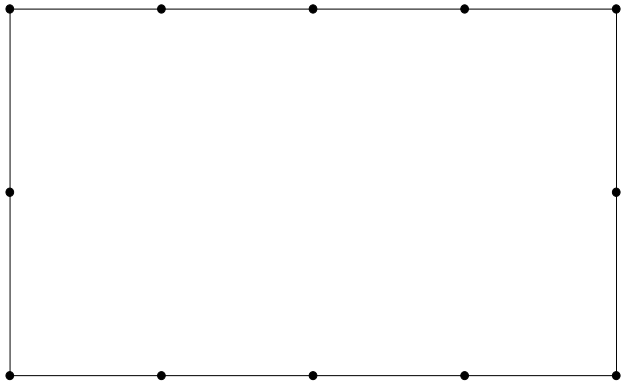
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.850) = 1.181	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.850) = 2.906

③ 측벽

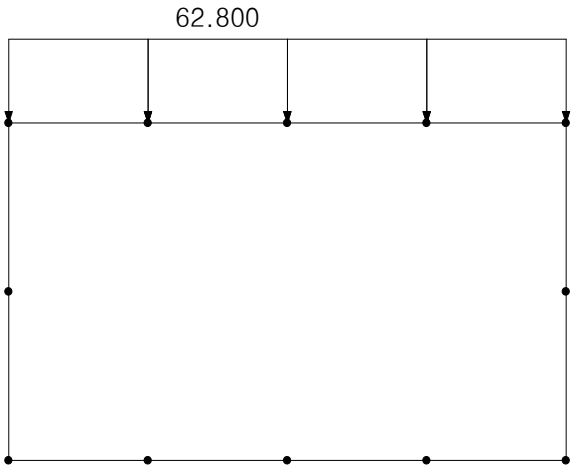
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×3.350) = 0.527	f1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×3.350) = 1.296
f2 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.600) = 0.517	f2 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.600) = 1.271
f3 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×5.850) = 0.506	f3 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×5.850) = 1.245

10. 하 중 재 하 (상시)

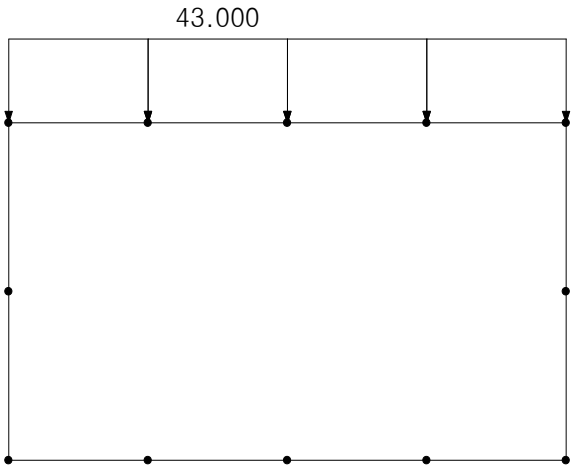
1) CASE1 - 구체자중(SW)



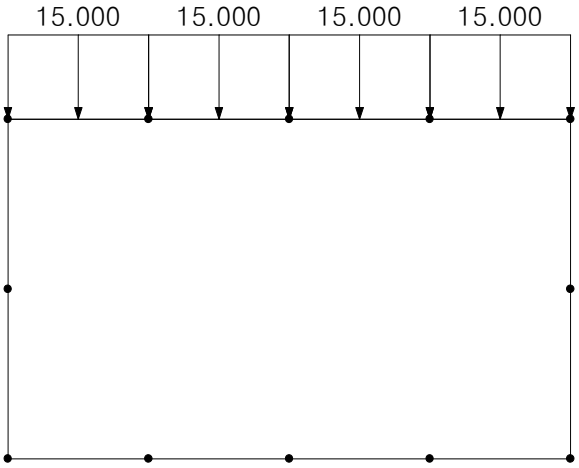
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



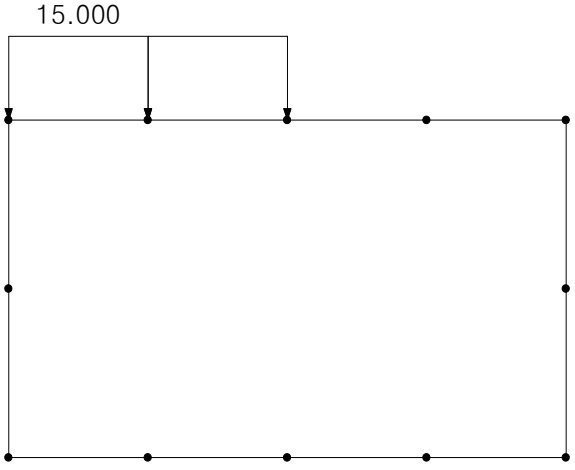
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



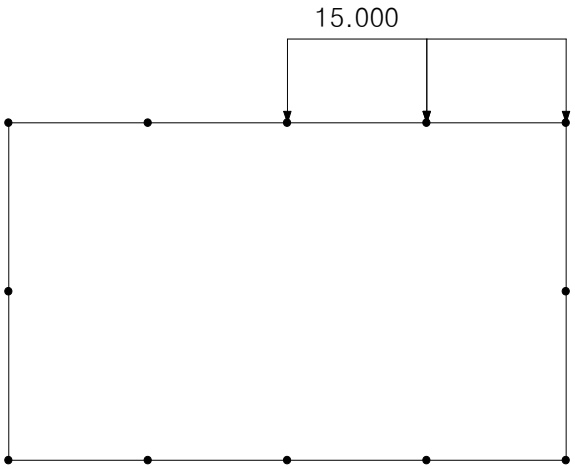
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



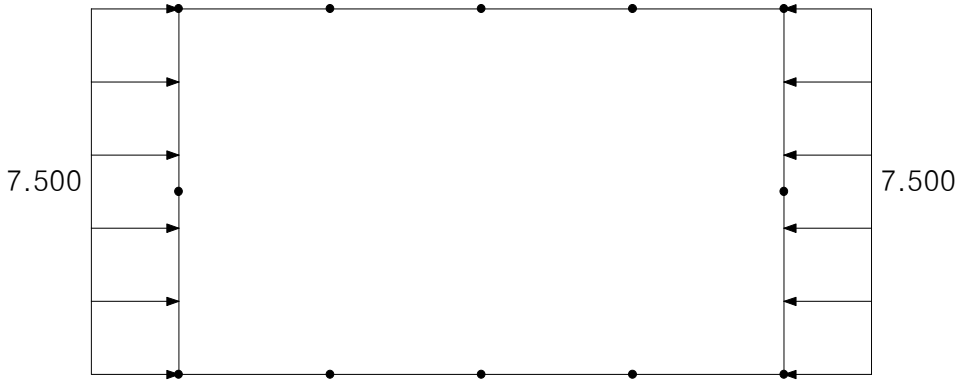
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



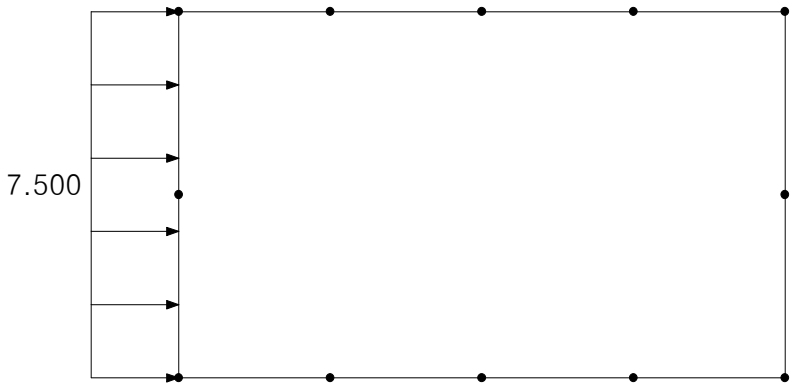
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



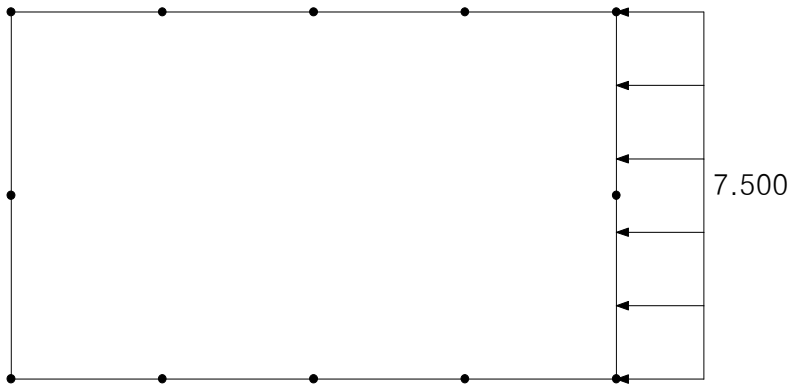
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



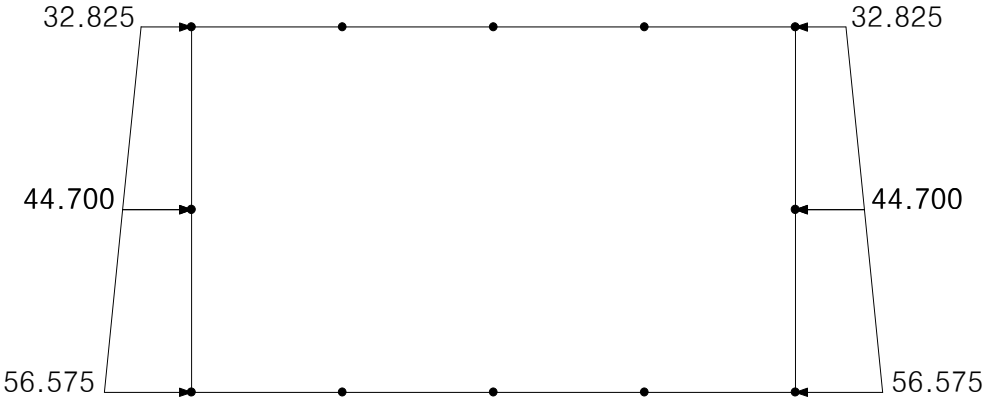
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



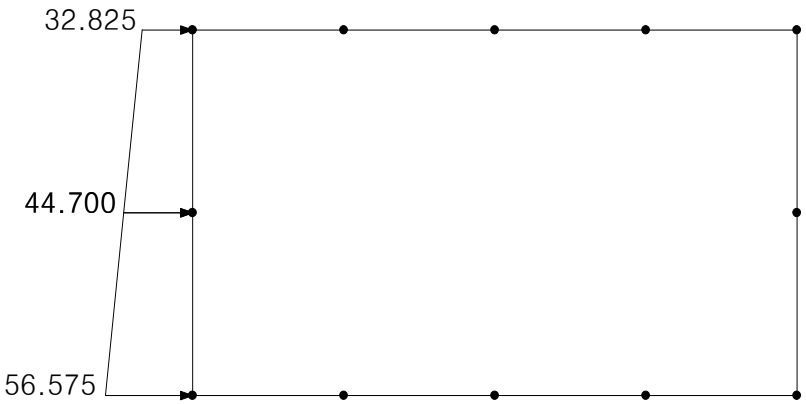
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



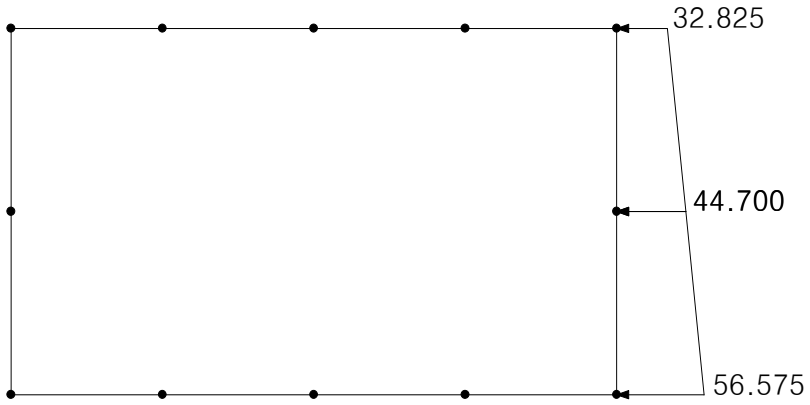
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



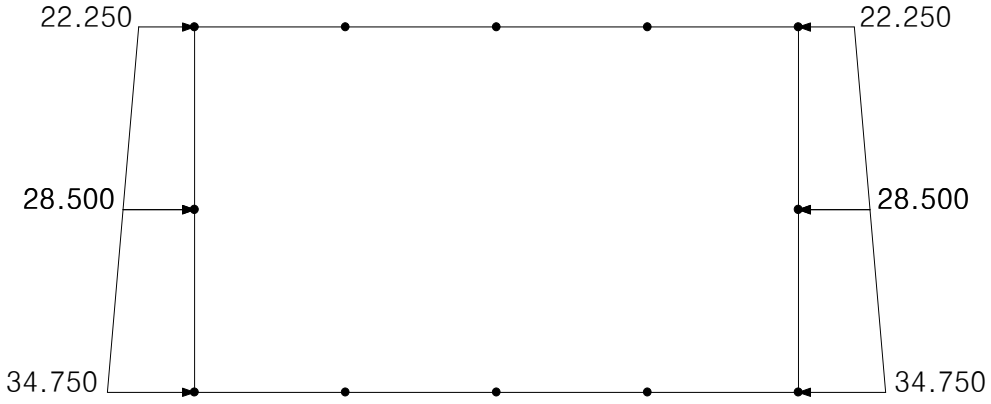
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



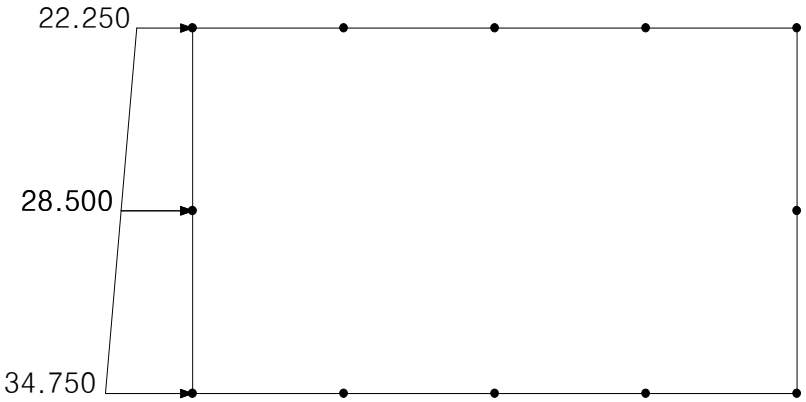
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



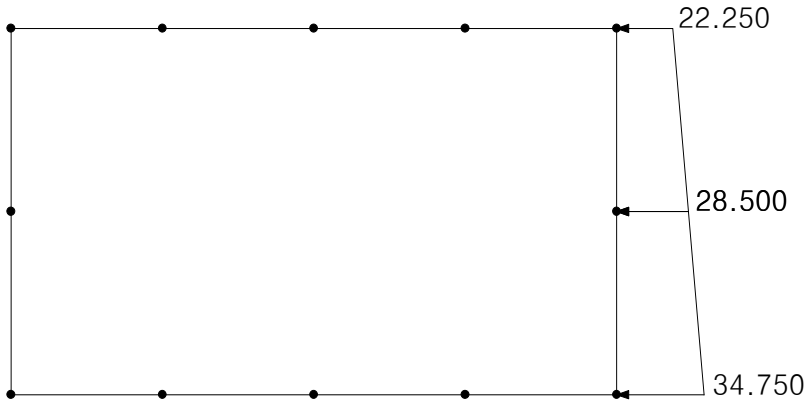
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



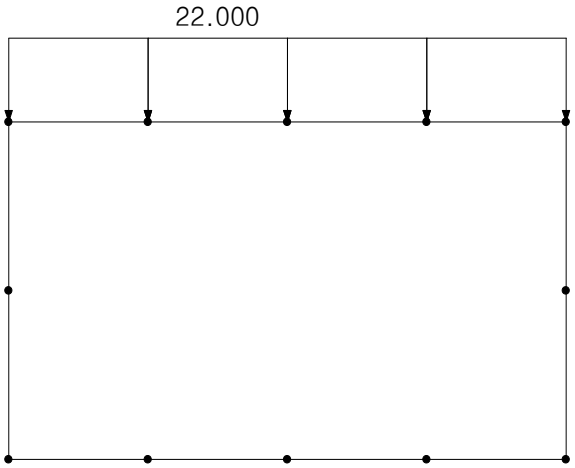
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



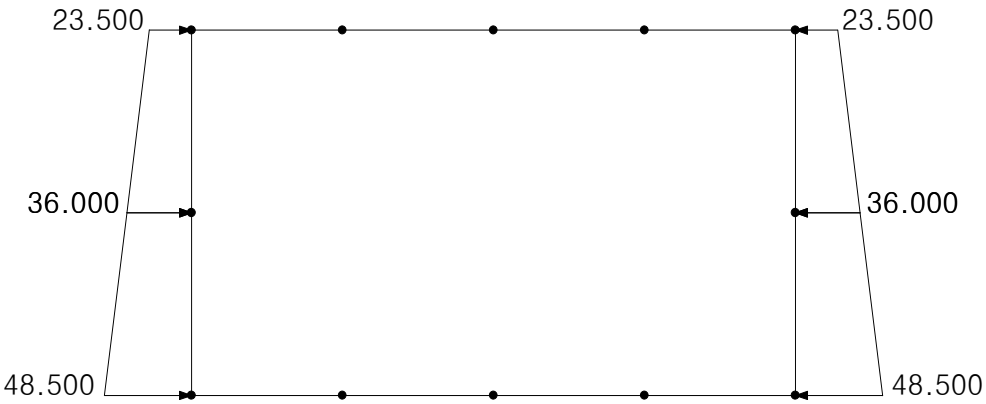
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



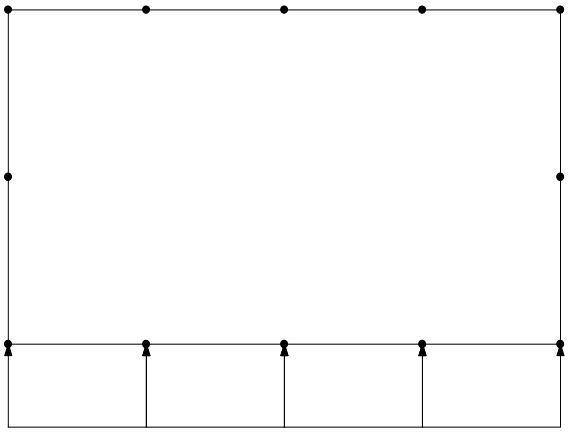
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



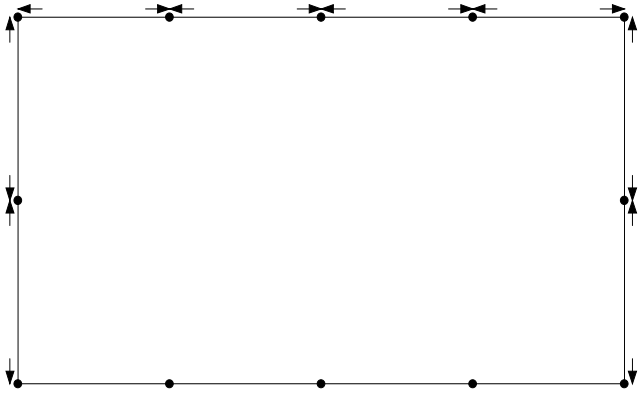
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



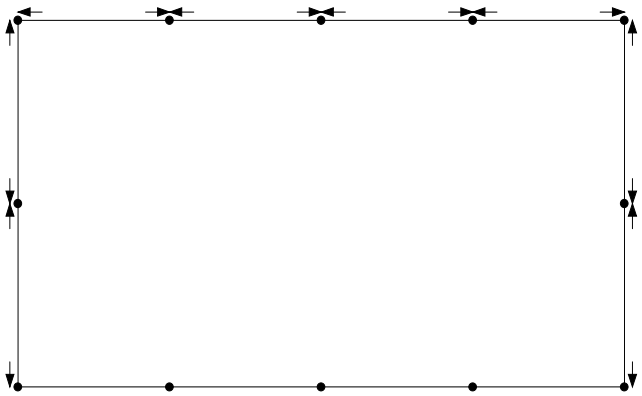
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



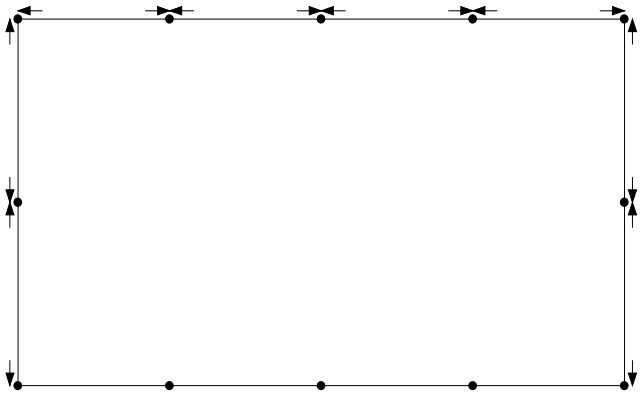
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

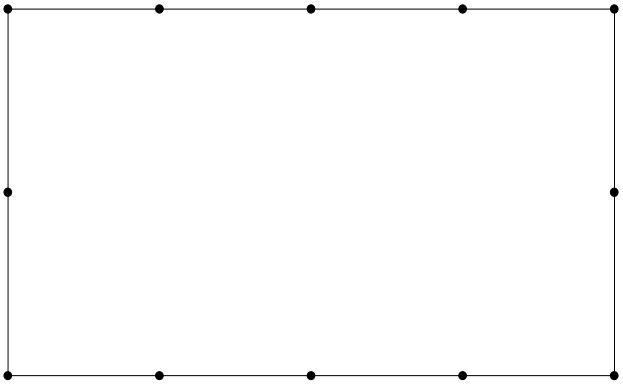


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

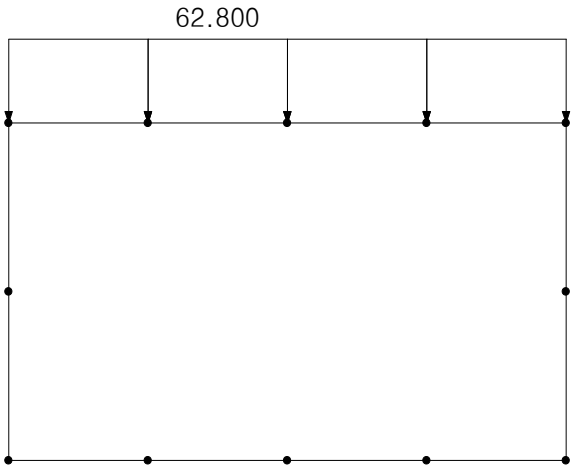


11. 하중 재하 (기능수행)

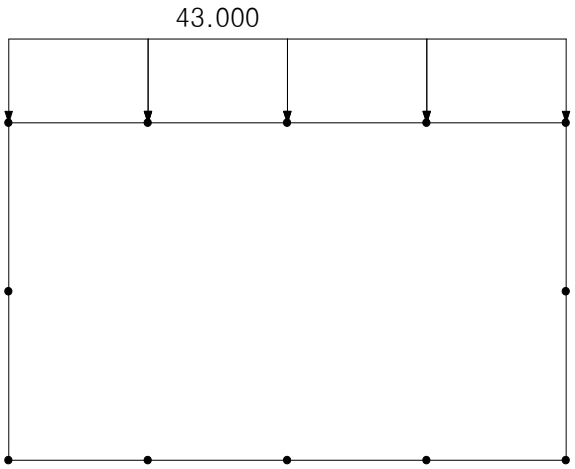
1) CASE1 - 구체자중(SW)



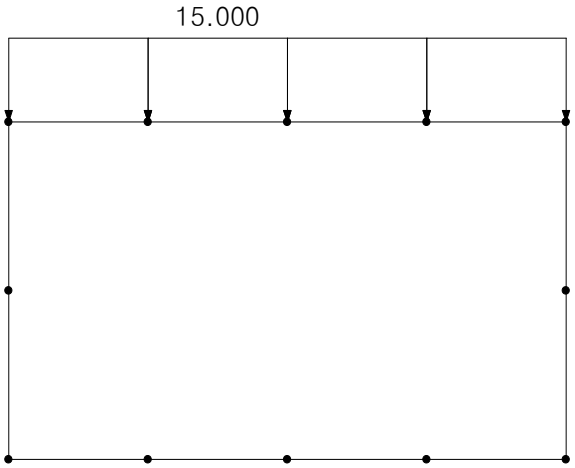
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



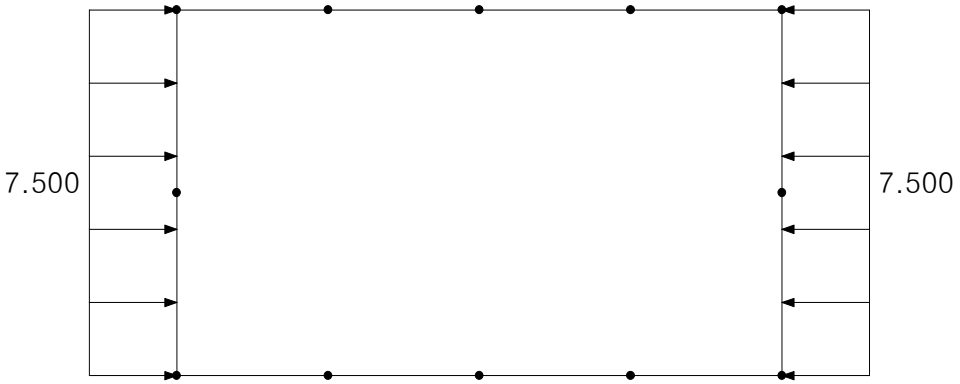
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



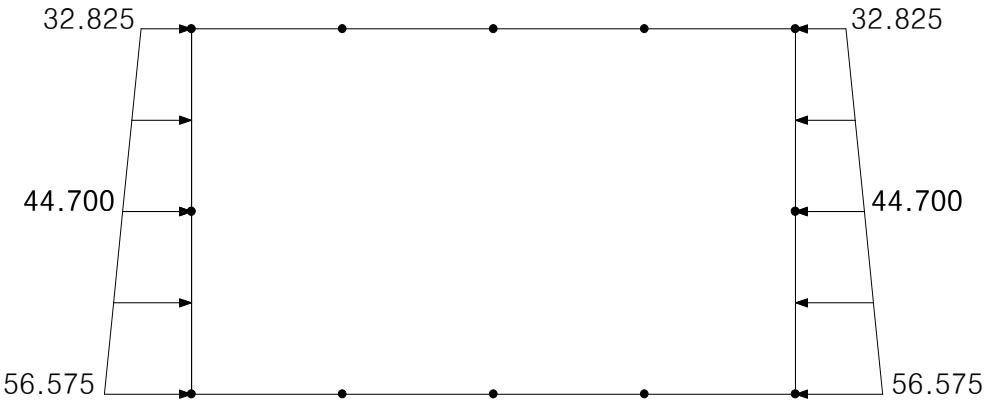
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



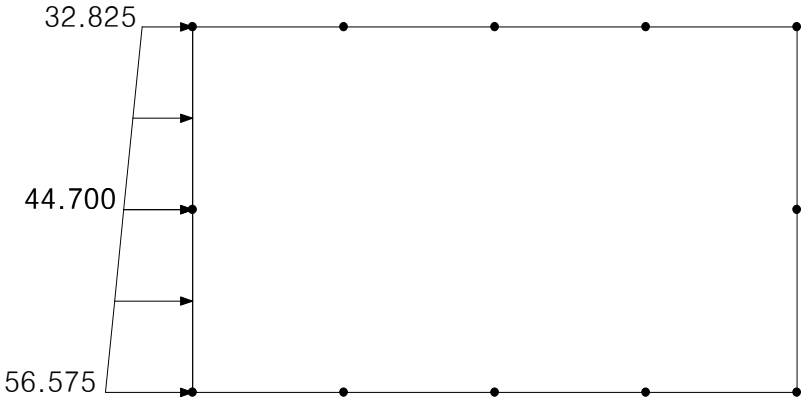
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



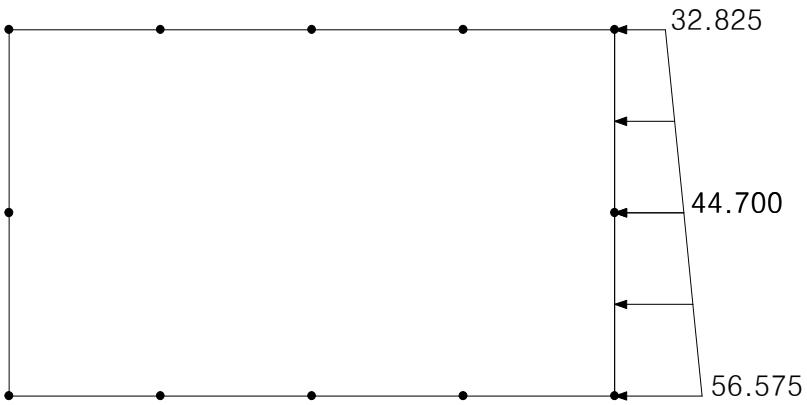
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



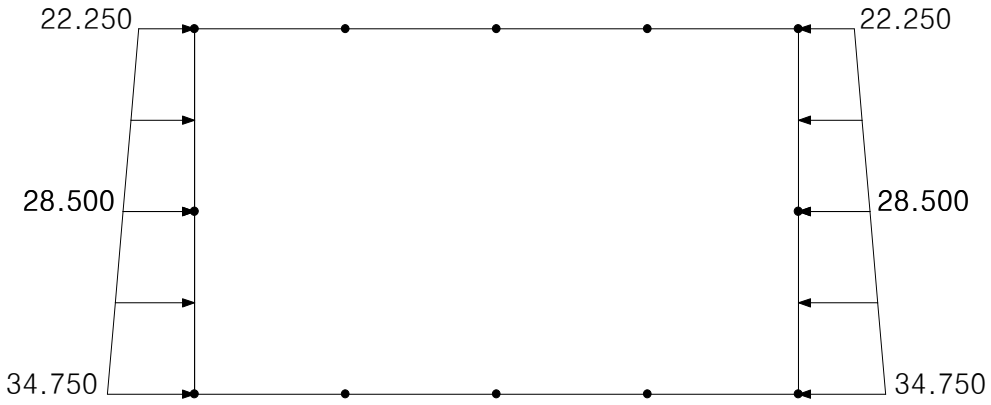
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



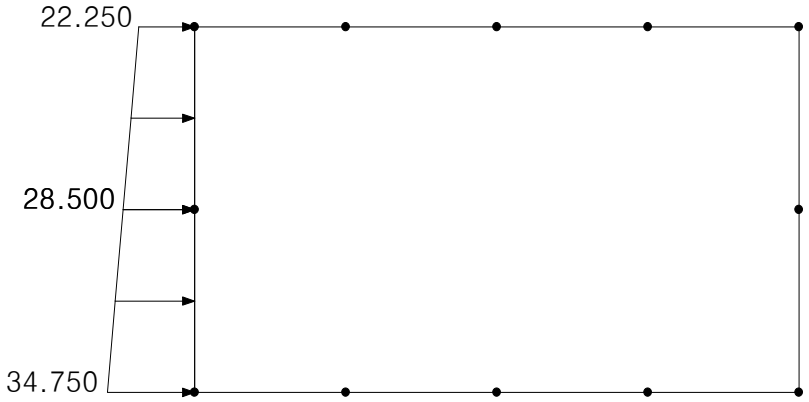
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



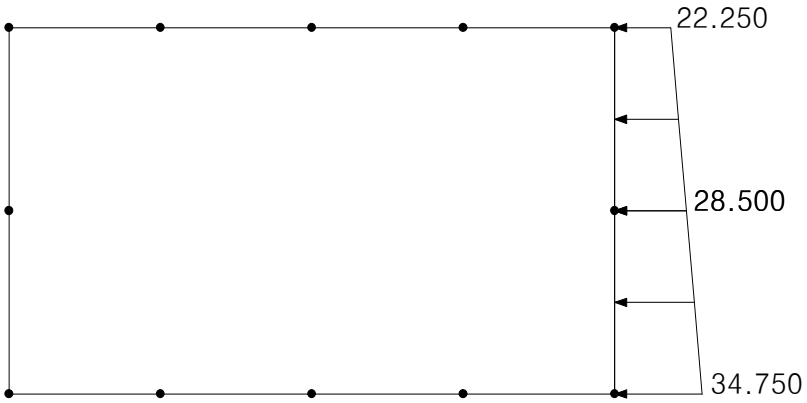
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



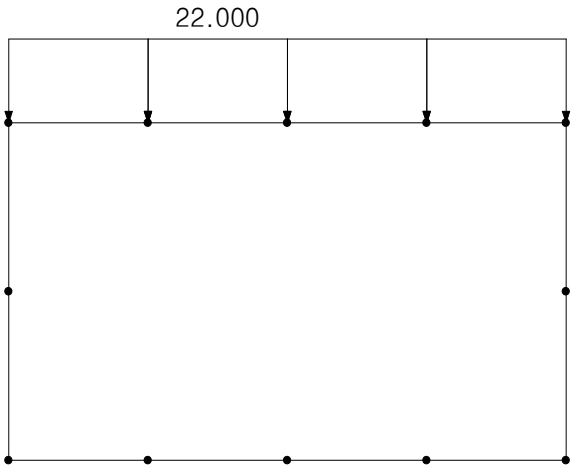
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



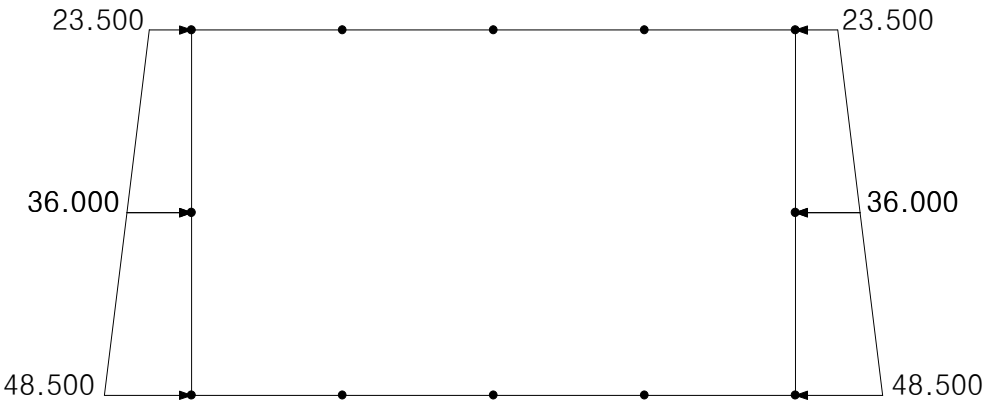
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



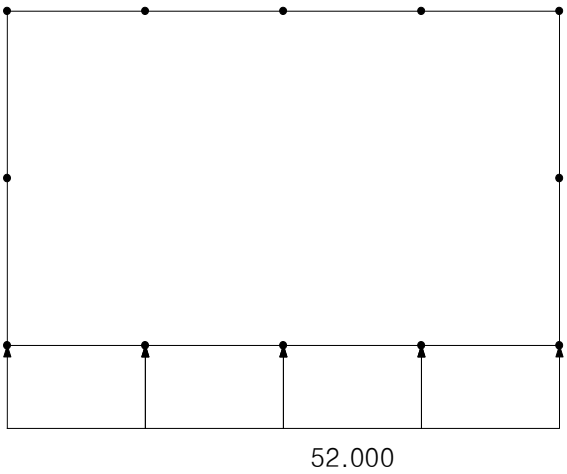
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

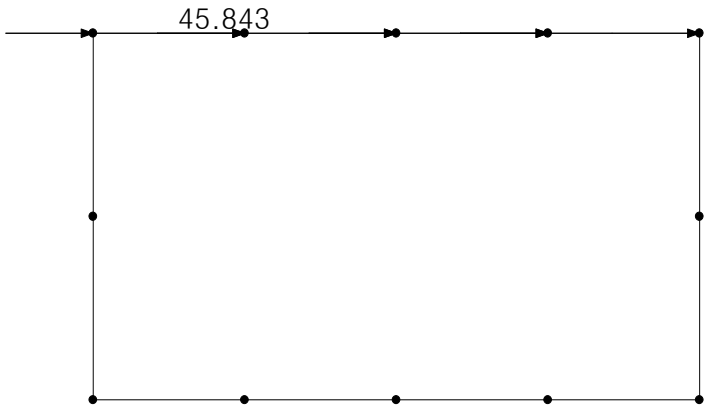


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

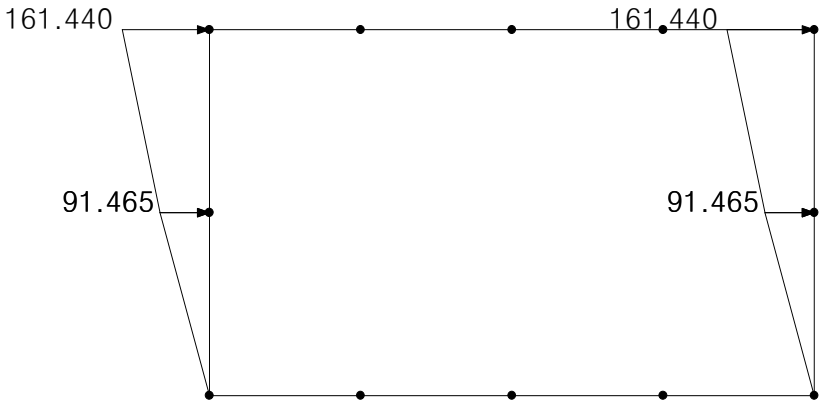


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

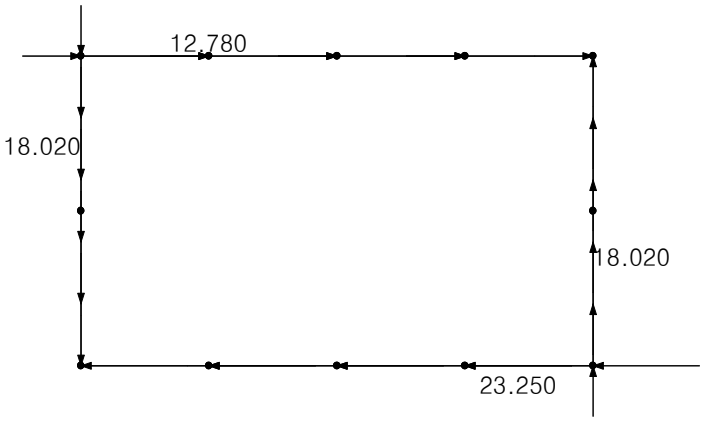
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



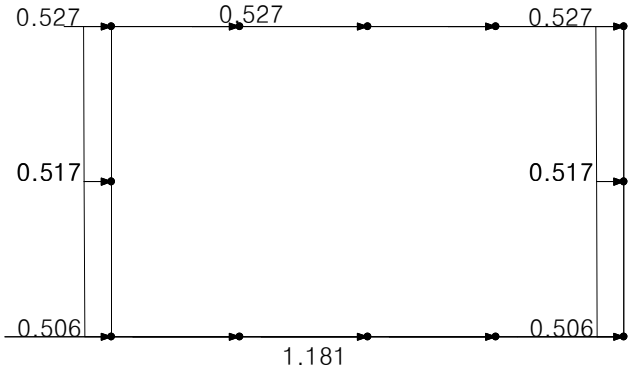
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

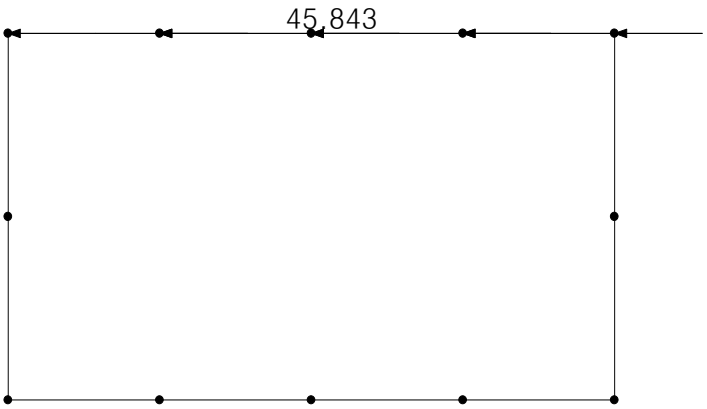


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

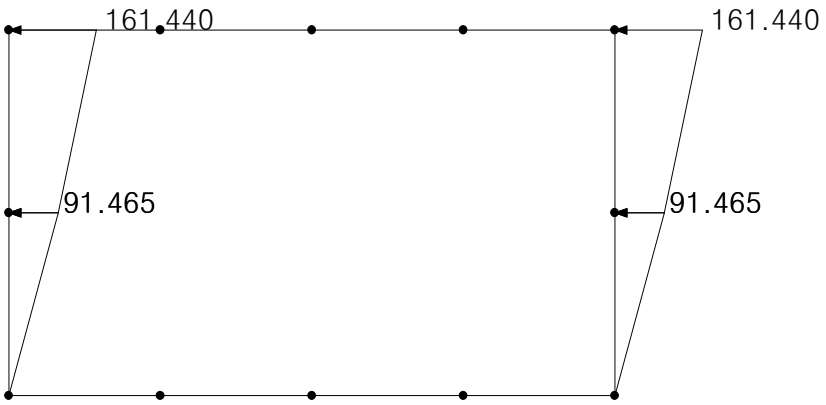


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

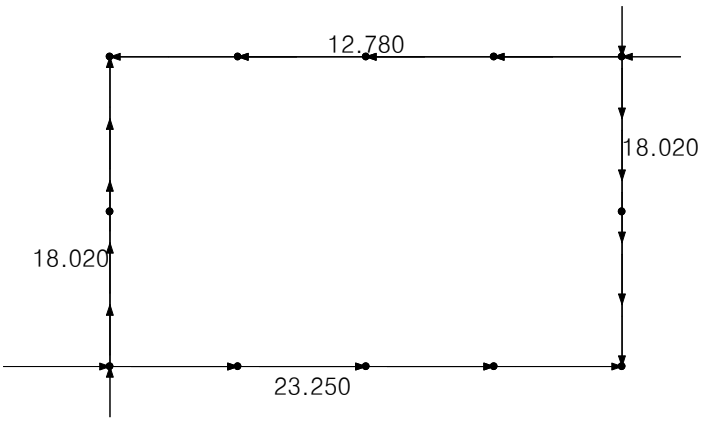
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



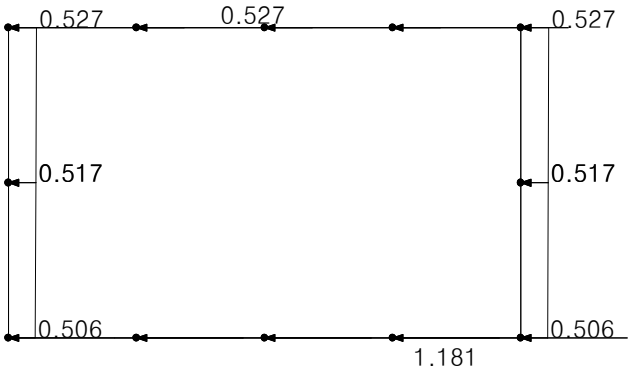
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

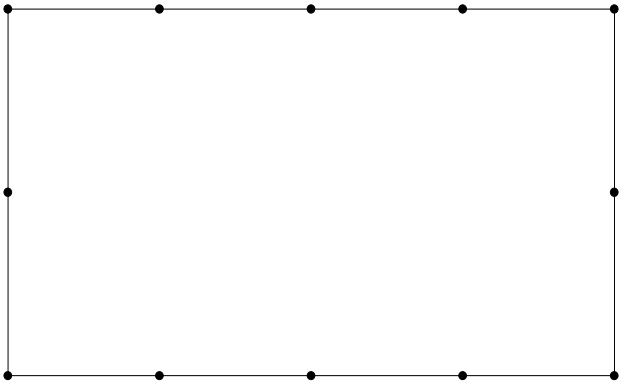


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

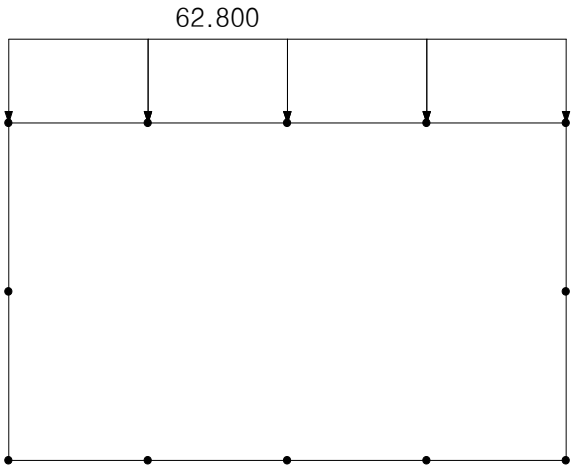


12. 하중 재하 (붕괴방지)

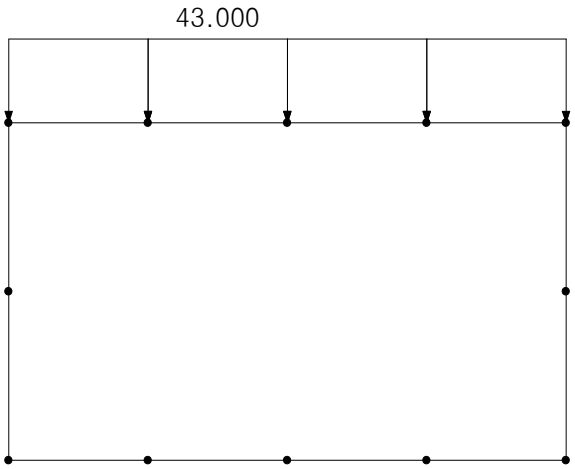
1) CASE1 - 구체자중(SW)



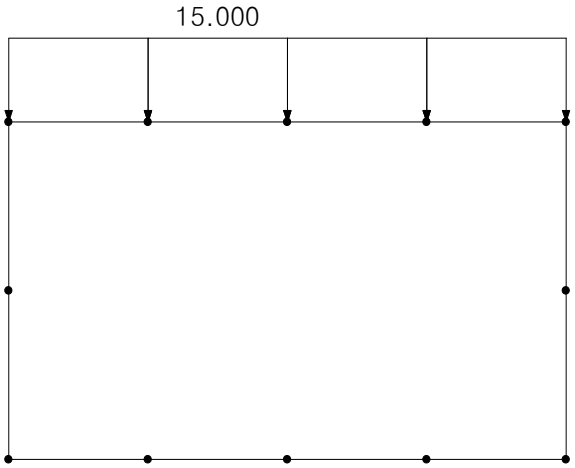
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



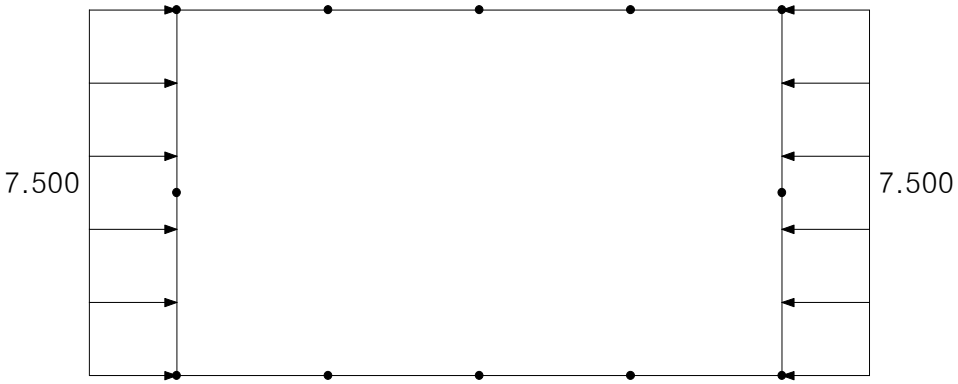
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



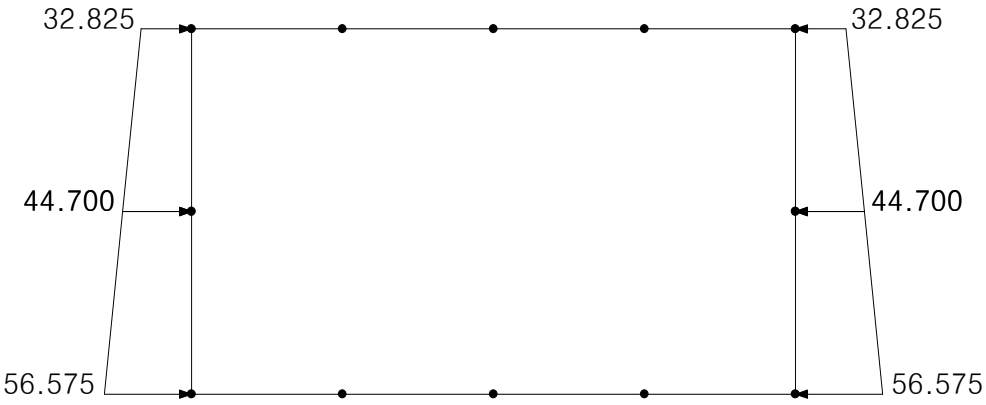
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



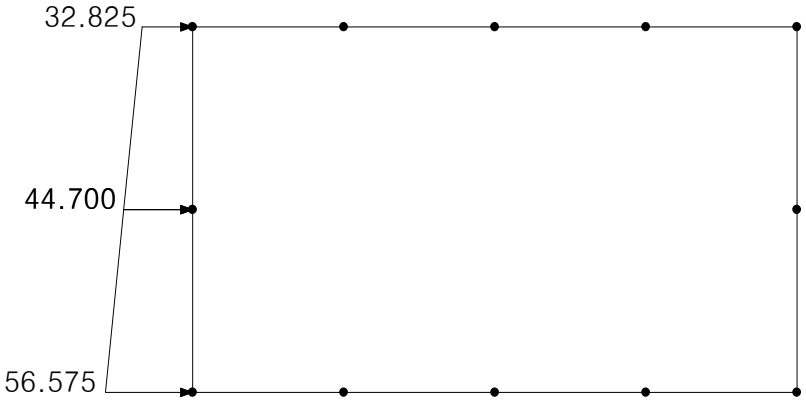
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



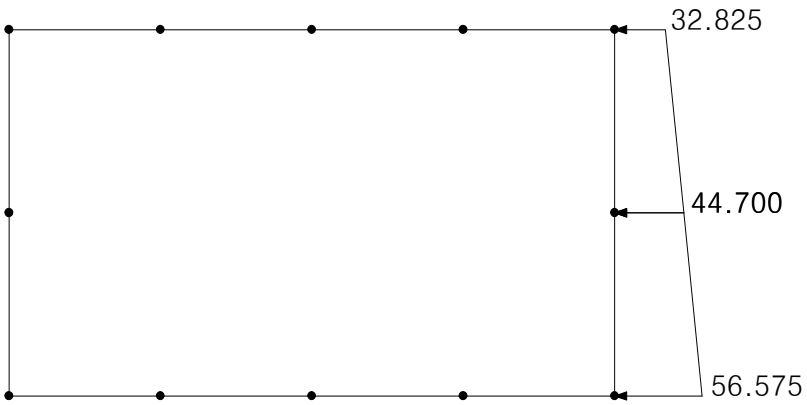
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



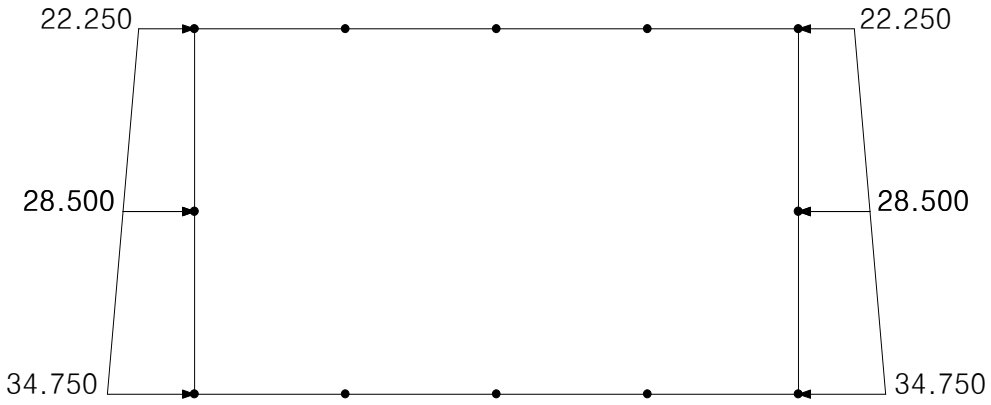
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



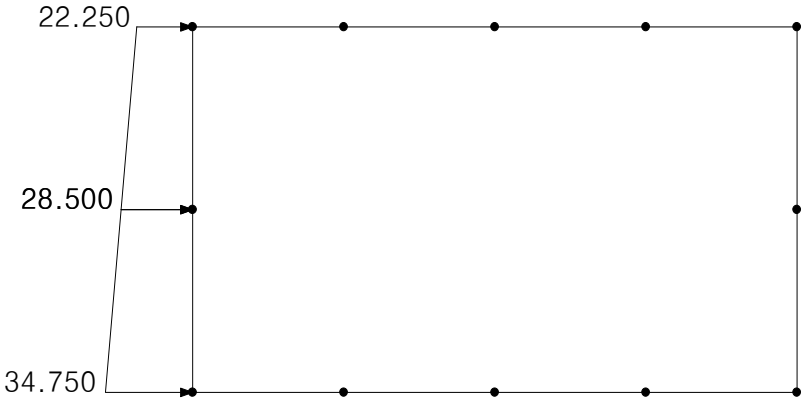
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



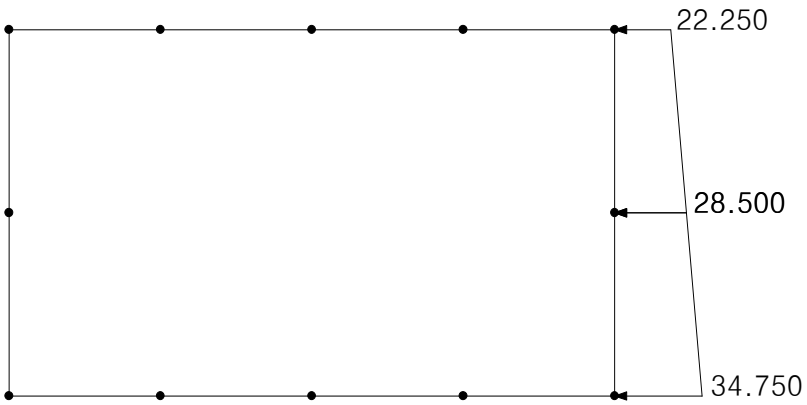
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



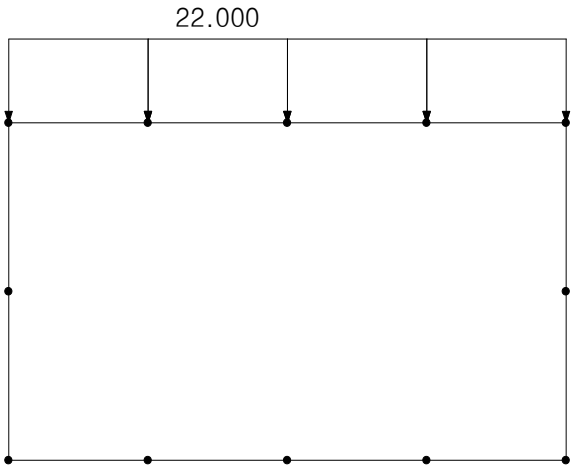
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



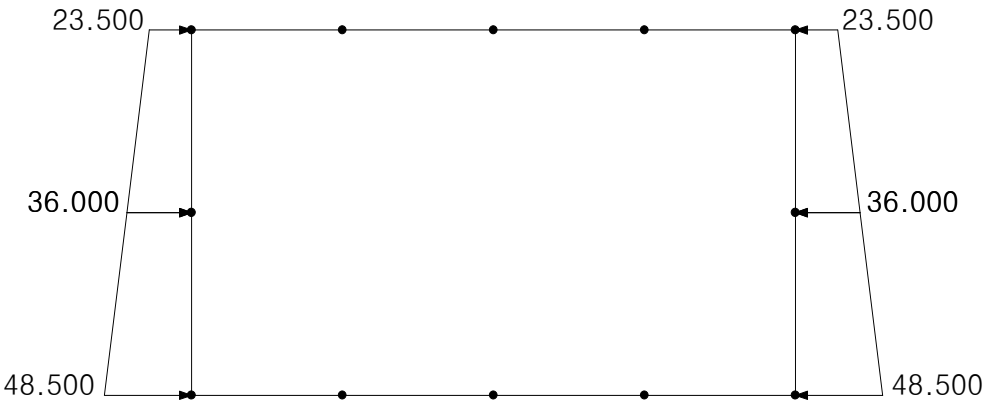
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



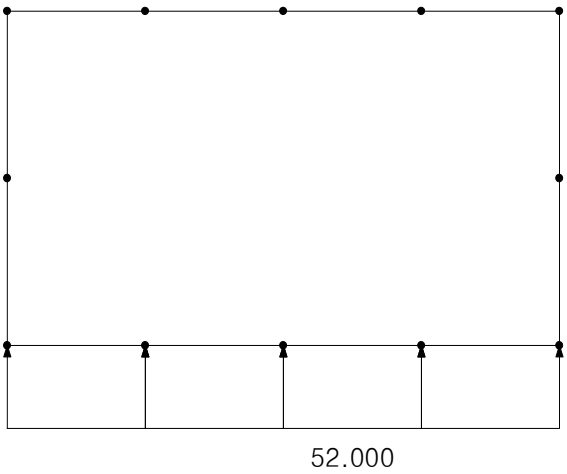
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

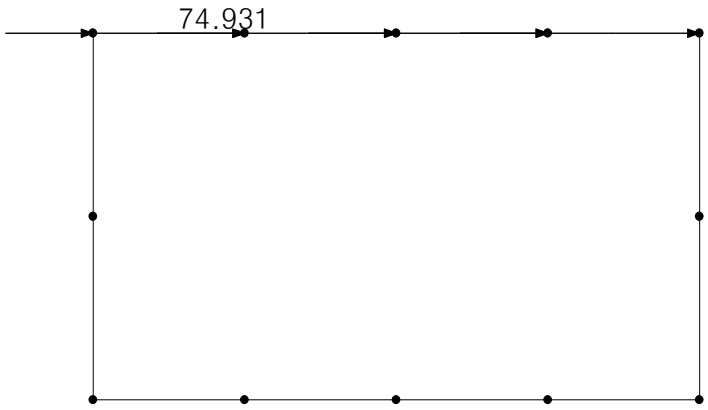


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

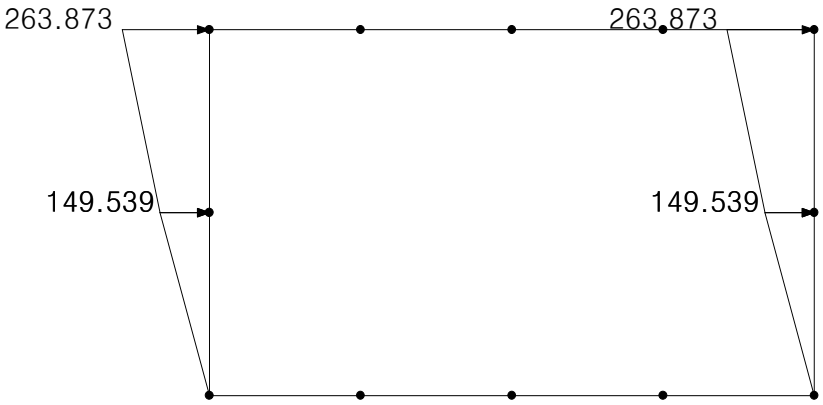


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

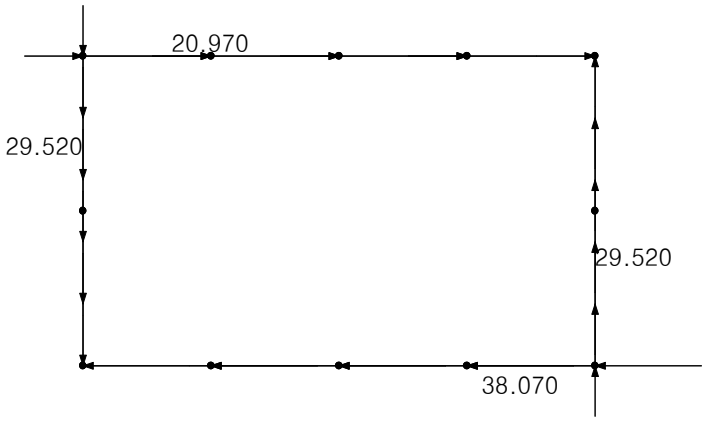
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



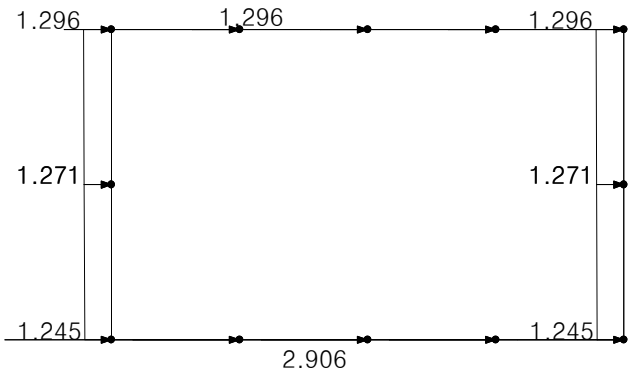
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

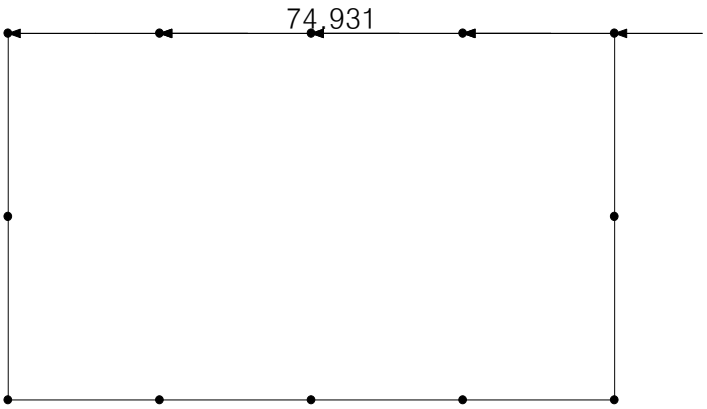


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

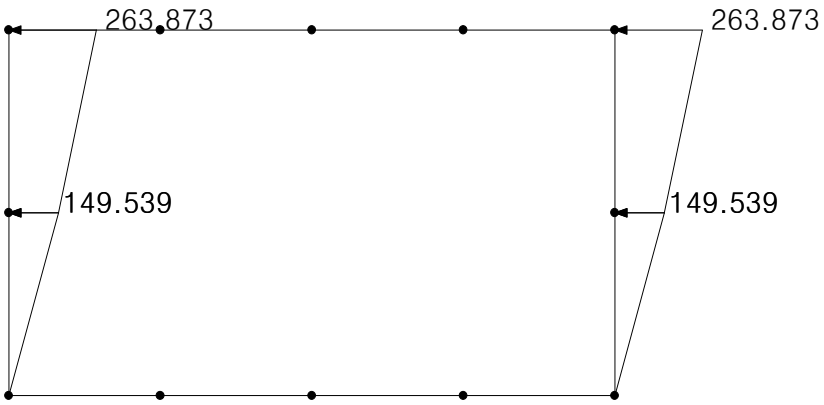


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

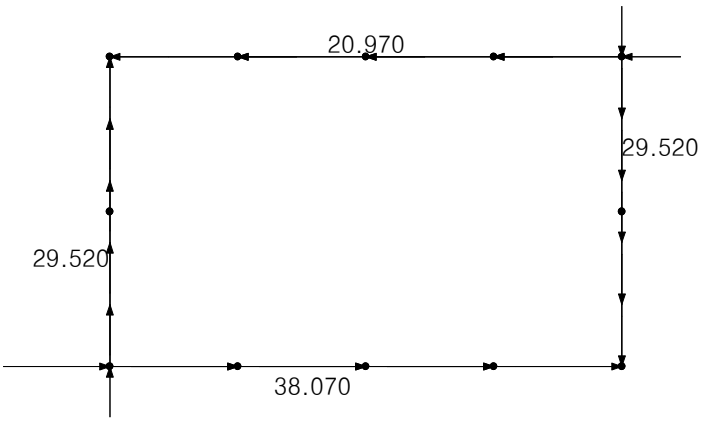
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



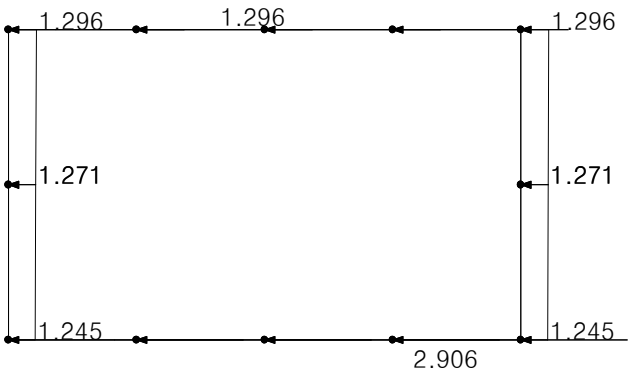
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 3.200 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

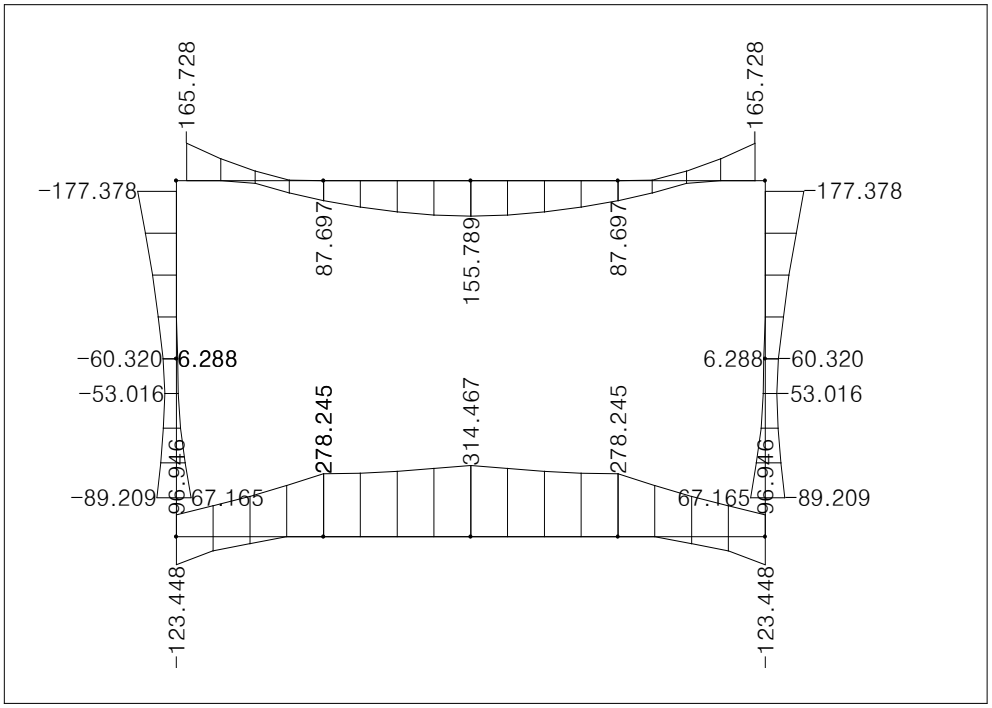
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

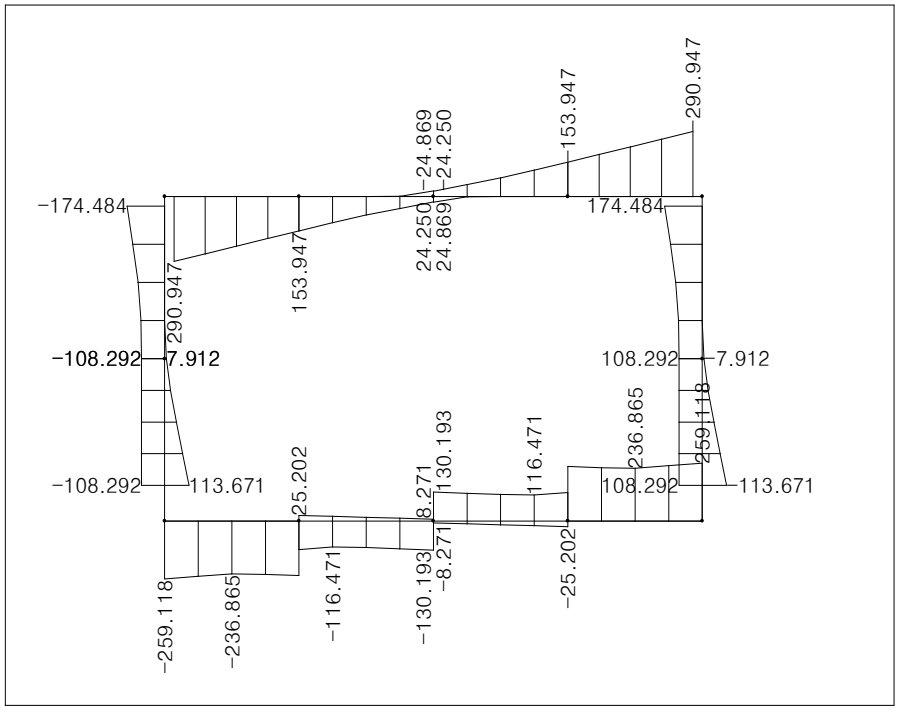
14. 단면력정리

14.1 상시

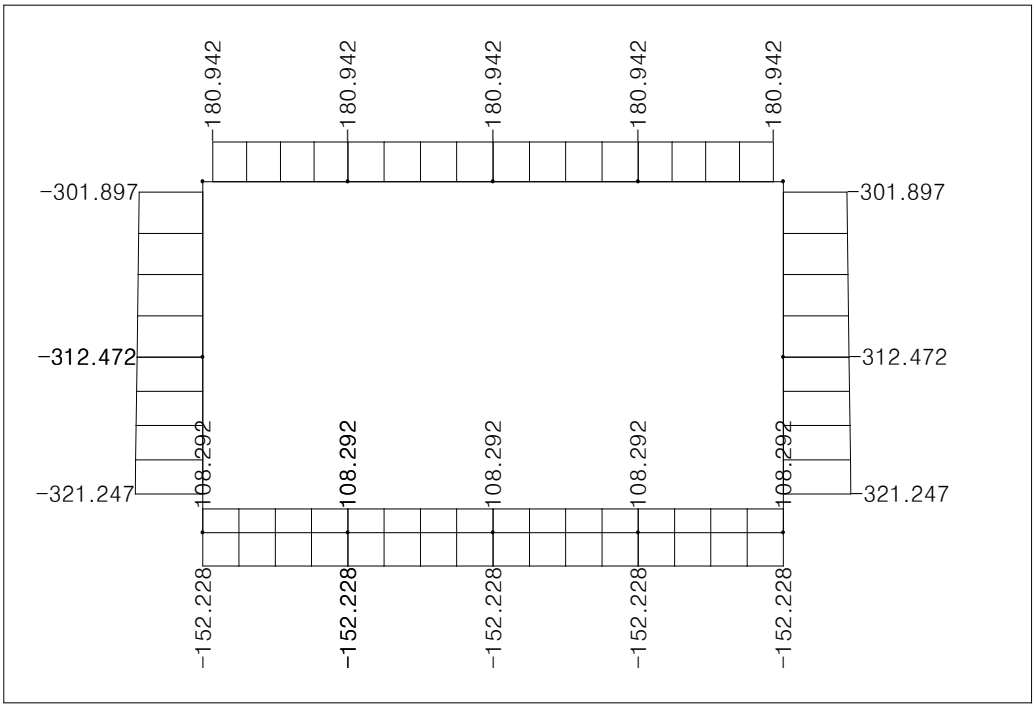
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



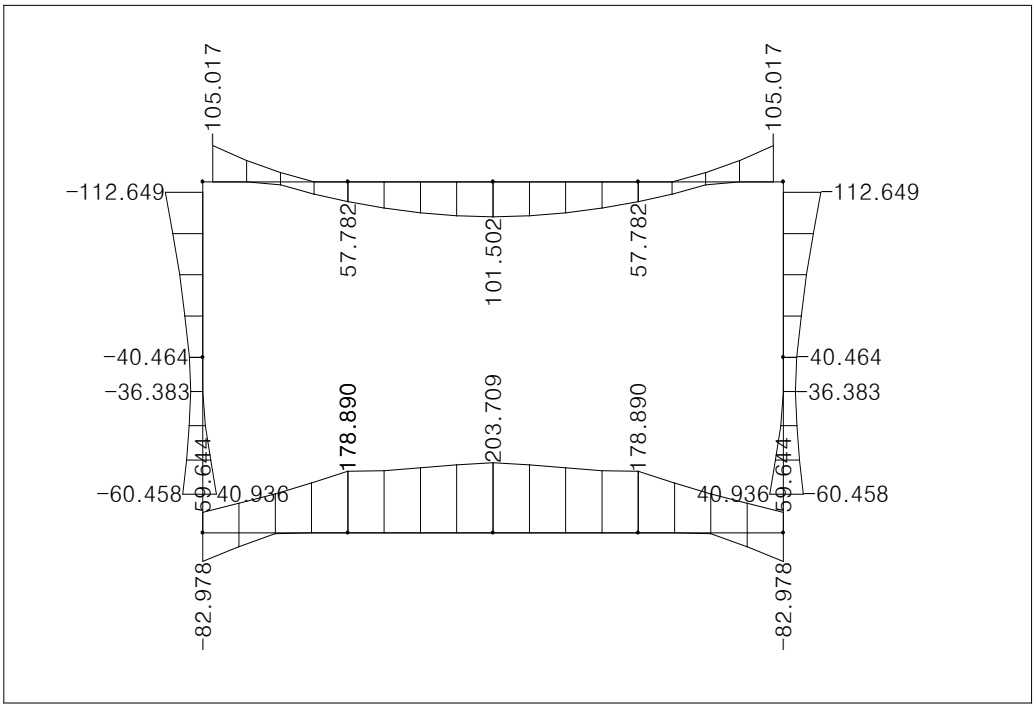
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

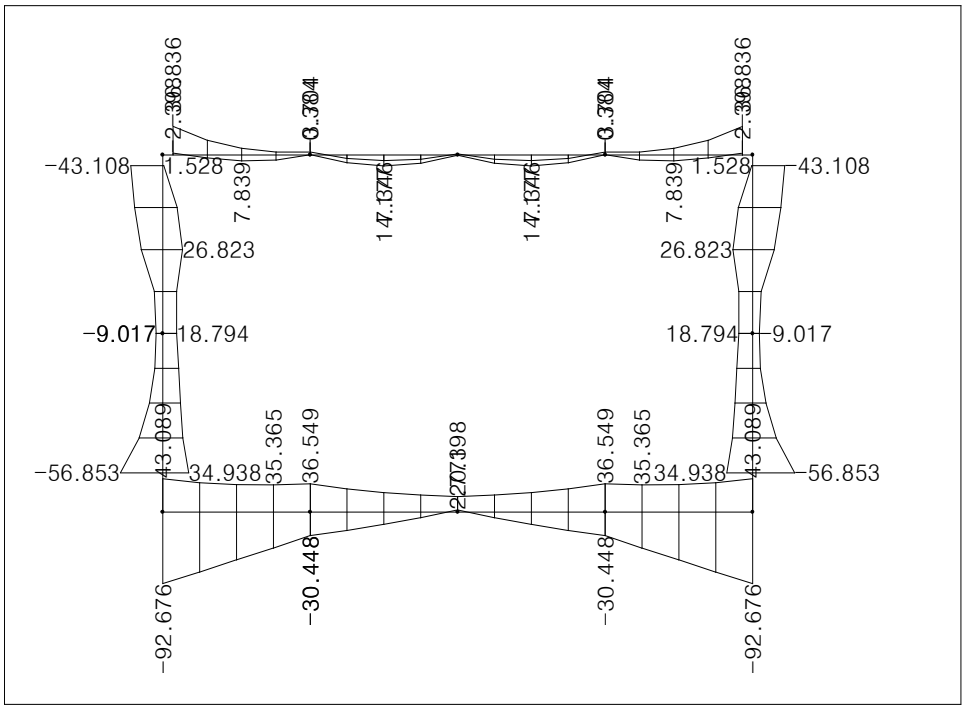


5) 단면력 정리

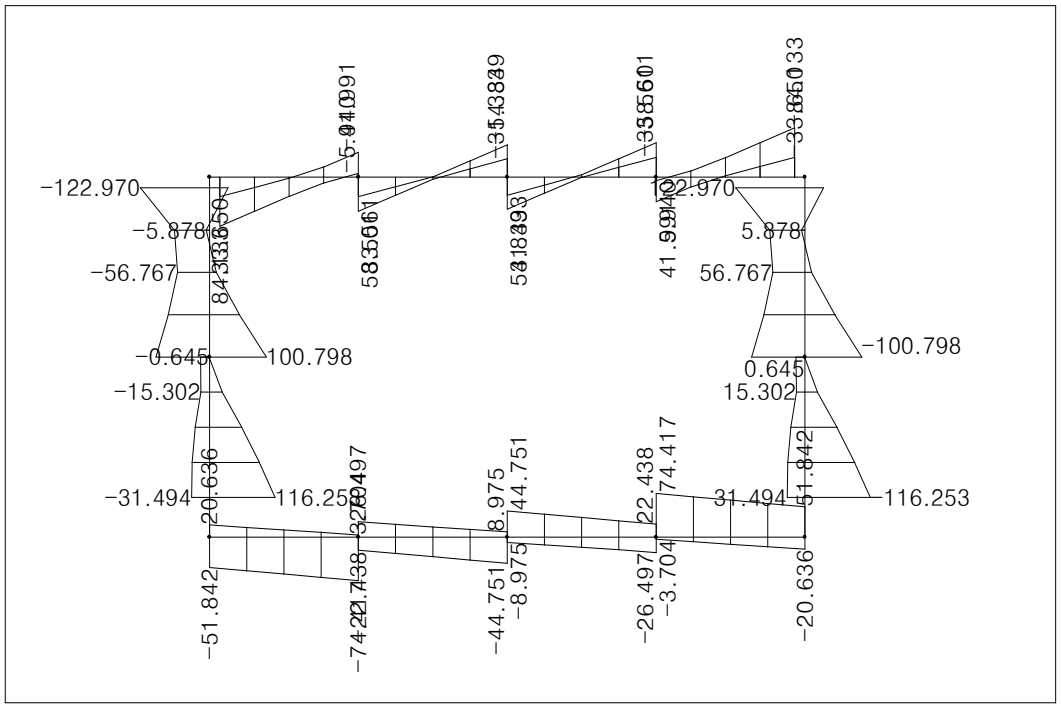
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	165.73	253.27	180.94	105.02	1000.00	300.00	
		중앙부	2	155.79	24.87	180.94	101.50	1000.00	300.00	
		우측	3	165.73	253.27	180.94	105.02	1000.00	300.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	177.38	149.59	301.90	112.65	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	10	0.00	149.59	301.90	0.00	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	11	60.32	108.29	312.47	40.46	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	12	6.29	108.29	312.47	0.00	1000.00	300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	177.38	149.59	301.90	112.65	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	16	0.00	149.59	301.90	0.00	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	17	60.32	108.29	312.47	40.46	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	18	6.29	108.29	312.47	0.00	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

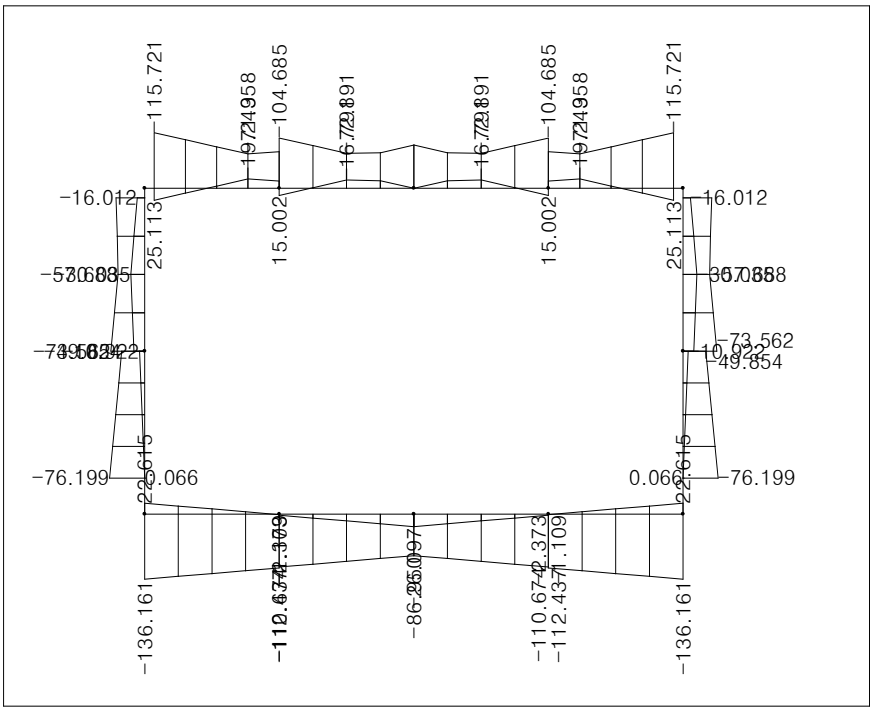
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

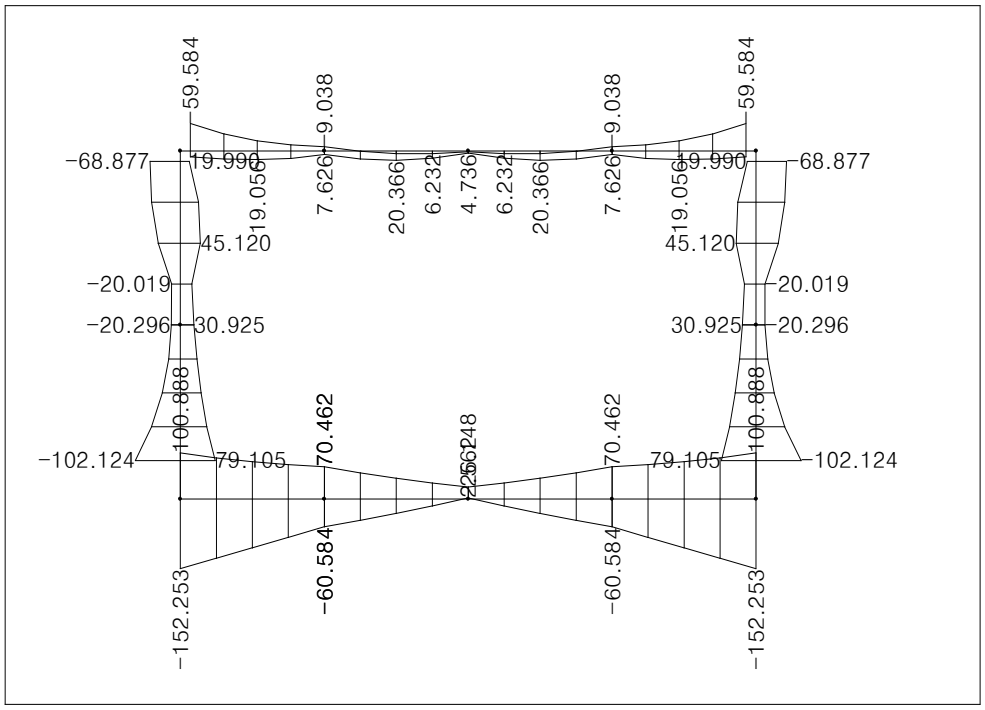


4) 단면력 정리

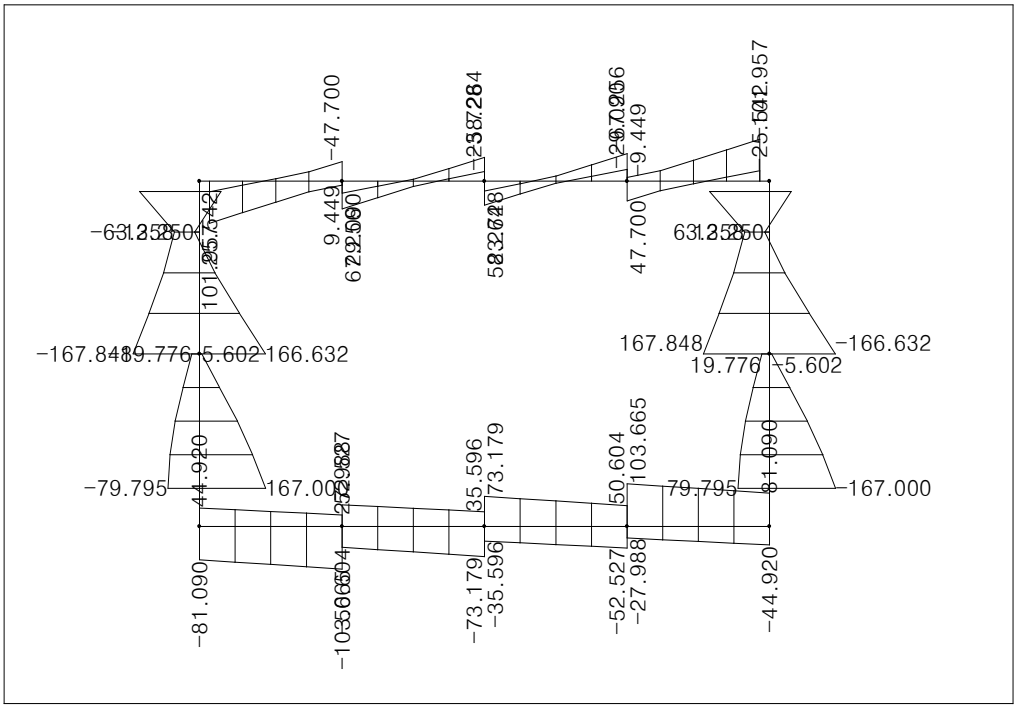
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	36.84	56.08	115.72	1000.00	300.00	
		중앙부	2	0.46	54.85	89.96	1000.00	300.00	
		우측	3	36.84	56.08	115.72	1000.00	300.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	43.11	66.29	62.46	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	10	1.53	66.29	62.46	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	11	9.02	100.80	73.56	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	12	18.79	100.80	73.56	1000.00	300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	43.11	66.29	62.46	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	16	1.53	66.29	62.46	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	17	9.02	15.98	73.56	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	18	18.79	15.98	73.56	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

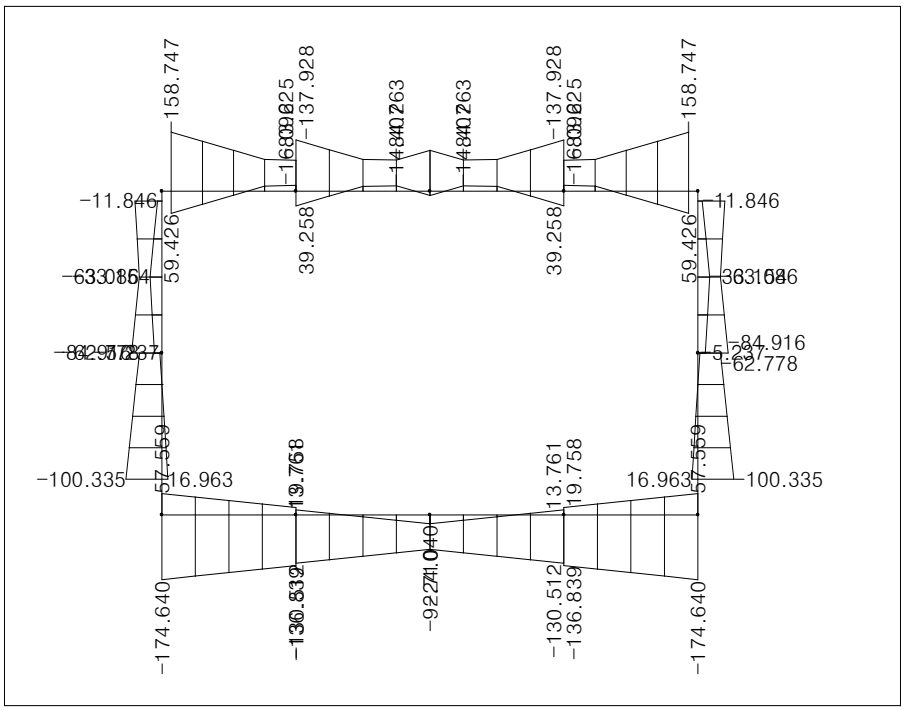
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	59.58	73.91	158.75	1000.00	300.00	
		중앙부	2	4.74	58.26	110.38	1000.00	300.00	
		우측	3	59.58	73.91	158.75	1000.00	300.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	68.88	69.01	75.14	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	10	19.99	69.01	75.14	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	11	20.30	167.85	84.92	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	12	30.93	167.85	84.92	1000.00	300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	68.88	69.01	75.14	1000.00	300.00	
		상부 (내측)	16	19.99	69.01	75.14	1000.00	300.00	
		중앙부 (외측)	17	20.30	19.78	84.92	1000.00	300.00	
		중앙부 (내측)	18	30.93	19.78	84.92	1000.00	300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-165.73	-	-59.58	-36.84	-165.73	
		중앙부	2	155.79	-	4.74	0.46	155.79	
		우측	3	-165.73	-	-59.58	-36.84	-165.73	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	-177.38	-	-68.88	-43.11	-177.38	
		상부 (내측)	10	-	-	19.99	1.53	19.99	
		중앙부 (외측)	11	-60.32	-	-20.30	-9.02	-60.32	
		중앙부 (내측)	12	6.29	-	30.93	18.79	30.93	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	-177.38	-	-68.88	-43.11	-177.38	
		상부 (내측)	16	-	-	19.99	1.53	19.99	
		중앙부 (외측)	17	-60.32	-	-20.30	-9.02	-60.32	
		중앙부 (내측)	18	6.29	-	30.93	18.79	30.93	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	253.27	-	73.91	56.08	253.27	
		중앙부	2	24.87	-	58.26	54.85	58.26	
		우측	3	-253.27	-	-73.91	-56.08	-253.27	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	-149.59	-	-69.01	-66.29	-149.59	
		상부 (내측)	10	-149.59	-	-69.01	-66.29	-149.59	
		중앙부 (외측)	11	-108.29	-	-167.85	100.80	-167.85	
		중앙부 (내측)	12	-108.29	-	-167.85	100.80	-167.85	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	149.59	-	69.01	66.29	149.59	
		상부 (내측)	16	149.59	-	69.01	66.29	149.59	
		중앙부 (외측)	17	108.29	-	19.78	15.98	108.29	
		중앙부 (내측)	18	108.29	-	19.78	15.98	108.29	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-180.94	-	-158.75	-115.72	-180.94	
		중앙부	2	-180.94	-	-110.38	-89.96	-180.94	
		우측	3	-180.94	-	-158.75	-115.72	-180.94	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	-301.90	-	-75.14	-62.46	-301.90	
		상부 (내측)	10	-301.90	-	-75.14	-62.46	-301.90	
		중앙부 (외측)	11	-312.47	-	-84.92	-73.56	-312.47	
		중앙부 (내측)	12	-312.47	-	-84.92	-73.56	-312.47	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	-301.90	-	-75.14	-62.46	-301.90	
		상부 (내측)	16	-301.90	-	-75.14	-62.46	-301.90	
		중앙부 (외측)	17	-312.47	-	-84.92	-73.56	-312.47	
		중앙부 (내측)	18	-312.47	-	-84.92	-73.56	-312.47	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-105.02	-	-	-	-105.02	
		중앙부	2	101.50	-	-	-	101.50	
		우측	3	-105.02	-	-	-	-105.02	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	9	-112.65	-	-	-	-112.65	
		상부 (내측)	10	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	11	-40.46	-	-	-	-40.46	
		중앙부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	15	-112.65	-	-	-	-112.65	
		상부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	17	-40.46	-	-	-	-40.46	
		중앙부 (내측)	18	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	200	165.73	205.24	2771.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.24
		중앙부	2	1000	220	155.79	203.23	2290.57	H22 - 8.0EA	3096.80	1.30
		우측	3	1000	200	165.73	205.24	2771.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.24
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	200	177.38	205.24	3000.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.16
		상부 (내측)	7	1000	220	19.99	155.88	270.14	H19 - 8.0EA	2292.00	7.80
		중앙부 (외측)	8	1000	200	60.32	125.65	924.29	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
		중앙부 (내측)	8	1000	220	30.92	155.88	420.44	H19 - 8.0EA	2292.00	5.04
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	200	177.38	205.24	3000.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.16
		상부 (내측)	10	1000	220	19.99	155.88	270.14	H19 - 8.0EA	2292.00	7.80
		중앙부 (외측)	11	1000	200	60.32	125.65	924.29	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
		중앙부 (내측)	11	1000	220	30.92	155.88	420.44	H19 - 8.0EA	2292.00	5.04

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	129.9	253.3	284.74	2.00	616.84	H22	300	774.20	O.K
		중앙부	2	142.9	58.3	313.22	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	3	129.9	253.3	284.74	2.00	616.84	H22	300	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	129.9	149.6	180.58	2.00	98.43	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	129.9	167.8	180.58	2.00	189.72	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	129.9	129.5	180.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	129.9	149.6	180.58	2.00	98.43	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	129.9	108.3	180.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	129.9	129.5	180.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	165.73	253.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 73.309) / 73.309 = 0.00518

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2771.995 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.290]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01788

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (200.00 - a/2) = 205.241 kN.m

≥ Mu (= 165.728 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

< Vu (= 253.273 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (253.273-129.904) x 300.00 / (400x200.00xΦ) x 1000 = 616.845 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 200.00 / 300.00 x 1000 = 206.453 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 200.00 / 1000 = 692.820 kN ≥ 206.453 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (173.205 + 206.453) = 284.744 kN ≥ 253.273 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	155.79	58.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 63.500) / 63.500 = 0.00739

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2290.571 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.352]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01408

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 203.225 kN.m

≥ Mu (= 155.789 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.304]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 58.264 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	165.73	253.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 73.309) / 73.309 = 0.00518

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2771.995 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.290]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01788

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (200.00 - a/2) = 205.241 kN.m

≥ Mu (= 165.728 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

< Vu (= 253.273 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (253.273-129.904) x 300.00 / (400x200.00xΦ) x 1000 = 616.845 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 200.00 / 300.00 x 1000 = 206.453 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 200.00 / 1000 = 692.820 kN ≥ 206.453 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (173.205 + 206.453) = 284.744 kN ≥ 253.273 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	177.38	149.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 73.309) / 73.309 = 0.00518

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3000.896 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.191]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01788

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (200.00 - a/2) = 205.241 kN.m

≥ Mu (= 177.378 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.157]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

< Vu (= 149.590 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (149.590-129.904) x 300.00 / (400x200.00xΦ) x 1000 = 98.431 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 200.00 / 300.00 x 1000 = 67.573 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 200.00 / 1000 = 692.820 kN ≥ 67.573 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (173.205 + 67.573) = 180.584 kN ≥ 149.590 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	19.99	149.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 46.997) / 46.997 = 0.01104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.140 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.484]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01042

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (220.00 - a/2) = 155.876 kN.m

≥ Mu (= 19.990 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.798]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

< Vu (= 149.696 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (149.696-142.894) x 300.00 / (400x220.00xΦ) x 1000 = 30.916 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 220.00 / 300.00 x 1000 = 74.331 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 220.00 / 1000 = 762.102 kN ≥ 74.331 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (190.526 + 74.331) = 198.642 kN ≥ 149.696 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	60.32	167.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 41.559) / 41.559 = 0.01144

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 924.285 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.193]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (200.00 - a/2) = 125.651 kN.m

≥ Mu (= 60.320 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

< Vu (= 167.848 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (167.848-129.904) x 300.00 / (400x200.00xΦ) x 1000 = 189.719 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 200.00 / 300.00 x 1000 = 67.573 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 200.00 / 1000 = 692.820 kN ≥ 67.573 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (173.205 + 67.573) = 180.584 kN ≥ 167.848 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	30.93	167.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 46.997) / 46.997 = 0.01104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 420.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.451]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01042

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (220.00 - a/2) = 155.876 kN.m

≥ Mu (= 30.925 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.040]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

< Vu (= 167.848 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (167.848-142.894) x 300.00 / (400x220.00xΦ) x 1000 = 113.425 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 220.00 / 300.00 x 1000 = 74.331 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 220.00 / 1000 = 762.102 kN ≥ 74.331 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (190.526 + 74.331) = 198.642 kN ≥ 167.848 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	177.38	149.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 73.309) / 73.309 = 0.00518

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3000.896 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.191]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01788

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (200.00 - a/2) = 205.241 kN.m

≥ Mu (= 177.378 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.157]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

< Vu (= 149.590 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (149.590-129.904) x 300.00 / (400x200.00xΦ) x 1000 = 98.431 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 200.00 / 300.00 x 1000 = 67.573 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 200.00 / 1000 = 692.820 kN ≥ 67.573 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (173.205 + 67.573) = 180.584 kN ≥ 149.590 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	19.99	149.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 46.997) / 46.997 = 0.01104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.140 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.484]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01042

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (220.00 - a/2) = 155.876 kN.m

≥ Mu (= 19.990 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.798]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

< Vu (= 149.696 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (149.696-142.894) x 300.00 / (400x220.00xΦ) x 1000 = 30.916 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 220.00 / 300.00 x 1000 = 74.331 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 220.00 / 1000 = 762.102 kN ≥ 74.331 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (190.526 + 74.331) = 198.642 kN ≥ 149.696 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	200.00	100.00	60.32	108.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 41.559) / 41.559 = 0.01144

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 924.285 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.193]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (200.00 - a/2) = 125.651 kN.m

≥ Mu (= 60.320 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 200.00 = 129.904 kN

≥ Vu (= 108.292 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	30.93	108.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 46.997) / 46.997 = 0.01104

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 420.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.451]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01042

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (220.00 - a/2) = 155.876 kN.m

≥ Mu (= 30.925 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.040]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 108.403 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부_내측

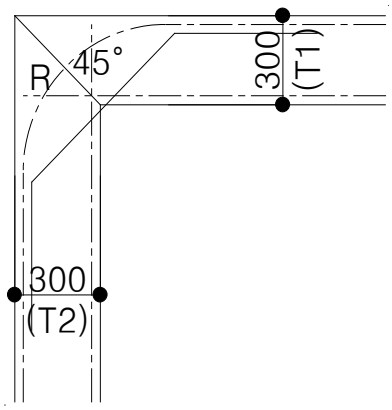
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 300 x 1000 = 450.0 ㎟ (≤1800)
∴ 450.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 112.649 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 112.649 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 424.264$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 112.65 \times 10^6}{424.264^2 \times 1000} = 3.129 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 112.65 \times 10^6}{424.264 \times 180} = 2950.170 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 2950.170 mm² - 1548.400 mm²

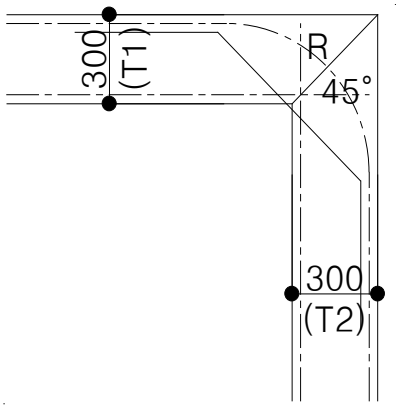
= 1401.770 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm² > Req'd As (= 1401.770 mm²) ----------> O.K !!!

2) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 112.649 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 112.649 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 424.264$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 112.65 \times 10^6}{424.264^2 \times 1000} = 3.129 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 112.65 \times 10^6}{424.264 \times 180} = 2950.170 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2950.170 mm² - 1548.400 mm²
= 1401.770 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm² > Req'd As (= 1401.770 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.102	O.K	3.225
		중앙부	2	220	H22 - 8.0EA	125	448.598	O.K	3.589
		우측	3	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.102	O.K	3.225
좌측벽체	1층	상부	7	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	360.976	O.K	2.888
		상부	7	220	H19 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	200	H25 - 4.0EA	250	723.601	O.K	2.894
		중앙부	8	220	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	200	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	360.976	O.K	2.888
		상부	10	220	H19 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	200	H25 - 4.0EA	250	723.601	O.K	2.894
		중앙부	11	220	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.017 x 1000000 / [3575.200 x (200.000 - 78.109/3)]
= 168.851 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x3575.200)]
= 78.109 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.85) - 2.5 x 87.50 = 403.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.85) = 497.48 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 403.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 403.10 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.502 x 1000000 / [3096.800 x (220.000 - 78.363/3)]
= 169.055 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x3096.800)]
= 78.363 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 169.06) - 2.5 x 69.00 = 448.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 169.06) = 496.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 448.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 448.60 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.017 x 1000000 / [3575.200 x (200.000 - 78.109/3)]
= 168.851 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x3575.200)]
= 78.109 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.85) - 2.5 x 87.50 = 403.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.85) = 497.48 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 403.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 403.10 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.649 x 1000000 / [3575.200 x (200.000 - 78.109/3)]
= 181.120 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x3575.200)]
= 78.109 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 181.12) - 2.5 x 87.50 = 360.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 181.12) = 463.78 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 360.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 360.98 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.464 x 1000000 / [2026.800 x (200.000 - 62.470/3)]
= 111.423 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x2026.800)]
= 62.470 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 111.42) - 2.5 x 87.50 = 723.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 111.42) = 753.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 723.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 723.60 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.649 x 1000000 / [3575.200 x (200.000 - 78.109/3)]
= 181.120 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x3575.200)]
= 78.109 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 181.12) - 2.5 x 87.50 = 360.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 181.12) = 463.78 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 360.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 360.98 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.464 x 1000000 / [2026.800 x (200.000 - 62.470/3)]
= 111.423 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x2026.800)]
= 62.470 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 111.42) - 2.5 x 87.50 = 723.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 111.42) = 753.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 723.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 723.60 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 4.300 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.30 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 4.300 / 28
T = 0.154 m < 0.300 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 145.000 / 4.600 = 31.522 kN/m²
- 상부연직하중 = 62.800 kN/m² (지하수위 미 고려시)

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 31.52 + 62.80 + 15.00
= 109.322 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)
c : 지반의 점착력 (kN/m²)
q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df
r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.
B : 기초의 폭(m)
Df : 기초의 유효근입 깊이(m)
Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=26.635, Nq=15.411, Nr=11.696)
sc,sq,sr,sc : 기초의 형상계수
ic,iq,ir,ic : 기초의 근입깊이계수
gc,gq,gr,gc : 하중의 경사계수
bc,bq,br,bc : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.
si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³
Df = 1.000 m B = 4.600 m q = 10.000 kN/m²
L = 4.600 m
Φ = 15 + √12N = 28.416 , N = 15
Nq = $e^{\pi \tan\Phi}$ $\tan^2$ (45+Φ/2)
Nc = (Nq-1) cotΦ
Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ
sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.327
sc' = 0.2 B/L = 0.113
sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.306
sr = 1 - 0.4 B/L = 0.774
dc = 1 + 0.4k = 1.087, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.087

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.065

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

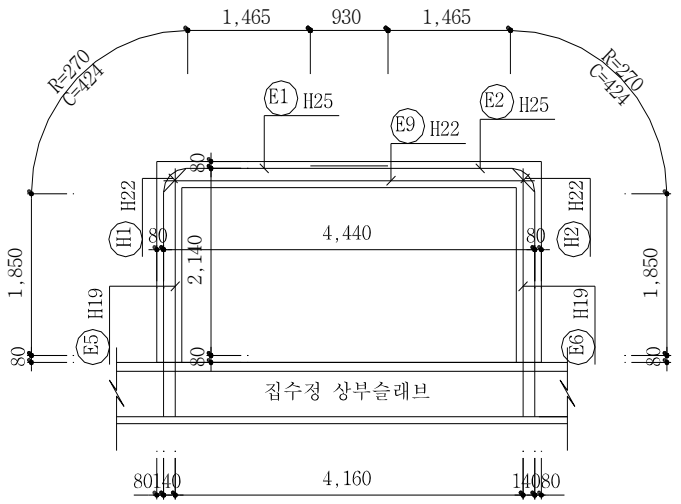
Qu = 0.000 × 26.635 × 1.327 × 1.087 × 1.000 +
10.000 × 15.411 × 1.306 × 1.065 × 1.000 +
0.5 × 10.000 × 4.600 × 11.696 × 0.774 × 1.000 × 1.000 = 422.439 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 422.439 / 3 = 140.813 kN/m² < 600.000 kN/m²

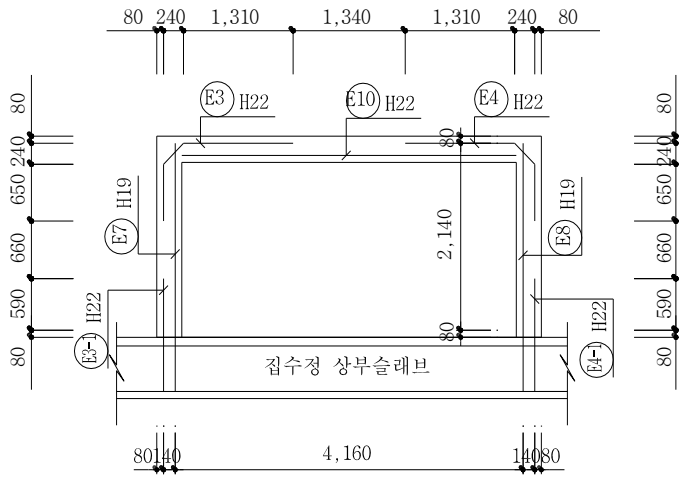
Qa' = 140.813 kN/m² > Qmax = 109.322 kN/m² ..... O.K !!!

20. 주철근 조립도

1 C.T.C 250



2 C.T.C 250



1. 자립식 옹벽구조 계산서

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계현황 및 단면력 정리

4. 벽체파일 검토

5. 전산 DATA

1. 설계조건

1.1 일반사항

1) 구조형식 : 자립식 옹벽구조
2) 구조물높이 : H = 0.55~3.95 m (굴착깊이기준)
3) 지하수위 : 포장면 이하에 존재 (GL -1.0m)

1.2 사용재료

1) 합성형 벽체파일

가) 콘크리트

- 설계강도 : fck = 80 MPa
- 탄성계수 : $E_c = 0.077 \times 2300^{1.5} \times \sqrt[3]{80+8} =$ 37778 MPa
- Posson's Ratio : 0.167
- 선팽창계수 : 1.0×10^{-5}/ ℃

나) PC강봉

- 탄성계수 : Ep = 2.00×10^5 MPa

다) 응 력

- 허용휨인장응력 : fta = $0.5\sqrt{fck}$ = 4.47 MPa
- 허용전단응력 : τa = 1.2 MPa
- 허용휨압축응력 : fca = 0.4 fck = 32.0 MPa

라) 단면종류

벽체파일 단면			유효프리스트레스 (MPa)
유효폭	두께	종류	
D=500mm	t=90mm	B종	8
		C종	10
D=600mm	t=100mm	B종	8
		C종	10

1.3 단위중량

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근 콘크리트	25.0	자갈, 모래	19.0
무근 콘크리트	23.5	포 장	23.0
모르타르	21.5	물	10.0

1.4 설계법

- 허용응력 설계법 : 벽체파일 검토

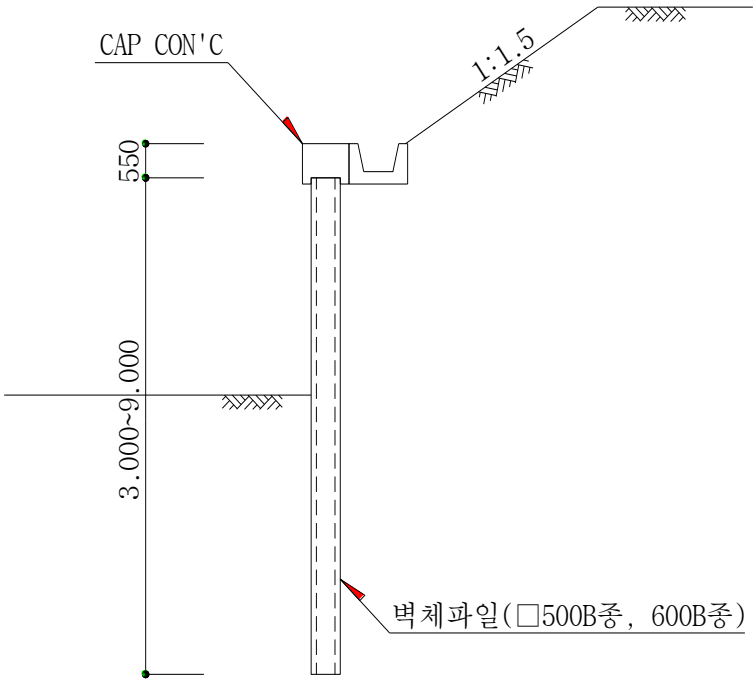
1.5 참고 문헌

● 콘크리트 구조설계기준 해설(건설교통부,2007)
● 도로교 설계기준 (건설교통부,2005)

2. 단면가정

2.1 일반도

단 면 도



2.2 설계개요

본 구조물은 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다.
따라서 가시설 프로그램인 SUNEX를 이용하여 구조해석을 수행 하였다.

2.3 단면특성

No	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	부 재
2	0.500	0.500	0.338	0.010393	벽체파일(500B)
5	0.600	0.600	0.388	0.017168	벽체파일(600B)

2.4 지반조건

주) 토질실험에 의한 값이 아님. - 토질 주상도 참조 -

구 분	습윤단위질량 γt(kN/m^3)	수중단위질량 γsub(kN/m^3)	점착력 C(kN/m^2)	내부마찰각 φ(°)	횡방향 지반 반력계수 Ks(kN/m^3)
매 립 층	18.00	9.0	20	26	23,000
퇴적층1	17.00	8.0	20	15	23,000
퇴적층2	18.00	9.0	0	28	23,000
퇴적층3	20.00	11.0	0	35	23,000
풍화토	20.00	11.0	21	29	27,000

3. 단면력 정리

1) 근입장검토

검토부재	검토위치	굴착깊이 m	근입장 m	주동모멘트 kN.m	수동모멘트 kN.m	근입안전율	허용안전율	비고
벽체파일	A-A단면	H=3.4m	H=5.60m	794.15	1325.66	1.67	1.30	O.K
	B-B단면	H=2.9m	H=4.10m	297.29	1019.01	3.43	1.30	O.K
	C-C단면	H=2.4m	H=2.65m	83.69	308.20	3.68	1.30	O.K
	D-D단면	H=2.m	H=2.03m	31.00	176.97	5.71	1.30	O.K
	E-E단면	H=1.4m	H=1.58m	6.50	120.87	18.60	1.30	O.K

* 전산 OUTPUT 참조

2) 단면력정리

(단위 : 휨모멘트(kN·m), 전단력(kN),변위(mm)

검토부재	검토위치	벽체높이 (굴착면기준)	벽체파일 총높이	적용단면	사용하중			변위
					휨모멘트	전단력	축력	
벽체파일	A-A단면	H=3.4m	H=9.0m	600B	144.500	65.730	26.935	12.70
	B-B단면	H=2.9m	H=7.0m	500B	62.940	50.710	24.958	8.40
	C-C단면	H=2.4m	H=5.0m	500B	27.280	34.190	23.170	8.90
	D-D단면	H=2.m	H=4.0m	500B	13.640	24.250	17.921	8.90
	E-E단면	H=1.4m	H=3.0m	500B	4.510	7.220	9.910	4.00

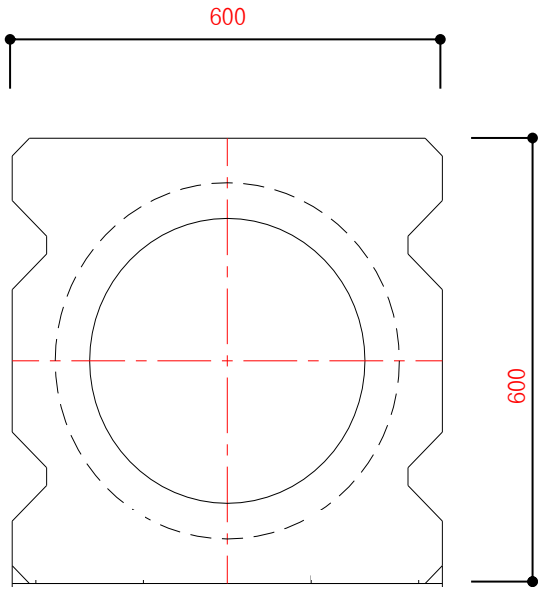
* 전산 OUTPUT 참조

4. 벽체파일 검토

4.1 벽체파일 단면제원 산정

1) 합성형벽체파일 (600B)

구 분	단 위	입 력 DATA
Ec1 : 콘크리트의 탄성계수 (80 MPa)	MPa	37800
Eps : PC강봉의 탄성계수	MPa	200000
Ect : 강재 탄성계수	MPa	210000
Ec2 : 콘크리트의 탄성계수 (27 MPa)	MPa	27800
Nps : 탄성계수비(Eps/Ec1)		5.291
Nct : 탄성계수비(Ect/Ec1)		5.556
Nc2 : 탄성계수비(Ec2/Ec1)		0.735



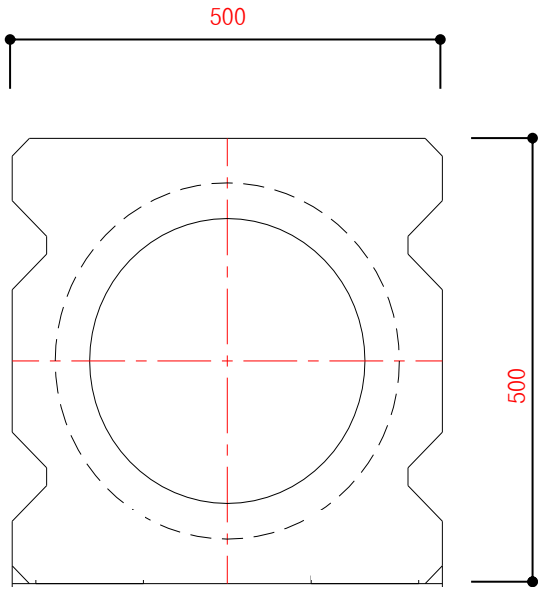
단 면	B(mm)	H(mm)	A(mm^2)	Y(mm)	AY(mm^3)	A*Y^2(mm^4)	io(mm^4)
1.콘크리트(벽체파일)							
1 - 전체	600	600	360000.0	0.0	-	-	10,800,000,000
2.콘크리트(벽체파일80MPa콘크리트제외부분)							
1 - 내공(원)	400		125600.0	0.0	-	-	1,256,000,000
4 - 사다리꼴(사각)	20	40	3200.0	0.0	-	-	426,667
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 - 모따기	20	20	800.0	0.0	-	-	17,778
24 - 강봉	11.0		2279.6	0.0	-	-	17,240
단면 합계			138279.6		-	-	1,257,030,573
3.PC강봉							
24 - PC강봉	11.0		2279.6	0.0	-	-	17,240
x Nps			12061.6		-	-	91,216
1-2+3			233781.9		-	-	9,543,060,643

합성형벽체파일 단면계수

- H/2에서 도심까지의 거리(Y) :	Yh = ΣA·Y/ΣA =	0.000	mm
- 인장면에서 도심까지의 거리(Yt) :	Yt = H/2 + Yh =	300.000	mm
- 압축면에서 도심까지의 거리(Yc) :	Yc = H/2 - Yh =	300.000	mm
- H/2에 대한 단면 2차 모멘트(Ih) :	Ih = Σio + ΣA·Y^2 =	9,543,060,643	mm^4
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트(Ic) :	Ic = Σio - ΣA·Yh^2 =	9,543,060,643	mm^4
- 단면 계수 : 인장측	Zt = Ic/Yt =	31,810,202	mm^3
압축측	Zc = Ic/Yc =	31,810,202	mm^3

2) 합성형벽체파일 (500B)

구 분	단 위	입 력 DATA
Ec1 : 콘크리트의 탄성계수 (80 MPa)	MPa	37800
Eps : PC강봉의 탄성계수	MPa	200000
Ect : 강재 탄성계수	MPa	210000
Ec2 : 콘크리트의 탄성계수 (27 MPa)	MPa	27800
Nps : 탄성계수비(Eps/Ec1)		5.291
Nct : 탄성계수비(Ect/Ec1)		5.556
Nc2 : 탄성계수비(Ec2/Ec1)		0.735



단 면	B(mm)	H(mm)	A(mm²)	Y(mm)	AY(mm³)	A*Y²(mm⁴)	io(mm⁴)
1.콘크리트(벽체파일)							
1 - 전체	500	500	250000.0	0.0	-	-	5,208,333,333
2.콘크리트(벽체파일80MPa콘크리트제외부분)							
1 - 내공(원)	320		80384.0	0.0	-	-	514,457,600
4 - 사다리꼴(사각)	20	40	3200.0	0.0	-	-	426,667
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 - 모따기	20	20	800.0	0.0	-	-	17,778
16 - 강봉	11.0		1519.8	0.0	-	-	11,493
단면 합계			92303.8		-	-	515,482,427
3.PC강봉							
16 - PC강봉	11.0		1519.8	0.0	-	-	11,493
x Nps			8041.1		-	-	60,811
1-2+3			165737.3		-	-	4,692,911,717

합성형벽체파일 단면계수

- H/2에서 도심까지의 거리(Y) :	Yh = ΣA·Y/ΣA =	0.000	mm
- 인장면에서 도심까지의 거리(Yt) :	Yt = H/2 + Yh =	250.000	mm
- 압축면에서 도심까지의 거리(Yc) :	Yc = H/2 - Yh =	250.000	mm
- H/2에 대한 단면 2차 모멘트(Ih) :	Ih = ΣIo + ΣA·Y² =	4,692,911,717	mm⁴
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트(Ic) :	Ic = ΣIo - ΣA·Yh² =	4,692,911,717	mm⁴
- 단면 계수 : 인장측	Zt = Ic/Yt =	18,771,647	mm³
압축측	Zc = Ic/Yc =	18,771,647	mm³

4.2 벽체파일 제원

벽체파일 단면			C.T형강	Ac(mm^2)	Ae(mm^2)	Ie(mm^4)	Ze(mm^3)	
유효폭	두께	종류					압축측	인장측
D=500mm	t=90mm	B종	-	144,600	169,000	4,692,911,717	18,771,647	18,771,647
		C종			171,900	5,258,080,000	22,801,000	19,470,000
D=600mm	t=100mm	B종	-	204,300	232,600	9,543,060,643	31,810,202	31,810,202
		C종			234,500	10,361,380,000	36,796,000	32,767,000

벽체파일 단면			유효프리스트레스(MPa)	휨에의한 응력(MPa)		전단응력(MPa)
유효폭	두께	종류		압축측	인장측	
D=500mm	t=90mm	B종	8	36	-4.47	1.2
D=600mm	t=100mm	B종	8	36	-4.47	1.2
		C종	10	36	-4.47	1.2

4.3 작용 단면력

- 사용하중

검토위치	구 분	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	축력 (kN)	모멘트 (kN.m/ea)	전단력 (kN/ea)	축력 (kN/ea)	단면검토용 부재간격 (m)	적용단면
	벽체높이	max	max	min	max	max	min		
A-A단면	9.0	144.50	65.73	26.94	144.50	65.73	26.94	0.6	600B
B-B단면	7.0	62.94	50.71	24.96	62.94	50.71	24.96	0.5	500B
C-C단면	5.0	27.28	34.19	23.17	27.28	34.19	23.17	0.5	500B
D-D단면	4.0	13.64	24.25	17.92	13.64	24.25	17.92	0.5	500B
E-E단면	3.0	4.51	7.22	9.91	4.51	7.22	9.91	0.5	500B

4.4 허용응력 검토

1) 휨응력 검토

- 벽체파일 압축측 = fce + M/Z + P/A
- 벽체파일 인장측 = fce - M/Z + P/A

2) 전단응력 검토

- 전단응력(τ) = Smax / Ae

3) 허용응력 산정

- 콘크리트의 허용휨압축응력 (fa) = 0.40fck = 32.00 MPa
- 콘크리트의 허용휨인장응력 (fa) = $0.5\sqrt{fck}$ = -4.47 MPa
- 콘크리트의 허용전단응력 (τa) = 1.2 MPa
- 프리스트레스(fce) : B종 - 8 Mpa, C종 - 10 Mpa

4) 응력 검토

(MPa)

검토위치	구 분	휨압축응력		휨인장응력		전단응력		변위(mm)		비 고
	벽체높이	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력	발생변위	허용	
A-A단면	9.0	12.66	32.00	3.57	-4.47	0.28	1.20	-12.70	34.00	O.K
B-B단면	7.0	11.50	32.00	4.79	-4.47	0.30	1.20	-8.40	28.50	O.K
C-C단면	5.0	9.59	32.00	6.68	-4.47	0.20	1.20	-8.90	23.50	O.K
D-D단면	4.0	8.83	32.00	7.38	-4.47	0.14	1.20	-8.90	19.75	O.K
E-E단면	3.0	8.30	32.00	7.82	-4.47	0.04	1.20	-4.00	14.25	O.K

- 변위허용값은 굴착깊이의 1/100 이내,부재폭의 50%중 작은값으로 정의하였음.

5. 전산 DATA

1) A-A단면 (STA.0+885.0)

```
 --------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
--------------------------------------
PROJECT    A-A단면 (STA.0+885.0)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18        9        20       27      23000        20         27      23000
       2   퇴적층(점토)
           17        8        20       15      23000        20         15      23000
       3   퇴적층(모래
           18        9        0        28      23000        5          28      23000
       4   퇴적층(자갈)
           20        11       0        35      23000        5          35      23000

PROFILE   1    4         1       1
          2    9.533     2       2
          3    14.116    3       3
          4    26.285    4       4

VWALL   1    9        0.3877       0.0171684      4E+07        0.6       1         1        0




Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 27
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 3.4M
      GWL 1.0
      EXCAVATION 3.4
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

Soil No.	rt (kN/m3)	rsub (kN/m3)	C (kN/m2)	Phi (deg)	Ks (kN/m3)
1	성토층				
Top :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
2	퇴적층(점토)				
Top :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
Bot :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
3	퇴적층(모래				
Top :	18.00	9.00	0.00	28.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	5.00	28.0	23000.0
4	퇴적층(자갈)				
Top :	20.00	11.00	0.00	35.0	23000.0
Bot :	20.00	11.00	5.00	35.0	23000.0

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

Profile no.	Top Depth	Bottom Depth	Active Soil no.	Passive Soil no.
1	0.00	4.00	1	1
2	4.00	9.50	2	2
3	9.50	14.10	3	3
4	14.10	26.30	4	4

>> VERTICAL WALL DATA <<

Vwall No	Depth (m)	Area (m2)	i (m4)	E (kN/m2)	Space (m)	*1 pRatio	*2 aRatio	*3 Myield (kN-m/ea)
1	9.0	0.387699991	0.017168401	40000000.0	0.60	1.000	1.000	0.00
		(0.646166623	0.028613999	66666664.0)		(divided by space)		

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.10 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00	(52)	5.10	(53)	5.20	(54)	5.30	(55)	5.40
(56)	5.50	(57)	5.60	(58)	5.70	(59)	5.80	(60)	5.90
(61)	6.00	(62)	6.10	(63)	6.20	(64)	6.30	(65)	6.40
(66)	6.50	(67)	6.60	(68)	6.70	(69)	6.80	(70)	6.90
(71)	7.00	(72)	7.10	(73)	7.20	(74)	7.30	(75)	7.40
(76)	7.50	(77)	7.60	(78)	7.70	(79)	7.80	(80)	7.90
(81)	8.00	(82)	8.10	(83)	8.20	(84)	8.30	(85)	8.40
(86)	8.50	(87)	8.60	(88)	8.70	(89)	8.80	(90)	8.90
(91)	9.00								

>> PRINT OUT POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00	(52)	5.10	(53)	5.20	(54)	5.30	(55)	5.40
(56)	5.50	(57)	5.60	(58)	5.70	(59)	5.80	(60)	5.90
(61)	6.00	(62)	6.10	(63)	6.20	(64)	6.30	(65)	6.40
(66)	6.50	(67)	6.60	(68)	6.70	(69)	6.80	(70)	6.90
(71)	7.00	(72)	7.10	(73)	7.20	(74)	7.30	(75)	7.40
(76)	7.50	(77)	7.60	(78)	7.70	(79)	7.80	(80)	7.90
(81)	8.00	(82)	8.10	(83)	8.20	(84)	8.30	(85)	8.40
(86)	8.50	(87)	8.60	(88)	8.70	(89)	8.80	(90)	8.90
(91)	9.00								

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = a-a단면(sta.0+885.0).dat Date : 2014-07-22
Project : A-A단면 (STA.0+885.0) Time : 09:48:16

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.93	-0.10	-0.004	0.09	0.01		
2	0.10	0.66	-0.10	-0.004	-0.16	0.00		
3	0.20	0.45	-0.11	-0.004	-0.27	-0.02		
4	0.30	0.32	-0.12	-0.004	-0.37	-0.05		
5	0.40	0.22	-0.12	-0.004	-0.46	-0.08		
6	0.50	0.13	-0.13	-0.004	-0.54	-0.13		
7	0.60	0.04	-0.14	-0.004	-0.62	-0.18		
8	0.70	-0.06	-0.14	-0.004	-0.69	-0.24		
9	0.80	-0.17	-0.15	-0.004	-0.75	-0.31		
10	0.90	-0.29	-0.15	-0.004	-0.80	-0.38		
11	1.00	-0.40	-0.16	-0.004	-0.85	-0.46		
12	1.10	-0.52	-0.17	-0.004	-0.89	-0.54		
13	1.20	-0.65	-0.17	-0.004	-0.92	-0.63		
14	1.30	-0.77	-0.18	-0.004	-0.94	-0.72		
15	1.40	-0.89	-0.19	-0.004	-0.95	-0.81		
16	1.50	-1.02	-0.19	-0.004	-0.95	-0.89		
17	1.60	-1.14	-0.20	-0.004	-0.94	-0.98		
18	1.70	-1.27	-0.20	-0.004	-0.92	-1.07		
19	1.80	-1.39	-0.21	-0.004	-0.89	-1.16		
20	1.90	-1.52	-0.22	-0.004	-0.86	-1.24		
21	2.00	-1.65	-0.22	-0.004	-0.81	-1.32		
22	2.10	-1.78	-0.23	-0.004	-0.76	-1.39		
23	2.20	-1.91	-0.24	-0.004	-0.69	-1.46		
24	2.30	-2.04	-0.24	-0.004	-0.61	-1.52		
25	2.40	-2.17	-0.25	-0.004	-0.53	-1.57		
26	2.50	-2.30	-0.25	-0.004	-0.43	-1.61		
27	2.60	-2.44	-0.26	-0.004	-0.33	-1.64		
28	2.70	-2.57	-0.27	-0.004	-0.21	-1.66		
29	2.80	-2.70	-0.27	-0.004	-0.09	-1.67		
30	2.90	-2.84	-0.28	-0.004	0.19	-1.67		
31	3.00	-2.98	-0.29	-0.004	0.34	-1.65		
32	3.10	-3.11	-0.29	-0.004	0.50	-1.61		
33	3.20	-3.25	-0.30	-0.004	0.67	-1.56		
34	3.30	-3.39	-0.31	-0.004	0.85	-1.50		
35	3.40	-3.53	-0.31	-0.004	1.04	-1.41		
36	3.50	-3.66	-0.32	-0.004	1.24	-1.30		
37	3.60	-3.80	-0.33	-0.004	1.46	-1.18		
38	3.70	-3.94	-0.33	-0.004	1.68	-1.03		
39	3.80	-4.08	-0.34	-0.004	1.91	-0.86		
40	3.90	-4.23	-0.35	-0.004	2.16	-0.67		
41	4.00	-0.14	-0.35	-0.004	2.20	-0.45		
42	4.10	-0.23	-0.36	-0.004	2.04	-0.24		
43	4.20	-0.31	-0.36	-0.004	1.89	-0.06		
44	4.30	-0.40	-0.37	-0.004	1.74	0.12		
45	4.40	-0.48	-0.38	-0.004	1.60	0.27		
46	4.50	-0.57	-0.38	-0.004	1.46	0.42		

47	4.60	-0.65	-0.39	-0.004	1.33	0.55
48	4.70	-0.74	-0.40	-0.004	1.20	0.66
49	4.80	-0.82	-0.40	-0.004	1.08	0.77
50	4.90	-0.91	-0.41	-0.004	0.96	0.86
51	5.00	-0.99	-0.42	-0.004	0.85	0.94
52	5.10	-1.07	-0.42	-0.004	0.74	1.00
53	5.20	-1.16	-0.43	-0.004	0.64	1.06
54	5.30	-1.24	-0.44	-0.004	0.54	1.11
55	5.40	-1.32	-0.44	-0.004	0.45	1.15
56	5.50	-1.40	-0.45	-0.004	0.36	1.18
57	5.60	-1.48	-0.46	-0.004	0.28	1.20
58	5.70	-1.56	-0.46	-0.004	0.20	1.21
59	5.80	-1.65	-0.47	-0.004	0.13	1.22
60	5.90	-1.73	-0.48	-0.004	-0.18	1.21
61	6.00	-1.81	-0.48	-0.004	-0.24	1.20
62	6.10	-1.88	-0.49	-0.004	-0.31	1.19
63	6.20	-1.96	-0.49	-0.004	-0.36	1.17
64	6.30	-2.04	-0.50	-0.004	-0.41	1.14
65	6.40	-2.12	-0.51	-0.004	-0.46	1.11
66	6.50	-2.20	-0.51	-0.004	-0.51	1.07
67	6.60	-2.27	-0.52	-0.004	-0.54	1.03
68	6.70	-2.35	-0.53	-0.004	-0.58	0.99
69	6.80	-2.43	-0.53	-0.004	-0.61	0.94
70	6.90	-2.50	-0.54	-0.004	-0.63	0.89
71	7.00	-2.58	-0.55	-0.004	-0.65	0.84
72	7.10	-2.66	-0.55	-0.004	-0.67	0.79
73	7.20	-2.73	-0.56	-0.004	-0.68	0.74
74	7.30	-2.81	-0.56	-0.004	-0.69	0.68
75	7.40	-2.88	-0.57	-0.004	-0.69	0.63
76	7.50	-2.96	-0.58	-0.004	-0.69	0.57
77	7.60	-3.03	-0.58	-0.004	-0.69	0.52
78	7.70	-3.10	-0.59	-0.004	-0.68	0.46
79	7.80	-3.18	-0.60	-0.004	-0.66	0.41
80	7.90	-3.25	-0.60	-0.004	-0.65	0.36
81	8.00	-3.33	-0.61	-0.004	-0.62	0.31
82	8.10	-3.40	-0.61	-0.004	-0.60	0.27
83	8.20	-3.47	-0.62	-0.004	-0.57	0.22
84	8.30	-3.55	-0.63	-0.004	-0.53	0.19
85	8.40	-3.62	-0.63	-0.004	-0.49	0.15
86	8.50	-3.70	-0.64	-0.004	-0.45	0.12
87	8.60	-3.77	-0.65	-0.004	-0.40	0.09
88	8.70	-3.84	-0.65	-0.004	-0.35	0.07
89	8.80	-3.92	-0.66	-0.004	-0.29	0.06
90	8.90	-3.99	-0.66	-0.004	-0.23	0.05
91	9.00	-4.06	-0.67	-0.004	-0.60	0.04

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = a-a단면(sta.0+885.0).dat Date : 2014-07-22
Project : A-A단면 (STA.0+885.0) Time : 09:48:16

Step No. 2 << 최종 굴착 : 3.4M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 3.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-2.98	0.012	-0.01	0.00		
2	0.10	0.00	-2.96	0.012	-0.01	0.00		
3	0.20	0.00	-2.94	0.012	-0.01	0.00		
4	0.30	0.00	-2.92	0.012	0.01	0.00		
5	0.40	0.00	-2.90	0.012	-0.01	0.00		
6	0.50	0.00	-2.88	0.012	-0.01	0.00		
7	0.60	0.00	-2.86	0.012	-0.01	-0.01		
8	0.70	0.00	-2.84	0.012	-0.01	-0.01		
9	0.80	0.00	-2.82	0.012	0.01	-0.02		
10	0.90	0.00	-2.80	0.012	0.01	-0.02		
11	1.00	0.00	-2.78	0.012	0.01	-0.02		
12	1.10	1.00	-2.76	0.012	-0.06	-0.03		
13	1.20	2.00	-2.74	0.012	-0.21	-0.04		
14	1.30	3.00	-2.72	0.012	-0.46	-0.07		
15	1.40	4.00	-2.70	0.012	-0.81	-0.13		
16	1.50	5.00	-2.68	0.012	-1.26	-0.24		
17	1.60	6.00	-2.66	0.012	-1.81	-0.39		
18	1.70	7.00	-2.64	0.012	-2.46	-0.60		
19	1.80	8.00	-2.62	0.012	-3.21	-0.88		
20	1.90	9.00	-2.60	0.012	-4.06	-1.25		
21	2.00	10.00	-2.58	0.012	-5.01	-1.70		
22	2.10	11.00	-2.56	0.012	-6.06	-2.25		
23	2.20	12.00	-2.54	0.012	-7.21	-2.91		
24	2.30	13.00	-2.52	0.012	-8.46	-3.69		
25	2.40	14.00	-2.50	0.011	-9.81	-4.60		
26	2.50	15.00	-2.48	0.011	-11.26	-5.64		
27	2.60	16.00	-2.46	0.011	-12.81	-6.84		
28	2.70	17.00	-2.44	0.011	-14.46	-8.20		
29	2.80	18.00	-2.42	0.011	-16.21	-9.73		
30	2.90	19.00	-2.40	0.011	-18.06	-11.44		
31	3.00	20.00	-2.38	0.011	-20.01	-13.34		
32	3.10	21.00	-2.36	0.011	-22.06	-15.44		
33	3.20	22.00	-2.34	0.011	-24.21	-17.75		
34	3.30	23.00	-2.32	0.011	-26.46	-20.28		
35	3.40	24.00	-2.30	0.011	-26.74	-23.04		
36	3.50	-29.24	-2.28	0.011	-24.42	-25.56		
37	3.60	-29.30	-2.26	0.011	-22.09	-27.86		
38	3.70	-29.37	-2.25	0.010	-19.74	-29.92		
39	3.80	-29.44	-2.23	0.010	-17.38	-31.75		
40	3.90	-29.52	-2.21	0.010	-15.02	-33.34		
41	4.00	-22.56	-2.19	0.010	-12.99	-34.69		
42	4.10	-22.12	-2.18	0.010	-11.32	-35.87		
43	4.20	-21.70	-2.16	0.010	-9.70	-36.89		
44	4.30	-21.27	-2.14	0.009	-8.11	-37.76		
45	4.40	-20.86	-2.13	0.009	-6.56	-38.46		
46	4.50	-20.45	-2.11	0.009	-5.05	-39.01		

47	4.60	-20.05	-2.09	0.009	-3.57	-39.41
48	4.70	-19.66	-2.08	0.009	-2.13	-39.67
49	4.80	-19.28	-2.06	0.008	-0.72	-39.78
50	4.90	-18.91	-2.05	0.008	1.19	-39.76
51	5.00	-18.54	-2.04	0.008	2.52	-39.60
52	5.10	-18.18	-2.02	0.008	3.83	-39.31
53	5.20	-17.83	-2.01	0.008	5.10	-38.89
54	5.30	-17.49	-1.99	0.007	6.34	-38.34
55	5.40	-17.15	-1.98	0.007	7.55	-37.67
56	5.50	-16.83	-1.97	0.007	8.73	-36.88
57	5.60	-16.51	-1.96	0.007	9.88	-35.98
58	5.70	-16.20	-1.94	0.007	11.00	-34.96
59	5.80	-15.65	-1.93	0.007	12.08	-33.86
60	5.90	-14.92	-1.92	0.006	12.64	-32.64
61	6.00	-14.19	-1.91	0.006	13.12	-31.40
62	6.10	-13.48	-1.90	0.006	13.54	-30.11
63	6.20	-12.78	-1.89	0.006	13.90	-28.78
64	6.30	-12.10	-1.88	0.006	14.19	-27.42
65	6.40	-11.42	-1.87	0.006	14.42	-26.04
66	6.50	-10.76	-1.86	0.006	14.59	-24.63
67	6.60	-10.10	-1.85	0.005	14.69	-23.22
68	6.70	-9.46	-1.84	0.005	14.74	-21.79
69	6.80	-8.82	-1.83	0.005	14.72	-20.36
70	6.90	-8.19	-1.82	0.005	14.65	-18.94
71	7.00	-7.57	-1.81	0.005	14.52	-17.52
72	7.10	-6.96	-1.81	0.005	14.33	-16.12
73	7.20	-6.35	-1.80	0.005	14.09	-14.75
74	7.30	-5.75	-1.79	0.005	13.79	-13.40
75	7.40	-5.15	-1.78	0.005	13.43	-12.08
76	7.50	-4.56	-1.77	0.005	13.02	-10.80
77	7.60	-3.98	-1.76	0.005	12.55	-9.56
78	7.70	-3.39	-1.76	0.005	12.03	-8.38
79	7.80	-2.81	-1.75	0.005	11.46	-7.25
80	7.90	-2.24	-1.74	0.004	10.83	-6.17
81	8.00	-1.66	-1.73	0.004	10.15	-5.17
82	8.10	-1.09	-1.72	0.004	9.41	-4.23
83	8.20	-0.52	-1.72	0.004	8.62	-3.37
84	8.30	0.04	-1.71	0.004	7.78	-2.59
85	8.40	0.61	-1.70	0.004	6.89	-1.90
86	8.50	1.18	-1.69	0.004	5.94	-1.30
87	8.60	1.74	-1.69	0.004	4.94	-0.80
88	8.70	2.31	-1.68	0.004	3.89	-0.40
89	8.80	2.87	-1.67	0.004	2.79	-0.11
90	8.90	3.44	-1.66	0.004	1.63	0.07
91	9.00	4.00	-1.66	0.004	-1.49	0.13

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = a-a단면(sta.0+885.0).dat Date : 2014-07-22
Project : A-A단면 (STA.0+885.0) Time : 09:48:16

Step No. 2 << 최종 굴착 : 3.4M >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 3.40 m
Average Phi to ex. depth = 20.27 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 7.18 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.58 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 7.37 m

Volume of deflection (Vs) = 0.01973 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.01071 m = -10.71 mm

Distance	0.0*D	0.1*D	0.2*D	0.3*D	0.5*D	1.0*D
(m)	0.0	0.7	1.5	2.2	3.7	7.4
Settlement(mm)	-10.71	-8.68	-6.86	-5.25	-2.68	0.00

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = a-a단면(sta.0+885.0).dat Date : 2014-07-22
Project : A-A단면 (STA.0+885.0) Time : 09:48:16

Step No. 2 << 최종 굴착 : 3.4M >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

Node No.	Depth (m)	Active Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Active Moment (kNm)	Passive Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Passive Moment (kNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00			
2	0.10	0.00	0.00	0.00			
3	0.20	0.00	0.00	0.00			
4	0.30	0.00	0.00	0.00			
5	0.40	0.00	0.00	0.00			
6	0.50	0.00	0.00	0.00			
7	0.60	0.00	0.00	0.00			
8	0.70	0.00	0.00	0.00			
9	0.80	0.00	0.00	0.00			
10	0.90	0.00	0.00	0.00			
11	1.00	0.00	0.00	0.00			
12	1.10	0.00	1.00	0.79			
13	1.20	0.00	2.00	1.56			
14	1.30	0.00	3.00	2.31			
15	1.40	0.00	4.00	3.04			
16	1.50	0.00	5.00	3.75			
17	1.60	0.00	6.00	4.44			
18	1.70	0.00	7.00	5.11			
19	1.80	0.00	8.00	5.76			
20	1.90	0.00	9.00	6.39			
21	2.00	0.00	10.00	7.00			
22	2.10	0.00	11.00	7.59			
23	2.20	0.00	12.00	8.16			
24	2.30	0.00	13.00	8.71			
25	2.40	0.00	14.00	9.24			
26	2.50	0.00	15.00	9.75			
27	2.60	0.00	16.00	10.24			
28	2.70	0.00	17.00	10.71			
29	2.80	0.00	18.00	11.16			
30	2.90	0.00	19.00	11.59			
31	3.00	0.00	20.00	12.00			
32	3.10	0.00	21.00	12.39			
33	3.20	0.00	22.00	12.76			
34	3.30	0.00	23.00	13.11			
35	3.40	0.00	24.00	13.44	-67.86	0.00	-38.00
36	3.50	0.00	24.00	13.20	-70.45	0.00	-38.75
37	3.60	0.00	24.00	12.96	-73.04	0.00	-39.44
38	3.70	0.00	24.00	12.72	-75.64	0.00	-40.09
39	3.80	0.00	24.00	12.48	-78.23	0.00	-40.68
40	3.90	0.00	24.00	12.24	-80.82	0.00	-41.22
41	4.00	8.03	24.00	16.01	-62.33	0.00	-31.17
42	4.10	8.66	24.00	16.00	-63.74	0.00	-31.23
43	4.20	9.29	24.00	15.98	-65.15	0.00	-31.27
44	4.30	9.92	24.00	15.94	-66.55	0.00	-31.28
45	4.40	10.55	24.00	15.89	-67.96	0.00	-31.26
46	4.50	11.18	24.00	15.83	-69.36	0.00	-31.21
47	4.60	11.81	24.00	15.76	-70.77	0.00	-31.14

48	4.70	12.44	24.00	15.67	-72.17	0.00	-31.03
49	4.80	13.07	24.00	15.57	-73.58	0.00	-30.90
50	4.90	13.70	24.00	15.46	-74.98	0.00	-30.74
51	5.00	14.33	24.00	15.33	-76.39	0.00	-30.56
52	5.10	14.96	24.00	15.19	-77.80	0.00	-30.34
53	5.20	15.59	24.00	15.04	-79.20	0.00	-30.10
54	5.30	16.22	24.00	14.88	-80.61	0.00	-29.82
55	5.40	16.85	24.00	14.71	-82.01	0.00	-29.52
56	5.50	17.48	24.00	14.52	-83.42	0.00	-29.20
57	5.60	18.11	24.00	14.32	-84.82	0.00	-28.84
58	5.70	18.74	24.00	14.10	-86.23	0.00	-28.46
59	5.80	19.37	24.00	13.88	-87.64	0.00	-28.04
60	5.90	20.00	24.00	13.64	-89.04	0.00	-27.60
61	6.00	20.63	24.00	13.39	-90.45	0.00	-27.13
62	6.10	21.26	24.00	13.13	-91.85	0.00	-26.64
63	6.20	21.89	24.00	12.85	-93.26	0.00	-26.11
64	6.30	22.52	24.00	12.56	-94.66	0.00	-25.56
65	6.40	23.15	24.00	12.26	-96.07	0.00	-24.98
66	6.50	23.78	24.00	11.94	-97.48	0.00	-24.37
67	6.60	24.41	24.00	11.62	-98.88	0.00	-23.73
68	6.70	25.04	24.00	11.28	-100.29	0.00	-23.07
69	6.80	25.67	24.00	10.93	-101.69	0.00	-22.37
70	6.90	26.30	24.00	10.56	-103.10	0.00	-21.65
71	7.00	26.93	24.00	10.19	-104.50	0.00	-20.90
72	7.10	27.56	24.00	9.80	-105.91	0.00	-20.12
73	7.20	28.19	24.00	9.39	-107.31	0.00	-19.32
74	7.30	28.82	24.00	8.98	-108.72	0.00	-18.48
75	7.40	29.45	24.00	8.55	-110.13	0.00	-17.62
76	7.50	30.08	24.00	8.11	-111.53	0.00	-16.73
77	7.60	30.70	24.00	7.66	-112.94	0.00	-15.81
78	7.70	31.33	24.00	7.19	-114.34	0.00	-14.86
79	7.80	31.96	24.00	6.72	-115.75	0.00	-13.89
80	7.90	32.59	24.00	6.23	-117.15	0.00	-12.89
81	8.00	33.22	24.00	5.72	-118.56	0.00	-11.86
82	8.10	33.85	24.00	5.21	-119.97	0.00	-10.80
83	8.20	34.48	24.00	4.68	-121.37	0.00	-9.71
84	8.30	35.11	24.00	4.14	-122.78	0.00	-8.59
85	8.40	35.74	24.00	3.58	-124.18	0.00	-7.45
86	8.50	36.37	24.00	3.02	-125.59	0.00	-6.28
87	8.60	37.00	24.00	2.44	-126.99	0.00	-5.08
88	8.70	37.63	24.00	1.85	-128.40	0.00	-3.85
89	8.80	38.26	24.00	1.25	-129.80	0.00	-2.60
90	8.90	38.88	24.00	0.63	-131.21	0.00	-1.31
91	9.00	39.51	24.00	0.00	-132.62	0.00	0.00
		1212.57	1644.00	794.15	-5417.27	0.00	-1325.66

Total Active Moment (Ma) = 794.15
Total Passive Moment (Mp) = -1325.66
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 1.67

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = a-a단면(sta.0+885.0).dat Date : 2014-07-22
Project : A-A단면 (STA.0+885.0) Time : 09:48:16

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 3.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	2.37	-12.71	0.098	-0.03	0.00		
2	0.10	3.58	-12.54	0.098	-0.36	-0.02		
3	0.20	4.82	-12.37	0.098	-0.78	-0.07		
4	0.30	6.10	-12.20	0.098	-1.33	-0.17		
5	0.40	7.38	-12.03	0.098	-2.00	-0.34		
6	0.50	8.67	-11.86	0.098	-2.80	-0.57		
7	0.60	9.96	-11.69	0.098	-3.73	-0.92		
8	0.70	11.25	-11.52	0.098	-4.79	-1.38		
9	0.80	12.29	-11.35	0.098	-5.97	-1.94		
10	0.90	12.36	-11.17	0.098	-7.20	-2.63		
11	1.00	12.43	-11.00	0.098	-8.44	-3.44		
12	1.10	13.51	-10.83	0.098	-9.73	-4.36		
13	1.20	14.58	-10.66	0.098	-11.14	-5.43		
14	1.30	15.65	-10.49	0.098	-12.65	-6.60		
15	1.40	16.72	-10.32	0.098	-14.26	-7.96		
16	1.50	17.79	-10.15	0.098	-15.99	-9.50		
17	1.60	18.86	-9.98	0.098	-17.82	-11.20		
18	1.70	19.93	-9.81	0.098	-19.76	-13.10		
19	1.80	21.00	-9.64	0.097	-21.81	-15.17		
20	1.90	22.07	-9.47	0.097	-23.96	-17.47		
21	2.00	23.14	-9.30	0.097	-26.22	-20.00		
22	2.10	24.21	-9.13	0.097	-28.59	-22.73		
23	2.20	25.28	-8.96	0.097	-31.06	-25.70		
24	2.30	26.35	-8.79	0.097	-33.64	-28.91		
25	2.40	27.42	-8.62	0.097	-36.33	-32.40		
26	2.50	28.49	-8.45	0.097	-39.12	-36.16		
27	2.60	29.56	-8.29	0.096	-42.03	-40.20		
28	2.70	30.63	-8.12	0.096	-45.03	-44.54		
29	2.80	31.70	-7.95	0.096	-48.15	-49.18		
30	2.90	32.77	-7.78	0.096	-51.37	-54.15		
31	3.00	33.84	-7.62	0.095	-54.70	-59.43		
32	3.10	34.91	-7.45	0.095	-58.14	-65.06		
33	3.20	35.98	-7.28	0.095	-61.68	-71.04		
34	3.30	37.05	-7.12	0.094	-65.33	-77.41		
35	3.40	38.12	-6.96	0.094	-65.73	-84.08		
36	3.50	-33.63	-6.79	0.094	-62.63	-90.49		
37	3.60	-36.11	-6.63	0.093	-59.28	-96.58		
38	3.70	-38.60	-6.47	0.093	-55.67	-102.32		
39	3.80	-41.09	-6.31	0.092	-51.81	-107.69		
40	3.90	-43.58	-6.15	0.091	-47.70	-112.65		
41	4.00	-31.41	-5.99	0.091	-44.07	-117.21		
42	4.10	-32.67	-5.83	0.090	-40.98	-121.44		
43	4.20	-33.94	-5.67	0.090	-37.76	-125.37		
44	4.30	-35.20	-5.52	0.089	-34.42	-128.99		
45	4.40	-36.47	-5.36	0.088	-30.94	-132.24		
46	4.50	-37.73	-5.21	0.088	-27.34	-135.15		

47	4.60	-39.00	-5.05	0.087	-23.60	-137.69
48	4.70	-40.27	-4.90	0.086	-19.73	-139.84
49	4.80	-41.53	-4.75	0.086	-15.74	-141.63
50	4.90	-42.80	-4.60	0.085	-11.62	-142.98
51	5.00	-44.06	-4.46	0.084	-7.36	-143.92
52	5.10	-45.33	-4.31	0.084	-2.98	-144.43
53	5.20	-46.60	-4.16	0.083	1.62	-144.50
54	5.30	-47.87	-4.02	0.082	6.26	-144.12
55	5.40	-49.13	-3.88	0.081	11.03	-143.25
56	5.50	-50.40	-3.74	0.081	15.93	-141.91
57	5.60	-51.67	-3.60	0.080	20.96	-140.06
58	5.70	-52.94	-3.46	0.079	26.12	-137.71
59	5.80	-54.21	-3.32	0.079	31.40	-134.85
60	5.90	-54.54	-3.18	0.078	36.77	-131.48
61	6.00	-51.90	-3.05	0.077	41.26	-127.56
62	6.10	-32.90	-2.91	0.077	44.70	-123.26
63	6.20	-29.71	-2.78	0.076	47.07	-118.69
64	6.30	-26.55	-2.65	0.075	49.16	-113.92
65	6.40	-23.42	-2.52	0.075	50.96	-108.93
66	6.50	-20.30	-2.39	0.074	52.49	-103.77
67	6.60	-17.20	-2.26	0.074	53.74	-98.48
68	6.70	-14.13	-2.13	0.073	54.71	-93.08
69	6.80	-11.07	-2.00	0.073	55.41	-87.60
70	6.90	-8.03	-1.88	0.072	55.84	-82.04
71	7.00	-5.01	-1.75	0.072	56.00	-76.46
72	7.10	-2.00	-1.62	0.072	55.90	-70.88
73	7.20	0.99	-1.50	0.071	55.52	-65.32
74	7.30	3.97	-1.37	0.071	54.88	-59.82
75	7.40	6.93	-1.25	0.071	53.98	-54.38
76	7.50	9.89	-1.13	0.070	52.81	-49.04
77	7.60	12.84	-1.01	0.070	51.37	-43.83
78	7.70	15.77	-0.88	0.070	49.68	-38.78
79	7.80	18.70	-0.76	0.070	47.73	-33.92
80	7.90	21.63	-0.64	0.070	45.51	-29.26
81	8.00	24.54	-0.52	0.070	43.03	-24.82
82	8.10	27.45	-0.40	0.069	40.30	-20.67
83	8.20	30.36	-0.27	0.069	37.30	-16.79
84	8.30	33.27	-0.15	0.069	34.05	-13.23
85	8.40	36.17	-0.03	0.069	30.54	-9.99
86	8.50	41.18	0.09	0.069	26.71	-7.13
87	8.60	46.84	0.21	0.069	22.41	-4.69
88	8.70	52.51	0.33	0.069	17.61	-2.68
89	8.80	58.16	0.45	0.069	12.30	-1.20
90	8.90	63.82	0.57	0.069	6.49	-0.25
91	9.00	69.48	0.69	0.069	0.62	0.06

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

2) B-B단면 (STA.0+905.0)

```
 --------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
--------------------------------------
PROJECT    B-B단면 (STA.0+905.0)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18        9        20       27      23000        20         27      23000
       2   퇴적층(점토)
           17        8        20       15      23000        20         15      23000
       3   퇴적층(모래
           18        9        0        28      23000        5          28      23000
       4   퇴적층(자갈)
           20        11       0        35      23000        5          35      23000

PROFILE   1    4         1      1
          2    9.533     2      2
          3    14.116    3      3
          4    26.285    4      4

VWALL   1    7       0.338       0.0103929      4E+07       0.5      1         1        0




Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 30
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 2.85
      GWL 1.0
      EXCAVATION 2.85
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

Soil No.	rt (kN/m3)	rsub (kN/m3)	C (kN/m2)	Phi (deg)	Ks (kN/m3)
1	성토층				
Top :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
2	퇴적층(점토)				
Top :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
Bot :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
3	퇴적층(모래				
Top :	18.00	9.00	0.00	28.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	5.00	28.0	23000.0
4	퇴적층(자갈)				
Top :	20.00	11.00	0.00	35.0	23000.0
Bot :	20.00	11.00	5.00	35.0	23000.0

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

Profile no.	Top Depth	Bottom Depth	Active Soil no.	Passive Soil no.
1	0.00	4.00	1	1
2	4.00	9.50	2	2
3	9.50	14.10	3	3
4	14.10	26.30	4	4

>> VERTICAL WALL DATA <<

Vwall No	Depth (m)	Area (m2)	i (m4)	E (kN/m2)	Space (m)	*1 pRatio	*2 aRatio	*3 Myield (kN-m/ea)
1	7.0	0.338000000	0.010392900	40000000.0	0.50	1.000	1.000	0.00
		(0.675999999	0.020785799	80000000.0)			(divided by space)	

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.10 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00	(52)	5.10	(53)	5.20	(54)	5.30	(55)	5.40
(56)	5.50	(57)	5.60	(58)	5.70	(59)	5.80	(60)	5.90
(61)	6.00	(62)	6.10	(63)	6.20	(64)	6.30	(65)	6.40
(66)	6.50	(67)	6.60	(68)	6.70	(69)	6.80	(70)	6.90
(71)	7.00								

>> PRINT OUT POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00	(52)	5.10	(53)	5.20	(54)	5.30	(55)	5.40
(56)	5.50	(57)	5.60	(58)	5.70	(59)	5.80	(60)	5.90
(61)	6.00	(62)	6.10	(63)	6.20	(64)	6.30	(65)	6.40
(66)	6.50	(67)	6.60	(68)	6.70	(69)	6.80	(70)	6.90
(71)	7.00								

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User : (주)평화엔지니어링
Input Data File = b-b단면(sta.0+905.0).dat Date : 2014-07-22
Project : B-B단면 (STA.0+905.0) Time : 09:56:08

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	1.77	-0.08	-0.005	0.07	0.01		
2	0.10	1.43	-0.09	-0.005	-0.22	0.00		
3	0.20	1.15	-0.10	-0.005	-0.50	-0.03		
4	0.30	0.96	-0.10	-0.005	-0.66	-0.09		
5	0.40	0.81	-0.11	-0.005	-0.80	-0.16		
6	0.50	0.67	-0.12	-0.005	-0.94	-0.24		
7	0.60	0.52	-0.13	-0.005	-1.00	-0.34		
8	0.70	0.37	-0.14	-0.005	-0.98	-0.44		
9	0.80	0.20	-0.14	-0.005	-0.93	-0.53		
10	0.90	0.03	-0.15	-0.005	-0.87	-0.62		
11	1.00	-0.15	-0.16	-0.005	-0.87	-0.70		
12	1.10	-0.32	-0.17	-0.005	-0.93	-0.78		
13	1.20	-0.50	-0.18	-0.005	-1.15	-0.88		
14	1.30	-0.68	-0.18	-0.005	-1.37	-0.99		
15	1.40	-0.86	-0.19	-0.005	-1.39	-1.12		
16	1.50	-1.05	-0.20	-0.005	-1.40	-1.26		
17	1.60	-1.23	-0.21	-0.005	-1.39	-1.40		
18	1.70	-1.42	-0.22	-0.005	-1.59	-1.53		
19	1.80	-1.61	-0.22	-0.005	-1.78	-1.68		
20	1.90	-1.79	-0.23	-0.005	-1.72	-1.85		
21	2.00	-1.98	-0.24	-0.005	-1.90	-2.01		
22	2.10	-2.18	-0.25	-0.005	-1.82	-2.19		
23	2.20	-2.37	-0.26	-0.005	-1.72	-2.37		
24	2.30	-2.56	-0.26	-0.005	-1.60	-2.53		
25	2.40	-2.76	-0.27	-0.005	-1.48	-2.67		
26	2.50	-2.95	-0.28	-0.005	-1.33	-2.81		
27	2.60	-3.15	-0.29	-0.005	-1.17	-2.93		
28	2.70	-3.35	-0.30	-0.005	-1.00	-3.03		
29	2.80	-3.56	-0.31	-0.005	-0.80	-3.11		
30	2.90	-3.76	-0.31	-0.005	-0.60	-3.17		
31	3.00	-3.97	-0.32	-0.005	-0.37	-3.21		
32	3.10	-4.17	-0.33	-0.005	-0.13	-3.23		
33	3.20	-4.38	-0.34	-0.005	0.30	-3.22		
34	3.30	-4.60	-0.35	-0.005	0.57	-3.19		
35	3.40	-4.81	-0.36	-0.005	0.87	-3.13		
36	3.50	-5.02	-0.36	-0.005	1.18	-3.04		
37	3.60	-5.24	-0.37	-0.005	1.51	-2.91		
38	3.70	-5.46	-0.38	-0.005	1.86	-2.75		
39	3.80	-5.68	-0.39	-0.005	2.22	-2.56		
40	3.90	-5.90	-0.40	-0.005	2.60	-2.33		
41	4.00	-1.60	-0.41	-0.005	2.78	-2.06		
42	4.10	-1.76	-0.42	-0.005	2.74	-1.79		
43	4.20	-1.92	-0.43	-0.005	2.71	-1.53		
44	4.30	-2.08	-0.43	-0.005	2.26	-1.32		
45	4.40	-2.24	-0.44	-0.005	1.81	-1.15		
46	4.50	-2.40	-0.45	-0.005	1.82	-0.98		

47	4.60	-2.57	-0.46	-0.005	1.84	-0.80
48	4.70	-2.73	-0.47	-0.005	1.87	-0.63
49	4.80	-2.90	-0.48	-0.005	1.44	-0.50
50	4.90	-3.06	-0.49	-0.005	1.00	-0.42
51	5.00	-3.23	-0.50	-0.005	1.07	-0.33
52	5.10	-3.39	-0.51	-0.005	1.15	-0.23
53	5.20	-3.56	-0.51	-0.005	1.24	-0.12
54	5.30	-3.72	-0.52	-0.005	0.82	-0.06
55	5.40	-3.89	-0.53	-0.005	0.40	-0.04
56	5.50	-4.05	-0.54	-0.005	0.53	0.00
57	5.60	-4.22	-0.55	-0.005	0.67	0.04
58	5.70	-4.39	-0.56	-0.005	0.82	0.10
59	5.80	-4.55	-0.57	-0.005	-0.45	0.12
60	5.90	-4.72	-0.58	-0.005	-0.28	0.10
61	6.00	-4.88	-0.59	-0.005	0.20	0.09
62	6.10	-5.05	-0.60	-0.005	0.40	0.11
63	6.20	-5.21	-0.60	-0.005	0.61	0.14
64	6.30	-5.38	-0.61	-0.005	-0.72	0.14
65	6.40	-5.55	-0.62	-0.005	-0.48	0.09
66	6.50	-5.71	-0.63	-0.005	-0.24	0.07
67	6.60	-5.88	-0.64	-0.005	0.34	0.08
68	6.70	-6.04	-0.65	-0.005	0.61	0.11
69	6.80	-6.21	-0.66	-0.005	-0.77	0.10
70	6.90	-6.37	-0.67	-0.005	-0.48	0.06
71	7.00	-6.54	-0.68	-0.005	-0.61	0.04

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = b-b단면(sta.0+905.0).dat Date : 2014-07-22
Project : B-B단면 (STA.0+905.0) Time : 09:56:08

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.85 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.90

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-2.42	0.008	-0.01	0.00		
2	0.10	0.00	-2.41	0.008	-0.01	0.00		
3	0.20	0.00	-2.40	0.008	-2.46	0.00		
4	0.30	0.00	-2.38	0.008	-2.46	-0.24		
5	0.40	0.00	-2.37	0.008	-2.46	-0.49		
6	0.50	0.00	-2.35	0.008	-2.46	-0.74		
7	0.60	0.00	-2.34	0.008	-2.44	-0.98		
8	0.70	0.00	-2.33	0.008	2.31	-0.98		
9	0.80	0.00	-2.31	0.008	4.68	-0.75		
10	0.90	0.00	-2.30	0.008	7.03	-0.28		
11	1.00	0.00	-2.28	0.008	7.06	0.43		
12	1.10	1.00	-2.27	0.008	7.01	1.13		
13	1.20	2.00	-2.26	0.008	6.86	1.83		
14	1.30	3.00	-2.24	0.008	4.30	2.27		
15	1.40	4.00	-2.23	0.008	1.65	2.46		
16	1.50	5.00	-2.21	0.008	1.20	2.60		
17	1.60	6.00	-2.20	0.008	0.65	2.70		
18	1.70	7.00	-2.19	0.008	-2.26	2.73		
19	1.80	8.00	-2.17	0.008	-5.24	2.47		
20	1.90	9.00	-2.16	0.008	-6.09	1.91		
21	2.00	10.00	-2.14	0.008	-9.23	1.26		
22	2.10	11.00	-2.13	0.008	-10.28	0.29		
23	2.20	12.00	-2.12	0.008	-11.43	-0.79		
24	2.30	13.00	-2.10	0.008	-12.68	-2.00		
25	2.40	14.00	-2.09	0.008	-14.03	-3.33		
26	2.50	15.00	-2.07	0.008	-15.48	-4.80		
27	2.60	16.00	-2.06	0.008	-17.03	-6.42		
28	2.70	17.00	-2.05	0.008	-18.68	-8.20		
29	2.80	18.00	-2.03	0.008	-20.43	-10.15		
30	2.90	19.00	-2.02	0.008	-20.47	-12.29		
31	3.00	-27.79	-2.00	0.008	-18.22	-14.19		
32	3.10	-27.97	-1.99	0.008	-15.96	-15.88		
33	3.20	-28.16	-1.98	0.008	-13.67	-17.33		
34	3.30	-28.35	-1.96	0.007	-11.36	-18.56		
35	3.40	-28.55	-1.95	0.007	-9.02	-19.55		
36	3.50	-28.75	-1.94	0.007	-6.67	-20.31		
37	3.60	-28.96	-1.93	0.007	-4.29	-20.83		
38	3.70	-29.17	-1.92	0.007	-1.88	-21.12		
39	3.80	-29.39	-1.90	0.007	1.05	-21.16		
40	3.90	-29.61	-1.89	0.007	3.50	-20.96		
41	4.00	-24.30	-1.88	0.006	5.70	-20.54		
42	4.10	-23.55	-1.87	0.006	7.14	-19.91		
43	4.20	-22.80	-1.86	0.006	8.52	-19.17		
44	4.30	-22.07	-1.85	0.006	7.92	-18.49		
45	4.40	-21.35	-1.84	0.006	7.27	-17.87		
46	4.50	-20.64	-1.83	0.006	8.44	-17.13		

47	4.60	-19.94	-1.82	0.006	9.55	-16.28
48	4.70	-19.25	-1.81	0.006	10.59	-15.31
49	4.80	-18.56	-1.80	0.005	9.72	-14.43
50	4.90	-17.89	-1.79	0.005	8.80	-13.64
51	5.00	-17.22	-1.78	0.005	9.65	-12.77
52	5.10	-16.56	-1.77	0.005	10.44	-11.80
53	5.20	-15.91	-1.76	0.005	11.17	-10.77
54	5.30	-15.26	-1.75	0.005	10.04	-9.84
55	5.40	-14.61	-1.74	0.005	8.85	-9.03
56	5.50	-13.98	-1.74	0.005	9.40	-8.16
57	5.60	-13.34	-1.73	0.005	9.89	-7.23
58	5.70	-12.72	-1.72	0.005	10.33	-6.26
59	5.80	-12.09	-1.71	0.005	8.94	-5.43
60	5.90	-11.47	-1.70	0.005	7.50	-4.74
61	6.00	-10.85	-1.69	0.005	7.76	-4.02
62	6.10	-10.23	-1.69	0.005	7.96	-3.27
63	6.20	-9.62	-1.68	0.005	8.10	-2.51
64	6.30	-9.00	-1.67	0.005	6.47	-1.91
65	6.40	-8.39	-1.66	0.005	4.79	-1.47
66	6.50	-7.78	-1.65	0.005	4.76	-1.03
67	6.60	-7.17	-1.65	0.005	4.67	-0.60
68	6.70	-6.55	-1.64	0.005	4.53	-0.18
69	6.80	-5.94	-1.63	0.005	2.65	0.05
70	6.90	-5.33	-1.62	0.005	0.72	0.10
71	7.00	-4.72	-1.61	0.005	-1.45	0.12

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = b-b단면(sta.0+905.0).dat Date : 2014-07-22
Project : B-B단면 (STA.0+905.0) Time : 09:56:08

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.85 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.90 m
Average Phi to ex. depth = 21.76 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 7.38 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.28 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.96 m

Volume of deflection (Vs) = 0.01380 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.00793 m = -7.93 mm

Distance	0.0*D	0.1*D	0.2*D	0.3*D	0.5*D	1.0*D
(m)	0.0	0.7	1.4	2.1	3.5	7.0
Settlement(mm)	-7.93	-6.42	-5.07	-3.88	-1.98	0.00

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = b-b단면(sta.0+905.0).dat Date : 2014-07-22
Project : B-B단면 (STA.0+905.0) Time : 09:56:08

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.85 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

Node No.	Depth (m)	Active Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Active Moment (kNm)	Passive Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Passive Moment (kNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00			
2	0.10	0.00	0.00	0.00			
3	0.20	0.00	0.00	0.00			
4	0.30	0.00	0.00	0.00			
5	0.40	0.00	0.00	0.00			
6	0.50	0.00	0.00	0.00			
7	0.60	0.00	0.00	0.00			
8	0.70	0.00	0.00	0.00			
9	0.80	0.00	0.00	0.00			
10	0.90	0.00	0.00	0.00			
11	1.00	0.00	0.00	0.00			
12	1.10	0.00	1.00	0.59			
13	1.20	0.00	2.00	1.16			
14	1.30	0.00	3.00	1.71			
15	1.40	0.00	4.00	2.24			
16	1.50	0.00	5.00	2.75			
17	1.60	0.00	6.00	3.24			
18	1.70	0.00	7.00	3.71			
19	1.80	0.00	8.00	4.16			
20	1.90	0.00	9.00	4.59			
21	2.00	0.00	10.00	5.00			
22	2.10	0.00	11.00	5.39			
23	2.20	0.00	12.00	5.76			
24	2.30	0.00	13.00	6.11			
25	2.40	0.00	14.00	6.44			
26	2.50	0.00	15.00	6.75			
27	2.60	0.00	16.00	7.04			
28	2.70	0.00	17.00	7.31			
29	2.80	0.00	18.00	7.56			
30	2.90	0.00	19.00	7.79	-105.48	0.00	-43.25
31	3.00	0.00	19.00	7.60	-111.74	0.00	-44.69
32	3.10	0.00	19.00	7.41	-118.00	0.00	-46.02
33	3.20	0.00	19.00	7.22	-124.25	0.00	-47.22
34	3.30	0.00	19.00	7.03	-130.51	0.00	-48.29
35	3.40	0.00	19.00	6.84	-136.77	0.00	-49.24
36	3.50	0.00	19.00	6.65	-143.03	0.00	-50.06
37	3.60	0.00	19.00	6.46	-149.29	0.00	-50.76
38	3.70	0.00	19.00	6.27	-155.54	0.00	-51.33
39	3.80	0.00	19.00	6.08	-161.80	0.00	-51.78
40	3.90	0.00	19.00	5.89	-168.06	0.00	-52.10
41	4.00	5.76	19.00	7.43	-85.56	0.00	-25.67
42	4.10	6.33	19.00	7.34	-87.48	0.00	-25.37
43	4.20	6.89	19.00	7.25	-89.41	0.00	-25.03
44	4.30	7.46	19.00	7.14	-91.33	0.00	-24.66
45	4.40	8.02	19.00	7.03	-93.25	0.00	-24.25
46	4.50	8.59	19.00	6.90	-95.17	0.00	-23.79
47	4.60	9.15	19.00	6.76	-97.10	0.00	-23.30

48	4.70	9.72	19.00	6.61	-99.02	0.00	-22.77
49	4.80	10.28	19.00	6.44	-100.94	0.00	-22.21
50	4.90	10.85	19.00	6.27	-102.87	0.00	-21.60
51	5.00	11.41	19.00	6.08	-104.79	0.00	-20.96
52	5.10	11.98	19.00	5.89	-106.71	0.00	-20.27
53	5.20	12.54	19.00	5.68	-108.63	0.00	-19.55
54	5.30	13.11	19.00	5.46	-110.56	0.00	-18.79
55	5.40	13.67	19.00	5.23	-112.48	0.00	-18.00
56	5.50	14.24	19.00	4.99	-114.40	0.00	-17.16
57	5.60	14.80	19.00	4.73	-116.32	0.00	-16.29
58	5.70	15.37	19.00	4.47	-118.25	0.00	-15.37
59	5.80	15.93	19.00	4.19	-120.17	0.00	-14.42
60	5.90	16.50	19.00	3.90	-122.09	0.00	-13.43
61	6.00	17.06	19.00	3.61	-124.01	0.00	-12.40
62	6.10	17.63	19.00	3.30	-125.94	0.00	-11.33
63	6.20	18.19	19.00	2.98	-127.86	0.00	-10.23
64	6.30	18.76	19.00	2.64	-129.78	0.00	-9.08
65	6.40	19.32	19.00	2.30	-131.70	0.00	-7.90
66	6.50	19.89	19.00	1.94	-133.63	0.00	-6.68
67	6.60	20.45	19.00	1.58	-135.55	0.00	-5.42
68	6.70	21.02	19.00	1.20	-137.47	0.00	-4.12
69	6.80	21.58	19.00	0.81	-139.39	0.00	-2.79
70	6.90	22.15	19.00	0.41	-141.32	0.00	-1.41
71	7.00	22.71	19.00	0.00	-143.24	0.00	0.00
		441.36	969.00	297.29	-5050.89	0.00	-1019.01

Total Active Moment (Ma) = 297.29
Total Passive Moment (Mp) = -1019.01
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 3.43

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = b-b단면(sta.0+905.0).dat Date : 2014-07-22
Project : B-B단면 (STA.0+905.0) Time : 09:56:08

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.90

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	1.91	-8.39	0.075	-0.02	0.00		
2	0.10	2.91	-8.26	0.075	-0.28	0.00		
3	0.20	3.93	-8.13	0.075	-8.95	-0.04		
4	0.30	4.98	-8.00	0.075	-9.40	-0.94		
5	0.40	6.04	-7.87	0.075	-9.95	-1.91		
6	0.50	7.10	-7.74	0.075	-10.60	-2.94		
7	0.60	8.17	-7.61	0.075	-11.29	-4.02		
8	0.70	9.03	-7.48	0.075	-4.36	-4.40		
9	0.80	9.10	-7.35	0.075	9.84	-4.11		
10	0.90	9.17	-7.21	0.075	16.31	-3.15		
11	1.00	9.24	-7.08	0.075	15.46	-1.55		
12	1.10	10.30	-6.95	0.075	14.49	-0.04		
13	1.20	11.37	-6.82	0.075	13.40	1.37		
14	1.30	12.43	-6.69	0.075	5.23	1.95		
15	1.40	13.50	-6.56	0.075	-2.99	1.74		
16	1.50	14.56	-6.43	0.075	-4.39	1.38		
17	1.60	15.63	-6.30	0.075	-5.90	0.89		
18	1.70	16.69	-6.17	0.075	-13.83	0.24		
19	1.80	17.76	-6.04	0.075	-21.73	-1.23		
20	1.90	18.82	-5.90	0.075	-23.56	-3.47		
21	2.00	19.88	-5.77	0.075	-31.41	-5.91		
22	2.10	20.95	-5.64	0.075	-33.45	-9.14		
23	2.20	22.01	-5.51	0.075	-35.59	-12.59		
24	2.30	23.08	-5.38	0.075	-37.85	-16.25		
25	2.40	24.14	-5.25	0.075	-40.21	-20.14		
26	2.50	25.20	-5.12	0.075	-42.67	-24.28		
27	2.60	26.27	-4.99	0.074	-45.25	-28.67		
28	2.70	27.33	-4.86	0.074	-47.93	-33.32		
29	2.80	28.39	-4.73	0.074	-50.71	-38.31		
30	2.90	29.46	-4.60	0.074	-48.35	-43.38		
31	3.00	-73.84	-4.47	0.073	-41.99	-47.97		
32	3.10	-70.82	-4.35	0.073	-35.89	-51.72		
33	3.20	-67.83	-4.22	0.073	-30.06	-54.95		
34	3.30	-64.84	-4.09	0.072	-24.50	-57.61		
35	3.40	-61.88	-3.97	0.072	-19.21	-59.74		
36	3.50	-65.65	-3.84	0.071	-13.84	-61.35		
37	3.60	-62.71	-3.72	0.071	-8.39	-62.40		
38	3.70	-59.80	-3.60	0.071	-3.21	-62.92		
39	3.80	-56.90	-3.47	0.070	2.63	-62.94		
40	3.90	-54.02	-3.35	0.070	7.26	-62.48		
41	4.00	-48.06	-3.23	0.069	11.49	-61.57		
42	4.10	-45.17	-3.11	0.069	15.30	-60.26		
43	4.20	-42.30	-2.99	0.068	18.86	-58.59		
44	4.30	-39.44	-2.87	0.068	19.10	-56.88		
45	4.40	-36.60	-2.75	0.068	19.22	-55.14		
46	4.50	-33.77	-2.63	0.067	22.01	-53.11		

47	4.60	-30.96	-2.52	0.067	24.56	-50.81
48	4.70	-28.17	-2.40	0.067	26.86	-48.26
49	4.80	-25.38	-2.28	0.066	26.45	-45.75
50	4.90	-22.61	-2.17	0.066	25.91	-43.27
51	5.00	-19.85	-2.05	0.066	27.46	-40.62
52	5.10	-17.11	-1.94	0.065	28.77	-37.83
53	5.20	-14.37	-1.83	0.065	29.84	-34.92
54	5.30	-11.64	-1.71	0.065	28.79	-32.10
55	5.40	-8.92	-1.60	0.065	27.62	-29.38
56	5.50	-6.21	-1.49	0.064	27.95	-26.61
57	5.60	-3.51	-1.38	0.064	28.05	-23.83
58	5.70	-0.82	-1.26	0.064	27.91	-21.04
59	5.80	1.87	-1.15	0.064	26.23	-18.41
60	5.90	4.56	-1.04	0.064	24.43	-15.95
61	6.00	7.24	-0.93	0.064	23.56	-13.55
62	6.10	9.92	-0.82	0.064	22.46	-11.25
63	6.20	12.59	-0.71	0.064	21.12	-9.08
64	6.30	15.26	-0.60	0.064	18.82	-7.13
65	6.40	17.93	-0.48	0.064	16.40	-5.39
66	6.50	20.60	-0.37	0.063	14.35	-3.86
67	6.60	23.26	-0.26	0.063	12.05	-2.53
68	6.70	25.93	-0.15	0.063	9.53	-1.45
69	6.80	28.59	-0.04	0.063	6.60	-0.65
70	6.90	32.95	0.07	0.063	3.51	-0.14
71	7.00	38.15	0.18	0.063	0.16	0.05

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.16 SEC

3) C-C단면 (STA.0+945.0)

```
 ---------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
---------------------------------------
PROJECT    C-C단면 (STA.0+945.0)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18       9       20       27      23000       20        27      23000
       2   퇴적층(점토)
           17       8       20       15      23000       20        15      23000
       3   퇴적층(모래
           18       9       0        28      23000       5         28      23000
       4   퇴적층(자갈)
           20       11      0        35      23000       5         35      23000

PROFILE   1    4         1      1
          2    9.533     2      2
          3    14.116    3      3
          4    26.285    4      4

VWALL   1    5       0.338       0.0103929     4E+07       0.5      1        1       0




Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 2.35
      GWL 1.0
      EXCAVATION 2.35
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

Soil No.	rt (kN/m3)	rsub (kN/m3)	C (kN/m2)	Phi (deg)	Ks (kN/m3)
1	성토층				
Top :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
2	퇴적층(점토)				
Top :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
Bot :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
3	퇴적층(모래				
Top :	18.00	9.00	0.00	28.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	5.00	28.0	23000.0
4	퇴적층(자갈)				
Top :	20.00	11.00	0.00	35.0	23000.0
Bot :	20.00	11.00	5.00	35.0	23000.0

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

Profile no.	Top Depth	Bottom Depth	Active Soil no.	Passive Soil no.
1	0.00	4.00	1	1
2	4.00	9.50	2	2
3	9.50	14.10	3	3
4	14.10	26.30	4	4

>> VERTICAL WALL DATA <<

Vwall No	Depth (m)	Area (m2)	i (m4)	E (kN/m2)	Space (m)	*1 pRatio	*2 aRatio	*3 Myield (kN-m/ea)
1	5.0	0.338000000	0.010392900	40000000.0	0.50	1.000	1.000	0.00
		(0.675999999	0.020785799	80000000.0)		(divided by space)		

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.10 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00								

>> PRINT OUT POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00	(42)	4.10	(43)	4.20	(44)	4.30	(45)	4.40
(46)	4.50	(47)	4.60	(48)	4.70	(49)	4.80	(50)	4.90
(51)	5.00								

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = c-c단면(sta.0+945.0).dat Date : 2014-07-22
Project : C-C단면 (STA.0+945.0) Time : 09:56:48

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	1.45	-0.09	-0.005	0.08	0.01		
2	0.10	1.09	-0.10	-0.005	-0.20	0.00		
3	0.20	0.82	-0.10	-0.005	-0.45	-0.03		
4	0.30	0.64	-0.11	-0.005	-0.58	-0.08		
5	0.40	0.51	-0.12	-0.005	-0.70	-0.14		
6	0.50	0.39	-0.13	-0.005	-0.81	-0.21		
7	0.60	0.26	-0.14	-0.005	-0.84	-0.29		
8	0.70	0.11	-0.14	-0.005	-0.79	-0.37		
9	0.80	-0.04	-0.15	-0.005	-0.72	-0.44		
10	0.90	-0.19	-0.16	-0.005	-0.63	-0.51		
11	1.00	-0.35	-0.17	-0.005	-0.60	-0.56		
12	1.10	-0.51	-0.18	-0.005	-0.65	-0.62		
13	1.20	-0.68	-0.18	-0.005	-0.87	-0.68		
14	1.30	-0.85	-0.19	-0.005	-1.09	-0.77		
15	1.40	-1.02	-0.20	-0.005	-1.10	-0.87		
16	1.50	-1.18	-0.21	-0.005	-1.09	-0.98		
17	1.60	-1.36	-0.22	-0.005	-1.07	-1.08		
18	1.70	-1.53	-0.23	-0.005	-1.27	-1.18		
19	1.80	-1.70	-0.23	-0.005	-1.47	-1.30		
20	1.90	-1.87	-0.24	-0.005	-1.41	-1.44		
21	2.00	-2.05	-0.25	-0.005	-1.60	-1.58		
22	2.10	-2.23	-0.26	-0.005	-1.52	-1.73		
23	2.20	-2.40	-0.27	-0.005	-1.42	-1.87		
24	2.30	-2.58	-0.28	-0.005	-1.31	-2.00		
25	2.40	-2.76	-0.28	-0.005	-1.19	-2.12		
26	2.50	-2.94	-0.29	-0.005	-1.05	-2.22		
27	2.60	-3.12	-0.30	-0.005	-0.90	-2.31		
28	2.70	-3.31	-0.31	-0.005	-0.73	-2.39		
29	2.80	-3.49	-0.32	-0.005	-0.55	-2.44		
30	2.90	-3.68	-0.33	-0.005	-0.36	-2.48		
31	3.00	-3.87	-0.33	-0.005	-0.15	-2.50		
32	3.10	-4.06	-0.34	-0.005	0.25	-2.49		
33	3.20	-4.25	-0.35	-0.005	0.49	-2.47		
34	3.30	-4.44	-0.36	-0.005	0.75	-2.41		
35	3.40	-4.64	-0.37	-0.005	1.02	-2.34		
36	3.50	-4.83	-0.38	-0.005	1.31	-2.23		
37	3.60	-5.03	-0.39	-0.005	1.61	-2.09		
38	3.70	-5.22	-0.40	-0.005	1.93	-1.93		
39	3.80	-5.42	-0.40	-0.005	2.26	-1.73		
40	3.90	-5.62	-0.41	-0.005	2.61	-1.50		
41	4.00	-0.98	-0.42	-0.005	2.73	-1.23		
42	4.10	-1.11	-0.43	-0.005	2.62	-0.97		
43	4.20	-1.24	-0.44	-0.005	2.52	-0.73		
44	4.30	-1.37	-0.45	-0.005	1.98	-0.53		
45	4.40	-1.50	-0.46	-0.005	1.44	-0.40		
46	4.50	-1.63	-0.47	-0.005	1.37	-0.27		

47	4.60	-1.76	-0.47	-0.005	1.30	-0.15
48	4.70	-1.89	-0.48	-0.005	1.25	-0.03
49	4.80	-2.02	-0.49	-0.005	0.70	0.03
50	4.90	-2.15	-0.50	-0.005	0.16	0.03
51	5.00	-2.28	-0.51	-0.005	-0.46	0.04

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = c-c단면(sta.0+945.0).dat Date : 2014-07-22
Project : C-C단면 (STA.0+945.0) Time : 09:56:48

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.35 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-1.45	0.002	0.00	0.00		
2	0.10	0.00	-1.44	0.002	-0.01	0.00		
3	0.20	0.00	-1.44	0.002	-1.48	0.00		
4	0.30	0.00	-1.44	0.002	-1.48	-0.15		
5	0.40	0.00	-1.43	0.002	-1.48	-0.29		
6	0.50	0.00	-1.43	0.002	-1.48	-0.44		
7	0.60	0.00	-1.43	0.002	-1.47	-0.59		
8	0.70	0.00	-1.42	0.002	1.44	-0.59		
9	0.80	0.00	-1.42	0.002	2.89	-0.45		
10	0.90	0.00	-1.42	0.002	4.34	-0.16		
11	1.00	0.00	-1.41	0.002	4.35	0.28		
12	1.10	1.00	-1.41	0.002	4.30	0.71		
13	1.20	2.00	-1.41	0.002	4.15	1.14		
14	1.30	3.00	-1.40	0.002	2.46	1.40		
15	1.40	4.00	-1.40	0.002	0.68	1.49		
16	1.50	5.00	-1.39	0.002	0.23	1.54		
17	1.60	6.00	-1.39	0.002	-0.34	1.53		
18	1.70	7.00	-1.39	0.002	-2.41	1.47		
19	1.80	8.00	-1.38	0.002	-4.57	1.20		
20	1.90	9.00	-1.38	0.002	-5.42	0.70		
21	2.00	10.00	-1.38	0.002	-7.78	0.11		
22	2.10	11.00	-1.37	0.002	-8.83	-0.72		
23	2.20	12.00	-1.37	0.002	-9.98	-1.65		
24	2.30	13.00	-1.37	0.002	-11.23	-2.71		
25	2.40	14.00	-1.36	0.002	-11.36	-3.90		
26	2.50	-17.88	-1.36	0.002	-9.95	-4.95		
27	2.60	-18.29	-1.36	0.002	-8.50	-5.85		
28	2.70	-18.70	-1.35	0.002	-7.00	-6.61		
29	2.80	-19.12	-1.35	0.002	-5.46	-7.22		
30	2.90	-19.54	-1.35	0.002	-3.88	-7.67		
31	3.00	-19.51	-1.34	0.002	-2.61	-7.98		
32	3.10	-19.17	-1.34	0.002	-1.35	-8.12		
33	3.20	-18.83	-1.34	0.002	0.55	-8.16		
34	3.30	-18.49	-1.33	0.002	1.75	-8.08		
35	3.40	-18.16	-1.33	0.002	2.91	-7.88		
36	3.50	-17.84	-1.33	0.001	4.04	-7.56		
37	3.60	-17.51	-1.33	0.001	5.13	-7.14		
38	3.70	-17.20	-1.32	0.001	6.20	-6.60		
39	3.80	-16.88	-1.32	0.001	7.24	-5.96		
40	3.90	-16.57	-1.32	0.001	8.25	-5.22		
41	4.00	-5.44	-1.32	0.001	8.68	-4.39		
42	4.10	-5.07	-1.31	0.001	8.54	-3.55		
43	4.20	-4.69	-1.31	0.001	8.37	-2.74		
44	4.30	-4.32	-1.31	0.001	6.82	-2.08		
45	4.40	-3.94	-1.31	0.001	5.23	-1.57		
46	4.50	-3.57	-1.31	0.001	4.95	-1.10		

47	4.60	-3.20	-1.30	0.001	4.63	-0.65
48	4.70	-2.83	-1.30	0.001	4.27	-0.24
49	4.80	-2.46	-1.30	0.001	2.55	0.00
50	4.90	-2.09	-1.30	0.001	0.79	0.07
51	5.00	-1.72	-1.29	0.001	-1.16	0.10

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = c-c단면(sta.0+945.0).dat Date : 2014-07-22
Project : C-C단면 (STA.0+945.0) Time : 09:56:48

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.35 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.40 m
Average Phi to ex. depth = 24.41 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 7.76 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.16 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.55 m

Volume of deflection (Vs) = 0.00682 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.00417 m = -4.17 mm

Distance	0.0*D	0.1*D	0.2*D	0.3*D	0.5*D	1.0*D
(m)	0.0	0.7	1.3	2.0	3.3	6.5
Settlement(mm)	-4.17	-3.37	-2.67	-2.04	-1.04	0.00

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User : (주)평화엔지니어링
Input Data File = c-c단면(sta.0+945.0).dat Date : 2014-07-22
Project : C-C단면 (STA.0+945.0) Time : 09:56:48

Step No. 2 << 최종 굴착 : 2.35 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

Node No.	Depth (m)	Active Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Active Moment (kNm)	Passive Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Passive Moment (kNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00			
2	0.10	0.00	0.00	0.00			
3	0.20	0.00	0.00	0.00			
4	0.30	0.00	0.00	0.00			
5	0.40	0.00	0.00	0.00			
6	0.50	0.00	0.00	0.00			
7	0.60	0.00	0.00	0.00			
8	0.70	0.00	0.00	0.00			
9	0.80	0.00	0.00	0.00			
10	0.90	0.00	0.00	0.00			
11	1.00	0.00	0.00	0.00			
12	1.10	0.00	1.00	0.39			
13	1.20	0.00	2.00	0.76			
14	1.30	0.00	3.00	1.11			
15	1.40	0.00	4.00	1.44			
16	1.50	0.00	5.00	1.75			
17	1.60	0.00	6.00	2.04			
18	1.70	0.00	7.00	2.31			
19	1.80	0.00	8.00	2.56			

20	1.90	0.00	9.00	2.79			
21	2.00	0.00	10.00	3.00			
22	2.10	0.00	11.00	3.19			
23	2.20	0.00	12.00	3.36			
24	2.30	0.00	13.00	3.51			
25	2.40	0.00	14.00	3.64	-70.64	0.00	-18.37
26	2.50	0.00	14.00	3.50	-73.44	0.00	-18.36
27	2.60	0.00	14.00	3.36	-76.25	0.00	-18.30
28	2.70	0.00	14.00	3.22	-79.06	0.00	-18.18
29	2.80	0.00	14.00	3.08	-81.86	0.00	-18.01
30	2.90	0.00	14.00	2.94	-84.67	0.00	-17.78
31	3.00	0.00	14.00	2.80	-87.47	0.00	-17.49
32	3.10	0.00	14.00	2.66	-90.28	0.00	-17.15
33	3.20	0.00	14.00	2.52	-93.09	0.00	-16.76
34	3.30	0.00	14.00	2.38	-95.89	0.00	-16.30
35	3.40	0.00	14.00	2.24	-98.70	0.00	-15.79
36	3.50	0.00	14.00	2.10	-101.51	0.00	-15.23
37	3.60	0.00	14.00	1.96	-104.31	0.00	-14.60
38	3.70	0.00	14.00	1.82	-107.12	0.00	-13.93
39	3.80	0.07	14.00	1.69	-109.93	0.00	-13.19
40	3.90	0.53	14.00	1.60	-112.73	0.00	-12.40
41	4.00	9.41	14.00	2.34	-79.91	0.00	-7.99
42	4.10	10.08	14.00	2.17	-81.37	0.00	-7.32
43	4.20	10.74	14.00	1.98	-82.82	0.00	-6.63
44	4.30	11.40	14.00	1.78	-84.27	0.00	-5.90
45	4.40	12.07	14.00	1.56	-85.73	0.00	-5.14
46	4.50	12.73	14.00	1.34	-87.18	0.00	-4.36
47	4.60	13.40	14.00	1.10	-88.64	0.00	-3.55
48	4.70	14.06	14.00	0.84	-90.09	0.00	-2.70
49	4.80	14.73	14.00	0.57	-91.54	0.00	-1.83
50	4.90	15.39	14.00	0.29	-93.00	0.00	-0.93
51	5.00	16.05	14.00	0.00	-94.45	0.00	0.00
		140.66	469.00	83.69	-2425.96	0.00	-308.20

Total Active Moment (Ma) = 83.69
Total Passive Moment (Mp) = -308.20
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 3.68

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = c-c단면(sta.0+945.0).dat Date : 2014-07-22
Project : C-C단면 (STA.0+945.0) Time : 09:56:48

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	2.31	-12.55	0.163	-0.03	0.00		
2	0.10	3.54	-12.27	0.163	-0.35	0.00		
3	0.20	4.80	-11.98	0.163	-13.04	-0.04		
4	0.30	6.10	-11.70	0.163	-13.58	-1.34		
5	0.40	7.42	-11.41	0.163	-14.26	-2.75		
6	0.50	8.75	-11.13	0.163	-15.06	-4.23		
7	0.60	9.83	-10.84	0.163	-15.88	-5.75		
8	0.70	9.93	-10.56	0.163	-5.77	-6.24		
9	0.80	10.02	-10.27	0.163	14.46	-5.77		
10	0.90	10.11	-9.99	0.163	23.69	-4.33		
11	1.00	10.20	-9.71	0.163	22.77	-1.98		
12	1.10	11.29	-9.42	0.163	21.70	0.27		
13	1.20	12.38	-9.14	0.163	20.51	2.40		
14	1.30	13.47	-8.85	0.163	9.86	3.46		
15	1.40	14.56	-8.57	0.163	-0.70	3.49		
16	1.50	15.65	-8.29	0.163	-2.21	3.38		
17	1.60	16.74	-8.00	0.163	-3.82	3.11		
18	1.70	17.82	-7.72	0.163	-13.45	2.68		
19	1.80	18.91	-7.43	0.163	-22.90	1.25		
20	1.90	20.00	-7.15	0.163	-24.84	-1.11		
21	2.00	21.08	-6.86	0.163	-33.92	-3.66		
22	2.10	22.17	-6.58	0.163	-36.09	-7.15		
23	2.20	23.26	-6.30	0.163	-38.36	-10.86		
24	2.30	24.34	-6.01	0.163	-40.73	-14.85		
25	2.40	25.43	-5.73	0.163	-39.72	-18.98		
26	2.50	-49.01	-5.44	0.162	-35.06	-22.72		
27	2.60	-51.68	-5.16	0.162	-30.13	-25.97		
28	2.70	-54.34	-4.88	0.162	-24.92	-28.72		
29	2.80	-57.00	-4.60	0.162	-19.45	-30.93		
30	2.90	-59.67	-4.31	0.162	-13.70	-32.59		
31	3.00	-69.40	-4.03	0.161	-7.33	-33.64		
32	3.10	-71.09	-3.75	0.161	-1.29	-34.09		
33	3.20	-61.07	-3.47	0.161	5.32	-33.79		
34	3.30	-54.50	-3.19	0.161	10.19	-33.04		
35	3.40	-47.94	-2.91	0.161	14.48	-31.82		
36	3.50	-41.39	-2.63	0.160	18.18	-30.21		
37	3.60	-34.84	-2.35	0.160	21.31	-28.25		
38	3.70	-28.30	-2.07	0.160	23.85	-25.99		
39	3.80	-21.77	-1.79	0.160	25.81	-23.51		
40	3.90	-15.25	-1.51	0.160	27.19	-20.86		
41	4.00	-5.32	-1.23	0.159	27.82	-18.10		
42	4.10	1.24	-0.95	0.159	27.71	-15.32		
43	4.20	7.80	-0.68	0.159	27.00	-12.58		
44	4.30	14.35	-0.40	0.159	25.03	-10.02		
45	4.40	20.91	-0.12	0.159	22.75	-7.63		
46	4.50	31.14	0.16	0.159	20.20	-5.46		

47	4.60	44.05	0.43	0.159	16.65	-3.60
48	4.70	40.65	0.71	0.159	13.34	-2.15
49	4.80	47.20	0.99	0.159	10.21	-1.03
50	4.90	53.75	1.27	0.159	5.50	-0.24
51	5.00	60.29	1.54	0.159	0.69	0.04

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.17 SEC

4) D-D단면 (STA.0+955.0)

```
 ---------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
---------------------------------------
PROJECT    D-D단면 (STA.0+955.0)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18       9       20       27      23000       20        27      23000
       2   퇴적층(점토)
           17       8       20       15      23000       20        15      23000
       3   퇴적층(모래
           18       9       0        28      23000       5         28      23000
       4   퇴적층(자갈)
           20       11      0        35      23000       5         35      23000

PROFILE   1    4         1      1
          2    9.533     2      2
          3    14.116    3      3
          4    26.285    4      4

VWALL   1    4       0.338       0.0103929     4E+07       0.5      1        1       0




Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 1.975
      GWL 1.0
      EXCAVATION 1.975
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

Soil No.	rt (kN/m3)	rsub (kN/m3)	C (kN/m2)	Phi (deg)	Ks (kN/m3)
1	성토층				
Top :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
2	퇴적층(점토)				
Top :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
Bot :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
3	퇴적층(모래				
Top :	18.00	9.00	0.00	28.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	5.00	28.0	23000.0
4	퇴적층(자갈)				
Top :	20.00	11.00	0.00	35.0	23000.0
Bot :	20.00	11.00	5.00	35.0	23000.0

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

Profile no.	Top Depth	Bottom Depth	Active Soil no.	Passive Soil no.
1	0.00	4.00	1	1
2	4.00	9.50	2	2
3	9.50	14.10	3	3
4	14.10	26.30	4	4

>> VERTICAL WALL DATA <<

Vwall No	Depth (m)	Area (m2)	i (m4)	E (kN/m2)	Space (m)	*1 pRatio	*2 aRatio	*3 Myield (kN-m/ea)
1	4.0	0.338000000	0.010392900	40000000.0	0.50	1.000	1.000	0.00
		(0.675999999	0.020785799	80000000.0)		(divided by space)		

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.10 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00								

>> PRINT OUT POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00	(32)	3.10	(33)	3.20	(34)	3.30	(35)	3.40
(36)	3.50	(37)	3.60	(38)	3.70	(39)	3.80	(40)	3.90
(41)	4.00								

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = d-d단면(sta.0+955.0).dat Date : 2014-07-22
Project : D-D단면 (STA.0+955.0) Time : 10:17:25

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

Node No.	Depth (m)	Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-0.13	-0.003	0.11	0.01		
2	0.10	-0.65	-0.13	-0.003	-0.05	0.01		
3	0.20	-0.79	-0.14	-0.003	-0.19	0.01		
4	0.30	-0.85	-0.14	-0.003	-0.18	-0.01		
5	0.40	-0.86	-0.15	-0.003	-0.17	-0.02		
6	0.50	-0.85	-0.15	-0.003	-0.16	-0.03		
7	0.60	-0.86	-0.16	-0.003	-0.07	-0.05		
8	0.70	-0.87	-0.17	-0.003	0.18	-0.04		
9	0.80	-0.90	-0.17	-0.003	0.36	-0.02		
10	0.90	-0.93	-0.18	-0.003	0.54	0.02		
11	1.00	-0.96	-0.18	-0.003	0.64	0.08		
12	1.10	-1.00	-0.19	-0.003	0.64	0.14		
13	1.20	-1.03	-0.19	-0.003	0.65	0.20		
14	1.30	-1.07	-0.20	-0.003	0.46	0.24		
15	1.40	-1.11	-0.20	-0.003	0.27	0.26		
16	1.50	-1.15	-0.21	-0.003	0.28	0.28		
17	1.60	-1.19	-0.21	-0.003	0.29	0.30		
18	1.70	-1.23	-0.22	-0.003	0.31	0.33		
19	1.80	-1.28	-0.22	-0.003	-0.25	0.33		
20	1.90	-1.32	-0.23	-0.003	-0.23	0.31		
21	2.00	-1.36	-0.24	-0.003	-0.46	0.30		
22	2.10	-1.40	-0.24	-0.003	-0.44	0.26		
23	2.20	-1.44	-0.25	-0.003	-0.43	0.22		
24	2.30	-1.48	-0.25	-0.003	-0.41	0.18		
25	2.40	-1.53	-0.26	-0.003	-0.39	0.15		
26	2.50	-1.57	-0.26	-0.003	-0.36	0.12		
27	2.60	-1.61	-0.27	-0.003	-0.34	0.09		
28	2.70	-1.65	-0.27	-0.003	-0.31	0.06		
29	2.80	-1.69	-0.28	-0.003	-0.29	0.04		
30	2.90	-1.74	-0.28	-0.003	-0.26	0.02		
31	3.00	-1.78	-0.29	-0.003	-0.23	0.00		
32	3.10	-1.82	-0.29	-0.003	-0.20	-0.01		
33	3.20	-1.86	-0.30	-0.003	-0.16	-0.02		
34	3.30	-1.91	-0.31	-0.003	-0.13	-0.03		
35	3.40	-1.95	-0.31	-0.003	-0.09	-0.03		
36	3.50	-1.99	-0.32	-0.003	0.10	-0.03		
37	3.60	-2.03	-0.32	-0.003	0.15	-0.03		
38	3.70	-2.08	-0.33	-0.003	0.19	-0.02		
39	3.80	-2.12	-0.33	-0.003	0.23	-0.01		
40	3.90	-2.16	-0.34	-0.003	0.28	0.01		
41	4.00	2.64	-0.34	-0.003	-0.31	0.03		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = d-d단면(sta.0+955.0).dat Date : 2014-07-22
Project : D-D단면 (STA.0+955.0) Time : 10:17:25

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.975 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.00

Node No.	Depth (m)	Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-1.38	0.008	0.00	0.00		
2	0.10	0.00	-1.37	0.008	0.01	0.00		
3	0.20	0.00	-1.35	0.008	-1.39	0.00		
4	0.30	0.00	-1.34	0.008	-1.39	-0.14		
5	0.40	0.00	-1.33	0.008	-1.39	-0.28		
6	0.50	0.00	-1.31	0.008	-1.39	-0.42		
7	0.60	0.00	-1.30	0.008	-1.38	-0.55		
8	0.70	0.00	-1.28	0.008	1.25	-0.56		
9	0.80	0.00	-1.27	0.008	2.55	-0.43		
10	0.90	0.00	-1.26	0.008	3.84	-0.17		
11	1.00	0.00	-1.24	0.008	3.85	0.21		
12	1.10	1.00	-1.23	0.008	3.80	0.60		
13	1.20	2.00	-1.21	0.008	3.65	0.97		
14	1.30	3.00	-1.20	0.008	2.16	1.20		
15	1.40	4.00	-1.19	0.008	0.58	1.28		
16	1.50	5.00	-1.17	0.008	0.13	1.32		
17	1.60	6.00	-1.16	0.008	-0.43	1.31		
18	1.70	7.00	-1.14	0.008	-2.25	1.24		
19	1.80	8.00	-1.13	0.008	-4.16	0.98		
20	1.90	9.00	-1.12	0.008	-5.01	0.53		
21	2.00	10.00	-1.10	0.008	-6.10	-0.02		
22	2.10	-15.59	-1.09	0.008	-4.83	-0.55		
23	2.20	-14.70	-1.07	0.008	-3.86	-0.97		
24	2.30	-13.85	-1.06	0.008	-2.96	-1.27		
25	2.40	-12.99	-1.04	0.008	-2.15	-1.50		
26	2.50	-12.14	-1.03	0.008	-1.41	-1.64		
27	2.60	-11.28	-1.02	0.008	-0.75	-1.73		
28	2.70	-10.43	-1.00	0.008	0.33	-1.74		
29	2.80	-9.58	-0.99	0.008	0.83	-1.71		
30	2.90	-8.73	-0.97	0.008	1.25	-1.63		
31	3.00	-7.88	-0.96	0.008	1.59	-1.51		
32	3.10	-7.03	-0.95	0.008	1.85	-1.36		
33	3.20	-6.18	-0.93	0.008	2.03	-1.18		
34	3.30	-5.34	-0.92	0.008	2.14	-1.00		
35	3.40	-4.49	-0.90	0.008	2.17	-0.80		
36	3.50	-3.64	-0.89	0.008	2.12	-0.61		
37	3.60	-2.80	-0.88	0.008	1.99	-0.42		
38	3.70	-1.95	-0.86	0.008	1.79	-0.25		
39	3.80	-1.11	-0.85	0.008	1.51	-0.11		
40	3.90	-0.26	-0.83	0.008	1.15	0.01		
41	4.00	10.70	-0.82	0.008	-0.74	0.07		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = d-d단면(sta.0+955.0).dat Date : 2014-07-22
Project : D-D단면 (STA.0+955.0) Time : 10:17:25

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.975 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 2.00 m
Average Phi to ex. depth = 26.71 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 8.11 m
Ht = (Hw+Hp) = 10.11 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 6.23 m

Volume of deflection (Vs) = 0.00440 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.00283 m = -2.83 mm

Distance (m)	0.0*D 0.0	0.1*D 0.6	0.2*D 1.2	0.3*D 1.9	0.5*D 3.1	1.0*D 6.2
Settlement(mm)	-2.83	-2.29	-1.81	-1.38	-0.71	0.00

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = d-d단면(sta.0+955.0).dat Date : 2014-07-22
Project : D-D단면 (STA.0+955.0) Time : 10:17:25

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.975 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

Node No.	Depth (m)	Active Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Active Moment (kNm)	Passive Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Passive Moment (kNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00			
2	0.10	0.00	0.00	0.00			
3	0.20	0.00	0.00	0.00			
4	0.30	0.00	0.00	0.00			
5	0.40	0.00	0.00	0.00			
6	0.50	0.00	0.00	0.00			
7	0.60	0.00	0.00	0.00			
8	0.70	0.00	0.00	0.00			
9	0.80	0.00	0.00	0.00			
10	0.90	0.00	0.00	0.00			
11	1.00	0.00	0.00	0.00			
12	1.10	0.00	1.00	0.29			
13	1.20	0.00	2.00	0.56			
14	1.30	0.00	3.00	0.81			
15	1.40	0.00	4.00	1.04			
16	1.50	0.00	5.00	1.25			
17	1.60	0.00	6.00	1.44			
18	1.70	0.00	7.00	1.61			
19	1.80	0.00	8.00	1.76			
20	1.90	0.00	9.00	1.89			
21	2.00	0.00	10.00	2.00	-67.86	0.00	-13.57
22	2.10	0.00	10.00	1.90	-70.45	0.00	-13.39
23	2.20	0.00	10.00	1.80	-73.04	0.00	-13.15
24	2.30	0.00	10.00	1.70	-75.64	0.00	-12.86
25	2.40	0.00	10.00	1.60	-78.23	0.00	-12.52
26	2.50	0.00	10.00	1.50	-80.82	0.00	-12.12
27	2.60	0.00	10.00	1.40	-83.41	0.00	-11.68
28	2.70	0.00	10.00	1.30	-86.00	0.00	-11.18
29	2.80	0.00	10.00	1.20	-88.59	0.00	-10.63
30	2.90	0.00	10.00	1.10	-91.18	0.00	-10.03
31	3.00	0.00	10.00	1.00	-93.77	0.00	-9.38
32	3.10	0.00	10.00	0.90	-96.36	0.00	-8.67
33	3.20	0.00	10.00	0.80	-98.95	0.00	-7.92
34	3.30	0.00	10.00	0.70	-101.54	0.00	-7.11
35	3.40	0.00	10.00	0.60	-104.13	0.00	-6.25
36	3.50	0.00	10.00	0.50	-106.72	0.00	-5.34
37	3.60	0.00	10.00	0.40	-109.31	0.00	-4.37
38	3.70	0.00	10.00	0.30	-111.90	0.00	-3.36
39	3.80	0.40	10.00	0.21	-114.49	0.00	-2.29
40	3.90	0.86	10.00	0.11	-117.09	0.00	-1.17
41	4.00	9.87	10.00	0.00	-84.47	0.00	0.00
		11.13	255.00	31.67	-1933.96	0.00	-176.97

Total Active Moment (Ma) = 31.67
Total Passive Moment (Mp) = -176.97
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 5.59

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = d-d단면(sta.0+955.0).dat Date : 2014-07-22
Project : D-D단면 (STA.0+955.0) Time : 10:17:25

Step No. 3 << PECK CHECK >>
RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 2.00

Node No.	Depth (m)	Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	2.37	-8.89	0.142	-0.02	0.00		
2	0.10	3.66	-8.64	0.142	-0.35	0.00		
3	0.20	4.99	-8.39	0.142	-9.37	-0.04		
4	0.30	6.36	-8.15	0.142	-9.94	-0.99		
5	0.40	7.74	-7.90	0.142	-10.64	-2.03		
6	0.50	9.13	-7.65	0.142	-11.48	-3.15		
7	0.60	9.24	-7.40	0.142	-12.33	-4.31		
8	0.70	9.34	-7.15	0.142	-5.68	-4.81		
9	0.80	9.44	-6.90	0.142	7.70	-4.67		
10	0.90	9.53	-6.65	0.142	13.57	-3.91		
11	1.00	9.63	-6.41	0.142	12.68	-2.57		
12	1.10	10.72	-6.16	0.142	11.66	-1.34		
13	1.20	11.81	-5.91	0.142	10.53	-0.20		
14	1.30	12.90	-5.66	0.142	3.24	0.19		
15	1.40	13.99	-5.41	0.142	-3.95	-0.11		
16	1.50	15.08	-5.16	0.142	-5.41	-0.55		
17	1.60	16.17	-4.92	0.142	-6.97	-1.14		
18	1.70	17.26	-4.67	0.142	-13.42	-1.90		
19	1.80	18.35	-4.42	0.142	-19.72	-3.32		
20	1.90	19.44	-4.17	0.142	-21.61	-5.40		
21	2.00	20.53	-3.92	0.142	-24.25	-7.59		
22	2.10	-50.57	-3.67	0.142	-19.39	-9.77		
23	2.20	-53.02	-3.43	0.142	-14.28	-11.44		
24	2.30	-52.64	-3.18	0.142	-9.83	-12.65		
25	2.40	-46.83	-2.93	0.142	-5.62	-13.31		
26	2.50	-41.02	-2.68	0.142	-1.93	-13.64		
27	2.60	-41.63	-2.44	0.142	2.20	-13.62		
28	2.70	-35.83	-2.19	0.142	5.43	-13.25		
29	2.80	-30.03	-1.94	0.141	8.15	-12.58		
30	2.90	-24.24	-1.70	0.141	10.36	-11.66		
31	3.00	-18.45	-1.45	0.141	12.05	-10.54		
32	3.10	-12.67	-1.20	0.141	13.22	-9.28		
33	3.20	-6.88	-0.96	0.141	13.89	-7.91		
34	3.30	-1.10	-0.71	0.141	14.04	-6.51		
35	3.40	4.68	-0.46	0.141	13.67	-5.11		
36	3.50	10.45	-0.22	0.141	12.79	-3.77		
37	3.60	17.01	0.03	0.141	11.38	-2.55		
38	3.70	28.43	0.28	0.141	9.25	-1.49		
39	3.80	27.88	0.52	0.141	6.57	-0.70		
40	3.90	33.65	0.77	0.141	3.69	-0.17		
41	4.00	42.86	1.01	0.141	0.45	0.03		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

5) E-E단면 (STA.0+970.0)

```
 ---------------------------------------
  E C H O   O F   I N P U T   D A T A
---------------------------------------
PROJECT    E-E단면 (STA.0+970.0)

UNIT    SI

SOIL   1   매립층
           18        9        20       27      23000        20         27      23000
       2   퇴적층(점토)
           17        8        20       15      23000        20         15      23000
       3   퇴적층(모래
           18        9        0        28      23000        5          28      23000
       4   퇴적층(자갈)
           20        11       0        35      23000        5          35      23000

PROFILE   1    4          1       1
          2    9.533      2       2
          3    14.116     3       3
          4    26.285     4       4

VWALL   1    3        0.338        0.0103929      4E+07        0.5       1         1        0




Division    0.1
Solution    0
Output      1
NoteMode    0
Point Plus      ALL

STEP  1  1단계 굴착 : 0 M
      OUTPUT 0
      RANKINE 1.00 0.00 30
      GWL 1.0
      SURCHARGE 10.00 0.00
      SLOPE 33
      EXCAVATION 0

STEP  2  최종 굴착 : 1.425
      GWL 1.0
      EXCAVATION 1.425
      DEPTH CHECK
      GROUND SETTLEMENT

STEP  3  PECK CHECK
      PECK 0.65 0.2 0.00 0.00 0.00 0.00


END
```

>> Unit = SI <<

>> SOIL PROPERTY DATA <<

Soil No.	rt (kN/m3)	rsub (kN/m3)	C (kN/m2)	Phi (deg)	Ks (kN/m3)
1	성토층				
Top :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	20.00	27.0	23000.0
2	퇴적층(점토)				
Top :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
Bot :	17.00	8.00	20.00	15.0	23000.0
3	퇴적층(모래				
Top :	18.00	9.00	0.00	28.0	23000.0
Bot :	18.00	9.00	5.00	28.0	23000.0
4	퇴적층(자갈)				
Top :	20.00	11.00	0.00	35.0	23000.0
Bot :	20.00	11.00	5.00	35.0	23000.0

>> PROFILE OF SOIL STRATA <<

Profile no.	Top Depth	Bottom Depth	Active Soil no.	Passive Soil no.
1	0.00	4.00	1	1
2	4.00	9.50	2	2
3	9.50	14.10	3	3
4	14.10	26.30	4	4

>> VERTICAL WALL DATA <<

Vwall No	Depth (m)	Area (m2)	i (m4)	E (kN/m2)	Space (m)	*1 pRatio	*2 aRatio	*3 Myield (kN-m/ea)
1	3.0	0.338000000	0.010392900	40000000.0	0.50	1.000	1.000	0.00
		(0.675999999	0.020785799	80000000.0)		(divided by space)		

Note 1) pRatio is effective earth acting width of wall at Passive side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
2) aRatio is effective earth acting width of wall at Active side
to unit width (k*B/1m) for vertical wall below excavation line
3) If Myield is not 0.0, elasto-plastic check is done and if actual wall
moment exeeds Myield, beam inertia is changed as plastic hinge to
carry only Myield

>> Minimum Soil Spring Constant = 100.00

>> Elastic Modulus of Refill Soil = 10000.00
>> Gap of Refill Soil = 0.050

>> VERTICAL POINTS ARE GENERATED AT SPECIFIC POINTS AS SOIL BOUNDARY,
STRUT,ANCHOR AND SLAB LOCATION,LOADING LOCATION ETC.

ADITIONAL POINTS ARE GENERATED IN 0.10 m INTERVAL

>> VERTICAL DIVISION POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00								

>> PRINT OUT POINTS <<

(1)	0.00	(2)	0.10	(3)	0.20	(4)	0.30	(5)	0.40
(6)	0.50	(7)	0.60	(8)	0.70	(9)	0.80	(10)	0.90
(11)	1.00	(12)	1.10	(13)	1.20	(14)	1.30	(15)	1.40
(16)	1.50	(17)	1.60	(18)	1.70	(19)	1.80	(20)	1.90
(21)	2.00	(22)	2.10	(23)	2.20	(24)	2.30	(25)	2.40
(26)	2.50	(27)	2.60	(28)	2.70	(29)	2.80	(30)	2.90
(31)	3.00								

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = e-e단면(sta.0+970.0).dat Date : 2014-07-22
Project : E-E단면 (STA.0+970.0) Time : 10:20:55

Step No. 1 << 1단계 굴착 : 0 M >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 0.00

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-0.13	-0.003	0.11	0.01		
2	0.10	-0.58	-0.13	-0.003	-0.05	0.01		
3	0.20	-0.73	-0.14	-0.003	-0.20	0.01		
4	0.30	-0.80	-0.14	-0.003	-0.19	-0.01		
5	0.40	-0.81	-0.15	-0.003	-0.19	-0.03		
6	0.50	-0.82	-0.15	-0.003	-0.18	-0.04		
7	0.60	-0.83	-0.16	-0.003	-0.10	-0.05		
8	0.70	-0.86	-0.17	-0.003	0.15	-0.05		
9	0.80	-0.89	-0.17	-0.003	0.33	-0.03		
10	0.90	-0.93	-0.18	-0.003	0.51	0.00		
11	1.00	-0.97	-0.18	-0.003	0.61	0.06		
12	1.10	-1.02	-0.19	-0.003	0.62	0.11		
13	1.20	-1.06	-0.19	-0.003	0.43	0.15		
14	1.30	-1.11	-0.20	-0.003	0.25	0.17		
15	1.40	-1.16	-0.20	-0.003	0.26	0.19		
16	1.50	-1.21	-0.21	-0.003	0.27	0.21		
17	1.60	-1.26	-0.22	-0.003	0.29	0.23		
18	1.70	-1.31	-0.22	-0.003	0.31	0.26		
19	1.80	-1.36	-0.23	-0.003	-0.24	0.26		
20	1.90	-1.41	-0.23	-0.003	-0.22	0.24		
21	2.00	-1.46	-0.24	-0.003	-0.44	0.23		
22	2.10	-1.51	-0.24	-0.003	-0.41	0.19		
23	2.20	-1.56	-0.25	-0.003	-0.38	0.16		
24	2.30	-1.61	-0.25	-0.003	-0.35	0.13		
25	2.40	-1.66	-0.26	-0.003	-0.32	0.10		
26	2.50	-1.72	-0.27	-0.003	-0.28	0.08		
27	2.60	-1.77	-0.27	-0.003	-0.25	0.06		
28	2.70	-1.82	-0.28	-0.003	-0.21	0.04		
29	2.80	-1.87	-0.28	-0.003	-0.17	0.03		
30	2.90	-1.92	-0.29	-0.003	-0.12	0.02		
31	3.00	-1.97	-0.29	-0.003	-0.26	0.02		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = e-e단면(sta.0+970.0).dat Date : 2014-07-22
Project : E-E단면 (STA.0+970.0) Time : 10:20:55

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.425 >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 1.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	0.00	-0.77	0.003	0.00	0.00		
2	0.10	0.00	-0.77	0.003	0.00	0.00		
3	0.20	0.00	-0.77	0.003	-0.79	0.00		
4	0.30	0.00	-0.76	0.003	-0.79	-0.08		
5	0.40	0.00	-0.76	0.003	-0.79	-0.16		
6	0.50	0.00	-0.75	0.003	-0.79	-0.24		
7	0.60	0.00	-0.75	0.003	-0.78	-0.31		
8	0.70	0.00	-0.74	0.003	0.74	-0.31		
9	0.80	0.00	-0.74	0.003	1.49	-0.24		
10	0.90	0.00	-0.73	0.003	2.24	-0.09		
11	1.00	0.47	-0.73	0.003	2.22	0.14		
12	1.10	2.27	-0.72	0.003	1.90	0.34		
13	1.20	4.08	-0.72	0.003	0.66	0.43		
14	1.30	5.89	-0.72	0.003	-0.93	0.38		
15	1.40	4.00	-0.71	0.003	-1.15	0.26		
16	1.50	-8.24	-0.71	0.003	-0.67	0.18		
17	1.60	-7.82	-0.70	0.003	-0.22	0.16		
18	1.70	-7.41	-0.70	0.003	0.55	0.18		
19	1.80	-6.99	-0.69	0.003	-0.86	0.16		
20	1.90	-6.58	-0.69	0.003	-0.53	0.11		
21	2.00	-6.16	-0.68	0.003	-0.93	0.09		
22	2.10	-5.75	-0.68	0.003	-0.68	0.03		
23	2.20	-5.33	-0.67	0.003	-0.47	-0.01		
24	2.30	-4.92	-0.67	0.003	-0.29	-0.03		
25	2.40	-4.50	-0.67	0.003	0.18	-0.03		
26	2.50	-4.09	-0.66	0.003	0.27	-0.03		
27	2.60	-3.68	-0.66	0.003	0.33	-0.01		
28	2.70	-3.26	-0.65	0.003	0.35	0.01		
29	2.80	-2.85	-0.65	0.003	0.32	0.03		
30	2.90	-2.44	-0.64	0.003	0.26	0.04		
31	3.00	-2.02	-0.64	0.003	-0.57	0.05		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = e-e단면(sta.0+970.0).dat Date : 2014-07-22
Project : E-E단면 (STA.0+970.0) Time : 10:20:55

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.425 >>

Ground Settlement by Caspe(1966) method
(see FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN 4th ed. p659)

Excavation Depth (HW) = 1.40 m
Average Phi to ex. depth = 27.00 Deg
Width of Excavation (B) = 10.00 m
Hp = (0.5 B tan(45+PHI/2) = 8.16 m
Ht = (Hw+Hp) = 9.56 m
Distance of Influnce D=Ht*tan(45-PHI/2)) = 5.86 m

Volume of deflection (Vs) = 0.00212 m3
Settlement at wall Sw = 4 Vs/D = 0.00145 m = -1.45 mm

Distance (m)	0.0*D 0.0	0.1*D 0.6	0.2*D 1.2	0.3*D 1.8	0.5*D 2.9	1.0*D 5.9
Settlement(mm)	-1.45	-1.17	-0.93	-0.71	-0.36	0.00

Note. The results shown are approximation recommended by Caspe.

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = e-e단면(sta.0+970.0).dat Date : 2014-07-22
Project : E-E단면 (STA.0+970.0) Time : 10:20:55

Step No. 2 << 최종 굴착 : 1.425 >>

WALL DEPTH CHECK - Cantilever Wall, FS = Mp/Ma at bottom of the wall

Node No.	Depth (m)	Active Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Active Moment (kNm)	Passive Press (kN/m2)	Other Press (kN/m2)	Passive Moment (kNm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00			
2	0.10	0.00	0.00	0.00			
3	0.20	0.00	0.00	0.00			
4	0.30	0.00	0.00	0.00			
5	0.40	0.00	0.00	0.00			
6	0.50	0.00	0.00	0.00			
7	0.60	0.00	0.00	0.00			
8	0.70	0.00	0.00	0.00			
9	0.80	0.00	0.00	0.00			
10	0.90	0.00	0.00	0.00			
11	1.00	0.00	0.00	0.00			
12	1.10	0.00	1.00	0.19			
13	1.20	0.00	2.00	0.36			
14	1.30	0.00	3.00	0.51			
15	1.40	0.00	4.00	0.64	-73.63	0.00	-11.78
16	1.50	0.00	4.00	0.60	-76.68	0.00	-11.50
17	1.60	0.00	4.00	0.56	-79.72	0.00	-11.16
18	1.70	0.00	4.00	0.52	-82.77	0.00	-10.76
19	1.80	0.00	4.00	0.48	-85.82	0.00	-10.30
20	1.90	0.00	4.00	0.44	-88.87	0.00	-9.78
21	2.00	0.00	4.00	0.40	-91.92	0.00	-9.19
22	2.10	0.00	4.00	0.36	-94.97	0.00	-8.55
23	2.20	0.00	4.00	0.32	-98.02	0.00	-7.84
24	2.30	0.00	4.00	0.28	-101.07	0.00	-7.07
25	2.40	0.00	4.00	0.24	-104.12	0.00	-6.25
26	2.50	0.00	4.00	0.20	-107.17	0.00	-5.36
27	2.60	0.00	4.00	0.16	-110.22	0.00	-4.41
28	2.70	0.00	4.00	0.12	-113.27	0.00	-3.40
29	2.80	0.00	4.00	0.08	-116.31	0.00	-2.33
30	2.90	0.00	4.00	0.04	-119.36	0.00	-1.19
31	3.00	0.00	4.00	0.00	-122.41	0.00	0.00
		0.00	74.00	6.50	-1666.33	0.00	-120.87

Total Active Moment (Ma) = 6.50
Total Passive Moment (Mp) = -120.87
Factor Of Safety (Mp/Ma) = 18.59

1.3 is recommended for Minimum Factor of Safety

S U N E X Ver w5.74 ,Copyright 1994 by Geo Group Eng Co., Ltd.
Serial No. : 2002-406 User :
Input Data File = e-e단면(sta.0+970.0).dat Date : 2014-07-22
Project : E-E단면 (STA.0+970.0) Time : 10:20:55

Step No. 3 << PECK CHECK >>

RESULTANTS OF PRESSURE, DISPLACEMENT, ROTATION, SHEAR, MOMENT etc.
EXCAVATION DEPTH = 1.40

Node No.	Depth (m)	*1 Final Press (kN/m2)	Wall Disp. (mm)	Rotation Angle (deg)	Shear Force (kN/m)	Bending Moment (kN-m/m)	*2 Strt/Anchr Slab Pinit (kN/ea)	*3 Strt/Anchr Slab React (kN/ea)
1	0.00	2.25	-4.00	0.084	-0.01	0.00		
2	0.10	3.54	-3.86	0.084	-0.31	0.00		
3	0.20	4.86	-3.71	0.084	-4.53	-0.05		
4	0.30	6.22	-3.56	0.084	-5.08	-0.51		
5	0.40	7.35	-3.42	0.084	-5.76	-1.06		
6	0.50	7.45	-3.27	0.084	-6.50	-1.68		
7	0.60	7.55	-3.12	0.084	-7.22	-2.36		
8	0.70	7.65	-2.98	0.084	-4.78	-2.78		
9	0.80	7.74	-2.83	0.084	-2.50	-2.98		
10	0.90	7.83	-2.68	0.084	2.34	-2.96		
11	1.00	7.92	-2.54	0.084	1.58	-2.75		
12	1.10	9.01	-2.39	0.084	-1.74	-2.62		
13	1.20	10.09	-2.24	0.084	-4.99	-2.84		
14	1.30	11.18	-2.10	0.084	-6.06	-3.37		
15	1.40	12.27	-1.95	0.084	-5.48	-4.02		
16	1.50	-29.32	-1.80	0.084	-2.84	-4.39		
17	1.60	-25.85	-1.66	0.084	-0.52	-4.51		
18	1.70	-22.39	-1.51	0.084	1.89	-4.42		
19	1.80	-18.92	-1.37	0.084	2.02	-4.31		
20	1.90	-15.46	-1.22	0.084	1.98	-4.18		
21	2.00	-16.87	-1.07	0.084	3.28	-3.92		
22	2.10	-13.41	-0.93	0.084	3.41	-3.64		
23	2.20	-9.95	-0.78	0.084	4.34	-3.25		
24	2.30	-6.49	-0.63	0.084	4.95	-2.79		
25	2.40	-3.03	-0.49	0.084	5.26	-2.27		
26	2.50	0.43	-0.34	0.084	5.26	-1.74		
27	2.60	3.88	-0.20	0.084	4.96	-1.22		
28	2.70	7.34	-0.05	0.084	4.35	-0.75		
29	2.80	13.08	0.10	0.084	3.36	-0.35		
30	2.90	19.88	0.24	0.084	1.83	-0.07		
31	3.00	17.81	0.39	0.084	0.17	0.01		

Note 1) Final pressure shown are resultant one including earth press., water press. and other press. both side of wall. (+) when pushes to exca. side
2) Sign of support force is (+) when it pushes to wall side
3) Pressure, Shear and Moment is per m
4) Support Force is (kN/ea). For Anchor, inclination was included in the Calculation

노트 1) Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다
굴착측으로 작용할때 (+) 이다
2) 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다
3) 압력, 전단력 및 모멘트는 벽체폭 1m 당이다
4) 지보공의 축력은 1개당의 값이며, 앵커의 경우, 경사로 인하여 증가된 값이 포함 되어있다

TOTAL SOLUTION TIME = 0.11 SEC

공동구 받침 구조물 구조계산서
TYPE 1 - 일반구간

1. 설 계 기 준

2. 일반도

3. 구조 계산

4. 단면검토

1. 설 계 기 준

1.1 구조물 형식 : 철근콘크리트 (R.C) 구조

1.2 설 계 방 법 : 강도설계법

1.3 적용 프로그램 : Midas Civil 2012

1.4 재 료 특 성

구 분	항복강도	탄성계수	포아슨 비	선팽창계수
콘크리트	f_{ck} = 24 MPa	E_c = 26965 MPa	0.180	1.0×10^{-5}/ ℃
철근	f_y = 300 MPa	E_s = 200000 MPa	-	1.0×10^{-5}/ ℃

1.5 하 중 조 건

① 고 정 하 중

- 재료의 단위중량 (단위:kN/㎥)

재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	비 고
철근콘크리트	25.00	흙(보통)	19.00	강재	78.50	
무근콘크리트	23.50	흙(수중)	10.00	아스팔트포장	23.00	
자갈,모래	19.00	흙(포화)	20.00	물	10.00	

② 활 하 중

- 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중(kN/㎡)	토피(m)	활하중(kN/㎡)
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

③ 지진하중

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
내진성능목표	Ⅰ등급 (재현주기 100년)	Ⅰ등급 (재현주기 1,000년)
지 진 구 역	Ⅰ구역	

1.6 참 고 문 헌

① 콘크리트 구조기준 (2012, 국토해양부)

② 도로교 설계기준 (2010, 대한토목학회)

③ 철도설계기준 (2004, 대한토목학회)

④ 구조물 기초 설계기준 (2008, 건설교통부)

⑤ 도시철도 내진설계기준 (2009, 건설교통부)

2. 일반도

3. 구조 계산

3.1 하중 산정

1) 고정하중

① 구조물 자중 : Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하

② 공동구 자중

- 공동구 자중 W : 155.000 kN/m / 5.9 = 26.271 kN/m

2) 활하중

- 상부 토피(H) 2.8 m → 17.000 kN/㎡
- 활 하 중 L 17.000 = 17.000 kN/m

3) 연직토압

① 공동구 상면

- 포 장 : 0.800 × 23.000 = 18.400 kN/m
- 토 피 : 18.400 + 2.000 × 20.000 = 58.400 kN/m

② 공동구 받침 구조물 기초

- 토 피 : 16.1 × 20.000 = 322.000 kN/㎡

4) 지진하중

① 지진구역계수

지진구역	I	II
구역계수	**0.11**	0.07

② 위험도 계수

재현주기(년)	50	**100**	200	500	**1000**	2400
위험도 계수	0.40	**0.57**	0.73	1.00	**1.40**	2.00

③ 가속도계수

- 기능수행수준 : 0.11 × 0.57 = 0.063
- 붕괴방지수준 : 0.11 × 1.40 = 0.154

④ 관성력

- 공동구 받침 구조물 관성력은 Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하
- 공동구(기능수행수준) : 0.063 × 26.271 = 1.647 kN/m
- 공동구(붕괴방지수준) : 0.154 × 26.271 = 4.046 kN/m

⑤ 지진시 토압

– 지진시 토압계수

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta-\beta-\theta) \times \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta}}\right]^2}$$

○ 기능수행수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.094 /(1 − 0)) = 5.373 °

· i (뒷채움흙의 경사각) : 0 °

· β (벽체배면의 수직에 대한 각) : 0 °

· δ (흙과 벽체사이의 마찰각) : 15 °

· φ (흙의 내부마찰각) : 30 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.826

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.937

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.417

· $\cos\theta$ = 0.996

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.364

○ 붕괴방지수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.231 /(1 − 0)) = 13.007 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.915

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.883

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.292

· $\cos\theta$ = 0.974

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.483

– 지진시 토압

○ 기능수행수준

5.900 × 20.000 × 0.364 = 42.952 kN/㎡

16.10 × 20.000 × 0.364 = 117.208 kN/㎡

○ 붕괴방지수준

5.900 × 20.000 × 0.483 = 56.994 kN/㎡

16.10 × 20.000 × 0.483 = 155.526 kN/㎡

3.2 하중 조합

1) 계수하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
U-case01	1.20	1.60	1.60		
U-case02	1.20		1.00		
U-case03	0.90	0.90			
U-case04	1.20	1.20	1.00	1.40	
U-case05	0.90	0.90		1.40	
U-case06	1.20	1.20	1.00		1.00
U-case07	0.90	0.90			1.00

2) 사용하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
W-case01	1.00	1.00	1.00		
W-case02	1.00		1.00		
W-case03	0.90	0.90			
W-case04	1.00	1.00	1.00	1.00	
W-case05	0.90	0.90		1.00	

3.3 해석 모델

1) 지반반력 계수 산정

(1) 상 시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo}\,(B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서,

$E_o = 2{,}800 \times 20 = 56{,}000\ kN/m^2$

$K_{vo} = 1/0.3 > \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56{,}000 = 186{,}667\ kN/m^3$

$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(5.9 \times 5.9)} = 5.900\ m$

$$K_v = 186{,}667 \times \left(\frac{5.900}{0.3}\right)^{-3/4} = 19{,}988.0\ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = \lambda \cdot K_v$

여기서, K_{vsi} : 저판의 지반 전단스프링 상수(kN/m)

λ : 1/3 ~ 1/4 사이의 정수(= 1/3.5 적용)

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 19{,}988 = 5{,}711\ kN/m^3$

(2) 지진시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo}\,(B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{vo} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56{,}000 = 373{,}333\ kN/m^3$

$$K_v = 373{,}333 \times \left(\frac{5.900}{0.3}\right)^{-3/4} = 39{,}975.9\ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 39{,}976 = 11{,}422\ kN/m^3$

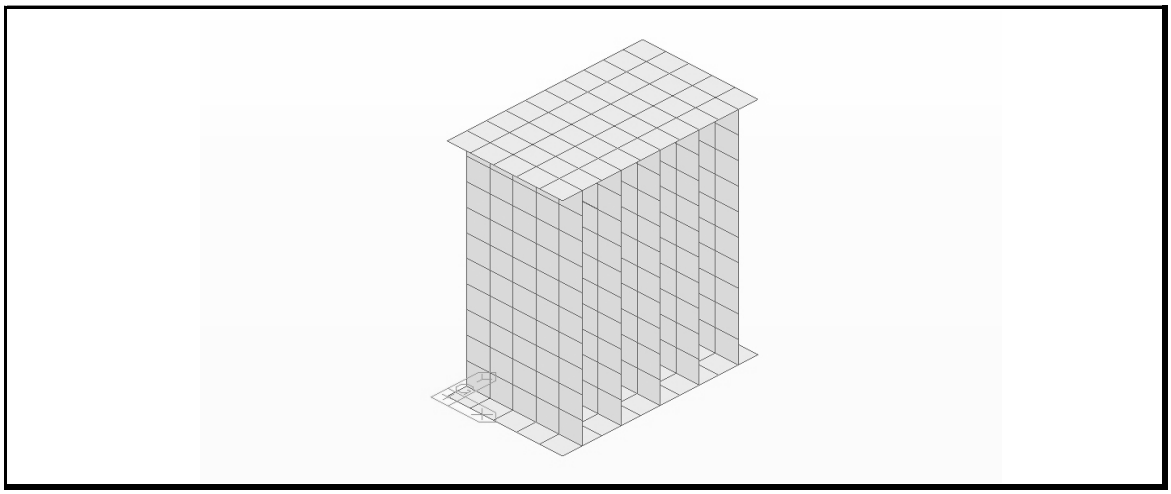
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o\,(B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56{,}000 = 373{,}333\ kN/m^3$

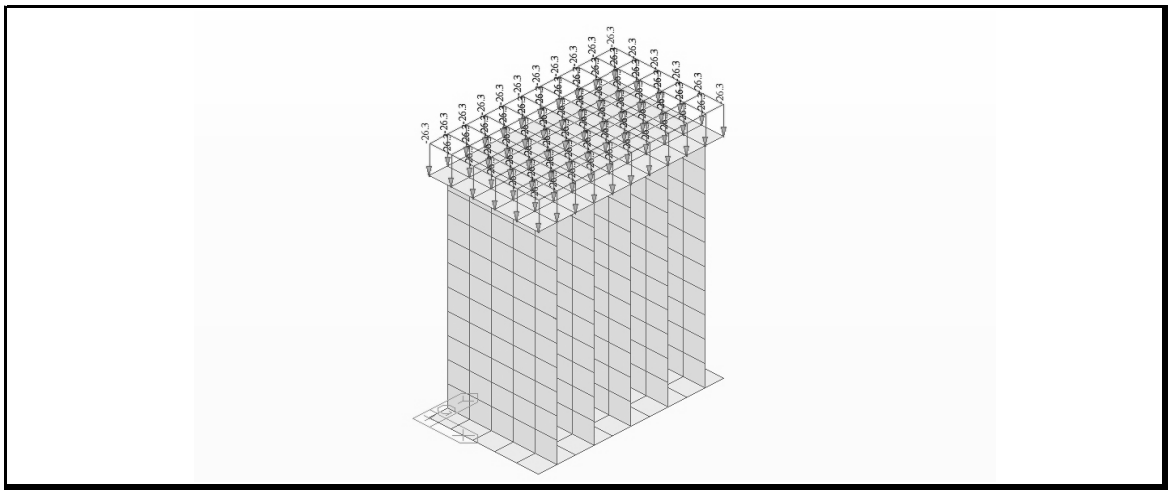
$$K_v = 373{,}333 \times \left(\frac{10.300}{0.3}\right)^{-3/4} = 26{,}321.4\ kN/m^3$$

2) 해석 모델

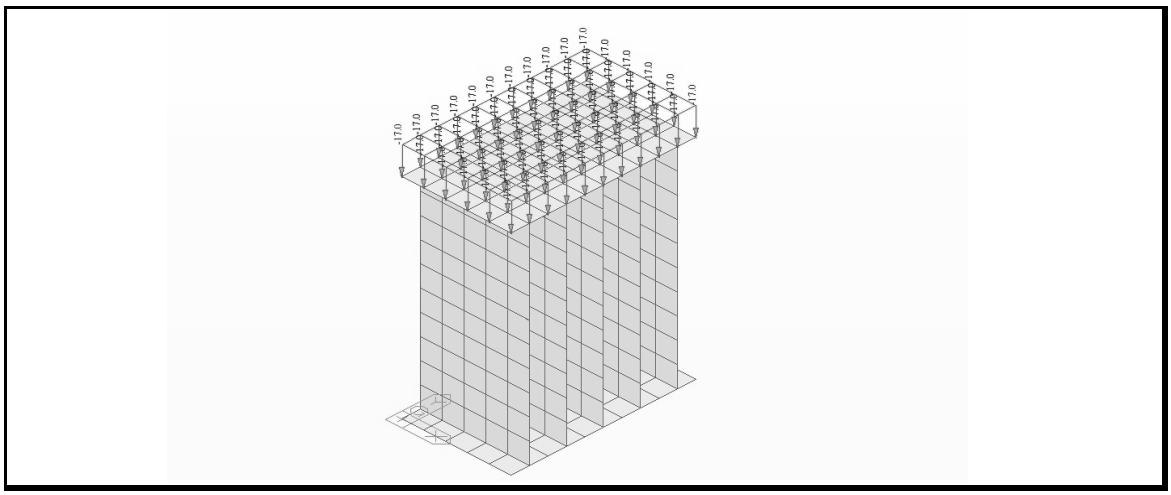


3.4 하중재하도

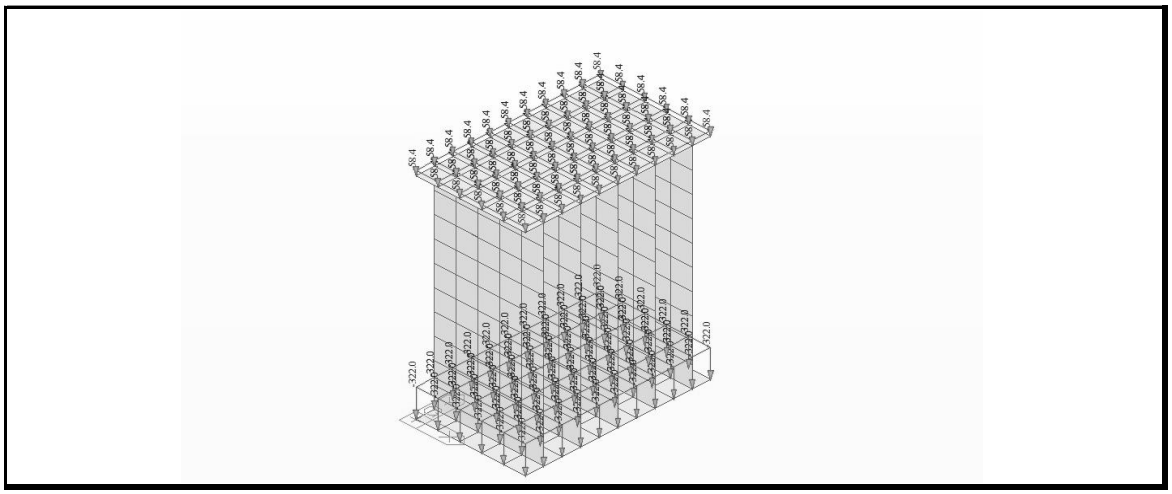
1) 고정하중



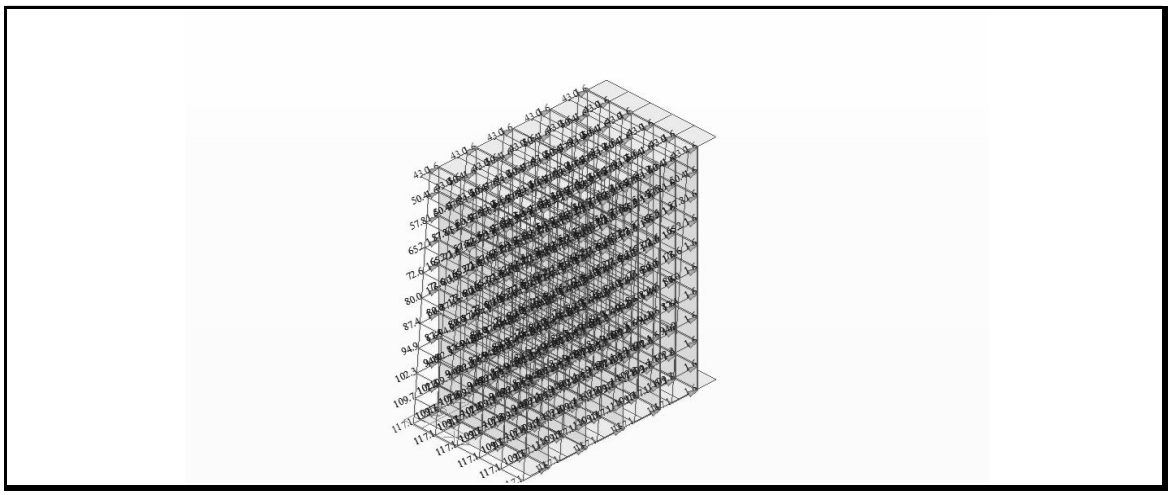
2) 활하중



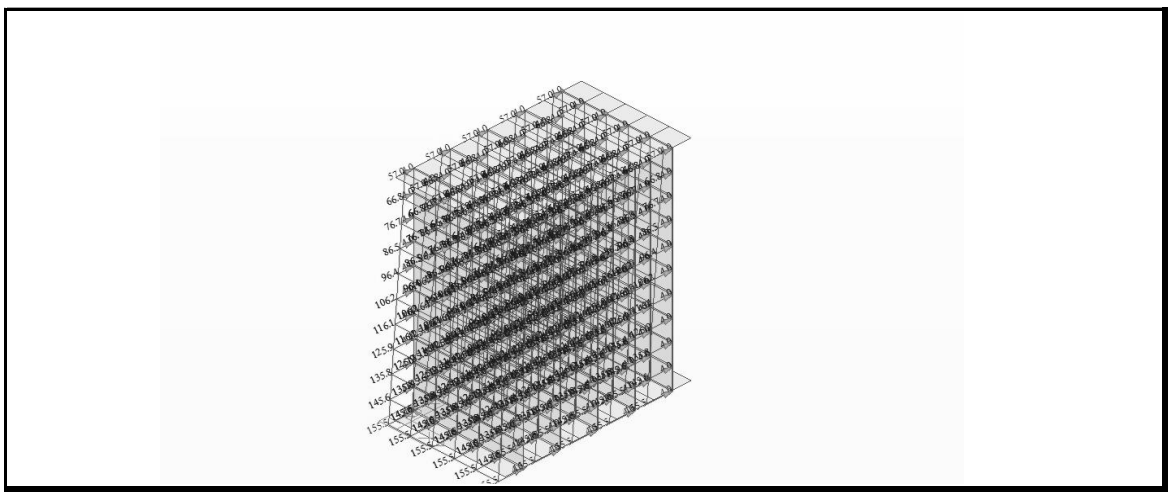
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

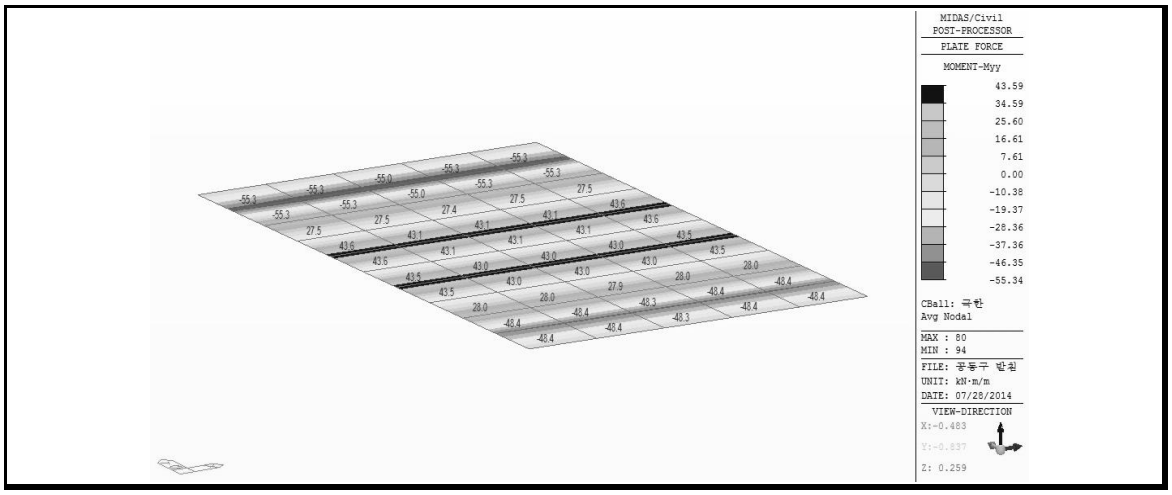
(1) 바닥슬래브

구 분		부재 높이	계수 하중		사용하중
			모멘트	전단력	모멘트
		mm	kN · m	kN	kN · m
상부슬래브	상면	400	55.000	82.500	37.400
	하면		43.100	82.500	29.300
벽체	상부	390	48.300	65.600	37.600
	하부		112.500	192.800	2.700
하부슬래브	상면	400	112.500	88.600	1.300
	하면		0.000		

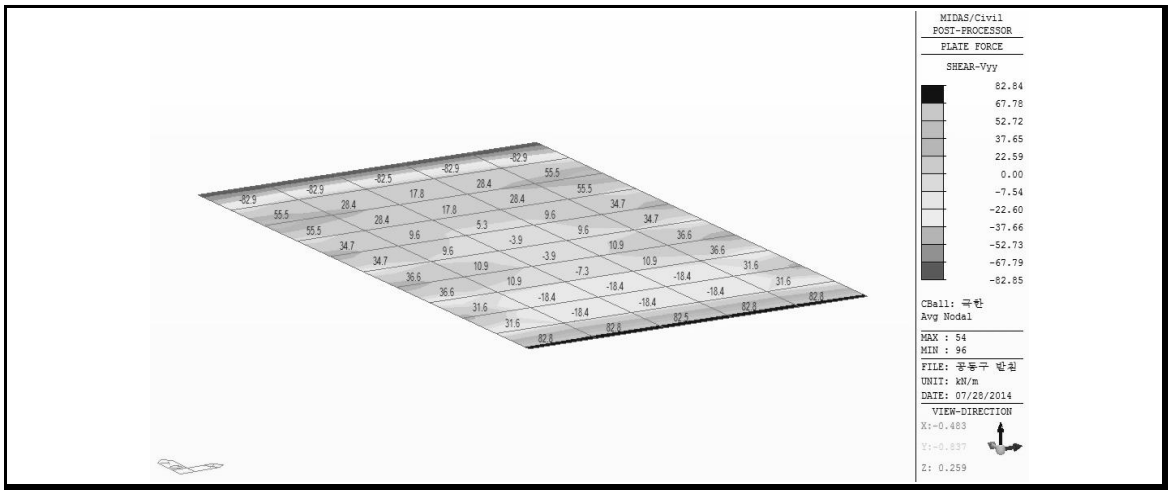
2) 부재력도

(1) 상부슬래브

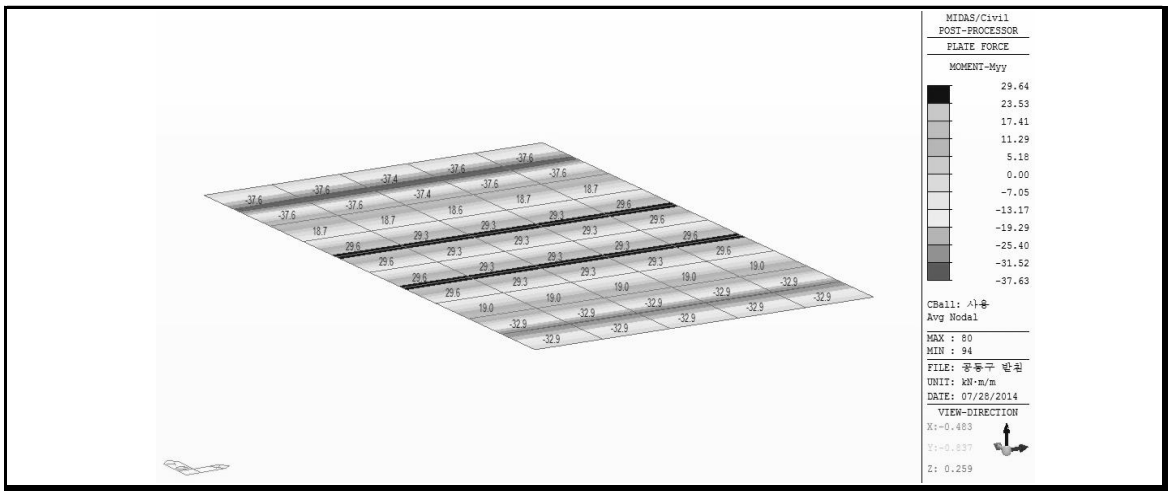
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

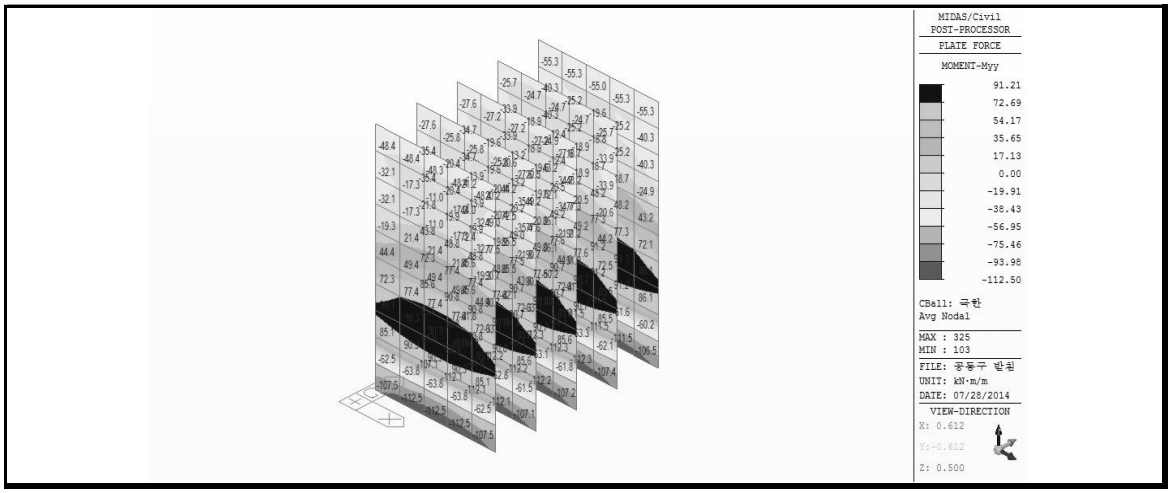


③ 사용하중 B.M.D

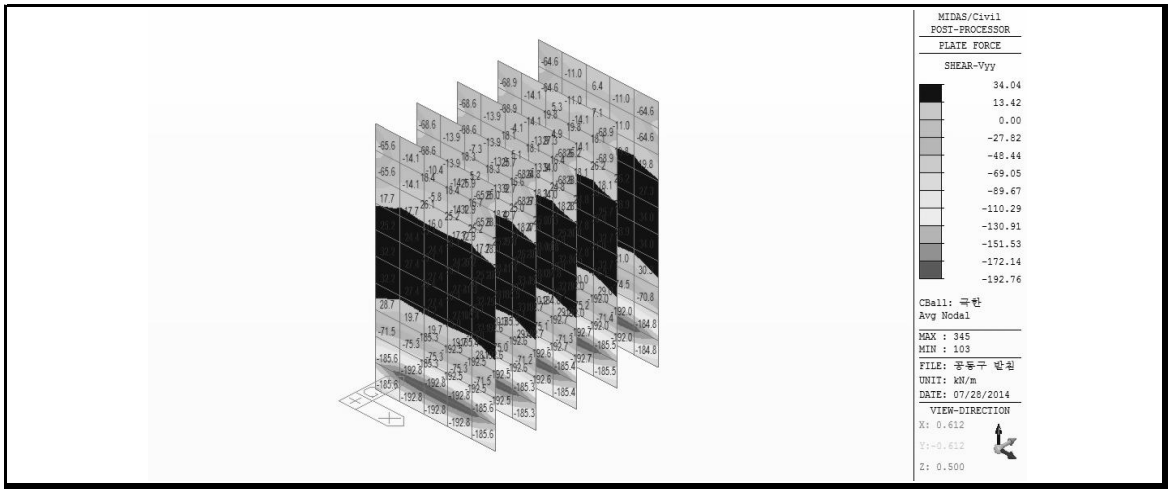


(2) 벽체

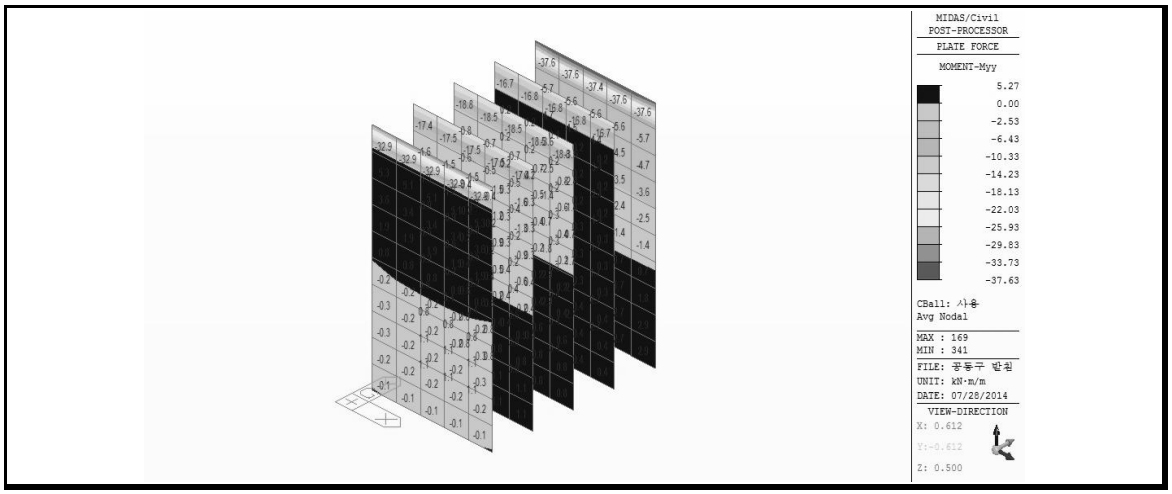
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

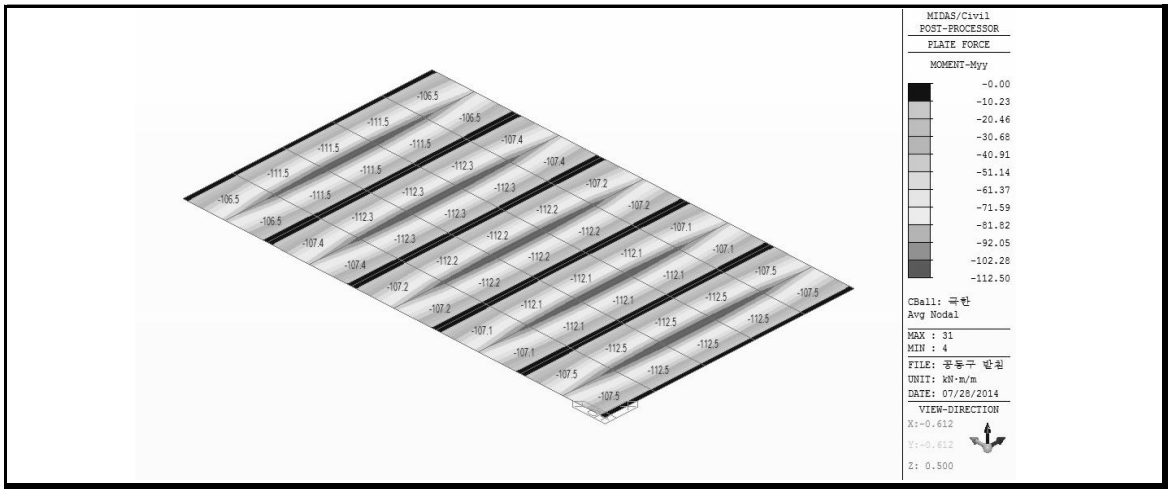


③ 사용하중 B.M.D

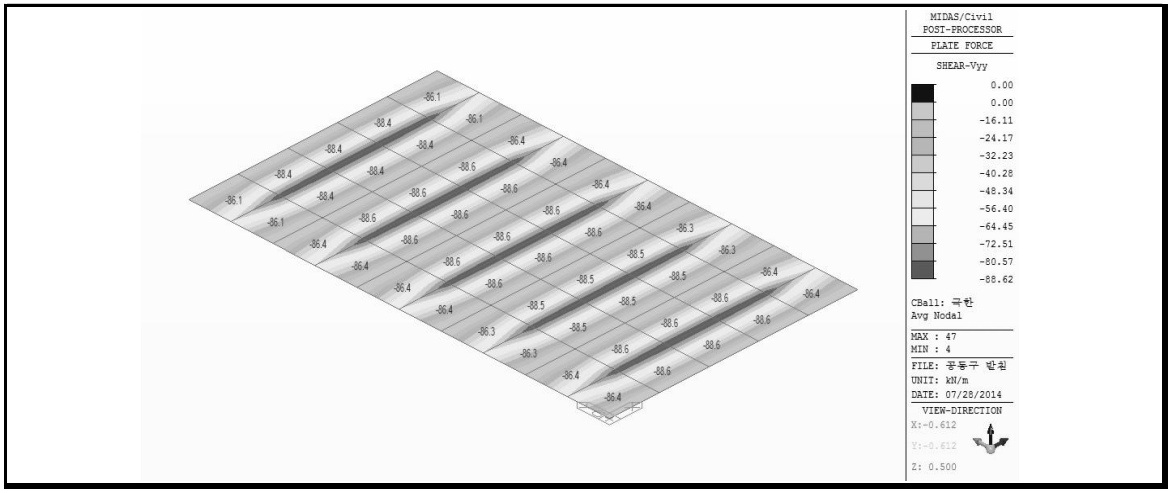


(3) 상부슬래브

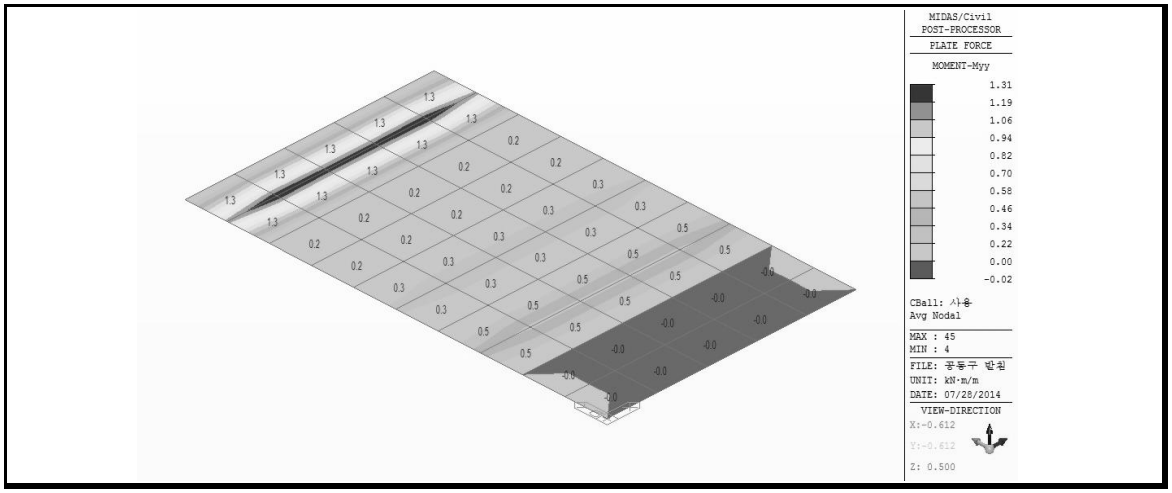
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D



③ 사용하중 B.M.D



4. 단면검토

4.1 상부슬래브 상면

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	55.000	kN.m	· Vu =	82.500	kN	· M =	37.400	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.927 cm^2 [p = 0.00216]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 1.73 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 9.236 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	16	@	200	=	9.930	cm^2	[	5.0	EA/m]	
				TOTAL	=	9.930	cm^2	[	p =	0.003103]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0529 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 79.18 kN.m > Mu = 55.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 82.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.44 Rs = Φv Vn / Vu = 2.38

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003103 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 37.40 × 1000 / [9.930 × 32.0 × 0.936] = 125.75 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 125.8) − 2.5 x 72 = 446 mm > 200 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 125.8) = 501 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.2 상부슬래브 하면

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	43.100	kN.m	· Vu =	82.500	kN	· M =	29.300	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 5.429 cm^2 [p = 0.00170]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 1.73 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	=	0.00467	⇒	MIN As =	14.944 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	=	0.00408	⇒	MIN As =	13.056 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t			⇒	MIN As =	5.000 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00467	⇒	MIN As =	14.944 cm^2	>	5.000 cm^2
			4/3·Req As	⇒	MIN As =	7.239 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D 16	@ 200	= 9.930	cm^2	[5.0	EA/m]	
		TOTAL	= 9.930	cm^2	[p = 0.003103]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0529 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 79.18 kN.m > Mu = 43.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 82.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.84 Rs = Φv Vn / Vu = 2.38

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003103 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ^{2}] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 29.30 × 1000 / [9.930 × 32.0 × 0.936] = 98.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 98.51) − 2.5 x 72 = 619 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 98.51) = 640 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.3 벽체 상부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	39	cm					
· Mu =	48.300	kN.m	· Vu =	65.600	kN	· M =	37.600	kN.m		
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단		
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	31.0	cm	· 전단력 d =	31.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.285 cm^2 [p = 0.00203]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 1.73 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN As =	12.648 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	4.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2	> 4.875	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	8.380 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	16	@	200	=	9.930	cm^2	[	5.0	EA/m]
				TOTAL	=	9.930	cm^2	[	p =	0.003203]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0511 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 76.65 kN.m > Mu = 48.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 65.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN > Vu = 65.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 65.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.59 Rs = Φv Vn / Vu = 2.89

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003203 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ^{2}] = 0.196

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.196 / 3 = 0.935

fs = M / [As·d·j]

= 37.60 × 1000 / [9.930 × 31.0 × 0.935] = 130.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 130.6) − 2.5 x 72 = 423 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 130.6) = 482 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.4 벽체 하부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	39	cm						
· Mu =	112.500	kN.m	· Vu =	192.800	kN	· M =	2.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	31.0	cm	· 전단력 d =	31.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 15.050 cm^2 [p = 0.00485]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,936 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.37 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	=	0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	=	0.00408	⇒	MIN As =	12.648 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t			⇒	MIN As =	4.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2	> 4.875	cm^2
			4/3·Req As	⇒	MIN As =	20.067 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	D	22	@	200	=	19.355	cm^2	[5.0	EA/m]	
				TOTAL	=	19.355	cm^2	[p =	0.006244]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.846 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.348 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0248 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 145.98 kN.m > Mu = 112.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN < Vu = 192.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN < Vu = 192.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN < Vu = 192.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 0.98

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006244 + √ [2 × 0.047 + 0.047 ^{2}] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 2.70 × 1000 / [19.355 × 31.0 × 0.912] = 4.93 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 4.93) − 2.5 x 69 = 15801 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 4.93) = 12779 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.5 하부슬래브 상면

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	112.500	kN.m	· Vu =	88.600	kN	· M =	1.300	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 14.553 cm^2 [p = 0.00455]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,936 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.37 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.944 cm^2	
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN	As =	13.056 cm^2	
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	5.000 cm^2	[일면 As]
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.944 cm^2	> 5.000 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	19.404 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	22	@	200	=	19.355	cm^2	[5.0	EA/m]
				TOTAL	=	19.355	cm^2	[p =	0.006048]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.846 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.348 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0257 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 150.91 kN.m > Mu = 112.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 88.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 88.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 88.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 2.21

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006048 + √ [2 × 0.045 + 0.045 ^{2}] = 0.259

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.259 / 3 = 0.914

fs = M / [As·d·j]

= 1.30 × 1000 / [19.355 × 32.0 × 0.914] = 2.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 2.3) − 2.5 x 69 = 34067 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 2.3) = 27391 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.6 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.400 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 0.400 = 800.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 0.400 x 1.000 = 600.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 13 @ 300 = 422.3 ㎟ h= 1200mm 이하

H 13 @ 300 = 422.3 ㎟

844.7 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 390 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.390 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.390 = 780.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.390 x 1.000 = 585.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 13 @ 300 = 422.333 ㎟ h= 1200mm 이하

H 13 @ 300 = 422.333 ㎟

844.666 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1170 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

하수박스 받침 구조물 구조계산서

1. 설 계 기 준

2. 일반도

3. 구조 계산

4. 단면검토

1. 설 계 기 준

1.1 구조물 형식 : 철근콘크리트 (R.C) 구조

1.2 설 계 방 법 : 강도설계법

1.3 적용 프로그램 : Midas Civil 2012

1.4 재 료 특 성

구 분	항복강도	탄성계수	포아슨 비	선팽창계수
콘크리트	f_{ck} = 24 MPa	E_c = 26965 MPa	0.180	1.0×10^{-5}/ ℃
철근	f_y = 300 MPa	E_s = 200000 MPa	-	1.0×10^{-5}/ ℃

1.5 하 중 조 건

① 고 정 하 중

- 재료의 단위중량 (단위:kN/㎥)

재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	비 고
철근콘크리트	25.00	흙(보통)	19.00	강재	78.50	
무근콘크리트	23.50	흙(수중)	10.00	아스팔트포장	23.00	
자갈,모래	19.00	흙(포화)	20.00	물	10.00	

② 활 하 중

- 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중(kN/㎡)	토피(m)	활하중(kN/㎡)
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

③ 지진하중

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
내진성능목표	Ⅰ등급 (재현주기 100년)	Ⅰ등급 (재현주기 1,000년)
지 진 구 역	Ⅰ구역	

1.6 참 고 문 헌

① 콘크리트 구조설계기준 해설(2007, 한국콘크리트학회)

② 도로교 설계기준 (2010, 대한토목학회)

③ 철도설계기준 (2004, 대한토목학회)

④ 구조물 기초 설계기준 (2008, 건설교통부)

⑤ 도시철도 내진설계기준 (2009, 건설교통부)

2. 일반도

3. 구조 계산

3.1 하중 산정

1) 고정하중

① 구조물 자중 : Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하

② 공동구 자중

- 공동구 자중 W : 82.500 kN/m / 3.6 = 22.917 kN/m

2) 활하중

- 상부 토피(H) 5.9 m → 15.000 kN/㎡
- 활 하 중 L 15.000 = 15.000 kN/m

3) 연직토압

① 공동구 상면

- 포 장 : 0.800 × 23.000 = 18.400 kN/m
- 토 피 : 18.400 + 5.100 × 20.000 = 120.400 kN/m

② 공동구 받침 구조물 기초

- 토 피 : 17.4 × 20.000 = 348.000 kN/㎡

4) 지진하중

① 지진구역계수

지진구역	I	II
구역계수	**0.11**	0.07

② 위험도 계수

재현주기(년)	50	**100**	200	500	**1000**	2400
위험도 계수	0.40	**0.57**	0.73	1.00	**1.40**	2.00

③ 가속도계수

- 기능수행수준 : 0.11 × 0.57 = 0.063
- 붕괴방지수준 : 0.11 × 1.40 = 0.154

④ 관성력

- 공동구 받침 구조물 관성력은 Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하
- 공동구(기능수행수준) : 0.063 × 22.917 = 1.437 kN/m
- 공동구(붕괴방지수준) : 0.154 × 22.917 = 3.529 kN/m

⑤ 지진시 토압

– 지진시 토압계수

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta-\beta-\theta) \times \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta) \cdot \sin(\varphi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta) \cdot \cos(i-\beta}}\right]^2}$$

○ 기능수행수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.094 /(1 – 0)) = 5.373 °

· i (뒷채움흙의 경사각) : 0 °

· β (벽체배면의 수직에 대한 각) : 0 °

· δ (흙과 벽체사이의 마찰각) : 15 °

· φ (흙의 내부마찰각) : 30 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.826

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.937

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.417

· $\cos\theta$ = 0.996

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.364

○ 붕괴방지수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.231 /(1 – 0)) = 13.007 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.915

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.883

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.292

· $\cos\theta$ = 0.974

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.483

– 지진시 토압

○ 기능수행수준

8.300 × 20.000 × 0.364 = 60.424 kN/㎡

17.40 × 20.000 × 0.364 = 126.672 kN/㎡

○ 붕괴방지수준

8.300 × 20.000 × 0.483 = 80.178 kN/㎡

17.40 × 20.000 × 0.483 = 168.084 kN/㎡

3.2 하중 조합

1) 계수하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
U-case01	1.20	1.60	1.60		
U-case02	1.20		1.00		
U-case03	0.90	0.90			
U-case04	1.20	1.20	1.00	1.40	
U-case05	0.90	0.90		1.40	
U-case06	1.20	1.20	1.00		1.00
U-case07	0.90	0.90			1.00

2) 사용하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
W-case01	1.00	1.00	1.00		
W-case02	1.00		1.00		
W-case03	0.90	0.90			
W-case04	1.00	1.00	1.00	1.00	
W-case05	0.90	0.90		1.00	

3.3 해석 모델

1) 지반반력 계수 산정

(1) 상 시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서,

$E_o = 2,800 \times 20 = 56,000$ kN/m²

$K_{vo} = 1/0.3 > \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56,000 = 186,667$ kN/m^3

$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(3.6 \times 3.6)} = 3.600$ m

$$K_v = 186,667 \times \left(\frac{3.600}{0.3}\right)^{-3/4} = 28,952.2 \text{ kN/㎥}$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = \lambda \cdot K_v$

여기서, K_{vsi} : 저판의 지반 전단스프링 상수(kN/m)

λ : 1/3 ~ 1/4 사이의 정수(= 1/3.5 적용)

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 28,952 = 8,272$ kN/㎥

(2) 지진시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{vo} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333$ kN/m^3

$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{3.600}{0.3}\right)^{-3/4} = 57,904.3 \text{ kN/㎥}$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 57,904 = 16,544$ kN/㎥

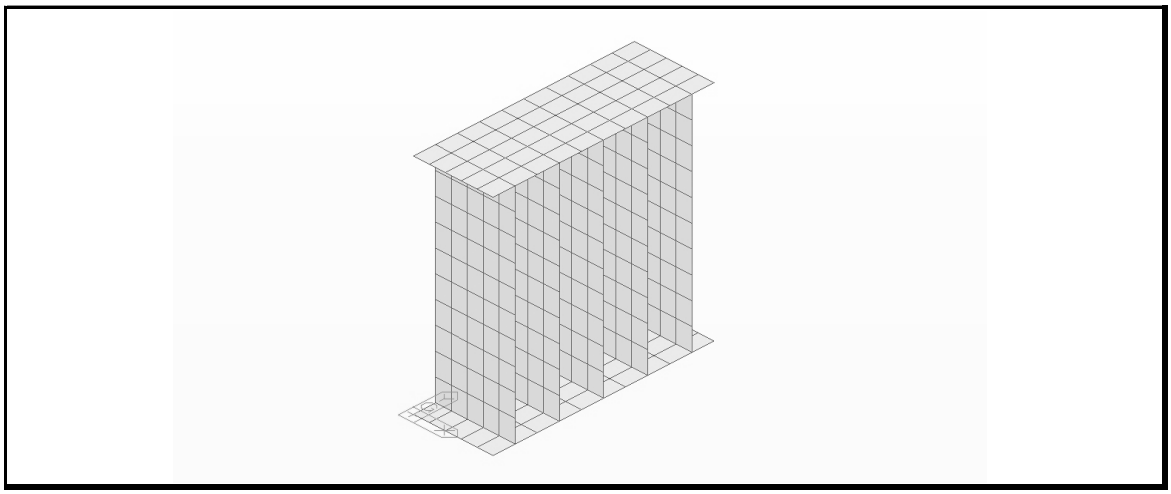
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333$ kN/m^3

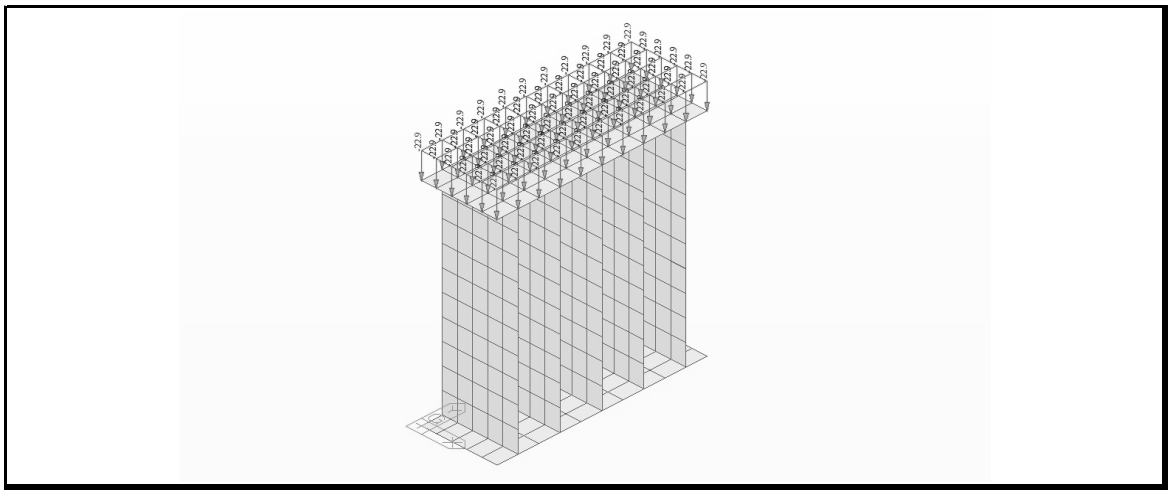
$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{9.200}{0.3}\right)^{-3/4} = 28,648.2 \text{ kN/㎥}$$

2) 해석 모델

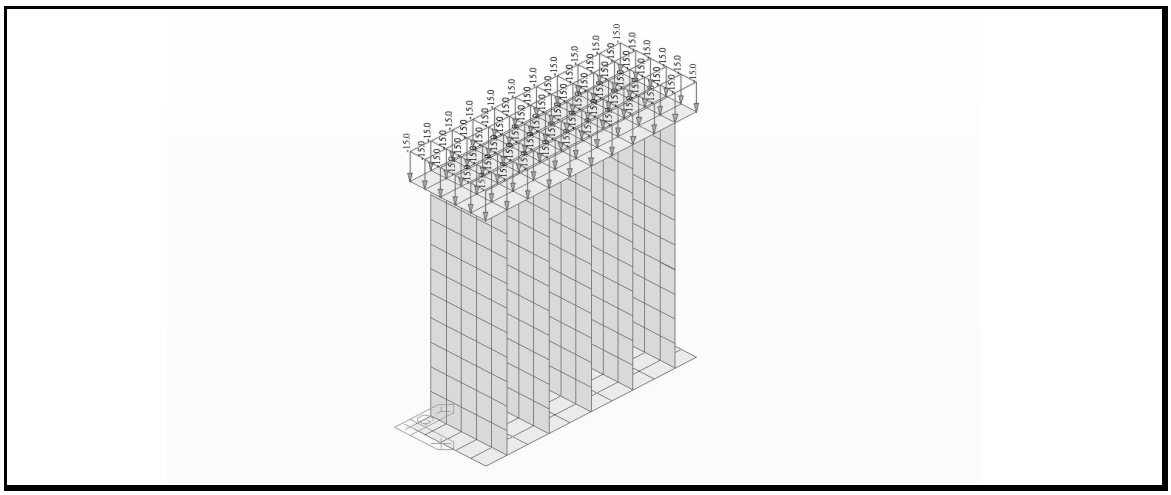


3.4 하중재하도

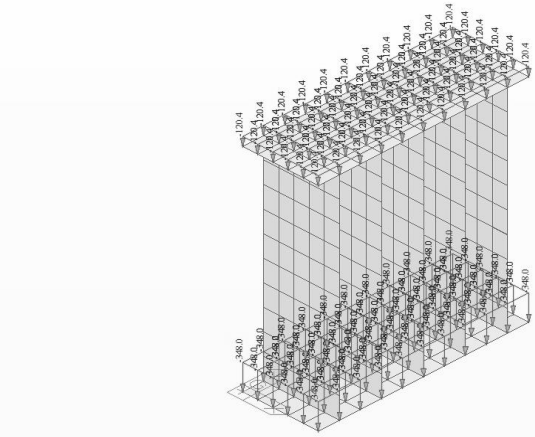
1) 고정하중



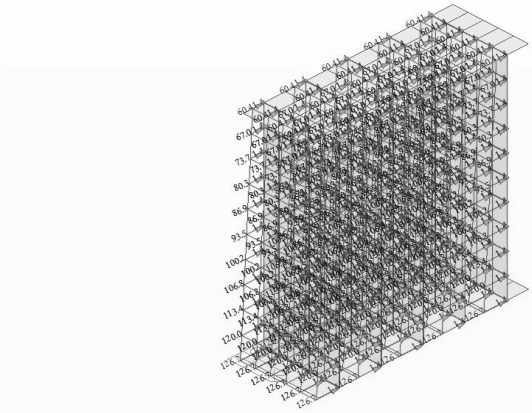
2) 활하중



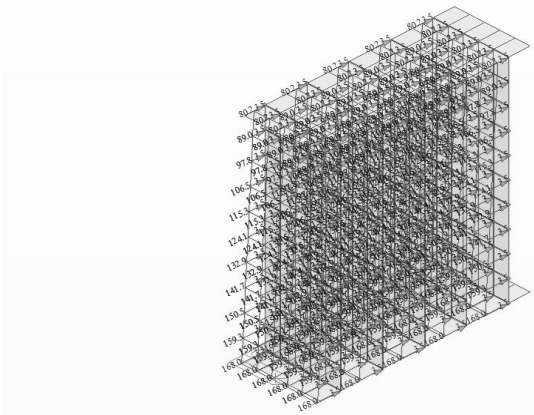
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

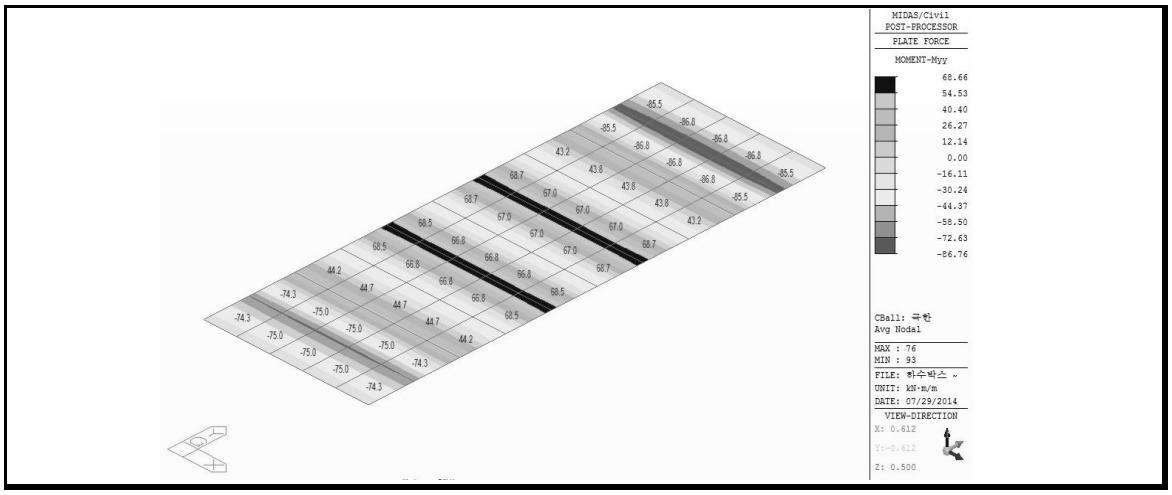
(1) 바닥슬래브

구 분		부재 높이	계수 하중		사용하중
			모멘트	전단력	모멘트
		mm	kN · m	kN	kN · m
상부슬래브	상면	400	86.800	130.100	57.000
	하면		67.000	130.100	44.000
벽체	상부	390	86.800	56.300	57.000
	하부		85.300	166.000	4.700
하부슬래브	상면	400	85.300	78.200	2.100
	하면				

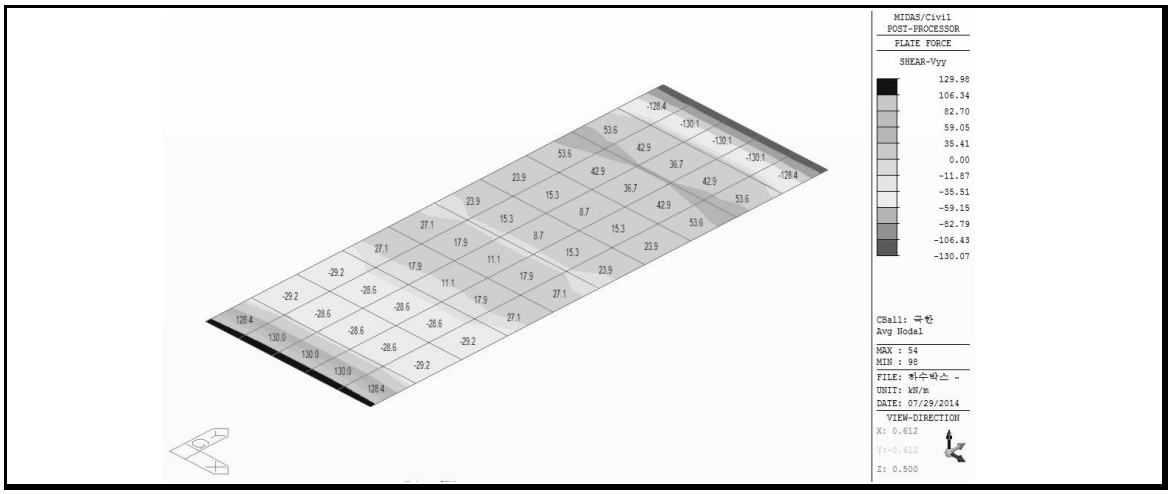
2) 부재력도

(1) 상부슬래브

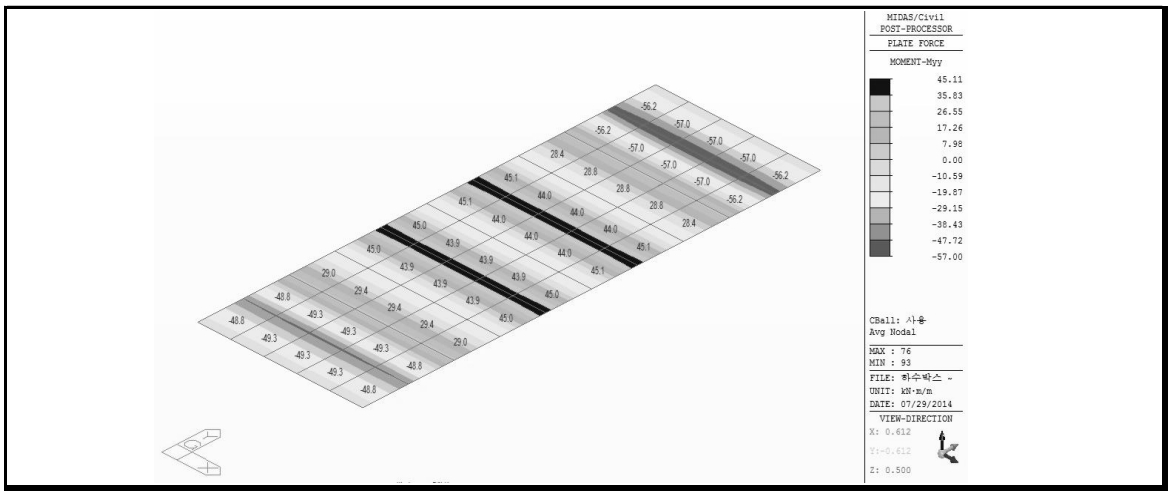
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

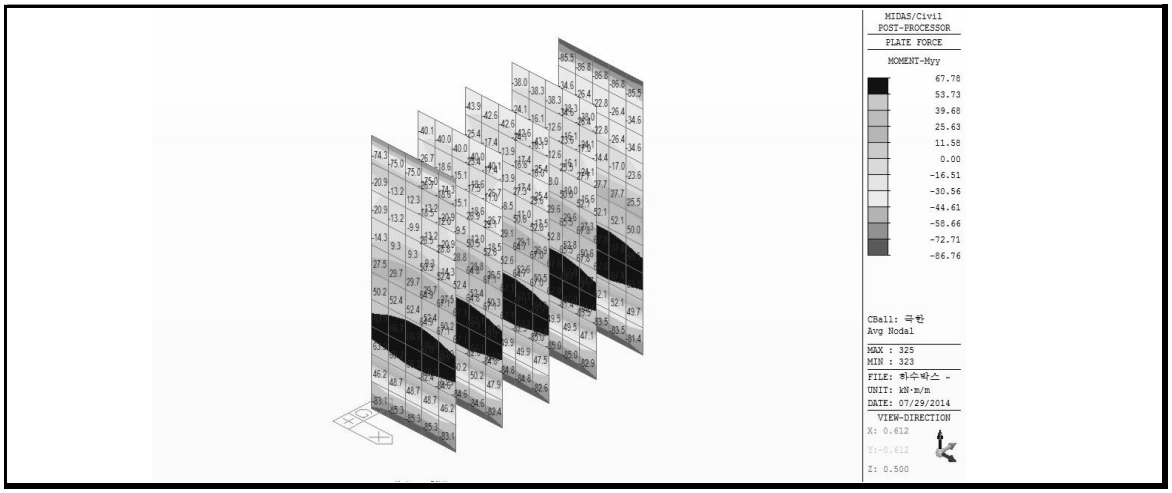


③ 사용하중 B.M.D

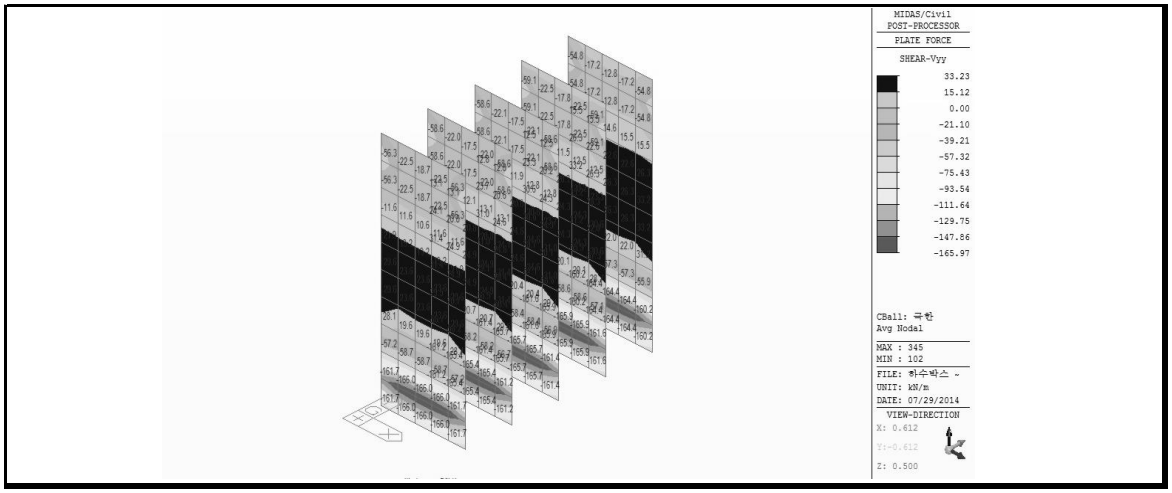


(2) 벽체

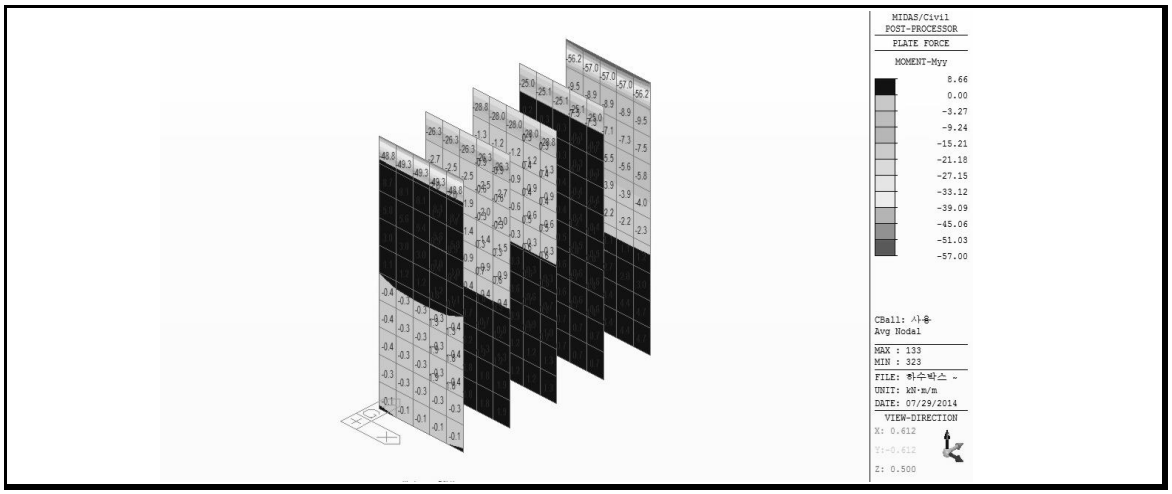
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

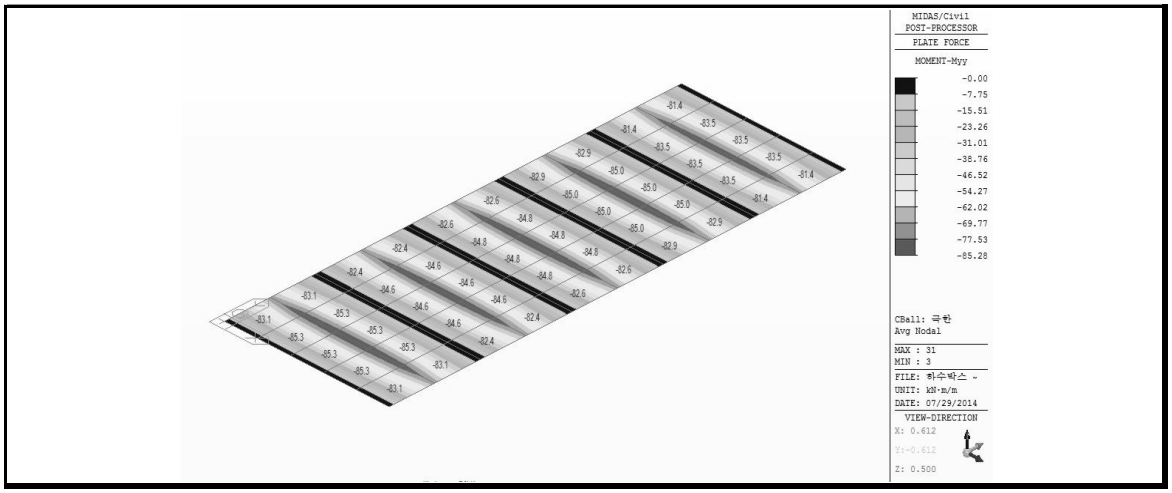


③ 사용하중 B.M.D

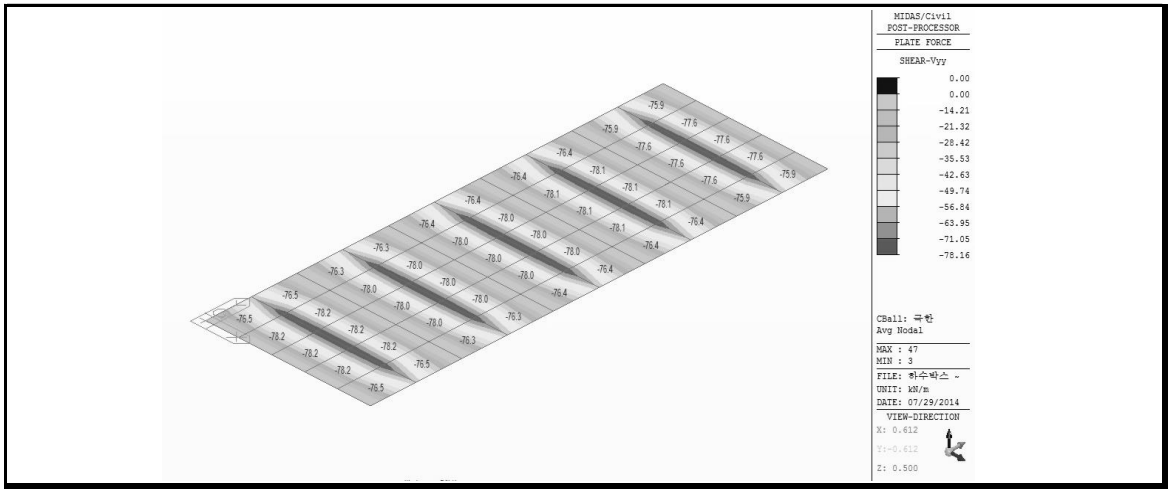


(3) 하부슬래브

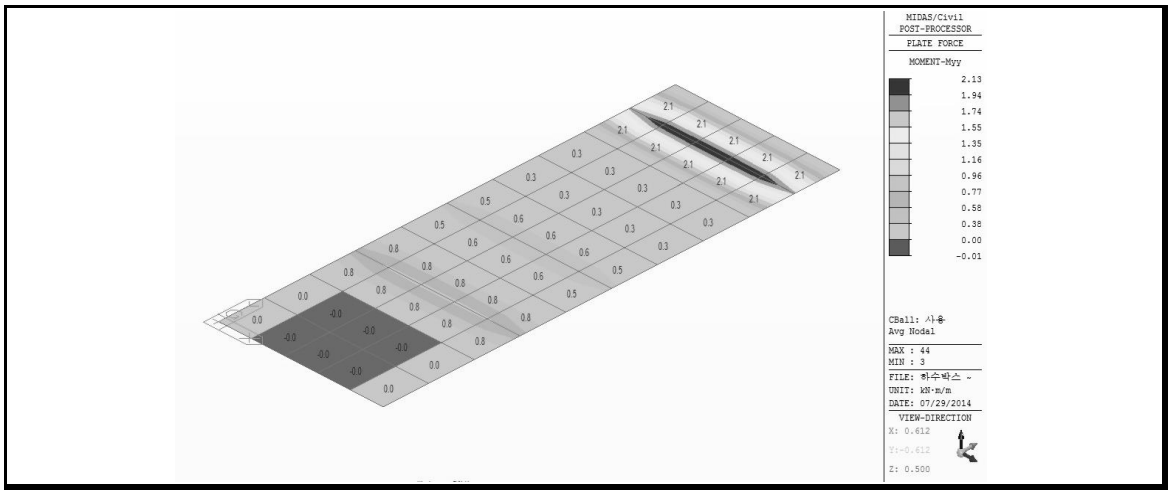
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D



③ 사용하중 B.M.D



4. 단면검토

4.1 상부슬래브 상면

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	86.800	kN.m	· Vu =	130.100	kN	· M =	57.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.070 cm^2 [p = 0.00346]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.760 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	19	@	200	=	14.325	cm^2	[	5.0	EA/m]	
				TOTAL	=	14.325	cm^2	[	p =	0.004477]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 113.04 kN.m > Mu = 86.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN < Vu = 130.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.51

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 57.00 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 134.57 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 134.6) − 2.5 x 70.5 = 409 mm > 200 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 134.6) = 468 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.2 상부슬래브 하면

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	67.000	kN.m	· Vu =	130.100	kN	· M =	44.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 8.545 cm^2 [p = 0.00267]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.944 cm^2	
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN	As =	13.056 cm^2	
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	5.000 cm^2	[일면 As]
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.944 cm^2	> 5.000 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	11.393 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D 19 @ 200	= 14.325 cm^2	[5.0 EA/m]			
	TOTAL	= 14.325 cm^2	[p = 0.004477]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 113.04 kN.m > Mu = 67.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN < Vu = 130.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.69 Rs = Φv Vn / Vu = 1.51

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 44.00 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 103.88 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 103.9) − 2.5 x 70.5 = 582 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 103.9) = 606 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.3 벽체 상부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	39	cm						
· Mu =	86.800	kN.m	· Vu =	56.300	kN	· M =	57.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	31.0	cm	· 전단력 d =	31.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.442 cm^2 [p = 0.00369]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.477 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN	As =	12.648 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	4.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN	As =	14.477 cm^2	> 4.875	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.256 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D 19 @ 200	= 14.325	cm^2	[5.0	EA/m]	
	TOTAL	= 14.325	cm^2	[p = 0.004621]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0345 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 109.39 kN.m > Mu = 86.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 56.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN > Vu = 56.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 56.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 3.37

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004621 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 57.00 × 1000 / [14.325 × 31.0 × 0.923] = 139.06 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 139.1) − 2.5 x 70.5 = 390 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 139.1) = 453 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.4 벽체 하부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	39	cm					
· Mu =	85.300	kN.m	· Vu =	166.000	kN	· M =	4.700	kN.m		
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단		
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	31.0	cm	· 전단력 d =	31.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.244 cm^2 [p = 0.00363]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 12.648 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 4.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2 > 4.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.992 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	19	@	200	=	14.325	cm^2	[5.0	EA/m]	
				TOTAL	=	14.325	cm^2	[p =	0.004621]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0345 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 109.39 kN.m > Mu = 85.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 166.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN < Vu = 166.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 166.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 1.14

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004621 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 4.70 × 1000 / [14.325 × 31.0 × 0.923] = 11.47 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 11.47) − 2.5 x 70.5 = 6689 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 11.47) = 5493 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.5 하부슬래브 상면

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	85.300	kN.m	· Vu =	78.200	kN	· M =	2.100	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 10.878 cm^2 [p = 0.00340]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.504 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	D	19	@	200	=	14.325	cm^2	[5.0	EA/m]	
				TOTAL	=	14.325	cm^2	[p =	0.004477]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/(= 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 113.04 kN.m > Mu = 85.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 78.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 78.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 78.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 2.51

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 2.10 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 4.96 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 4.96) − 2.5 x 70.5 = 15701 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 4.96) = 12702 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.6. 배력철근 산정

* **배력철근 계산**

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.400 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002	=	0.0020	x	0.400	=	800.0	㎟		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.400	x	1.000 =	600.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 13	@	300	=	422.3	㎟		h= 1200mm 이하
		H 13	@	300	=	422.3	㎟		
						844.7	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 390 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.390 m²

단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.390	=	780.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015	x	0.390	x	1.000 =	585.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 13	@	300	=	422.333	㎟		h= 1200mm 이하
		H 13	@	300	=	422.333	㎟		
						844.666	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1170 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

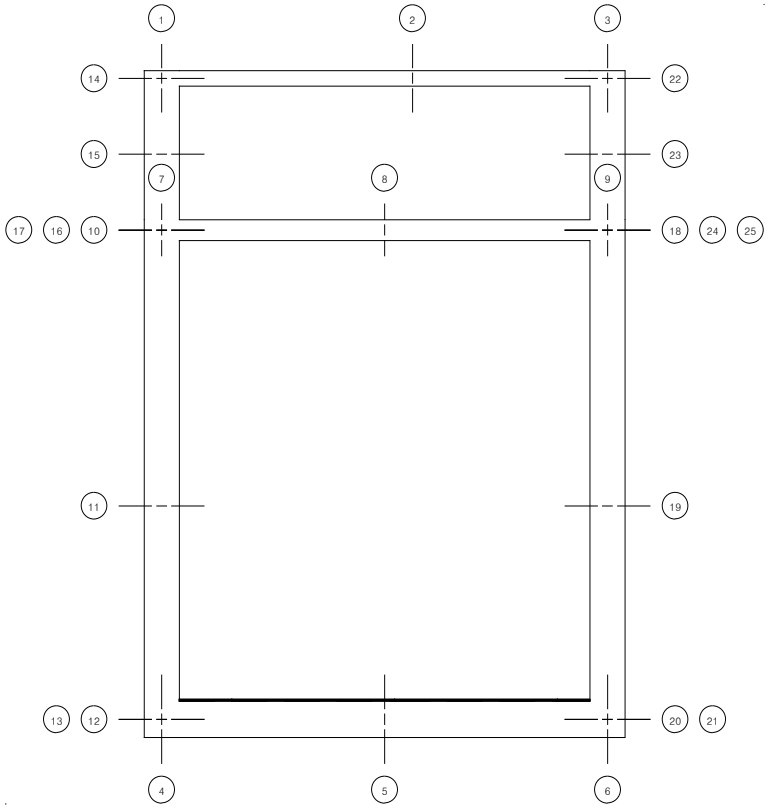
Ramp C BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+757.1 (BLOCK5 : 방수문)
▣ 토 피(FH) = -6.30 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 8.2M × 11.796M, 사각 : 90°)

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



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	155.87	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1077.312	729.692	0.677	N.G

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	220	71.27	111.36	991.77	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.42	111.36	427.23	H16 - 8.0EA	1588.80	3.54
		우측	3	1000	220	69.69	111.36	968.93	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1324.55	1557.72	7395.75	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.18
		중앙부	5	1000	620	634.07	715.78	3147.12	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		우측	6	1000	591	1327.21	1557.72	7412.70	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.59	351.11	3354.12	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	139.59	165.38	1331.28	H16 - 8.0EA	1588.80	1.18
		우측	9	1000	320	333.83	351.11	3379.30	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	929.88	1081.27	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.16
		추가1	11	1000	620	226.47	1695.15	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	7.49
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1211.28	1846.55	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.52
	2층	상부	14	1000	620	83.42	1340.53	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	336.15	1374.57	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.09
		중앙부	16	1000	620	411.05	588.10	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.43
		하부	17	1000	620	621.11	1145.59	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.84

우측벽체	1층	상부	18	1000	620	933.83	1080.41	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.16
		추가1	19	1000	620	231.08	1675.13	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	7.25
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1215.20	1845.71	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.52
	2층	상부	22	1000	620	81.74	1290.60	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	334.47	1418.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.24
		중앙부	24	1000	620	413.01	586.93	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.42
		하부	25	1000	620	619.43	1146.38	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.85

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	3	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		중앙부	5	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		우측	6	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	8	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	9	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	11	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	12	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	13	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	14	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	15	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	16	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	17	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
우측벽체	1층	1층(상부)	18	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	19	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	21	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	22	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	23	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	24	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	25	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	142.9	41.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	40.5	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	419.7	683.62	2.00	30.16	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	170.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	428.0	683.62	2.00	37.24	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	167.1	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	172.9	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	484.2	917.30	2.00	47.95	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	81.8	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	81.8	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	846.2	882.26	2.00	366.68	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	191.8	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	191.8	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	195.7	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	484.2	917.30	2.00	47.95	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	62.4	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	62.4	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	846.2	882.26	2.00	366.68	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	195.7	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	220	H16 - 8.0EA	125	268.489	O.K	2.148
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	819.310	O.K	6.554
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.211	O.K	2.234
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	246.936	O.K	1.975
		중앙부	5	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	187.029	O.K	1.496
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.937	O.K	1.967
중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	149.069	O.K	1.193
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	192.620	O.K	1.541
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.758	O.K	1.174
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	201.853	O.K	1.615
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1014.743	O.K	8.118
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	274.282	O.K	2.194
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	889.879	O.K	7.119
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	915.326	O.K	7.323
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	127.502	O.K	1.020
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	491.437	O.K	3.931

우측벽체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.723	O.K	1.598
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	994.524	O.K	7.956
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.610	O.K	2.181
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	909.134	O.K	7.273
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	922.524	O.K	7.380
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	126.061	O.K	1.008
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	494.378	O.K	3.955

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp C BOX (내공 : 8.2M × 11.796M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 4.728 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 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}) = 30.0 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) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -6.302 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

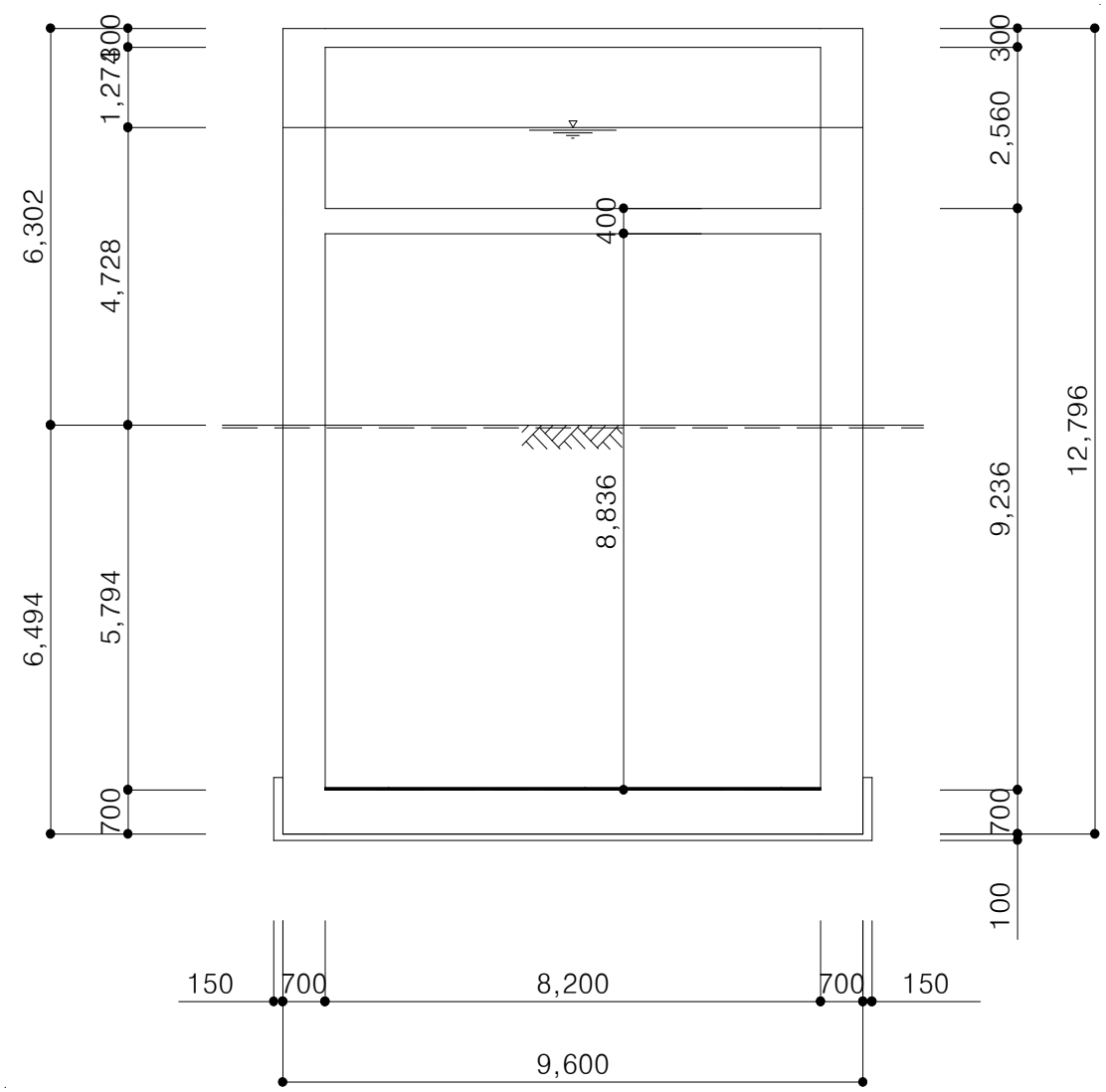
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


300
1,274
6,302
4,728
400
8,836
6,494
5,794
700
2,560
9,236
12,796
100
150
700
8,200
700
150
9,600

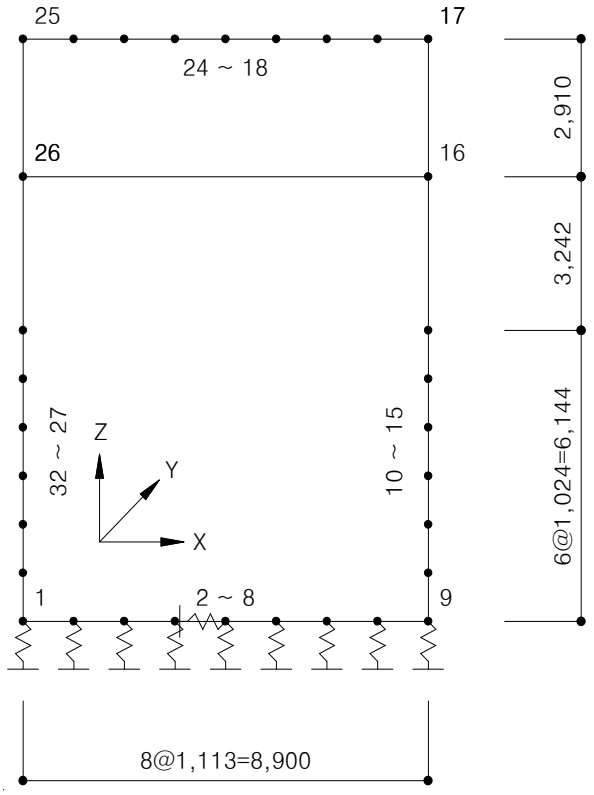
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

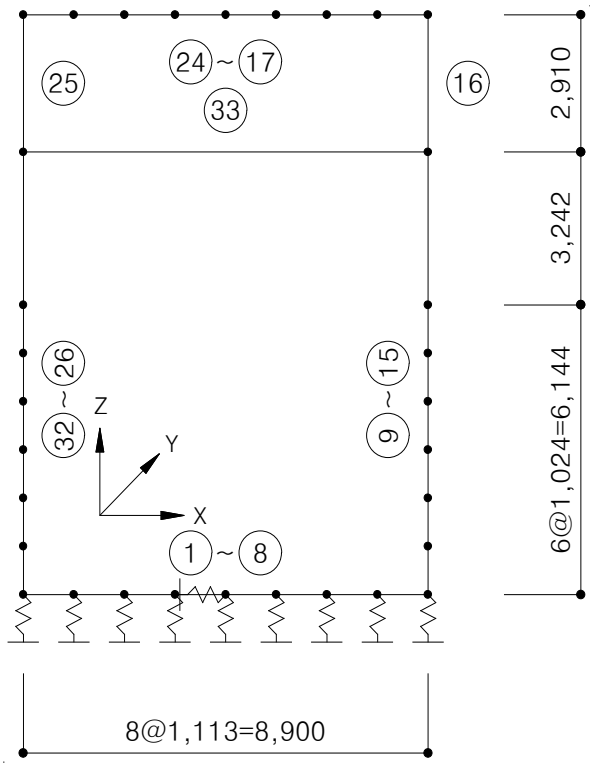
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

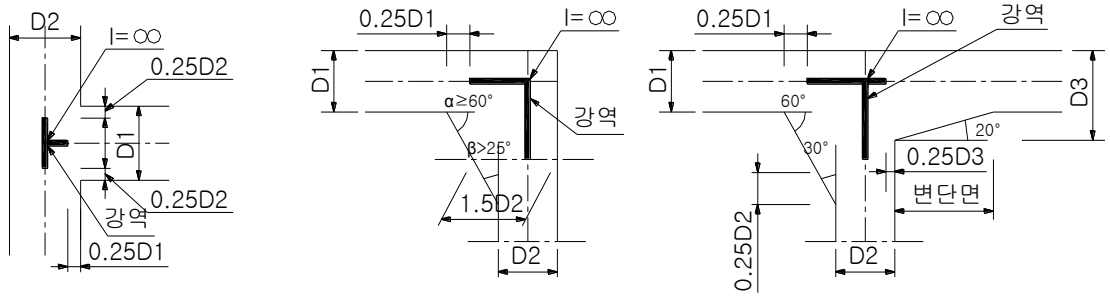
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~16,25~32
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(8) 1620096699 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 ㎜

(9) 1620096699 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(10) 1620096699 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

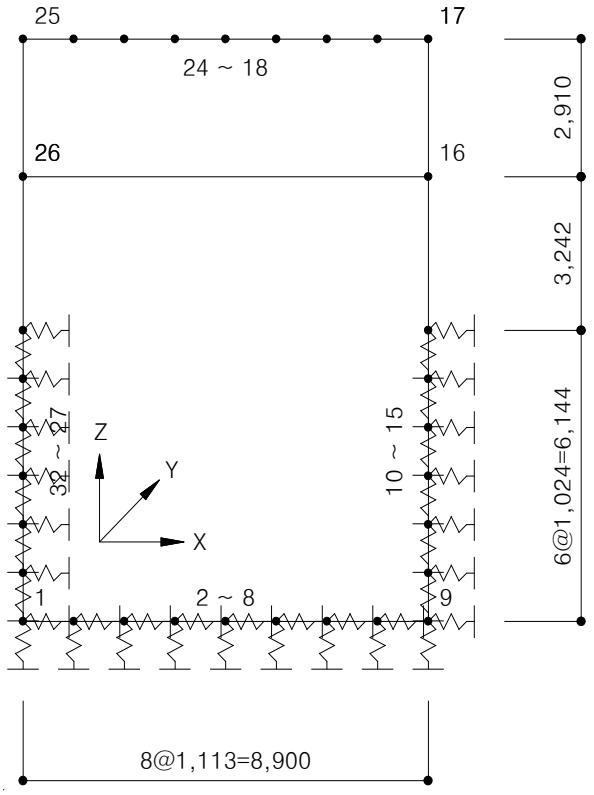
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

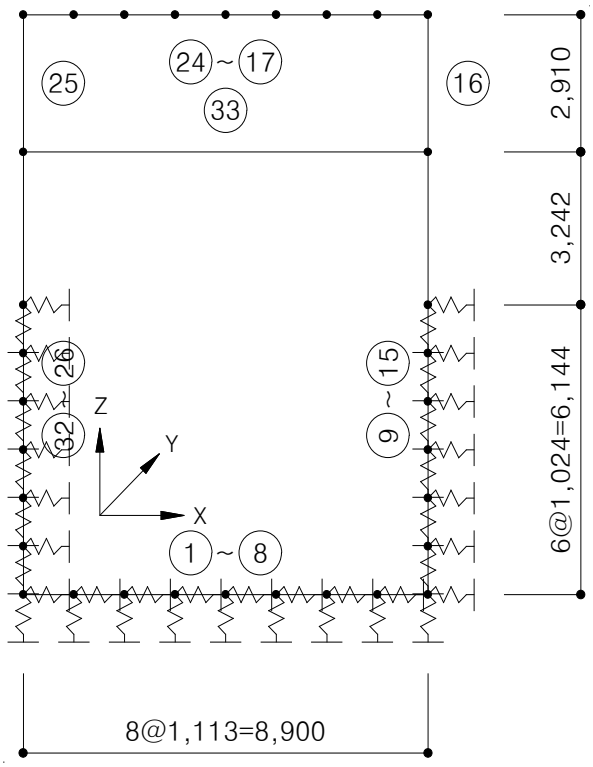
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

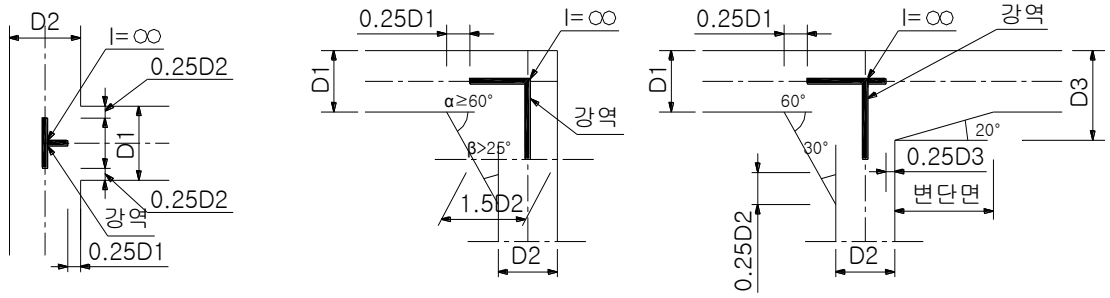
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~16,25~32
2	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(8) 1620096699 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(9) 1620096699 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(10) 1620096699 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(9.600 × 7.900) = 8.71 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (8.709 / 0.3)$^{-3/4}$ = 7462.77 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 6763 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 8302 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/㎡

Bv = √(B × L) = √(9.600 × 7.900) = 8.709 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (8.709 / 0.3)$^{-3/4}$ = 14926.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14926.080 = 4975.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/㎡

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1도층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(4) 측벽 : 제2도층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.024/2 + 1.024/2) = 13723 kN/m	10~14,28~32
Kss1	Kss x (1.024/2 + 1.024/2) = 4574 kN/m	
Kh2	Kh x (1.024/2 + 0.000/2) = 6861 kN/m	15,27
Kss2	Kss x (1.024/2 + 0.000/2) = 2287 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 16605 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.113/2 + 1.113/2) = 5535 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 13527 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	
Kv2	Kv x (1.113/2 + 0.700/2) = 13527 kN/m	17,25
Ksb2	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 -6.302m

- Wl1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 51.000 × 0.500 = 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 19.000 × 0.500 = 9.808 kN/m²
Wh3 = 9.808 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 19.536 kN/m²
Wh4 = 19.536 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 29.264 kN/m²
Wh5 = 29.264 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 38.992 kN/m²
Wh6 = 38.992 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 48.720 kN/m²
Wh7 = 48.720 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 58.448 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 30.000 × 0.500 = 15.220 kN/m²
Wh3 = 15.220 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 30.580 kN/m²
Wh4 = 30.580 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 45.940 kN/m²
Wh5 = 45.940 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 61.300 kN/m²
Wh6 = 61.300 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 76.660 kN/m²
Wh7 = 76.660 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 92.020 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = 4.728 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 1.486 × 10.000 = 14.860 kN/m²

Ww2 = 14.860 + 3.242 × 10.000 = 47.280 kN/m²

Ww3 = 47.280 + 1.024 × 10.000 = 57.520 kN/m²

Ww4 = 57.520 + 1.024 × 10.000 = 67.760 kN/m²

Ww5 = 67.760 + 1.024 × 10.000 = 78.000 kN/m²

Ww6 = 78.000 + 1.024 × 10.000 = 88.240 kN/m²

Ww7 = 88.240 + 1.024 × 10.000 = 98.480 kN/m²

Ww8 = 98.480 + 1.024 × 10.000 = 108.720 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (6.494 - -4.728) × 10.000 = 112.220 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755
Θ'	=	tan-1(kh/(1-kv)x￥t/￥sub),kv = 0	:	5.571

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha-\theta}{\cos(\alpha-\beta)\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 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
Θ'	=	tan-1(kh/(1-kv)x￥t/￥sub),kv = 0	:	2.285

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi\theta\beta}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha-\theta}{\cos(\alpha-\beta)\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 19.000 × 0.436 = 8.553 kN/m²
Wh3 = 8.553 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 17.035 kN/m²
Wh4 = 17.035 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 25.518 kN/m²
Wh5 = 25.518 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 34.001 kN/m²
Wh6 = 34.001 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 42.484 kN/m²
Wh7 = 42.484 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 50.967 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 19.000 × 0.372 = 7.297 kN/m²
Wh3 = 7.297 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 14.535 kN/m²
Wh4 = 14.535 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 21.772 kN/m²
Wh5 = 21.772 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 29.010 kN/m²
Wh6 = 29.010 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 36.248 kN/m²
Wh7 = 36.248 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 43.485 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 30.000 × 0.395 = 12.062 kN/m²
Wh3 = 12.062 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 24.196 kN/m²
Wh4 = 24.196 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 36.330 kN/m²
Wh5 = 36.330 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 48.465 kN/m²
Wh6 = 48.465 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 60.599 kN/m²
Wh7 = 60.599 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 72.734 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 30.000 × 0.357 = 10.881 kN/m²
Wh3 = 10.881 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 21.848 kN/m²
Wh4 = 21.848 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 32.815 kN/m²
Wh5 = 32.815 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 43.782 kN/m²
Wh6 = 43.782 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 54.749 kN/m²
Wh7 = 54.749 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 65.716 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.300×25.000×0.063 = 0.473	fu = 0.300×25.000×0.154 = 1.155

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

③ 중간슬래브

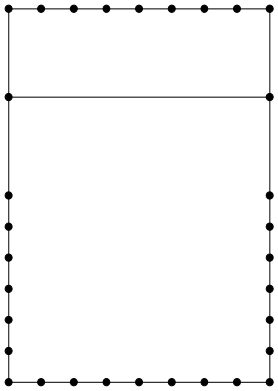
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	fb = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

④ 측벽

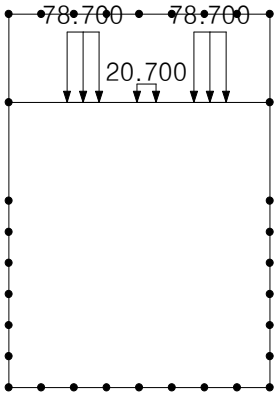
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f1 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f2 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f2 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f3 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f3 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f4 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f4 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f5 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f5 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f6 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f6 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f7 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f7 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f8 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f8 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f9 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f9 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

10. 하 중 재 하 (상시)

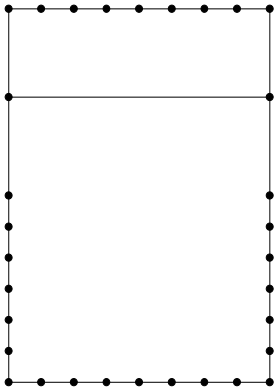
1) CASE1 - 구체자중(SW)



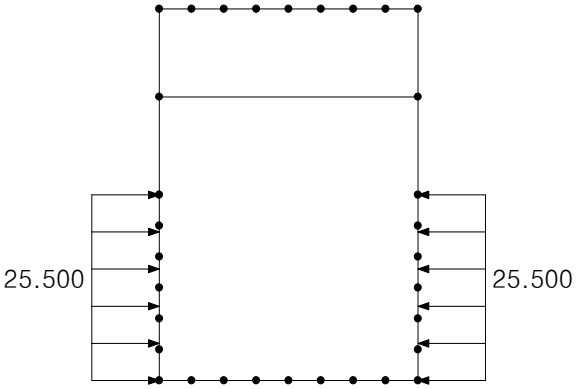
2) CASE2 - 권양기자중(GW)



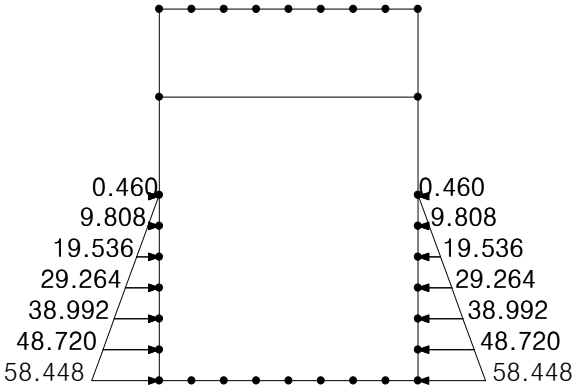
3) CASE3 - 만재활하중(LIVEFU)



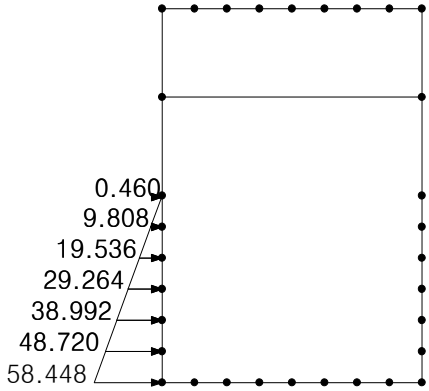
4) CASE4 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



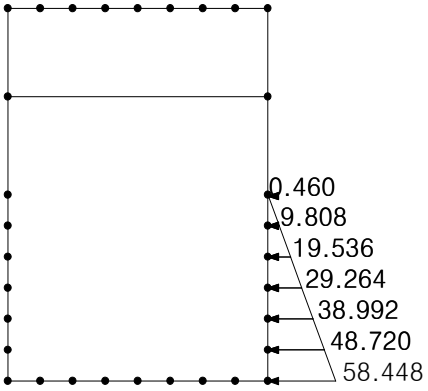
5) CASE5 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



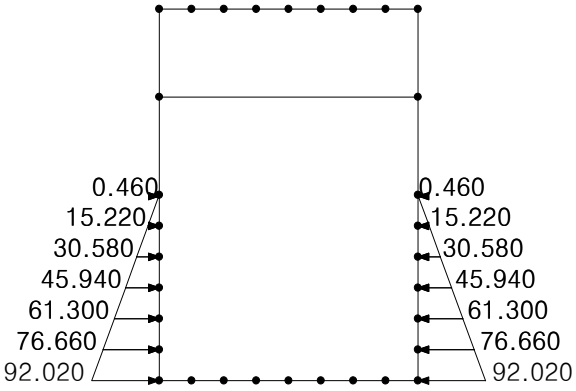
6) CASE6 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



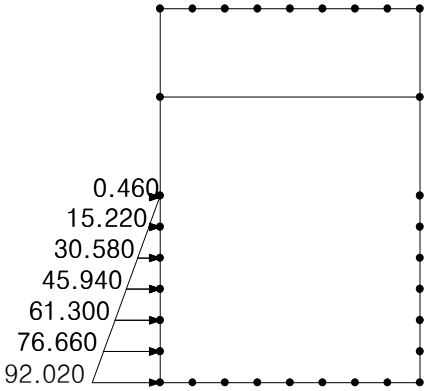
7) CASE7 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



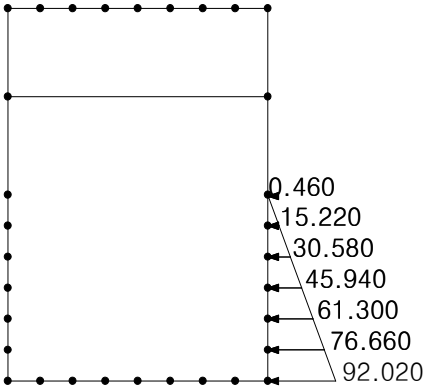
8) CASE8 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



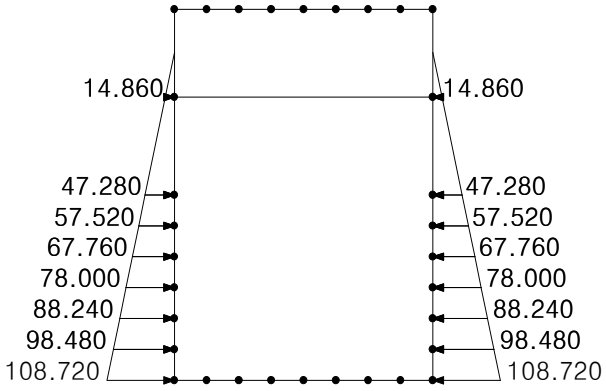
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



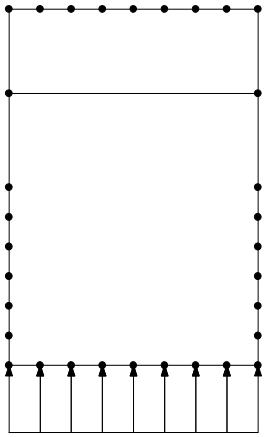
10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



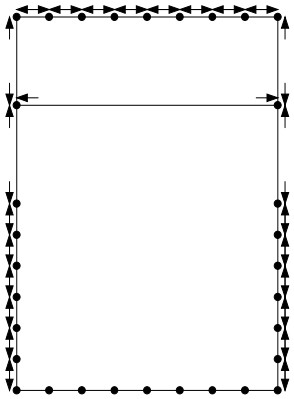
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



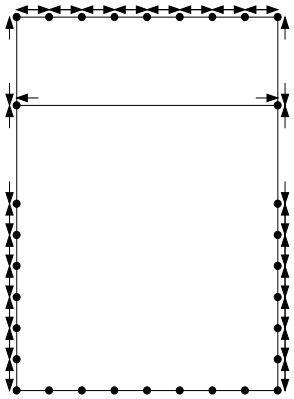
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



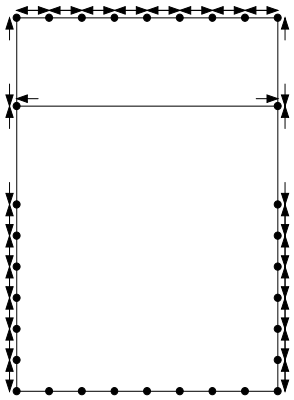
13) CASE13 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



14) CASE14 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

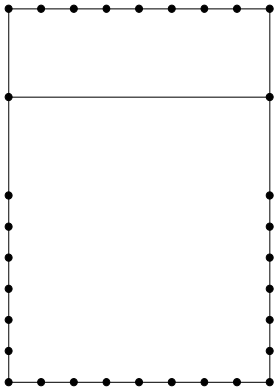


15) CASE15 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

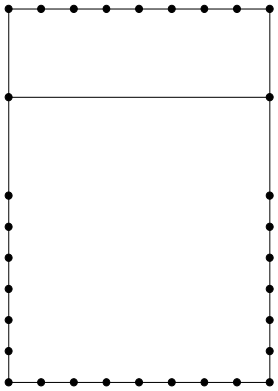


11. 하중 재하 (기능수행)

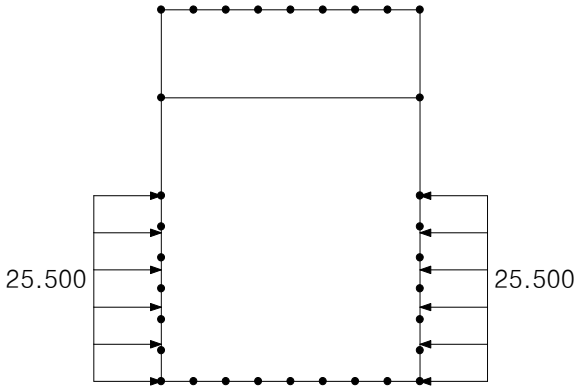
1) CASE1 - 구체자중(SW)



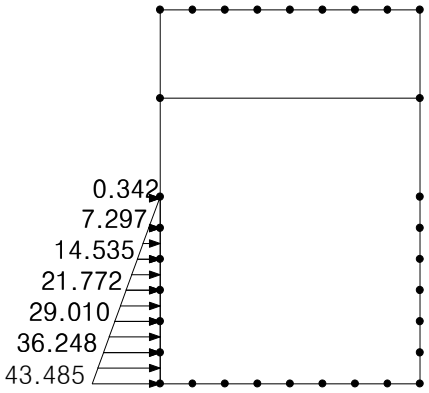
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



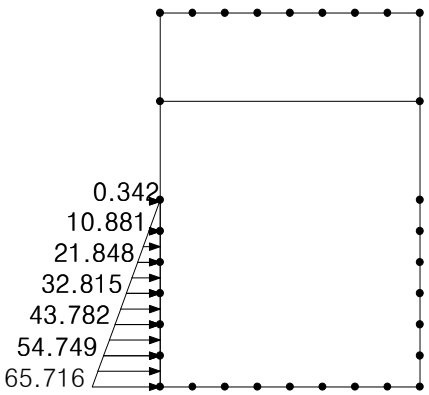
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



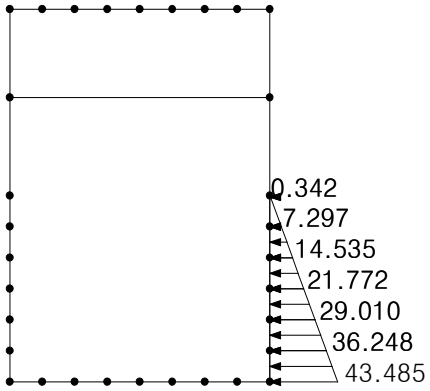
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



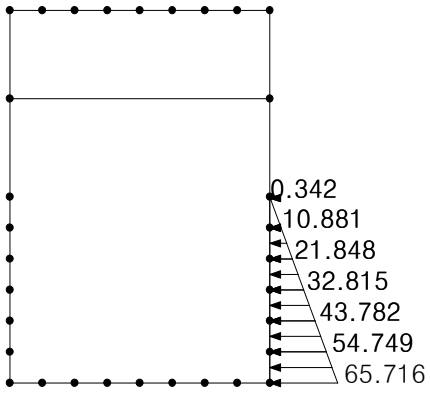
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



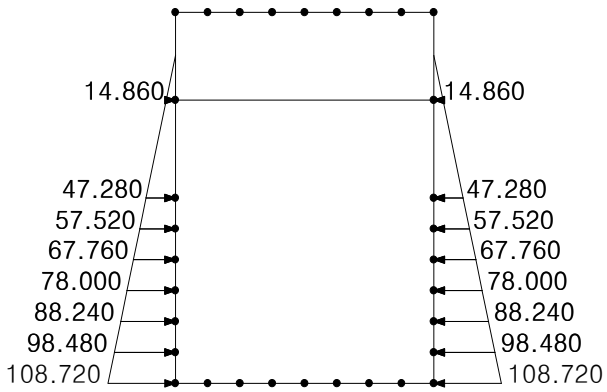
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



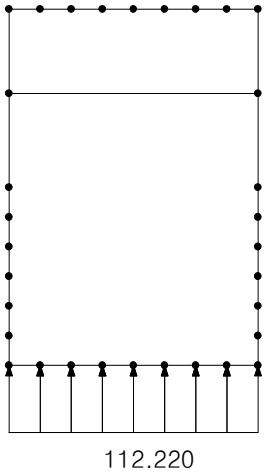
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



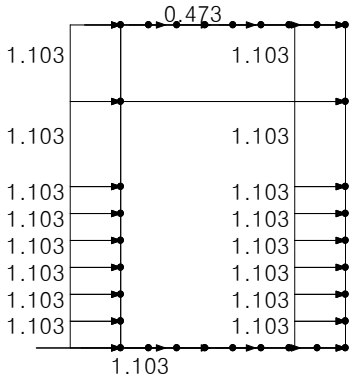
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



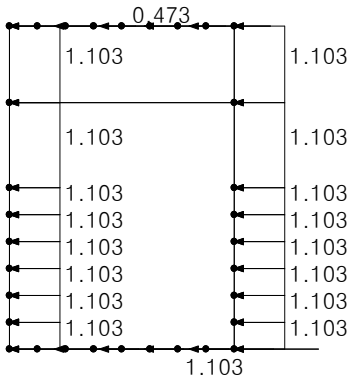
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

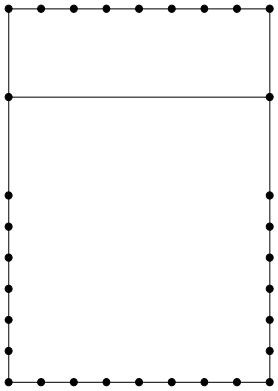


11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

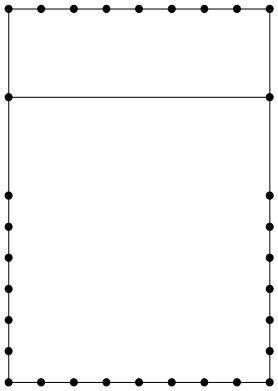


12. 하중 재하 (붕괴방지)

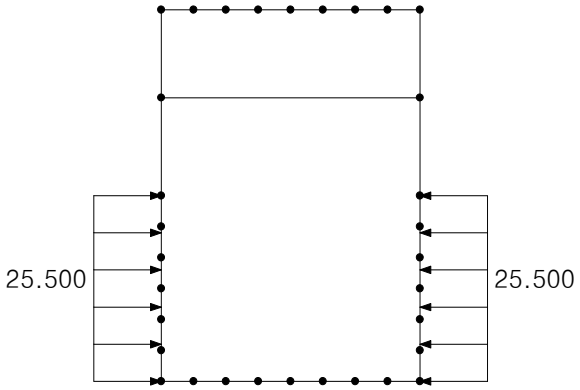
1) CASE1 - 구체자중(SW)



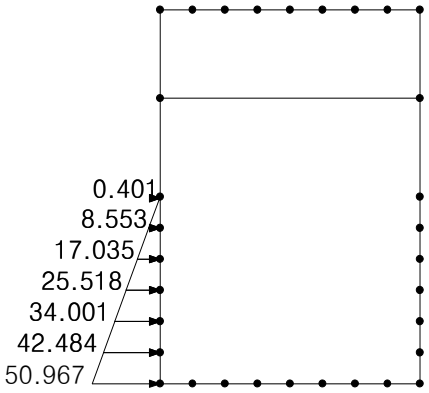
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



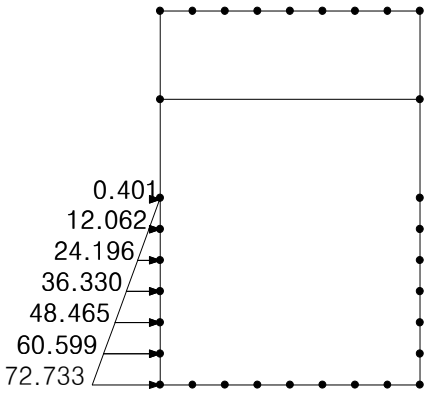
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



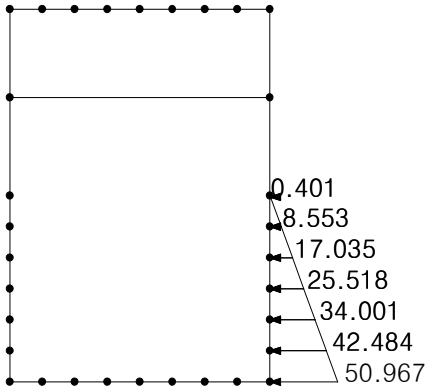
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



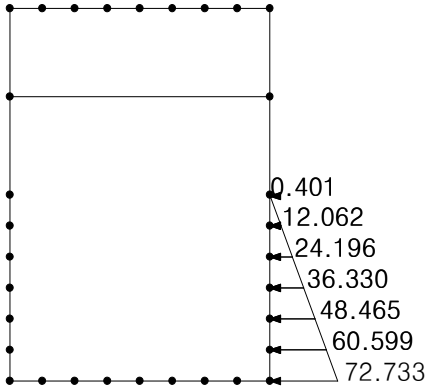
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



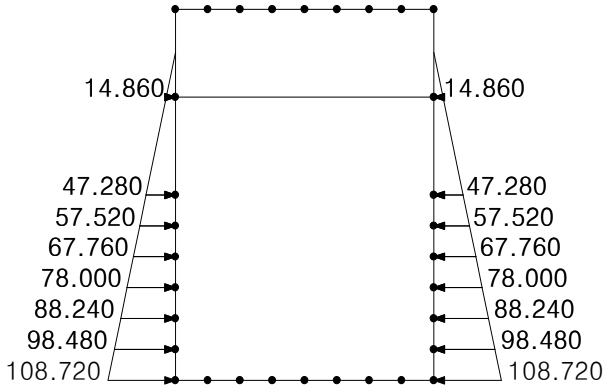
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



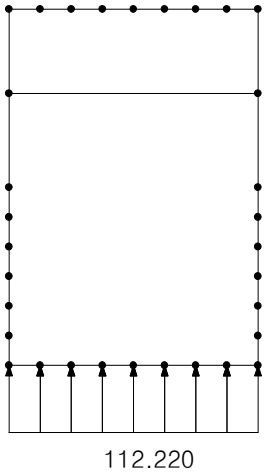
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



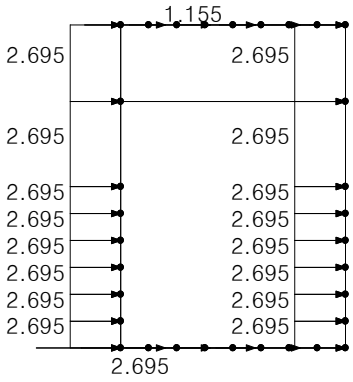
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



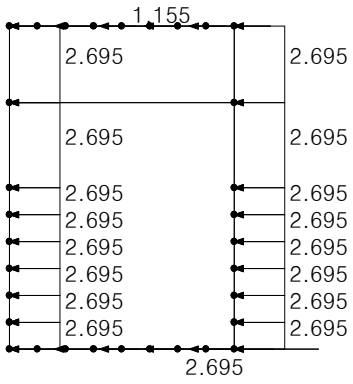
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



11) CASE11 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -6.302 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400	1.400					
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	1.600		1.600			
LC6	1.400	1.400				1.400	●
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	1.600		1.600			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000				1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.000	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.000	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.000	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.000	●

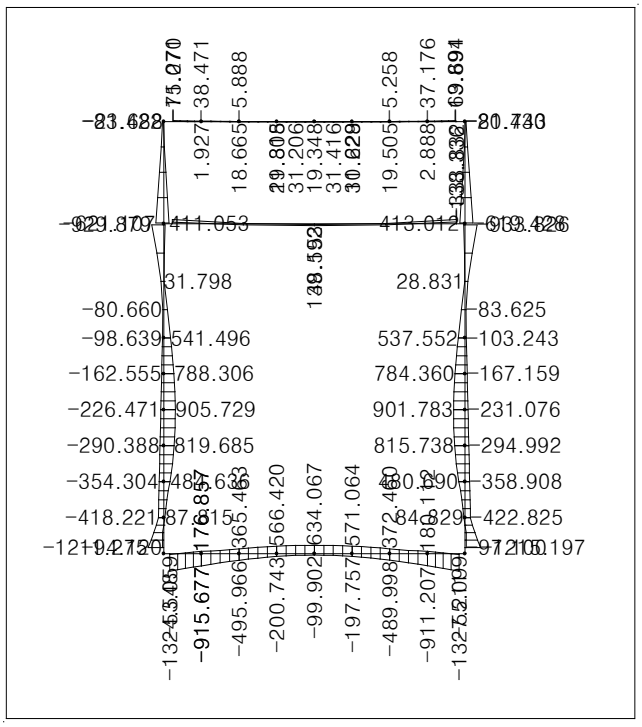
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200		1.000				1.400	
LC2	1.200		1.000	1.000			1.400	
LC3	0.900	1.600		1.600			1.400	
LC4	0.900	1.600		1.600			1.400	●

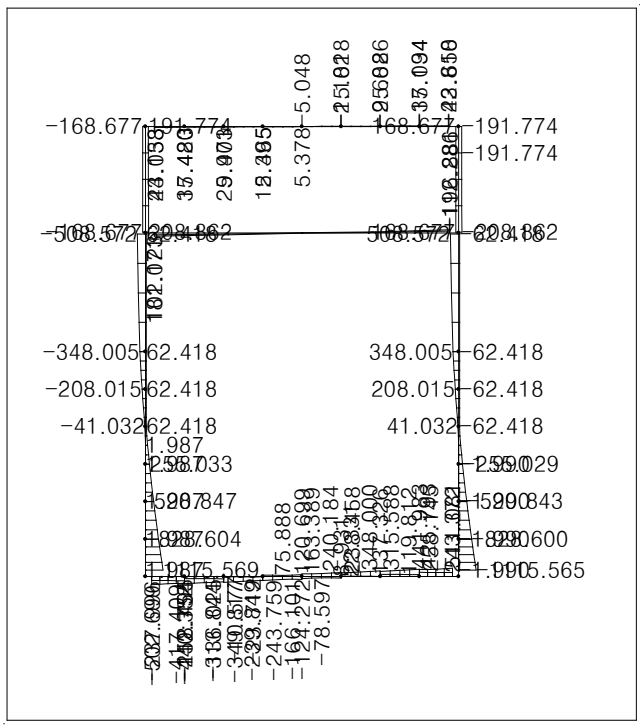
14. 단면력정리

14.1 상시

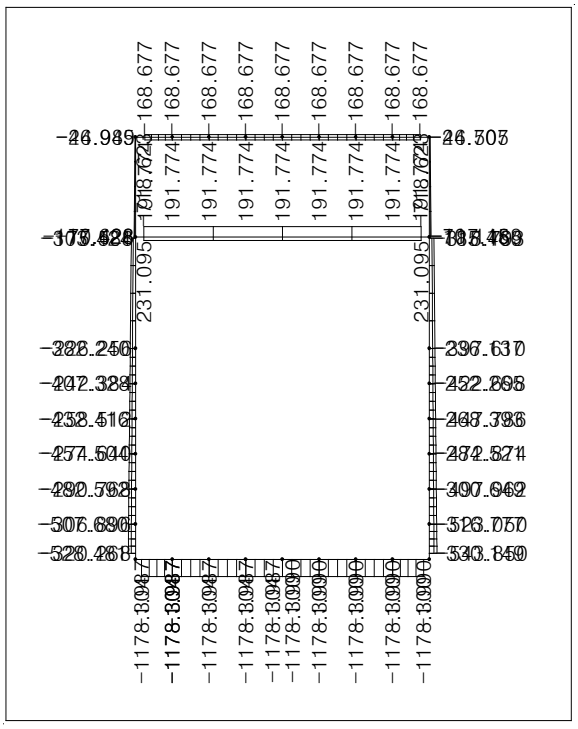
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



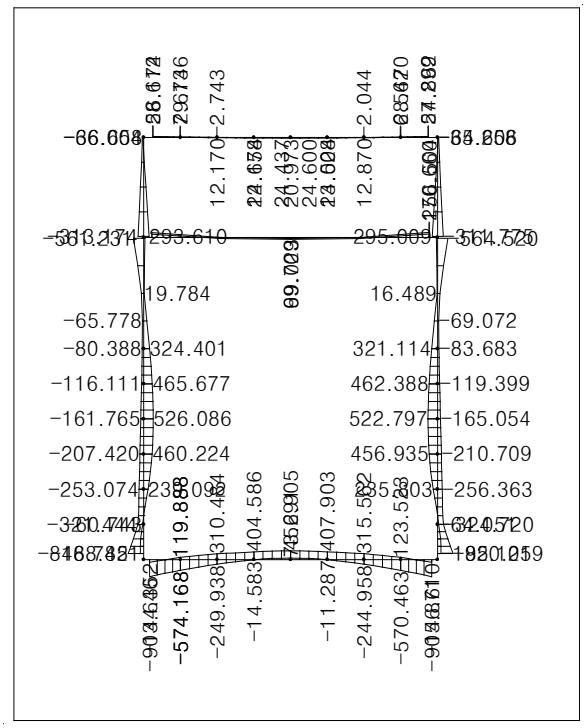
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

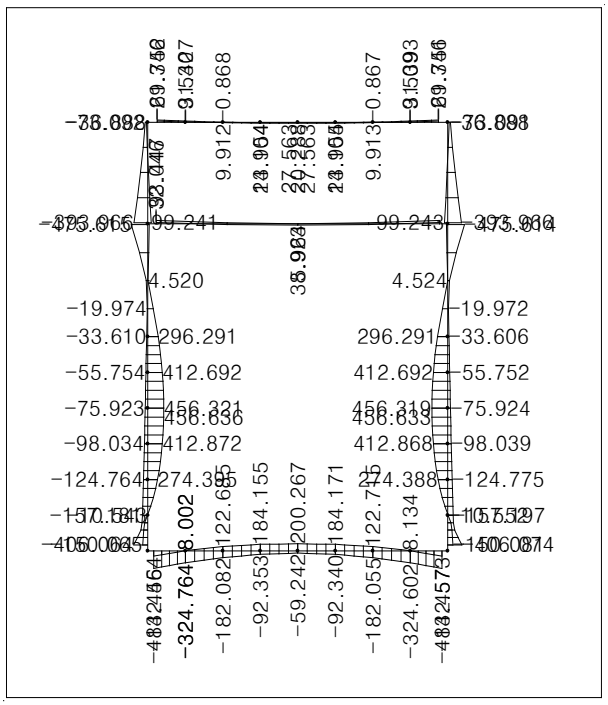


5) 단면력 정리

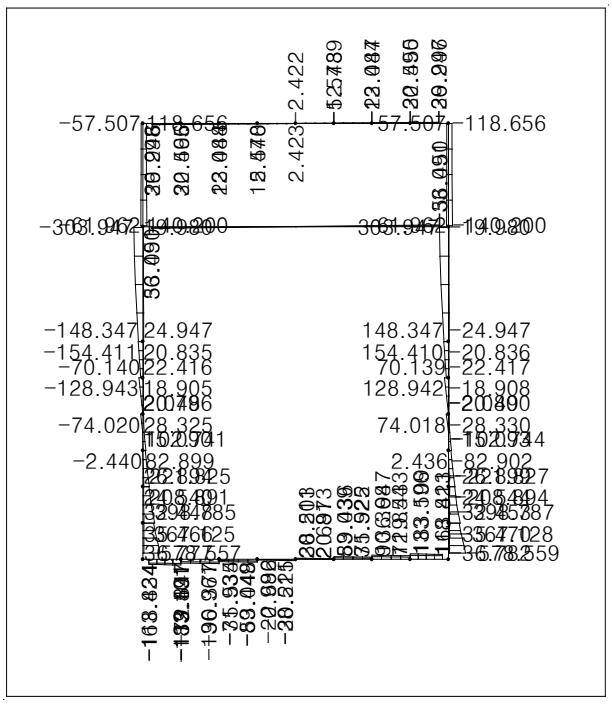
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	71.27	40.97	191.77	56.17	1000.00	300.00	
		중앙부	2	31.42	10.01	191.77	24.60	1000.00	300.00	
		우측	3	69.69	40.52	191.77	54.86	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1324.55	419.66	1178.30	903.65	1000.00	700.00	
		중앙부	5	634.07	170.48	1178.30	452.91	1000.00	700.00	
		우측	6	1327.21	428.03	1178.30	905.87	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	331.59	167.15	718.62	254.64	1000.00	400.00	
		중앙부	8	139.59	14.97	718.62	99.71	1000.00	400.00	
		우측	9	333.83	172.92	718.62	256.50	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	929.88	484.24	303.42	561.23	1000.00	700.00	
		추가1	11	226.47	62.42	432.42	161.77	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	62.42	528.48	0.00	1000.00	700.00	
		하부	13	1211.28	846.17	528.48	846.75	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	83.42	191.77	46.95	66.00	1000.00	700.00	
		추가2	15	336.15	191.82	82.29	179.34	1000.00	700.00	
		중앙부	16	411.05	191.82	117.63	293.61	1000.00	700.00	
		하부	17	621.11	195.71	117.63	313.17	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	933.83	484.24	318.79	564.52	1000.00	700.00	
		추가1	19	231.08	62.42	447.79	165.05	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	62.42	543.85	0.00	1000.00	700.00	
		하부	21	1215.20	846.16	543.85	850.02	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	81.74	191.77	46.51	64.61	1000.00	700.00	
		추가2	23	334.47	191.82	81.85	177.94	1000.00	700.00	
		중앙부	24	413.01	191.82	117.19	295.01	1000.00	700.00	
		하부	25	619.43	195.71	117.19	311.78	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

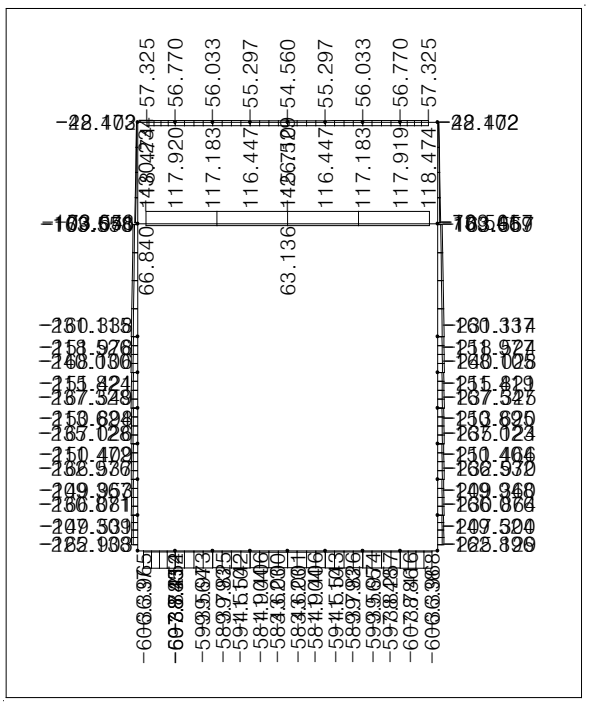
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

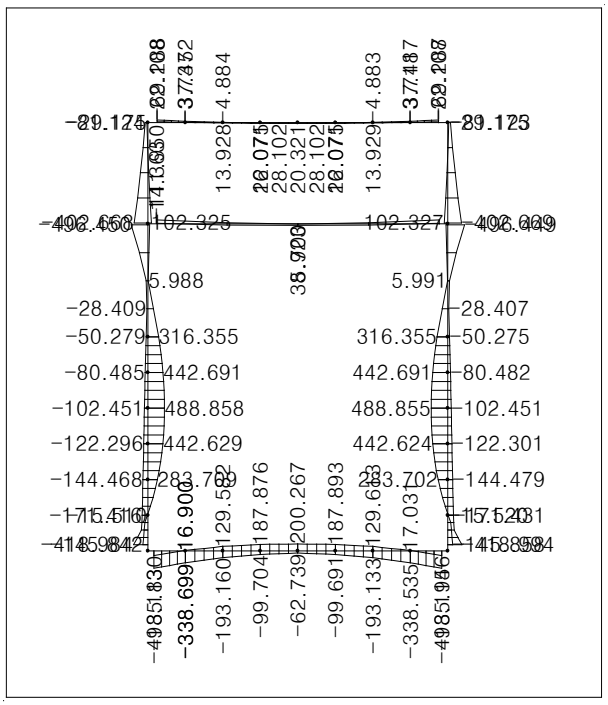


4) 단면력 정리

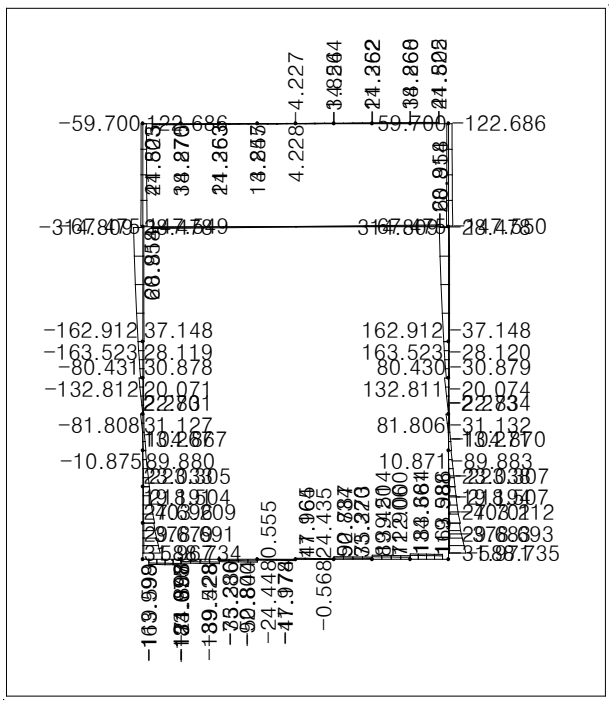
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	61.75	37.35	186.45	1000.00	300.00	
		중앙부	2	27.11	7.43	184.05	1000.00	300.00	
		우측	3	61.75	37.34	186.45	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	483.45	180.11	606.34	1000.00	700.00	
		중앙부	5	200.27	38.51	583.62	1000.00	700.00	
		우측	6	483.46	180.11	606.34	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	93.45	51.41	430.23	1000.00	400.00	
		중앙부	8	38.92	6.05	426.53	1000.00	400.00	
		우측	9	93.44	51.41	430.23	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	475.62	280.84	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	11	75.92	74.02	467.17	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	74.02	370.30	1000.00	700.00	
		하부	13	406.06	378.10	370.30	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	73.09	119.85	269.43	1000.00	700.00	
		추가2	15	212.91	120.94	299.72	1000.00	700.00	
		중앙부	16	99.24	120.94	330.02	1000.00	700.00	
		하부	17	393.97	125.82	330.02	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	475.61	280.84	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	19	75.92	20.49	488.67	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	20.49	370.27	1000.00	700.00	
		하부	21	406.07	378.10	370.27	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	73.09	119.85	330.02	1000.00	700.00	
		추가2	23	212.91	120.94	330.02	1000.00	700.00	
		중앙부	24	99.24	120.94	330.02	1000.00	700.00	
		하부	25	393.97	125.82	330.02	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

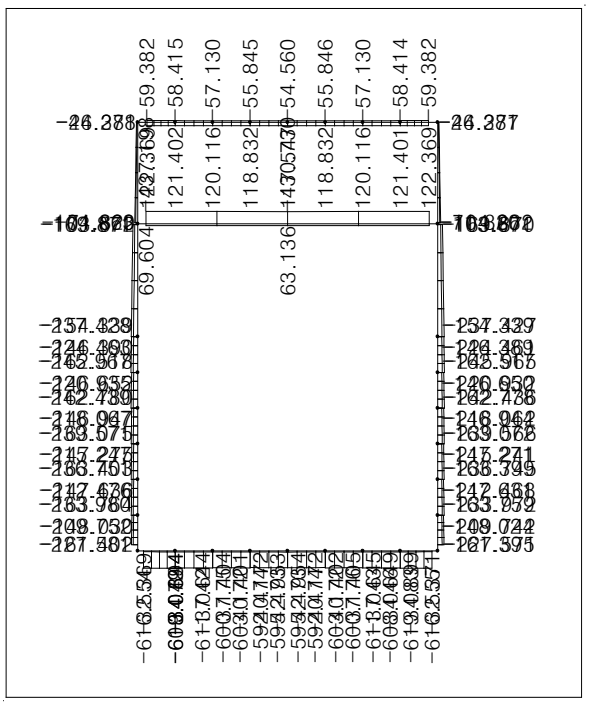
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	69.29	39.15	187.93	1000.00	300.00	
		중앙부	2	28.10	9.24	183.75	1000.00	300.00	
		우측	3	69.29	39.15	187.93	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	498.18	180.68	616.55	1000.00	700.00	
		중앙부	5	200.27	41.97	595.47	1000.00	700.00	
		우측	6	498.19	180.68	616.56	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	111.95	55.92	437.20	1000.00	400.00	
		중앙부	8	38.92	10.56	430.73	1000.00	400.00	
		우측	9	111.95	55.92	437.20	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	496.45	292.62	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	11	102.45	81.81	473.34	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	81.81	373.83	1000.00	700.00	
		하부	13	418.98	387.45	373.83	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	81.12	124.76	271.24	1000.00	700.00	
		추가2	15	218.85	126.64	301.54	1000.00	700.00	
		중앙부	16	102.33	126.64	331.83	1000.00	700.00	
		하부	17	402.67	132.26	331.83	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	496.45	292.62	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	19	102.45	22.83	494.84	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	22.83	373.81	1000.00	700.00	
		하부	21	418.99	387.46	373.81	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	81.12	124.76	331.83	1000.00	700.00	
		추가2	23	218.85	126.64	331.83	1000.00	700.00	
		중앙부	24	102.33	126.64	331.83	1000.00	700.00	
		하부	25	402.67	132.26	331.83	1000.00	700.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-71.27	-	-69.29	-61.75	-71.27	
		중앙부	2	31.42	-	28.10	27.11	31.42	
		우측	3	-69.69	-	-69.29	-61.75	-69.69	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1324.55	-	-498.18	-483.45	-1324.55	
		중앙부	5	634.07	-	200.27	200.27	634.07	
		우측	6	-1327.21	-	-498.19	-483.46	-1327.21	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-331.59	-	-111.95	-93.45	-331.59	
		중앙부	8	139.59	-	38.92	38.92	139.59	
		우측	9	-333.83	-	-111.95	-93.44	-333.83	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-929.88	-	-496.45	-475.62	-929.88	
		추가1	11	-226.47	-	-102.45	-75.92	-226.47	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-1211.28	-	-418.98	-406.06	-1211.28	
	2 층	상부	14	-83.42	-	-81.12	-73.09	-83.42	
		추가2	15	-336.15	-	-218.85	-212.91	-336.15	
		중앙부	16	411.05	-	102.33	99.24	411.05	
		하부	17	-621.11	-	-402.67	-393.97	-621.11	
우측 벽체	1 층	상부	18	-933.83	-	-496.45	-475.61	-933.83	
		추가1	19	-231.08	-	-102.45	-75.92	-231.08	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-1215.20	-	-418.99	-406.07	-1215.20	
	2 층	상부	22	-81.74	-	-81.12	-73.09	-81.74	
		추가2	23	-334.47	-	-218.85	-212.91	-334.47	
		중앙부	24	413.01	-	102.33	99.24	413.01	
		하부	25	-619.43	-	-402.67	-393.97	-619.43	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	40.97	-	39.15	37.35	40.97	
		중앙부	2	-10.01	-	-9.24	-7.43	-10.01	
		우측	3	-40.52	-	-39.15	-37.34	-40.52	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-419.66	-	-180.68	-180.11	-419.66	
		중앙부	5	-170.48	-	-41.97	-38.51	-170.48	
		우측	6	428.03	-	180.68	180.11	428.03	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	167.15	-	55.92	51.41	167.15	
		중앙부	8	-14.97	-	10.56	6.05	-14.97	
		우측	9	-172.92	-	-55.92	-51.41	-172.92	

좌측 벽체	1 층	상부	10	-484.24	-	-292.62	-280.84	-484.24	
		추가1	11	62.42	-	-81.81	-74.02	-81.81	
		중앙부	12	62.42	-	-81.81	-74.02	-81.81	
		하부	13	846.17	-	387.45	378.10	846.17	
	2 층	상부	14	191.77	-	124.76	119.85	191.77	
		추가2	15	191.82	-	126.64	120.94	191.82	
		중앙부	16	191.82	-	126.64	120.94	191.82	
		하부	17	195.71	-	132.26	125.82	195.71	
우측 벽체	1 층	상부	18	484.24	-	292.62	280.84	484.24	
		추가1	19	-62.42	-	-22.83	-20.49	-62.42	
		중앙부	20	-62.42	-	-22.83	-20.49	-62.42	
		하부	21	-846.16	-	-387.46	-378.10	-846.16	
	2 층	상부	22	-191.77	-	-124.76	-119.85	-191.77	
		추가2	23	-191.82	-	-126.64	-120.94	-191.82	
		중앙부	24	-191.82	-	-126.64	-120.94	-191.82	
		하부	25	-195.71	-	-132.26	-125.82	-195.71	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	191.77	-	-187.93	-186.45	-295.22	
		중앙부	2	191.77	-	-183.75	-184.05	-295.22	
		우측	3	191.77	-	-187.93	-186.45	-295.22	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1178.30	-	-616.55	-606.34	-1236.79	
		중앙부	5	-1178.30	-	-595.47	-583.62	-1236.79	
		우측	6	-1178.30	-	-616.56	-606.34	-1236.78	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-718.62	-	-437.20	-430.23	-791.13	
		중앙부	8	-718.62	-	-430.73	-426.53	-791.13	
		우측	9	-718.62	-	-437.20	-430.23	-791.13	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-303.42	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	11	-432.42	-	-473.34	-467.17	-669.26	
		중앙부	12	-528.48	-	-373.83	-370.30	-730.09	
		하부	13	-528.48	-	-373.83	-370.30	-730.09	
	2 층	상부	14	-46.95	-	-271.24	-269.43	-408.23	
		추가2	15	-82.29	-	-301.54	-299.72	-438.52	
		중앙부	16	-117.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	17	-117.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	
우측 벽체	1 층	상부	18	-318.79	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	19	-447.79	-	-494.84	-488.67	-730.09	
		중앙부	20	-543.85	-	-373.81	-370.27	-730.09	
		하부	21	-543.85	-	-373.81	-370.27	-730.09	
	2 층	상부	22	-46.51	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		추가2	23	-81.85	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		중앙부	24	-117.19	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	25	-117.19	-	-331.83	-330.02	-468.81	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-56.17	-	-	-	-56.17	
		중앙부	2	24.60	-	-	-	24.60	
		우측	3	-54.86	-	-	-	-54.86	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-903.65	-	-	-	-903.65	
		중앙부	5	452.91	-	-	-	452.91	
		우측	6	-905.87	-	-	-	-905.87	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-254.64	-	-	-	-254.64	
		중앙부	8	99.71	-	-	-	99.71	
		우측	9	-256.50	-	-	-	-256.50	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-561.23	-	-	-	-561.23	
		추가1	11	-161.77	-	-	-	-161.77	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-846.75	-	-	-	-846.75	
	2 층	상부	14	-66.00	-	-	-	-66.00	
		추가2	15	-179.34	-	-	-	-179.34	
		중앙부	16	293.61	-	-	-	293.61	
		하부	17	-313.17	-	-	-	-313.17	
우측 벽체	1 층	상부	18	-564.52	-	-	-	-564.52	
		추가1	19	-165.05	-	-	-	-165.05	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-850.02	-	-	-	-850.02	
	2 층	상부	22	-64.61	-	-	-	-64.61	
		추가2	23	-177.94	-	-	-	-177.94	
		중앙부	24	295.01	-	-	-	295.01	
		하부	25	-311.78	-	-	-	-311.78	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	220	71.27	111.36	991.77	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.42	111.36	427.23	H16 - 8.0EA	1588.80	3.54
		우측	3	1000	220	69.69	111.36	968.93	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1324.55	1557.72	7395.75	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.18
		중앙부	5	1000	620	634.07	715.78	3147.12	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		우측	6	1000	591	1327.21	1557.72	7412.70	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.59	351.11	3354.12	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	139.59	165.38	1331.28	H16 - 8.0EA	1588.80	1.18
		우측	9	1000	320	333.83	351.11	3379.30	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	929.88	1081.27	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.16
		추가1	11	1000	620	226.47	1695.15	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	7.49
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1211.28	1846.55	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.52
	2층	상부	14	1000	620	83.42	1340.53	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	336.15	1374.57	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.09
		중앙부	16	1000	620	411.05	588.10	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.43
		하부	17	1000	620	621.11	1145.59	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.84

우측벽체	1층	상부	18	1000	620	933.83	1080.41	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.16
		추가1	19	1000	620	231.08	1675.13	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	7.25
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1215.20	1845.71	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.52
	2층	상부	22	1000	620	81.74	1290.60	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	334.47	1418.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.24
		중앙부	24	1000	620	413.01	586.93	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.42
		하부	25	1000	620	619.43	1146.38	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.85

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	142.9	41.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	40.5	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	419.7	683.62	2.00	30.16	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	170.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	428.0	683.62	2.00	37.24	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	167.1	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	172.9	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	484.2	917.30	2.00	47.95	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	81.8	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	81.8	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	846.2	882.26	2.00	366.68	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	191.8	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	191.8	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	195.7	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	484.2	917.30	2.00	47.95	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	62.4	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	62.4	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	846.2	882.26	2.00	366.68	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	191.8	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	195.7	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	71.27	40.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 991.768 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.602]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 71.270 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 40.968 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	31.42	10.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 427.228 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.719]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 31.416 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.545]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 10.011 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	69.69	40.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 968.932 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.640]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 69.694 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.598]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 40.517 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	591.20	80.00	1324.55	419.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7395.754 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.207]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01509

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1324.548 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.176]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 419.659 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (419.659-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 30.160 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 419.659 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	634.07	170.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3147.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.136]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 634.067 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 170.475 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	591.20	80.00	1327.21	428.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7412.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.204]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01509

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1327.211 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 428.033 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (428.033-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 37.242 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 428.033 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	331.59	167.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3354.116 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.066]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 331.594 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.059]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 167.148 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	139.59	14.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02647

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1331.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.193]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 165.382 kN.m

≥ Mu (= 139.592 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 14.969 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	333.83	172.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3379.302 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.058]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 333.832 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.052]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 172.922 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	537.186	929.879	1731

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1731.018 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.76 mm, a = k1 x c = 98.40 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98400.128 = 2258.283 kN

∑Csi = 315.153 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2258.283 + 315.153 - 1838.560 = 734.876 kN

Mn = Cc x 285.444 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1272.079 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1731.012)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.765 mm, a = k1 x c = 98.400 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.76) / 115.76 = 0.01307

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 734.876 kN

ΦPn = 0.85 x 734.876 = 624.644 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.731 = 1081.270 kN.m ≥ Mu = 929.879 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 484.237 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (484.237 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 47.952 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 484.237 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	669.255	226.471	338.4

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 338.393 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 379.75 mm, a = k1 x c = 322.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 322791.119 = 7408.056 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1744.705 kN

Pn = 7408.056 + 731.628 - 1744.705 = 6394.979 kN

Mn = Cc x 173.248 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2164.004 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=338.391)| = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 379.754 mm, a = k1 x c = 322.791 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-379.75) / 379.75 = 0.00190

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 6394.979 kN

ΦPn = 0.78 x 6394.979 = 5009.400 kN ≥ Pu = 669.255 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.338 = 1695.146 kN.m ≥ Mu = 226.471 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 430.203 kN

≥ Vu (= 81.808 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	591	730.092	1211.275	1659.1

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.72 mm, ab = k1 x cb = 301.51 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1659.071 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.91 mm, a = k1 x c = 182.67 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182674.243 = 4192.374 kN

∑Csi = 686.323 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4192.374 + 686.323 - 3569.280 = 1309.416 kN

Mn = Cc x 226.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2172.428 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1659.081)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 214.911 mm, a = k1 x c = 182.674 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-214.91) / 214.91 = 0.00565

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1309.416 kN

ΦPn = 0.85 x 1309.416 = 1113.004 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.659 = 1846.553 kN.m ≥ Mu = 1211.275 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 846.168 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (846.168 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 366.678 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 846.168 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	408.229	83.422	204.4

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 204.352 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.79 mm, a = k1 x c = 353.42 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353418.732 = 8110.960 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 468.203 kN

Pn = 8110.960 + 731.628 - 468.203 = 8374.385 kN

Mn = Cc x 175.463 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1711.312 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=204.351)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 415.787 mm, a = k1 x c = 353.419 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-415.79) / 415.79 = 0.00147

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 8374.385 kN

ΦPn = 0.78 x 8374.385 = 6559.935 kN ≥ Pu = 408.229 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.204 = 1340.533 kN.m ≥ Mu = 83.422 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 419.477 kN

≥ Vu (= 191.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	438.522	336.145	766.5

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 766.541 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 172.65 mm, a = k1 x c = 146.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 146752.706 = 3367.975 kN

∑Csi = 580.240 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3367.975 + 580.240 - 1838.560 = 2109.655 kN

Mn = Cc x 261.268 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1617.134 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=766.539)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 172.650 mm, a = k1 x c = 146.753 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-172.65) / 172.65 = 0.00777

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2109.655 kN

ΦPn = 0.85 x 2109.655 = 1793.207 kN ≥ Pu = 438.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.767 = 1374.567 kN.m ≥ Mu = 336.145 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 420.722 kN

≥ Vu (= 191.823 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	411.053	876.8

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 876.793 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 80.09 mm, a = k1 x c = 68.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 68073.438 = 1562.285 kN

∑Csi = 2.975 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1562.285 + 2.975 - 776.160 = 789.101 kN

Mn = Cc x 331.319 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 691.874 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=876.788)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 80.086 mm, a = k1 x c = 68.073 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-80.09) / 80.09 = 0.02022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 789.101 kN

ΦPn = 0.85 x 789.101 = 670.736 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.877 = 588.097 kN.m ≥ Mu = 411.053 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 191.823 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	621.107	1324.8

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1324.847 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 126.69 mm, a = k1 x c = 107.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 107683.526 = 2471.337 kN

∑Csi = 384.513 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2471.337 + 384.513 - 1838.560 = 1017.290 kN

Mn = Cc x 280.802 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1347.758 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1324.851)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 126.687 mm, a = k1 x c = 107.684 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-126.69) / 126.69 = 0.01168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1017.290 kN

ΦPn = 0.85 x 1017.290 = 864.697 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.325 = 1145.591 kN.m ≥ Mu = 621.107 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 195.713 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	537.186	933.826	1738.4

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1738.364 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.63 mm, a = k1 x c = 98.28 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98281.692 = 2255.565 kN

∑Csi = 314.183 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2255.565 + 314.183 - 1838.560 = 731.188 kN

Mn = Cc x 285.503 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1271.076 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1738.371)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.626 mm, a = k1 x c = 98.282 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.63) / 115.63 = 0.01309

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 731.188 kN

ΦPn = 0.85 x 731.188 = 621.510 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.738 = 1080.410 kN.m ≥ Mu = 933.826 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 484.237 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (484.237 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 47.952 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 484.237 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	730.092	231.076	316.5

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 316.502 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 391.41 mm, a = k1 x c = 332.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 332702.122 = 7635.514 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1610.577 kN

Pn = 7635.514 + 731.628 - 1610.577 = 6756.564 kN

Mn = Cc x 168.293 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2138.404 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=316.493)| = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 391.414 mm, a = k1 x c = 332.702 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-391.41) / 391.41 = 0.00175

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 6756.564 kN

ΦPn = 0.78 x 6756.564 = 5292.642 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.317 = 1675.131 kN.m ≥ Mu = 231.076 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 432.703 kN

≥ Vu (= 62.418 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	591	730.092	1215.197	1664.4

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0
= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.72 mm, ab = k1 x cb = 301.51 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1664.443 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.69 mm, a = k1 x c = 182.48 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182483.744 = 4188.002 kN

∑Csi = 685.870 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4188.002 + 685.870 - 3569.280 = 1304.592 kN

Mn = Cc x 226.845 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2171.420 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1664.443)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 214.687 mm, a = k1 x c = 182.484 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-214.69) / 214.69 = 0.00566

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1304.592 kN

ΦPn = 0.85 x 1304.592 = 1108.903 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.664 = 1845.706 kN.m ≥ Mu = 1215.197 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 591.20 = 412.605 kN
< Vu (= 846.164 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (846.164 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 366.675 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 846.164 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	81.743	174.4

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 174.361 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 463.40 mm, a = k1 x c = 393.89 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 393886.986 = 9039.706 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 322.158 kN

Pn = 9039.706 + 731.628 - 322.158 = 9449.176 kN

Mn = Cc x 155.229 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1647.577 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=174.362)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 463.396 mm, a = k1 x c = 393.887 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-463.40) / 463.40 = 0.00101

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 9449.176 kN

ΦPn = 0.78 x 9449.176 = 7401.854 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.174 = 1290.597 kN.m ≥ Mu = 81.743 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 191.774 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	334.466	713.4

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 713.429 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 182.84 mm, a = k1 x c = 155.41 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 155409.756 = 3566.654 kN

∑Csi = 610.291 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3566.654 + 610.291 - 1838.560 = 2338.385 kN

Mn = Cc x 256.939 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1668.281 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=713.433)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 182.835 mm, a = k1 x c = 155.410 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-182.84) / 182.84 = 0.00717

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2338.385 kN

ΦPn = 0.85 x 2338.385 = 1987.627 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.713 = 1418.031 kN.m ≥ Mu = 334.466 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 191.823 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	413.012	881

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 880.972 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 79.99 mm, a = k1 x c = 67.99 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 67989.883 = 1560.368 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 776.570 kN

Pn = 1560.368 + 0.000 - 776.570 = 783.797 kN

Mn = Cc x 331.361 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 690.500 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=880.968)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 79.988 mm, a = k1 x c = 67.990 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-79.99) / 79.99 = 0.02025

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 783.797 kN

ΦPn = 0.85 x 783.797 = 666.228 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.881 = 586.928 kN.m ≥ Mu = 413.012 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 191.823 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	80	620	468.814	619.428	1321.3

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.00 mm, ab = k1 x cb = 316.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1321.265 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 126.82 mm, a = k1 x c = 107.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 107799.749 = 2474.004 kN

∑Csi = 385.306 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2474.004 + 385.306 - 1838.560 = 1020.750 kN

Mn = Cc x 280.744 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1348.672 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1321.255)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 126.823 mm, a = k1 x c = 107.800 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-126.82) / 126.82 = 0.01167

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1020.750 kN

ΦPn = 0.85 x 1020.750 = 867.638 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.321 = 1146.379 kN.m ≥ Mu = 619.428 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 195.713 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

7) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

8) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

9) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

24) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

25) 우측벽체 : 2층(하부)

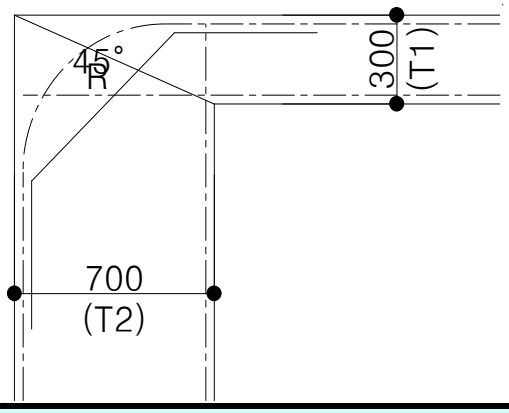
① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 66.004 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 66.004 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

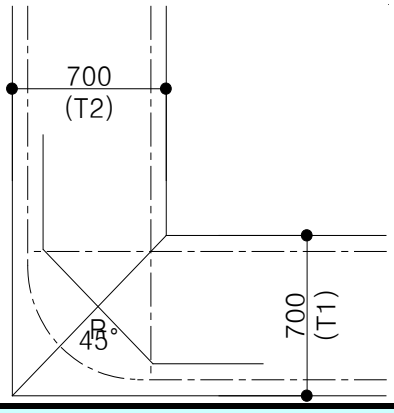
∴ Total Asb = 794.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 66.00 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.569 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 903.646 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 903.646 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 903.65 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.610 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 903.65 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10142.453 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

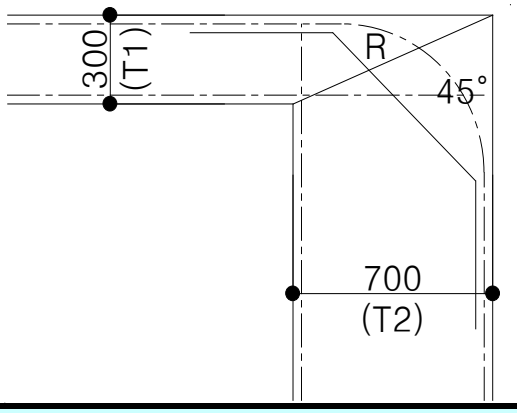
Req'd As = As - Asb
= 10142.453 mm² - 3176.800 mm²
= 6965.653 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6965.653 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 64.606 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 64.606 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm^2

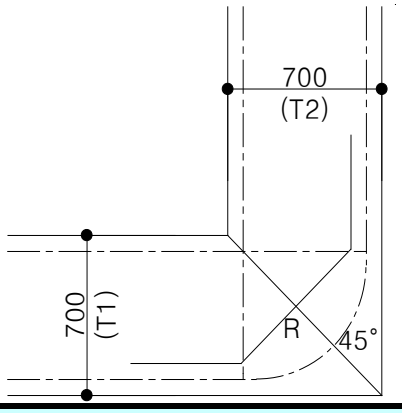
∴ Total Asb = 794.400 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 64.61 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.557 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 905.871 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 905.871 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 905.87 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.622 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 905.87 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10167.419 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 10167.419 mm² - 3176.800 mm²
= 6990.619 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6990.619 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	220	H16 - 8.0EA	125	268.489	O.K	2.148
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	819.310	O.K	6.554
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.211	O.K	2.234
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	246.936	O.K	1.975
		중앙부	5	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	187.029	O.K	1.496
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.937	O.K	1.967
중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	149.069	O.K	1.193
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	192.620	O.K	1.541
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.758	O.K	1.174
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	201.853	O.K	1.615
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1014.743	O.K	8.118
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	274.282	O.K	2.194
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	889.879	O.K	7.119
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	915.326	O.K	7.323
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	127.502	O.K	1.020
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	491.437	O.K	3.931

우측벽체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.723	O.K	1.598
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	994.524	O.K	7.956
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.610	O.K	2.181
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	909.134	O.K	7.273
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	922.524	O.K	7.380
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	126.061	O.K	1.008
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	494.378	O.K	3.955

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 56.174 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 55.929/3)]
= 175.590 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(6x1588.800)]
= 55.929 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.59) - 2.5 x 72.00 = 268.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.59) = 358.79 mm
Sa는 작은 값인 268.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.49 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.600 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 55.929/3)]
= 76.894 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(6x1588.800)]
= 55.929 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.89) - 2.5 x 72.00 = 844.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.89) = 819.31 mm
Sa는 작은 값인 819.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 819.31 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.862 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 55.929/3)]
= 171.490 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(6x1588.800)]
= 55.929 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.49) - 2.5 x 72.00 = 279.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.49) = 367.37 mm
Sa는 작은 값인 279.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.21 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 903.646 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 203.699/3)]
= 193.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x8923.200/1000.0 + 6x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(6x8923.200)]
= 203.699 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.52) - 2.5 x 64.00 = 246.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.52) = 325.55 mm
Sa는 작은 값인 246.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.94 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 452.905 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 143.047/3)]
= 221.345 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3575.200/1000.0 + 6x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x3575.200)]
= 143.047 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.35) - 2.5 x 67.50 = 187.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.35) = 284.62 mm
Sa는 작은 값인 187.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 187.03 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 905.871 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 203.699/3)]
= 193.996 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x8923.200/1000.0 + 6x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(6x8923.200)]
= 203.699 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.00) - 2.5 x 64.00 = 245.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.00) = 324.75 mm
Sa는 작은 값인 245.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.94 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.639 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 97.666/3)]
= 247.783 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3575.200/1000.0 + 6x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(6x3575.200)]
= 97.666 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 247.78) - 2.5 x 67.50 = 149.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 247.78) = 254.25 mm
Sa는 작은 값인 149.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 149.07 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 99.709 x 1000000 / [1588.800 x (320.000 - 69.156/3)]
= 211.341 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(6x1588.800)]
= 69.156 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.34) - 2.5 x 72.00 = 192.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.34) = 298.10 mm
Sa는 작은 값인 192.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.62 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.504 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 97.666/3)]
= 249.597 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x3575.200/1000.0 + 6x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(6x3575.200)]
= 97.666 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 249.60) - 2.5 x 67.50 = 146.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 249.60) = 252.41 mm
Sa는 작은 값인 146.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.76 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 561.231 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 215.397 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 215.40) - 2.5 x 65.50 = 201.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 215.40) = 292.48 mm
Sa는 작은 값인 201.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 201.85 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 161.765 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 62.085 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.08) - 2.5 x 65.50 = 1104.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 62.08) = 1014.74 mm
Sa는 작은 값인 1014.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1014.74 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 846.745 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 203.699/3)]
= 181.334 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x8923.200/1000.0 + 6x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(6x8923.200)]
= 203.699 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 181.33) - 2.5 x 64.00 = 274.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 181.33) = 347.43 mm
Sa는 작은 값인 274.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.28 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.004 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 99.607/3)]
= 70.796 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x1588.800)]
= 99.607 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.80) - 2.5 x 72.00 = 932.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.80) = 889.88 mm
Sa는 작은 값인 889.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 889.88 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.335 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 68.828 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.83) - 2.5 x 65.50 = 980.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.83) = 915.33 mm
Sa는 작은 값인 915.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 915.33 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 293.610 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 109.073/3)]
= 259.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1940.400/1000.0 + 6x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x1940.400)]
= 109.073 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 259.26) - 2.5 x 70.50 = 127.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 259.26) = 243.00 mm
Sa는 작은 값인 127.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 127.50 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.174 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 120.195 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.19) - 2.5 x 65.50 = 491.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.19) = 524.15 mm
Sa는 작은 값인 491.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 491.44 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 564.520 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 216.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.66) - 2.5 x 65.50 = 199.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.66) = 290.78 mm
Sa는 작은 값인 199.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.72 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 165.054 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 63.347 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 63.35) - 2.5 x 65.50 = 1079.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.35) = 994.52 mm
Sa는 작은 값인 994.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 994.52 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 850.019 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 203.699/3)]
= 182.035 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x8923.200/1000.0 + 6x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(6x8923.200)]
= 203.699 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.03) - 2.5 x 64.00 = 272.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.03) = 346.09 mm
Sa는 작은 값인 272.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.61 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.606 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 99.607/3)]
= 69.297 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1588.800/1000.0 + 6x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x1588.800)]
= 99.607 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.30) - 2.5 x 72.00 = 956.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.30) = 909.13 mm
Sa는 작은 값인 909.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 909.13 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 177.936 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 68.291 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.29) - 2.5 x 65.50 = 989.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.29) = 922.52 mm
Sa는 작은 값인 922.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 922.52 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 295.009 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 109.073/3)]
= 260.494 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x1940.400/1000.0 + 6x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x1940.400)]
= 109.073 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 260.49) - 2.5 x 70.50 = 126.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 260.49) = 241.85 mm
Sa는 작은 값인 126.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 126.06 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 311.775 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 159.392/3)]
= 119.658 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -6x4596.400/1000.0 + 6x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(6x4596.400)]
= 159.392 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.66) - 2.5 x 65.50 = 494.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.66) = 526.50 mm

Sa는 작은 값인 494.38 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 494.38 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 8.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.30 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 8.900 / 28

T = 0.318 m > 0.300 m ----------> N.G

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

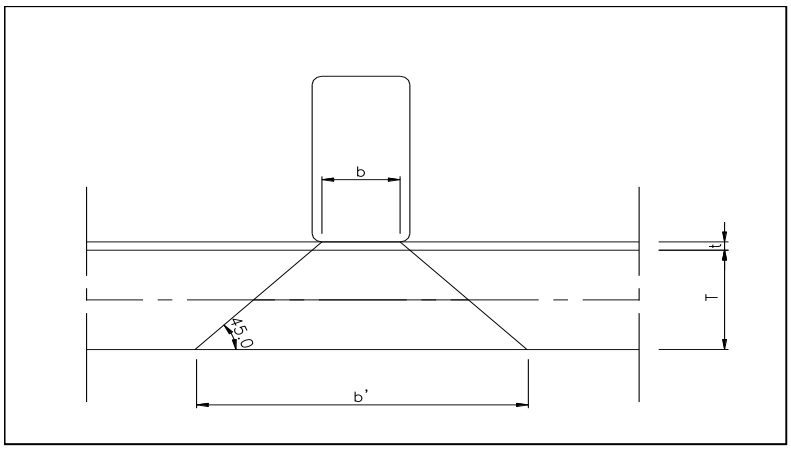
1) 고정하중

- 구체자중 = 720.860 / 9.600 = 75.090 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

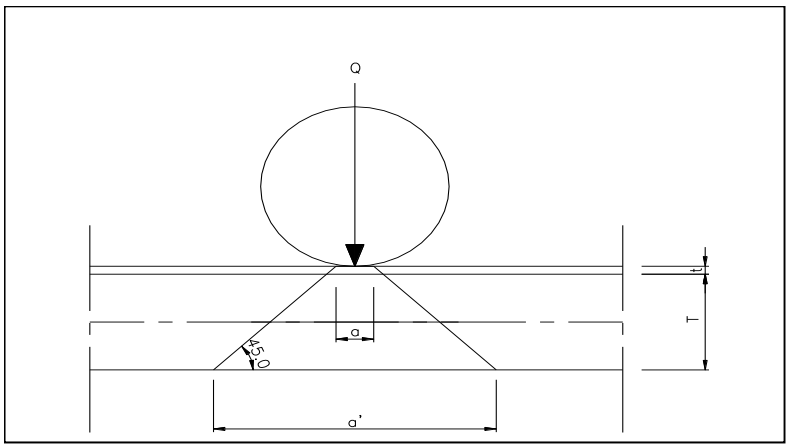


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680)= 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 75.09 + 51.00 + 0.92 + 28.86

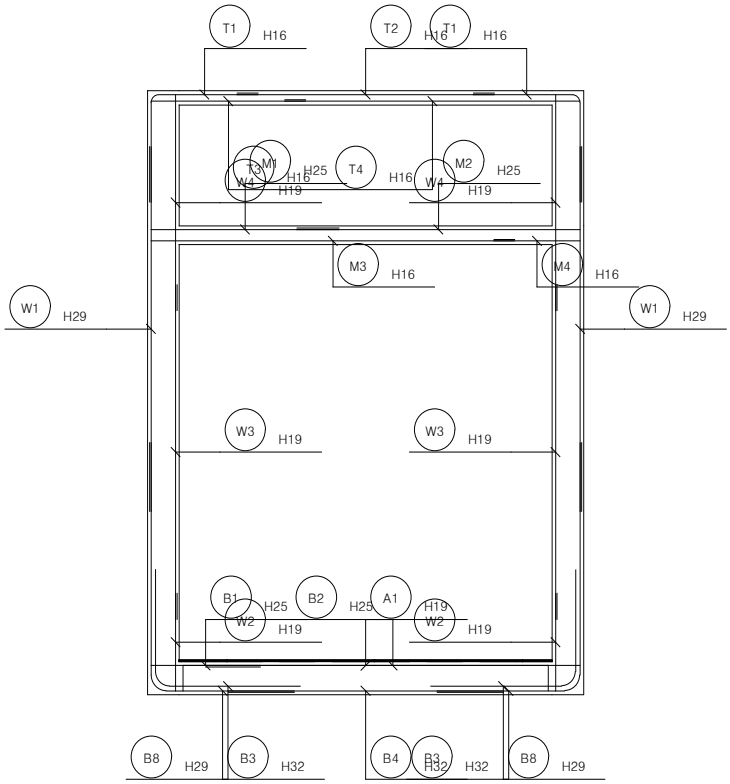
= 155.870 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

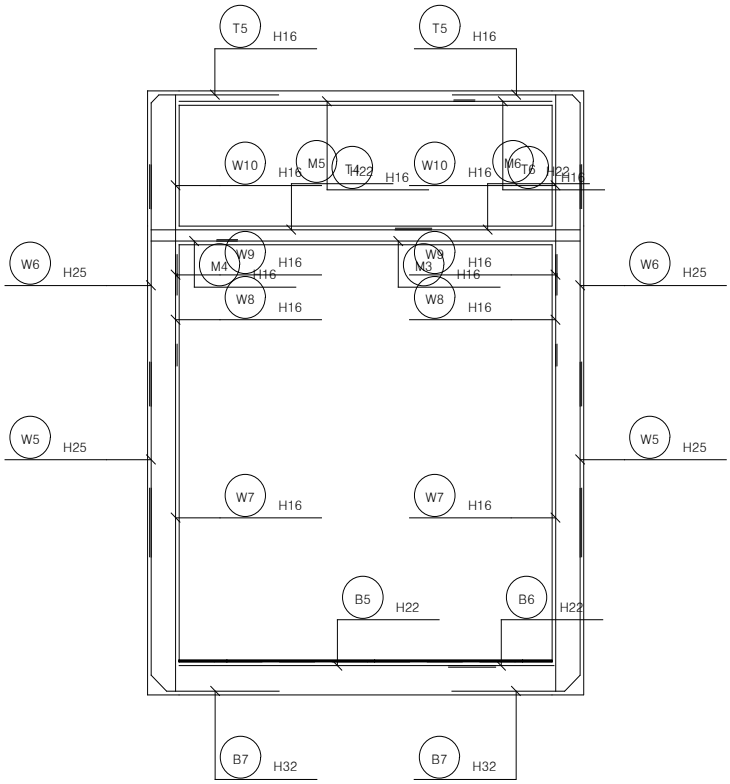
Qa = 400.000 kN/m² ≥ Qmax = 155.870 kN/m² ..... O.K

20. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서										
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율		사용철근량
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력	
상부슬래브	좌측단부	161.7	505.1	100.2	188.6	771.80	493.63	1.53	2.62	H22@125
	우측단부	125.2	474.0	102.8	147.0	771.80	493.63	1.63	3.36	H22@125
	중앙부	76.0	268.5	32.8	121.2	467.59	402.70	1.74	3.32	H19@125
하부슬래브	좌측단부	421.9	571.0	322.3	242.7	778.25	389.71	1.36	1.21	H25@125
	우측단부	302.9	451.9	260.5	197.0	603.33	389.71	1.34	1.50	H22@125
	중앙부	238.7	289.5	81.2	116.3	467.59	402.70	1.62	3.46	H19@125
벽체 (좌측)	상단부	187.7	647.8	287.8	388.6	982.38	623.54	1.52	1.60	H22@125
	중앙부	169.5	326.5	150.7	314.7	435.48	532.61	1.33	1.69	H16@125
	하단부	421.9	571.0	480.3	470.2	1053.89	519.62	1.85	1.08	H25@125
벽체 (우측)	상단부	96.5	474.0	293.5	357.9	982.38	623.54	2.07	1.74	H22@125
	중앙부	274.6	320.8	156.4	230.5	435.48	532.61	1.36	2.31	H16@125
	하단부	302.9	451.9	474.6	434.1	834.98	532.61	1.85	1.12	H22@125
내측 벽체		20.2	69.0	6.1	36.7	111.36	142.89	1.61	3.89	H16@125
변압실	상부슬래브 좌측단부	154.1	67.3	136.2	46.9	218.22	194.86	1.42	1.43	H19@125
	상부슬래브 우측단부	154.1	66.0	136.2	45.5	218.22	194.86	1.42	1.43	H19@125
	상부슬래브 중앙부	100.1	29.3	27.2	11.1	165.38	207.85	1.65	7.64	H16@125
	좌측벽체 외측	154.1	142.7	153.4	213.8	208.60	259.81	1.35	1.22	H16@125
	좌측벽체 내측	43.5	114.1	153.4	213.8	219.40	272.80	1.92	1.28	H16@125
	우측벽체 외측	154.1	87.0	153.4	206.0	208.60	259.81	1.35	1.26	H16@125
	우측벽체 내측	43.5	88.0	153.4	206.0	219.40	272.80	2.49	1.32	H16@125

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = 4.719 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 27783 MPa --- 도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa -- 콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(㎜)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준 · 해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

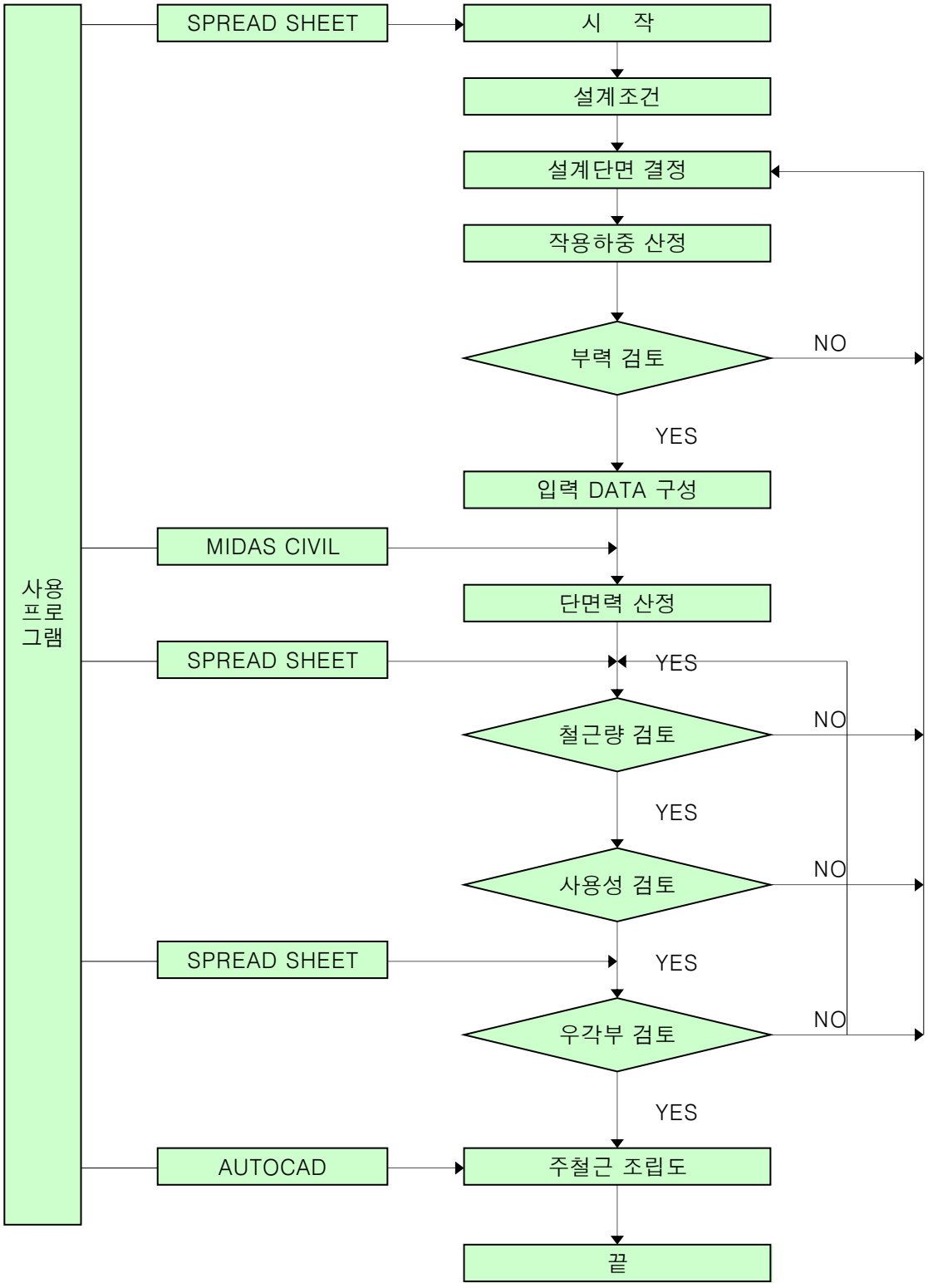
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

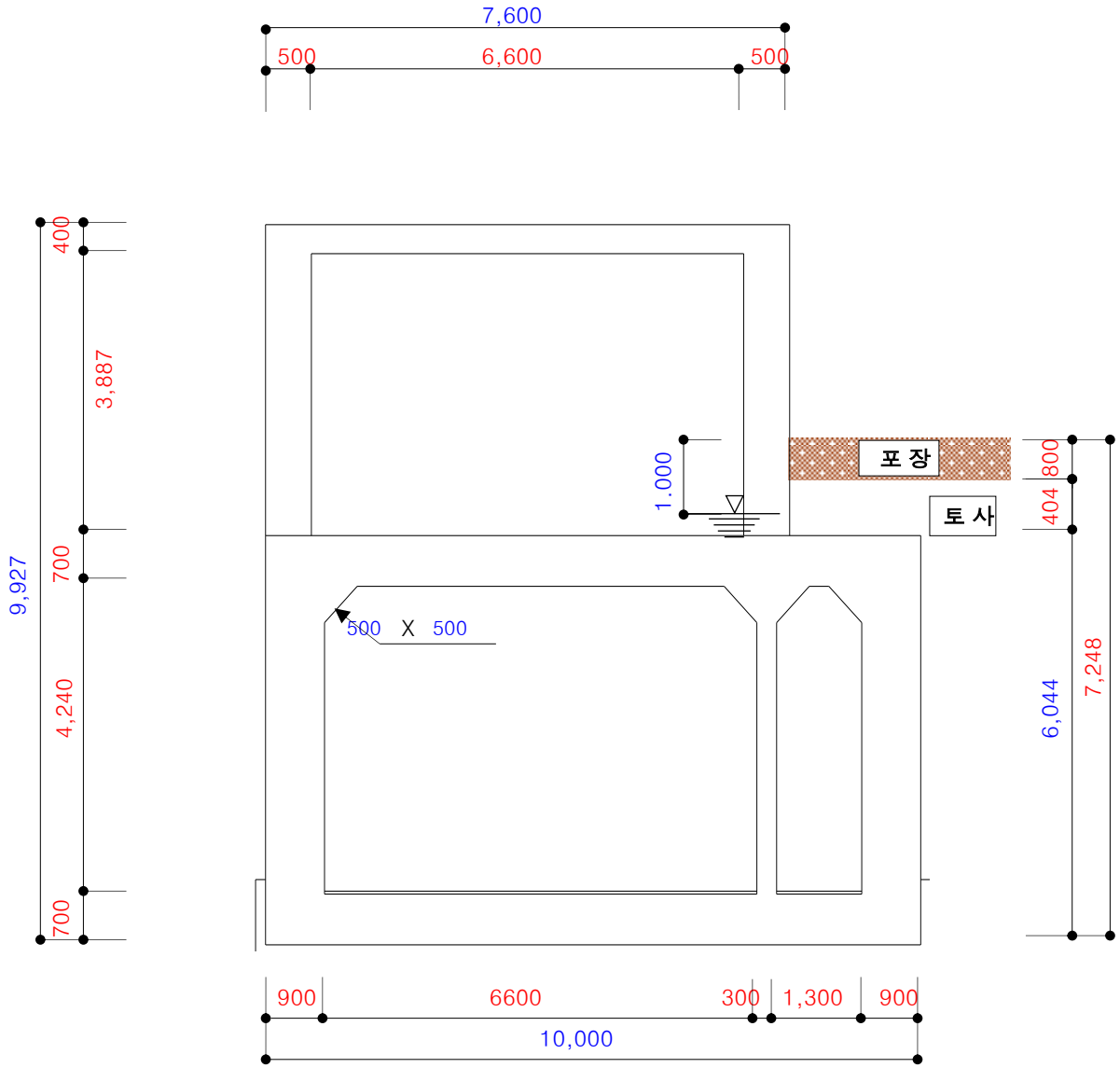
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 – 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	0.400	x	7.60	x	25.00				=	76.000	kN
②	측 벽1	:	0.500	x	3.89	x	25.00	x	2 ea		=	97.175	kN
②	측 벽2	:	0.900	x	4.24	x	25.00	x	2 ea		=	190.800	kN
②	측 벽3	:	0.300	x	4.24	x	25.00	x	1 ea		=	31.800	kN
④	중 간 슬 라 브	:	0.700	x	10.00	x	25.00				=	175.000	kN
③	하 부 슬 라 브	:	0.700	x	10.00	x	25.00				=	175.000	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 4 ea	=	12.500	kN
											∑ =	758.275	KN

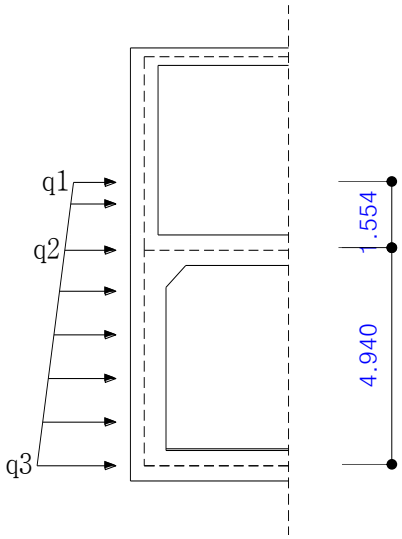
2) 2차 고정하중 - 기계하중

변압실 기계하중/(기계면적)

기계하중 : 35.0 / 2.80 / 1.50 = 8.333 kN/m^2

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0 = 0.000 kN/㎡

q2 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 1.554 x 19.00) = 23.963 kN/㎡

q3 = 23.96 + 0.500 x 4.940 x 19.00 = 70.893 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

q1 = 0 = 0.000 kN/㎡

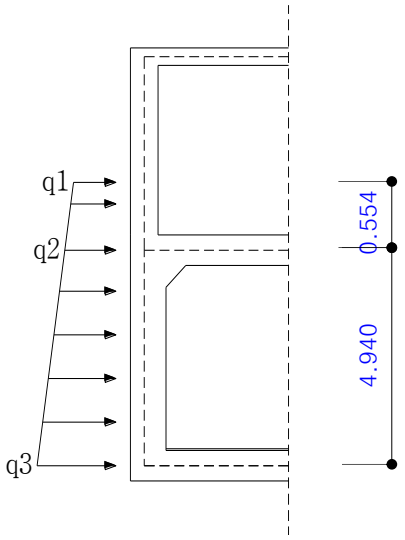
q2 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 1.554 x 10.00) = 29.094 kN/㎡

q3 = 29.09 + 0.500 x 4.940 x 10.00 = 53.794 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = = 0.000 kN/㎡

qw2 = 0.554 x 10.000 = 5.540 kN/㎡

qw3 = 5.540 + 4.940 x 10.000 = 54.940 kN/㎡

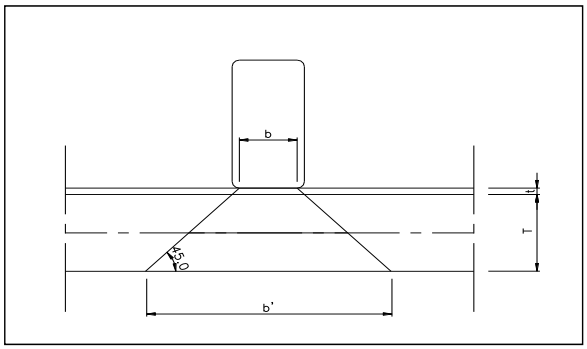
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 54.94 + 0.350 x 10.000 = 58.440 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

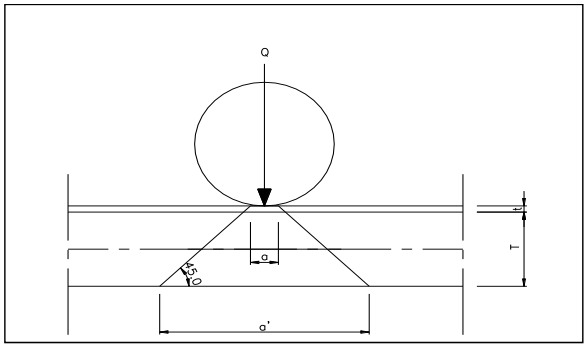
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 0.700 m

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.040) x cot 45° = 1.980 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.040) x cot 45° = 1.680 m

Qz = 96.00 / (1.980 x 1.680)

= 28.860 kN/㎡

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상 부 슬 라 브	:				=	76.000	kN
②	측 벽	:				=	319.775	kN
③	하 부 슬 라 브	:				=	175.000	kN
④	헌치					=	12.500	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	175.000	KN
⑤	벽 체	:				=	0.000	KN
-	연 직 하 중	:	0.000	x	10.000	=	0.000	kN
-	상 부 활 하 중	:	0.000	x	10.000	=	0.000	kN
-	내 부 활 하 중	:	5.000	x	7.900	=	39.500	kN
						Σ =	797.775	kN

Qmax1 = 797.775 / 10.000 + 28.860 = **108.638** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상 부 슬 라 브	:				=	76.000	kN
②	측 벽	:				=	319.775	kN
③	하 부 슬 라 브	:				=	175.000	kN
④	헌치					=	12.500	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	175.000	KN
⑤	벽 체	:				=	0.000	KN
-	연 직 하 중	:	0.000	x	10.000	=	0.000	KN
-	상 부 활 하 중	:				=	0.000	kN
-	내 부 활 하 중	:				=	39.500	kN
						Σ =	797.775	kN

Qmax1 = 797.775 / 10.000 + 28.860 = **108.638** kN/m²

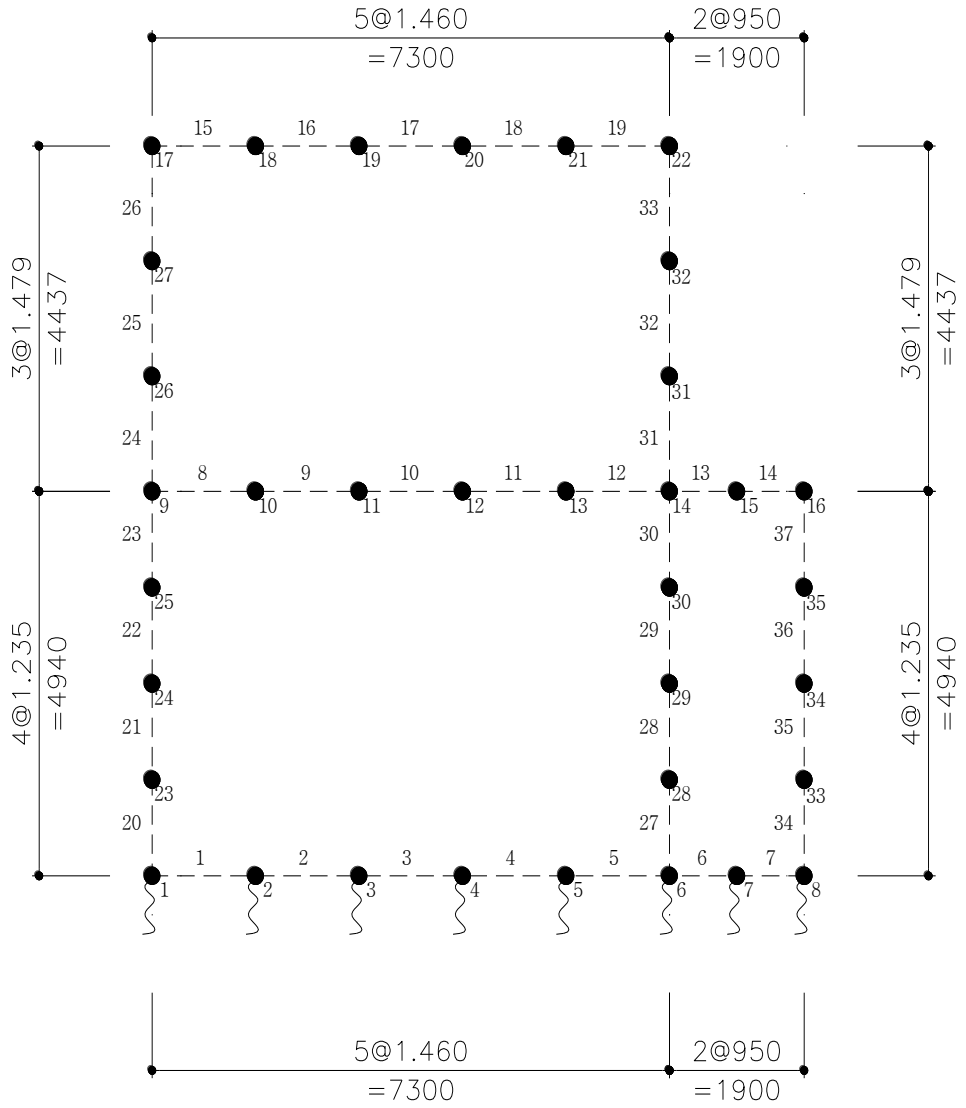
∵ Qmax = **108.638** kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 108.638 kN/m² < Qa = 510.410 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	0.40	0.400	0.0053333	27783	15 ~ 19
측 벽	1.0	0.50	0.500	0.0104167	27783	24 ~ 26
	1.0	0.50	0.500	0.0104167	27783	31 ~ 33
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	27783	20 ~ 23
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	27783	34 ~ 37
하부슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	27783	1 ~ 7
중간 슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	27783	8 ~ 14
내 측벽 체1	1.0	0.30	0.300	0.0022500	27783	27 ~ 30

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 9000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 9000 = 30000.00 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{10.000 \times 5.500} = 7.416$ m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 10.0 / 5.5) / 1.5 = 1.879 > 1

∴ **β = 1.0**

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 30000 x (7.416 / 0)$^{-3/4}$ = 2706 kN/m³

Kz(1) =	2706	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	3193 kN/m³
Kz(7) =	2706	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	0.950	/	2	) =	2503 kN/m³
Kz(2~5) =	2706	x	1.0	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	3951 kN/m³
Kz(6) =	2706	x	1.0	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	2571 kN/m³

6. 하중조합

--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 1.000

(상 시)

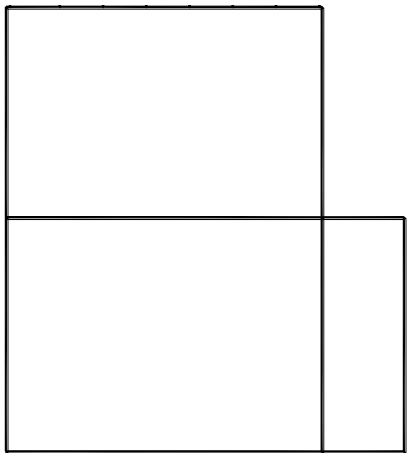
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.6	1.6			3.3.2
COMB 2		1.2	1					3.3.3
COMB 3		1.2	1.6	1.6	0.8			3.3.6
COMB 4		0.9		0.9	1.6			3.3.7
COMB 5		0.9		0.9	0.8			3.3.7
COMB 6	지하수 고려시	1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	3.3.2
COMB 7		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8	3.3.6
COMB 8		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6	3.3.7
COMB 9		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8	3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

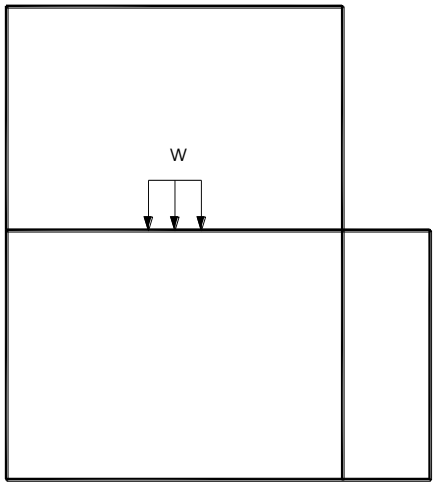
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	
COMB 10	지하수 비고려시	1	1	1	1			3.3.2
COMB 11		1	1					3.3.3
COMB 12		1	1	1	0.5			3.3.6
COMB 13		0.9		0.9	1			3.3.7
COMB 14		0.9		0.9	0.5			3.3.7
COMB 15	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	3.3.2
COMB 16		1	1	1	0.5	1	0.5	3.3.6
COMB 17		0.9		0.9	1	0.9	1	3.3.7
COMB 18		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5	3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

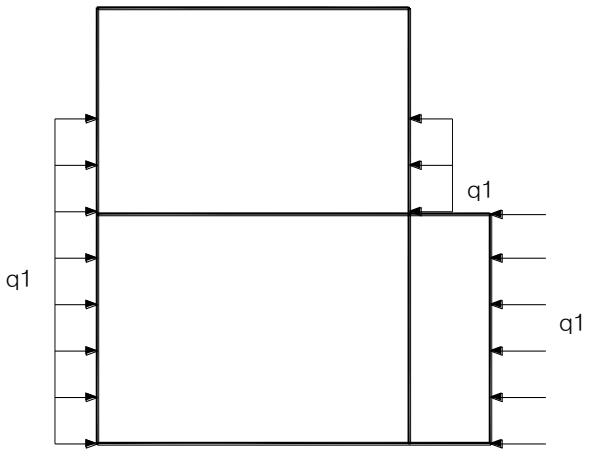


2) CASE 1 - 2차고정하중



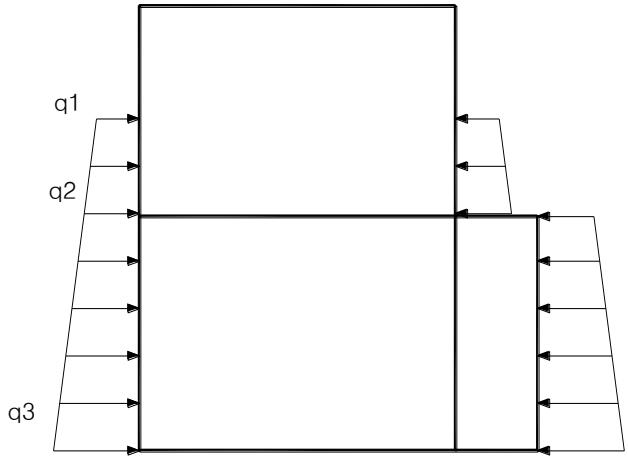
w = 8.33 kN/㎡

3) CASE 2 - 노면활하중



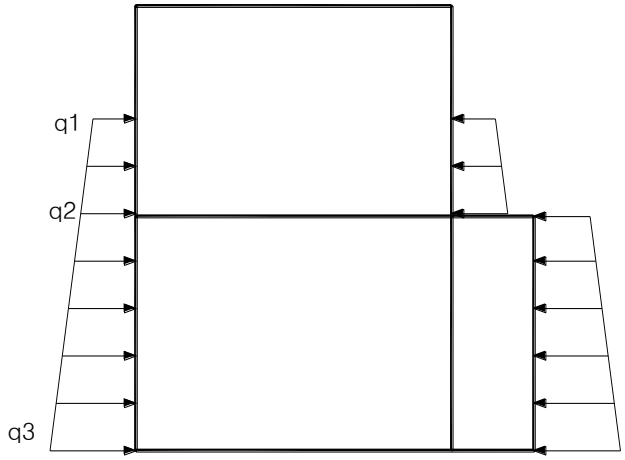
q1 = 5.00 kN/㎡

4) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



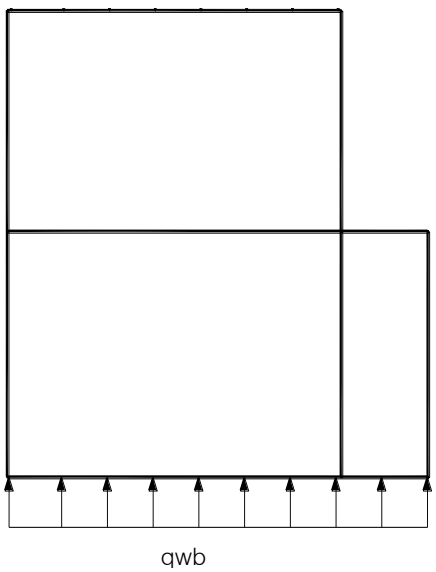
q1 = 0.00 kN/㎡
q2 = 23.96 kN/㎡
q3 = 70.89 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1 = 0.00 kN/㎡
q2 = 29.09 kN/㎡
q3 = 53.79 kN/㎡

6) CASE 5 - 연 직 수 압



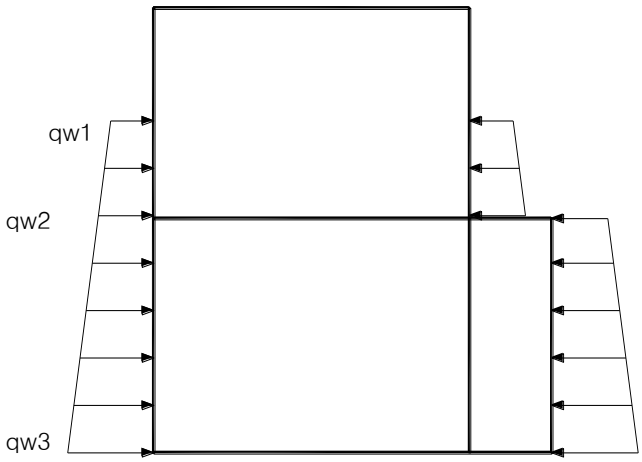
qwb = 58.44 kN/㎡

7) CASE 6 - 횡 수 압

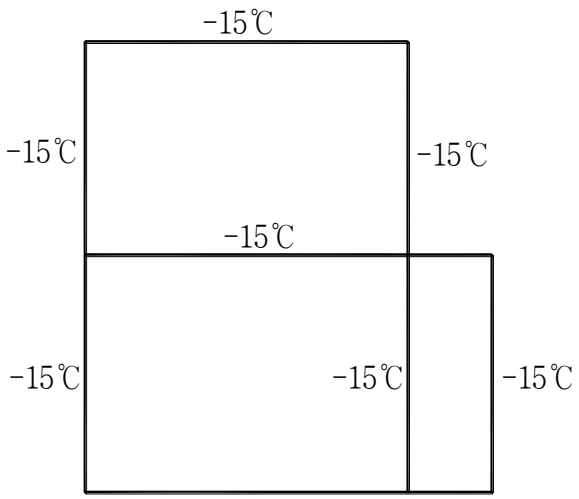
qw1 = 0.00 kN/㎡

qw2 = 5.54 kN/㎡

qw3 = 54.94 kN/㎡



8) CASE 7 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sd	Sd
지진계수	0.16	0.23

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	8	풍화암	0
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 0.000 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 0.000 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 8.877 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 10.000 m 구조물 길이 : 5.500 m

구조물 높이 : 9.927 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 0.400 m (측 벽 -1) 0.500 m (중간슬래브) 0.400 m

(측 벽 -2) 0.900 m (하부슬래브) 0.700 m

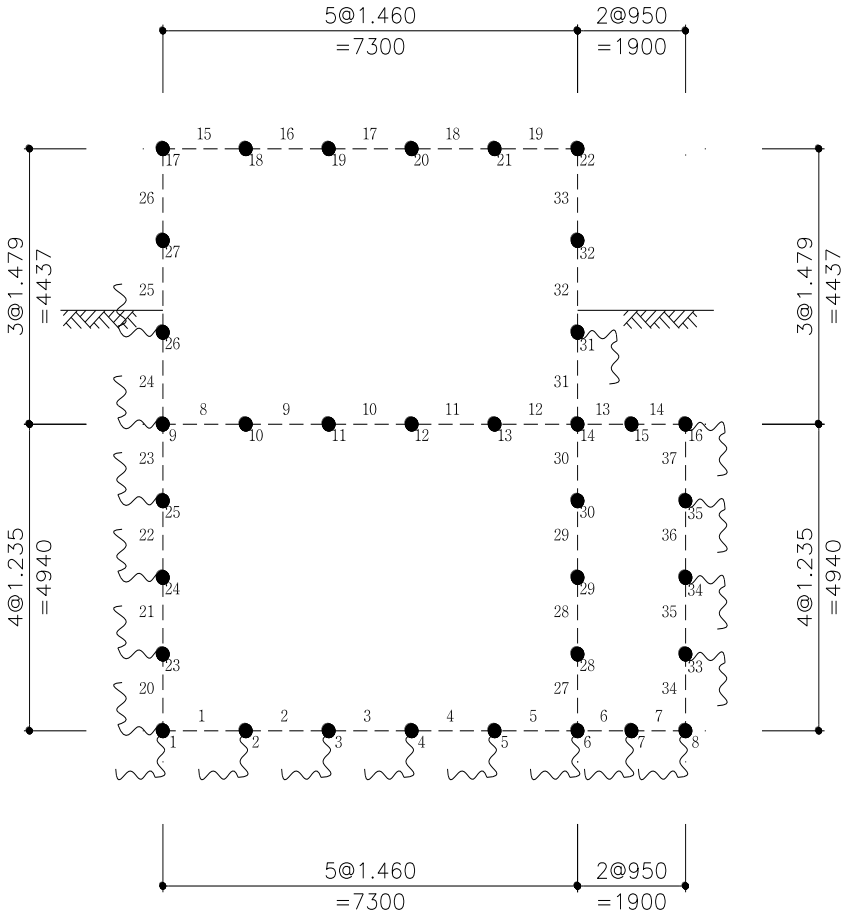
⑧ 상재토 제원

포장두께	0.800 m	
입도조정	0.000 m	
보조기층	0.000 m	
동방층	0.000 m	▼
토사층	6.448 m	
전체토피	7.248 m	내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	0.40	0.400	0.0053333	27783	21 ~ 30
측 벽	1.0	0.50	0.500	0.0104167	27783	31 ~ 43
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	27783	44 ~ 56
하부슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	27783	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	27783	11 ~ 20

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo : 0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 128 ^{2} = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo : 0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 80 ^{2} = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo : 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo : 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo : 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo : 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.00 × 5.50) = 7.416 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (10 / 0.3)^(-3 / 4) = 32321.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 32321.79 = 10773.93 kN/m³

(2) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.93 × 5.50) = 7.389 m

Kho = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kh = 293946.40 × (9.927 / 0.3)^(-3 / 4) = 26586.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 26586.82 = 8862.27 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 측 벽

Kh(26,31)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	39322 kN/m³
Khs(26,31)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	13107 kN/m³
Kh(9,16)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(9,16)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(23~25)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(23~25)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(33~35)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(33~35)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(1,8)=	26587	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	28966 kN/m³
Khs(1,8)=	8862	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	9655 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	32322	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	38140 kN/m³
Kvs(1)=	10774	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	12713 kN/m³
Kv(2~5)=	32322	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	47190 kN/m³
Kvs(2~5)=	10774	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	15730 kN/m³
Kv(6)=	32322	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	38948 kN/m³
Kvs(6)=	10774	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	12983 kN/m³
Kv(7)=	32322	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	30706 kN/m³
Kvs(7)=	10774	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	10235 kN/m³
Kv(8)=	32322	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	30706 kN/m³
Kvs(8)=	10774	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	10235 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.00 × 5.50) = 7.416 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (10 / 0.3)^(-3 / 4) = 12625.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 12625.50 = 4208.50 kN/m³

(2) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.93 × 5.50) = 7.389 m

Kho = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kh = 114822.40 × (9.927 / 0.3)^(-3 / 4) = 10385.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 10385.44 = 3461.81 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 측 벽

Kh(26,31)=	12625	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	18673 kN/m³
Khs(26,31)=	4208	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	6224 kN/m³
Kh(9,16)=	12625	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	17133 kN/m³
Khs(9,16)=	4208	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	5711 kN/m³
Kh(23~25)=	12625	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	17133 kN/m³
Khs(23~25)=	4208	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	5711 kN/m³
Kh(33~35)=	12625	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	17133 kN/m³
Khs(33~35)=	4208	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	5711 kN/m³
Kh(1,8)=	12625	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	13755 kN/m³
Khs(1,8)=	4208	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	4585 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	10385	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	12255 kN/m³
Kvs(1)=	3462	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	4085 kN/m³
Kv(2~5)=	10385	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	15163 kN/m³
Kvs(2~5)=	3462	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	5054 kN/m³
Kv(6)=	10385	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	12514 kN/m³
Kvs(6)=	3462	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	4171 kN/m³
Kv(7)=	10385	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	9866 kN/m³
Kvs(7)=	3462	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	3289 kN/m³
Kv(8)=	10385	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	9866 kN/m³
Kvs(8)=	3462	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	3289 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	5.625	128.000	80.000	19.000	0.176	0.281
퇴적토	17.258	137.884	86.177	19.000	0.501	0.801
연암	5.200	235.778	147.361	23.000	0.088	0.141
계	28.083	154.031	96.269		0.765	1.223

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.765 = 0.956	1.25 × 1.223 = 1.529

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	123.000	64.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
28.083	154.031 , 96.269	0.18232	30876	0.29171	8359

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.956} = 1.075$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.529} = 1.376$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.956 \times 1.075}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.529 \times 1.376}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 0.000 m
- 하부슬래브 심도 = 8.877 m
- 기반암 심도(H) = 28.083 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.956 \times \cos(\pi \times 0.000 / (2 \times 28.1)$

$= 0.03177$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.956 \times \cos(\pi \times 8.877 / (2 \times 28.1)$

$= 0.02793$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.529 \times \cos(\pi \times 0.000 / (2 \times 28.1)$

$= 0.10380$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.529 \times \cos(\pi \times 8.877 / (2 \times 28.1)$

$= 0.09126$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준								
Po =	8837.96	× (	0.03177	-	0.02793	) =	33.908	kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	3452.31	× (	0.10380	-	0.09126	) =	43.272	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2z}{\pi} Sv_2 Tg \cos\frac{\pi}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	0.000	0.0318	0.0043	113.55	0.1038	0.0140	144.90
q2	1.479	0.0317	0.0042	110.66	0.1034	0.0136	141.22
q3	2.958	0.0313	0.0038	102.01	0.1024	0.0125	130.18
q4	4.437	0.0308	0.0033	87.67	0.1006	0.0108	111.88
q5	5.672	0.0302	0.0027	71.39	0.0986	0.0088	91.11
q6	6.907	0.0294	0.0019	51.29	0.0961	0.0063	65.45
q7	8.142	0.0285	0.0010	27.45	0.0932	0.0034	35.04
q8	9.377	0.0275	0.0000	0.00	0.0898	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = -0.61$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 27.08$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 13.23$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = -0.54$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 23.95$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 11.70$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.400 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 0.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.400 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 2.240 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 0.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 8.88)
= 1.380 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 0.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 8.88)
= 3.400 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 4.44)
= 1.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 4.44)
= 4.700 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 0.400 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 0.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 0.400 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 2.240 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

--- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

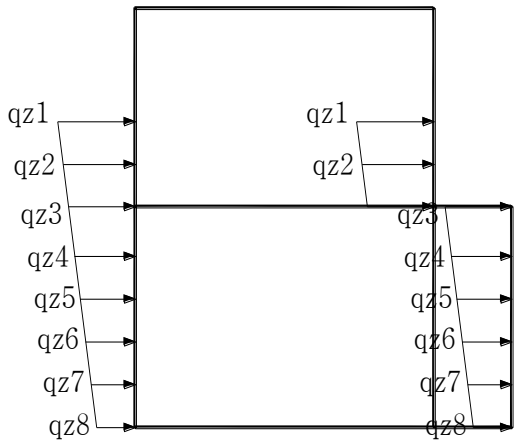
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

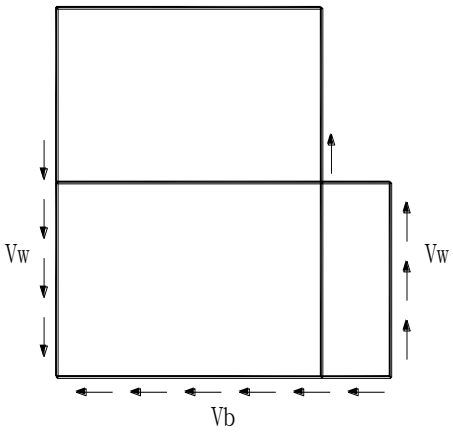
*** 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조**

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



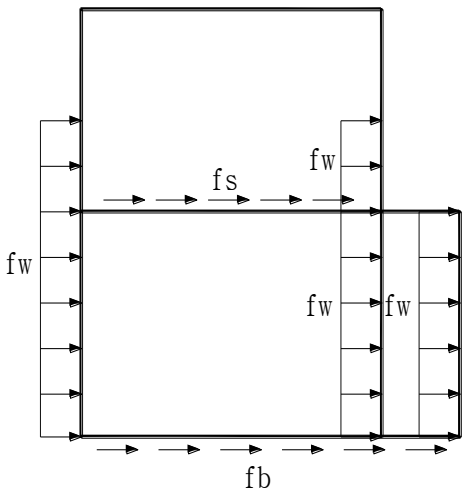
qz1	=	113.55	kN/㎡	
qz2	=	110.66	kN/㎡	
qz3	=	102.01	kN/㎡	
qz4	=	87.67	kN/㎡	
qz5	=	71.39	kN/㎡	-
qz6	=	51.29	kN/㎡	
qz7	=	27.45	kN/㎡	
qz8	=	0.00	kN/㎡	

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



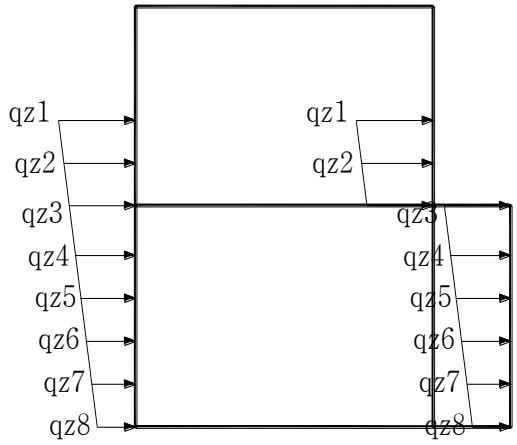
Vb	=	27.08	kN/㎡
Vw	=	13.23	kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



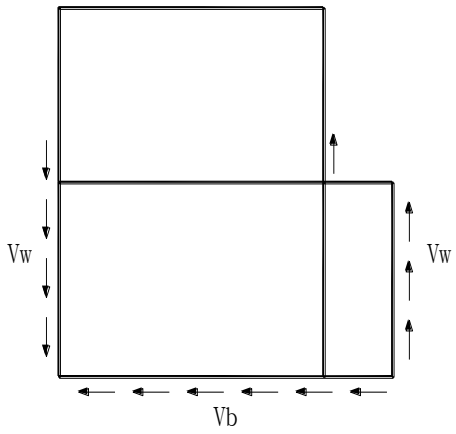
fb	=	1.38	kN/m
fw	=	1.91	kN/m
fs	=	0.91	kN/m

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



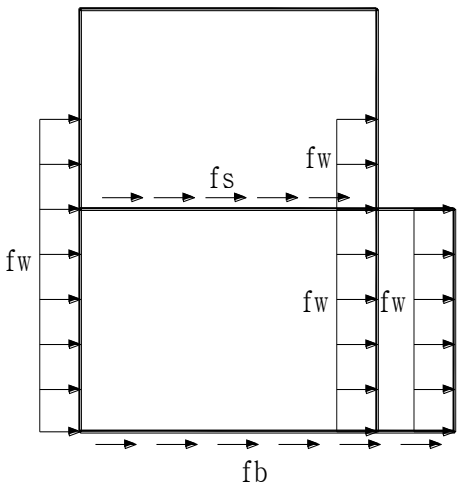
qz1	=	144.90	kN/㎡
qz2	=	141.22	kN/㎡
qz3	=	130.18	kN/㎡
qz4	=	111.88	kN/㎡
qz5	=	91.11	kN/㎡
qz6	=	65.45	kN/㎡
qz7	=	35.04	kN/㎡
qz8	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vb	=	23.95	kN/㎡
Vw	=	11.70	kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)

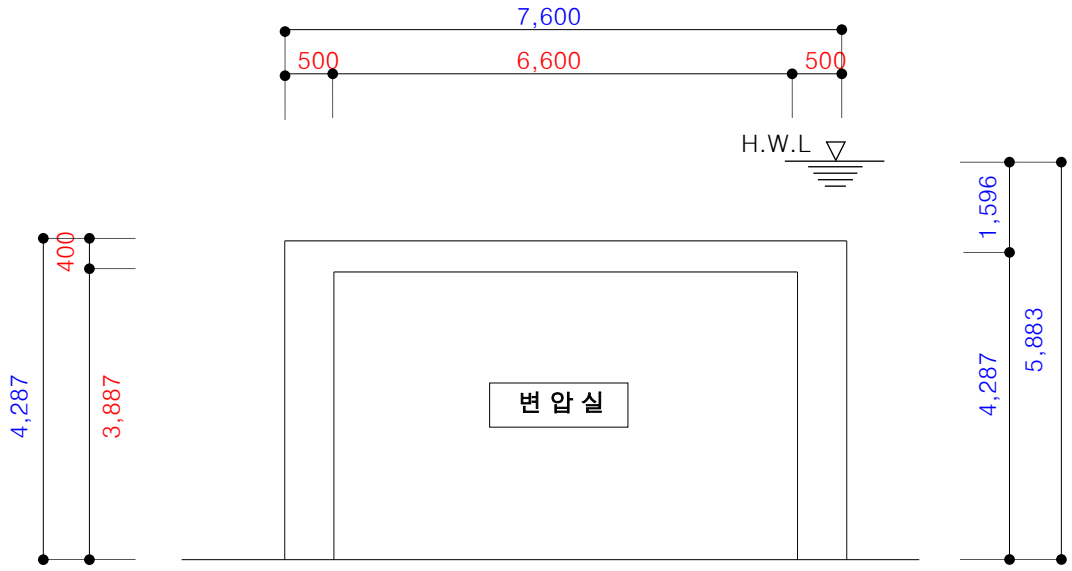


fb	=	3.40	kN/m
fw	=	4.70	kN/m
fs	=	2.24	kN/m

13-1. 추가검토 - 변압실 홍수위시 검토

13.1 단면 가정

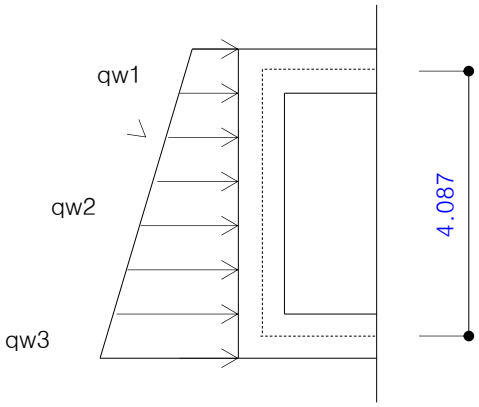
- 변압실 구조물은 평상시 외부에서 작용하는 하중이 없으므로,
홍수시를 고려한 모델링 결과를 추가 검토하여 단면검토에 반영하였음.



13.2 하중 산정

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

2) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브

q = 1.596 x 10.000 = 15.960 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체

qw1 = 1.596 x 10.000 = 15.960 kN/㎡

qw2 = 15.960 + 2.044 x 10.000 = 36.395 kN/㎡

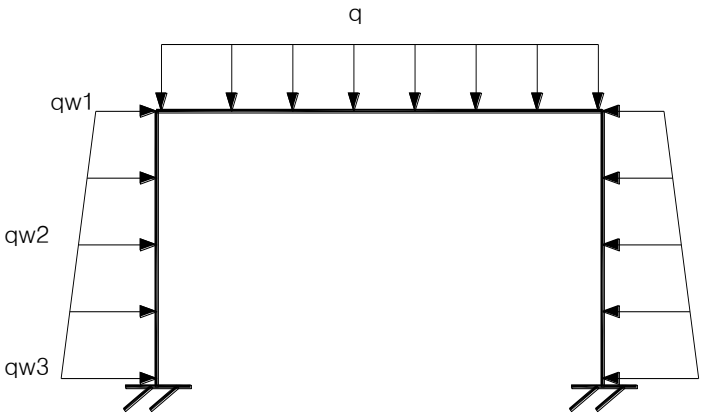
qw3 = 36.395 + 2.044 x 10.000 = 56.830 kN/㎡

13.3 하중재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



2) 연직수압 및 횡수압



- 연직수압

q = 15.96 kN/㎡

- 수평수압

qw1 = 15.96 kN/㎡

qw2 = 36.40 kN/㎡

qw3 = 56.83 kN/㎡

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

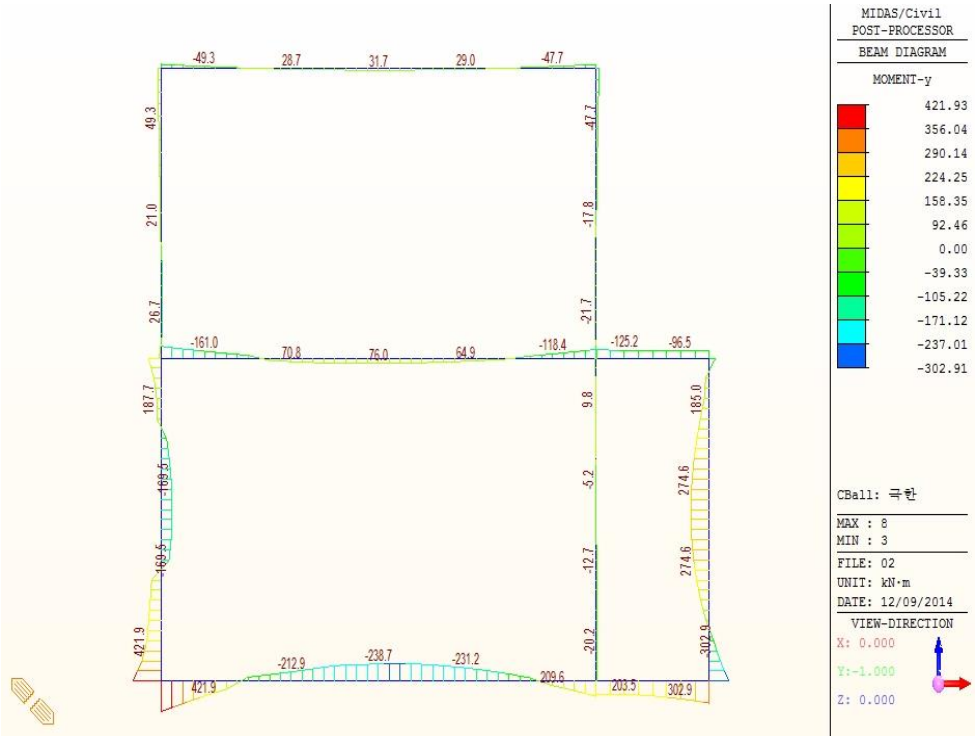
부재력 / 부재		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	161.7	100.2	116.3	447.7	174.6	505.1	188.6	505.1	188.6	116.3
2	상부슬래브 우측단부	125.2	102.8	100.8	409.4	147.0	474.0	143.3	474.0	147.0	100.8
3	상부슬래브 중앙부	76.0	32.8	63.2	214.8	107.2	268.5	121.2	268.5	121.2	63.2
4	하부슬래브 좌측단부	421.9	322.3	315.5	571.0	242.7	568.7	206.3	571.0	322.3	315.5
5	하부슬래브 우측단부	302.9	260.5	209.7	435.8	197.0	451.9	194.9	451.9	260.5	209.7
6	하부슬래브 중앙부	238.7	81.2	194.8	238.6	93.2	289.5	116.3	289.5	116.3	194.8
7	좌측벽체 상단부	187.7	287.8	125.6	573.0	318.3	647.8	388.6	647.8	388.6	125.6
8	좌측벽체 중앙부	169.5	150.7	78.5	287.0	314.7	326.5	260.3	326.5	314.7	78.5
9	좌측벽체 하단부	421.9	480.3	315.5	571.0	448.6	568.7	470.2	571.0	480.3	315.5
10	우측벽체 상단부	96.5	293.5	43.3	409.4	290.6	474.0	357.9	474.0	357.9	43.3
11	우측벽체 중앙부	274.6	156.4	171.0	296.4	183.8	320.8	230.5	320.8	230.5	171.0
12	우측벽체 하단부	302.9	474.6	209.7	435.8	411.9	451.9	434.1	451.9	474.6	209.7
13	내측벽체	20.2	6.1	16.6	58.7	29.1	69.0	36.7	69.0	36.7	16.6
변압실 구조물											
14	변압실 상부슬래브 좌측단부	154.1	136.2	105.7	64.2	46.9	67.3	16.6	154.1	136.2	105.7
15	변압실 상부슬래브 우측단부	154.1	136.2	105.7	65.0	45.5	66.0	45.4	154.1	136.2	105.7
16	변압실 상부슬래브 중앙부	100.1	27.2	69.5	29.3	11.1	29.3	3.7	100.1	27.2	69.5
17	변압실 좌측벽체 외측	154.1	153.4	105.7	125.3	188.4	142.7	213.8	154.1	213.8	105.7
18	변압실 좌측벽체 내측	43.5	153.4	22.7	103.9	188.4	114.1	213.8	114.1	213.8	22.7
19	변압실 우측벽체 외측	154.1	153.4	105.7	72.6	206.0	87.0	66.9	154.1	206.0	105.7
20	변압실 우측벽체 내측	43.5	153.4	22.7	78.3	206.0	88.0	66.9	88.0	206.0	22.7

14. 단면력도

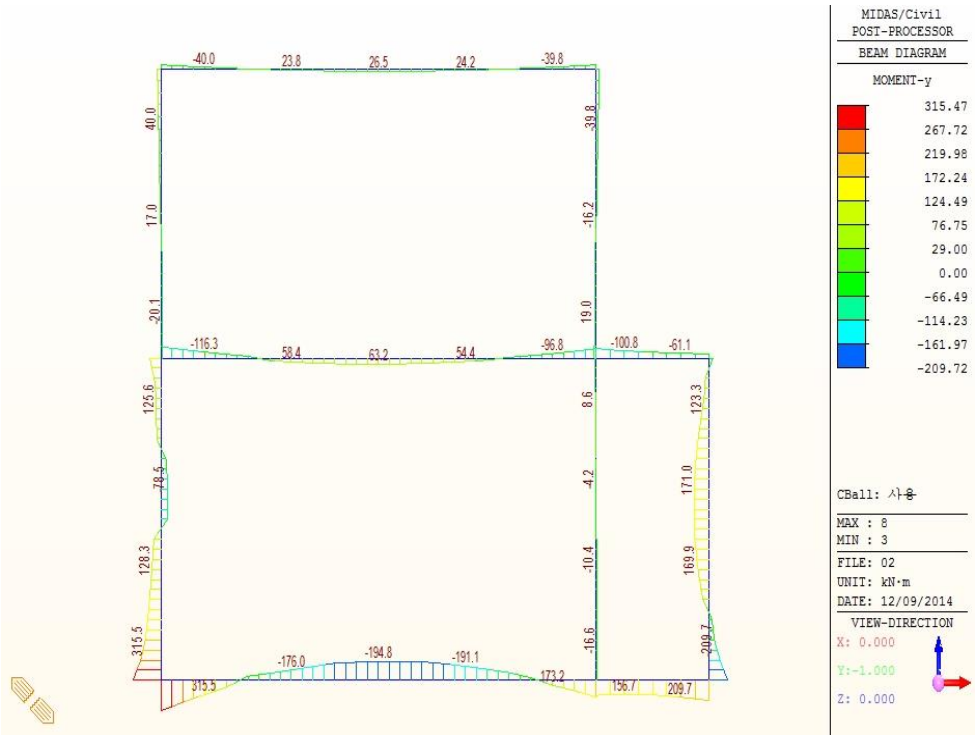
1) 상시

– 모멘트도

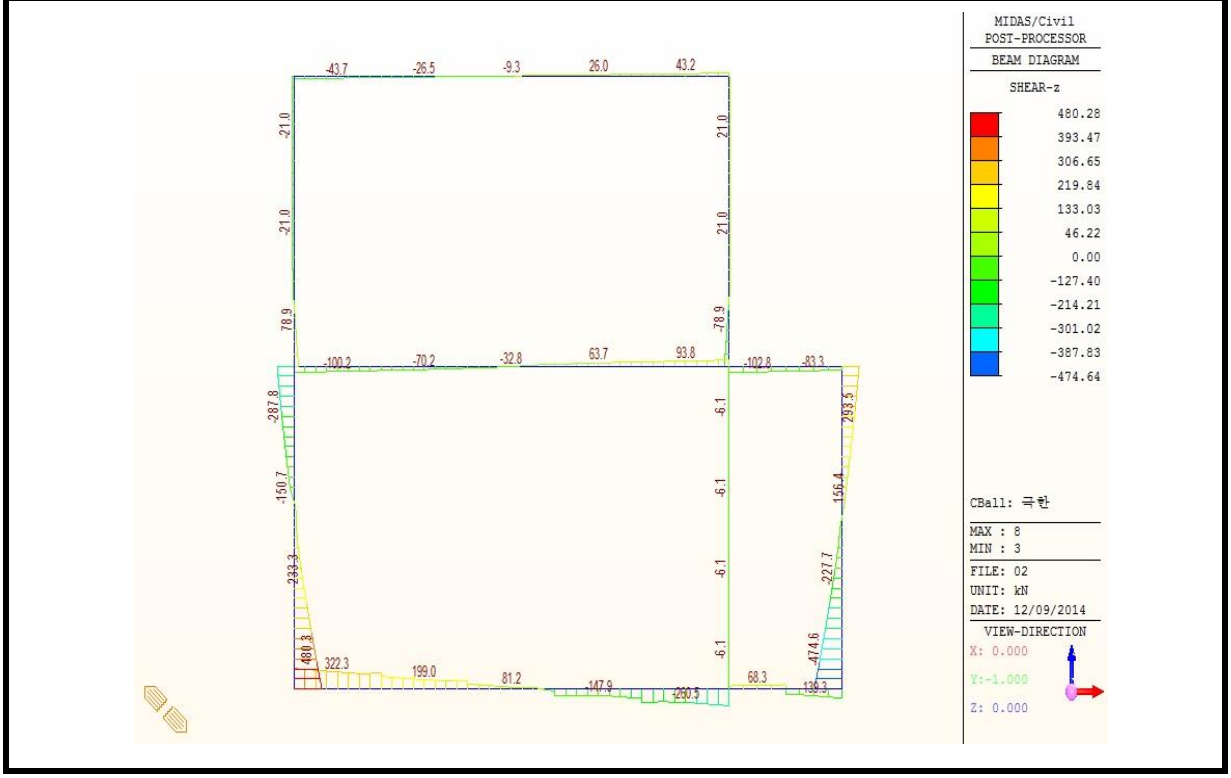
계 수 하 중



사 용 하 중



– 전단력도

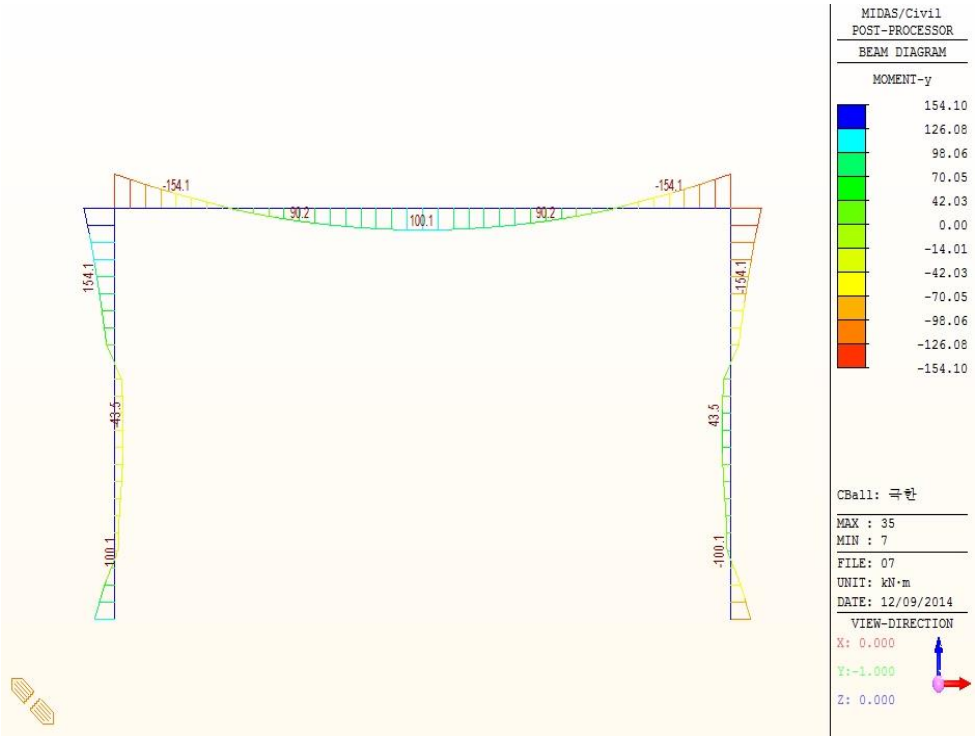
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
480.28
393.47
306.65
219.84
133.03
46.22
0.00
-127.40
-214.21
-301.02
-387.83
-474.64
CBall: 극한
MAX : 8
MIN : 3
FILE: 02
UNIT: kN
DATE: 12/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000
-43.7
-26.5
-9.3
26.0
43.2
-21.0
-21.0
-78.9
-100.2
-70.2
-32.8
63.7
93.8
-102.8
-83.3
-287.8
-150.7
-233.3
-480.3
322.3
199.0
81.2
-147.9
-260.5
68.3
-139.3
-474.6
-227.7
-156.4
-293.5
-6.1

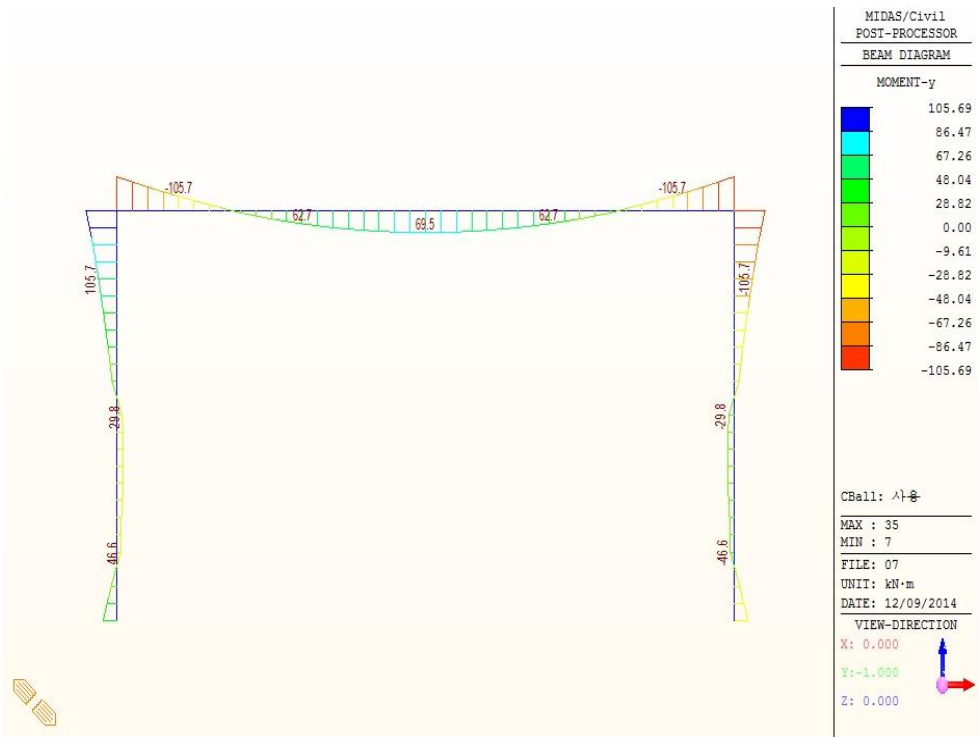
2) 변압실 추가검토

- 모멘트도

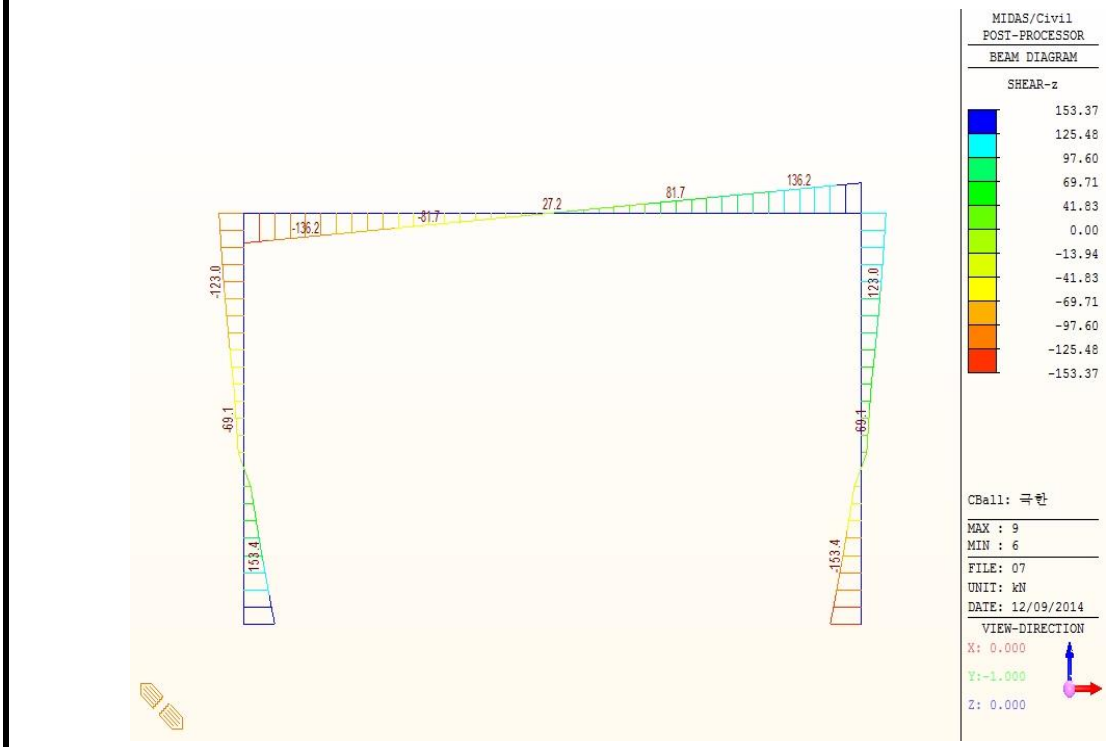
계 수 하 중



사 용 하 중



– 전단력도

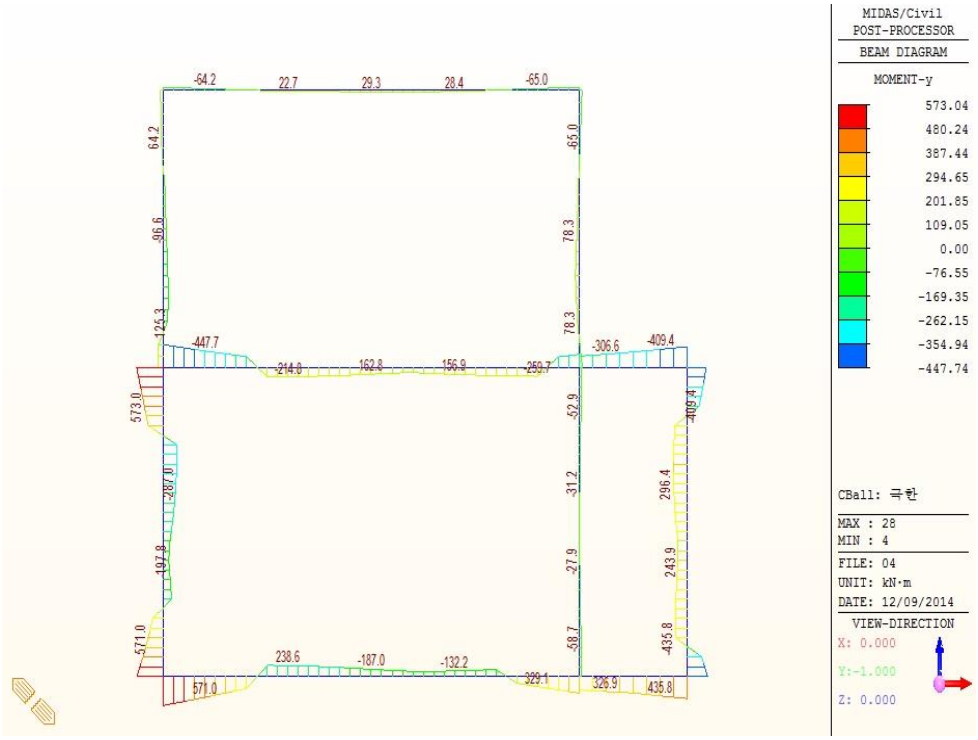
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
153.37
125.48
97.60
69.71
41.83
0.00
-13.94
-41.83
-69.71
-97.60
-125.48
-153.37
CBall: 극한
MAX : 9
MIN : 6
FILE: 07
UNIT: kN
DATE: 12/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000
136.2
81.7
27.2
-81.7
-136.2
-123.0
123.0
69.1
69.1
153.4
-153.4

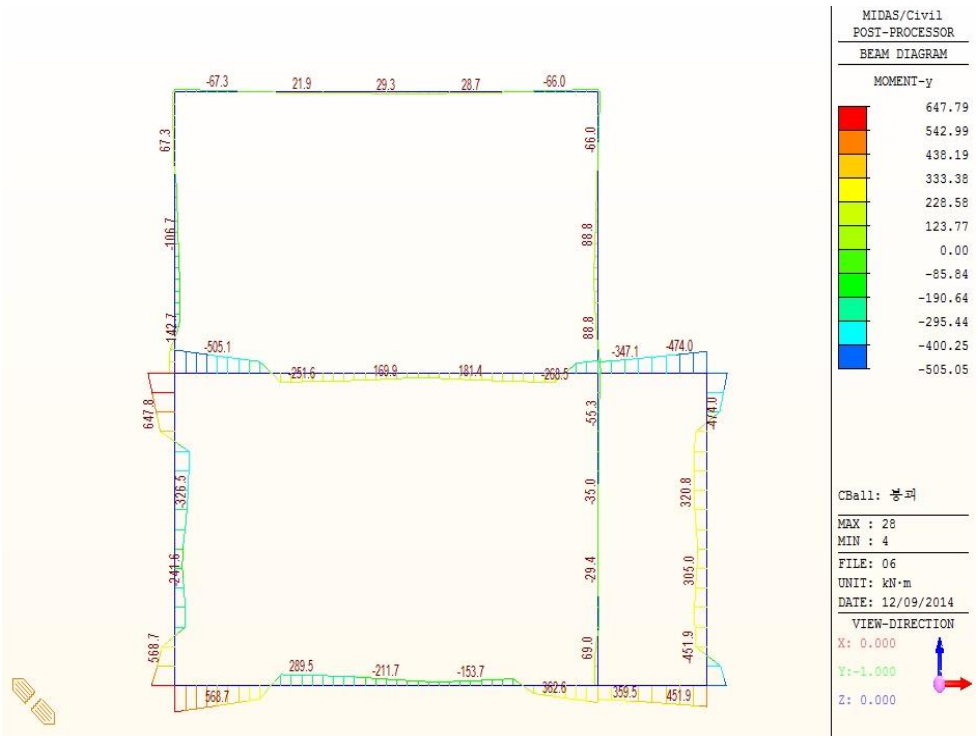
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

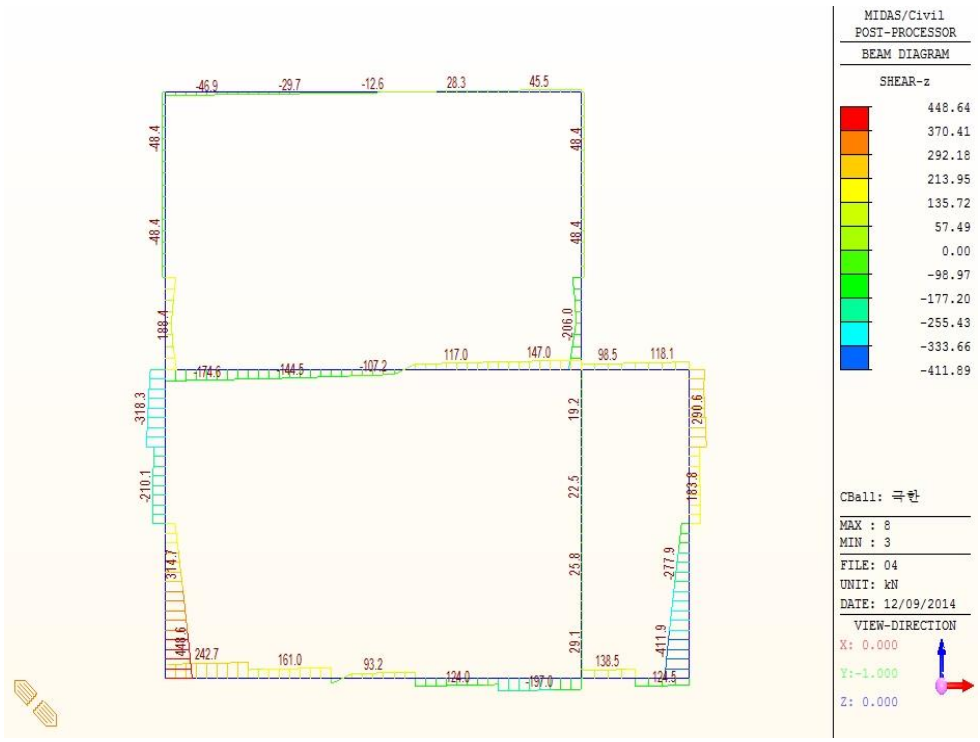


붕괴 방지 수준

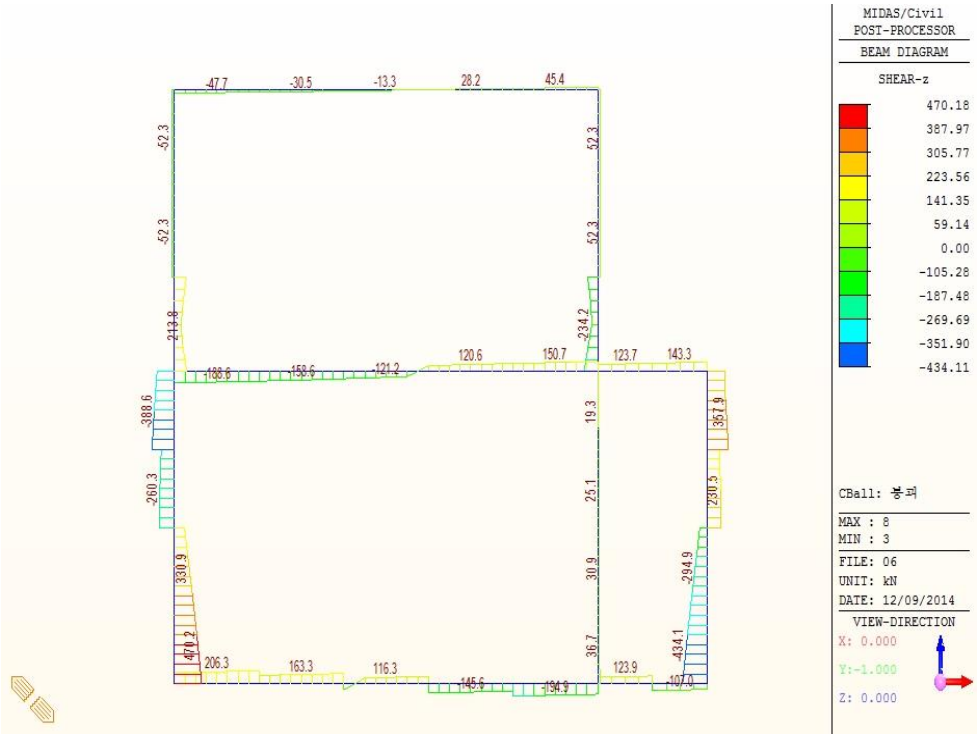


– 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	86	cm			
· Mu =	505.100	kN.m	· Vu =	188.600	kN	· M =	116.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	76.0 cm	· 전단력 d =	76.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.267 cm^2 [p = 0.00267]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.700 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.600 cm^2	> 10.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	27.023 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 125	=	30.968 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	=	30.968 cm^2	[p = 0.004075]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0329 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 771.80 kN.m > Mu = 505.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN > Vu = 188.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN > Vu = 188.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 0.00 = 493.63 kN > Vu = 188.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.53 Rs = Φv Vn / Vu = 2.62

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004075 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ^{2}] = 0.215

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.215 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 116.30 × 1000 / [30.968 × 76.0 × 0.928] = 53.25 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 53.25) − 2.5 x 89 = 1256 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 53.25) = 1183 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	86	cm			
· Mu =	474.000	kN.m	· Vu =	147.000	kN	· M =	100.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	76.0	cm	· 전단력 d =	76.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 19.019 cm^2 [p = 0.00250]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒	MIN	As =	26.600	cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN	As =	24.700	cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒	MIN	As =	10.750	cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒	MIN	As =	26.600	cm^2	> 10.750	cm^2
			4/3·Req As	⇒	MIN	As =	25.359	cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 22 @ 125 = 30.968 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 30.968 cm^2 [p = 0.004075]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0329 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 771.80 kN.m > Mu = 474.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN > Vu = 147.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN > Vu = 147.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 0.00 = 493.63 kN > Vu = 147.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.63 Rs = Φv Vn / Vu = 3.36

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004075 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ^{2}] = 0.215

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.215 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 100.80 × 1000 / [30.968 × 76.0 × 0.928] = 46.15 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 46.15) − 2.5 x 89 = 1484 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 46.15) = 1365 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	268.500	kN.m	· Vu =	121.200	kN	· M =	63.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	62.0 cm	· 전단력 d =	62.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 13.161 cm^2 [p = 0.00212]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	21.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	20.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	21.700 cm^2	> 8.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	17.548 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 19 @ 125 = 22.920 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 22.920 cm^2 [p = 0.003697]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0366 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 467.59 kN.m > Mu = 268.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 121.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN > Vu = 121.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 0.00 = 402.70 kN > Vu = 121.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.74 Rs = Φv Vn / Vu = 3.32

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003697 + √ [2 × 0.027 + 0.027 ^{2}] = 0.206

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.206 / 3 = 0.931

fs = M / [As·d·j]

= 63.20 × 1000 / [22.920 × 62.0 × 0.931] = 47.77 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 47.77) − 2.5 x 70.5 = 1472 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 47.77) = 1319 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	70	cm				
·	Mu =	571.000	kN.m	·	Vu =	322.300	kN	· M =	315.500	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	60.0	cm	· 전단력 d =	60.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 29.743 cm^2 [p = 0.00496]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	21.000 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	19.500 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	21.000 cm^2	> 8.750	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	39.657 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.006756]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0187 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 778.25 kN.m > Mu = 571.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 322.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 322.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 322.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.21

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006756 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 315.50 × 1000 / [40.536 × 60.0 × 0.911] = 142.39 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.4) − 2.5 x 87.5 = 334 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.4) = 442 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	451.900	kN.m	· Vu =	260.500	kN	· M =	209.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	60.0	cm	· 전단력 d =	60.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 23.196 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒	MIN	As =	21.000 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN	As =	19.500 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒	MIN	As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒	MIN	As =	21.000 cm^2	>	8.750 cm^2
			4/3·Req As	⇒	MIN	As =	30.928 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	22 @ 125	=	30.968 cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL	=	30.968 cm^2	[p =	0.005161]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0254 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 603.33 kN.m > Mu = 451.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 260.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 260.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 260.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 1.50

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005161 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ^{2}] = 0.238

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 209.70 × 1000 / [30.968 × 60.0 × 0.921] = 122.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 122.5) − 2.5 x 89 = 420 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 122.5) = 514 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	70	cm				
·	Mu =	289.500	kN.m	·	Vu =	116.300	kN	· M =	194.800	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	62.0	cm	· 전단력 d =	62.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 14.190 cm^2 [p = 0.00229]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒ MIN	As =	21.700 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	20.150 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒ MIN	As =	21.700 cm^2	> 8.750	cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN	As =	18.920 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 19 @ 125 = 22.920 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 22.920 cm^2 [p = 0.003697]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0366 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 467.59 kN.m > Mu = 289.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 116.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN > Vu = 116.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 0.00 = 402.70 kN > Vu = 116.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.62 Rs = Φv Vn / Vu = 3.46

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003697 + √ [2 × 0.027 + 0.027 ^{2}] = 0.206

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.206 / 3 = 0.931

fs = M / [As·d·j]

= 194.80 × 1000 / [22.920 × 62.0 × 0.931] = 147.24 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 147.2) − 2.5 x 70.5 = 359 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 147.2) = 428 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	106	cm			
· Mu =	647.800	kN.m	· Vu =	388.600	kN	· M =	125.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	96.0	cm	· 전단력 d =	96.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.421 cm^2 [p = 0.00213]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	31.200 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.600 cm^2	> 13.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	27.228 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	22 @	125	=	30.968 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	30.968 cm^2	[p =	0.003226]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 982.38 kN.m > Mu = 647.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 623.54 kN > Vu = 388.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 311.77 kN < Vu = 388.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 623.54 + 0.00 = 623.54 kN > Vu = 388.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.60

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 8.0 = 25000.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003226 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ^{2}] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 125.60 × 1000 / [30.968 × 96.0 × 0.936] = 45.14 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 45.14) − 2.5 x 89 = 1522 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 45.14) = 1396 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	326.500	kN.m	· Vu =	314.700	kN	· M =	78.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.912 cm^2 [p = 0.00145]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	26.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.700 cm^2	> 11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.883 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.001938]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0725 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 435.48 kN.m > Mu = 326.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 314.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 314.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 314.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.69

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001938 + √ [2 × 0.014 + 0.014 ²] = 0.153

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.153 / 3 = 0.949

fs = M / [As·d·j]

= 78.50 × 1000 / [15.888 × 82.0 × 0.949] = 63.49 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 63.49) − 2.5 x 72 = 1060 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 63.49) = 992 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	90	cm				
·	Mu =	571.000	kN.m	·	Vu =	480.300	kN	· M =	315.500	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	80.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.963 cm^2 [p = 0.00275]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.000 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	26.000 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.250 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.000 cm^2	> 11.250 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	29.284 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[	8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	40.536	cm^2	[	p =	0.005067]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0259 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1053.89 kN.m > Mu = 571.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 480.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 480.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 480.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.85 Rs = Φv Vn / Vu = 1.08

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005067 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ^{2}] = 0.236

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.236 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 315.50 × 1000 / [40.536 × 80.0 × 0.921] = 105.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 105.6) − 2.5 x 87.5 = 527 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 105.6) = 596 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	106	cm				
·	Mu =	474.000	kN.m	·	Vu =	357.900	kN	· M =	43.300	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	96.0	cm	· 전단력 d =	96.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 14.942 cm^2 [p = 0.00156]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	31.200 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.600 cm^2	> 13.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	19.923 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	30.968	cm^2	[p =	0.003226]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 982.38 kN.m > Mu = 474.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 623.54 kN > Vu = 357.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 311.77 kN < Vu = 357.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 623.54 + 0.00 = 623.54 kN > Vu = 357.90 kN

Rm = Md / Mu = 2.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.74

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003226 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ^{2}] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 43.30 × 1000 / [30.968 × 96.0 × 0.936] = 15.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 15.56) − 2.5 x 89 = 4839 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 15.56) = 4049 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	90	cm				
·	Mu =	320.800	kN.m	·	Vu =	230.500	kN	· M =	171.000	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.704 cm^2 [p = 0.00143]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.700 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	26.650 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.250 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	28.700 cm^2	> 11.250 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.605 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	15.888	cm^2	[p =	0.001938]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0725 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 435.48 kN.m > Mu = 320.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 230.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN > Vu = 230.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 230.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 2.31

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001938 + √ [2 × 0.014 + 0.014 ^{2}] = 0.153

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.153 / 3 = 0.949

fs = M / [As·d·j]

= 171.00 × 1000 / [15.888 × 82.0 × 0.949] = 138.31 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 138.3) − 2.5 x 72 = 389 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 138.3) = 455 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	90	cm				
·	Mu =	451.900	kN.m	·	Vu =	474.600	kN	· M =	209.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.761 cm^2 [p = 0.00204]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.650 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2	> 11.250	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	22.348 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]		
				TOTAL	=	30.968	cm^2	[p =	0.003777]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 834.98 kN.m > Mu = 451.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 474.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 474.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 474.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.85 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003777 + √ [2 × 0.027 + 0.027 ²] = 0.208

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.208 / 3 = 0.931

fs = M / [As·d·j]

= 209.70 × 1000 / [30.968 × 82.0 × 0.931] = 88.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 88.7) − 2.5 x 69 = 715 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 88.7) = 710 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 내측벽체

15.13.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	30	cm				
·	Mu =	69.000	kN.m	·	Vu =	36.700	kN	· M =	16.600	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	22.0	cm	· 전단력 d =	22.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.844 cm^2 [p = 0.00447]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 7.700 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 7.150 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 3.750 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 7.700 cm^2 > 3.750 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 13.125 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888	cm^2	[	8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	15.888	cm^2	[p =	0.007222]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0173 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 111.36 kN.m > Mu = 69.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 36.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN > Vu = 36.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 0.00 = 142.89 kN > Vu = 36.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.61 Rs = Φv Vn / Vu = 3.89

15.13.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007222 + √ [2 × 0.052 + 0.052 ^{2}] = 0.275

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.275 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 16.60 × 1000 / [15.888 × 22.0 × 0.908] = 52.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 52.3) − 2.5 x 72 = 1326 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 52.3) = 1205 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 변압실 상부슬래브 좌측단부

15.14.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	40	cm				
·	Mu =	154.100	kN.m	·	Vu =	136.200	kN	· M =	105.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	30.0	cm	· 전단력 d =	30.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.184 cm^2 [p = 0.00539]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒ MIN	As =	10.500 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	9.750 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	5.000 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒ MIN	As =	10.500 cm^2	> 5.000	cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN	As =	21.579 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	19 @	125	=	22.920 cm^2	[8.0 EA/m]	
			TOTAL	=	22.920 cm^2	[p = 0.00764]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0161 > $\varepsilon_{t.min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 218.22 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.43 kN < Vu = 136.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 194.86 + 0.00 = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.14.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00764 + √ [2 × 0.055 + 0.055 ^{2}] = 0.281

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.281 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [22.920 × 30.0 × 0.906] = 169.67 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.7) − 2.5 x 90.5 = 238 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.7) = 371 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 변압실 상부슬래브 우측단부

15.15.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	40	cm				
·	Mu =	154.100	kN.m	·	Vu =	136.200	kN	· M =	105.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	30.0	cm	· 전단력 d =	30.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.184 cm^2 [p = 0.00539]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 10.500 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 9.750 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 10.500 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 21.579 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	19	@	125	=	22.920	cm^2	[8.0	EA/m]	
TOTAL	=	22.920	cm^2	[p =	0.00764]					

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0161 > $\varepsilon_{t.min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 218.22 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.43 kN < Vu = 136.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 194.86 + 0.00 = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.15.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00764 + √ [2 × 0.055 + 0.055 ^{2}] = 0.281

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.281 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [22.920 × 30.0 × 0.906] = 169.67 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.7) − 2.5 x 90.5 = 238 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.7) = 371 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 변압실 상부슬래브 중앙부

15.16.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	100.100	kN.m	· Vu =	27.200	kN	· M =	69.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.617 cm^2 [p = 0.00301]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	11.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	10.400 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	5.000 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	11.200 cm^2	> 5.000	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	12.823 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.004965]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0265 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 165.38 kN.m > Mu = 100.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 207.85 kN > Vu = 27.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 103.93 kN > Vu = 27.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 207.85 + 0.00 = 207.85 kN > Vu = 27.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.65 Rs = Φv Vn / Vu = 7.64

15.16.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004965 + √ [2 × 0.036 + 0.036 ^{2}] = 0.234

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.234 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 69.50 × 1000 / [15.888 × 32.0 × 0.922] = 148.26 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.3) − 2.5 x 72 = 351 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.3) = 425 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 변압실 좌측벽체 외측

15.17.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	50	cm				
·	Mu =	154.100	kN.m	·	Vu =	213.800	kN	· M =	105.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	40.0	cm	· 전단력 d =	40.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.737 cm^2 [p = 0.00293]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	14.000 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	13.000 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	6.250 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	14.000 cm^2	> 6.250 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.649 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	15.888	cm^2	[p =	0.003972]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0338 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 208.60 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 213.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 213.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= [259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 213.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.17.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003972 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ^{2}] = 0.212

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.212 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [15.888 × 40.0 × 0.929] = 179.03 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179) − 2.5 x 92 = 210 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 변압실 좌측벽체 내측

15.18.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	50	cm				
·	Mu =	114.100	kN.m	·	Vu =	213.800	kN	· M =	22.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	42.0	cm	· 전단력 d =	42.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 8.263 cm^2 [p = 0.00197]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒ MIN	As =	14.700 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	13.650 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	6.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒ MIN	As =	14.700 cm^2	> 6.250	cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN	As =	11.017 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	16 @	125	=	15.888 cm^2	[8.0 EA/m]
			TOTAL	=	15.888 cm^2	[p = 0.003783]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 219.40 kN.m > Mu = 114.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 213.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 213.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 213.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.92 Rs = Φv Vn / Vu = 1.28

15.18.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003783 + √ [2 × 0.027 + 0.027 ^{2}] = 0.208

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.208 / 3 = 0.931

fs = M / [As·d·j]

= 22.70 × 1000 / [15.888 × 42.0 × 0.931] = 36.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 36.54) − 2.5 x 72 = 1975 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.54) = 1724 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 변압실 우측벽체 외측

15.19.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	50	cm						
· Mu =	154.100	kN.m	· Vu =	206.000	kN	· M =	105.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	40.0	cm	· 전단력 d =	40.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.737 cm^2 [p = 0.00293]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	14.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	13.000 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	6.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	14.000 cm^2	> 6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.649 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	15.888	cm^2	[p =	0.003972]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0338 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 208.60 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 206.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 206.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 206.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.26

15.19.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003972 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.212

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.212 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [15.888 × 40.0 × 0.929] = 179.03 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179) − 2.5 x 92 = 210 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 변압실 우측벽체 내측

15.20.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	50	cm				
·	Mu =	88.000	kN.m	·	Vu =	206.000	kN	· M =	22.700	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	42.0	cm	· 전단력 d =	42.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.373 cm^2 [p = 0.00152]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2	> 6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	8.497 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	15.888 cm^2	[p = 0.003783]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 219.40 kN.m > Mu = 88.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 206.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 206.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 206.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.20.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003783 + √ [2 × 0.027 + 0.027 ²] = 0.208

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.208 / 3 = 0.931

fs = M / [As·d·j]

= 22.70 × 1000 / [15.888 × 42.0 × 0.931] = 36.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

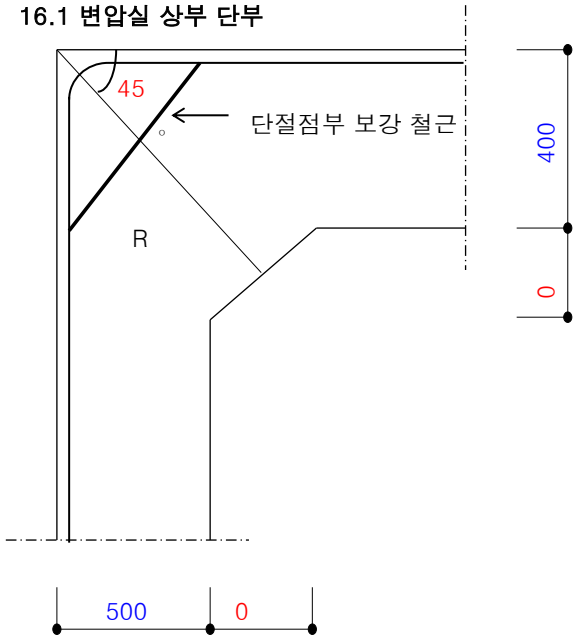
= 375 x (210 / 36.54) − 2.5 x 72 = 1975 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.54) = 1724 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 변압실 상부 단부



$R = \sqrt{500.0^2 + 400.0^2} = 640$ mm

Mo = 105.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 105.7 \times 10^6}{640 \times 1{,}000} = 1.289 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 105.70 \times 10^6}{640.312 \times 180} = 1{,}834 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 19 @ 250 : 1,146 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

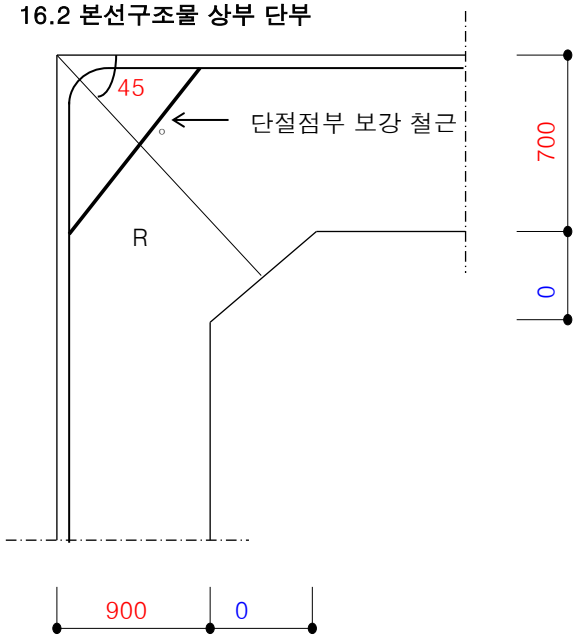
2,735 mm² > 1,834 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 640 = 0.42 m 이내에 배치

16.2 본선구조물 상부 단부



R = $\sqrt{900.0^2 + 700.0^2}$

= 1,140 mm

Mo = 116.3 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

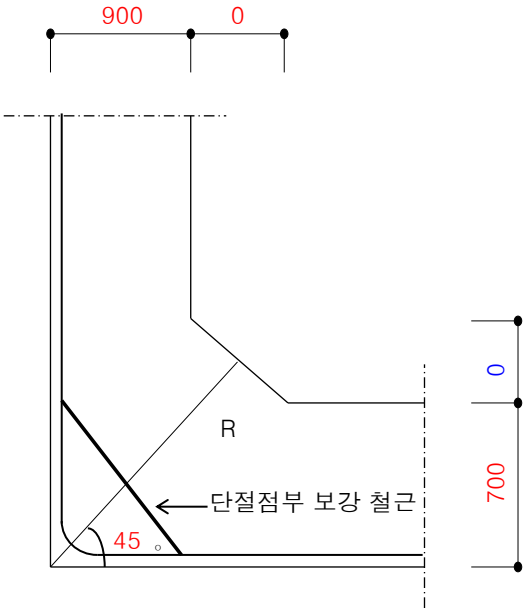
= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 116.3 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 0.447 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없음

16.3 하부 단부(좌측)



$R = \sqrt{900.0^2 + 700.0^2}$

$= 1{,}140$ mm

$Mo = 315.5$ kN-m

$W = 1{,}000$ mm

$fsa = 180$ MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 315.5 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 1.213 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 315.50 \times 10^6}{1{,}140.175 \times 180} = 3{,}075 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

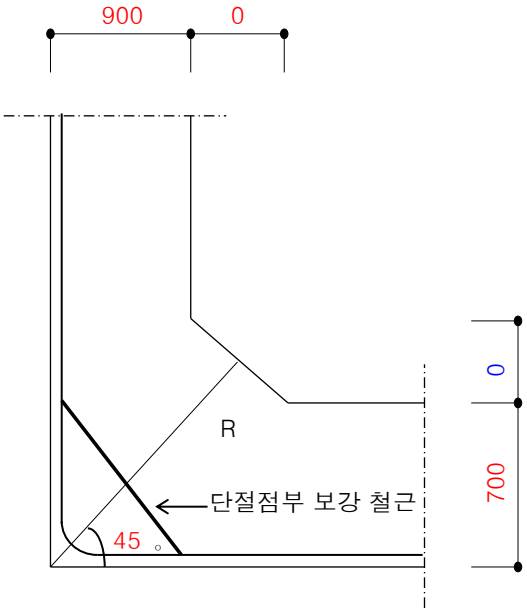
3,616 mm² > 3,075 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1140 = 0.74 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$R = \sqrt{900.0^2 + 700.0^2}$

$= 1{,}140$ mm

Mo = 209.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 209.7 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 0.807 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 209.70 \times 10^6}{1{,}140.175 \times 180} = 2{,}044 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 22 @ 250 : 1,548 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

3,137 mm² > 2,044 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1140 = 0.74 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.400	m²				
필요 배력철근량	:									
단면적의 0.002	=	0.0020	x	0.400	=	800.0	㎟			
0.0015hb	=	0.0015	x	0.400	x	1.000	=	600.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 13	@	300	=	422.3	㎟			h= 1200mm 이하
		H 13	@	300	=	422.3	㎟			
						844.7	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.700	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.700	=	1400.000	㎟	이상		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.700	x	1.000	=	1050.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 500 mm 부

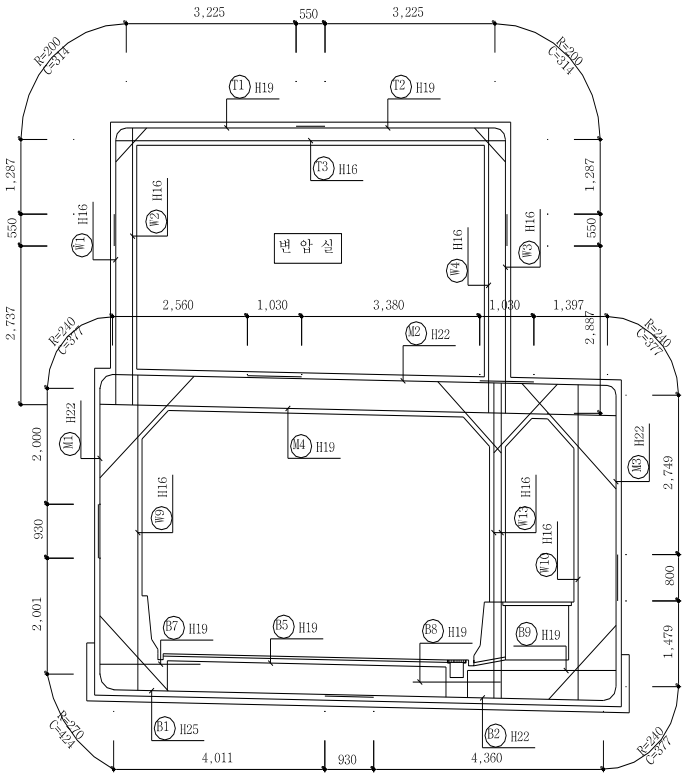
M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.500	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.500	=	1000.000	㎟	이상		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	=	750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 13	@	150	=	844.667	㎟			h= 1200mm 이하
		H 13	@	300	=	422.333	㎟			
						1267.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

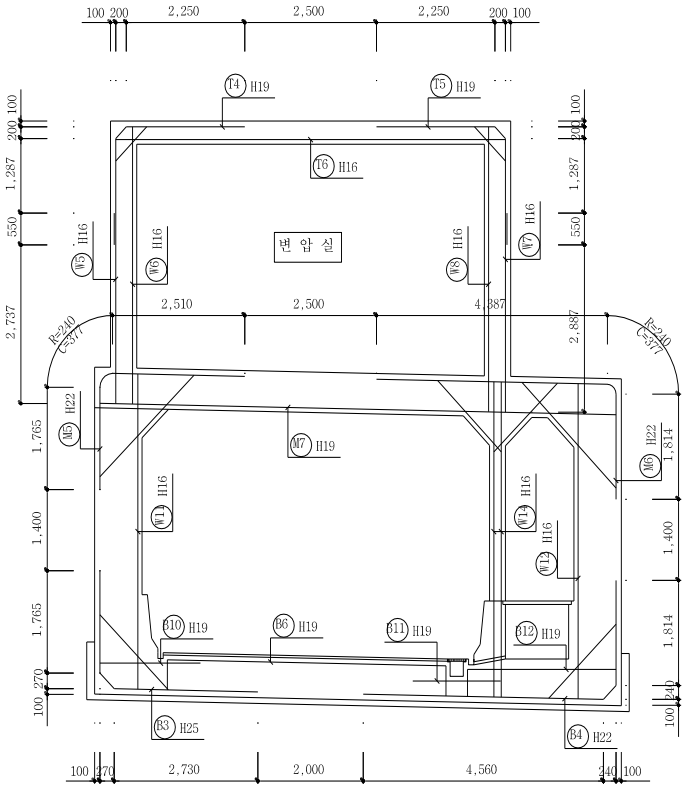
*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



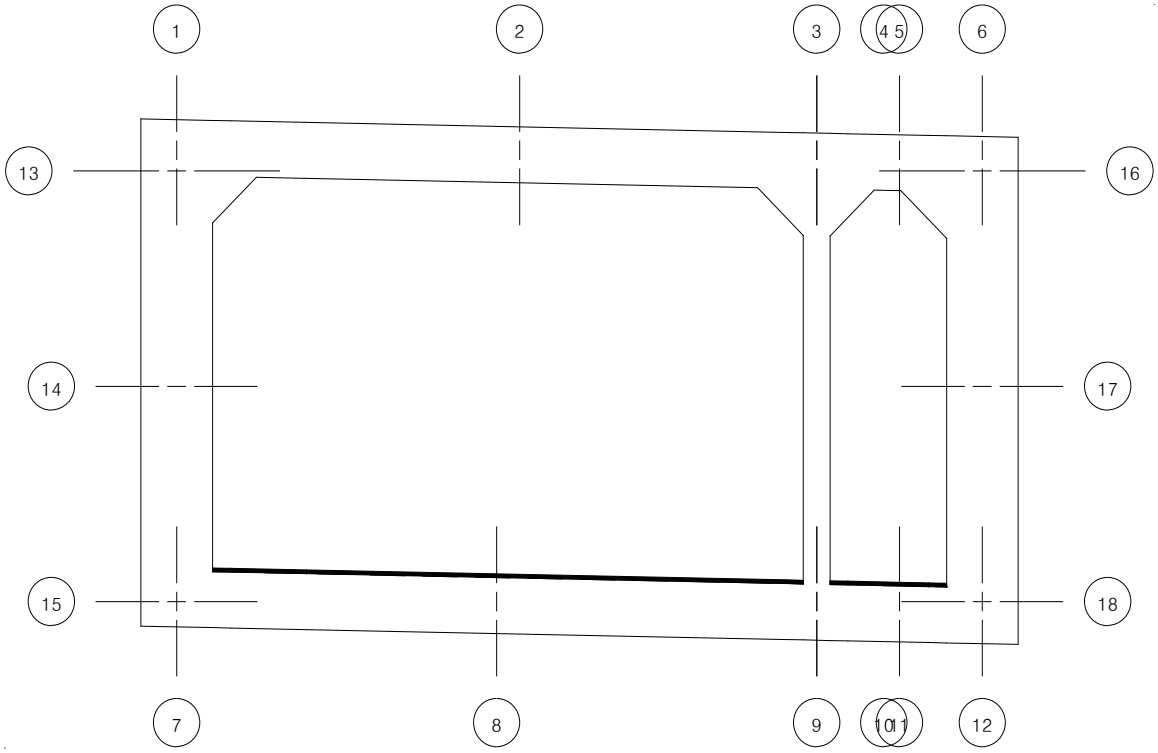
Ramp D BOX 구조계산서

▣ STA. 0K+259.990 (BLOCK1 : B1)
▣ 토 피(FH) = -0.52 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

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
20-1. 부력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	600	374.67	451.94	1888.69	H19 - 8.0EA	2292.00	1.21
		좌측(하면)	1	1000	520	119.64	198.72	684.54	H19 - 4.0EA	1146.00	1.66
		중앙부	2	1000	520	278.38	331.91	1618.43	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.19
		우측(상면)	3	1000	600	337.12	451.96	1694.41	H19 - 8.0EA	2292.00	1.34
		우측(하면)	3	1000	520	87.49	331.91	499.04	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	3.79
	2경간	좌측(상면)	4	1000	667	377.77	503.95	1704.61	H19 - 8.0EA	2292.00	1.33
		좌측(하면)	4	1000	520	39.68	331.91	225.29	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	8.36
		중앙부(상면)	5	1000	508	268.90	380.57	1599.72	H19 - 8.0EA	2292.00	1.42
		중앙부(하면)	5	1000	520	88.84	331.91	506.79	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	3.74
		우측(상면)	6	1000	600	330.53	452.00	1660.28	H19 - 8.0EA	2292.00	1.37
		우측(하면)	6	1000	520	137.03	331.91	785.42	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.42
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	520	118.28	331.91	676.70	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.81
		좌측(하면)	7	1000	500	504.66	569.91	3140.48	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		중앙부	8	1000	520	307.40	331.91	1792.53	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.08
		우측(상면)	9	1000	520	68.78	331.91	391.59	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	4.83
		우측(하면)	9	1000	500	415.78	436.54	2559.97	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.05
	2경간	좌측(상면)	10	1000	520	18.97	331.91	107.48	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	17.50
		좌측(하면)	10	1000	500	378.90	436.54	2322.84	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.15
		중앙부(상면)	11	1000	520	65.56	331.91	373.14	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	5.06
		중앙부(하면)	11	1000	500	315.30	436.54	1918.91	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.38
		우측(상면)	12	1000	520	159.05	331.91	913.61	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.09
		우측(하면)	12	1000	500	307.88	436.54	1872.17	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.42

좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	828	445.01	1098.37	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.47
		상부(내측)	13	1000	720	86.93	1590.00	-	H16 - 4.0EA	3086.40	18.29
		중앙부(외측)	14	1000	700	345.04	976.96	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.83
		중앙부(내측)	14	1000	720	37.57	981.65	-	H16 - 4.0EA	3086.40	26.13
		하부(외측)	15	1000	700	553.22	1154.96	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.09
		하부(내측)	15	1000	720	120.34	1690.44	-	H16 - 4.0EA	4369.60	14.05
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	839	313.15	844.34	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.70
		상부(내측)	16	1000	720	144.56	392.20	-	H16 - 4.0EA	3086.40	2.71
		중앙부(외측)	17	1000	700	2.37	201.34	-	H19 - 4.0EA	1940.40	85.08
		중앙부(내측)	17	1000	720	143.32	341.45	-	H16 - 4.0EA	1940.40	2.38
		하부(외측)	18	1000	700	278.96	743.57	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	3488.80	2.67
		하부(내측)	18	1000	720	196.16	306.38	-	H16 - 4.0EA	3488.80	1.56

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1200.0	1267.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		좌측 (하면)	7	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		중앙부	8	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측 (상면)	9	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측 (하면)	9	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		좌측 (하면)	10	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		중앙부 (상면)	11	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		중앙부 (하면)	11	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측 (상면)	12	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측 (하면)	12	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		상부	13	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부	14	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		하부	15	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		하부	15	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		상부	16	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		중앙부	17	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		하부	18	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	1986.0	0.K
		하부	18	1600.0	1986.0	0.K	1200.0	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	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	290.4	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	106.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	324.8	300.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	218.6	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	324.8	188.7	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	324.8	188.7	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	367.0	601.29	2.00	28.13	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	337.8	69.5	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	337.8	348.3	601.29	2.00	10.16	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	337.8	167.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	337.8	173.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	337.8	168.7	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	473.7	285.2	473.69	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	14	473.7	91.2	473.67	-	-	-	-	-	O.K
		하부	15	474.7	223.6	474.71	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	16	461.9	269.1	461.94	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	17	460.4	84.7	460.37	-	-	-	-	-	O.K
		하부	18	460.0	210.6	459.96	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H19 - 8.0EA	125	562.294	O.K	4.498
		좌측 (하면)	1	520	H19 - 4.0EA	250	1249.715	O.K	4.999
		중앙부	2	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	342.717	O.K	2.742
		우측 (상면)	3	600	H19 - 8.0EA	125	373.784	O.K	2.990
		우측 (하면)	3	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	2747.368	O.K	21.979
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H19 - 8.0EA	125	359.654	O.K	2.877
		좌측 (하면)	4	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H19 - 8.0EA	125	449.269	O.K	3.594
		중앙부 (하면)	5	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	3964.189	O.K	31.714
		우측 (상면)	6	600	H19 - 8.0EA	125	985.608	O.K	7.885
		우측 (하면)	6	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	1128.470	O.K	9.028
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	266.152	O.K	2.129
		중앙부	8	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	282.343	O.K	2.259
		우측 (상면)	9	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	227.355	O.K	1.819
	2경간	좌측 (상면)	10	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	267.369	O.K	2.139
		중앙부 (상면)	11	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	370.182	O.K	2.961
		우측 (상면)	12	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	2082.050	O.K	16.656
		우측 (하면)	12	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	397.188	O.K	3.178

좌측벽체	1층	상부	13	828	H19 - 8.0EA	125	437.472	O.K	3.500
		상부	13	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	700	H19 - 8.0EA	125	384.028	O.K	3.072
		중앙부	14	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	15	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.167	O.K	3.225
		하부	15	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	839	H19 - 8.0EA	125	3221.017	O.K	25.768
		상부	16	720	H16 - 4.0EA	250	354.948	O.K	1.420
		중앙부	17	700	H19 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	17	720	H16 - 4.0EA	250	449.092	O.K	1.796
		하부	18	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	744.104	O.K	5.953
		하부	18	720	H16 - 4.0EA	250	780.825	O.K	3.123

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp D BOX (내공 : 2@(6.6M × 4.24M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (γ_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) = 27783 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) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -0.521 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

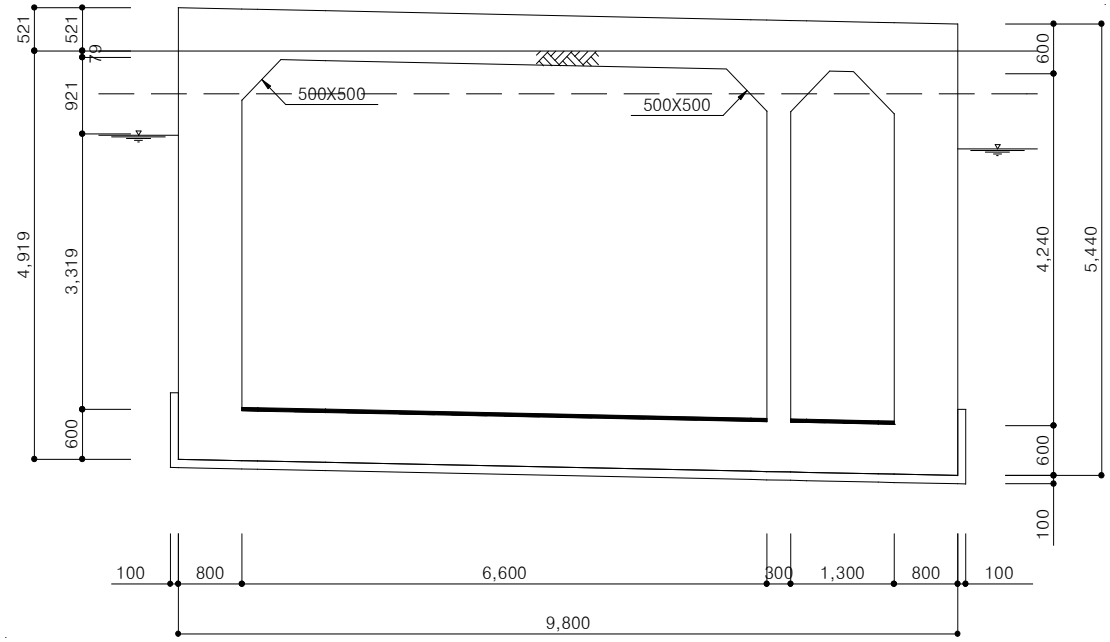
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


521
521
79
921
4,919
3,319
600
500X500
500X500
600
4,240
5,440
600
100
100
800
6,600
300
1,300
800
100
9,800

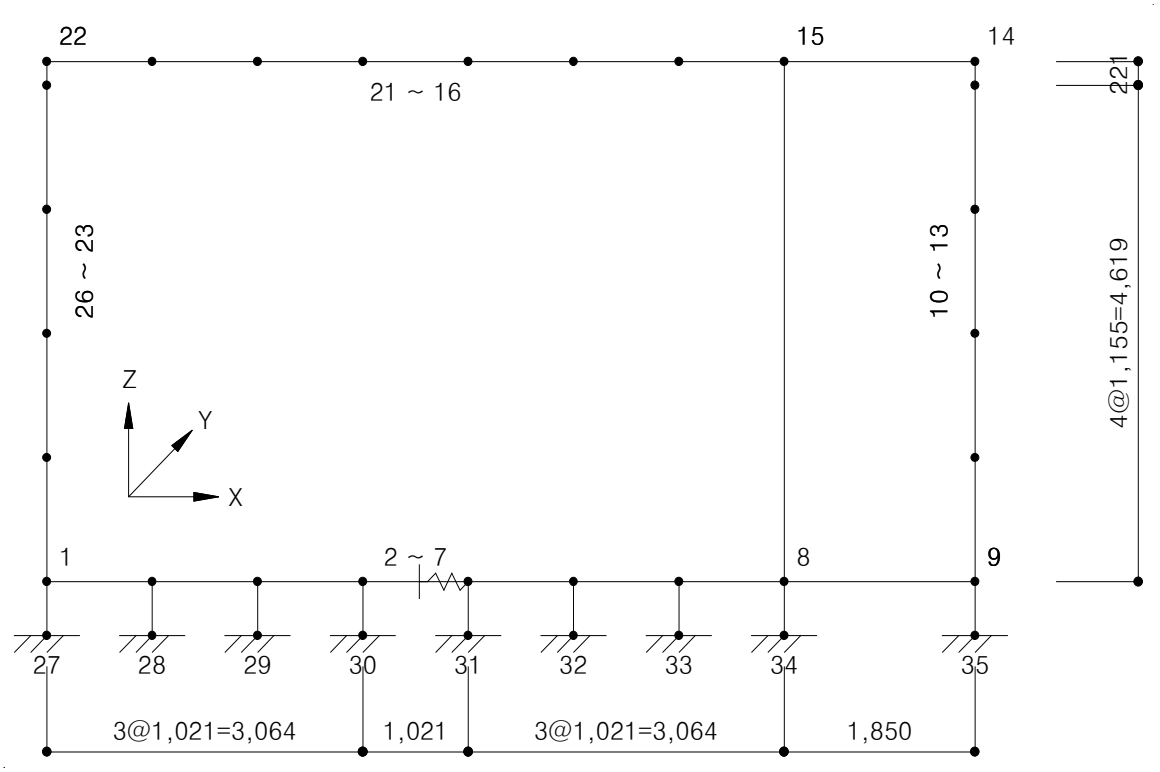
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

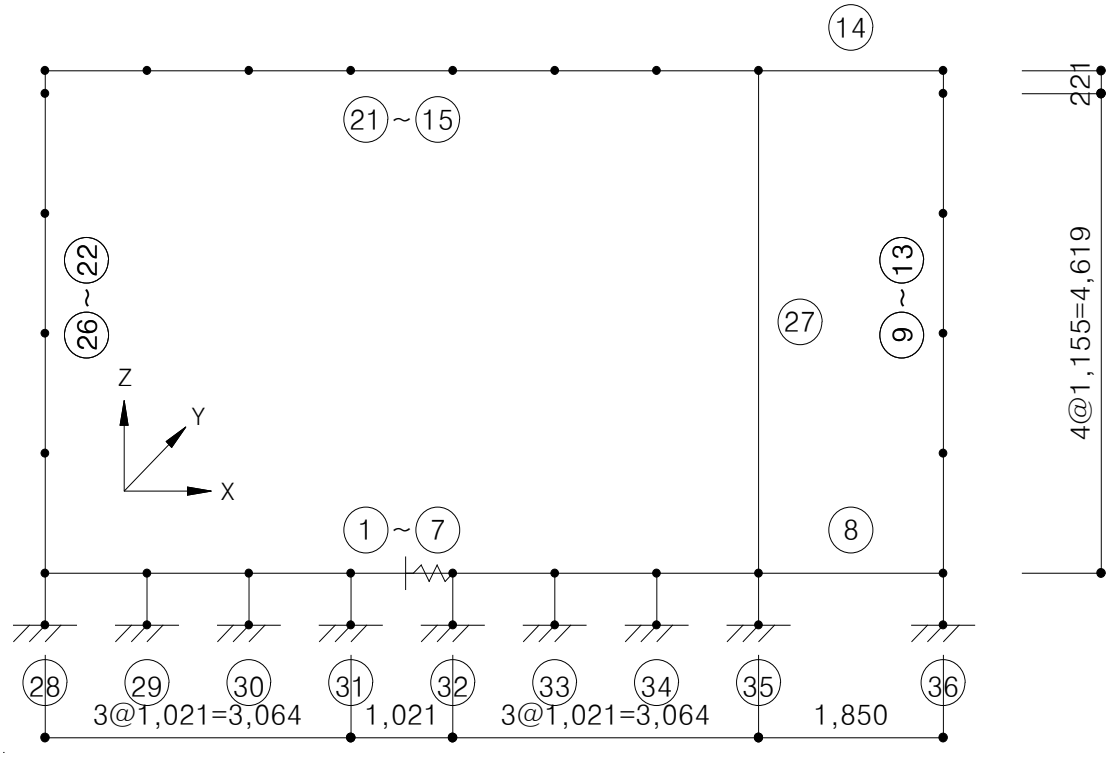
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

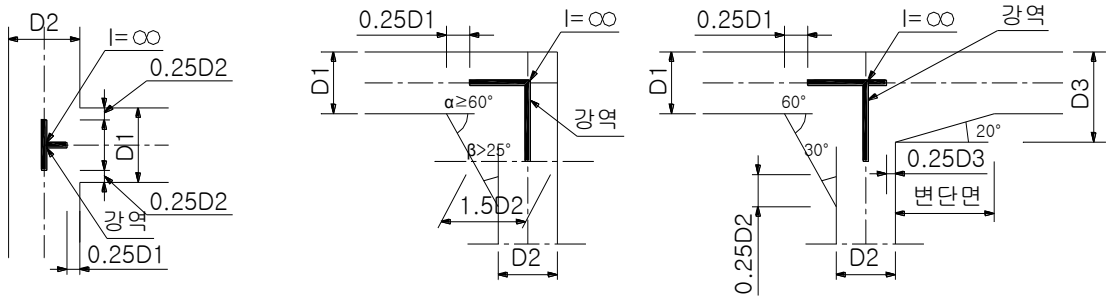
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,14~21
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	9~13,22~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	19	3.064	5.340
2	1.021	0.500	20	2.043	5.340
3	2.043	0.500	21	1.021	5.340
4	3.064	0.500	22	0.000	5.340
5	4.086	0.500	23	0.000	5.119
6	5.107	0.500	24	0.000	3.964
7	6.129	0.500	25	0.000	2.810
8	7.150	0.500	26	0.000	1.655
9	9.000	0.500	27	0.000	0.000
10	9.000	1.655	28	1.021	0.000
11	9.000	2.810	29	2.043	0.000
12	9.000	3.964	30	3.064	0.000
13	9.000	5.119	31	4.086	0.000
14	9.000	5.340	32	5.107	0.000
15	7.150	5.340	33	6.129	0.000
16	6.129	5.340	34	7.150	0.000
17	5.107	5.340	35	9.000	0.000
18	4.086	5.340			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 800 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 ㎜

(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 ㎜

(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm

(6) 14 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 800 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

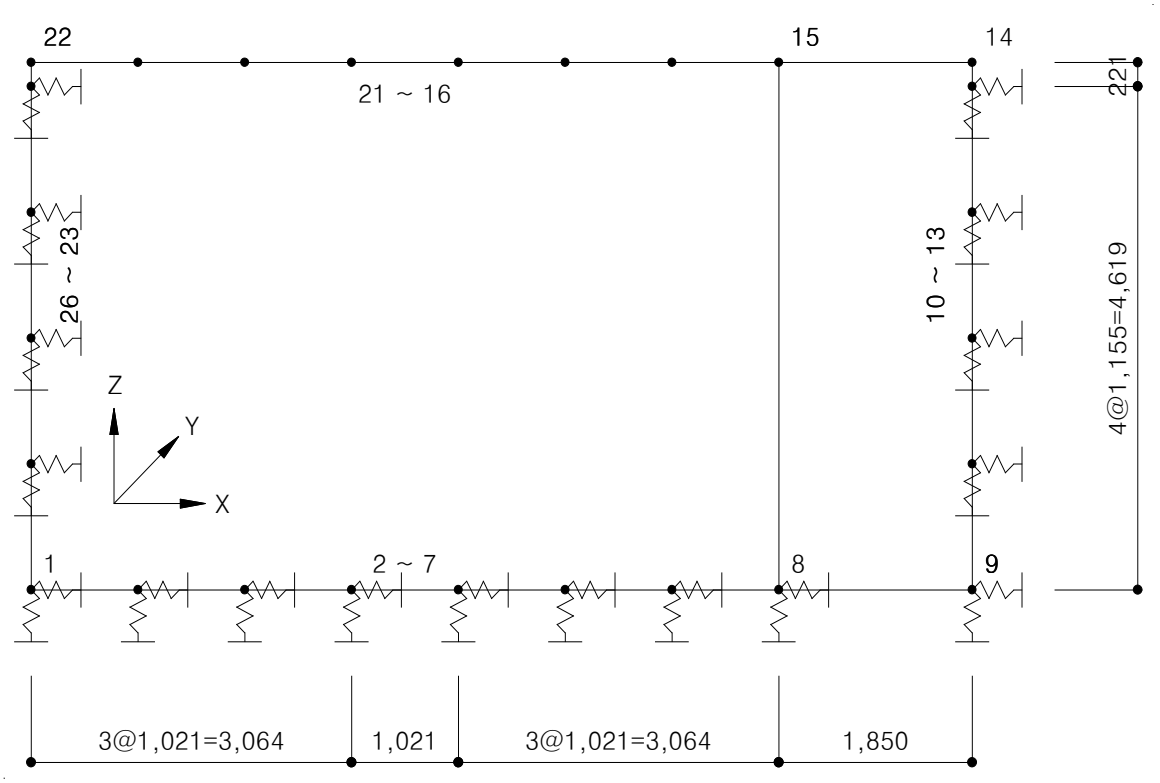
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

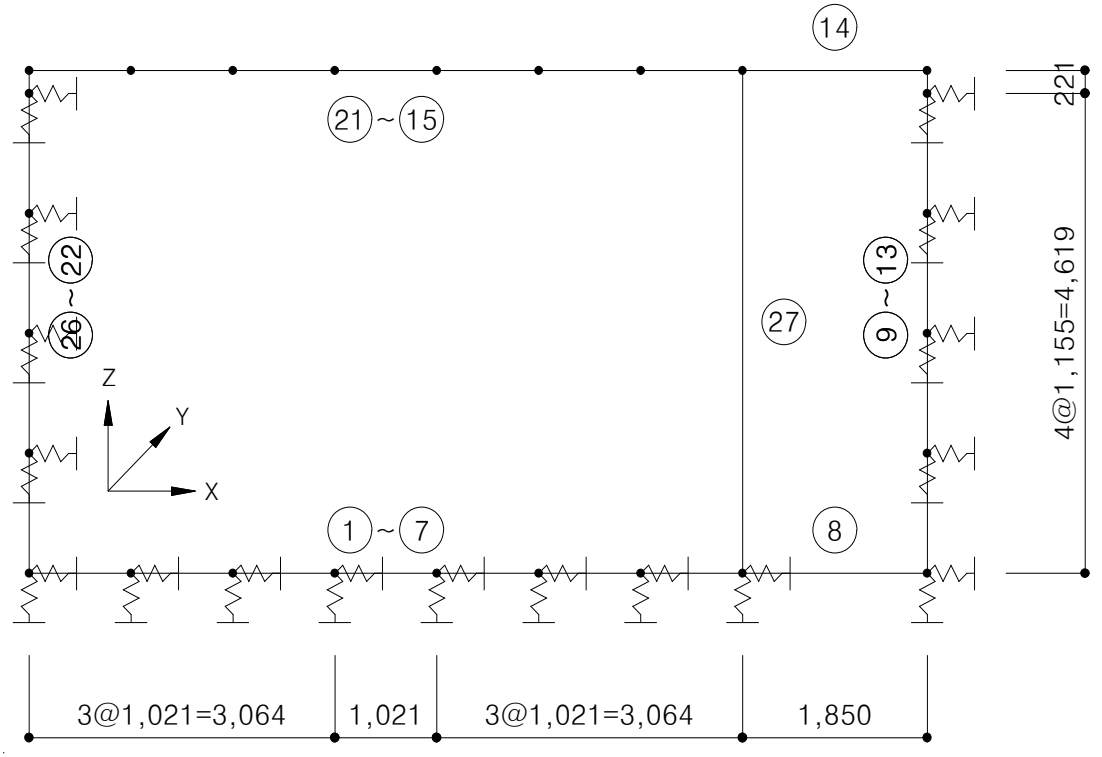
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

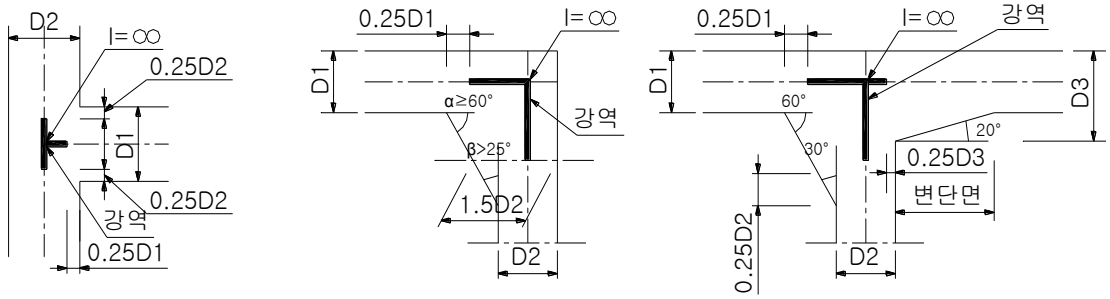
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8,14~21
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	9~13,22~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	14	9.000	4.840
2	1.021	0.000	15	7.150	4.840
3	2.043	0.000	16	6.129	4.840
4	3.064	0.000	17	5.107	4.840
5	4.086	0.000	18	4.086	4.840
6	5.107	0.000	19	3.064	4.840
7	6.129	0.000	20	2.043	4.840
8	7.150	0.000	21	1.021	4.840
9	9.000	0.000	22	0.000	4.840
10	9.000	1.155	23	0.000	4.619
11	9.000	2.309	24	0.000	3.464
12	9.000	3.464	25	0.000	2.309
13	9.000	4.619	26	0.000	1.155

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 800 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 350 mm

(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 650 mm

(6) 14 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 800 / 2 + 500 - (600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 600 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 300 = 225 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 600 = 250 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 800 = 100 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반조사보고서참고)

Bv = √(B × B) = √(9.800 × 9.800) = 9.80 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (9.800 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 12197.72 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.021/2) = 11109 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 12459 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.021/2 + 1.850/2) = 17512 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.850/2 + 0.800/2) = 16162 kN/m	9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 (EL. : 9.401 ~ -7.875, N=27)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 240.0 = 240.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 240.0^2 = 117431.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 117431.0 = 310017.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $27^{1/3}$ = 240.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 240.0 = 192.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 192.0^2 = 75156.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 75156.0 = 198411.8 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.800 × 9.800) = 9.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kv = 2066785.330 × (9.800 / 0.3)$^{-3/4}$ = 151257.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 151257.440 = 50419.15 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 310017.8 = 2066785.33 kN/m³

Kh = 2066785.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 235199.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 235199.900 = 78399.97 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.155/2 + 1.155/2) = 271597 kN/m	10~12,24~26
Kss1	Kss x (1.155/2 + 1.155/2) = 90532 kN/m	
Kh2	Kh x (1.155/2 + 0.000/2) = 135799 kN/m	13,23
Kss2	Kss x (1.155/2 + 0.000/2) = 45266 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 154499 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 51500 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.850/2) = 217163 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.021/2 + 1.850/2) = 72388 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.021/2) = 137752 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 206359 kN/m	
Kv2	Kv x (1.850/2 + 0.800/2) = 200416 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 206359 kN/m	
Kv3	Kv x (1.850/2 + 0.800/2) = 200416 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 206359 kN/m	
Kv4	Kv x (1.021/2 + 0.800/2) = 137752 kN/m	22
Ksb4	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 206359 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.800 × 9.800) = 9.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kv = 1322745.330 × (9.800 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 96804.96 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 96804.960 = 32268.32 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.440 × 5.440) = 5.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 198411.8 = 1322745.33 kN/m³

Kh = 1322745.330 × (5.440 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 150528.25 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 150528.250 = 50176.08 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.155/2 + 1.155/2) = 173822 kN/m	10~12,24~26
Kss1	Kss x (1.155/2 + 1.155/2) = 57941 kN/m	
Kh2	Kh x (1.155/2 + 0.000/2) = 86911 kN/m	13,23
Kss2	Kss x (1.155/2 + 0.000/2) = 28970 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 98879 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 32960 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.850/2) = 138984 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.021/2 + 1.850/2) = 46328 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.021/2) = 88162 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 132070 kN/m	
Kv2	Kv x (1.850/2 + 0.800/2) = 128267 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 132070 kN/m	
Kv3	Kv x (1.850/2 + 0.800/2) = 128267 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 132070 kN/m	
Kv4	Kv x (1.021/2 + 0.800/2) = 88162 kN/m	22
Ksb4	Kh x (1.155/2 + 0.600/2) = 132070 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	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 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 -0.521m

- Wl1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 51.000 × 0.500 = 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.037 × 23.000 × 0.500 = 0.425 kN/m²

Wh2 = 0.425 + 0.463 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.692 × 19.000 × 0.500 = 12.321 kN/m²

Wh4 = 12.321 + 1.155 × 19.000 × 0.500 = 23.292 kN/m²

Wh5 = 23.292 + 1.155 × 19.000 × 0.500 = 34.262 kN/m²

Wh6 = 34.262 + 1.155 × 19.000 × 0.500 = 45.233 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.037 × 23.000 × 0.500 = 0.425 kN/m²

Wh2 = 0.425 + 0.463 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh4 = 10.500 + 0.192 × 10.000 × 0.500 = 11.459 kN/m²

Wh5 = 11.459 + 1.155 × 10.000 × 0.500 = 17.233 kN/m²

Wh6 = 17.233 + 1.155 × 10.000 × 0.500 = 23.007 kN/m²

Wh7 = 23.007 + 1.155 × 10.000 × 0.500 = 28.781 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.192 × 10.000 = 1.917 kN/m²

Ww2 = 1.917 + 1.155 × 10.000 = 13.465 kN/m²

Ww3 = 13.465 + 1.155 × 10.000 = 25.012 kN/m²

Ww4 = 25.012 + 1.155 × 10.000 = 36.560 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = (4.919 - 1.000) × 10.000 = 39.190 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 1510^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.010^{-5}$
- $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트	16.753	240.000	192.000	20.000	0.279	0.349
풍화암	1.524	294.700	235.800	20.000	0.021	0.026
연암	11.723	294.700	235.800	20.000	0.159	0.199
계					0.459	0.574

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.459 = 0.574	1.25 Tg' = 1.25 × 0.574 = 0.718

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)

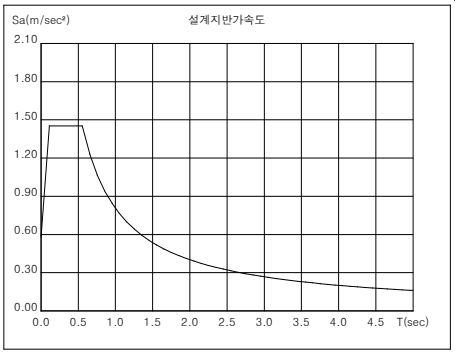
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.403 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.297 m/s²

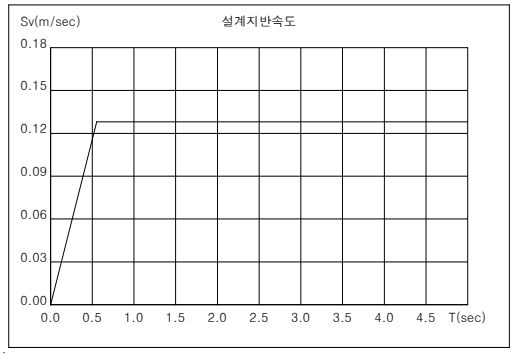
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.574 / 2π × 1.403 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.718 / 2π × 2.297 = 0.262 m/s

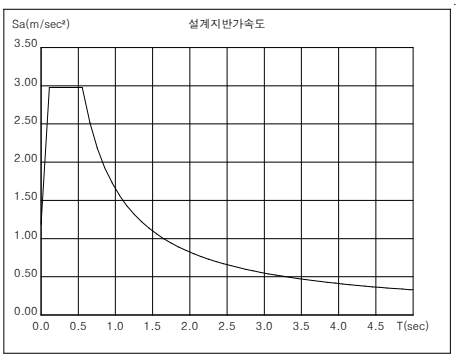
6) 설계응답 응답스펙트럼

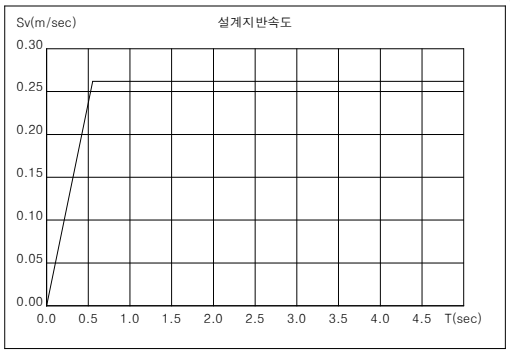
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = -0.221 m
- 하부슬래브 EL. = 4.619 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times -0.221 / (2 \times 30.000)) = 0.014888$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times 4.619 / (2 \times 30.000)) = 0.014455$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.718 \times \cos(\pi \times -0.221 / (2 \times 30.000)) = 0.038118$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.718 \times \cos(\pi \times 4.619 / (2 \times 30.000)) = 0.037011$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 50419.150 × (0.014888 - 0.014455) = 21.831 kN/m²	Po = 32268.320 × (0.038118 - 0.037011) = 35.721 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
-0.221	235199.900	0.014888	0.000433	101.842
0.000	235199.900	0.014889	0.000434	102.077
1.155	235199.900	0.014861	0.000406	95.491
2.310	235199.900	0.014780	0.000325	76.440
3.464	235199.900	0.014644	0.000189	44.453
4.619	235199.900	0.014455	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
-0.221	150528.250	0.038118	0.001107	166.635
0.000	150528.250	0.038120	0.001109	166.936
1.155	150528.250	0.038051	0.001040	156.549
2.310	150528.250	0.037842	0.000831	125.089
3.464	150528.250	0.037495	0.000484	72.856
4.619	150528.250	0.037011	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	117431.000 × -0.000021 = -2.470	75156.000 × -0.000054 = -4.060
Vb	117431.000 × 0.000175 = 20.550	75156.000 × 0.000448 = 33.670
Vs	(-2.470 + 20.550) / 2 = 9.040	(-4.060 + 33.670) / 2 = 14.800

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×-0.221) = 1.114	fu = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×-0.221) = 2.739

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×4.619) = 1.033	fb = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×4.619) = 2.541

③ 중간벽체

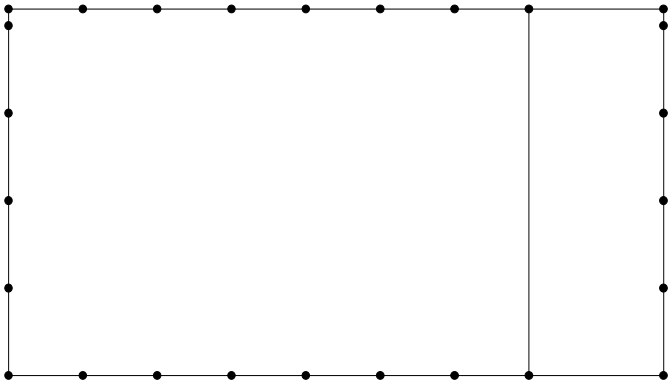
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×-0.521) = 0.557	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×-0.521) = 1.370
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.619) = 0.517	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.619) = 1.270

④ 측벽

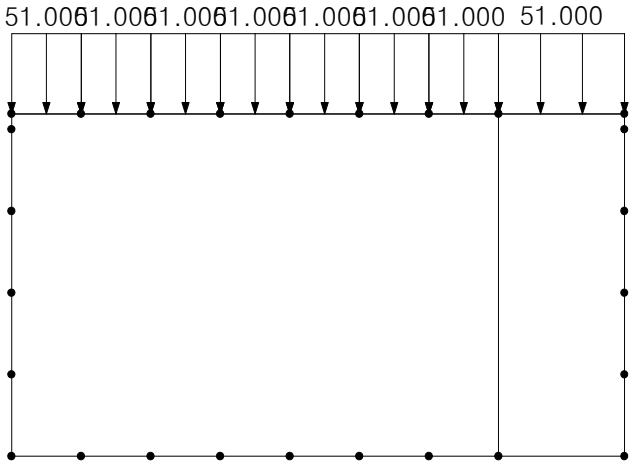
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×-0.221) = 1.485	f1 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×-0.221) = 3.652
f2 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×0.000) = 1.480	f2 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×0.000) = 3.640
f3 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×1.155) = 1.454	f3 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×1.155) = 3.577
f4 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×2.310) = 1.429	f4 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×2.310) = 3.514
f5 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×3.464) = 1.403	f5 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×3.464) = 3.451
f6 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×4.619) = 1.377	f6 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×4.619) = 3.388

10. 하 중 재 하 (상시)

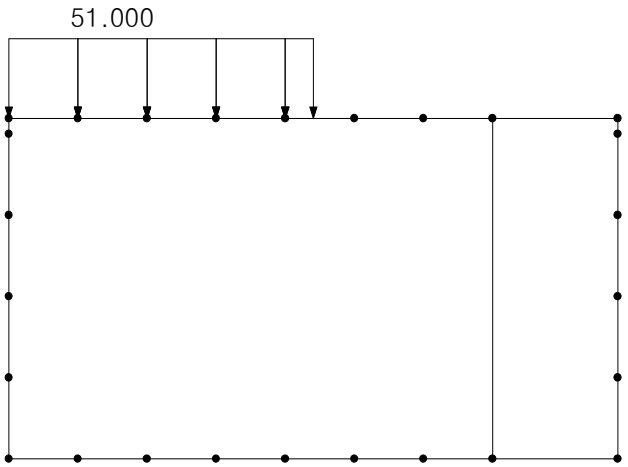
1) CASE1 - 구체자중(SW)



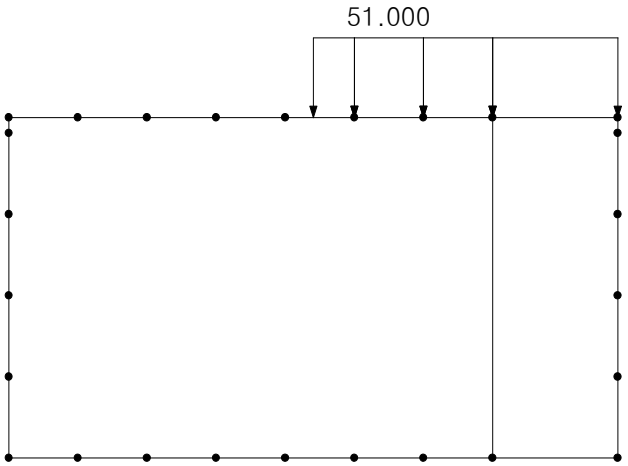
2) CASE2 - 만재활하중(LIVEFU)



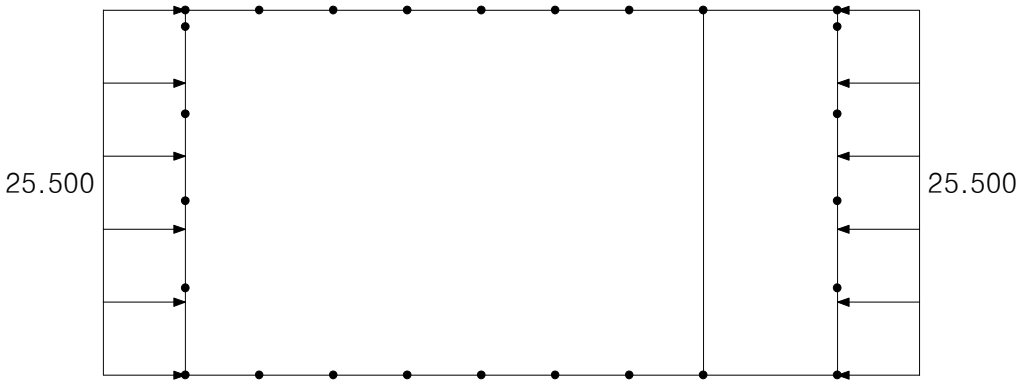
3) CASE3 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



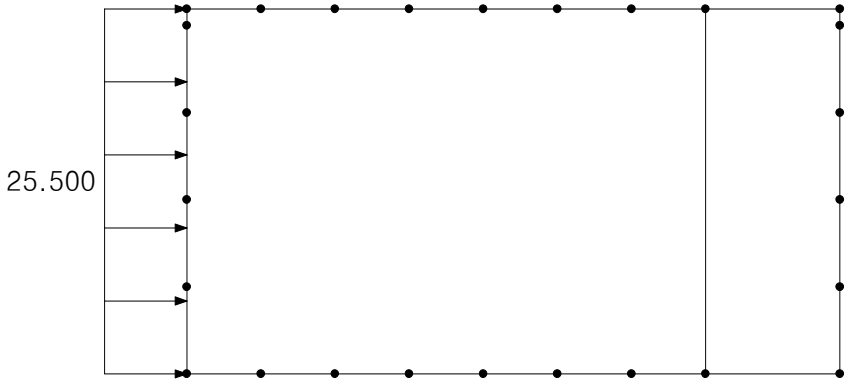
4) CASE4 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



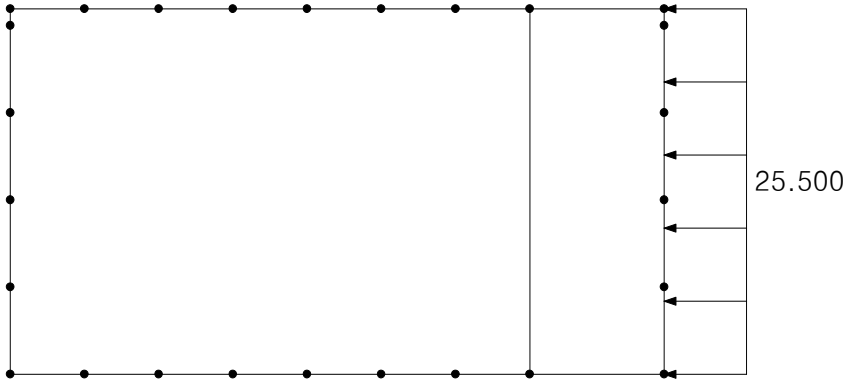
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



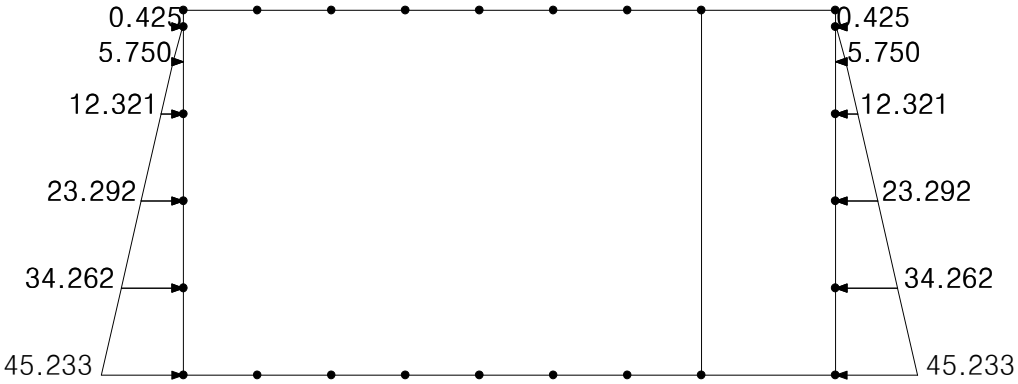
6) CASE6 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



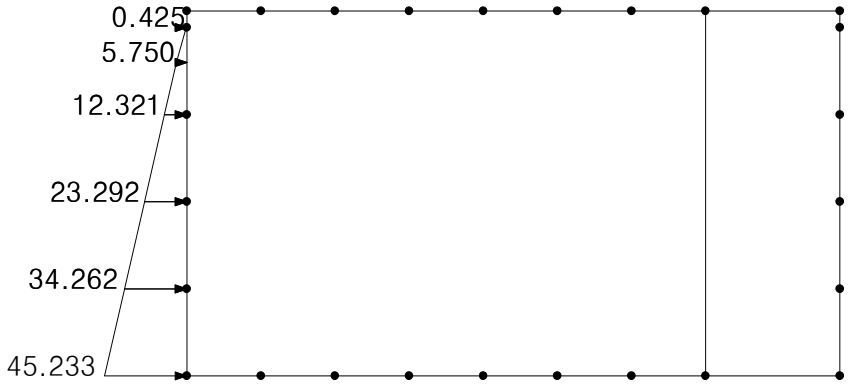
7) CASE7 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



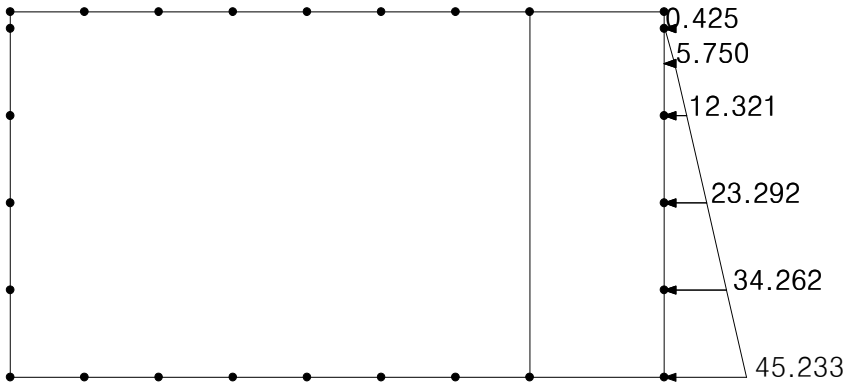
8) CASE8 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



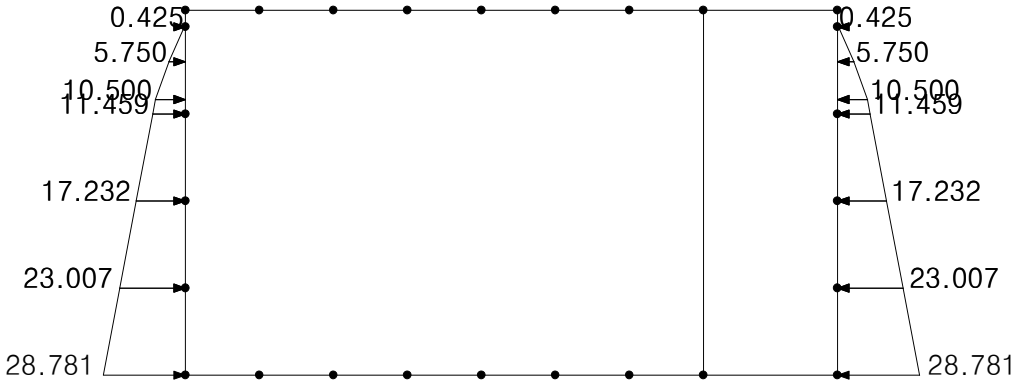
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



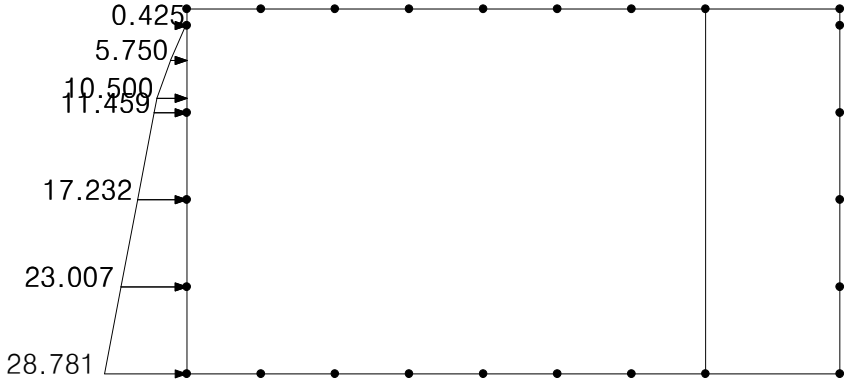
10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



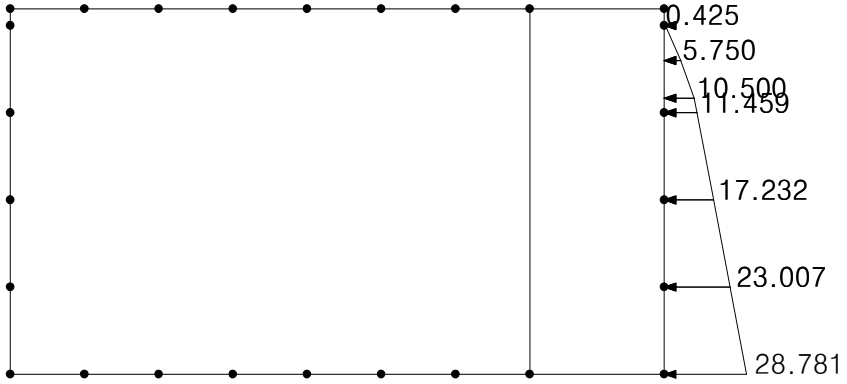
11) CASE11 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



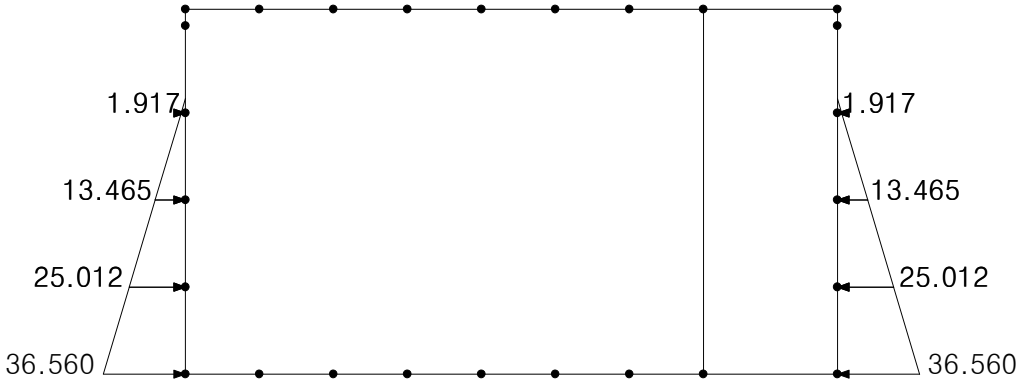
12) CASE12 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



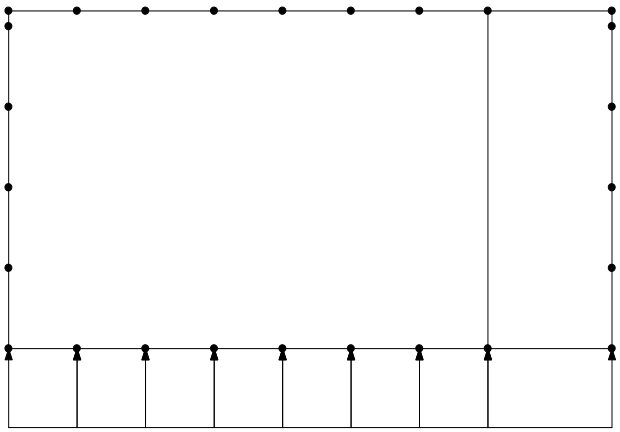
13) CASE13 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



14) CASE14 - 수평수압(WATERH)

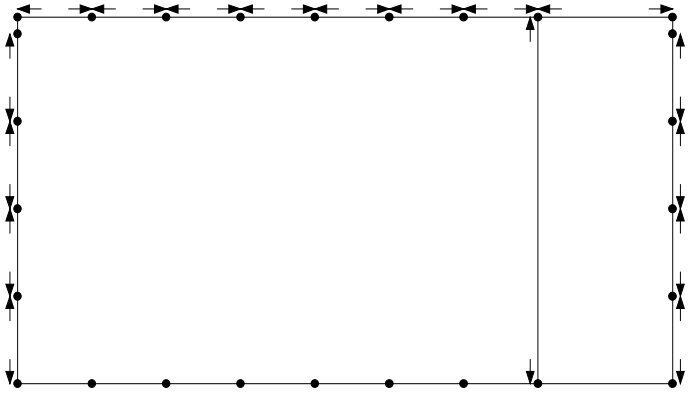


15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

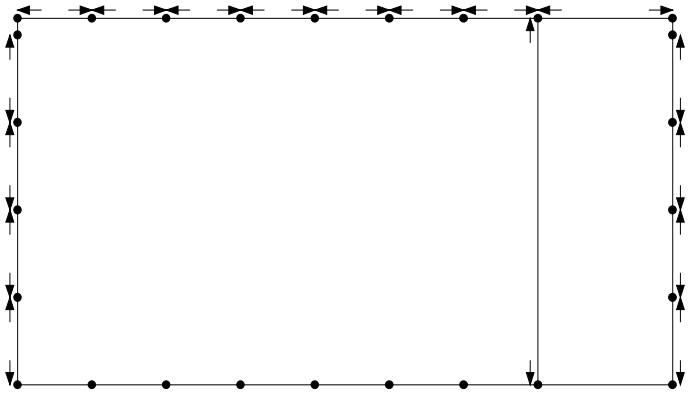


39.190

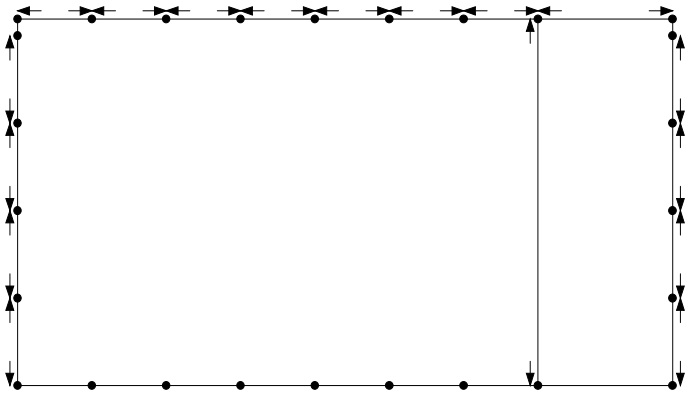
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

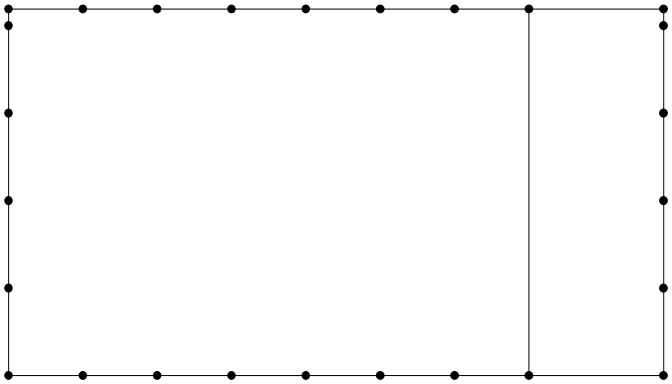


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

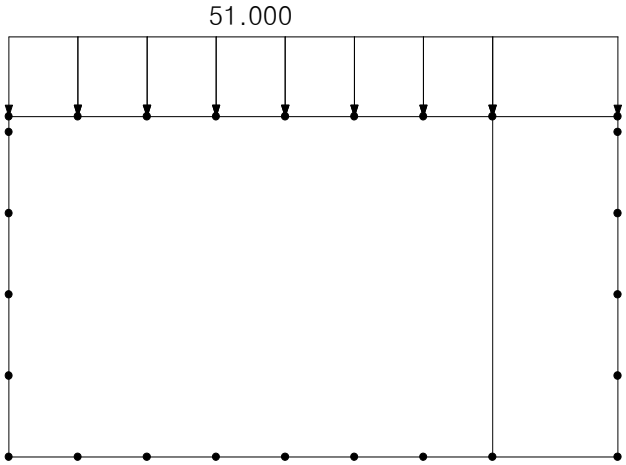


11. 하중 재하 (기능수행)

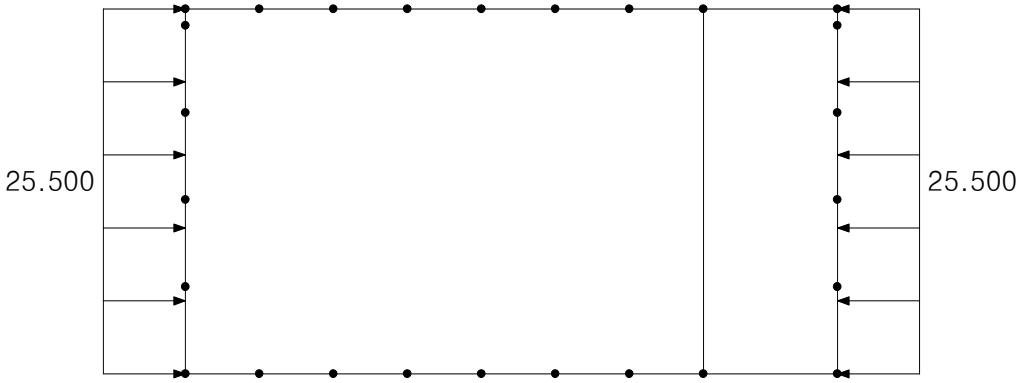
1) CASE1 - 구체자중(SW)



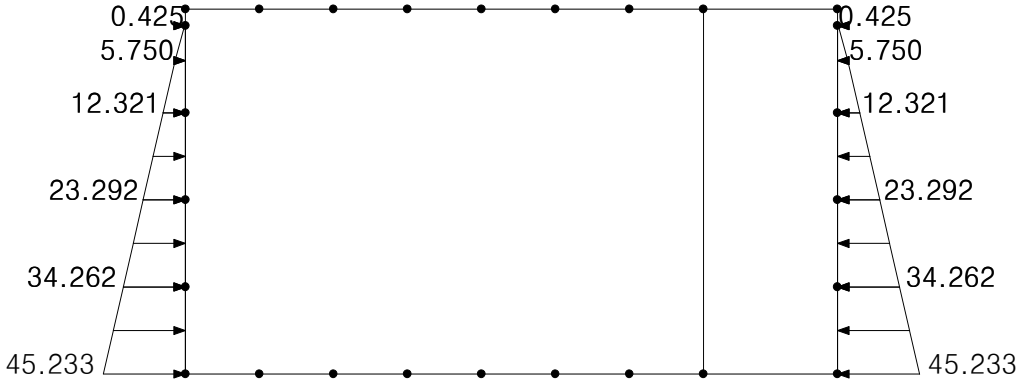
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



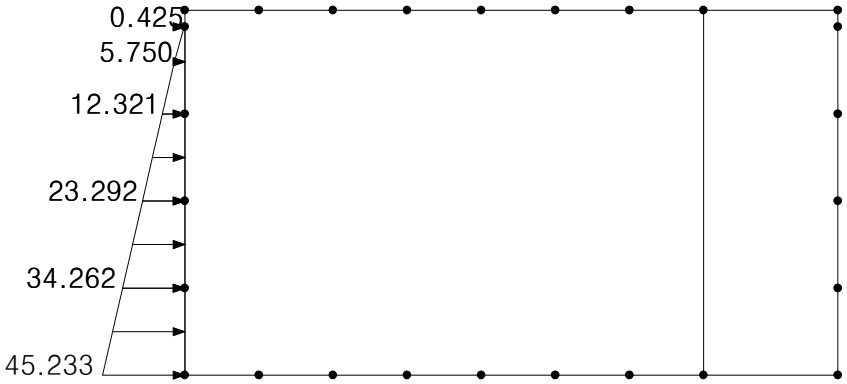
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



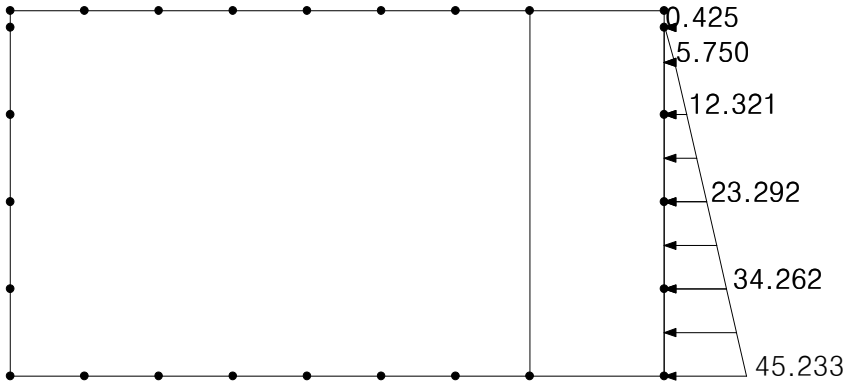
4) CASE4 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



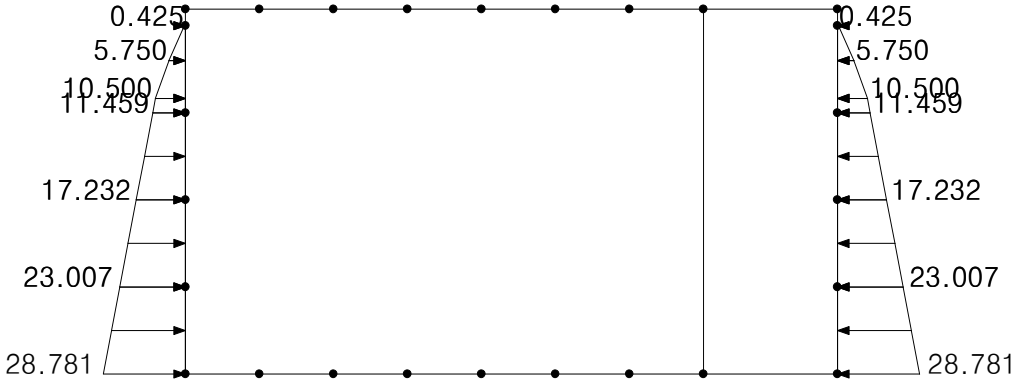
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



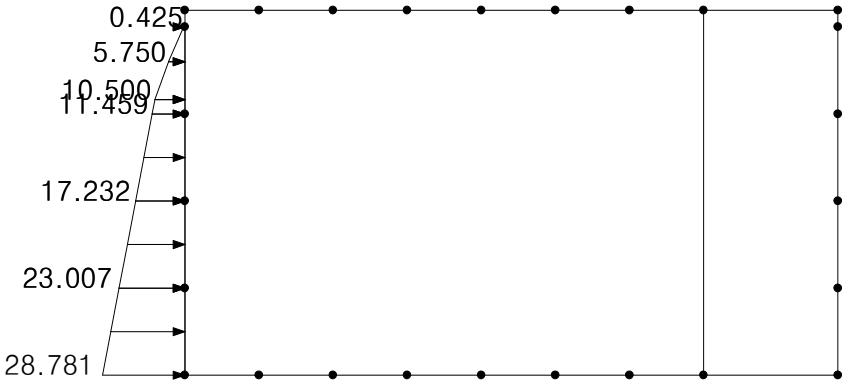
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



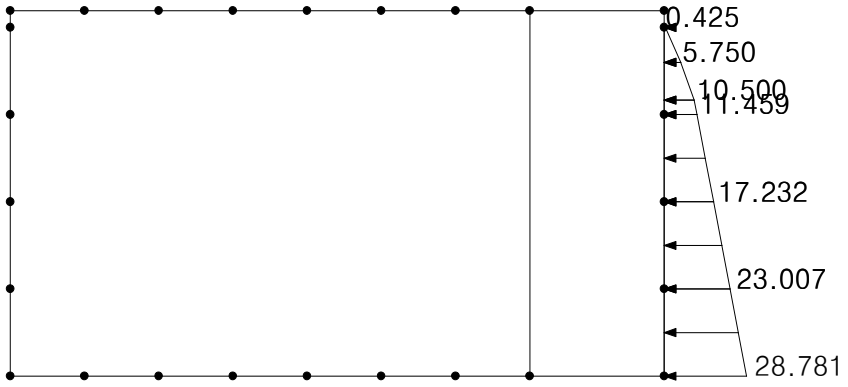
7) CASE7 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



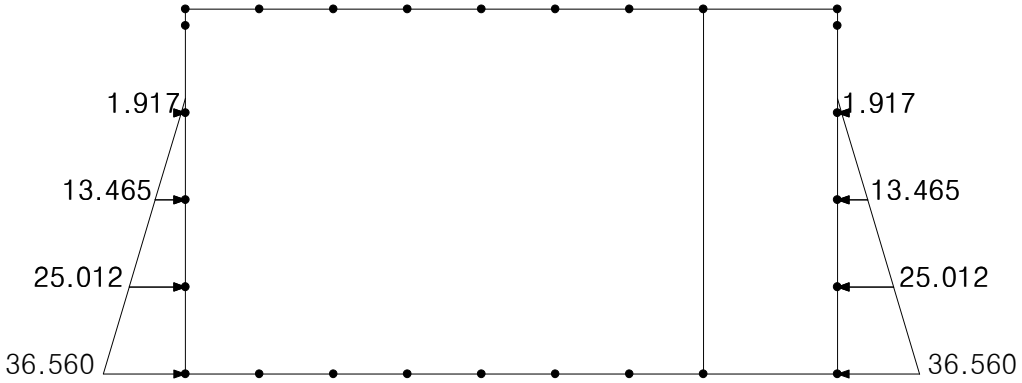
8) CASE8 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



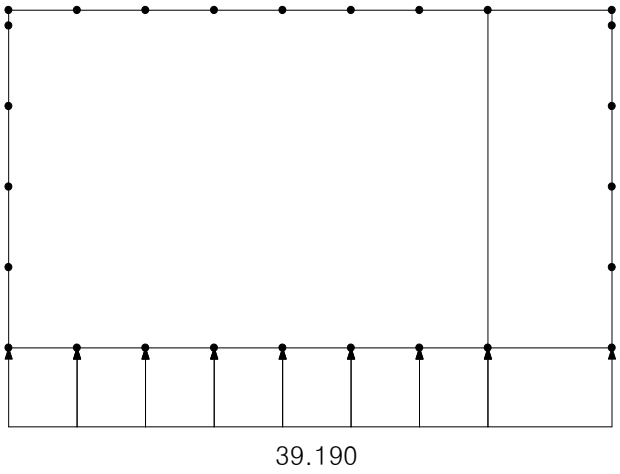
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

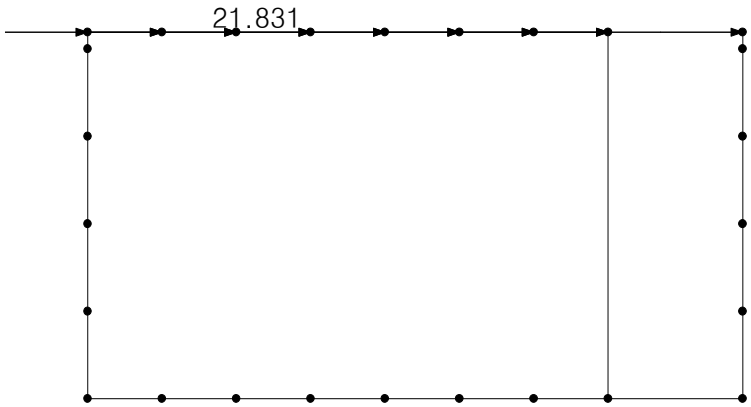


11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

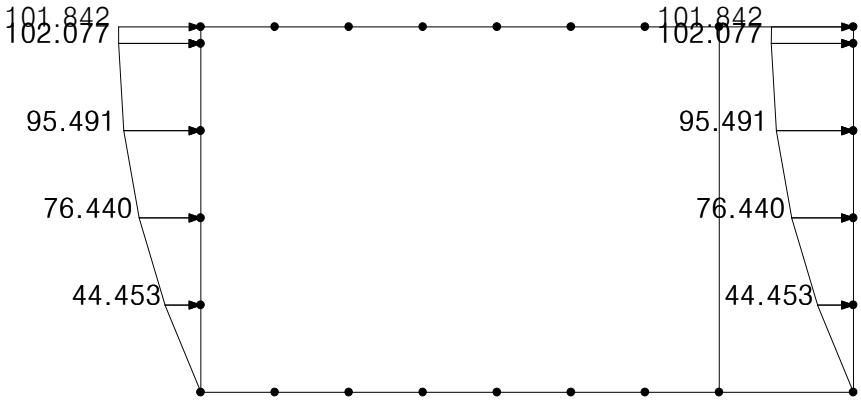


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

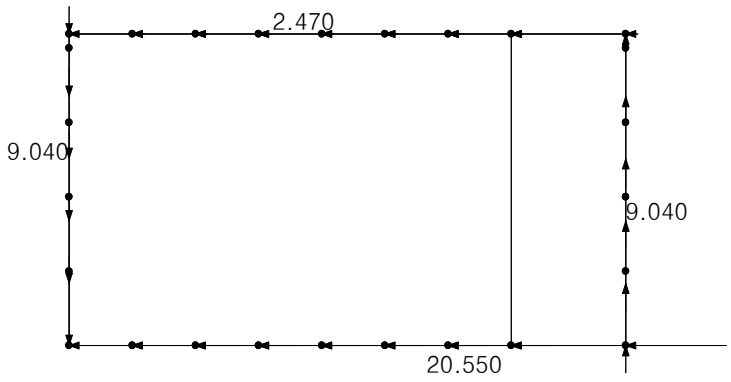
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



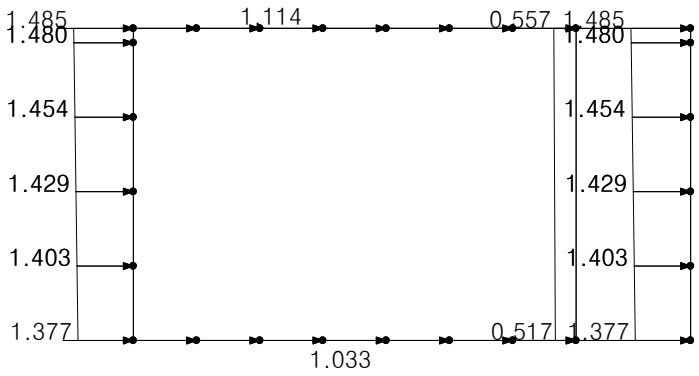
13) CASE13 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



14) CASE14 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

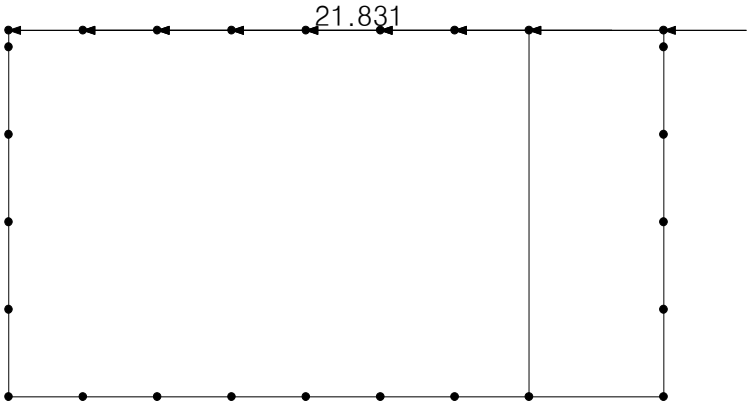


15) CASE15 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

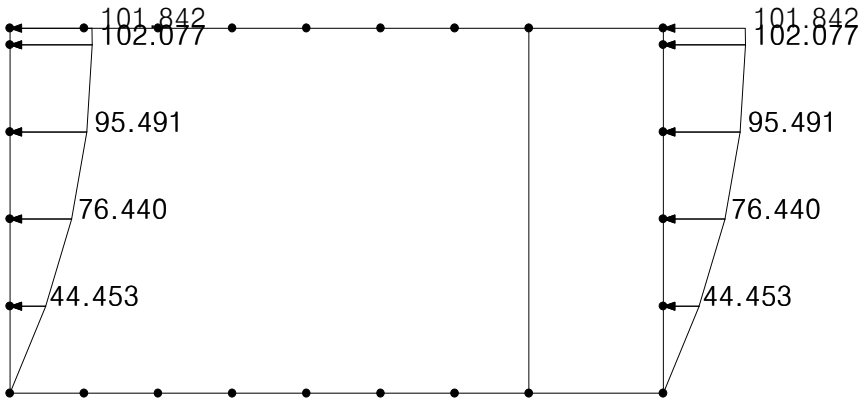


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

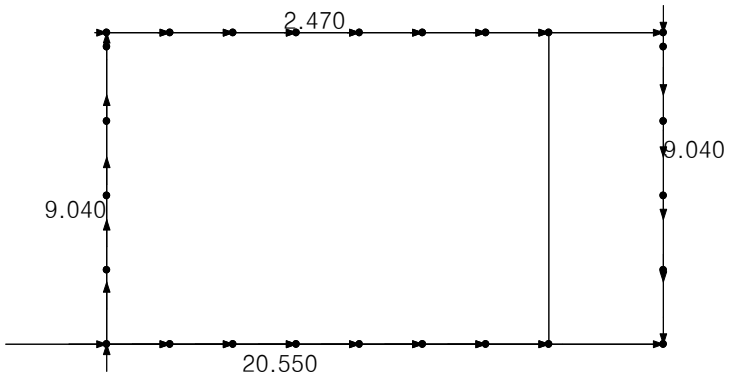
16) CASE16 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



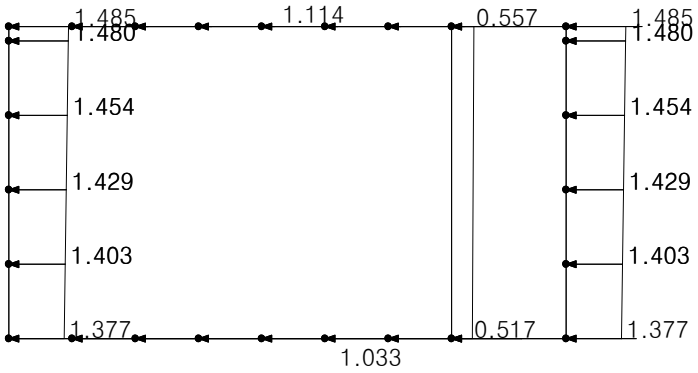
17) CASE17 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



18) CASE18 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

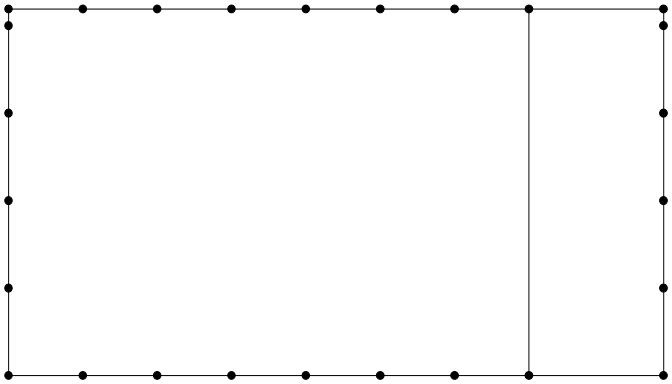


19) CASE19 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

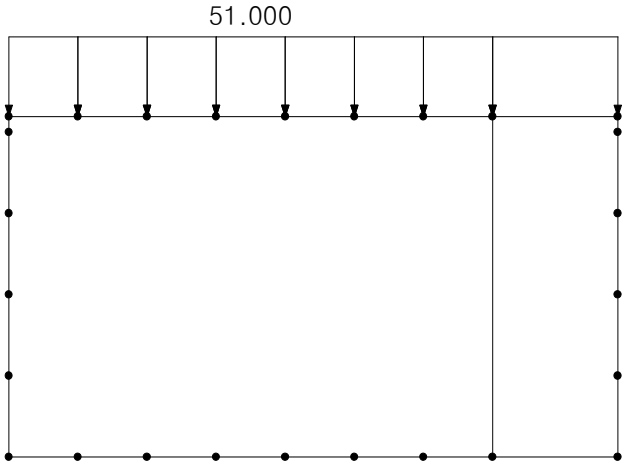


12. 하중 재하 (붕괴방지)

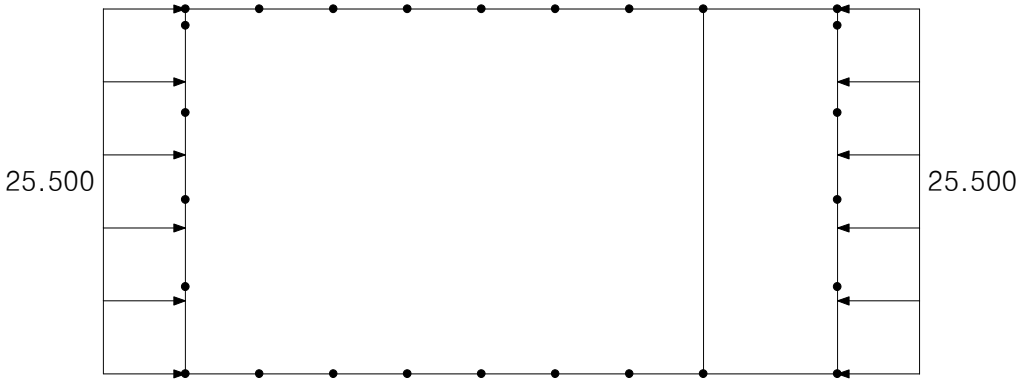
1) CASE1 - 구체자중(SW)



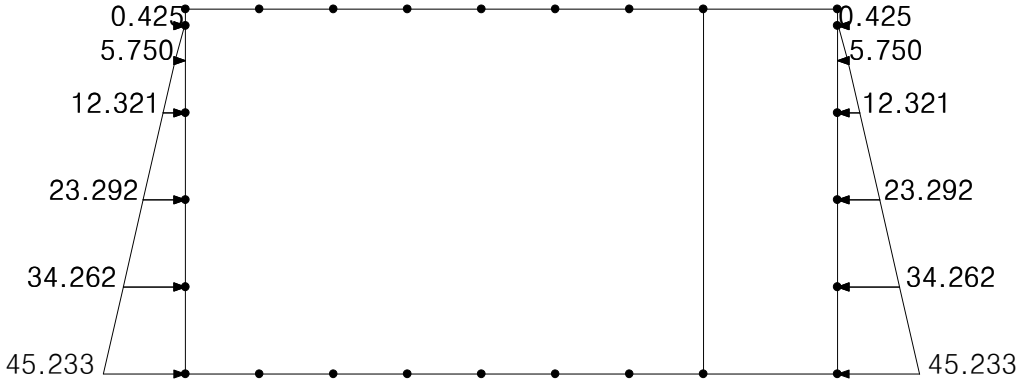
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



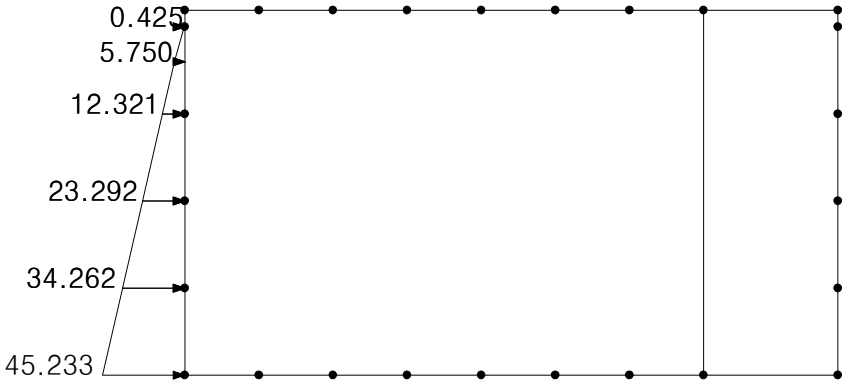
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



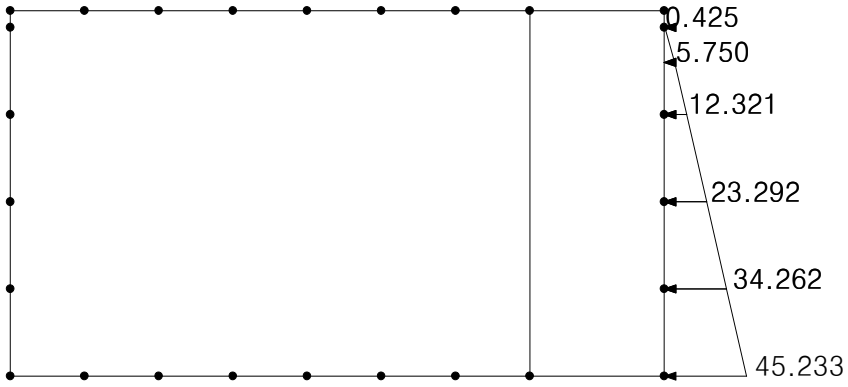
4) CASE4 - 지진시 양토압(SOILBE)



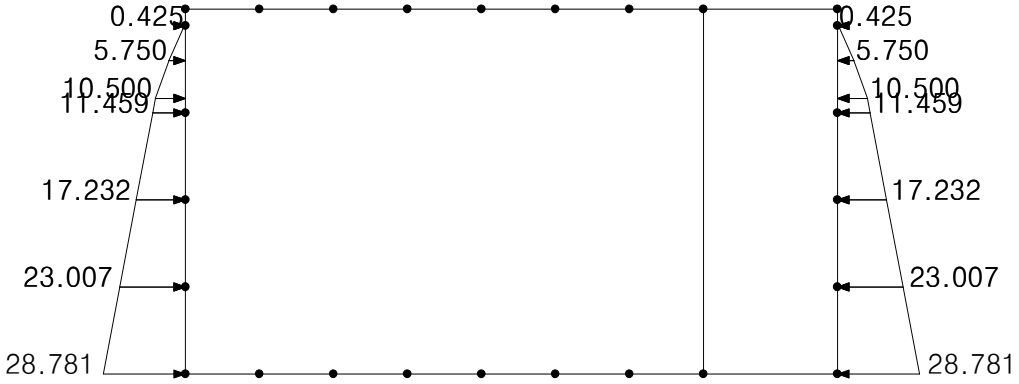
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



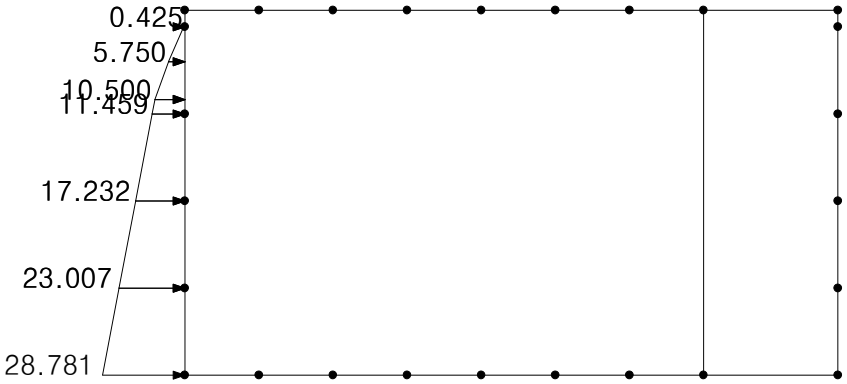
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



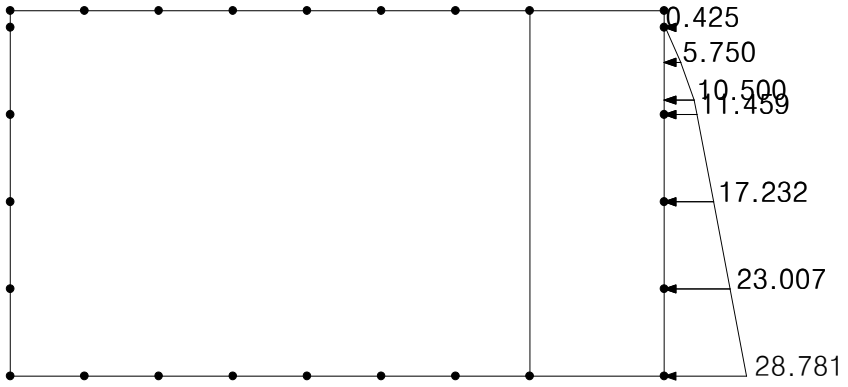
7) CASE7 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



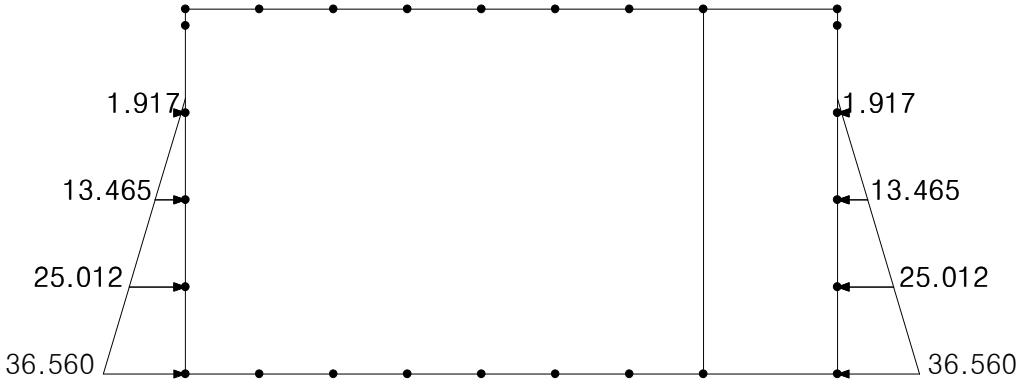
8) CASE8 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



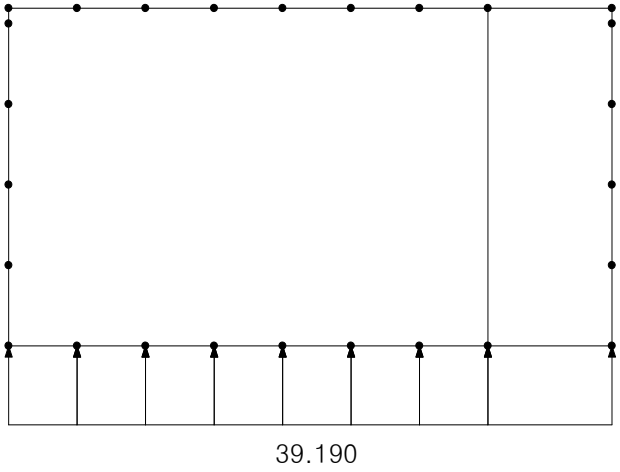
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

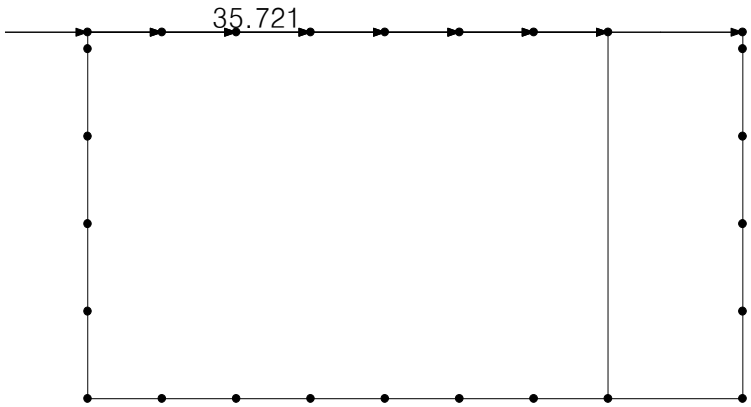


11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

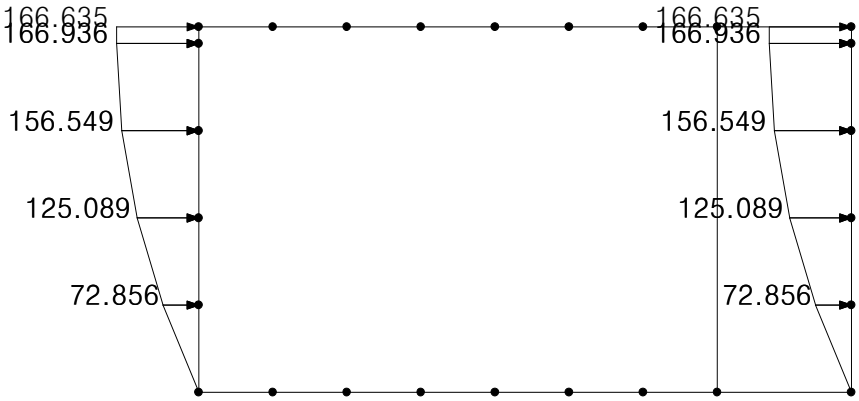


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

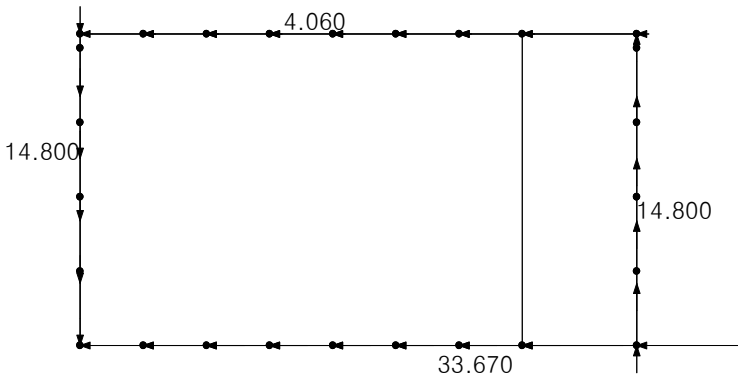
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



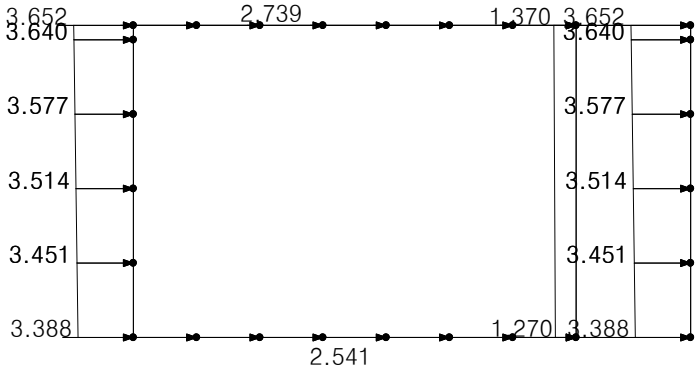
13) CASE13 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



14) CASE14 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

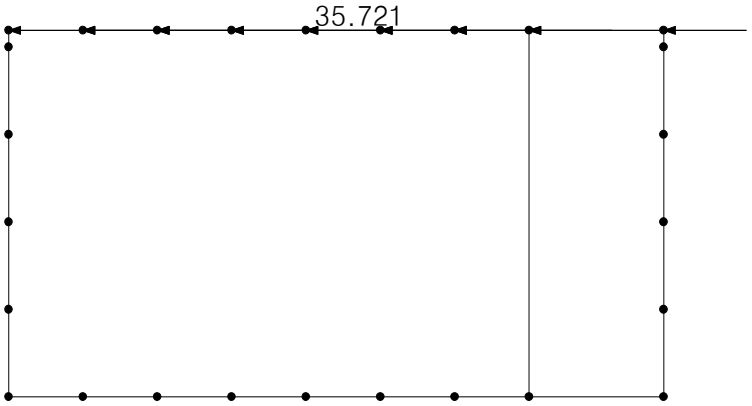


15) CASE15 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

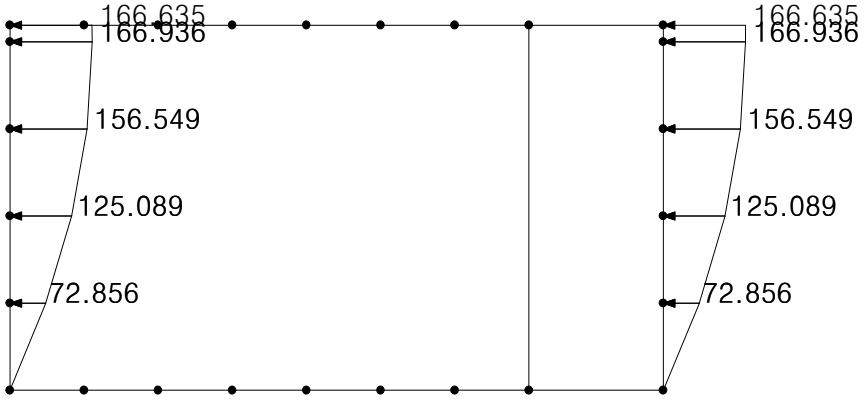


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

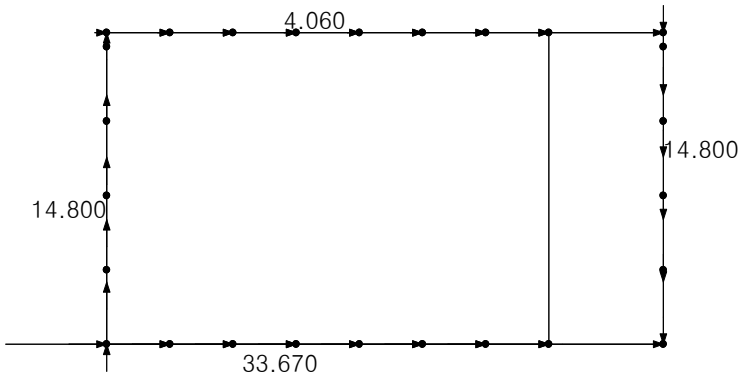
16) CASE16 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



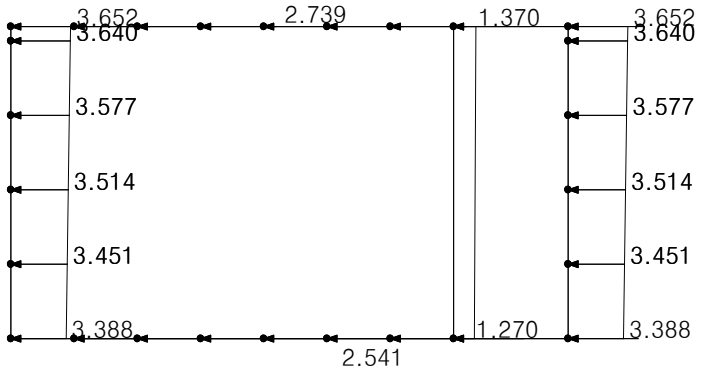
17) CASE17 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



18) CASE18 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



19) CASE19 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.521 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

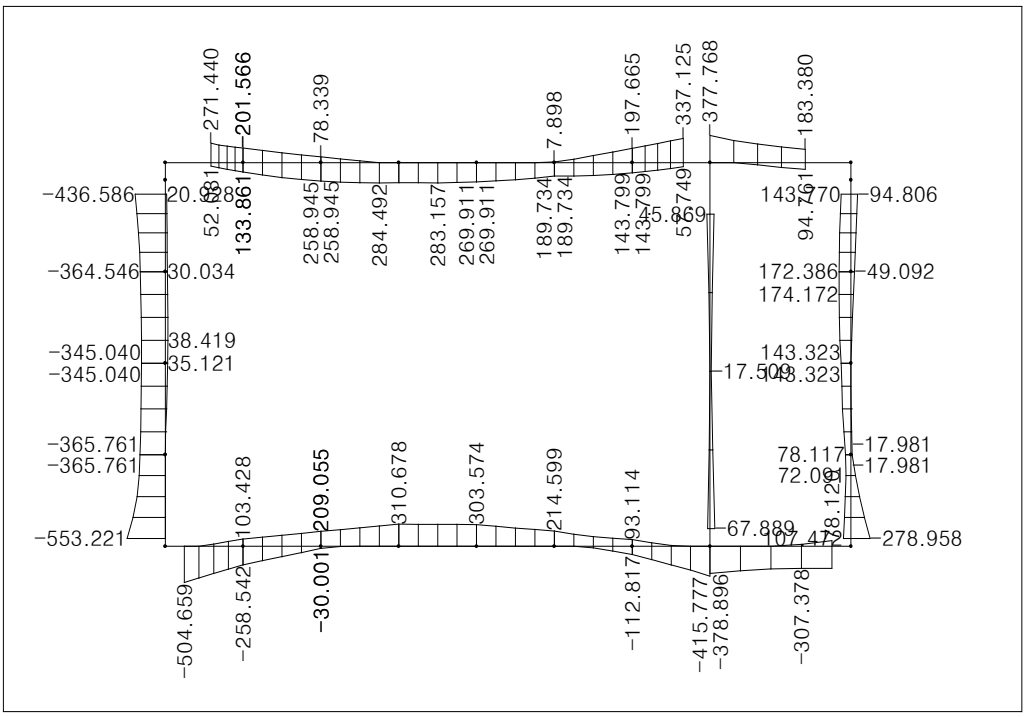
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
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	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

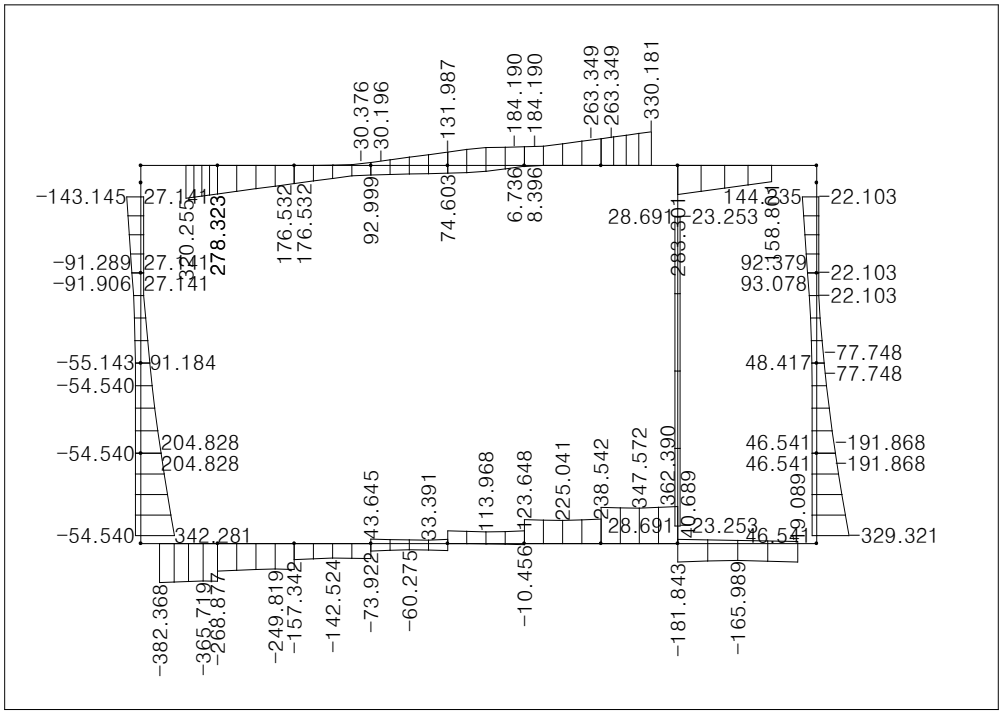
14. 단면력정리

14.1 상시

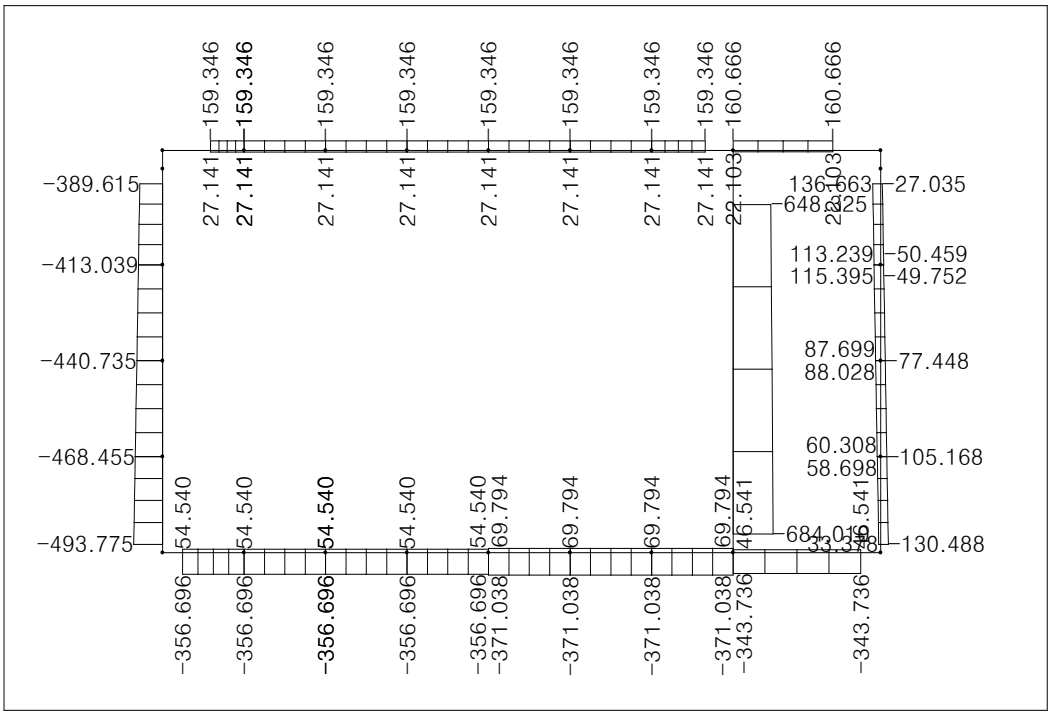
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



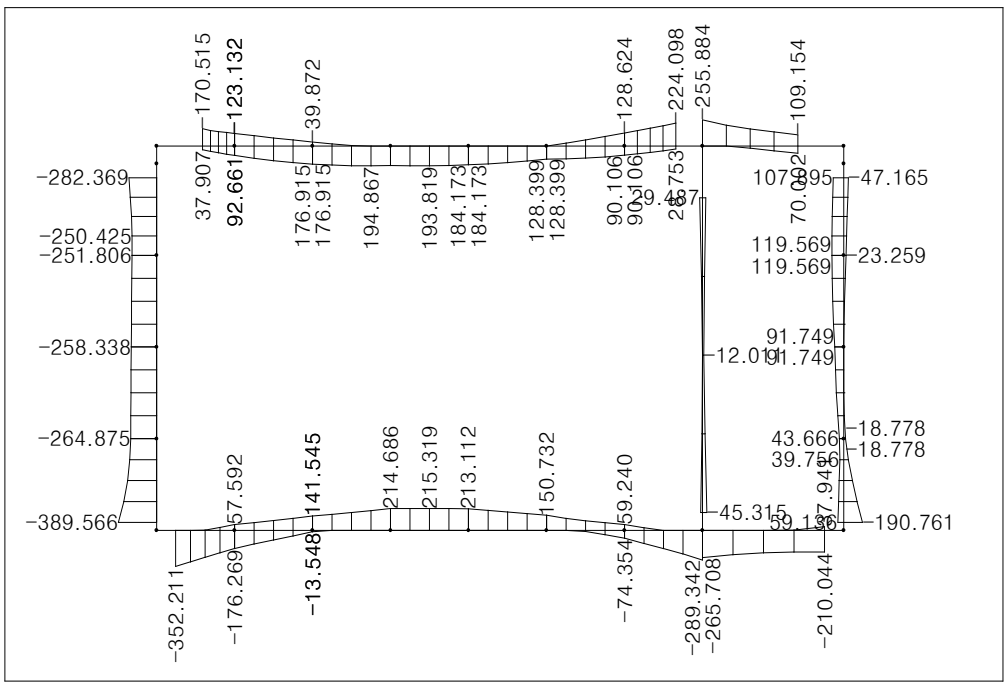
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



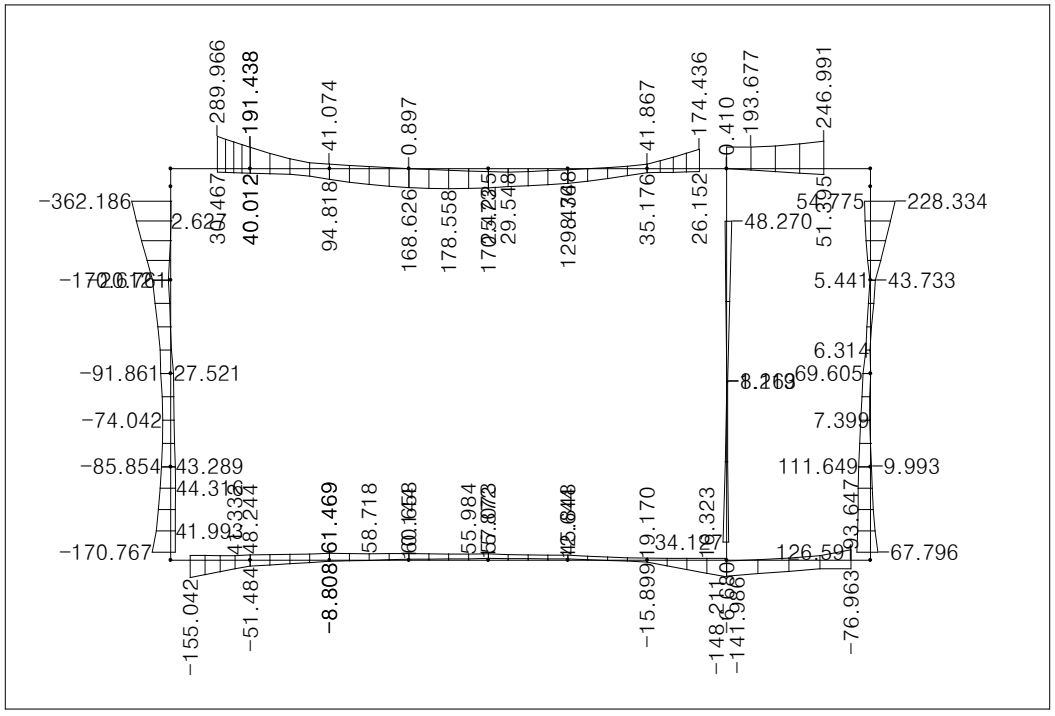
5) 단면력 정리

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	271.44	290.37	159.35	170.52	1000.00	699.92	
		좌측 (하면)	2	52.08	290.37	159.35	37.91	1000.00	600.00	
		중앙부	3	278.38	106.57	159.35	190.27	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	337.13	300.33	159.35	224.10	1000.00	699.95	
		우측 (하면)	5	57.75	300.33	159.35	28.75	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	377.77	218.56	160.67	255.88	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	218.56	160.67	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	257.12	188.68	160.67	167.72	1000.00	608.33	
		중앙부 (하면)	9	32.55	188.68	160.67	19.93	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	183.38	188.68	160.67	109.15	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	94.76	188.68	160.67	70.00	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	0.00	367.00	356.70	0.00	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	504.66	367.00	356.70	352.21	1000.00	600.00	
		중앙부	14	307.40	69.47	356.70	215.32	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	0.00	348.32	371.04	0.00	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	415.78	348.32	371.04	289.34	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	0.00	167.58	343.74	0.00	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	18	378.90	167.58	343.74	265.71	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	19	0.00	173.19	343.74	0.00	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	20	315.30	173.19	343.74	219.62	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	21	78.12	168.69	343.74	37.94	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	22	307.88	168.69	343.74	210.04	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	436.59	113.01	389.62	282.37	1000.00	928.00	
		상부 (내측)	24	20.93	113.01	389.62	0.00	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	25	345.04	91.18	440.74	258.34	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	26	35.12	91.18	440.74	0.00	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	27	553.22	223.56	493.78	389.57	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	28	0.00	223.56	493.78	0.00	1000.00	800.00	

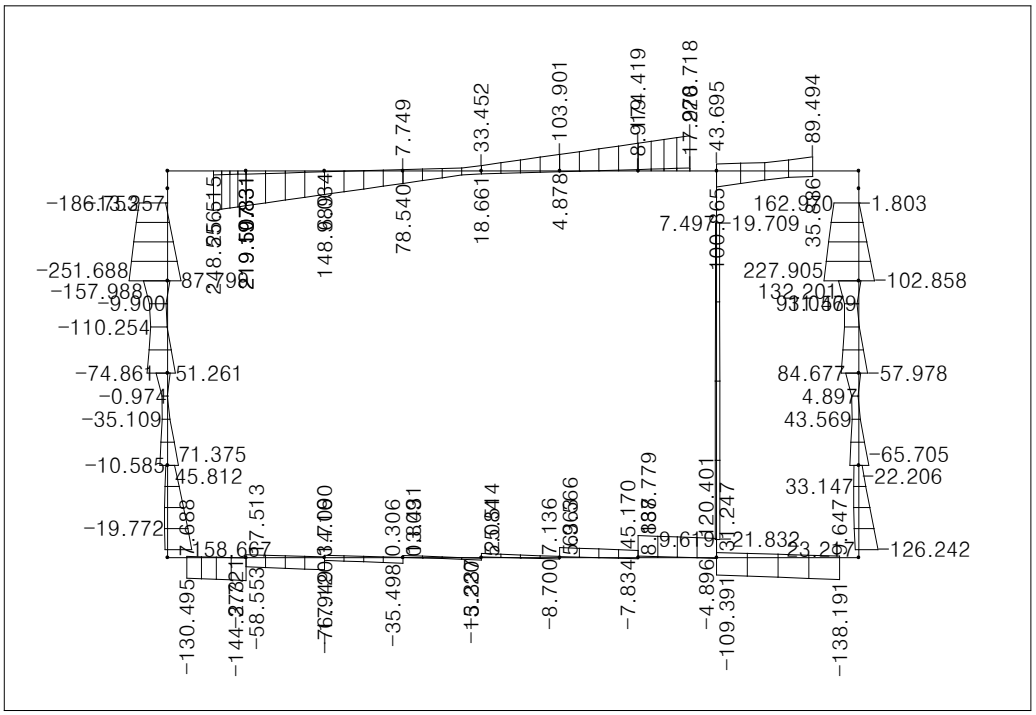
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	94.81	114.11	136.66	47.17	1000.00	938.67	
		상부 (내측)	30	143.77	114.11	136.66	107.90	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	31	0.00	77.75	88.03	0.00	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	32	143.32	77.75	88.03	91.75	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	33	278.96	210.57	130.49	190.76	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	34	107.47	210.57	130.49	59.14	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

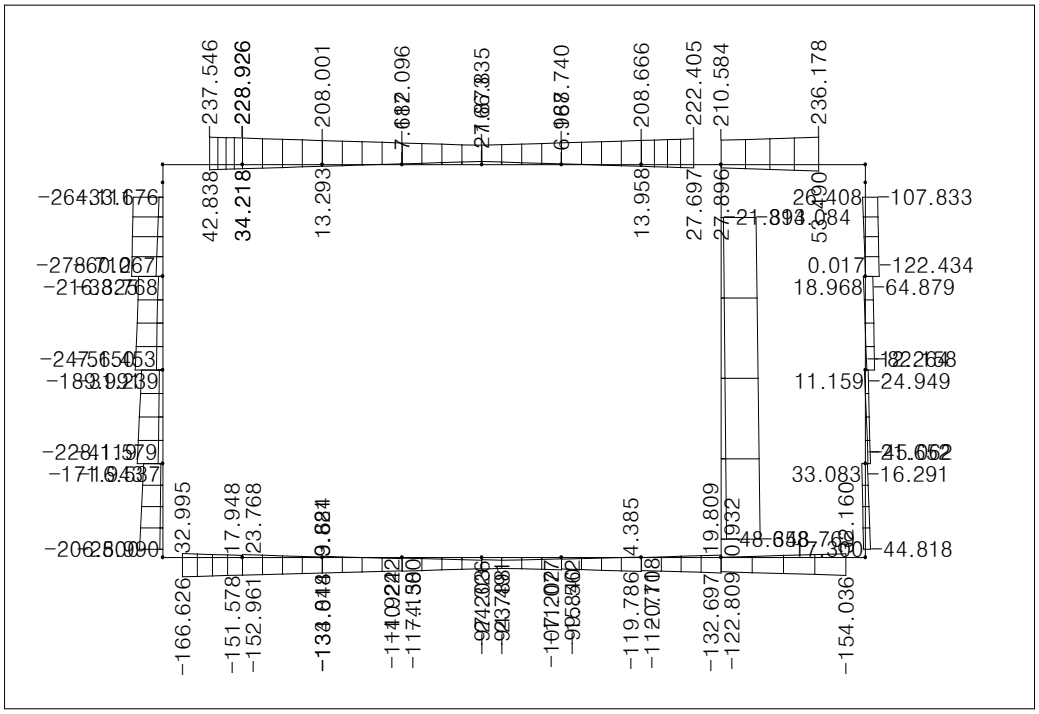
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



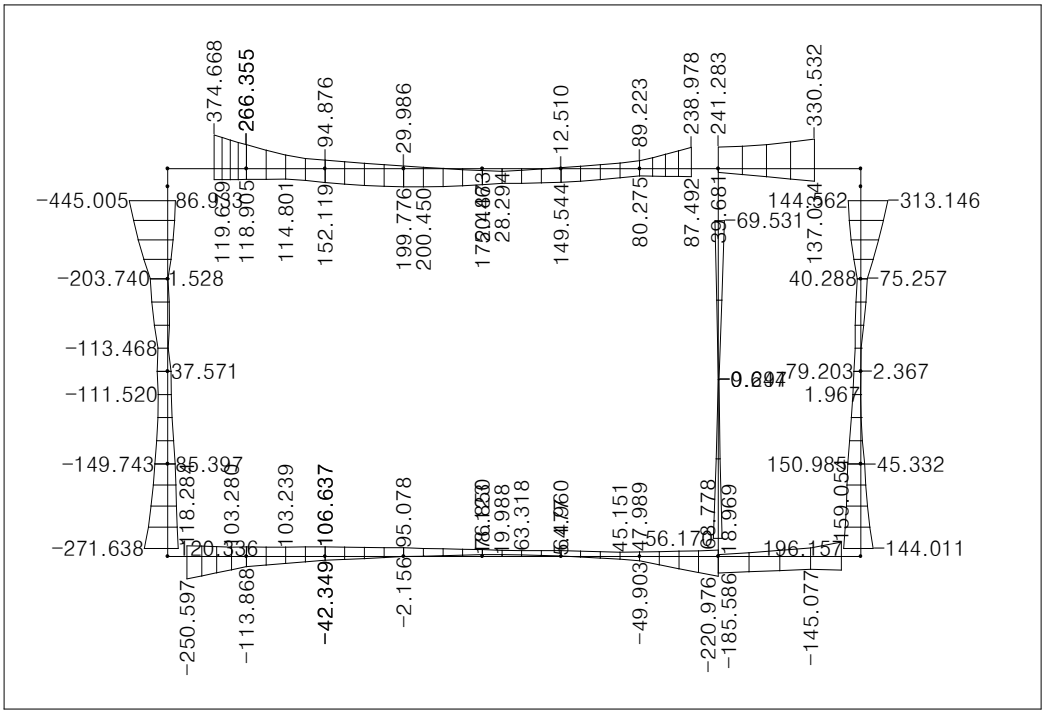
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	289.97	227.85	357.10	1000.00	699.92	
		좌측 (하면)	2	30.47	227.85	357.10	1000.00	600.00	
		중앙부	3	176.77	25.64	290.95	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	174.44	200.04	341.96	1000.00	699.95	
		우측 (하면)	5	26.15	200.04	341.96	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	194.95	56.33	321.51	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	56.33	321.51	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	204.53	68.79	334.31	1000.00	608.33	
		중앙부 (하면)	9	26.33	68.79	334.31	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	246.99	68.79	347.11	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	51.40	68.79	347.11	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	43.52	142.19	207.15	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	155.04	142.19	207.15	1000.00	600.00	
		중앙부	14	56.15	15.21	140.23	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	17.13	132.10	178.35	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	148.21	132.10	178.35	1000.00	600.00	

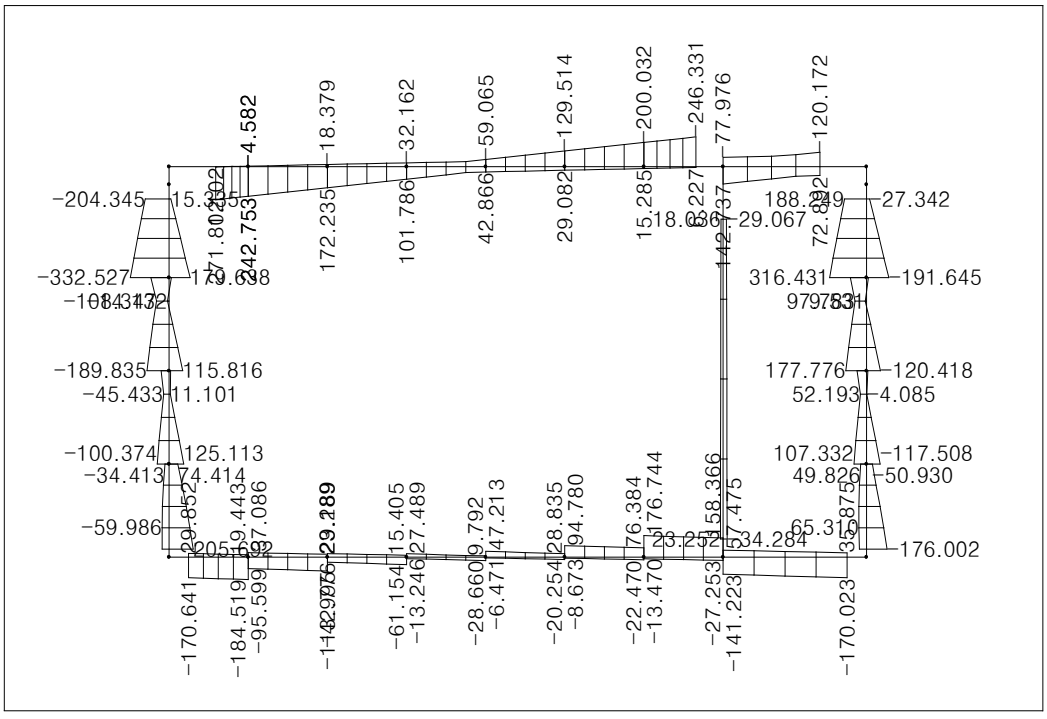
하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	17	0.00	121.09	154.24	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	18	141.99	121.09	154.24	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	19	20.11	130.99	187.03	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	20	99.72	130.99	187.03	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	21	93.65	126.49	197.96	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	22	76.96	126.49	197.96	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	362.19	228.38	447.70	1000.00	928.00	
		상부 (내측)	24	2.06	228.38	447.70	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	25	91.86	74.86	401.04	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	26	27.52	74.86	401.04	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	27	170.77	63.84	303.34	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	28	44.27	63.84	303.34	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	228.33	204.58	156.05	1000.00	938.67	
		상부 (내측)	30	54.78	204.58	156.05	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	31	0.60	84.68	129.28	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	32	69.61	84.68	129.28	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	33	67.80	36.26	62.74	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	34	126.59	36.26	62.74	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

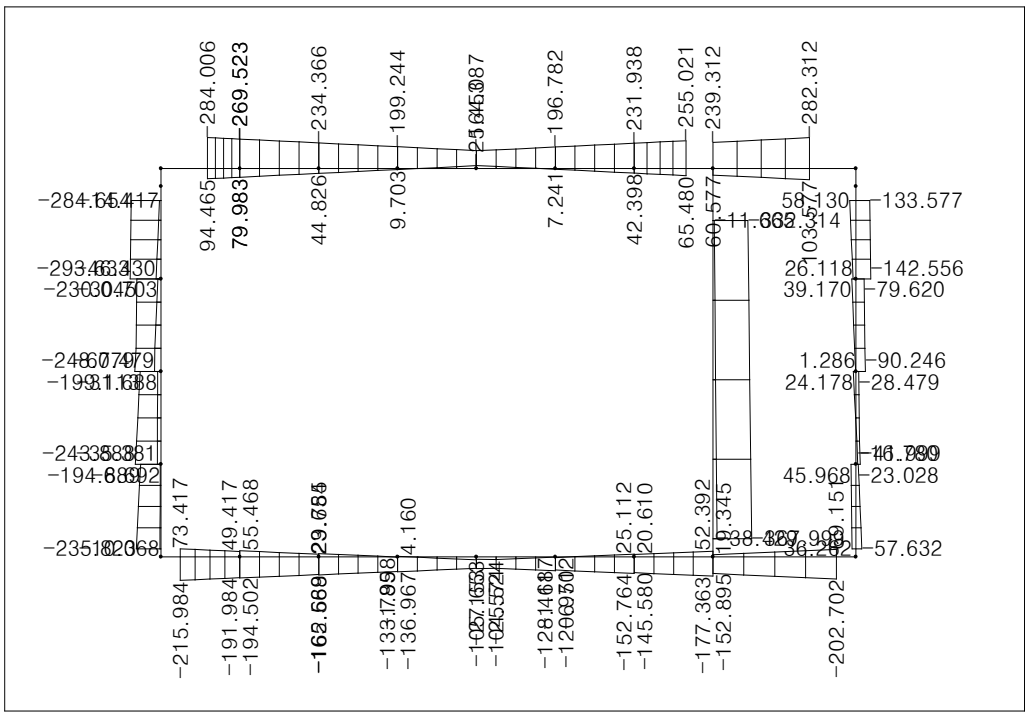
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	374.67	251.10	399.35	1000.00	699.92	
		좌측 (하면)	2	119.64	251.10	399.35	1000.00	600.00	
		중앙부	3	188.29	48.89	288.23	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	4	238.98	225.65	370.37	1000.00	699.95	
		우측 (하면)	5	87.49	225.65	370.37	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	241.28	97.89	346.38	1000.00	766.67	
		좌측 (하면)	7	39.68	97.89	346.38	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	8	268.90	99.47	367.88	1000.00	608.33	
		중앙부 (하면)	9	88.84	99.47	367.88	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	10	330.53	99.47	389.38	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	11	137.03	99.47	389.38	1000.00	600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	118.28	182.33	247.07	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	13	250.60	182.33	247.07	1000.00	600.00	
		중앙부	14	83.38	28.65	155.96	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	15	68.78	170.07	208.18	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	16	220.98	170.07	208.18	1000.00	600.00	

하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	17	18.97	152.92	181.99	1000.00	600.00	
		좌측 (하면)	18	185.59	152.92	181.99	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	19	65.56	162.82	213.85	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	20	159.15	162.82	213.85	1000.00	600.00	
		우측 (상면)	21	159.05	158.32	231.79	1000.00	600.00	
		우측 (하면)	22	151.35	158.32	231.79	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	445.01	285.22	468.63	1000.00	928.00	
		상부 (내측)	24	86.93	285.22	468.63	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	25	121.00	67.97	405.10	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	26	37.57	67.97	405.10	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	27	271.64	96.66	338.18	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	28	120.34	96.66	338.18	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	313.15	269.09	179.27	1000.00	938.67	
		상부 (내측)	30	144.56	269.09	179.27	1000.00	800.00	
		중앙부 (외측)	31	2.37	79.97	140.63	1000.00	800.00	
		중앙부 (내측)	32	79.20	79.97	140.63	1000.00	800.00	
		하부 (외측)	33	144.01	69.50	71.40	1000.00	800.00	
		하부 (내측)	34	196.16	69.50	71.40	1000.00	800.00	

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	-271.44	-	-374.67	-289.97	-374.67	
		좌측 (하면)	2	52.08	-	119.64	30.47	119.64	
		중앙부	3	278.38	-	188.29	176.77	278.38	
		우측 (상면)	4	-337.13	-	-238.98	-174.44	-337.13	
		우측 (하면)	5	57.75	-	87.49	26.15	87.49	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-377.77	-	-241.28	-194.95	-377.77	
		좌측 (하면)	7	-	-	39.68	-	39.68	
		중앙부 (상면)	8	-257.12	-	-268.90	-204.53	-268.90	
		중앙부 (하면)	9	32.55	-	88.84	26.33	88.84	
		우측 (상면)	10	-183.38	-	-330.53	-246.99	-330.53	
		우측 (하면)	11	94.76	-	137.03	51.40	137.03	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	118.28	43.52	118.28	
		좌측 (하면)	13	-504.66	-	-250.60	-155.04	-504.66	
		중앙부	14	307.40	-	83.38	56.15	307.40	
		우측 (상면)	15	-	-	68.78	17.13	68.78	
		우측 (하면)	16	-415.78	-	-220.98	-148.21	-415.78	
	2 경간	좌측 (상면)	17	-	-	18.97	-	18.97	
		좌측 (하면)	18	-378.90	-	-185.59	-141.99	-378.90	
		중앙부 (상면)	19	-	-	65.56	20.11	65.56	
		중앙부 (하면)	20	-315.30	-	-159.15	-99.72	-315.30	
		우측 (상면)	21	78.12	-	159.05	93.65	159.05	
		우측 (하면)	22	-307.88	-	-151.35	-76.96	-307.88	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	-436.59	-	-445.01	-362.19	-445.01	
		상부 (내측)	24	20.93	-	86.93	2.06	86.93	
		중앙부 (외측)	25	-345.04	-	-121.00	-91.86	-345.04	
		중앙부 (내측)	26	35.12	-	37.57	27.52	37.57	
		하부 (외측)	27	-553.22	-	-271.64	-170.77	-553.22	
		하부 (내측)	28	-	-	120.34	44.27	120.34	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	29	-94.81	-	-313.15	-228.33	-313.15	
		상부 (내측)	30	143.77	-	144.56	54.78	144.56	
		중앙부 (외측)	31	-	-	-2.37	-0.60	-2.37	
		중앙부 (내측)	32	143.32	-	79.20	69.61	143.32	
		하부 (외측)	33	-278.96	-	-144.01	-67.80	-278.96	
		하부 (내측)	34	107.47	-	196.16	126.59	196.16	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	290.37	-	251.10	227.85	290.37	
		좌측 (하면)	2	290.37	-	251.10	227.85	290.37	
		중앙부	3	-106.57	-	48.89	25.64	-106.57	
		우측 (상면)	4	-300.33	-	-225.65	-200.04	-300.33	
		우측 (하면)	5	-300.33	-	-225.65	-200.04	-300.33	
	2경간	좌측 (상면)	6	218.56	-	97.89	56.33	218.56	
		좌측 (하면)	7	218.56	-	97.89	56.33	218.56	
		중앙부 (상면)	8	188.68	-	-99.47	-68.79	188.68	
		중앙부 (하면)	9	188.68	-	-99.47	-68.79	188.68	
		우측 (상면)	10	188.68	-	-99.47	-68.79	188.68	
		우측 (하면)	11	188.68	-	-99.47	-68.79	188.68	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	12	-367.00	-	-182.33	-142.19	-367.00	
		좌측 (하면)	13	-367.00	-	-182.33	-142.19	-367.00	
		중앙부	14	-69.47	-	-28.65	-15.21	-69.47	
		우측 (상면)	15	348.32	-	170.07	132.10	348.32	
		우측 (하면)	16	348.32	-	170.07	132.10	348.32	
	2경간	좌측 (상면)	17	-167.58	-	-152.92	-121.09	-167.58	
		좌측 (하면)	18	-167.58	-	-152.92	-121.09	-167.58	
		중앙부 (상면)	19	-173.19	-	-162.82	-130.99	-173.19	
		중앙부 (하면)	20	-173.19	-	-162.82	-130.99	-173.19	
		우측 (상면)	21	-168.69	-	-158.32	-126.49	-168.69	
		우측 (하면)	22	-168.69	-	-158.32	-126.49	-168.69	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	-113.01	-	-285.22	-228.38	-285.22	
		상부 (내측)	24	-113.01	-	-285.22	-228.38	-285.22	
		중앙부 (외측)	25	91.18	-	-67.97	-74.86	91.18	
		중앙부 (내측)	26	91.18	-	-67.97	-74.86	91.18	
		하부 (외측)	27	223.56	-	96.66	63.84	223.56	
		하부 (내측)	28	223.56	-	96.66	63.84	223.56	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	114.11	-	269.09	204.58	269.09	
		상부 (내측)	30	114.11	-	269.09	204.58	269.09	
		중앙부 (외측)	31	-77.75	-	79.97	84.68	84.68	
		중앙부 (내측)	32	-77.75	-	79.97	84.68	84.68	
		하부 (외측)	33	-210.57	-	-69.50	-36.26	-210.57	
		하부 (내측)	34	-210.57	-	-69.50	-36.26	-210.57	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-159.35	-	-399.35	-357.10	-399.35	
		좌측 (하면)	2	-159.35	-	-399.35	-357.10	-399.35	
		중앙부	3	-159.35	-	-288.23	-290.95	-290.95	
		우측 (상면)	4	-159.35	-	-370.37	-341.96	-370.37	
		우측 (하면)	5	-159.35	-	-370.37	-341.96	-370.37	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-160.67	-	-346.38	-321.51	-346.38	
		좌측 (하면)	7	-160.67	-	-346.38	-321.51	-346.38	
		중앙부 (상면)	8	-160.67	-	-367.88	-334.31	-367.88	
		중앙부 (하면)	9	-160.67	-	-367.88	-334.31	-367.88	
		우측 (상면)	10	-160.67	-	-389.38	-347.11	-389.38	
		우측 (하면)	11	-160.67	-	-389.38	-347.11	-389.38	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-356.70	-	-247.07	-207.15	-359.29	
		좌측 (하면)	13	-356.70	-	-247.07	-207.15	-359.29	
		중앙부	14	-356.70	-	-155.96	-140.23	-359.29	
		우측 (상면)	15	-371.04	-	-208.18	-178.35	-373.41	
		우측 (하면)	16	-371.04	-	-208.18	-178.35	-373.41	

하부 슬래브	2 경간	좌측 (상면)	17	-343.74	-	-181.99	-154.24	-345.97	
		좌측 (하면)	18	-343.74	-	-181.99	-154.24	-345.97	
		중앙부 (상면)	19	-343.74	-	-213.85	-187.03	-345.97	
		중앙부 (하면)	20	-343.74	-	-213.85	-187.03	-345.97	
		우측 (상면)	21	-343.74	-	-231.79	-197.96	-345.97	
		우측 (하면)	22	-343.74	-	-231.79	-197.96	-345.97	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	-389.62	-	-468.63	-447.70	-468.63	
		상부 (내측)	24	-389.62	-	-468.63	-447.70	-468.63	
		중앙부 (외측)	25	-440.74	-	-405.10	-401.04	-468.27	
		중앙부 (내측)	26	-440.74	-	-405.10	-401.04	-468.27	
		하부 (외측)	27	-493.78	-	-338.18	-303.34	-493.78	
		하부 (내측)	28	-493.78	-	-338.18	-303.34	-493.78	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	136.66	-	-179.27	-156.05	-179.27	
		상부 (내측)	30	136.66	-	-179.27	-156.05	-179.27	
		중앙부 (외측)	31	88.03	-	-140.63	-129.28	-140.63	
		중앙부 (내측)	32	88.03	-	-140.63	-129.28	-140.63	
		하부 (외측)	33	-130.49	-	-71.40	-62.74	-130.49	
		하부 (내측)	34	-130.49	-	-71.40	-62.74	-130.49	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-170.52	-	-	-	-170.52	
		좌측 (하면)	2	37.91	-	-	-	37.91	
		중앙부	3	190.27	-	-	-	190.27	
		우측 (상면)	4	-224.10	-	-	-	-224.10	
		우측 (하면)	5	28.75	-	-	-	28.75	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-255.88	-	-	-	-255.88	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-167.72	-	-	-	-167.72	
		중앙부 (하면)	9	19.93	-	-	-	19.93	
		우측 (상면)	10	-109.15	-	-	-	-109.15	
		우측 (하면)	11	70.00	-	-	-	70.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	13	-352.21	-	-	-	-352.21	
		중앙부	14	215.32	-	-	-	215.32	
		우측 (상면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	16	-289.34	-	-	-	-289.34	
	2 경간	좌측 (상면)	17	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	18	-265.71	-	-	-	-265.71	
		중앙부 (상면)	19	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	20	-219.62	-	-	-	-219.62	
		우측 (상면)	21	37.94	-	-	-	37.94	
		우측 (하면)	22	-210.04	-	-	-	-210.04	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	-282.37	-	-	-	-282.37	
		상부 (내측)	24	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	25	-258.34	-	-	-	-258.34	
		중앙부 (내측)	26	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	27	-389.57	-	-	-	-389.57	
		하부 (내측)	28	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	-47.17	-	-	-	-47.17	
		상부 (내측)	30	107.90	-	-	-	107.90	
		중앙부 (외측)	31	-	-	-	-	-	
		중앙부 (내측)	32	91.75	-	-	-	91.75	
		하부 (외측)	33	-190.76	-	-	-	-190.76	
		하부 (내측)	34	59.14	-	-	-	59.14	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	600	374.67	451.94	1888.69	H19 - 8.0EA	2292.00	1.21
		좌측(하면)	1	1000	520	119.64	198.72	684.54	H19 - 4.0EA	1146.00	1.66
		중앙부	2	1000	520	278.38	331.91	1618.43	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.19
		우측(상면)	3	1000	600	337.12	451.96	1694.41	H19 - 8.0EA	2292.00	1.34
		우측(하면)	3	1000	520	87.49	331.91	499.04	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	3.79
	2경간	좌측(상면)	4	1000	667	377.77	503.95	1704.61	H19 - 8.0EA	2292.00	1.33
		좌측(하면)	4	1000	520	39.68	331.91	225.29	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	8.36
		중앙부(상면)	5	1000	508	268.90	380.57	1599.72	H19 - 8.0EA	2292.00	1.42
		중앙부(하면)	5	1000	520	88.84	331.91	506.79	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	3.74
		우측(상면)	6	1000	600	330.53	452.00	1660.28	H19 - 8.0EA	2292.00	1.37
		우측(하면)	6	1000	520	137.03	331.91	785.42	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.42
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	520	118.28	331.91	676.70	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.81
		좌측(하면)	7	1000	500	504.66	569.91	3140.48	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		중앙부	8	1000	520	307.40	331.91	1792.53	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.08
		우측(상면)	9	1000	520	68.78	331.91	391.59	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	4.83
		우측(하면)	9	1000	500	415.78	436.54	2559.97	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.05
	2경간	좌측(상면)	10	1000	520	18.97	331.91	107.48	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	17.50
		좌측(하면)	10	1000	500	378.90	436.54	2322.84	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.15
		중앙부(상면)	11	1000	520	65.56	331.91	373.14	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	5.06
		중앙부(하면)	11	1000	500	315.30	436.54	1918.91	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.38
		우측(상면)	12	1000	520	159.05	331.91	913.61	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	2.09
		우측(하면)	12	1000	500	307.88	436.54	1872.17	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.42

좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	828	445.01	1098.37	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.47
		상부(내측)	13	1000	720	86.93	1590.00	-	H16 - 4.0EA	3086.40	18.29
		중앙부(외측)	14	1000	700	345.04	976.96	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.83
		중앙부(내측)	14	1000	720	37.57	981.65	-	H16 - 4.0EA	3086.40	26.13
		하부(외측)	15	1000	700	553.22	1154.96	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.09
		하부(내측)	15	1000	720	120.34	1690.44	-	H16 - 4.0EA	4369.60	14.05
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	839	313.15	844.34	-	H19 - 8.0EA	3086.40	2.70
		상부(내측)	16	1000	720	144.56	392.20	-	H16 - 4.0EA	3086.40	2.71
		중앙부(외측)	17	1000	700	2.37	201.34	-	H19 - 4.0EA	1940.40	85.08
		중앙부(내측)	17	1000	720	143.32	341.45	-	H16 - 4.0EA	1940.40	2.38
		하부(외측)	18	1000	700	278.96	743.57	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	3488.80	2.67
		하부(내측)	18	1000	720	196.16	306.38	-	H16 - 4.0EA	3488.80	1.56

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	290.4	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	106.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	324.8	300.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	324.8	218.6	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	324.8	188.7	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	324.8	188.7	451.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	337.8	367.0	601.29	2.00	28.13	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	337.8	69.5	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	337.8	348.3	601.29	2.00	10.16	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	337.8	167.6	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	337.8	173.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	337.8	168.7	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	473.7	285.2	473.69	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	14	473.7	91.2	473.67	-	-	-	-	-	O.K
		하부	15	474.7	223.6	474.71	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	16	461.9	269.1	461.94	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	17	460.4	84.7	460.37	-	-	-	-	-	O.K
		하부	18	460.0	210.6	459.96	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.92	599.92	100.00	374.67	290.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.92 - 46.997) / 46.997 = 0.03529

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1888.687 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.214]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00382

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (599.92 - a/2) = 451.937 kN.m

≥ Mu (= 374.668 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.206]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 290.369 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	119.64	290.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06339

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 684.539 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.674]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00220

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 198.721 kN.m

≥ Mu (= 119.638 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.661]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 290.369 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	278.38	106.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1618.428 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.199]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 278.377 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.192]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 106.574 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	699.95	599.95	100.00	337.13	300.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (599.95 - 46.997) / 46.997 = 0.03530

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1694.410 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.353]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00382

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (599.95 - a/2) = 451.965 kN.m

≥ Mu (= 337.125 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 300.328 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	87.49	300.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 499.037 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.888]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 87.492 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.794]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 300.328 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	766.67	666.67	100.00	377.77	218.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (666.67 - 46.997) / 46.997 = 0.03956

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1704.607 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.345]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00344

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (666.67 - a/2) = 503.955 kN.m

≥ Mu (= 377.768 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.334]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 218.561 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	39.68	218.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 225.293 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.613]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 39.681 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.364]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 218.561 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	608.33	508.33	100.00	268.90	188.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (508.33 - 46.997) / 46.997 = 0.02945

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1599.715 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.433]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00451

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (508.33 - a/2) = 380.568 kN.m

≥ Mu (= 268.901 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.415]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 188.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	88.84	188.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 506.790 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.829]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 88.839 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.736]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 188.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	330.53	188.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03530

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1660.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.380]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00382

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (600.00 - a/2) = 452.005 kN.m

≥ Mu (= 330.532 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.368]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 188.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	137.03	188.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 785.417 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.471]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 137.034 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.422]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 188.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	118.28	367.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 676.704 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.867]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 118.284 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.806]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

< Vu (= 367.003 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (367.003-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 28.128 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 351.381 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 351.381 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 351.381) = 601.286 kN ≥ 367.003 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	504.66	367.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01746

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3140.478 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.138]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00715

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (500.00 - a/2) = 569.911 kN.m

≥ Mu (= 504.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 367.003 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (367.003-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 42.244 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 367.003 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	307.40	69.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1792.528 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.082]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 307.398 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.080]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 69.465 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	68.78	348.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 391.586 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.955]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 68.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.826]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

< Vu (= 348.321 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (348.321-337.750) x 150.00 / (400x520.00xΦ) x 1000 = 10.165 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 520.00 / 150.00 x 1000 = 351.381 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 520.00 / 1000 = 1801.333 kN ≥ 351.381 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (450.333 + 351.381) = 601.286 kN ≥ 348.321 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	415.78	348.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2559.966 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.053]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 436.538 kN.m

≥ Mu (= 415.777 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.050]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 348.321 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (348.321-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 23.562 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 348.321 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	18.97	167.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 107.483 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 18.053]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 18.969 kN.m) ∴ O.K [안전률 17.498]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 167.580 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	378.90	167.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2322.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.160]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 436.538 kN.m

≥ Mu (= 378.896 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.152]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 167.580 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	65.56	173.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 373.140 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.200]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 65.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.063]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 173.189 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	315.30	173.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1918.910 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.404]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 436.538 kN.m

≥ Mu (= 315.304 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.384]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 173.189 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	159.05	168.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 39.788) / 39.788 = 0.03621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 913.614 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.124]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00373

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 331.907 kN.m

≥ Mu (= 159.054 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 168.689 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	307.88	168.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 55.248) / 55.248 = 0.02415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1872.173 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.439]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 436.538 kN.m

≥ Mu (= 307.884 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.418]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 168.689 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	928	100	828	468.626	445.005	949.6

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 928.0 x 1000.0 = 21297600.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (21297600.0 x 464.00 + 916800.0 x 100.000 + 317760.0 x 848.000) / 22532160.0

= 454.605 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 496.80 mm, ab = k1 x cb = 422.28 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 422280.000 = 9691.326 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9691.326 + 299.529 - 916.800 = 9074.055 kN

Mb = Cc x 616.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2984.536 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 328.909 mm, e = Mu/Pu = 949.596 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 110.88 mm, a = k1 x c = 94.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 94251.018 = 2163.061 kN

∑Csi = 114.523 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2163.061 + 114.523 - 916.800 = 1360.784 kN

Mn = Cc x 780.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1292.202 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=949.601)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 928.00 - 100.00 = 828.000 mm

c = 110.884 mm, a = k1 x c = 94.251 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (828.00-110.88) / 110.88 = 0.01940

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN ≥ Pn = 1360.784 kN

ΦPn = 0.85 x 1360.784 = 1156.667 kN ≥ Pu = 468.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.950 = 1098.366 kN.m ≥ Mu = 445.005 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 473.687 kN

≥ Vu (= 285.215 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	468.626	86.933	185.5

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 916800.0 x 700.000) / 19594560.0

= 408.847 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 864.199 - 317.760 = 8973.679 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2105.206 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 234.598 mm, e = Mu/Pu = 185.506 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 525.64 mm, a = k1 x c = 446.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 446794.739 = 10253.939 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 176.241 kN

Pn = 10253.939 + 864.199 - 176.241 = 10941.897 kN

Mn = Cc x 496.603 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2029.724 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=185.500)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 525.641 mm, a = k1 x c = 446.795 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-525.64) / 525.64 = 0.00111

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN ≥ Pn = 10941.897 kN

ΦPn = 0.78 x 10941.897 = 8571.153 kN ≥ Pu = 468.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.186 = 1589.999 kN.m ≥ Mu = 86.933 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 487.221 kN

≥ Vu (= 285.215 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	100	700	468.271	345.04	736.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 916800.0 x 100.000 + 317760.0 x 720.000) / 19594560.0

= 391.153 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 8193.150 + 299.529 - 916.800 = 7575.879 kN

Mb = Cc x 521.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2252.697 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 297.351 mm, e = Mu/Pu = 736.839 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 119.78 mm, a = k1 x c = 101.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 101812.243 = 2336.591 kN

∑Csi = 140.063 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2336.591 + 140.063 - 916.800 = 1559.854 kN

Mn = Cc x 649.094 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1149.350 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=736.832)| = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 119.779 mm, a = k1 x c = 101.812 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-119.78) / 119.78 = 0.01453

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN ≥ Pn = 1559.854 kN

ΦPn = 0.85 x 1559.854 = 1325.875 kN ≥ Pu = 468.271 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.737 = 976.957 kN.m ≥ Mu = 345.040 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 473.673 kN

≥ Vu (= 91.184 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	468.271	37.571	80.2

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 916800.0 x 700.000) / 19594560.0

= 408.847 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 864.199 - 317.760 = 8973.679 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2105.206 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 234.598 mm, e = Mu/Pu = 80.234 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 758.94 mm, a = k1 x c = 645.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 645095.215 = 14804.935 kN

∑Csi = 888.652 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 14804.935 + 888.652 - 0.000 = 15693.587 kN

Mn = Cc x 397.452 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1259.268 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=80.241)| = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 758.936 mm, a = k1 x c = 645.095 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-758.94) / 758.94 = -0.00015

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN < Pn = 15693.587 kN

ΦPn = 0.78 x 15618.982 = 12234.869 kN ≥ Pu = 468.271 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.080 = 981.654 kN.m ≥ Mu = 37.571 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 487.206 kN

≥ Vu (= 91.184 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	100	700	493.775	553.221	1120.4

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1430080.0 x 100.000 + 317760.0 x 720.000) / 20107840.0

= 383.721 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 8193.150 + 299.529 - 1430.080 = 7062.599 kN

Mb = Cc x 521.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2454.630 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 347.553 mm, e = Mu/Pu = 1120.392 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.33 mm, a = k1 x c = 108.23 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108231.366 = 2483.910 kN

∑Csi = 158.943 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2483.910 + 158.943 - 1430.080 = 1212.773 kN

Mn = Cc x 645.884 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1358.774 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1120.386)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 127.331 mm, a = k1 x c = 108.231 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-127.33) / 127.33 = 0.01349

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16006.046 kN ≥ Pn = 1212.773 kN

ΦPn = 0.85 x 1212.773 = 1030.857 kN ≥ Pu = 493.775 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.120 = 1154.964 kN.m ≥ Mu = 553.221 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 474.708 kN

≥ Vu (= 223.556 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	493.775	120.336	243.7

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 1430080.0 x 700.000) / 20107840.0

= 416.279 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 1348.029 - 317.760 = 9457.509 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2175.785 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 230.059 mm, e = Mu/Pu = 243.707 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 401.11 mm, a = k1 x c = 340.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 340944.214 = 7824.670 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 7824.670 + 1348.029 - 317.760 = 8854.939 kN

Mn = Cc x 549.528 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2157.920 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=243.697)| = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 401.111 mm, a = k1 x c = 340.944 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-401.11) / 401.11 = 0.00239

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16006.046 kN ≥ Pn = 8854.939 kN

ΦPn = 0.78 x 8854.939 = 6936.369 kN ≥ Pu = 493.775 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.244 = 1690.440 kN.m ≥ Mu = 120.336 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 488.271 kN

≥ Vu (= 223.556 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	939	100	839	179.266	313.146	1746.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 938.7 x 1000.0 = 21542400.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (21542400.0 x 469.33 + 916800.0 x 100.000 + 317760.0 x 858.667) / 22776960.0

= 459.899 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 503.20 mm, ab = k1 x cb = 427.72 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 427720.000 = 9816.174 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 9816.174 + 299.529 - 916.800 = 9198.903 kN

Mb = Cc x 624.807 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3049.779 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 331.537 mm, e = Mu/Pu = 1746.828 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 77.08 mm, a = k1 x c = 65.51 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 65513.885 = 1503.544 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 934.887 kN

Pn = 1503.544 + 0.000 - 934.887 = 568.656 kN

Mn = Cc x 805.910 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 993.339 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1746.819)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 938.67 - 100.00 = 838.667 mm

c = 77.075 mm, a = k1 x c = 65.514 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (838.67-77.08) / 77.08 = 0.02964

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN ≥ Pn = 568.656 kN

ΦPn = 0.85 x 568.656 = 483.358 kN ≥ Pu = 179.266 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.747 = 844.343 kN.m ≥ Mu = 313.146 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 461.941 kN

≥ Vu (= 269.087 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	179.266	144.562	806.4

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0039) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 916800.0 x 700.000) / 19594560.0

= 408.847 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 864.199 - 317.760 = 8973.679 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2105.206 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 234.598 mm, e = Mu/Pu = 806.412 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 72.44 mm, a = k1 x c = 61.57 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 61574.206 = 1413.128 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 840.952 kN

Pn = 1413.128 + 0.000 - 840.952 = 572.176 kN

Mn = Cc x 689.213 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 461.408 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=806.410)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 72.440 mm, a = k1 x c = 61.574 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-72.44) / 72.44 = 0.02682

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15618.982 kN ≥ Pn = 572.176 kN

ΦPn = 0.85 x 572.176 = 486.349 kN ≥ Pu = 179.266 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.806 = 392.198 kN.m ≥ Mu = 144.562 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 475.139 kN

≥ Vu (= 269.087 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	100	700	140.628	2.367	16.8

㉯ 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0024) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 458400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 458400.0 x 100.000 + 317760.0 x 720.000) / 19136160.0
= 398.127 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 8193.150 + 299.529 - 458.400 = 8034.279 kN

Mb = Cc x 521.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2063.198 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 256.799 mm, e = Mu/Pu = 16.829 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 912.49 mm, a = k1 x c = 775.62 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 775617.218 = 17800.415 kN

∑Csi = 433.349 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 17800.415 + 433.349 - 0.000 = 18233.764 kN

Mn = Cc x 312.191 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 306.862 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=16.829)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 912.491 mm, a = k1 x c = 775.617 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-912.49) / 912.49 = -0.00070

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15273.302 kN < Pn = 18233.764 kN

ΦPn = 0.78 x 15273.302 = 11964.087 kN ≥ Pu = 140.628 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.017 = 201.342 kN.m ≥ Mu = 2.367 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 460.372 kN
≥ Vu (= 84.677 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	140.628	143.323	1019.2

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0024) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 458400.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 458400.0 x 700.000) / 19136160.0

= 401.873 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 432.099 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 432.099 - 317.760 = 8541.579 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2038.972 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 238.711 mm, e = Mu/Pu = 1019.165 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 59.99 mm, a = k1 x c = 50.99 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 50994.115 = 1170.315 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1170.315 + 0.000 - 776.160 = 394.155 kN

Mn = Cc x 694.503 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 401.711 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1019.171)| = 0.0067 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 59.993 mm, a = k1 x c = 50.994 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-59.99) / 59.99 = 0.03300

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15273.302 kN ≥ Pn = 394.155 kN

ΦPn = 0.85 x 394.155 = 335.032 kN ≥ Pu = 140.628 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.019 = 341.452 kN.m ≥ Mu = 143.323 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 473.526 kN

≥ Vu (= 84.677 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	100	700	130.488	278.958	2137.8

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1077760.0 x 100.000 + 317760.0 x 720.000) / 19755520.0

= 388.781 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 8193.150 + 299.529 - 1077.760 = 7414.919 kN

Mb = Cc x 521.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2317.151 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 312.498 mm, e = Mu/Pu = 2137.815 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 77.13 mm, a = k1 x c = 65.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 65563.177 = 1504.675 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1095.476 kN

Pn = 1504.675 + 0.000 - 1095.476 = 409.199 kN

Mn = Cc x 667.218 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 874.794 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2137.819)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 77.133 mm, a = k1 x c = 65.563 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-77.13) / 77.13 = 0.02423

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15740.362 kN ≥ Pn = 409.199 kN

ΦPn = 0.85 x 409.199 = 347.819 kN ≥ Pu = 130.488 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.138 = 743.574 kN.m ≥ Mu = 278.958 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 459.960 kN

≥ Vu (= 210.565 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	80	720	130.488	196.157	1503.3

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 317760.0 x 80.000 + 1077760.0 x 700.000) / 19755520.0

= 411.219 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 432.00 mm, ab = k1 x cb = 367.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 367200.000 = 8427.240 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 8427.240 + 1015.924 - 317.760 = 9125.404 kN

Mb = Cc x 536.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2127.734 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 233.166 mm, e = Mu/Pu = 1503.259 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 67.85 mm, a = k1 x c = 57.67 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 57672.150 = 1323.576 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1083.802 kN

Pn = 1323.576 + 0.000 - 1083.802 = 239.774 kN

Mn = Cc x 691.164 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 360.444 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1503.267)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 80.00 = 720.000 mm

c = 67.850 mm, a = k1 x c = 57.672 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (720.00-67.85) / 67.85 = 0.02884

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 15740.362 kN ≥ Pn = 239.774 kN

ΦPn = 0.85 x 239.774 = 203.808 kN ≥ Pu = 130.488 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.503 = 306.376 kN.m ≥ Mu = 196.157 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 720.00 = 473.102 kN

≥ Vu (= 210.565 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

22) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)
∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

28) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

34) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.30	3.75	-	684.01	22.11	684.01	22.11	상시	68
					263.68	69.53	263.68	69.53	지진(붕괴)	3

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 300 × 27
= 3240000 N = 3240.00 kN ≥ 684.01 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	684.01	22.111	32.3

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 32.326 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 278.16 mm, a = k1 x c = 236.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 236432.190 = 5426.119 kN

∑Csi = 380.951 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 5426.119 + 380.951 - 0.000 = 5807.070 kN

Mn = Cc x 101.784 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 187.731 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=32.328)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 278.156 mm, a = k1 x c = 236.432 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-278.16) / 278.16 = -0.00063

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 5807.070 kN

ΦPn = 0.78 x 5807.070 = 4548.871 kN ≥ Pu = 684.010 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.032 = 147.047 kN.m ≥ Mu = 22.111 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 166.166 kN

≥ Vu (= 34.284 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	300	80	220	263.684	69.531	263.7

* 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0053) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 169.536 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 2574.990 + 169.536 - 317.760 = 2426.766 kN

Mb = Cc x 163.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 275.902 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 113.691 mm, e = Mu/Pu = 263.689 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 55.17 mm, a = k1 x c = 46.89 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 46893.740 = 1076.211 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 532.289 kN

Pn = 1076.211 + 0.000 - 532.289 = 543.922 kN

Mn = Cc x 196.553 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 143.424 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=263.685)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 55.169 mm, a = k1 x c = 46.894 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-55.17) / 55.17 = 0.00896

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 5987.246 kN ≥ Pn = 543.922 kN

ΦPn = 0.85 x 543.922 = 462.334 kN ≥ Pu = 263.684 kN ∴ O.K

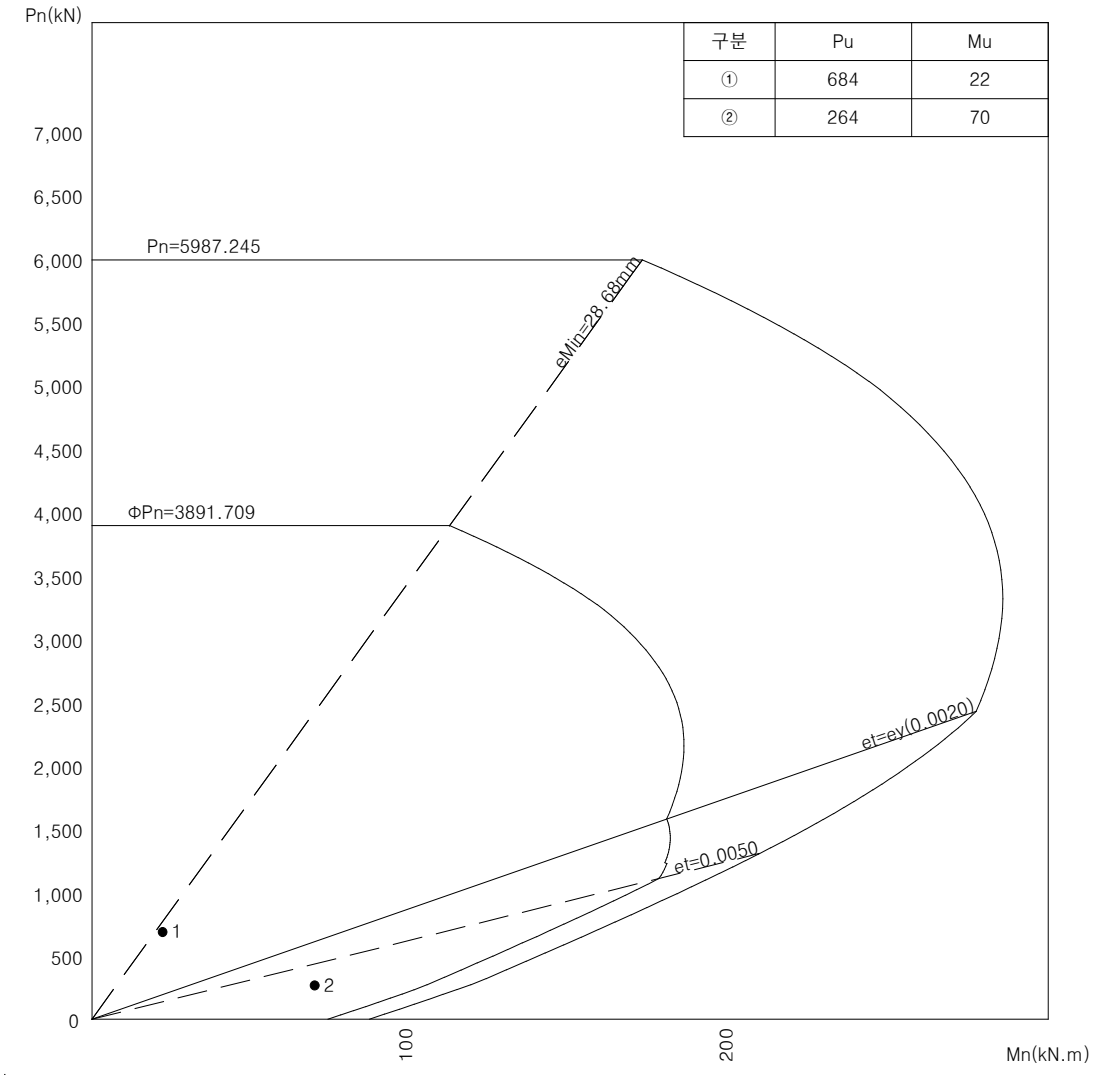
ΦMn = ΦPn x 0.264 = 121.912 kN.m ≥ Mu = 69.531 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 151.865 kN

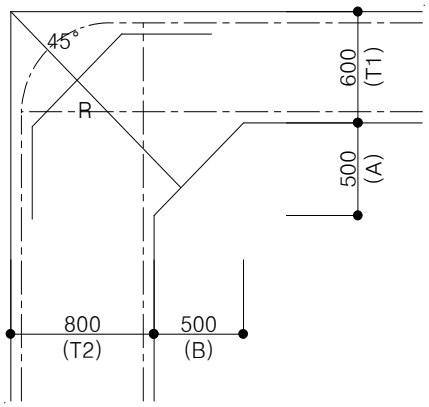
≥ Vu (= 34.284 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 684 22
② 264 70
7,000
6,500
6,000
5,500
5,000
4,500
4,000
3,500
3,000
2,500
2,000
1,500
1,000
500
0
Pn=5987.245
eMin=28.68mm
ΦPn=3891.709
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
Mn(kN.m)

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 282.369 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 282.369 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1343.503 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 282.37 \times 10^6}{1343.503^2 \times 1000} = 0.782 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 282.37 \times 10^6}{1343.503 \times 180} = 2335.262 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb

= 2335.262 mm² - 1146.000 mm²

= 1189.262 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm² > Req'd As (= 1189.262 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0022038 + √(2 x 0.0154 + (0.0154)²) = 0.161

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.161 /3 = 0.946

fs = Mo / (As x d x j) = 37906666.000 / (1146.000 x 520.000 x 0.946)

= 67.215 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 67.215 x 1146.000 = 77028.793 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0011033 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 37906666.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 68.959 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 68.959 x 794.400 = 54780.972 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

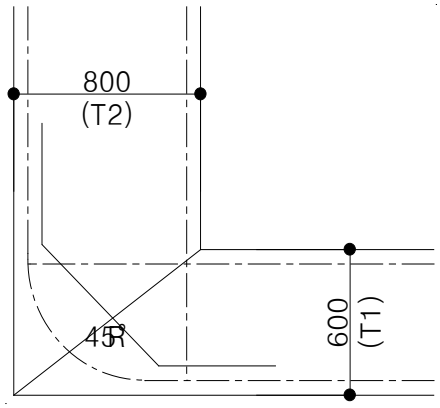
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(77028.793² + 54780.972²) / 180.0

As = 525.122 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 389.566 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 389.566 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 389.57 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 1.948 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 389.57 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 4328.513 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

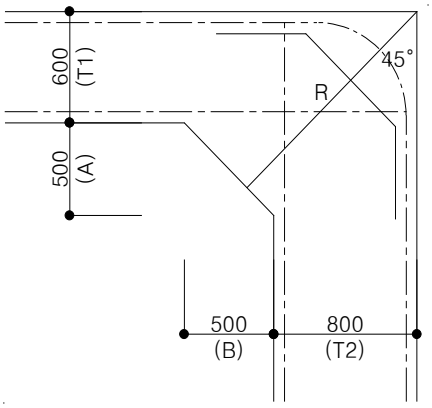
Req'd As = As - Asb
= 4328.513 mm² - 1548.400 mm²
= 2780.113 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2780.113 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 109.154 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 109.154 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1343.503 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 109.15 \times 10^6}{1343.503^2 \times 1000} = 0.302 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0022038 + √(2 x 0.0154 + (0.0154)²) = 0.161

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.161 /3 = 0.946

  fs = Mo / (As x d x j) = 107895353.000 / (1146.000 x 520.000 x 0.946)

  = 191.318 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 191.318 x 1146.000 = 219250.324 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0011033 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

  fs = Mo / (As x d x j) = 107895353.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

  = 196.281 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 196.281 x 794.400 = 155925.406 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

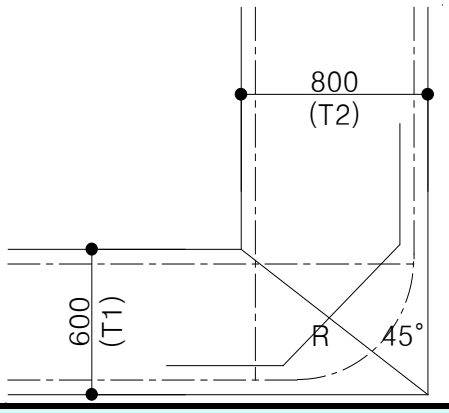
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(219250.324² + 155925.406²) / 180.0

  As = 1494.676 ㎟

  사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 210.044 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 210.044 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1000.000$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 210.04 \times 10^6}{1000.000^2 \times 1000} = 1.050 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 210.04 \times 10^6}{1000.000 \times 180} = 2333.826 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2333.826 mm² - 1146.000 mm²
= 1187.826 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 1187.826 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0022038 + √(2 x 0.0154 + (0.0154)²) = 0.161

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.161 /3 = 0.946

fs = Mo / (As x d x j) = 59135817.000 / (1146.000 x 520.000 x 0.946)

= 104.858 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 104.858 x 1146.000 = 120167.799 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0011033 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 59135817.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 107.579 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 107.579 x 794.400 = 85460.365 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(120167.799² + 85460.365²) / 180.0

As = 819.209 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	600	H19 - 8.0EA	125	562.294	O.K	4.498
		좌측 (하면)	1	520	H19 - 4.0EA	250	1249.715	O.K	4.999
		중앙부	2	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	342.717	O.K	2.742
		우측 (상면)	3	600	H19 - 8.0EA	125	373.784	O.K	2.990
		우측 (하면)	3	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	2747.368	O.K	21.979
	2경간	좌측 (상면)	4	667	H19 - 8.0EA	125	359.654	O.K	2.877
		좌측 (하면)	4	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	508	H19 - 8.0EA	125	449.269	O.K	3.594
		중앙부 (하면)	5	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	3964.189	O.K	31.714
		우측 (상면)	6	600	H19 - 8.0EA	125	985.608	O.K	7.885
		우측 (하면)	6	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	1128.470	O.K	9.028
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	500	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	266.152	O.K	2.129
		중앙부	8	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	282.343	O.K	2.259
		우측 (상면)	9	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	227.355	O.K	1.819
	2경간	좌측 (상면)	10	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	267.369	O.K	2.139
		중앙부 (상면)	11	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	11	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	370.182	O.K	2.961

		우측 (상면)	12	520	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	2082.050	O.K	16.656
		우측 (하면)	12	500	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	397.188	O.K	3.178
좌측벽체	1층	상부	13	828	H19 - 8.0EA	125	437.472	O.K	3.500
		상부	13	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	700	H19 - 8.0EA	125	384.028	O.K	3.072
		중앙부	14	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	15	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	403.167	O.K	3.225
		하부	15	720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	839	H19 - 8.0EA	125	3221.017	O.K	25.768
		상부	16	720	H16 - 4.0EA	250	354.948	O.K	1.420
		중앙부	17	700	H19 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	17	720	H16 - 4.0EA	250	449.092	O.K	1.796
		하부	18	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	744.104	O.K	5.953
		하부	18	720	H16 - 4.0EA	250	780.825	O.K	3.123

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 170.515 x 1000000 / [2292.000 x (599.915 - 123.625/3)]
= 133.157 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x599.9/(7x2292.000)]
= 123.625 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 133.16) - 2.5 x 90.50 = 562.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 133.16) = 630.84 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 562.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 562.29 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 37.907 x 1000000 / [1146.000 x (520.000 - 83.669/3)]
= 67.215 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1146.000)]
= 83.669 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 67.22) - 2.5 x 70.50 = 1385.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 67.22) = 1249.71 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1249.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1249.71 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.270 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 202.325 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 202.32) - 2.5 x 70.50 = 342.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 202.32) = 415.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.72 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 224.098 x 1000000 / [2292.000 x (599.951 - 123.629/3)]
= 174.990 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2292.000)]
= 123.629 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 174.99) - 2.5 x 90.50 = 373.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 174.99) = 480.03 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 373.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 373.78 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 28.753 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 30.575 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 30.57) - 2.5 x 70.50 = 3257.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 30.57) = 2747.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2747.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2747.37 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 255.884 x 1000000 / [2292.000 x (666.667 - 131.093/3)]
= 179.210 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x666.7/(7x2292.000)]
= 131.093 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 179.21) - 2.5 x 90.50 = 359.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 179.21) = 468.72 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 359.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 359.65 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.717 x 1000000 / [2292.000 x (508.332 - 112.676/3)]
= 155.436 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x508.3/(7x2292.000)]
= 112.676 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 155.44) - 2.5 x 90.50 = 449.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 155.44) = 540.42 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 449.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 449.27 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.927 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 21.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 21.19) - 2.5 x 70.50 = 4778.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 21.19) = 3964.19 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3964.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3964.19 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 109.154 x 1000000 / [2292.000 x (600.003 - 123.635/3)]
= 85.227 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2292.000)]
= 123.635 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 85.23) - 2.5 x 90.50 = 1005.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 85.23) = 985.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 985.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 985.61 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.002 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 74.437 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 74.44) - 2.5 x 70.50 = 1234.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 74.44) = 1128.47 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1128.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1128.47 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 352.211 x 1000000 / [3575.200 x (500.000 - 135.138/3)]
= 216.539 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x3575.200)]
= 135.138 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 216.54) - 2.5 x 87.50 = 266.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 216.54) = 387.92 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 266.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 266.15 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 215.319 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 228.961 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 228.96) - 2.5 x 70.50 = 282.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 228.96) = 366.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.34 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 289.342 x 1000000 / [2694.400 x (500.000 - 119.763/3)]
= 233.409 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2694.400)]
= 119.763 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 233.41) - 2.5 x 89.00 = 227.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 233.41) = 359.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 227.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 227.35 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 265.708 x 1000000 / [2694.400 x (500.000 - 119.763/3)]
= 214.343 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2694.400)]
= 119.763 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 214.34) - 2.5 x 89.00 = 267.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 214.34) = 391.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 267.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 267.37 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 219.615 x 1000000 / [2694.400 x (500.000 - 119.763/3)]
= 177.161 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2694.400)]
= 119.763 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 177.16) - 2.5 x 89.00 = 370.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 177.16) = 474.15 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 370.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.18 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 37.941 x 1000000 / [1940.400 x (520.000 - 106.044/3)]
= 40.345 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1940.400)]
= 106.044 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 40.34) - 2.5 x 70.50 = 2426.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 40.34) = 2082.05 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2082.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2082.05 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 210.044 x 1000000 / [2694.400 x (500.000 - 119.763/3)]
= 169.440 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2694.400)]
= 119.763 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 169.44) - 2.5 x 89.00 = 397.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 169.44) = 495.75 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 397.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.19 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 282.369 x 1000000 / [2292.000 x (828.000 - 147.743/3)]
= 158.199 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x828.0/(7x2292.000)]
= 147.743 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 158.20) - 2.5 x 90.50 = 437.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 158.20) = 530.98 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 437.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 437.47 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 258.338 x 1000000 / [2292.000 x (700.000 - 134.684/3)]
= 172.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x2292.000)]
= 134.684 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 172.05) - 2.5 x 90.50 = 384.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 172.05) = 488.22 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 384.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 384.03 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 389.566 x 1000000 / [3575.200 x (700.000 - 163.821/3)]
= 168.833 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x3575.200)]
= 163.821 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.83) - 2.5 x 87.50 = 403.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.83) = 497.53 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 403.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 403.17 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 47.165 x 1000000 / [2292.000 x (838.667 - 148.785/3)]
= 26.079 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x838.7/(7x2292.000)]
= 148.785 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 26.08) - 2.5 x 90.50 = 3800.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 26.08) = 3221.02 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3221.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3221.02 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 107.895 x 1000000 / [794.400 x (720.000 - 84.097/3)]
= 196.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x794.400)]
= 84.097 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 196.28) - 2.5 x 72.00 = 354.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 196.28) = 427.96 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 354.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 354.95 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.749 x 1000000 / [794.400 x (720.000 - 84.097/3)]
= 166.907 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x794.400)]
= 84.097 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 166.91) - 2.5 x 72.00 = 449.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 166.91) = 503.27 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 449.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 449.09 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.761 x 1000000 / [2694.400 x (700.000 - 144.727/3)]
= 108.628 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x2694.400)]
= 144.727 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 108.63) - 2.5 x 89.00 = 744.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 108.63) = 773.28 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 744.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 744.10 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 59.136 x 1000000 / [794.400 x (720.000 - 84.097/3)]
= 107.579 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x794.400)]
= 84.097 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 107.58) - 2.5 x 72.00 = 796.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 107.58) = 780.83 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 780.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 780.83 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 7.150 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 7.150 / 28

T = 0.255 m < 0.600 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

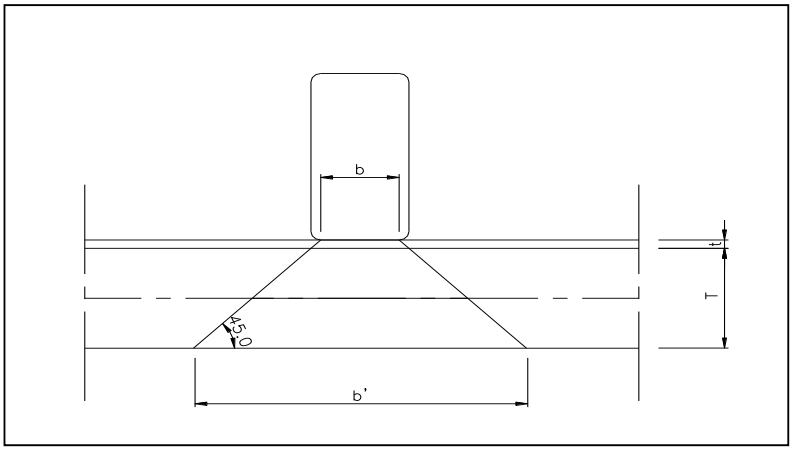
1) 고정하중

- 구체자중 = 507.900 / 9.800 = 51.827 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

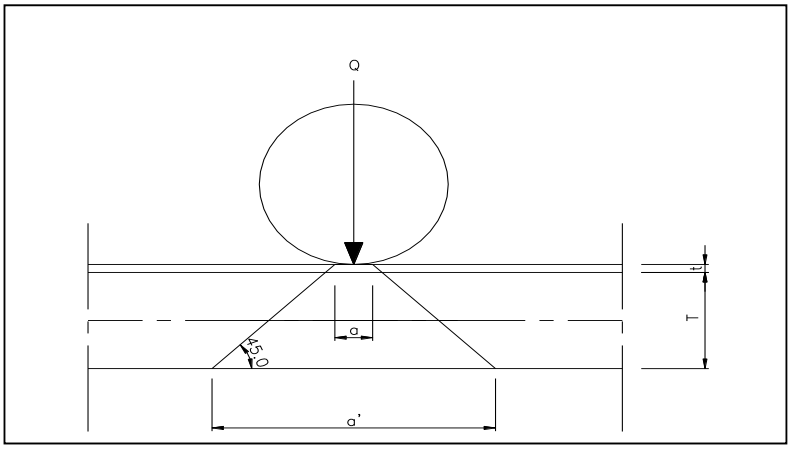


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 51.83 + 51.00 + 1.84 + 33.09

= 137.752 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지ㄹ(지반조사보고서 참조)

Qa = 248.080 kN/m² ≥ Qmax = 137.752 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.800	×	0.600	×	25.000			=	147.000	kN/m
- 하부슬래브	:	9.800	×	0.600	×	25.000			=	147.000	kN/m
- 벽체	:	0.800	×	2.120	×	25.000	×	2	=	84.800	kN/m
	:	0.800	×	2.120	×	25.000	×	2	=	84.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.800	×	1.000	×	19.000			=	186.200	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.800	×	-1.170	×	10.000			=	-114.660	kN/m
- 수직수압	:	9.800	×	-1.170	×	10.000			=	-114.660	kN/m
							∴ Σ		=	501.548	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$ 로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times -1.170 \times 19.000 + -1.170^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -5.600$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + -5.600 = -2.142 kN/m

(3) 저항력

R = 501.548 + -2.142 = 499.406 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 9.800 × 4.270 × 10.000

= 418.460 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 499.406 / 418.460

= 1.193 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. 6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	9.800	×	0.600	×	25.000			=	147.000	kN/m
- 하부슬래브	:	9.800	×	0.600	×	25.000			=	147.000	kN/m
- 벽체	:	0.800	×	2.120	×	25.000	×	2	=	84.800	kN/m
	:	0.800	×	2.120	×	25.000	×	2	=	84.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	9.800	×	6.000	×	19.000			=	1117.200	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	9.800	×	5.830	×	10.000			=	571.340	kN/m
- 수직수압	:	9.800	×	5.830	×	10.000			=	571.340	kN/m
							∴ Σ		=	2804.548	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 124.478$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.000 \times 5.830 \times 19.000 + 5.830^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 303.757$ kN/m

∴ $\Sigma = 124.478 + 303.757 = 428.234$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2804.548 + 428.234 = 3232.782$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.800 \times 11.270 \times 10.000$

$= 1104.460$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3232.782 / 1104.460$

$= 2.927 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{147.000}{9.800 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{263.600}{9.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.445 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.445 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{276.100}{9.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.561 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.561 m 이하유지

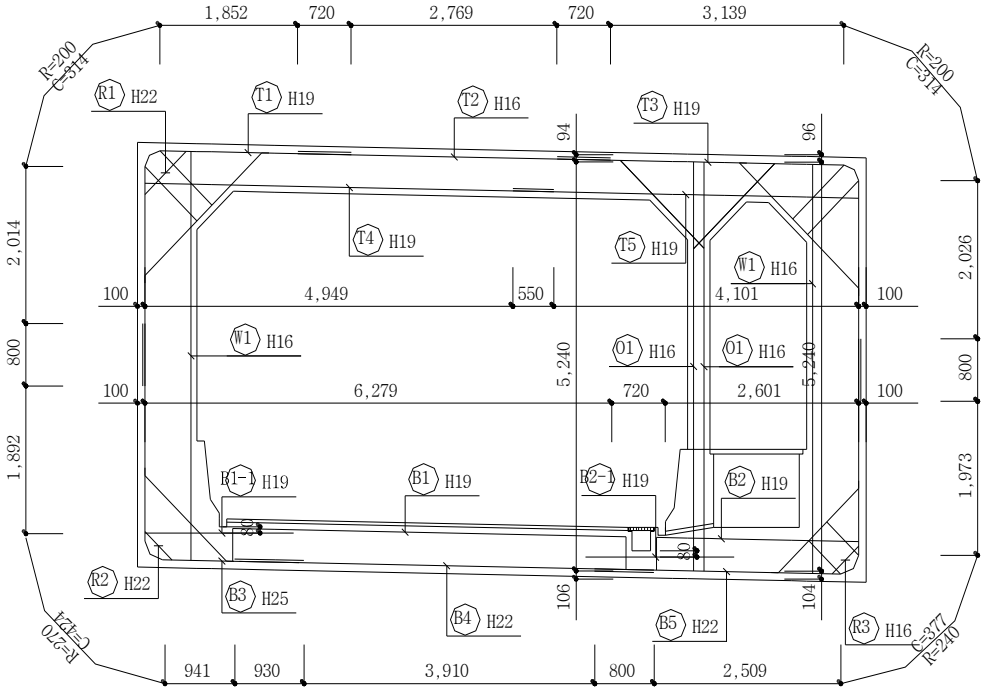
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{539.700}{9.800 \times 10.000 \times 1.100} = 5.006 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.006 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

