

관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조계산서

[변경]

- 2구간 - 구조분야 [4/4권]

2021. 04

목 차

1. 4회변경 (#19-1반영)_조립식경관옹벽 구조계산서 (서울제물포터널) 1-3
2. 4회변경 (#68-3반영)_공동구, 하수박스 지지구조물 변경에 따른 구조검토
3. 4회변경 (#73-2반영)_수리계산 1식_제물포 역사이편 계산
4. 6회변경 (#66-2반영)구조검토서_Ramp C,D BOX 개구부 구조검토
5. RAMP-A,B 물분무 소화수조, 기계실, 통합전기실 구조계산서

1.4회변경 (#19-1 반영)_조립식경관옹벽

서 울 제 물 포 터 널 민 간 투 자 사 업
조립형 중력식 경관옹벽 구조계산서

제 출 문

서울터널(주) 귀하

『서울제물포터널 민간투자사업』에 따른 조립형 중력식 경관옹벽
구조계산서를 제출합니다.

2020년 02월

토질 및 기초기술사

03169020010E

문훈(인)

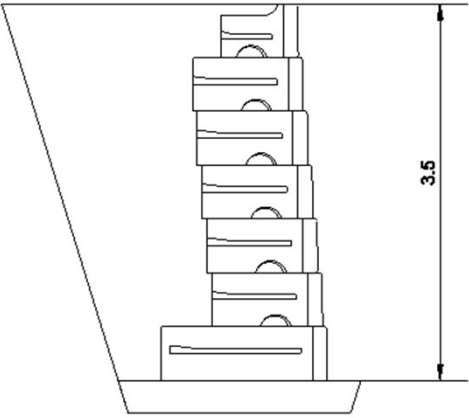


Ramp-C

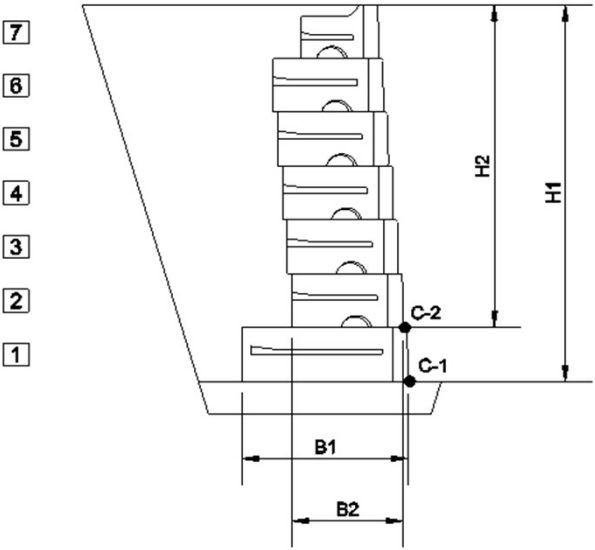
▶ H=3.5M

<단면 형상>

검토단면



구조단면



1. 단면 제원 입력

단수	블록	폭(m)	높이(m)	면적(㎡)	단위체적중량(kN/㎡)
7	700_상	0.680	0.500	0.340	23.000
6	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
5	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
4	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
3	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
2	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
1	1500_하	1.480	0.500	0.740	23.000

7단	3.500	3.530
----	-------	-------

B1 =	1.48	(7단 폭)	H1 =	3.50	안전계수	전도	2.0
B2 =	0.98	(6단 폭)	H2 =	3.00		활동	1.5
B3 =	0.98	(5단 폭)	H3 =	2.50			
w =	1.00	(단위폭)					

뒷채움재의 단위중량 γ_r (kN/m³) = 20.0

뒷채움재의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트 단위중량(kN/m³) = 23.00

기초지반의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트의 마찰저항각 (ϕ) = 75.0

지표하중 = 10.00

사면경사 = 평면

2. 각도 입력

ϕ = 35.0 (뒷채움재의 마찰저항각)

β = 0.0 (상부토사 비탈면각)

α = 0.0 (옹벽배면과 연직면이 이루는 각)

$\delta = \phi * 2/3$ = 23.33 (벽면마찰각)

저면마찰각 (ϕ_b) = $35 * 2/3 =$ 23.33

콘크리트면마찰각 (ϕ_c) = $75 * 2/3 =$ 50.00

μ (저면마찰계수) = $\text{TAN}(23.3) =$ 0.431

μ (저면마찰계수) = $\text{TAN}(50) =$ 1.192

3. 토압계수 계산

$$P_a = \frac{W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta)}$$

여기서, W : 쌓기의 흙무게
활동면과 수평면이 이루는 각

ϕ : 뒷채움의 전단저항각

α : 가상

δ : 가상배면의 마찰각

$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma H^2}$$

여기서, K_a : 주동토압계수 γ : 뒷채움 단위중량 H : 가상배면높이

$K_a =$ 0.167

4. 검토(C-1)

1) 유효상재하중 계산

유효상재하중에 의한 토압 = 1.670 (kN/m)

2) 자중 및 단면력 계산

구분	수직력	수평력	수평거리	수직거리	M _V	M _H
700_상	7.820		0.604		4.723	
1000_중	11.270		0.710		8.002	
1000_중	11.270		0.666		7.506	
1000_중	11.270		0.622		7.010	
1000_중	11.270		0.578		6.514	
1000_중	11.270		0.534		6.018	
1500_하	17.020		0.740		12.595	

BLOCK	81.190	0.000	0.645		52.368	
-------	--------	-------	-------	--	--------	--

S7	10.720		1.212		12.993	
S6	5.600		1.340		7.504	
S5	6.480		1.318		8.541	
S4	7.360		1.296		9.539	
S3	8.240		1.274		10.498	
S2	9.120		1.252		11.418	

SOIL	47.520	0.000	1.273		60.492	
------	--------	-------	-------	--	--------	--

P7	0.165	0.383	0.944	3.250	0.156	1.246
P6	0.496	1.150	1.200	2.750	0.595	3.163
P5	0.827	1.917	1.156	2.250	0.956	4.313
P4	1.157	2.684	1.112	1.750	1.287	4.696
P3	1.488	3.450	1.068	1.250	1.589	4.313
P2	1.819	4.217	1.024	0.750	1.862	3.163
P1	2.149	4.984	1.480	0.250	3.181	1.246

PRESSURE	8.102	18.785	1.188	1.179	9.627	22.139
L		5.845		1.750		10.229
LOAD		5.845		1.750		10.229
합 계	136.812	24.630	0.895	1.314	122.487	32.368

3) 안정검토

① 지반지지력에 대한 안정검토

$$\begin{aligned} \text{작용점 거리 } (x_o) &= (M_v - M_h) / V = (122.487 - 32.368) / 136.812 = 0.659 \text{ m} \\ \text{편심}(e) &= (B / 2 - x) = 1.48 / 2 - 0.659 = 0.081 < B/6 = 0.247 \quad 0.K. \\ \text{허용지지력} \\ q(\text{앞}) &= V / B * (1 + 6 * e / B) = 136.812 / 1.48 * (1 + 6 * 0.081 / 1.48) = 122.796 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ q(\text{뒤}) &= V / B * (1 - 6 * e / B) = 136.812 / 1.48 * (1 - 6 * 0.081 / 1.48) = 62.085 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ &= 122.796 \rightarrow \text{기초지반 허용지지력이 } 123 \text{ (kN/m}^2/\text{m) 이상이면 } 0.K. \end{aligned}$$

② 전도에 대한 안정검토

$$F_r = M_v / M_h = 122.487 / 32.368 = 3.8 > \text{시방치} = 2.0 \quad 0.K.$$

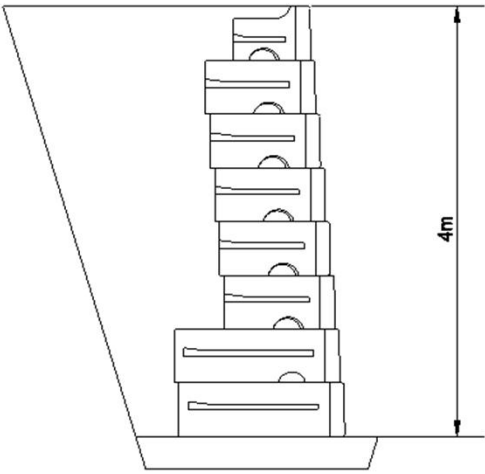
③ 활동에 대한 안정검토

$$\begin{aligned} \text{마찰계수} &= 0.431 \\ F_s &= \mu * V / H = 0.431 * 136.812 / 24.63 \\ &= 2.4 > \text{시방치} = 1.5 \quad 0.K. \end{aligned}$$

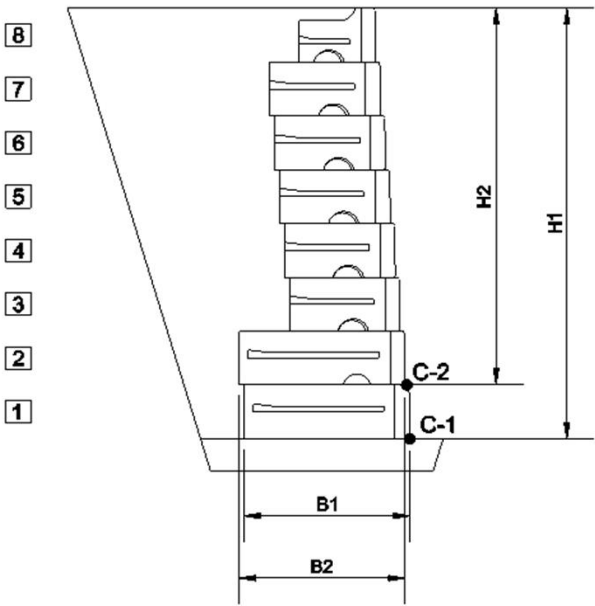
▶ H=4.0M

<단면 형상>

검토단면



구조단면



1. 단면 제원 입력

단수	블록	폭(m)	높이(m)	면적 (㎡)	단위체적중량 (kN/㎡)
8	700_상	0.680	0.500	0.340	23.000
7	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
6	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
5	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
4	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
3	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
2	1500_중	1.480	0.500	0.740	23.000
1	1500_하	1.480	0.500	0.740	23.000

8단	4.000	4.270
----	-------	-------

B1 =	1.48	(8단 폭)	H1 =	4.00	안전계수	전도	2.0
B2 =	1.48	(7단 폭)	H2 =	3.50		활동	1.5
B3 =	0.98	(6단 폭)	H3 =	3.00			
w =	1.00	(단위폭)					

뒷채움재의 단위중량 γ_r (kN/m³) = 20.0

뒷채움재의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트 단위중량(kN/m³) = 23.00

기초지반의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트의 마찰저항각 (ϕ) = 75.0

지표하중= 10.00

사면경사 = 평면

2. 각도 입력

ϕ = 35.0 (뒷채움재의 마찰저항각)

β = 0.0 (상부토사 비탈면각)

α = 0.0 (옹벽배면과 연직면이 이루는 각)

$\delta = \phi * 2/3$ = 23.33 (벽면마찰각)

저면마찰각 (ϕ_b)= 35*2/3= 23.33

콘크리트면마찰각 (ϕ_c)= 75*2/3= 50.00

μ (저면마찰계수)= TAN(23.3)= 0.431

μ (저면마찰계수)= TAN(50)= 1.192

3. 토압계수 계산

$$P_a = \frac{W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta)}$$

여기서, W : 췌기의 흙무게
활동면과 수평면이 이루는 각

ϕ : 뒷채움의 전단저항각

α : 가상

δ : 가상배면의 마찰각

$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma H^2}$$

여기서, K_a : 주동토압계수 γ : 뒷채움 단위중량 H : 가상배면높이

K_a = 0.167

4. 검토(C-1)

1) 유효상재하중 계산

유효상재하중에 의한 토압 = 1.670 (kN/m)

2) 자중 및 단면력 계산

구분	수직력	수평력	수평거리	수직거리	M _V	M _H
700_상	7.820		0.648		5.067	
1000_중	11.270		0.754		8.498	
1000_중	11.270		0.710		8.002	
1000_중	11.270		0.666		7.506	
1000_중	11.270		0.622		7.010	
1000_중	11.270		0.578		6.514	
1500_중	17.020		0.784		13.344	
1500_하	17.020		0.740		12.595	

BLOCK	98.210	0.000	0.698		68.535	
-------	--------	-------	-------	--	--------	--

S8	10.720		1.256		13.464	
S7	5.600		1.384		7.750	
S6	6.480		1.362		8.826	
S5	7.360		1.340		9.862	
S4	8.240		1.318		10.860	
S3	9.120		1.296		11.820	

SOIL	47.520	0.000	1.317		62.583	
------	--------	-------	-------	--	--------	--

P8	0.165	0.383	0.988	3.750	0.163	1.438
P7	0.496	1.150	1.244	3.250	0.617	3.738
P6	0.827	1.917	1.200	2.750	0.992	5.271
P5	1.157	2.684	1.156	2.250	1.338	6.038
P4	1.488	3.450	1.112	1.750	1.655	6.038
P3	1.819	4.217	1.068	1.250	1.942	5.271
P2	2.149	4.984	1.524	0.750	3.276	3.738
P1	2.480	5.750	1.480	0.250	3.671	1.438

PRESSURE	10.582	24.535	1.290	1.344	13.654	32.969
L		6.680		2.000		13.360
LOAD		6.680		2.000		13.360
합 계	156.312	31.215	0.926	1.484	144.772	46.329

3) 안정검토

① 지반지지력에 대한 안정검토

$$\begin{aligned} \text{작용점 거리 } (x_o) &= (M_v - M_h) / V = (144.772 - 46.329) / 156.312 = 0.630 \text{ m} \\ \text{편심}(e) &= (B / 2 - x) = 1.48 / 2 - 0.63 = 0.110 < B/6 = 0.247 \quad 0.K. \\ \text{허용지지력} \\ q(\text{앞}) &= V / B * (1 + 6 * e / B) = 156.312 / 1.48 * (1 + 6 * 0.11 / 1.48) = 152.715 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ q(\text{뒤}) &= V / B * (1 - 6 * e / B) = 156.312 / 1.48 * (1 - 6 * 0.11 / 1.48) = 58.517 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ &= 152.715 \rightarrow \text{기초지반 허용지지력이 } 153 \text{ (kN/m}^2/\text{m) 이상이면 } 0.K. \end{aligned}$$

② 전도에 대한 안정검토

$$F_r = M_v / M_h = 144.772 / 46.329 = 3.1 > \text{시방치} = 2.0 \quad 0.K.$$

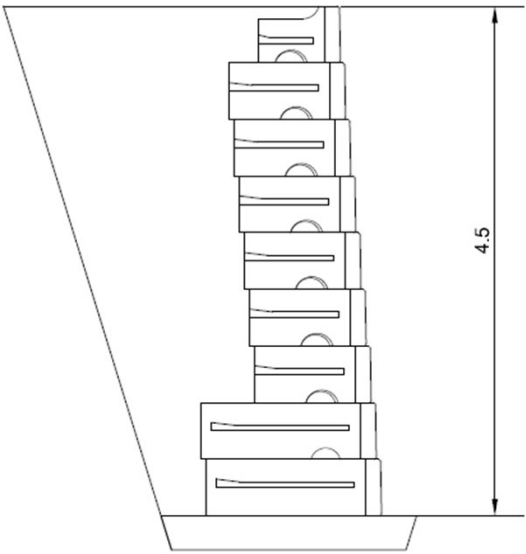
③ 활동에 대한 안정검토

$$\begin{aligned} \text{마찰계수} &= 0.431 \\ F_s &= \mu * V / H = 0.431 * 156.312 / 31.215 \\ &= 2.2 > \text{시방치} = 1.5 \quad 0.K. \end{aligned}$$

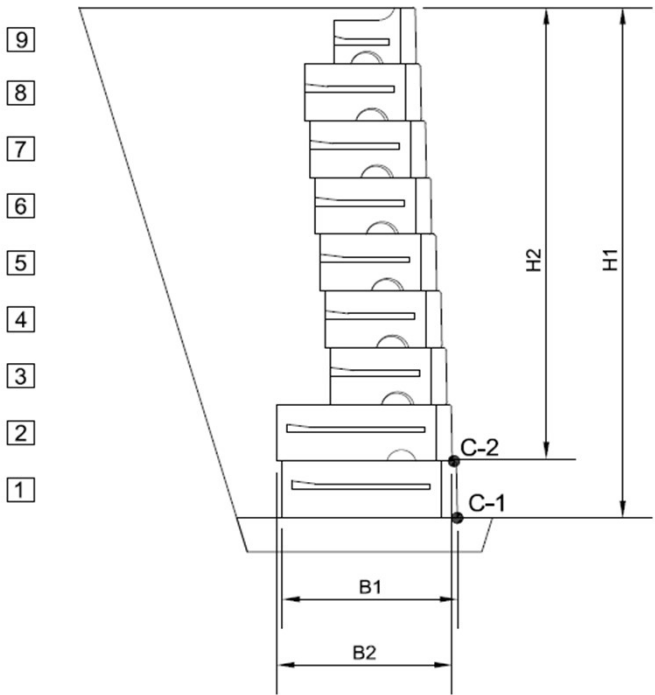
▶ H=4.5M

<단면 형상>

검토단면



구조단면



1. 단면 제원 입력

단수	블록	폭(m)	높이(m)	면적(㎡)	단위체적중량(kN/㎡)
9	700_상	0.680	0.500	0.340	23.000
8	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
7	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
6	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
5	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
4	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
3	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
2	1500_중	1.480	0.500	0.740	23.000
1	1500_하	1.480	0.500	0.740	23.000

9단	4.500	4.760
----	-------	-------

B1 =	1.48	(9단 폭)	H1 =	4.50	안전계수	전도	2.0
B2 =	1.48	(8단 폭)	H2 =	4.00		활동	1.5
B3 =	0.98	(7단 폭)	H3 =	3.50			
w =	1.00	(단위폭)					

뒷채움재의 단위중량 γ_r (kN/m³) = 20.0

뒷채움재의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트 단위중량(kN/m³) = 23.00

기초지반의 마찰저항각 (ϕ) = 35.0

콘크리트의 마찰저항각 (ϕ) = 75.0

지표하중= 10.00

사면경사 = 평면

2. 각도 입력

ϕ = 35.0 (뒷채움재의 마찰저항각)

β = 0.0 (상부토사 비탈면각)

α = 0.0 (옹벽배면과 연직면이 이루는 각)

$\delta = \phi * 2/3$ = 23.33 (벽면마찰각)

저면마찰각 (ϕ_b)= 35*2/3= 23.33

콘크리트면마찰각 (ϕ_c)= 75*2/3= 50.00

μ (저면마찰계수)= TAN(23.3)= 0.431

μ (저면마찰계수)= TAN(50)= 1.192

3. 토압계수 계산

$$P_a = \frac{W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta)}$$

여기서, W : 췌기의 흙무게
활동면과 수평면이 이루는 각

ϕ : 뒷채움의 전단저항각

α : 가상

δ : 가상배면의 마찰각

$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma H^2}$$

여기서, K_a : 주동토압계수 γ : 뒷채움 단위중량 H : 가상배면높이

K_a = 0.167

4. 검토(C-1)

1) 유효상재하중 계산

유효상재하중에 의한 토압 = 1.670 (kN/m)

2) 자중 및 단면력 계산

구분	수직력	수평력	수평거리	수직거리	M _V	M _H
700_상	7.820		0.692		5.411	
1000_중	11.270		0.798		8.993	
1000_중	11.270		0.754		8.498	
1000_중	11.270		0.710		8.002	
1000_중	11.270		0.666		7.506	
1000_중	11.270		0.622		7.010	
1000_중	11.270		0.578		6.514	
1500_중	17.020		0.784		13.344	
1500_하	17.020		0.740		12.595	

BLOCK	109.480	0.000	0.711		77.872	
-------	---------	-------	-------	--	--------	--

S9	9.840		1.278		12.576	
S8	4.720		1.406		6.636	
S7	5.600		1.384		7.750	
S6	6.480		1.362		8.826	
S5	7.360		1.340		9.862	
S4	8.240		1.318		10.860	
S3	9.120		1.296		11.820	

SOIL	51.360	0.000	1.330		68.330	
------	--------	-------	-------	--	--------	--

P9	0.165	0.383	1.032	4.250	0.171	1.629
P8	0.496	1.150	1.288	3.750	0.639	4.313
P7	0.827	1.917	1.244	3.250	1.028	6.230
P6	1.157	2.684	1.200	2.750	1.389	7.380
P5	1.488	3.450	1.156	2.250	1.720	7.763
P4	1.819	4.217	1.112	1.750	2.022	7.380
P3	2.149	4.984	1.068	1.250	2.296	6.230
P2	2.480	5.750	1.524	0.750	3.780	4.313
P1	2.811	6.517	1.480	0.250	4.160	1.629

PRESSURE	13.393	31.053	1.285	1.509	17.205	46.866
L		7.515		2.250		16.909
LOAD		7.515		2.250		16.909
합 계	174.233	38.568	0.938	1.654	163.407	63.775

3) 안정검토

① 지반지지력에 대한 안정검토

$$\begin{aligned}\text{작용점 거리 } (x_o) &= (M_v - M_h) / V = (163.407 - 63.775) / 174.233 = 0.572 \text{ m} \\ \text{편심}(e) &= (B / 2 - x) = 1.48 / 2 - 0.572 = 0.168 < B/6 = 0.247 \quad 0.K. \\ \text{허용지지력} \\ q(\text{앞}) &= V / B * (1 + 6 * e / B) = 174.233 / 1.48 * (1 + 6 * 0.168 / 1.48) = 197.905 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ q(\text{뒤}) &= V / B * (1 - 6 * e / B) = 174.233 / 1.48 * (1 - 6 * 0.168 / 1.48) = 37.545 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\ &= 197.905 \rightarrow \text{기초지반 허용지지력이 } 198 \text{ (kN/m}^2/\text{m) 이상이면 } 0.K.\end{aligned}$$

② 전도에 대한 안정검토

$$F_r = M_v / M_h = 163.407 / 63.775 = 2.6 > \text{시방치} = 2.0 \quad 0.K.$$

③ 활동에 대한 안정검토

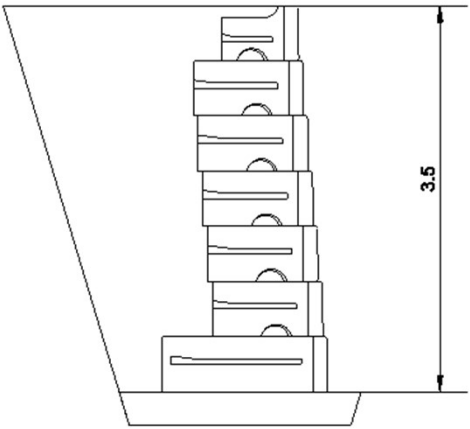
$$\begin{aligned}\text{마찰계수} &= 0.431 \\ F_s &= \mu * V / H = 0.431 * 174.233 / 38.568 \\ &= 1.9 > \text{시방치} = 1.5 \quad 0.K.\end{aligned}$$

Ramp-D

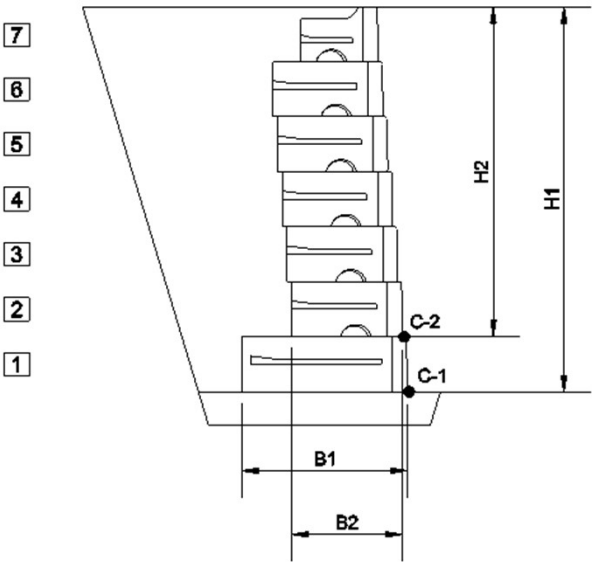
▶ H=3.5M

<단면 형상>

검토단면



구조단면



1. 단면 제원 입력

단수	블록	폭(m)	높이(m)	면적 (㎡)	단위체적중량 (kN/㎡)
7	700_상	0.680	0.500	0.340	23.000
6	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
5	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
4	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
3	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
2	1000_중	0.980	0.500	0.490	23.000
1	1500_하	1.480	0.500	0.740	23.000

7단	3.500	3.530
----	-------	-------

B1 =	1.48	(7단 폭)	H1 =	3.50	안전계수	전도	2.0
B2 =	0.98	(6단 폭)	H2 =	3.00		활동	1.5
w =	1.00	(단위폭)					

뒷채움재의 단위중량 γ_r (kN/m ³) =	20.0				
뒷채움재의 마찰저항각 (ϕ) =	40.0				
콘크리트 단위중량 (kN/m ³) =	23.00				
기초지반의 마찰저항각 (ϕ) =	40.0				
콘크리트의 마찰저항각 (ϕ) =	75.0			지표하중=	10.00
기초지반의 허용지지력 =	300.0	(kN/m ² /m)		사면경사 =	평면

2. 각도 입력

ϕ =	40.0	(뒷채움재의 마찰저항각)			
β =	0.0	(상부토사 비탈면각)			
α =	0.0	(옹벽배면과 연직면이 이루는 각)			
$\delta = \phi * 2/3$	=	26.67	(벽면마찰각)		
저면마찰각 (ϕ_b)=	40*2/3=	26.67	콘크리트면마찰각 (ϕ_c)=	75*2/3=	50.00
μ (저면마찰계수)=	TAN(26.7)=	0.502	μ (저면마찰계수)=	TAN(50)=	1.192

3. 토압계수 계산

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

여기서, H : 토압이 작용하는 벽체높이(m)
(가상배면을 고려했을 때는 그 높이)

K_A : 주동토압계수
 γ : 뒤채움 흙의 단위체적중량(tonf/㎡)
 α : 옹벽배면과 연직면이 이루는 각(°)
 ϕ : 뒤채움 흙의 전단마찰각(°)
 δ : 벽면마찰각(°)
 β : 옹벽 상부의 흙살기비탈면각(°)

Ka = 0.200

4. 검토(C-1)

1) 유효상재하중 계산

유효상재하중에 의한 토압 = 2.000 (kN/m)

2) 자중 및 단면력 계산

구분	수직력	수평력	수평거리	수직거리	M _y	M _x
700_상	7.820		0.604		4.723	
1000_중	11.270		0.710		8.002	
1000_중	11.270		0.666		7.506	
1000_중	11.270		0.622		7.010	
1000_중	11.270		0.578		6.514	
1000_중	11.270		0.534		6.018	
1500_하	17.020		0.740		12.595	

BLOCK	81.190	0.000	0.645		52.368	
-------	--------	-------	-------	--	--------	--

S7	10.720		1.212		12.993	
S6	5.600		1.340		7.504	
S5	6.480		1.318		8.541	
S4	7.360		1.296		9.539	
S3	8.240		1.274		10.498	
S2	9.120		1.252		11.418	

SOIL	47.520	0.000	1.273		60.492	
------	--------	-------	-------	--	--------	--

P7	0.224	0.447	0.944	3.250	0.212	1.452
P6	0.673	1.340	1.200	2.750	0.808	3.686
P5	1.122	2.234	1.156	2.250	1.297	5.027
P4	1.571	3.128	1.112	1.750	1.747	5.473
P3	2.020	4.021	1.068	1.250	2.157	5.027
P2	2.469	4.915	1.024	0.750	2.528	3.686
P1	2.918	5.808	1.480	0.250	4.318	1.452

PRESSURE	10.997	21.893	1.188	1.179	13.067	25.803
L		7.000		1.750		12.250
LOAD		7.000		1.750		12.250
합 계	139.707	28.893	0.901	1.317	125.927	38.053

3) 안정검토

① 지반지지력에 대한 안정검토

$$\begin{aligned}
 \text{작용점 거리 } (x_o) &= (M_v - M_h) / V = (125.927 - 38.053) / 139.707 = 0.629 \text{ m} \\
 \text{편심}(e) &= (B / 2 - x) = 1.48 / 2 - 0.629 = 0.111 < B/6 = 0.247 \quad 0.K. \\
 \text{허용지지력} &= 300.000 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\
 q(\text{앞}) &= V / B * (1 + 6 * e / B) = 139.707 / 1.48 * (1 + 6 * 0.111 / 1.48) = 136.875 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\
 q(\text{뒤}) &= V / B * (1 - 6 * e / B) = 139.707 / 1.48 * (1 - 6 * 0.111 / 1.48) = 51.918 \text{ kN/m}^2/\text{m} \\
 &= 136.875 < \text{허용지지력} = 300.000 \quad 0.K.
 \end{aligned}$$

② 전도에 대한 안정검토

$$F_r = M_v / M_h = 125.927 / 38.053 = 3.3 > \text{시방치} = 2.0 \quad 0.K.$$

③ 활동에 대한 안정검토

$$\begin{aligned}
 \text{마찰계수} &= 0.502 \\
 F_s &= \mu * V / H = 0.502 * 139.707 / 28.893 \\
 &= 2.4 > \text{시방치} = 1.5 \quad 0.K.
 \end{aligned}$$

2. 4회변경 (#68-3반영) _공동구,
하수박스 지지구조물 변경에 따른 구조검토

DAELIM

기술지원검토보고서

특수교량팀

공동구, 하수박스 지지구조물 변경에 따른 구조검토

- 서울제물포터널2공구 현장 -

작 성 자	이 보 베
검 토 자	김 정 인
승 인 자	이 준 호

대림산업 기술개발원

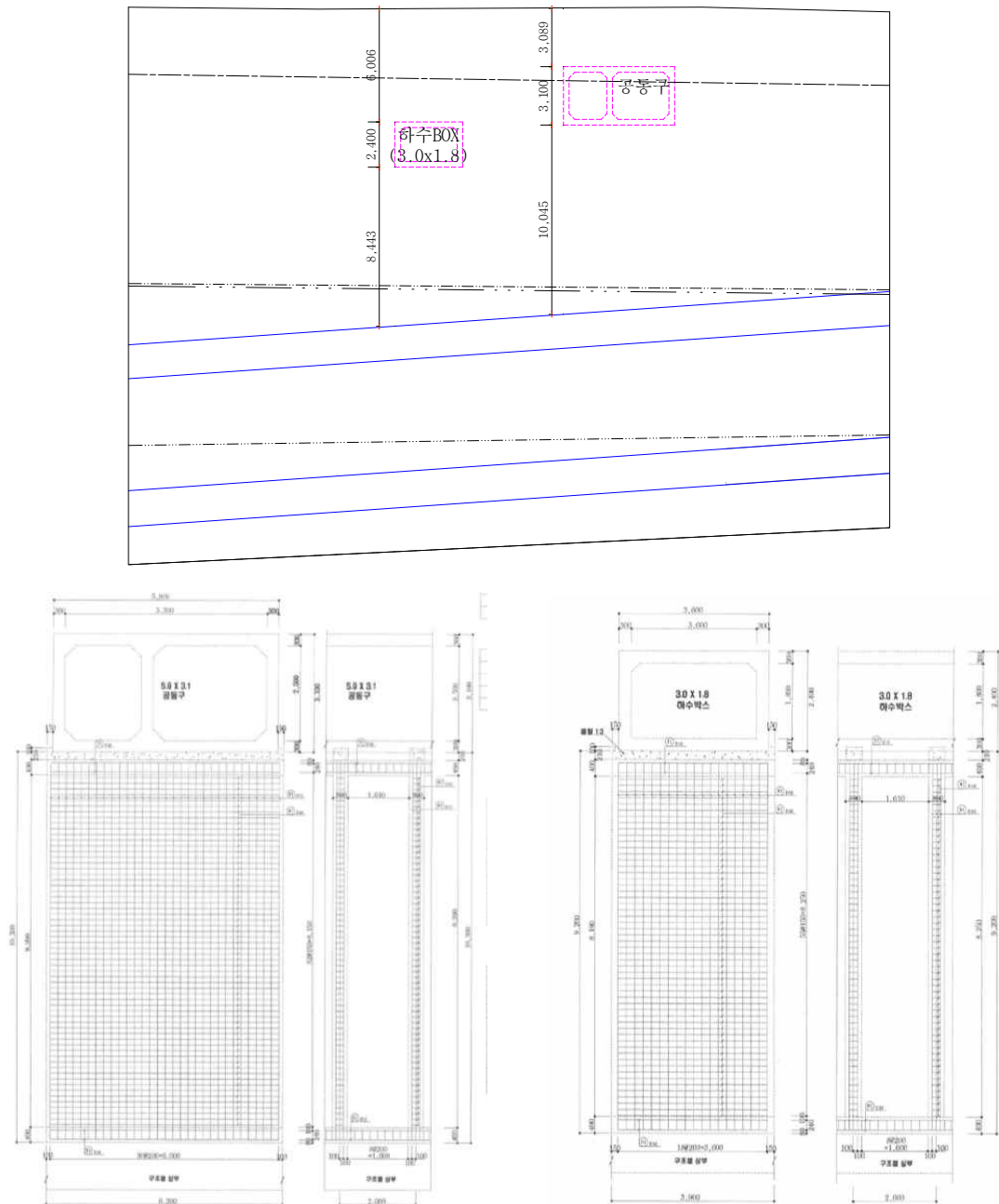
Technology Research & Development Institute

의뢰일 : 2019.12.09, 의뢰부서 : 서울제물포터널 2 공구 현장, 의뢰자 : 조 원 기, 승인일 : 검토중

"이 정보(문서)는 대림산업㈜의 자산으로서, 허가 없는 사외반출을 금지합니다."

1. 검토 개요

서울제물포터널2공구 현장의 지하 터널시공 구간에 지장물(공동구 및 하수박스)의 지지를 위하여 터널구간 상부에 벽체기초를 설치할 계획이다. 지지구조물은 벽체 및 슬래브로 설계되어있으나, 슬래브를 시공하지 않고 벽체시공 후 슬래브 두께의 모르타르를 타설하는 것으로 변경하고자 한다. 공동구 및 하수박스의 위치도 및 지지구조물 상세는 <그림 1.1>과 같다.

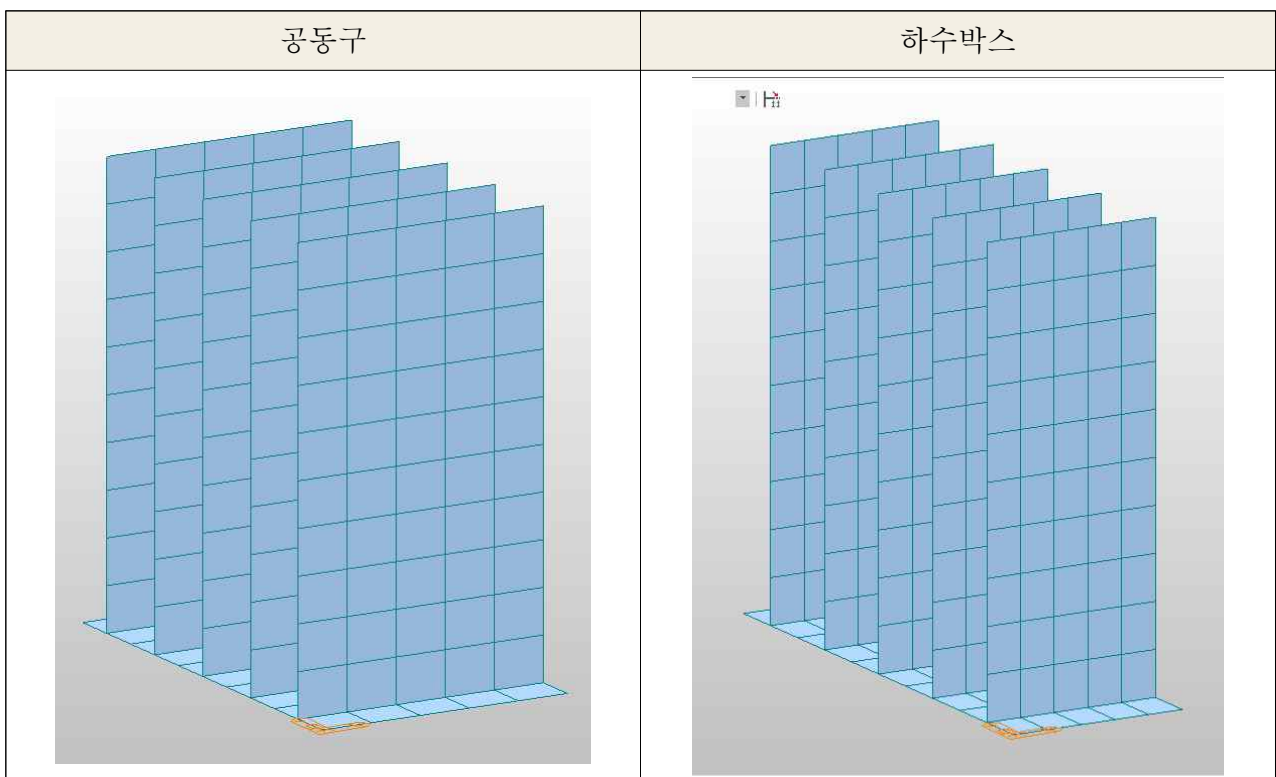


<그림 1.1> 공동구 및 하수박스의 위치도 및 지지구조물 상세

2. 구조검토

2.1 모델링

지장물 지지구조물의 안전성 검토를 위하여 범용 구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하여 전체구조물을 모델링 하였다. 공동구 및 하수박스 지지구조물은 Plate 요소로 모델링 하였고, 콘크리트 자중은 Self Weight 적용, 재하하중은 벽체기초 상단에 Nodal node(절점하중)으로 적용하였다.



<그림 2.1> 지지구조물 모델링

2.2 하중재하

수직하중인 고정하중, 활하중, 연직토압은 벽체기초 상단에 재하하였다. 지하구조물의 특성상 별도 수평력은 없으나, 구조물 안전측 검토를 위하여 연직하중의 2%를 수평하중으로 재하하였다. 상부토피에 따른 활하중은 공동구받침 $17\text{kN/m}^2 (=2.8\text{m})$, 하수박스 $15\text{kN/m}^2 (=5.9\text{m})$ 이 적용되었고, 연직토압은 포장, 토피로 구분하여 <표 2.1> 및 <표 2.2>와 같이 재하하였다. 지진시 하중은 당초 계산서의 기능수행수준, 붕괴방지수준으로 적용하였다.

<표 2.1> 하중재하(공동구받침)

	하중산정	수직하중 (kN/m)	수평하중 (kN/m)
고정하중	$5.79\text{m}^2 \times 24.5 \times 2\text{m} / 5.9\text{m}$	48.09	0.96
활하중	$17\text{kN/m}^2 * 2\text{m}$	34.0	0.68
연직토압(포장)	$23\text{kN/m}^2 * 0.8\text{m} * 2\text{m}$	36.8	2.32
연직토압(토퍼)	$20\text{kN/m}^2 * 2\text{m} * 2\text{m}$	80.0	

<표 2.2> 하중재하(하수박스받침)

	하중산정	수직하중 (kN/m)	수평하중 (kN/m)
고정하중	$3.24\text{m}^2 \times 24.5 \times 2\text{m} / 3.6\text{m}$	44.1	0.88
활하중	$15\text{kN/m}^2 * 2\text{m}$	30.0	0.60
연직토압(포장)	$23\text{kN/m}^2 * 0.8\text{m} * 2\text{m}$	36.8	4.82
연직토압(토퍼)	$20\text{kN/m}^2 * 5.1\text{m} * 2\text{m}$	204.0	

2.3 하중조합

하중조합은 당초계산서와 동일하게 다음과 같이 적용하였다.

<표 2.3> 하중조합(계수하중)

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
CASE 01	1.2	1.6	1.6		
CASE 02	1.2		1.0		
CASE 03	0.9	0.9			
CASE 04	1.2	1.2	1.0	1.4	
CASE 05	0.9	0.9		1.4	
CASE 06	1.2	1.2	1.0		1.0
CASE 07	0.9	0.9			1.0

2.4 구조검토

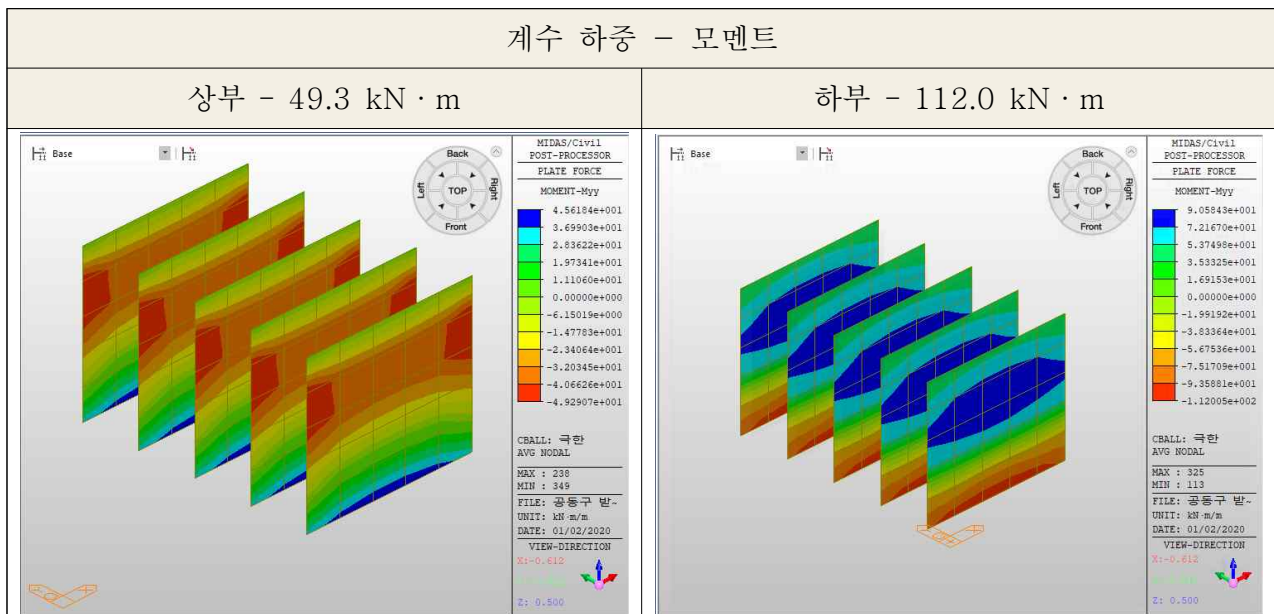
지지구조물은 시공이 완료되면 상부에 슬래브 두께 이상의 모르타르를 타설하게 된다. 즉, 완성 상태에서는 모르타르가 상부슬래브 역할을 하게 되어 벽체 캔틸레버 상태보다는 안정적인 구조가 된다. 그러나, 구조검토는 캔틸레버 상태에서 계수하중이 작용하는 것으로 수행하였다. 설계된 지지구조물 상하부에 따라 적용된 철근상세는 <표 2.4>와 같으며, 콘크리트강도 $f_{ck}=24\text{MPa}$, 철근의 강도 $f_y=300\text{MPa}$ 로 적용되었다.

<표 2.4> 철근상세

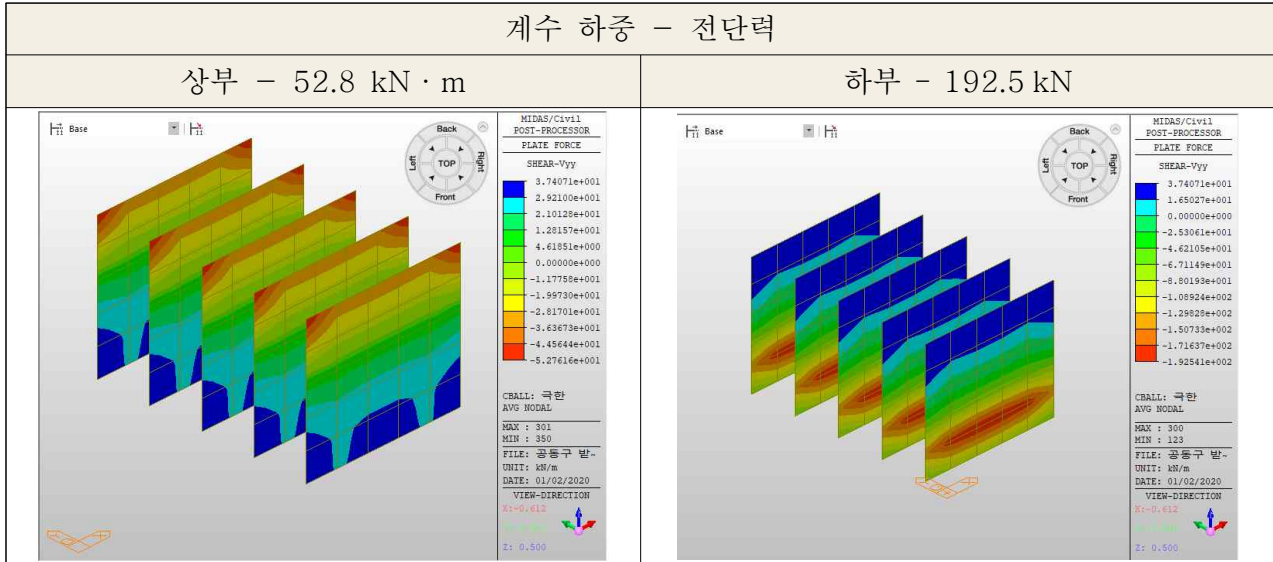
구 분		철근상세	
		공동구 받침	하수박스 받침
벽체	상부	H16 @ 200	H19 @ 200
	하부	H22 @ 200	H19 @ 200

하중조합에 따른 벽체 상,하부 발생한 단면력은 다음과 같다.

2.4.1 공동구 지지구조물



<그림 2.2> 공동구 지지구조물 모멘트

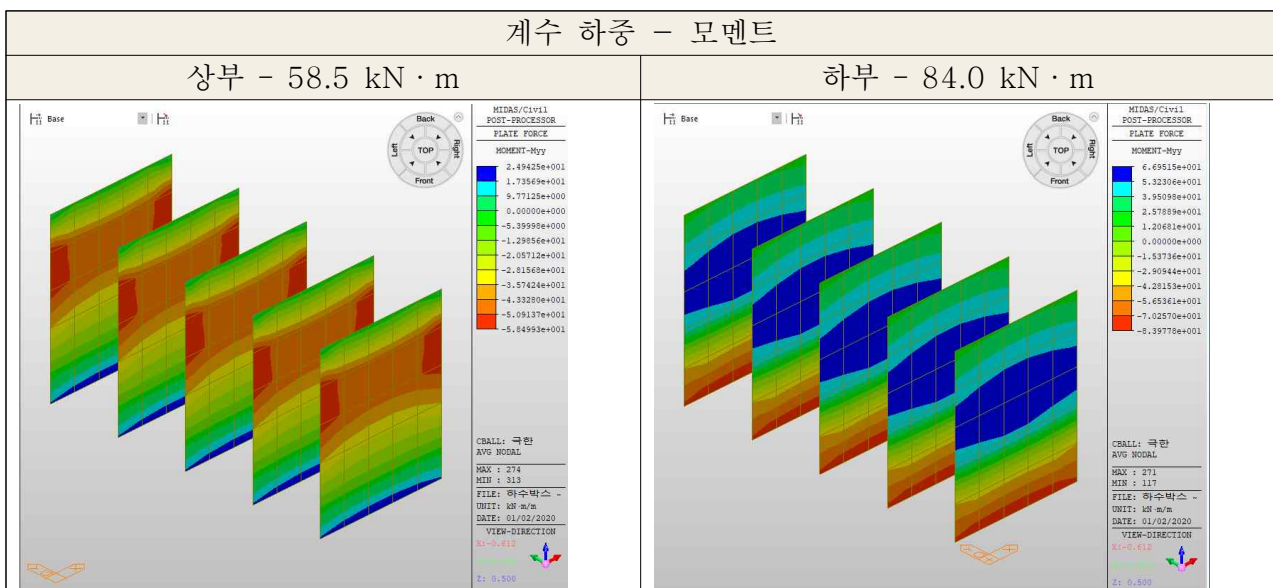


<그림 2.3> 공동구 지지구조물 전단력

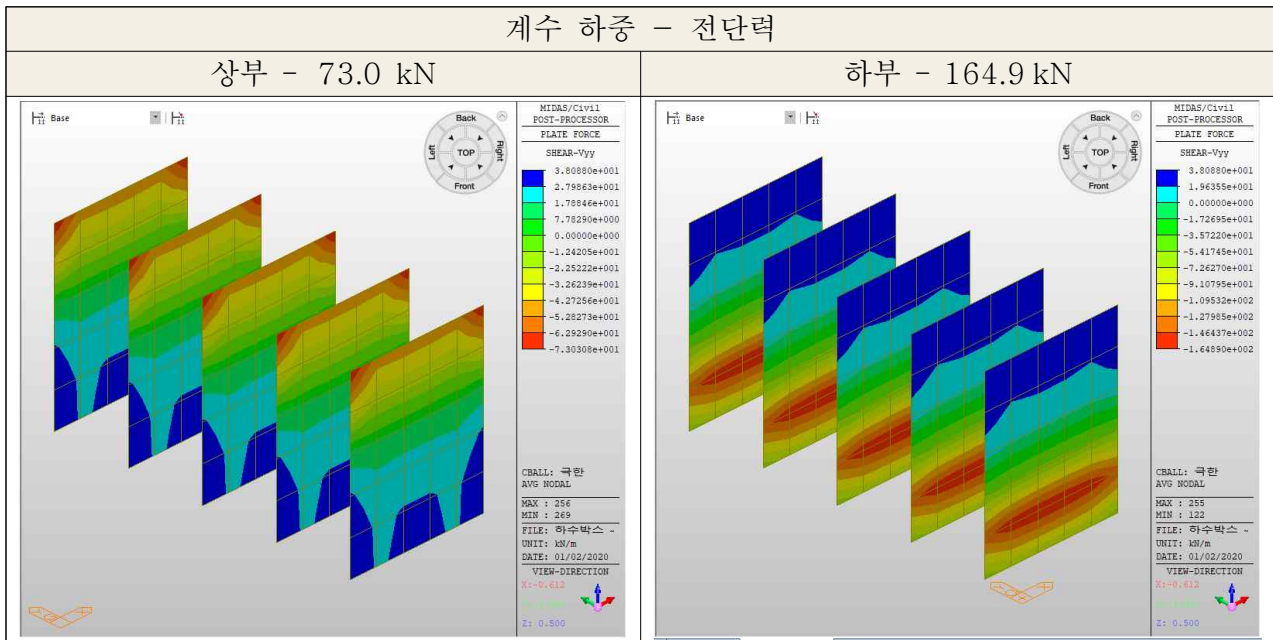
<표 2.5> 공동구 지지구조물 강도검토(당초)

구 분		계수 하중					
		모멘트 (kN · m)			전단력 (kN)		
		Mu	ØMd	판정	Vu	ØVd	판정
벽체	상부	49.3	76.7	OK	52.8	189.8	OK
	하부	112.0	146.0	OK	192.5	189.8	NG

2.4.2 하수박스 지지구조물



<그림 2.4> 하수박스 지지구조물 모멘트



<그림 2.5> 하수박스 지지구조물 전단력

<표 2.6> 하수박스 지지구조물 강도검토(당초)

구 분		계수 하중					
		모멘트 (kN · m)			전단력 (kN)		
		Mu	ØMd	판정	Vu	ØVd	판정
벽체	상부	58.5	109.4	OK	73.0	189.8	OK
	하부	84.0	109.4	OK	164.9	189.8	OK

단면강도 검토결과 하수박스 지지구조물의 소요강도는 설계강도 이내이나 공동구 지지구조물의 소요강도는 설계강도를 초과하였다. 따라서, 공동구 지지구조물의 재료의 강도를 변경하여 적절한 부재를 설계하고자 한다.

2.4.3 변경검토

당초 구조계산서 벽체에 적용된 상세는 콘크리트강도 $f_{ck}=24\text{MPa}$ 및 철근 $f_y=300\text{MPa}$ 이다. 현장에서는 철근의 항복강도(f_y) 400MPa 이 적용될 예정이므로 $f_y=400\text{MPa}$ 으로 적용한다. 또한, 설계전단력을 확보하기 위하여 콘크리트 강도(f_{ck})를 당초 24MPa 에서 27MPa 로 변경한다.

<표 2.7> 공동구 지지구조물 재료강도 당초,변경

	당초	변경
콘크리트 강도(f_{ck})	24	27
철근 항복강도(f_y)	300	400

변경된 공동구 지지구조물 설계강도는 <표 2.8>과 같이 모두 소요강도 이상으로 구조안전성이 확보되었다.

<표 2.8> 공동구 지지구조물 강도검토(변경)

구 분		계수 하중					
		모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)			전단력 (kN)		
		M_u	ϕM_d	판정	V_u	ϕV_d	판정
벽체	상부	49.3	101.7	OK	52.8	201.4	OK
	하부	112.0	192.9	OK	192.5	201.4	OK

3. 검토 결론

서울제물포터널2공구 현장의 당초 벽체 및 슬래브의 구조로 된 설계를 슬래브를 시공하지 않고 벽체시공 후 슬래브 두께의 모르타르를 타설하는 것으로 변경하고자 한다. 검토결과는 다음과 같다.

- 1) 구조물 변경시 하수박스 지지구조물은 소요강도가 설계강도 이내이나, 공동구 지지구조물은 소요강도가 설계강도를 초과하므로 보강이 필요하다.
- 2) 따라서, 공동구 지지구조물의 재료강도를 다음<표>와 같이 변경하여 시공한다.

<표> 공동구 지지구조물 재료강도 당초 · 변경

	당초 (MPa)	변경 (MPa)
콘크리트 강도 (fck)	24	27
철근 항복강도 (fy)	300	400

3. 4회변경 (#73-2반영)_수리계산 1식
_제물포 역사이편 계산

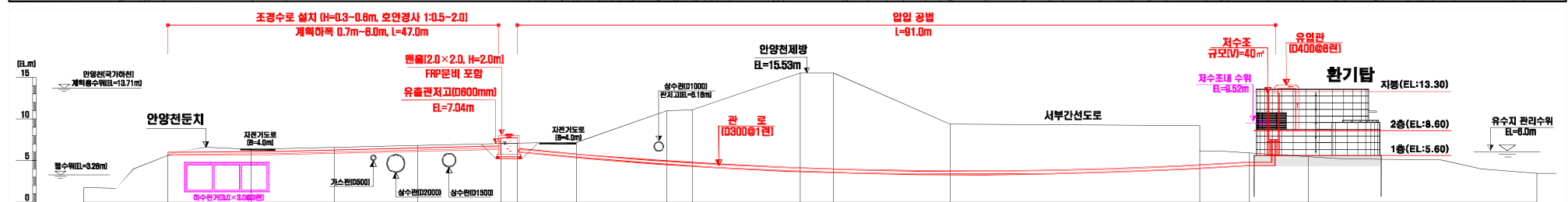
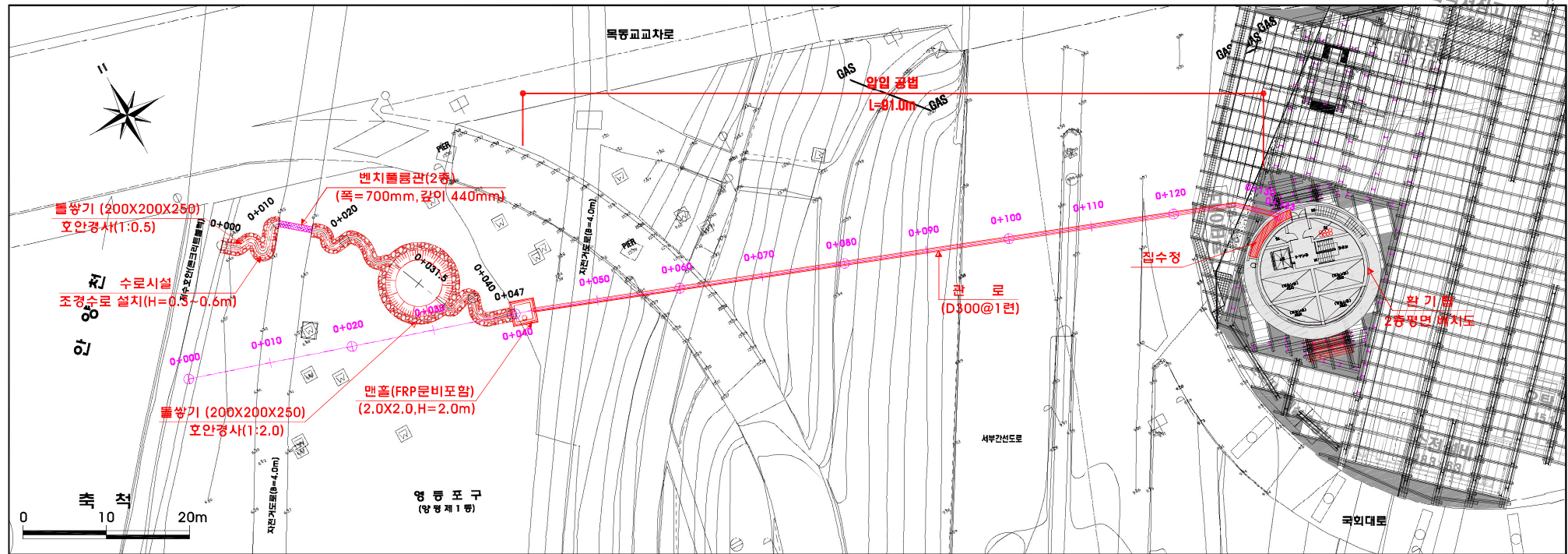
□ Inverted Siphon 수리계산

- 1) 상류측 관경 $D = 0 \text{ mm}$
- 2) 상류측 관저고 $H1 = 9.6 \text{ m}$
- 3) 상류측 수심 $H2 = 9.6 + \text{관경} \times \text{수심비} = 53.0\% = 9.6 \text{ m}$
- 4) 관내 총유량 $Q_t = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}$
- 5) Siphon 관내 유량 $Q_s = Q / 1 = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}$
- 6) 상류측 관내 유속 $V = 2.6 \text{ m/s}$
- 7) Siphon 관내 유속가정 $V_s = 1.2 \times V = 3.12 \text{ m/s}$
- 8) Siphon 연장 $L = 91.00 \text{ m}$
- 9) Siphon 관경
 - 소요 단면적 $A_s = Q_s / V_s = 0.136 \div 3.12 = 0.0436 \text{ m}^2$
 - 소요 관경 $D_s = \{ 4 / \pi \times A_s \}^{(1/2)} = 0.236 \text{ m} \Rightarrow 300 \text{ mm}$
 - 관내유속 $v_s = Q_s / (\pi/4 \times D_s^2) = 1.924 \text{ m/s}$
- 10) Siphon 총 손실수두 $\Delta h = i L + 1.5 v_s^2 / 2g + \alpha$
 - 여기서 $i = \text{동수경사}$ $L = \text{Siphon 연장}$
 $g = \text{중력가속도}$ $\alpha = \text{여유값(5cm)}$
 - 동수경사 (Manning의 유속공식 적용)
 - 여기서 $v_s = 1/n \times R^{2/3} \times i^{1/2} = 1.9240 \text{ m/s}$
 - $n = \text{조도계수} = 0.013$ $R = \text{경심} (D / 4 = 0.075)$
 - $\therefore i = \{ n \cdot v_s / R^{2/3} \}^2 = 19.779 \text{ ‰}$
 - 총 손실 $\Delta h = 0.0198 \times 91.00 + 1.5 \times 1.924^2 / (2 \times 9.81) + 0.05 = 2.13 \text{ m}$
- 11) 하류측 수심 및 관저고
 - 하류측 수심 $WL = 9.6 - 2.133 = 7.4671 \text{ m}$
 - 하류측 규격 $H = 600 \text{ mm}$
 - 하류측 관저고 $D\ell = 7.05 \text{ m}$

(NOTE)

-사공전 지하매설물에 대한 조사후 각 유관기관 협의 후
사공도를 함.

영구배수시설 계획 중 · 평면도



주) 지하매설물 깊이는 확인이 필요함

구분	구간	지반고 (EL.m)	노상 (mm)	거리 (m)	층	구분	구간	지반고 (EL.m)	노상 (mm)	거리 (m)	층
지반고	0+000	5.80	0.0	0.0	0+000	지반고	0+000	5.80	0.0	0.0	0+000
노상	0+010	8.40	10.0	10.0	0+010	노상	0+010	8.40	10.0	10.0	0+010
거리	0+020	8.56	20.0	10.0	0+020	거리	0+020	8.56	20.0	10.0	0+020
층	0+030	8.80	30.0	10.0	0+030	층	0+030	8.80	30.0	10.0	0+030
	0+040	7.04	40.0	10.0	0+040		0+040	7.04	40.0	10.0	0+040
	0+042	7.08	42.0	2.0	0+042		0+042	7.08	42.0	2.0	0+042
	0+048	7.15	48.0	6.0	0+048		0+048	7.15	48.0	6.0	0+048
	0+080	11.00	80.0	32.0	0+080		0+080	11.00	80.0	32.0	0+080
	0+083	11.05	83.0	3.0	0+083		0+083	11.05	83.0	3.0	0+083
	0+076	15.53	76.0	13.0	0+076		0+076	15.53	76.0	13.0	0+076
	0+080	15.50	80.0	4.0	0+080		0+080	15.50	80.0	4.0	0+080
	0+094	9.36	94.0	14.0	0+094		0+094	9.36	94.0	14.0	0+094
	0+124	8.20	124.0	30.0	0+124		0+124	8.20	124.0	30.0	0+124
	0+130	5.91	130.0	6.0	0+130		0+130	5.91	130.0	6.0	0+130
	0+133	5.71	133.0	3.0	0+133		0+133	5.71	133.0	3.0	0+133

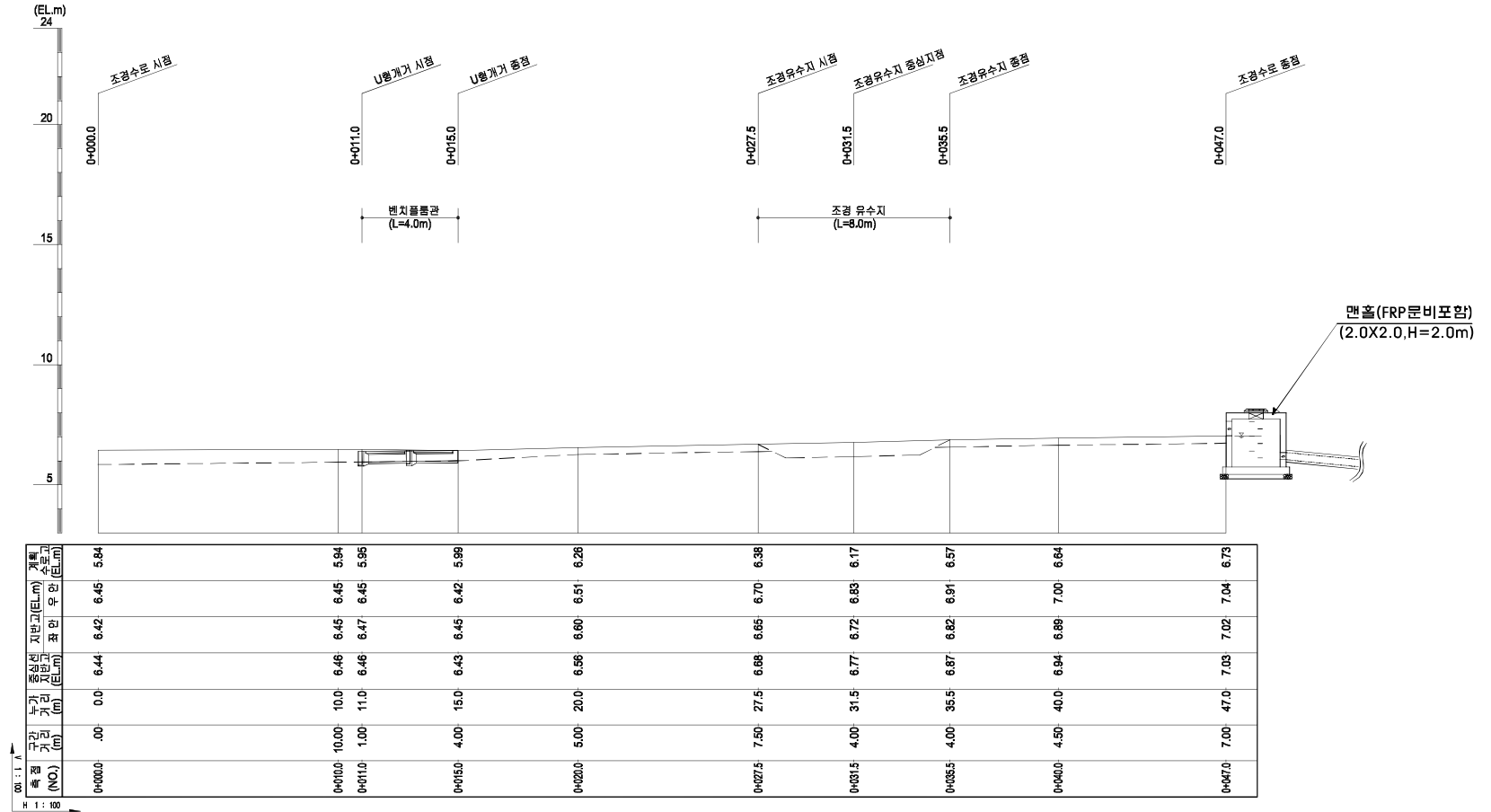
사 업 명	주 무 관 장	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
서울제물포터널 민간투자사업 실시설계	서울특별시	서울터널 주식회사				2020. 3.	A3 1:500 A1 1:250	영구배수시설 계획 중 · 평면도	

조경수로 종단면도

(NOTE)

—시공전 지하매설물에 대한 조사후 각 유관기관 협의 후
시공토목 함.

범례	
	중심선 지반고
	계획고

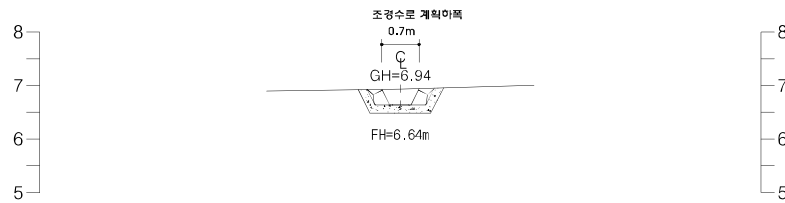


사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	측 측	도 면 명	도면번호
서울제물포터널 민간투자사업 실시설계	서울특별시	서울터널 주식회사				2020. 3.	A3 1:100 A1 1:50	조경수로 종단면도	

(NOTE)

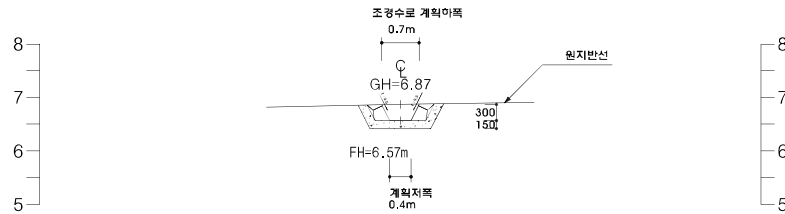
—사공전 지하매설물에 대한 조사후 각 유관기관 협의 후
시공토록 함.

조경수로 횡단면도(2/2)



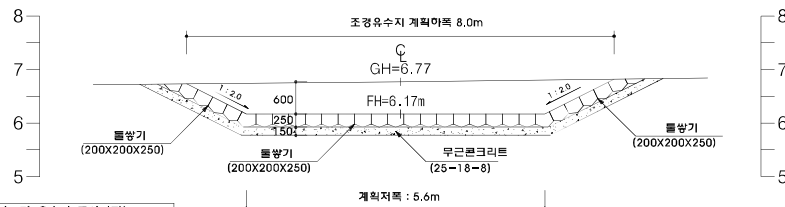
NO.0+40

구분	단위	수량	구분	단위	수량
상토	m³	-	상토	m³	-
필토	m³	0.44	필토	m³	2.18
비파기	m³	0.18	비파기	m³	-
지배수기	m³	-	호통물일	m³	0.87
풍동제기	m³	1.80	안무관크리프	m³	0.28
합계			합계		-

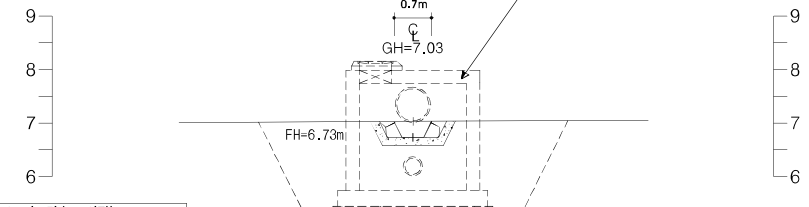


NO.0+35.5
(조경 유수지 중심지점)

구분	단위	수량	구분	단위	수량
상토	m³	-	상토	m³	-
필토	m³	0.43	필토	m³	2.18
비파기	m³	0.18	비파기	m³	-
지배수기	m³	-	호통물일	m³	0.87
풍동제기	m³	1.80	안무관크리프	m³	0.28
합계			합계		-



구분	단위	수량	구분	단위	수량
상토	m³	-	상토	m³	-
필토	m³	8.19	필토	m³	10.27
비파기	m³	2.85	비파기	m³	-
지배수기	m³	-	호통물일	m³	0.87
풍동제기	m³	9.79	안무관크리프	m³	1.48
합계			합계		-



NO.0+47
(조경수로 시점)

구분	단위	수량	구분	단위	수량
상토	m³	-	상토	m³	-
필토	m³	0.43	필토	m³	2.18
비파기	m³	0.18	비파기	m³	-
지배수기	m³	-	호통물일	m³	0.87
풍동제기	m³	1.80	안무관크리프	m³	0.28
합계			합계		-

사업명	주무관청	사업시행자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설계자	작성일	축척	도면명	도면번호
서울제물포터널 민간투자사업 실시설계	서울특별시	서울터널 주식회사				2020. 3.	A3 1:100 A1 1:50	조경수로 횡단면도(2/2)	

4. 6회변경 (#66-2반영)구조검토서_Ramp
C,D BOX 개구부 구조검토

Ramp C BOX_B3 개구부 구조검토



(2.710x1.530)

1. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 연 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

6) 지진계수

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

- 7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.457 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (Φ) = 30.0°
- 정지토압계수 (K_o) = $1 - \sin \Phi$ = 0.500

9) 설계방법

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

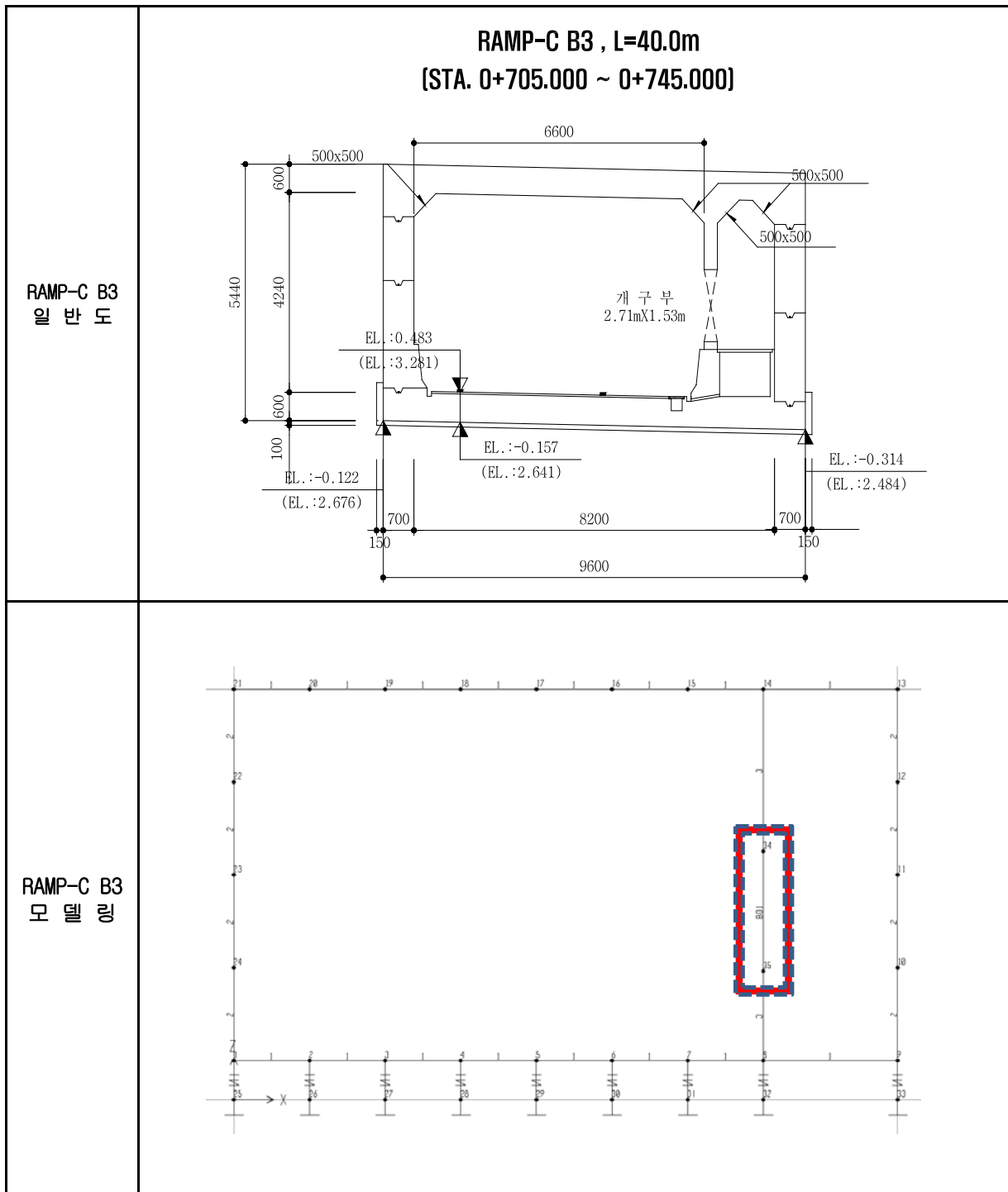
- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

2. 구조해석

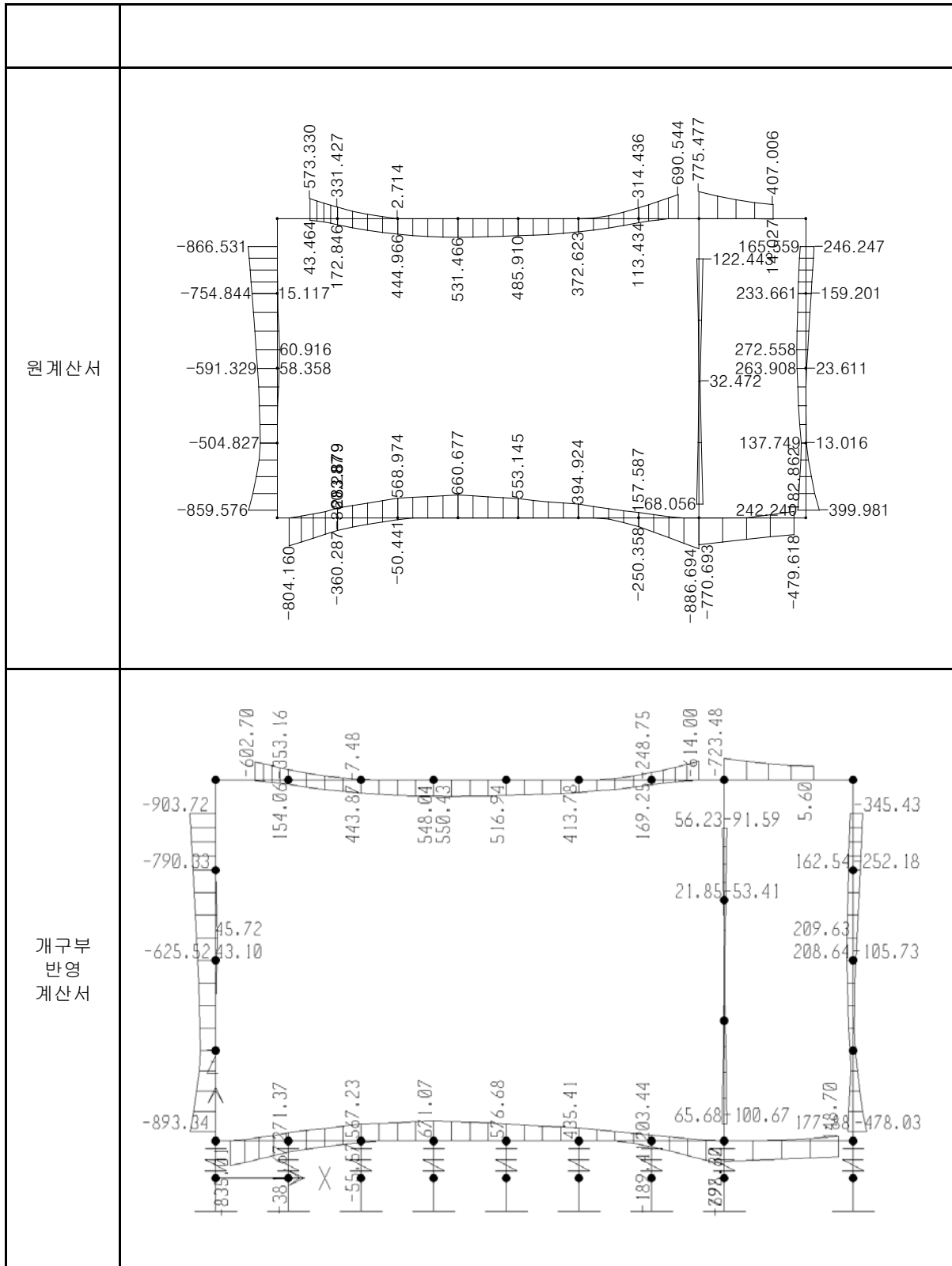
- 본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다.
따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
- 개구부 구간(2.71mX1.53m)은 ㄷ-형강으로 보강하여 해석하였으며 그 이외의 구조물은 기존 계산서와 동일하게 적용하였다
- 모델링 프레임 B01은 ㄷ-형강(300X90X9X13) - 2EA 를 적용하였다



2. 단면력 비교

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

기존계산서의 최대휨모멘트 해석결과와 개구부를 π -형강으로 보강한 해석결과를 비교



4. 단면검토 비교

c-형강으로 보강한 단면의 구조해석결과를 각 슬래브 및 벽체의 단면검토를 실시하여 기존 구조계산서의 단면 결과와 비교시 안전율 이내의 결과값이 나왔으며 그 결과는 아래 요약표와 같다

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			원계산서		S.F	개구부 반영 계산서		S.F	BAR
				Mu	Φ Mn		Mu	Φ Mn		
				kN.m	kN.m		kN.m	kN.m		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	573.33	778.17	1.36	602.70	778.17	1.29	H25 - 8.0EA
		중앙부	2	515.36	594.22	1.15	550.43	594.22	1.08	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA
		우측 (상면)	3	690.54	778.20	1.13	614.00	778.20	1.27	H25 - 8.0EA
	2 경간	좌측 (상면)	4	775.48	870.13	1.12	723.48	870.13	1.20	H25 - 8.0EA
		중앙부 (상면)	5	544.01	651.91	1.20	556.07	651.91	1.17	H25 - 8.0EA
		우측 (상면)	6	407.01	778.24	1.91	506.01	778.24	1.54	H25 - 8.0EA
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	7	804.16	879.05	1.09	835.01	879.05	1.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA
		중앙부	8	604.38	667.99	1.11	623.88	667.99	1.07	H25 - 8.0EA
		우측 (하면)	9	886.69	960.50	1.08	797.30	960.50	1.20	H32 - 8.0EA
	2 경간	좌측	10	770.69	960.50	1.25	698.60	960.50	1.37	H32 - 8.0EA
		중앙부 (하면)	11	614.49	960.50	1.56	660.73	960.50	1.45	H32 - 8.0EA
		우측 (하면)	12	479.62	960.50	2.00	643.15	960.50	1.49	H32 - 8.0EA
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	13	866.53	932.61	1.08	903.72	932.61	1.03	H25 - 8.0EA
		중앙부 (외측)	14	591.33	778.25	1.32	625.52	778.25	1.24	H25 - 8.0EA
		하부 (외측)	15	859.58	1074.43	1.25	893.34	1074.43	1.20	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	485.35	945.47	1.95	345.43	945.47	2.74	H25 - 8.0EA
		중앙부 (내측)	17	263.91	467.59	1.77	209.63	467.59	2.23	H19 - 8.0EA
		하부 (내측)	18	365.67	467.59	1.28	177.88	467.59	2.63	H19 - 8.0EA

Ramp-D BOX_B3 개구부 구조검토



(2.000x1.530)

1. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 연 Ramp D BOX (내공 : 2@(6.6M × 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

6) 지진계수

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

- 7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.457 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (K_o) = $1 - \sin \phi$ = 0.500

9) 설계방법

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

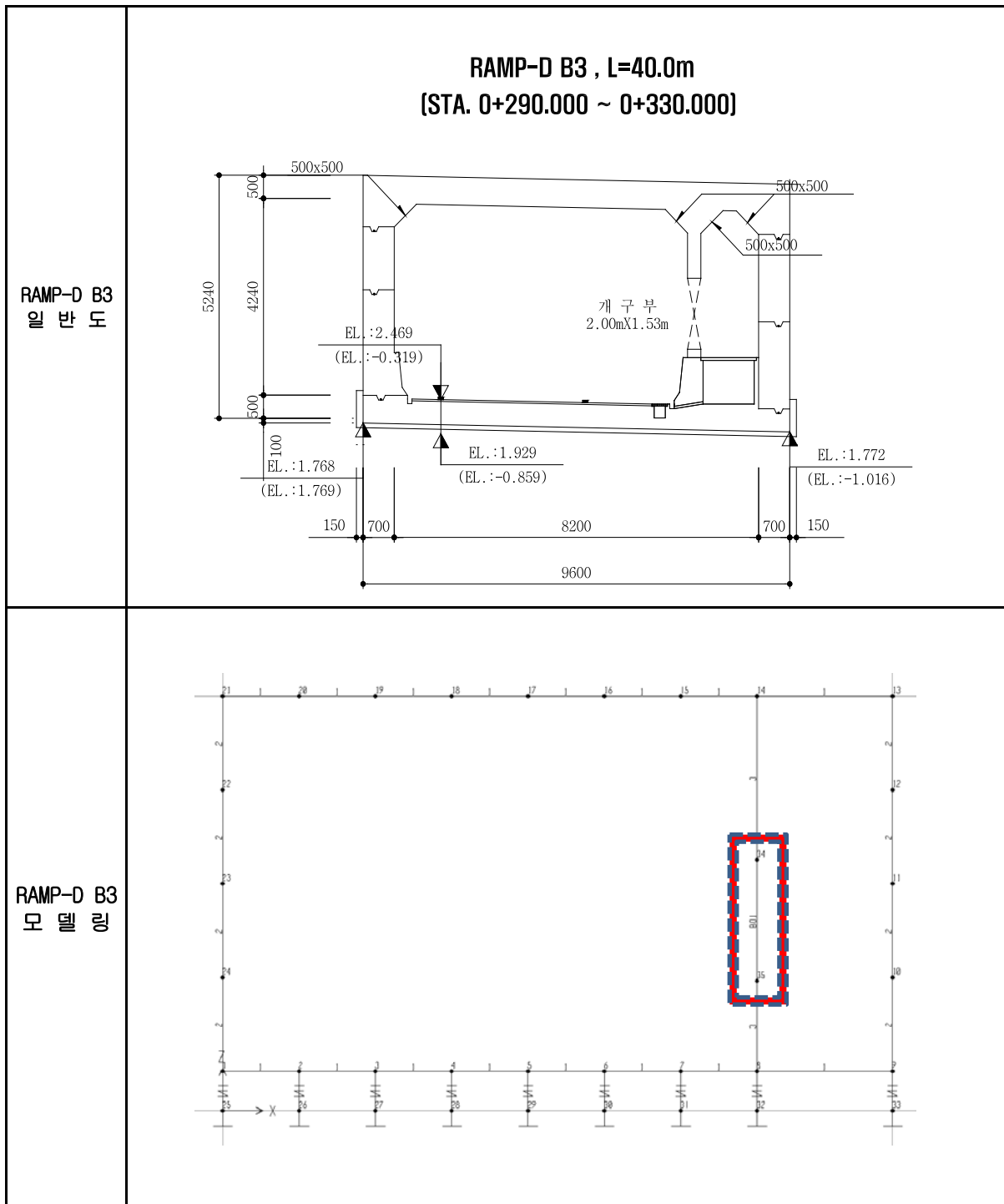
- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

1. 구조해석

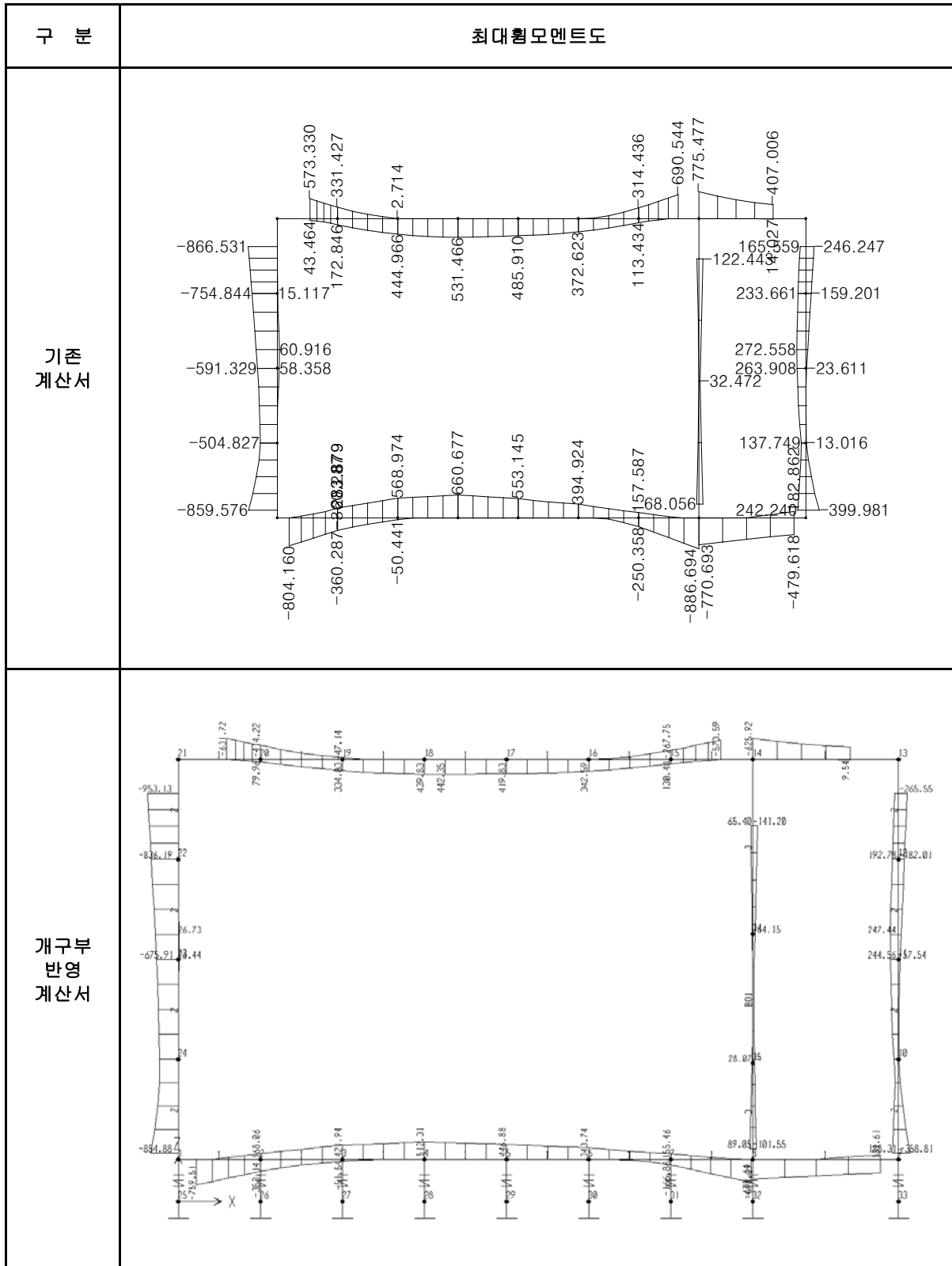
- 본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다.
따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
- 개구부 구간(2.00mX1.53m)은 ㄷ-형강으로 보강하여 해석하였으며 그 이외의 구조물은 기존 계산서와 동일하게 적용하였다
- 모델링 프레임 B01은 ㄷ-형강(300X90X9x13) - 2EA 를 적용하였다



2. 단면력 비교

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

기존계산서의 최대휨모멘트 해석결과와 개구부를 c-형강으로 보강한 해석결과를 비교



3. 단면검토 비교

c-형강으로 보강한 단면의 구조해석결과를 각 슬래브 및 벽체의 단면검토를 실시하여 기존 구조계산서의 단면 결과와 비교시 안전율 이내의 결과값이 나왔으며 그 결과는 아래 요약표와 같다

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			원계산서		S.F	개구부 반영 계산서		S.F	BAR
				Mu	Φ Mn		Mu	Φ Mn		
				kN.m	kN.m		kN.m	kN.m		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	609.71	692.65	1.14	631.72	692.65	1.10	H25 - 8.0EA
		중앙부	2	428.66	472.67	1.10	442.35	472.67	1.07	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA
		우측 (상면)	3	619.17	692.68	1.12	573.59	692.68	1.21	H25 - 8.0EA
	2 경간	좌측 (상면)	4	676.77	822.97	1.22	625.92	822.97	1.31	H25 - 8.0EA
		중앙부 (상면)	5	468.00	588.56	1.26	385.31	588.56	1.53	H25 - 8.0EA
		우측 (상면)	6	73.15	413.81	5.66	385.31	413.81	1.07	H25 - 8.0EA
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	7	747.34	798.02	1.07	759.51	798.02	1.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA
		중앙부	8	470.13	530.17	1.13	512.31	530.17	1.03	H25 - 8.0EA
		우측 (하면)	9	746.42	798.02	1.07	673.21	798.02	1.19	H32 - 8.0EA
	2 경간	좌측	10	630.11	798.02	1.27	597.29	798.02	1.34	H32 - 8.0EA
		중앙부 (하면)	11	475.40	798.02	1.68	430.21	798.02	1.85	H32 - 8.0EA
		우측 (하면)	12	343.84	798.02	2.32	400.15	798.02	1.99	H32 - 8.0EA
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	13	927.87	1410.32	1.52	953.13	1410.32	1.48	H25 - 8.0EA
		중앙부 (외측)	14	654.17	1272.58	1.95	675.91	1272.58	1.88	H25 - 8.0EA
		하부 (외측)	15	841.26	1646.30	1.96	854.88	1646.30	1.93	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	387.06	1360.86	3.52	265.55	1360.86	5.12	H25 - 8.0EA
		중앙부 (내측)	17	309.04	418.07	1.35	244.56	418.07	1.71	H19 - 8.0EA
		하부 (내측)	18	266.22	491.86	1.85	358.81	491.86	1.37	H19 - 8.0EA

5. RAMP-A,B 물분무 소화수조, 기계실, 통합전기실 구조계산서

5-1. RAMP-A

☐ 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	1296.6	976.3	764.7	271.2	1494.34	1040.69	1.15	1.36	H29@125,H0@0
	우측단부	1001.4	800.5	710.0	251.2	1494.34	1040.69	1.49	1.47	H29@125,H0@0
	중앙부	760.5	651.9	0.1	215.8	1080.45	298.78	1.42	1.38	H22@250,H25@250
지하 1층 중간슬래브	좌측단부	1054.4	1696.9	426.0	564.2	3625.98	2197.92	2.14	3.90	H32@125,H32@125
	우측단부	1264.6	1670.6	1602.4	644.3	3625.98	2197.92	2.17	1.37	H32@125,H32@125
	중앙부	1025.9	1107.4	1302.2	423.5	3712.39	920.98	3.35	0.71	H32@125,H32@125
지하 2층 중간슬래브	좌측단부	821.6	3243.8	589.8	1075.2	4058.02	2417.71	1.25	2.25	H32@125,H32@125
	우측단부	3397.6	3282.0	2054.3	1056.4	4058.02	2417.71	1.19	1.18	H32@125,H32@125
	중앙부	1247.9	1877.7	50.7	93.5	4144.43	1594.56	2.21	17.05	H32@125,H32@125
하부슬래브	좌측단부	4257.9	3099.9	2149.2	1019.3	5427.47	2417.71	1.27	1.12	H32@125,H32@125,H29@125
	우측단부	3167.7	3516.0	2407.7	1175.6	5427.47	2417.71	1.54	1.00	H32@125,H32@125,H29@125
	중앙부	2742.7	1656.2	268.5	811.7	3465.22	1523.38	1.26	1.88	H32@125,H25@125,
지하 1층 좌측 벽체	상단부	1407.3	1005.6	820.6	600.2	1669.07	1156.32	1.19	1.41	H29@125,H0@0
	중앙부	690.9	400.7	494.1	397.8	1357.10	920.98	1.96	1.86	H25@125,H0@0
	하단부	357.0	143.0	538.3	353.1	1669.07	1156.32	4.68	2.15	H29@125,H0@0
지하 2층 좌측 벽체	상단부	655.4	1532.0	782.8	774.5	3625.98	2197.92	2.37	2.81	H32@125,H32@125
	중앙부	754.7	1198.2	252.8	490.4	3076.80	1452.19	2.57	2.96	H29@125,H29@125
	하단부	889.2	894.0	934.3	798.0	3625.98	2197.92	4.06	2.35	H32@125,H32@125
지하 3층 좌측 벽체	상단부	1669.9	2626.9	1216.8	993.6	4922.11	2857.29	1.87	2.35	H32@125,H32@125
	중앙부	648.5	1344.8	413.0	339.0	2731.88	1879.31	2.03	4.55	H32@125
	하단부	4527.8	3156.6	2106.4	1315.9	7024.37	2857.29	1.55	1.36	H32@125,H32@125,H29@125
지하 1층 우측 벽체	상단부	1170.2	826.3	840.8	720.8	1669.07	1156.32	1.43	1.38	H29@125,H0@0
	중앙부	1177.5	897.4	53.1	385.9	1357.10	920.98	1.15	2.39	H25@125,H0@0
	하단부	357.9	178.1	632.4	481.7	1704.02	1179.45	4.76	1.86	H29@125,H0@0
지하 2층 우측 벽체	상단부	1735.4	1517.3	782.8	801.3	3842.00	2197.92	2.21	2.74	H32@125,H32@125
	중앙부	732.7	1295.6	909.0	794.2	3076.80	1452.19	2.37	1.60	H29@125,H29@125
	하단부	1456.3	1226.6	934.3	883.9	3712.39	2241.88	2.55	2.40	H32@125,H32@125
지하 3층 우측 벽체	상단부	1657.1	2644.2	1216.8	996.4	4922.11	2857.29	1.86	2.35	H32@125,H32@125
	중앙부	1026.0	1925.4	423.3	284.2	2731.88	1879.31	1.42	4.44	H32@125
	중앙부(소화전)	1026.0	1925.4	423.3	284.2	3085.92	1923.18	1.60	4.54	H32@125,H32@125
	하단부	3528.5	3592.8	2106.5	1539.6	6641.03	2857.29	1.85	1.36	H32@125,H32@125,H29@125

1. 설계조건 (상 시)

1) 형 식 : 철근 콘크리트

2) 기초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma_s = 19.00 \text{ kN/m}^3$ (지하수 비고려시)

: $\gamma_s' = 10.00 \text{ kN/m}^3$ (지하수 고려시)

② 뒷채움재 내부마찰각 : $\Phi = 30^\circ$

③ 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi = 42.4^\circ$

④ 기 초 부 N 치 : $N = 50$

⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$

* 무근 콘크리트 : $\gamma_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$

* 포 장 , 아스팔트 : $\gamma_c = 23.00 \text{ kN/m}^3$

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/m²)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 * 지하수위고 : $GL = -1.000 \text{ m}$

5) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi_f = 0.85$
 * 전 단 : $\Phi_v = 0.75$

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
 ② 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 27783 \text{ MPa}$ ---도.설 2.3.3
 ③ 철 근 항 복 강 도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 ④ 철 근 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ ---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(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	() 버림콘크리트 시공시

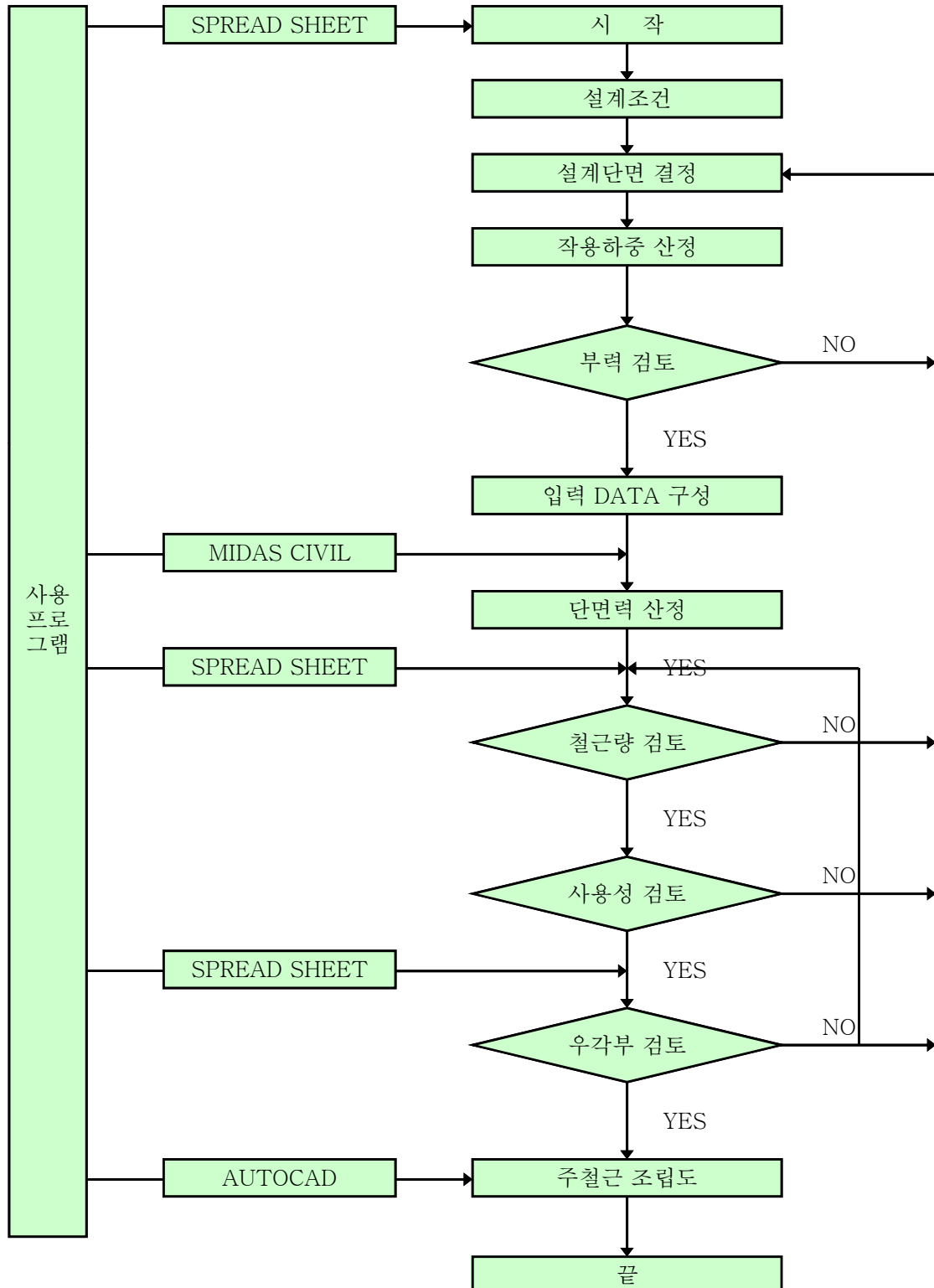
9) 참 고 서 적

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

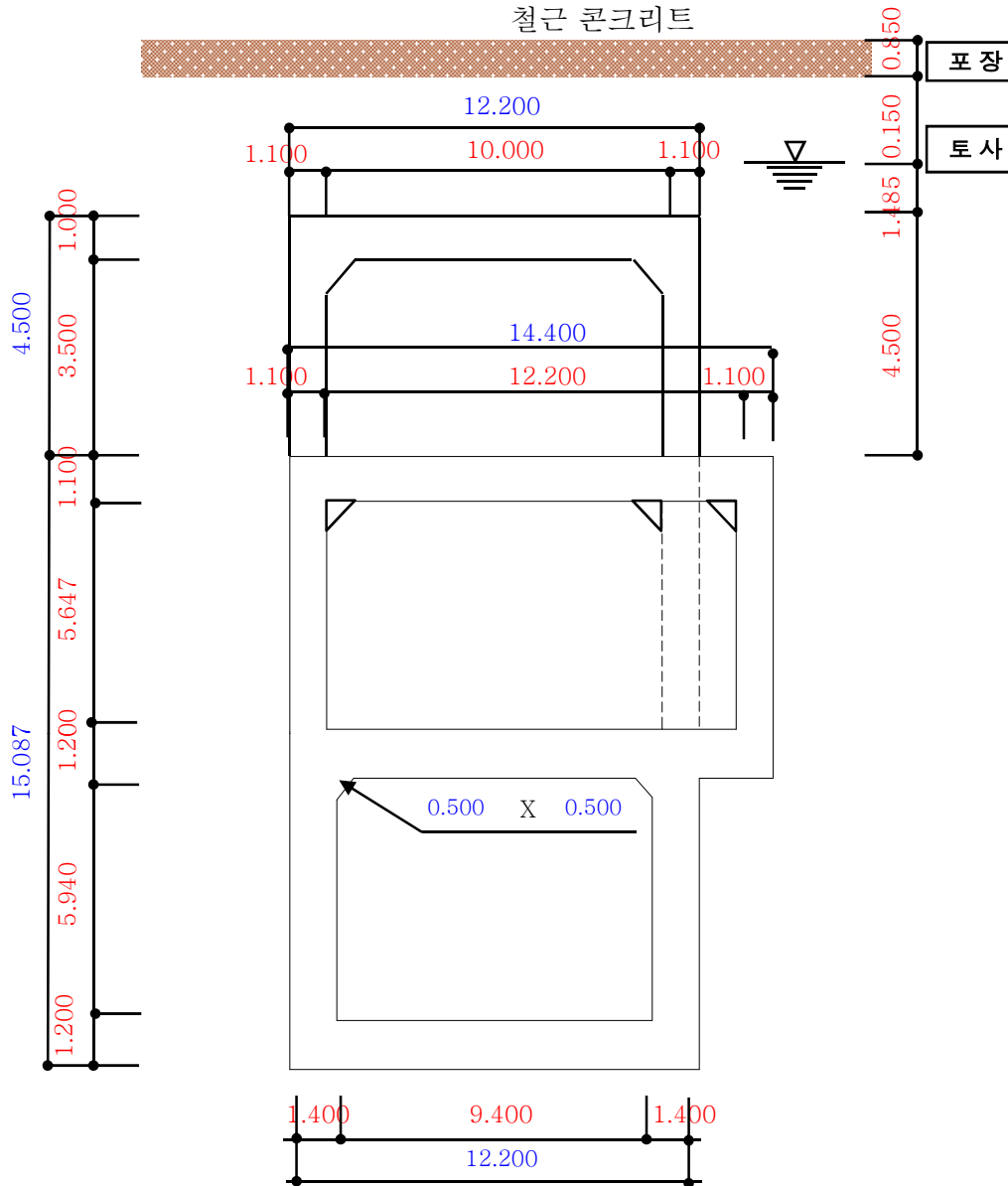
10) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL 프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



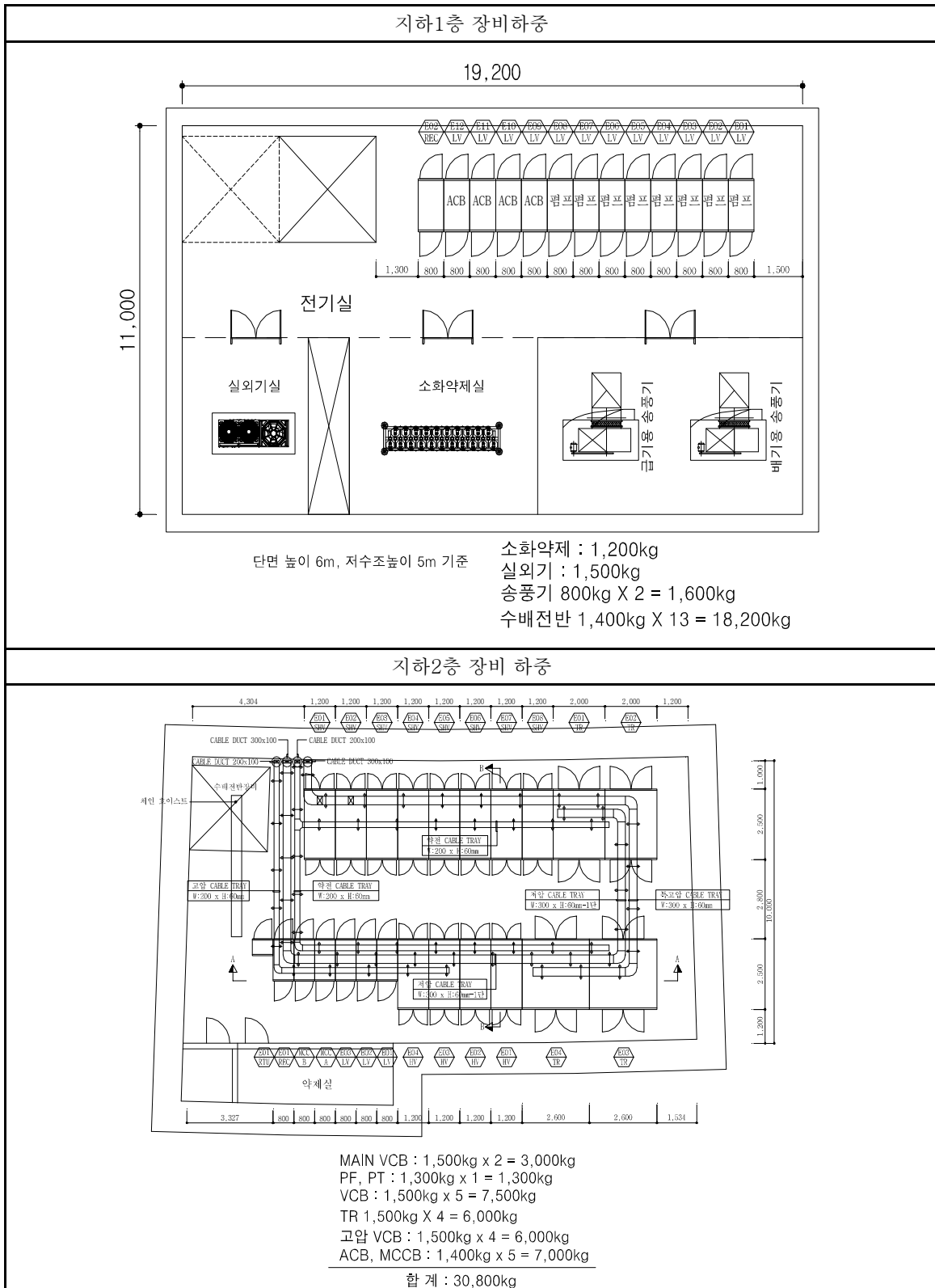
2. 단면가정



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

① 상부 Slab	1.000	x	12.200	x	25.00	=	305.000	kN
② 지하1층 중간 Slab:	1.100	x	14.400	x	25.00	=	396.000	kN
③ 지하2층 중간 Slab:	1.200	x	14.400	x	25.00	=	432.000	kN
④ 하부 Slab :	1.200	x	12.200	x	25.00	=	366.000	kN
⑤ 지하3층 벽체 :	1.400	x	5.940	x	25.00	x	2 ea	= 415.800 kN
⑥ 지하2층 벽체 :	1.100	x	5.647	x	25.00	x	2 ea	= 310.585 kN
⑦ 지하1층 벽체 :	1.100	x	3.500	x	25.00	x	2 ea	= 192.500 kN
⑧ 현 치 :	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 8 ea = 25.000 kN
							Σ	= 2442.885 KN



⑨ 2차 고정하중 - 기계하중

장비하중(지하1층 :	225.0 (장비하중) , 10.00	=	22.500	kN/m ²
장비하중(지하2층 :	310.0 (장비하중) , 8.00	=	38.750	kN/m ²
무근콘크리트	23.5 x 0.85	=	19.975	kN/m ²

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/m ²
· 육상토사 :	1.0	x	1.635	x	19.000	=	31.065 kN/m ²
						Σ Wt1 =	50.615 kN/m ²
· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/m ²
· 육상토사 :	1.0	x	6.135	x	19.000	=	#### kN/m ²
						Σ Wt1 =	136.115 kN/m ²

- 하부반력산정 : 50.615 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/m ²
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/m ²
· 수중토사 :	1.0	x	1.485	x	10.000	=	14.850 kN/m ²
						Σ Wt2 =	37.250 kN/m ²
· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/m ²
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/m ²
· 수중토사 :	1.0	x	5.985	x	10.000	=	59.850 kN/m ²
						Σ Wt2 =	82.250 kN/m ²

- 하부반력산정 : 37.250 KN

3) 노면 활하중

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/m ²)	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	

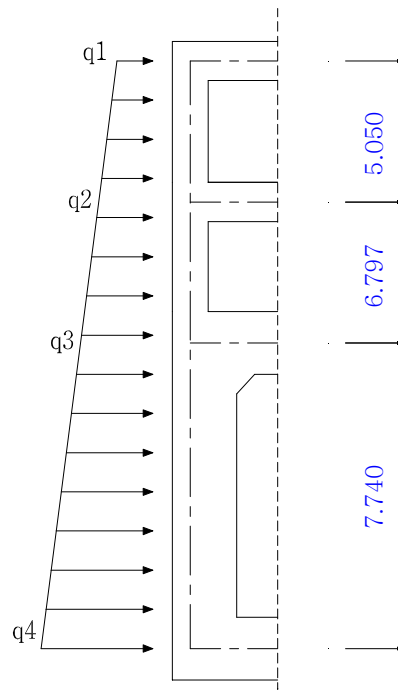
노면 활하중 : = 21.00 kN/m²

4) 노면 활하중에 의한 측벽 (CASE-3)

상재하중 q x Ko = 21.000 x 0.500 = 10.500 kN/m²

3) 토 압

* 정지토압계수 $K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$



[토압 작용 단면도]

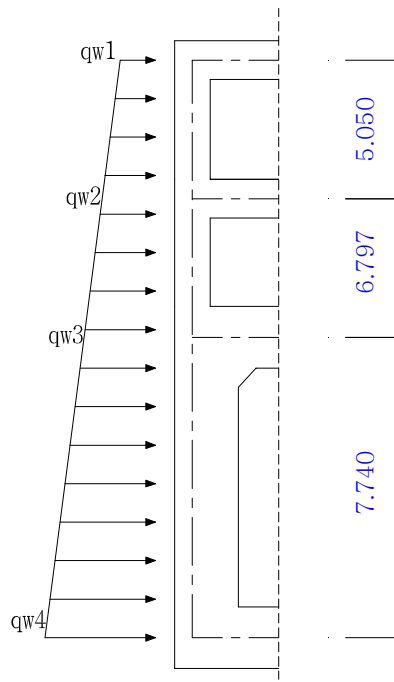
(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

$$\begin{aligned}
 q1 &= 0.500 \times (0.850 \times 23.00 + 1.635 \times 19.00) &= 25.308 \text{ kN/m}^2 \\
 q2 &= 25.31 + 0.500 \times 5.050 \times 19.00 &= 73.283 \text{ kN/m}^2 \\
 q3 &= 73.28 + 0.500 \times 6.797 \times 19.00 &= 137.854 \text{ kN/m}^2 \\
 q4 &= 137.85 + 0.500 \times 7.740 \times 19.00 &= 211.384 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

$$\begin{aligned}
 q1 &= 0.500 \times (0.850 \times 23.00 + 0.150 \times 19.00) &= 18.625 \text{ kN/m}^2 \\
 &\quad + 1.485 \times 10.00 & \\
 q2 &= 18.63 + 0.500 \times 5.050 \times 10.00 &= 43.875 \text{ kN/m}^2 \\
 q3 &= 43.88 + 0.500 \times 6.797 \times 10.00 &= 77.860 \text{ kN/m}^2 \\
 q4 &= 77.86 + 0.500 \times 7.740 \times 10.00 &= 116.560 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

$$q_{wt1} = 1.485 \times 10.000 = 14.850 \text{ kN/m}^2$$

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

$$q_{w1} = 1.485 \times 10.000 = 14.850 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w2} = 14.850 + 5.050 \times 10.000 = 65.350 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w3} = 65.350 + 6.797 \times 10.000 = 133.320 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w4} = 133.320 + 7.740 \times 10.000 = 210.720 \text{ kN/m}^2$$

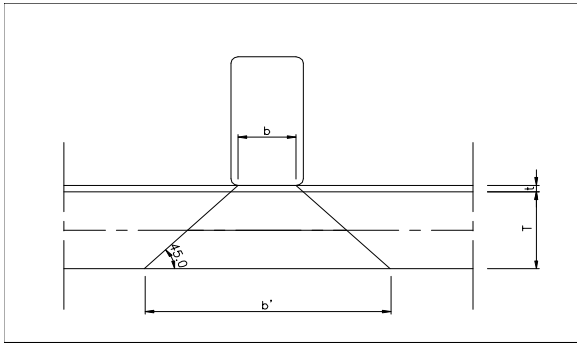
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-8)

$$q_{wb} = 210.72 + 0.600 \times 10.000 = 216.720 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w2} = 133.32 + 0.600 \times 10.000 = 139.320 \text{ kN/m}^2$$

6) 내부 활 하 중

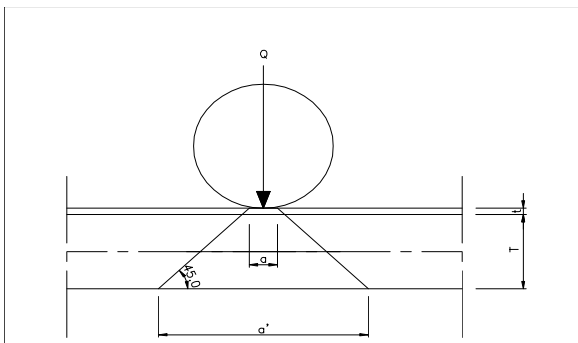
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



$$t = 0.040 \text{ m}$$

$$T = 1.200 \text{ m}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.200 + 0.040) \times \cot 45^\circ = 2.980 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.200 + 0.040) \times \cot 45^\circ = 2.680 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.00 / (2.980 \times 2.680) = 12.020 \text{ kN/m}^2$$

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\epsilon = 15 \times 10^{-5}$

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

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

① 상부 Slab :	=	305.000	kN
② 지하1층 중간 Slat:	=	396.000	kN
③ 지하2층 중간 Slat	=	432.000	kN
④ 하부 Slab :	=	366.000	kN
⑤ 지하3층 벽체 :	=	415.800	kN
⑥ 지하2층 벽체 :	=	310.585	kN
⑦ 지하1층 벽체 :	=	192.500	kN
⑧ 현 치 :	=	25.000	kN
- 기 계 하 중 :	225.0 + 310.0	=	535.000 kN
- 무근콘크리트 :	19.975 x 10.800	=	215.730 kN
- 연 직 하 중 :	50.615 x 12.200	=	617.503 kN
- 상 부 활 하 중 :	21.000 x 12.200	=	256.200 kN
- 내 부 활 하 중 :	12.020 x 9.400	=	112.992 kN
		Σ =	4180.310 kN

$$Q_{max1} = 4180.310 / 12.200 = 342.648 \text{ kN/m}^2$$

(2) 지하수 고려시

① 상부 Slab :	=	305.000	kN
② 지하1층 중간 Slat:	=	396.000	kN
③ 지하2층 중간 Slat:	=	432.000	kN
④ 하부 Slab :	=	366.000	kN
⑤ 지하3층 벽체 :	=	415.800	kN
⑥ 지하2층 벽체 :	=	310.585	kN
⑦ 지하1층 벽체 :	=	192.500	kN
⑧ 현 치 :	=	25.000	kN
- 기 계 하 중 :	225.0 + 310.0	=	535.000 kN
- 무근콘크리트 :	19.975 x 10.800	=	215.730 kN
- 연 직 하 중 :	37.250 x 12.200	=	454.450 kN
- 상 부 활 하 중 :	21.000 x 12.200	=	256.200 kN
- 내 부 활 하 중 :	12.020 x 9.400	=	112.992 kN
		Σ =	4017.257 kN

$$Q_{max1} = 4017.257 / 12.200 = 329.283 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore Q_{max} = 342.648 \text{ kN/m}^2$$

(4) 지지력 판정

$$Q_{max} = 342.648 \text{ kN/m}^2 < Q_a = 816.420 \text{ kN/m}^2 \text{ --- O.K !}$$

(4) 부력검토

① 상재하중 3648.065 kN/m

② 측면마찰력

지하수위이상

$$0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ = 3.458 \text{ kN/m}$$

지하수위이하

$$0.500 \times (2 \times 1.000 \times 1.485 \times 19.000 + 1.485^2 \\ \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ = 14.283 \text{ kN/m}$$

② 하부 부력(수압참조): $(1.485 + 19.587) \times 10.0 \times 12.200 = 2570.784 \text{ kN/m}$
 $(1.485 + 12.447) \times 10.0 \times 2.200 = 306.504 \text{ kN/m}$
2877.288 kN/m

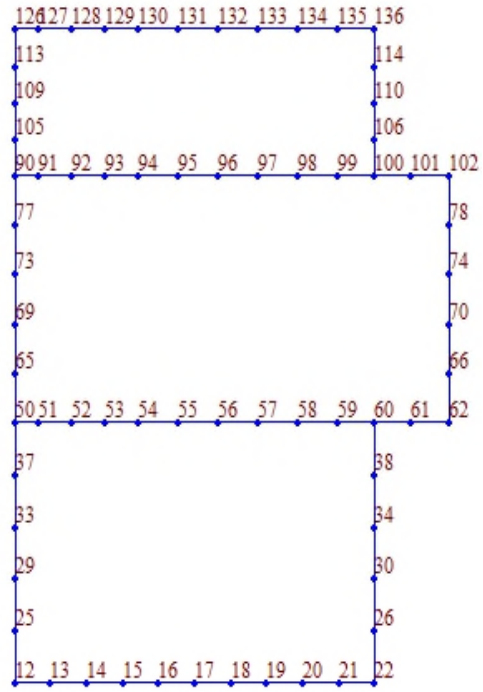
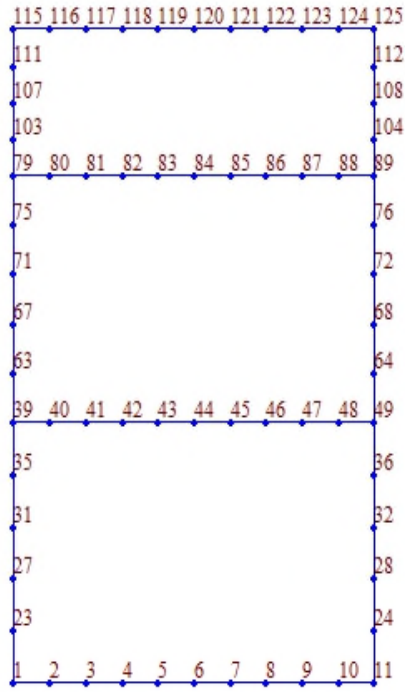
(5) 부력 판정

$$\text{F.S} = \frac{3665.805}{2877.288} = 1.274 > 1.05 \text{ --- O.K!}$$

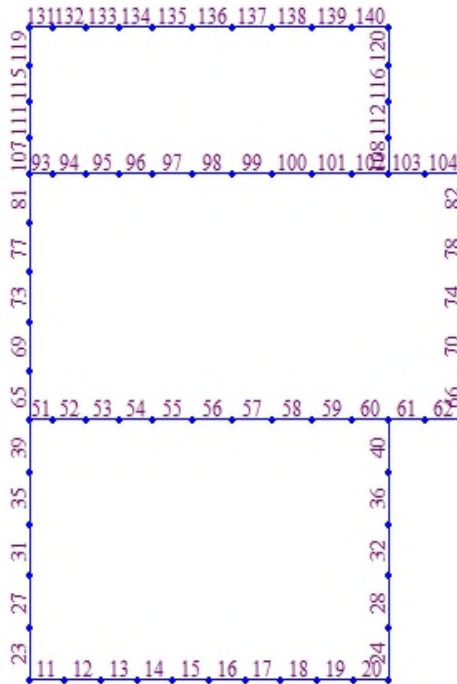
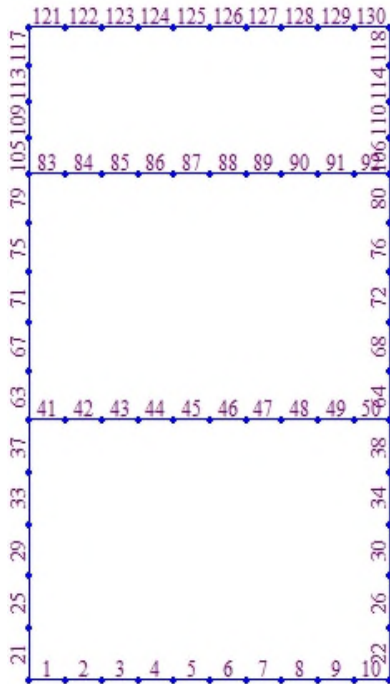
4. 입력 DATA

1) 모델링 (상시)

① Node No.



② Element No.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	121 ~ 140
1층 중간 슬래브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	83 ~ 104
2층 중간 슬래브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	41 ~ 62
하 부 슬 래 브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	1 ~ 20
지하1층 벽체	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	105 ~ 120
지하2층 벽체	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	63 ~ 82
지하3층 벽체	1.0	1.400	1.400	0.2286667	27783	21 ~ 40

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

$$E_o = 28000.0 \text{ KN/m}^2$$

② 연직방향 지반반력계수 ($\alpha = 1$)

$$K_{vc} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_o = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93333.33 \text{ KN/m}^2$$

③ 환산재하폭

$$B_h = \sqrt{12.200 \times 21.400} = 16.158 \text{ m}$$

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

$$\begin{aligned} \beta &= (1 + B / L) / 2 \\ &= (1 + 12.2 / 21.4) / 1.5 = 1.047 > 1 \\ \therefore \beta &= 1.000 \end{aligned}$$

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$$\begin{aligned} K_v &= \beta \times K_{vo} \times (B_v / 0)^{-3/4} \\ &= 1.000 \times 93333 \times (16.158 / 0)^{-3/4} = 4694 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_z(1, 11, 12, 22) = 4694 \times 1.0 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 5821 \text{ kN/m}^3$$

$$K_z(2 \sim 10, 13 \sim 21) = 4694 \times 1.0 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 5070 \text{ kN/m}^3$$

3) 강역설정

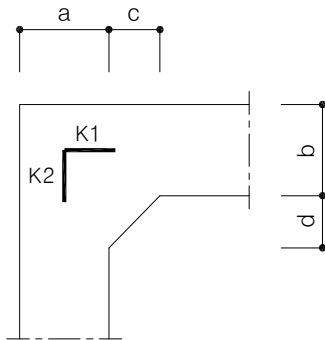
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25°이상 60°미만인 경사진 현치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지

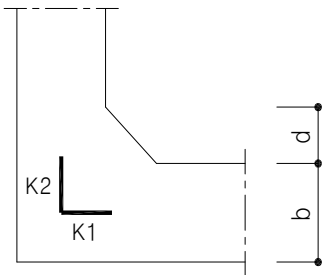
CASE 3 : 현치의 경사가 60° 이상의 경우는 현치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



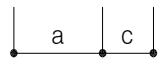
[상부 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ K1 &= 550 \text{ mm} & K2 &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$



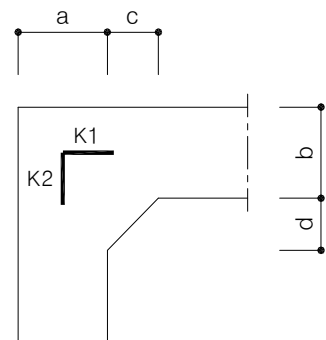
[하부 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1400 \text{ mm} & c &= 0 \text{ mm} \\ b &= 1200 \text{ mm} & d &= 0 \text{ mm} \\ K1 &= 375 \text{ mm} & K2 &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$



[지하1층 중간슬래브 좌측 우각부] [지하2층 중간슬래브 좌측 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & a &= 1400 \text{ mm} \\ b &= 1100 \text{ mm} & b &= 1200 \text{ mm} \\ c &= 500 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ d &= 500 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ k1 &= 500 \text{ mm} & k1 &= 400 \text{ mm} \\ k2 &= 500 \text{ mm} & k2 &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$



[지하1층 중간슬래브 우측 우각부] [지하2층 중간슬래브 우측 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & a &= 1400 \text{ mm} \\ b &= 1100 \text{ mm} & b &= 1200 \text{ mm} \\ c &= 500 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ d &= 500 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ k1 &= 500 \text{ mm} & k1 &= 400 \text{ mm} \\ k2 &= 500 \text{ mm} & k2 &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. 하중조합

--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

$$h \leq 2m \text{ 에 대해서 } \alpha_H = 1.0$$

$$h > 2m \text{ 에 대해서 } \alpha_H = 1.05 - 0.025 h \geq 0.875$$

$$\therefore \alpha_H = 1.000$$

(상 시)

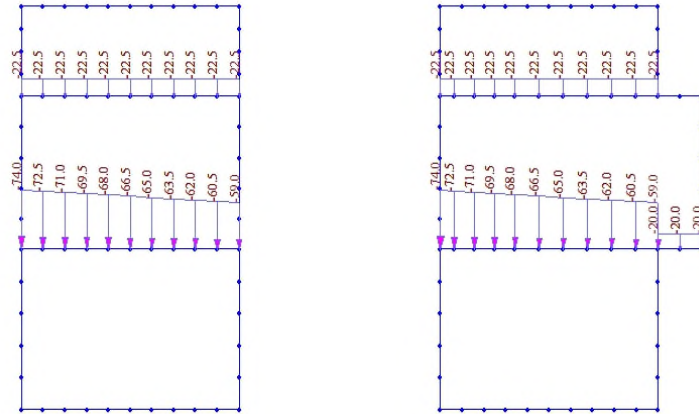
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+ 15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.6	1.6			1.2		
COMB 2		1.2	1.6	1.6	1.6				1.2	
COMB 3		1.2	1							
COMB 4		1.2	1.6	1.6	0.8			1.2		
COMB 5		1.2	1.6	1.6	0.8				1.2	
COMB 6		0.9		0.9	1.6					
COMB 7		0.9		0.9	0.8					
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2		
COMB 9		1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6		1.2	
COMB 10		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8	1.2		
COMB 11		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8		1.2	
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

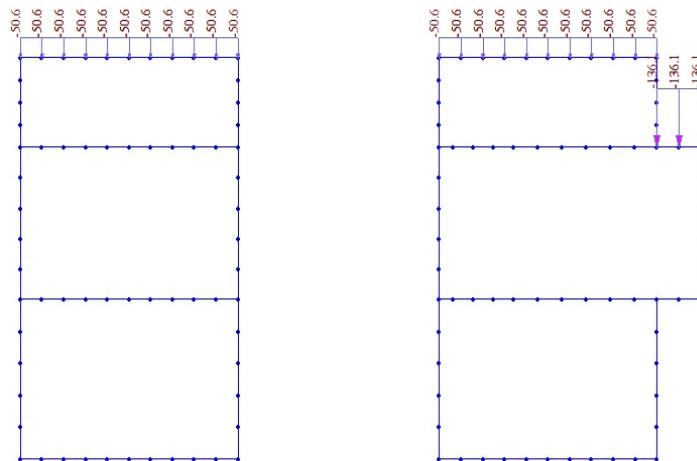
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+ 15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		
COMB 15		1	1	1	1				1	
COMB 16		1	1							
COMB 17		1	1	1	0.5			1		
COMB 18		1	1	1	0.5				1	
COMB 19		0.9		0.9	1					
COMB 20		0.9		0.9	0.5					
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			

7. 하중 재하도

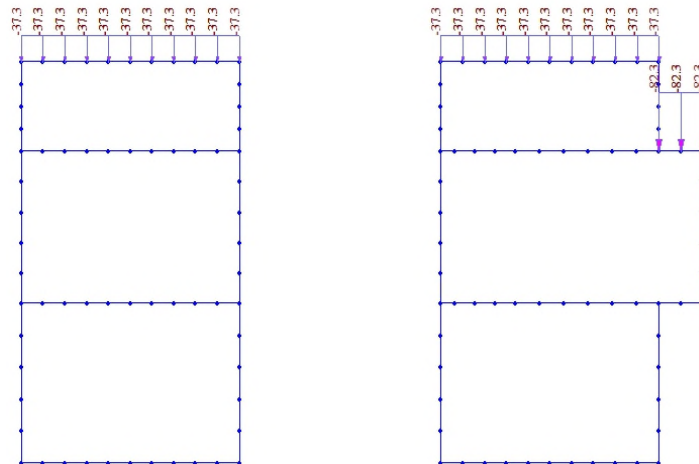
- 1) CASE 1 - 고정하중 : 자중(PROGRAM 내에서 자동고려) 및 2차 고정하중



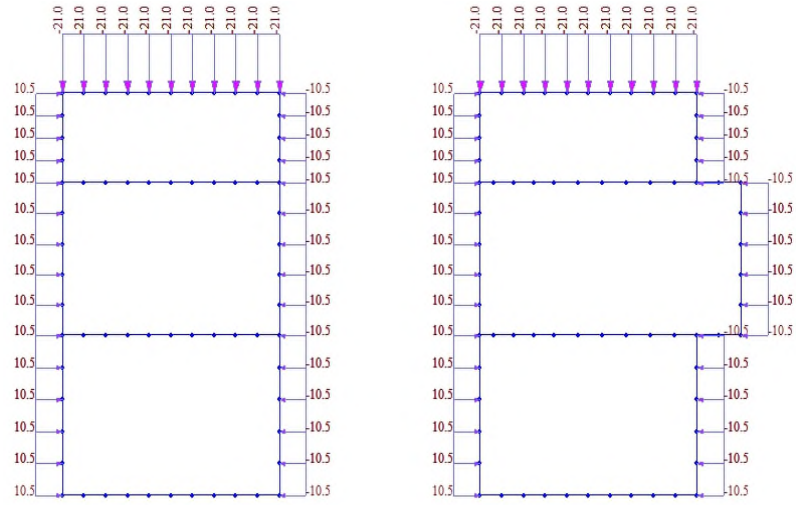
- 2) CASE 2 - 연직토압 (지하수 비고려시)



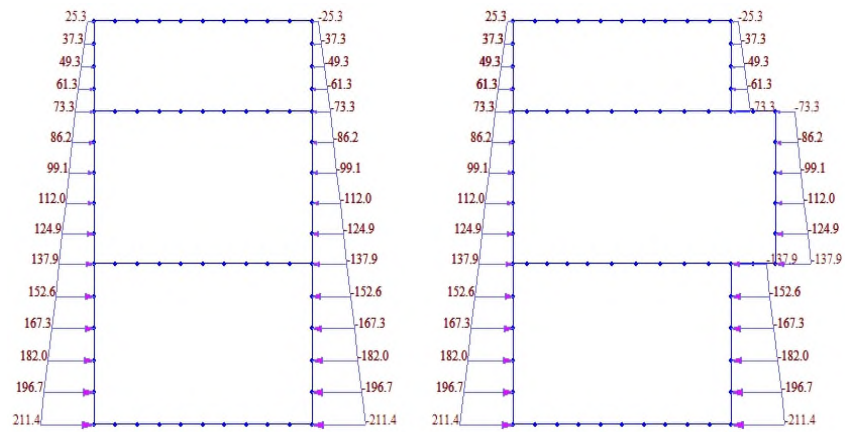
- 3) CASE 3 - 연직토압 (지하수 고려시)



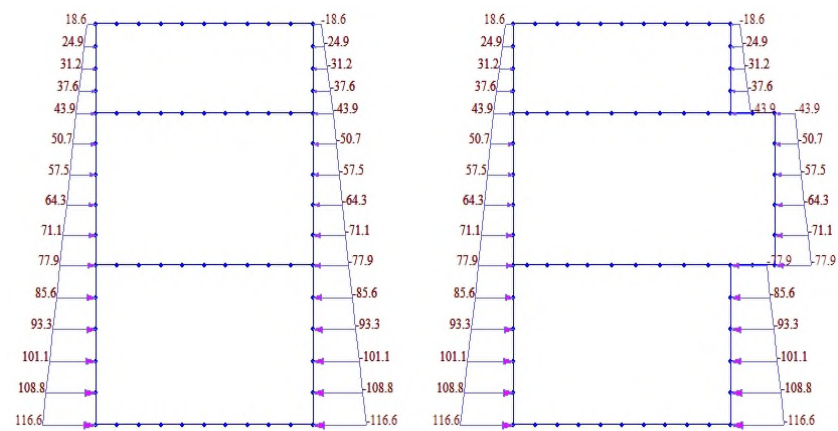
4) CASE 4 - 노면활하중



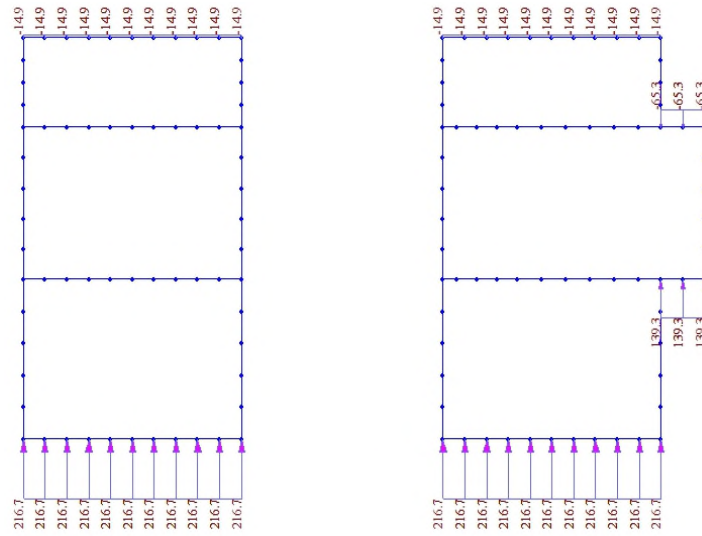
5) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 비교려시)



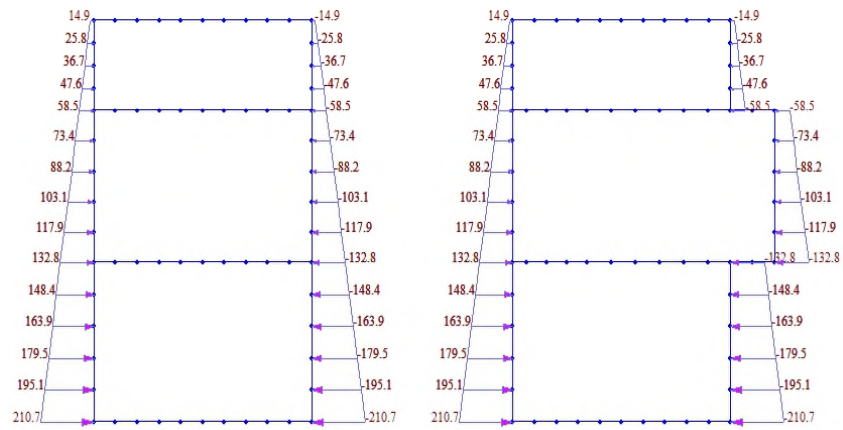
6) CASE 6 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



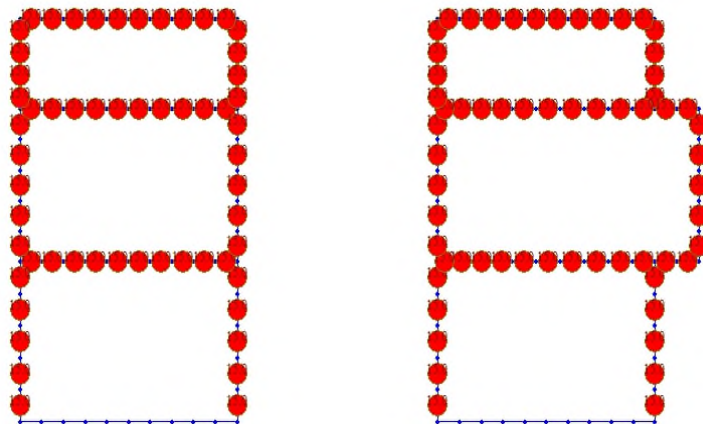
7) CASE 7 - 연직수압



8) CASE 8 - 횡수압



9) CASE 9 - 건조수축



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
 γ_t : 20.0 kN/m³

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(g 값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	50
매립토	5	풍화암	50
퇴적토	20	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

- 상부슬라브의 중심축 위치 : 2.985 m 지하1층 중간슬라브의 중심축 위치 7.535 m
 하부슬라브의 중심축 위치 : 21.472 m 지하2층 중간슬라브의 중심축 위치 14.332 m
 구조물이 위치한 층의 N치 : 50
 구조물 저판폭 : 12.200 m 구조물 길이 : 21.400 m
 구조물 높이 : 19.587 m
 구조물 두께 : (상부슬라브) 1.000 m (측 벽 -1, 2) 1.100 m (측 벽 -3) 1.400 m
 (중간슬라브) 1.100 m (중간슬라브) 1.200 m (하부슬라브) 1.200 m

⑧ 상재토 제원

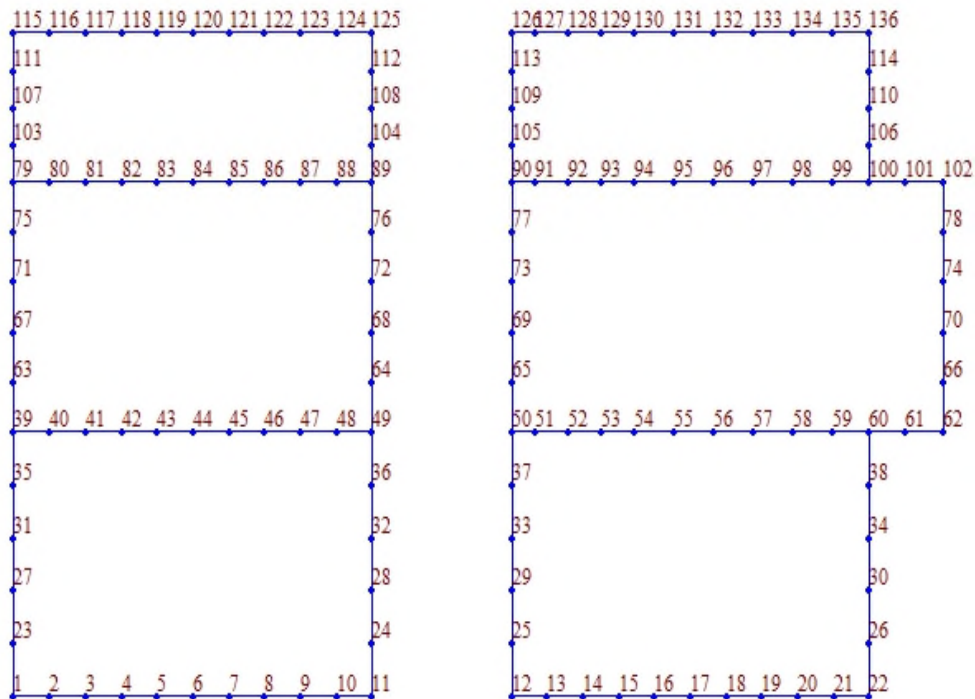
- 포장두께 0.850 m
 입도조정 0.000 m
 보조기층 0.000 m
 동방층 0.000 m
 토사층 1.635 m
 전체토피 2.485 m 내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

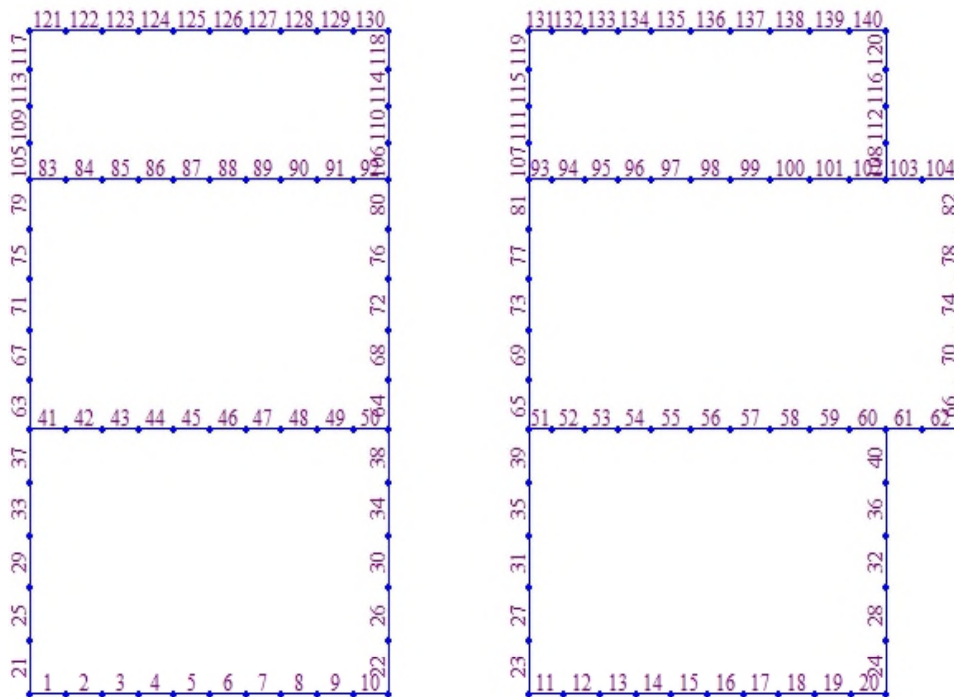
1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 τ 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 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 이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① Node No.



② Element No.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	121 ~ 140
1층 중간 슬래브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	83 ~ 104
2층 중간 슬래브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	41 ~ 62
하 부 슬 래 브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	1 ~ 20
지하1층 벽체	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	105 ~ 120
지하2층 벽체	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	63 ~ 82
지하3층 벽체	1.0	1.400	1.400	0.2286667	27783	21 ~ 40

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 5

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 5^{1/3} = 136.8 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 136.8 = 109.44 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20.0 / 9.81 \times 109.4^2 = 24418.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 24418.0 = 64463.52 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 5^{1/3} = 136.8 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 136.8 = 68.4 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20.0 / 9.81 \times 68.4^2 = 9538.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 9538.0 = 25180.32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(2) 퇴적토 N= 20

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 20^{1/3} = 217.2 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 217.2 = 173.76 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 21.0 / 9.81 \times 173.8^2 = 64632.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 64632.0 = 170628.5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 20^{1/3} = 217.2 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 217.2 = 108.6 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 21.0 / 9.81 \times 108.6^2 = 25247.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 25247.0 = 66652.08 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 294.7 = 235.76 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 23.0 / 9.81 \times 235.8^2 = 130316.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.4) \times 130316.0 = 364884.8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 294.7 = 147.4 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 23.0 / 9.81 \times 147.4^2 = 50939.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.4) \times 50939.0 = 142629.2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.20 \times 21.40)} = 16.158 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 64463.52 = 214878.40 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 214878.40 \times (12.2 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 10807.96 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 10807.96 = 3602.65 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.20 \times 21.40)} = 16.158 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 568761.60 \times (12.2 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 28607.58 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 28607.58 = 9535.86 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(2.00 \times 21.40)} = 6.542 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 64463.52 = 214878.40 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 214878.40 \times (2 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 21293.27 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 21293.27 = 7097.76 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(17.59 \times 21.40)} = 19.400 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 568761.60 \times (17.587 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 24941.30 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 24941.30 = 8313.77 \text{ kN/m}^3$$

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.40 \times 21.40)} = 14.183 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 568761.60 \times (9.4 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 31545.91 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 31545.91 = 10515.30 \text{ kN/m}^3$$

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(115,125, 126, 136) =	10808	x (	1.100	/	2	+	1.080	/	2	) =	11781	kN/m ³
Kvs(115,125, 126, 136) =	3603	x (	1.100	/	2	+	1.080	/	2	) =	3927	kN/m ³
Kv(116~124, 127~135) =	10808	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	11673	kN/m ³
Kvs(116~124, 127~135) =	3603	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	3891	kN/m ³

- 측 벽

Kh(107~114)=	21293	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	21293	kN/m ³
Khs(107~114)=	7098	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	7098	kN/m ³
Kh(103~106)=	24941	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	24941	kN/m ³
Khs(103~106)=	8314	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	8314	kN/m ³
Kh(79, 89, 90)=	24941	x (	1.000	/	2	+	1.360	/	2	) =	29431	kN/m ³
Khs(79, 89, 90)=	8314	x (	1.000	/	2	+	1.360	/	2	) =	9810	kN/m ³
Kh(102)=	24941	x (	1.100	/	2	+	1.360	/	2	) =	30678	kN/m ³
Khs(102)=	8314	x (	1.100	/	2	+	1.360	/	2	) =	10226	kN/m ³
Kh(63~78)=	24941	x (	1.360	/	2	+	1.360	/	2	) =	33920	kN/m ³
Khs(63~78)=	8314	x (	1.360	/	2	+	1.360	/	2	) =	11307	kN/m ³
Kh(39, 49, 50)=	24941	x (	1.360	/	2	+	1.428	/	2	) =	34768	kN/m ³
Khs(39, 49, 50)=	8314	x (	1.360	/	2	+	1.428	/	2	) =	11589	kN/m ³
Kh(62)=	24941	x (	1.360	/	2	+	1.200	/	2	) =	31925	kN/m ³
Khs(62)=	8314	x (	1.360	/	2	+	1.200	/	2	) =	10642	kN/m ³
Kh(23~38)=	24941	x (	1.428	/	2	+	1.428	/	2	) =	35616	kN/m ³
Khs(23~38)=	8314	x (	1.428	/	2	+	1.428	/	2	) =	11872	kN/m ³

- 하부슬래브

Kv(1, 11, 12, 22)=	28608	x (	1.400	/	2	+	1.080	/	2	) =	35473	kN/m ³
Kvs(1, 11, 12, 22)=	9536	x (	1.400	/	2	+	1.080	/	2	) =	11824	kN/m ³
Kv(2~10, 13~21)=	28608	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	30896	kN/m ³
Kvs(2~10, 13~21)=	9536	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	10299	kN/m ³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.20 \times 21.40)} = 16.158 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 25180.32 = 83934.40 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 83934.40 \times (12.2 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 4221.73 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 4221.73 = 1407.24 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.20 \times 21.40)} = 16.158 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 222173.60 \times (12.2 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 11174.89 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 11174.89 = 3724.96 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times H)} = \sqrt{(2.00 \times 21.40)} = 6.542 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 25180.32 = 83934.40 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 83934.40 \times (7.942 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 8317.44 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 8317.44 = 2772.48 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times H)} = \sqrt{(17.59 \times 21.40)} = 19.400 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 222173.60 \times (7.942 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 9742.74 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 9742.74 = 3247.58 \text{ kN/m}^3$$

(5) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.40 \times 21.40)} = 14.183 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 222173.60 \times (9.4 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 12322.68 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 12322.68 = 4107.56 \text{ kN/m}^3$$

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(115,125, 126, 136) =	4222 x (1.100 / 2 + 1.080 / 2) =	4602 kN/m ³
Kvs(115,125, 126, 136) =	1407 x (1.100 / 2 + 1.080 / 2) =	1534 kN/m ³
Kv(116~124, 127~135) =	4222 x (1.080 / 2 + 1.080 / 2) =	4559 kN/m ³
Kvs(116~124, 127~135) =	1407 x (1.080 / 2 + 1.080 / 2) =	1520 kN/m ³

- 측 벽

Kh(107~114)=	8317 x (1.000 / 2 + 1.000 / 2) =	8317 kN/m ³
Khs(107~114)=	2772 x (1.000 / 2 + 1.000 / 2) =	2772 kN/m ³
Kh(103~106)=	9743 x (1.000 / 2 + 1.000 / 2) =	9743 kN/m ³
Khs(103~106)=	3248 x (1.000 / 2 + 1.000 / 2) =	3248 kN/m ³
Kh(79, 89, 90)=	9743 x (1.000 / 2 + 1.360 / 2) =	11496 kN/m ³
Khs(79, 89, 90)=	3248 x (1.000 / 2 + 1.360 / 2) =	3832 kN/m ³
Kh(102)=	9743 x (1.100 / 2 + 1.360 / 2) =	11984 kN/m ³
Khs(102)=	3248 x (1.100 / 2 + 1.360 / 2) =	3995 kN/m ³
Kh(63~78)=	9743 x (1.360 / 2 + 1.360 / 2) =	13250 kN/m ³
Khs(63~78)=	3248 x (1.360 / 2 + 1.360 / 2) =	4417 kN/m ³
Kh(39, 49, 50)=	9743 x (1.360 / 2 + 1.428 / 2) =	13581 kN/m ³
Khs(39, 49, 50)=	3248 x (1.360 / 2 + 1.428 / 2) =	4527 kN/m ³
Kh(62)=	9743 x (1.360 / 2 + 1.200 / 2) =	12471 kN/m ³
Khs(62)=	3248 x (1.360 / 2 + 1.200 / 2) =	4157 kN/m ³
Kh(23~38)=	9743 x (1.428 / 2 + 1.428 / 2) =	13913 kN/m ³
Khs(23~38)=	3248 x (1.428 / 2 + 1.428 / 2) =	4638 kN/m ³

- 하부슬래브

Kv(1, 11, 12, 22)=	11175 x (1.400 / 2 + 1.080 / 2) =	13857 kN/m ³
Kvs(1, 11, 12, 22)=	3725 x (1.400 / 2 + 1.080 / 2) =	4619 kN/m ³
Kv(2~10, 13~21)=	11175 x (1.080 / 2 + 1.080 / 2) =	12069 kN/m ³
Kvs(2~10, 13~21)=	3725 x (1.080 / 2 + 1.080 / 2) =	4023 kN/m ³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ kN/m³	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지		기능수행수준	붕괴방지구준
매립토	4.000	109.438	68.399	19.000	0.146	0.234
퇴적토	23.144	173.723	108.577	19.000	0.533	0.853
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	27.144	164.25	102.656		0.679	1.087

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Tg(sec)	1.25 × 0.679 = 0.849	1.25 × 1.087 = 1.358

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지구준 : h = 0.2

② 보정계수

$$C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Cd	0.800	0.667
VSDi	131.000	68.000

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지구준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G _D	H/Vs	G _D
27.144	164.25 , 102.656	0.16526	35022	0.26442	9437

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	
- $T_g \geq T_s$ 일때, $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g$	
$S_a = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.849} = 0.947$	
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)	
- $T_g \geq T_s$ 일때, $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g$	
$S_a = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.358} = 1.212$	

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$S_v = (T_g / 2\pi) \times S_a$	$S_v = (T_g / 2\pi) \times S_a$
$\frac{0.849 \times 0.947}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.358 \times 1.212}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 2.985 m
- 하부슬래브 심도 = 21.472 m
- 기반암 심도(H) = 27.140 m

① 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.849 \times \cos(\pi \times 2.985 / (2 \times 27.1)) = 0.02169$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.849 \times \cos(\pi \times 21.472 / (2 \times 27.1)) = 0.00710$$

② 붕괴방지 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.358 \times \cos(\pi \times 2.985 / (2 \times 27.1)) = 0.07103$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.358 \times \cos(\pi \times 21.472 / (2 \times 27.1)) = 0.02323$$

$$P_o = K_{sb, top} \times (U(Z_u) - U(Z_b))$$

기능수행수준	
$P_o = 3602.65 \times (0.02169 - 0.00710) = 52.593$	kN/m ²
붕괴방지수준	
$P_o = 1407.24 \times (0.07103 - 0.02323) = 67.26$	kN/m ²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 $U_h(z)$

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \cos \frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		$U_h(z)(m)$	상대변위 D_i	수평토압 $P(kN)$	$U_h(z)(m)$	상대변위 D_i	수평토압 $P(kN)$
q1	2.985	0.0217	0.0139	296.797	0.0710	0.0456	379.568
q2	3.985	0.0214	0.0137	291.362	0.0702	0.0448	372.618
q3	4.985	0.0211	0.0134	284.399	0.0691	0.0437	363.713
q4	5.985	0.0207	0.0130	323.204	0.0678	0.0424	413.354
q5	6.985	0.0202	0.0125	311.556	0.0663	0.0409	398.457
q6	8.345	0.0195	0.0117	293.009	0.0639	0.0385	374.737
q7	9.705	0.0186	0.0109	271.451	0.0610	0.0356	347.166
q8	11.065	0.0177	0.0099	247.015	0.0578	0.0324	315.915
q9	12.425	0.0166	0.0088	219.853	0.0543	0.0289	281.176
q10	13.785	0.0154	0.0076	190.132	0.0503	0.0250	243.165
q11	15.213	0.0140	0.0063	156.373	0.0459	0.0205	199.989
q12	16.641	0.0126	0.0048	120.226	0.0412	0.0158	153.760
q13	18.069	0.0110	0.0033	81.939	0.0361	0.0108	104.793
q14	19.497	0.0094	0.0017	41.772	0.0309	0.0055	53.423
q15	20.925	0.0078	0.0000	0.000	0.0254	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$V_u = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_u}{2 \cdot H} \right) = 6.40$$

$$V_b = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_b}{2 \cdot H} \right) = 42.72$$

$$V_s = \left(\frac{T_u + T_b}{2} \right) = 24.56 \quad \text{벽체}$$

상부슬래브

하부슬래브

② 붕괴방지수준

$$V_u = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_u}{2 \cdot H} \right) = 5.64$$

$$V_b = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_b}{2 \cdot H} \right) = 37.69$$

$$V_s = \left(\frac{T_u + T_b}{2} \right) = 21.67$$

여기서, V_u : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/m²) S_v : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

V_b : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/m²) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

T_u, T_b : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/m²)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력은

- $f_i = A_i \times r_{con'c} \times K_{hu} \times (1 - 0.015 \times Z_i)$
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m³
- $K_{hu}(\text{기능수행수준}) = I \times C_a = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- $K_{hu}(\text{붕괴방지수준}) = I \times C_a = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

- 상부슬래브

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_u &= 1.000 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 2.99) \\ &= 1.770 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_u &= 1.000 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 2.99) \\ &= 4.350 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 하부슬래브

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_b &= 1.200 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.47) \\ &= 1.500 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_b &= 1.200 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.47) \\ &= 3.700 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하1층 측벽

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.100 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 5.24) \\ &= 1.880 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.100 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 5.24) \\ &= 4.610 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하2층 측벽

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.100 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 10.91) \\ &= 1.700 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.100 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 10.91) \\ &= 4.190 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하3층 측벽3

① 기능수행수준

$$f_w = 1.400 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 17.90) \\ = 1.890 \text{ kN/m}$$

② 붕괴방지수준

$$f_w = 1.400 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 17.90) \\ = 4.660 \text{ kN/m}$$

- 지하1층 중간슬래브

① 기능수행수준

$$f_s = 1.100 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 7.54) \\ = 1.800 \text{ kN/m}$$

② 붕괴방지수준

$$f_s = 1.100 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 7.54) \\ = 4.440 \text{ kN/m}$$

- 지하2층 중간슬래브

① 기능수행수준

$$f_s = 1.200 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 14.33) \\ = 1.740 \text{ kN/m}$$

② 붕괴방지수준

$$f_s = 1.200 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 14.33) \\ = 4.290 \text{ kN/m}$$

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

--- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

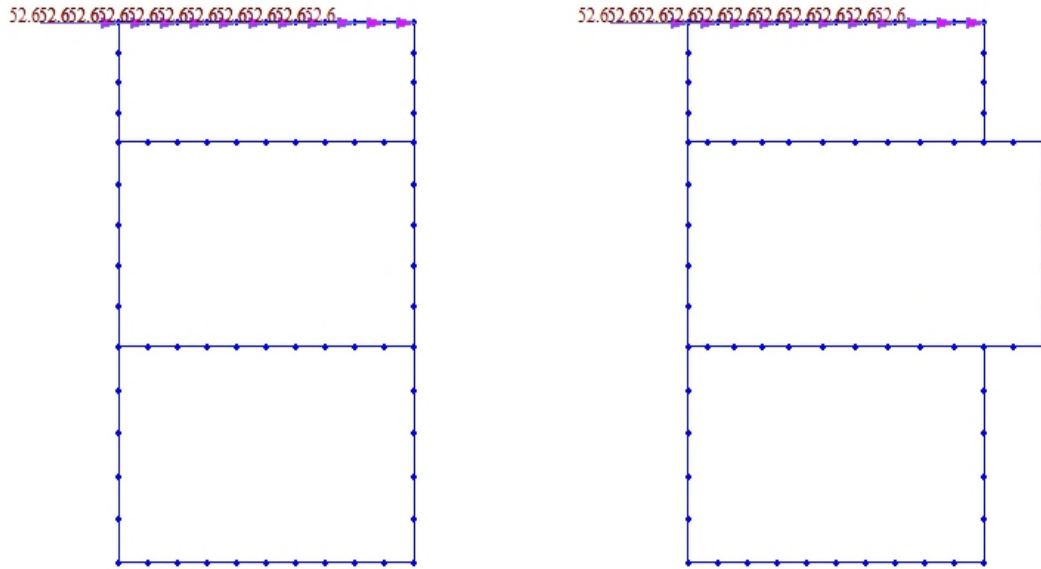
2) 지진시(붕괴방지수준)

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

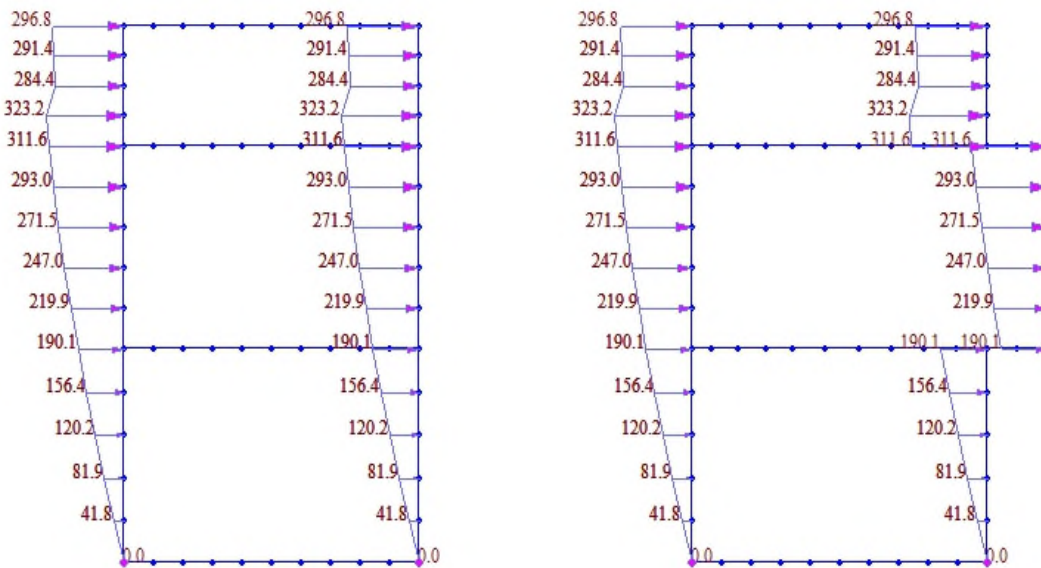
12.2. 하중 재하도 (지진시)

* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

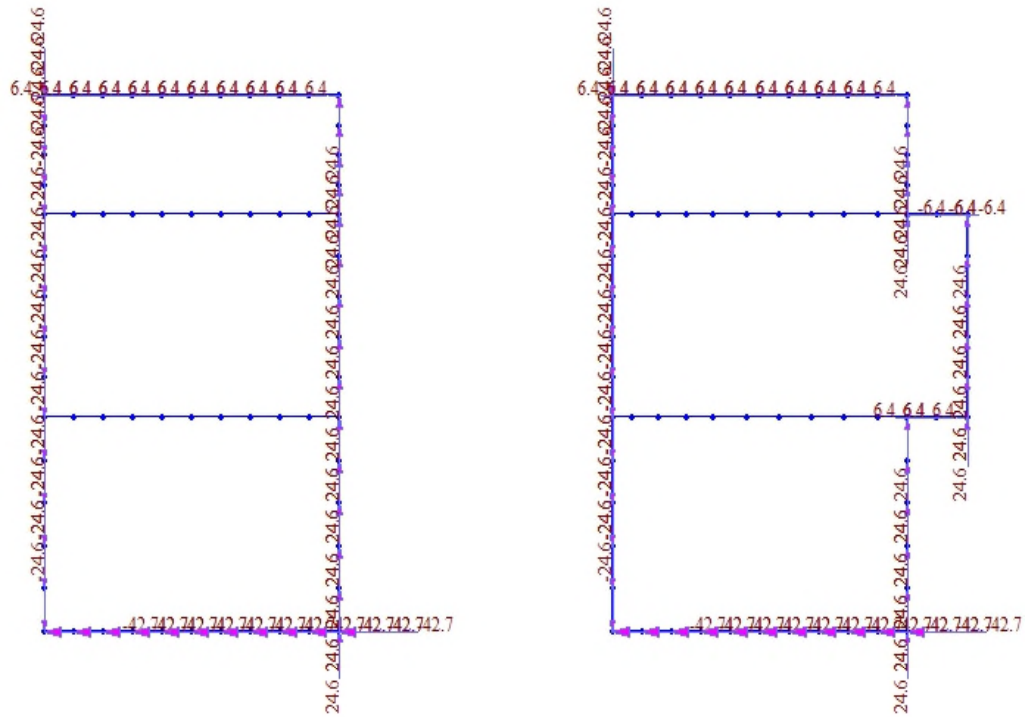
1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



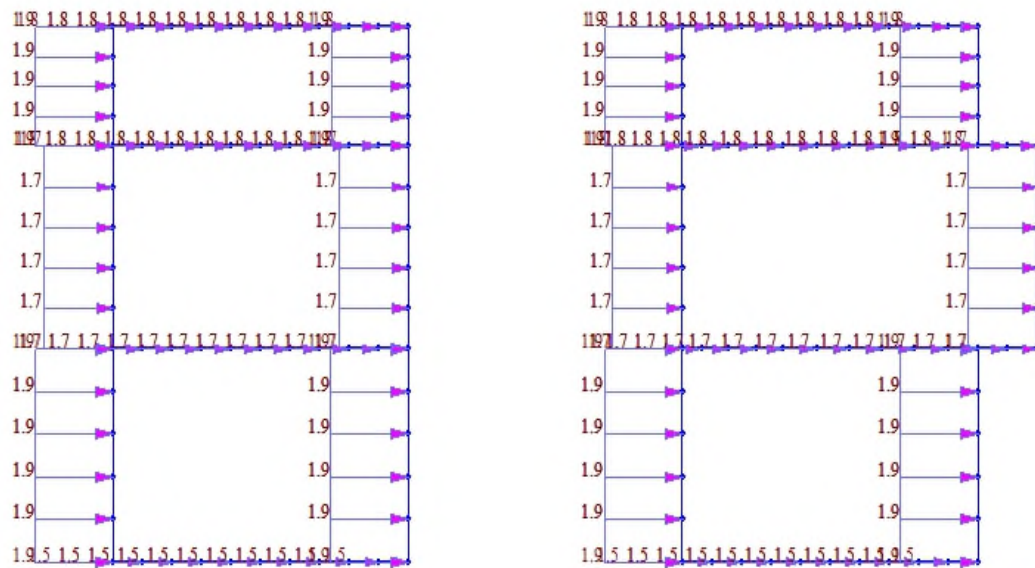
2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



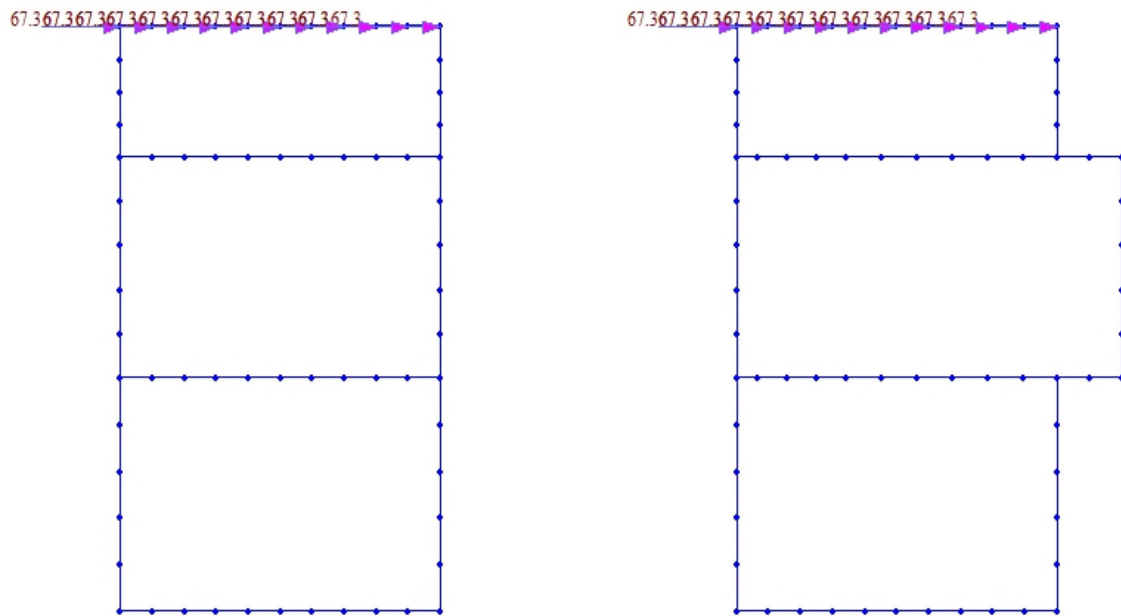
3) CASE 3 - 주변전단력 (기능수행수준)



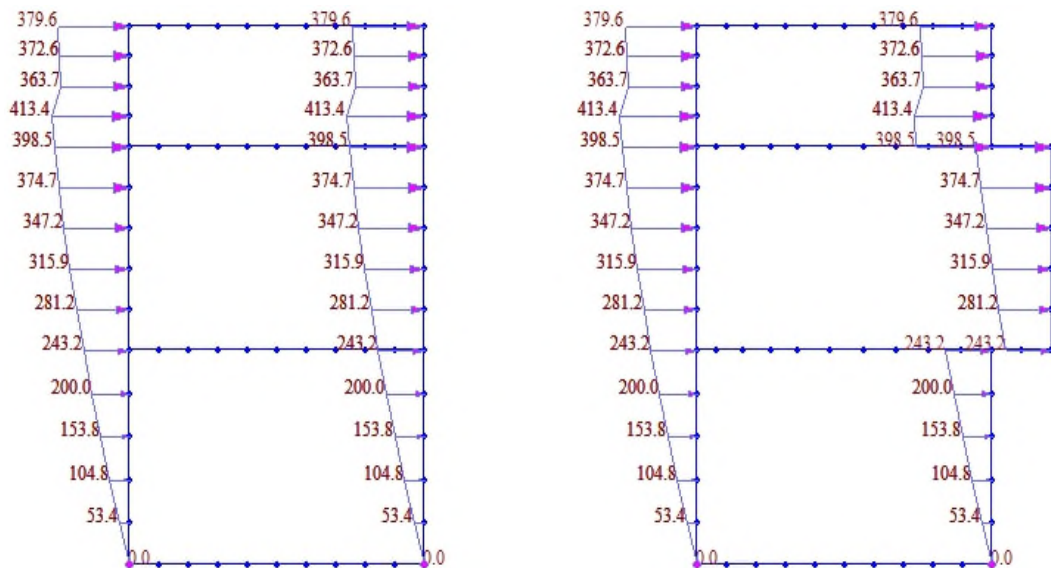
4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



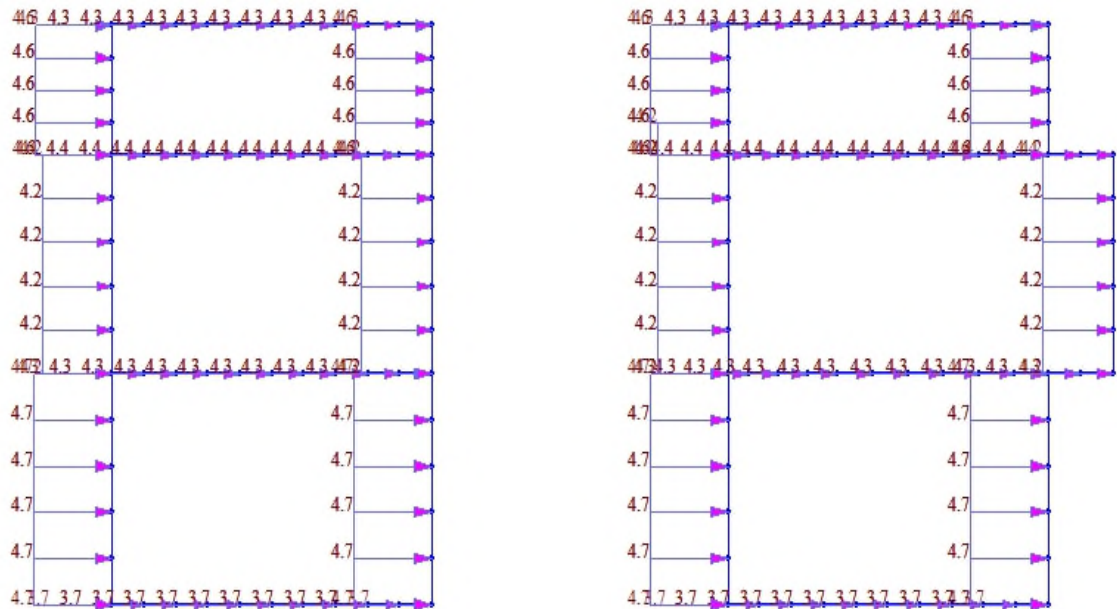
6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



7) CASE 7 - 주변전단력 (붕괴방지수준)



8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



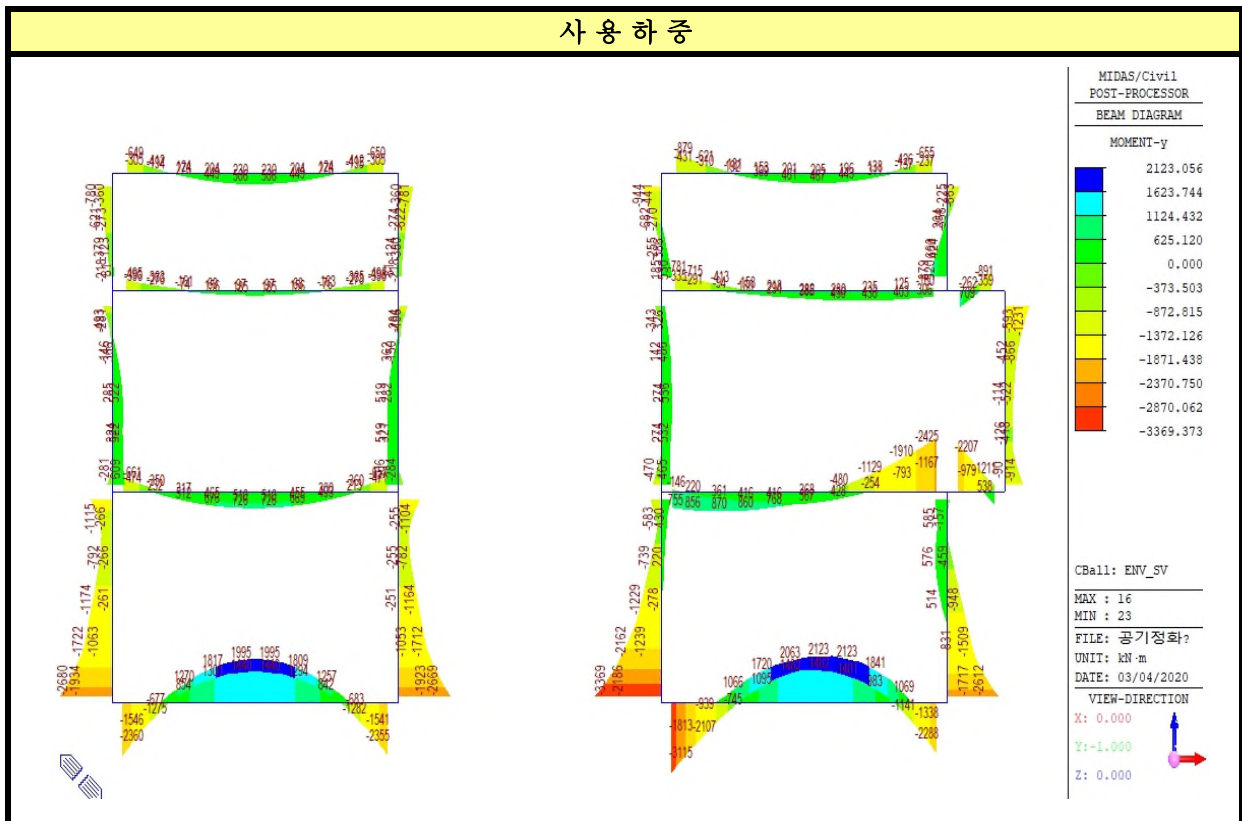
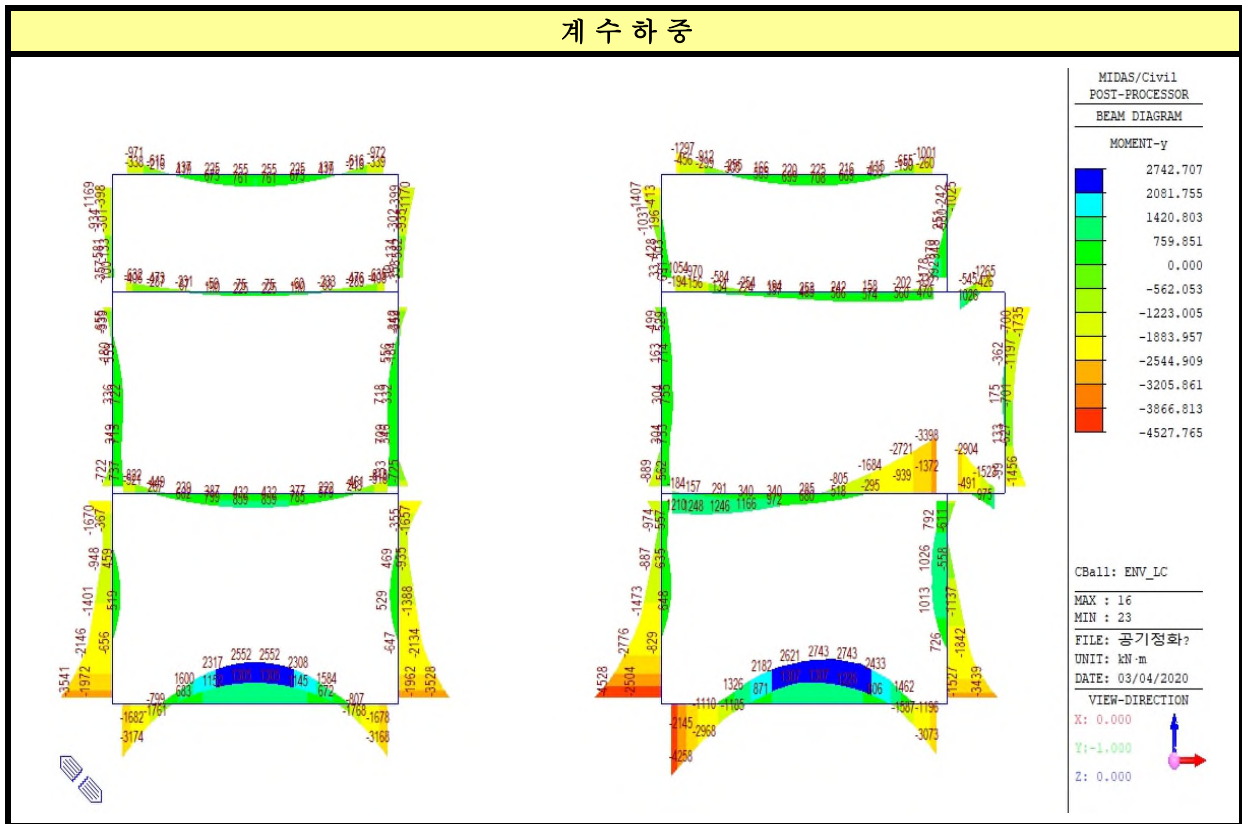
13.1 부재력 집계

부재력		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
부재		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	1296.6	764.7	878.8	860.8	269.3	976.3	271.2	1296.6	764.7	878.8
2	상부슬래브 우측단부	1001.4	710.0	654.9	729.0	251.2	800.5	249.0	1001.4	710.0	654.9
3	상부슬래브 중앙부	760.5	0.081	506.0	585.4	214.2	651.9	215.8	760.5	215.8	506.0
4	지하 1층 중간슬래브 좌측단부	1054.4	426.0	781.2	1459.6	508.2	1696.9	564.2	1696.9	564.2	781.2
5	지하 1층 중간슬래브 우측단부	1264.6	1602.4	890.7	1471.1	623.8	1670.6	644.3	1670.6	1602.4	890.7
6	지하 1층 중간슬래브 중앙부	1025.9	1302.2	708.8	845.8	361.5	1107.4	423.5	1107.4	1302.2	708.8
7	지하 2층 중간슬래브 좌측단부	821.6	589.8	660.5	2665.8	958.1	3243.8	1075.2	3243.8	1075.2	660.5
8	지하 2층 중간슬래브 우측단부	3397.6	2054.3	2424.8	2698.3	936.8	3282.0	1056.4	3397.6	2054.3	2424.8
9	지하 2층 중간슬래브 중앙부	1247.9	50.7	869.7	1293.8	93.5	1877.7	51.7	1877.7	93.5	869.7
10	하부슬래브 좌측단부	4257.9	2149.2	3115.5	2529.9	947.2	3099.9	1019.3	4257.9	2149.2	3115.5
11	하부슬래브 우측단부	3167.7	2407.7	2355.4	2810.3	1087.1	3516.0	1175.6	3516.0	2407.7	2355.4
12	하부슬래브 중앙부	2742.7	268.5	2123.1	1172.0	519.9	1656.2	811.7	2742.7	811.7	2123.1
13	지하 1층 좌측벽체 상단부	1407.3	820.6	944.0	884.8	600.2	1005.6	565.4	1407.3	820.6	944.0
14	지하 1층 좌측벽체 중앙부	690.9	494.1	530.2	397.4	397.8	400.7	380.8	690.9	494.1	530.2
15	지하 1층 좌측벽체 하단부	357.0	538.3	217.6	143.0	341.8	100.1	353.1	357.0	538.3	217.6
16	지하 2층 좌측벽체 상단부	655.4	782.8	492.5	1246.8	774.5	1532.0	300.6	1532.0	782.8	492.5
17	지하 2층 좌측벽체 중앙부	754.7	252.8	609.1	919.2	379.3	1198.2	490.4	1198.2	490.4	609.1
18	지하 2층 좌측벽체 하단부	889.2	934.3	469.6	720.8	704.0	894.0	798.0	894.0	934.3	469.6
19	지하 3층 좌측벽체 상단부	1669.9	1216.8	1115.1	2200.8	903.1	2626.9	993.6	2626.9	1216.8	1115.1
20	지하 3층 좌측벽체 중앙부	648.5	413.0	429.7	908.8	161.3	1344.8	339.0	1344.8	413.0	429.7
21	지하 3층 좌측벽체 하단부	4527.8	2106.4	3369.4	2599.1	1161.7	3156.6	1315.9	4527.8	2106.4	3369.4
22	지하 1층 우측벽체 상단부	1170.2	840.8	780.6	755.9	720.8	826.3	713.2	1170.2	840.8	780.6
23	지하 1층 우측벽체 중앙부	1177.5	53.1	879.4	897.4	103.2	874.4	385.9	1177.5	385.9	879.4
24	지하 1층 우측벽체 하단부	357.9	632.4	218.3	178.1	468.8	155.0	481.7	357.9	632.4	218.3
25	지하 2층 우측벽체 상단부	1735.4	782.8	1231.2	1262.1	776.9	1517.3	801.3	1735.4	801.3	1231.2
26	지하 2층 우측벽체 중앙부	732.7	909.0	605.8	1295.6	85.7	1074.6	794.2	1295.6	909.0	605.8
27	지하 2층 우측벽체 하단부	1456.3	934.3	913.7	955.5	781.4	1226.6	883.9	1456.3	934.3	913.7
28	지하 3층 우측벽체 상단부	1657.1	1216.8	1104.4	2218.6	906.2	2644.2	996.4	2644.2	1216.8	1104.4
29	지하 3층 우측벽체 중앙부	1026.0	423.3	585.1	1295.6	85.7	1925.4	284.2	1925.4	423.3	585.1
30	지하 3층 우측벽체 하단부	3528.5	2106.5	2669.2	2902.3	1324.7	3592.8	1539.6	3592.8	2106.5	2669.2

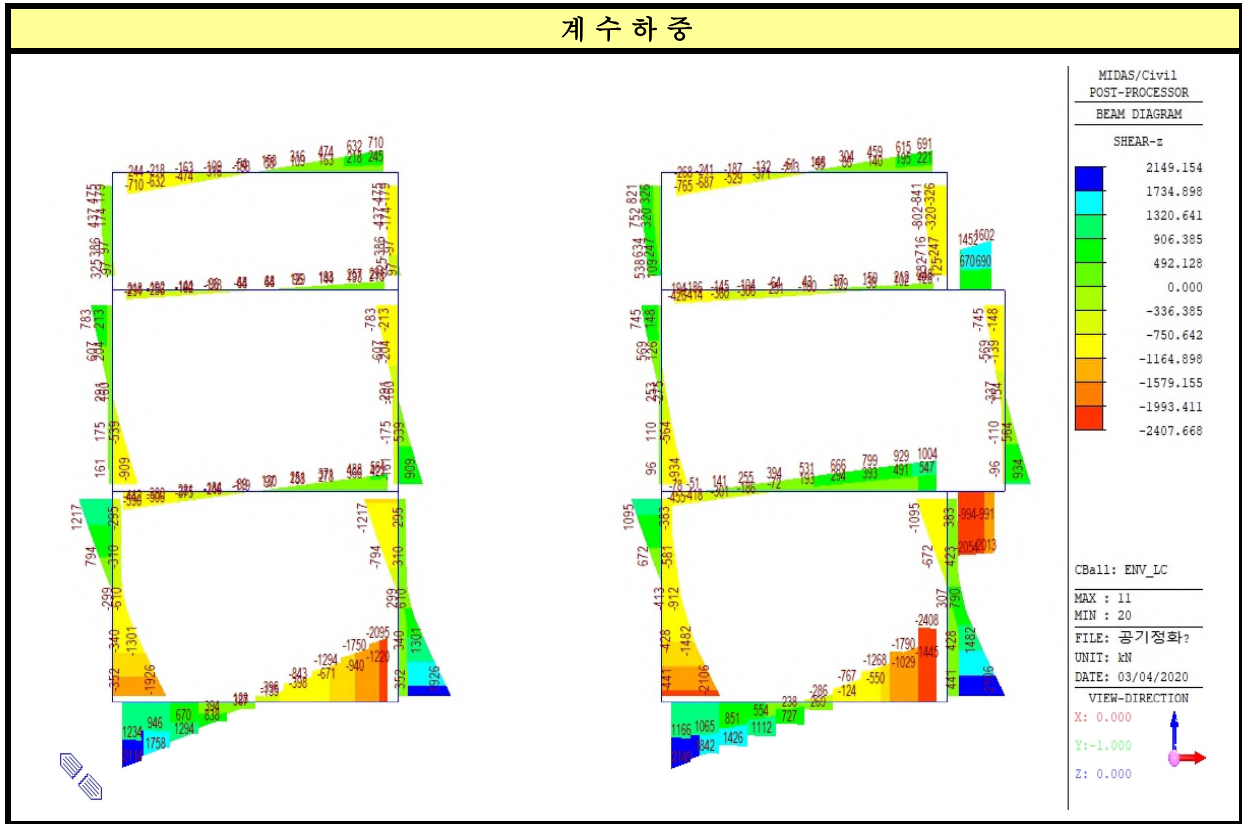
14. 단면력도

1) 상시

- 모멘트도

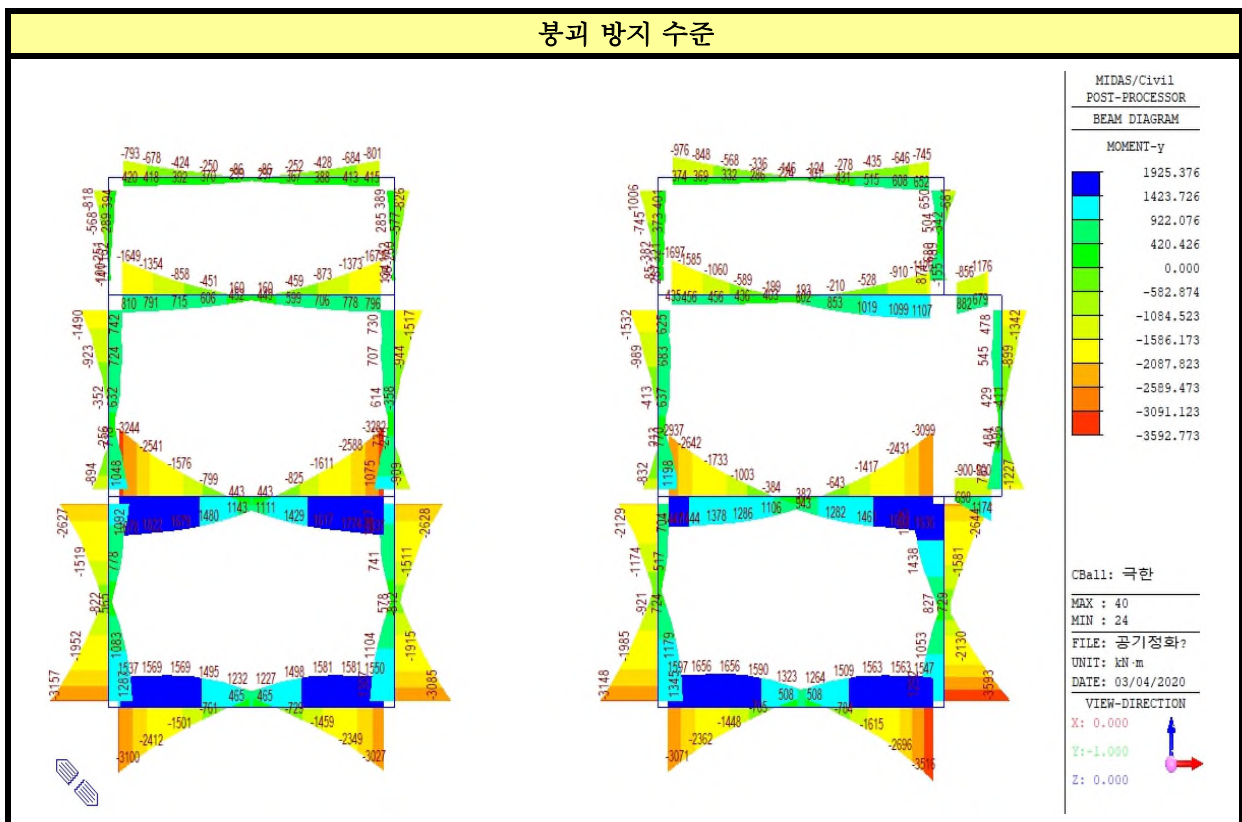
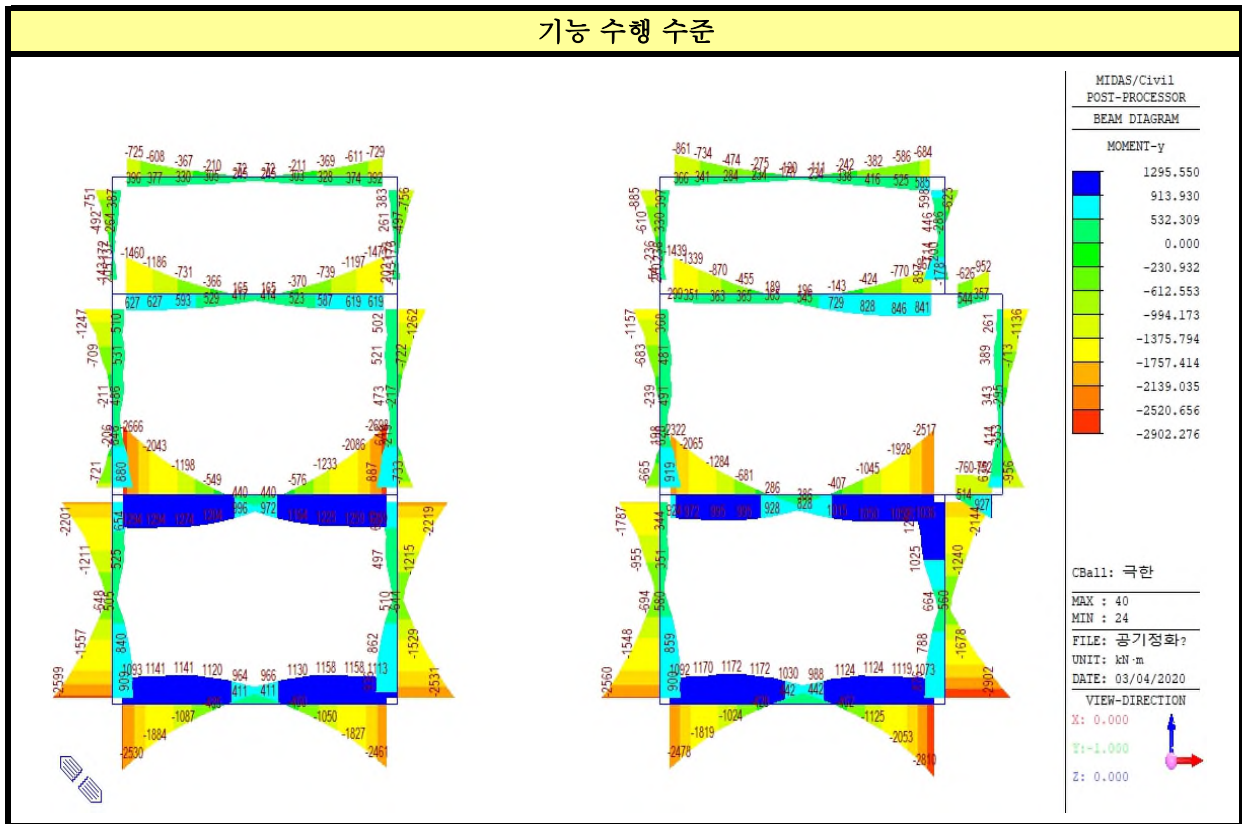


- 전단력도

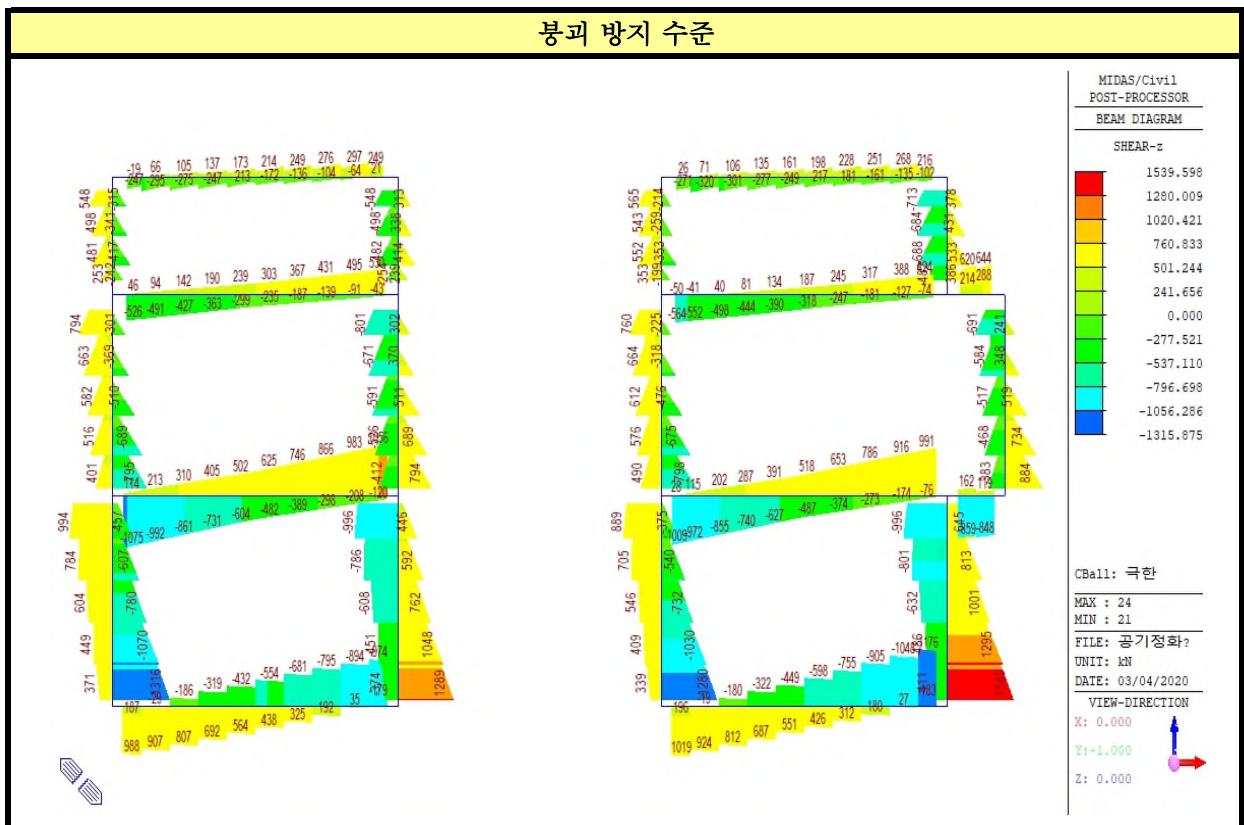
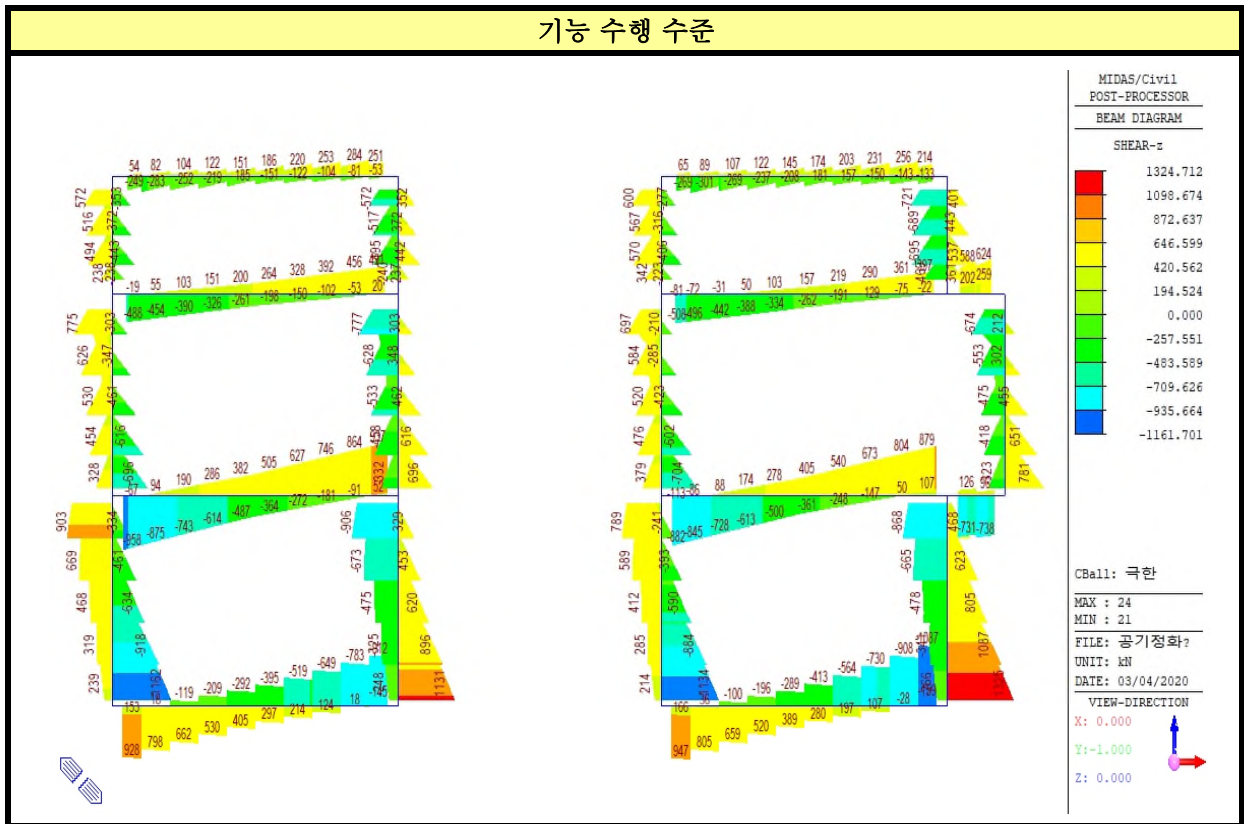


2) 지진시

- 모멘트도



- 전단력도



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 = 100 cm	
· Mu = 1296.562 kN.m	· Vu = 764.676 kN	· M = 878.776 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 44.591 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00495] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 59.455 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 51.392 cm ²	[p = 0.00571]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0226 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1494.34 \text{ kN.m} > M_u = 1296.56 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 764.68 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 764.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.001 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 1.001 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 456.12 = 1040.69 \text{ kN} > V_u = 764.68 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.15 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.36 \end{aligned}$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00571 + \sqrt{[2 \times 0.041 + 0.041^2]} = 0.249 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.249 / 3 = 0.917 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 878.78 \times 1000 / [51.392 \times 90.0 \times 0.917] = 207.19 \text{ MPa} \\ s &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 207.2) - 2.5 \times 85.5 = 166 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 207.2) = 304 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1001.372 kN.m	· Vu = 710.024 kN	· M = 654.898 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 34.439 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00383] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 45.919 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 51.392 cm ²	[p = 0.00571]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0226 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 1001.37 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 710.02 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 710.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.697 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.697 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 456.12 = 1040.69 \text{ kN} > V_u = 710.02 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.49 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.47 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00571 + \sqrt{[2 \times 0.041 + 0.041^2]} = 0.249 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.249 / 3 = 0.917 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 654.90 \times 1000 / [51.392 \times 90.0 \times 0.917] = 154.41 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 154.4) - 2.5 \times 85.5 = 296 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 154.4) = 408 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 760.538 kN.m	· Vu = 215.813 kN	· M = 505.995 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 92.0 cm	· 전단력 d = 92.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required As} &= \text{Mu} / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 25.166 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00274] \\ a &= (\text{As} \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = (3,575 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 6.23 \text{ cm} \\ P_{\min 1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 32.200 \text{ cm}^2 \\ P_{\min 2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN As} = 29.900 \text{ cm}^2 \\ P_{\min 3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN As} = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 As}] \\ P_{\min} &= \max(P_{\min 1}, P_{\min 2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 32.200 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 33.555 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As = MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 250 = 15.484 cm ²	[4.0 EA/m]
	H 25 @ 250 = 20.268 cm ²	[4.0 EA/m]
	TOTAL = 35.752 cm ²	[p = 0.003886]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= \text{As} \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.231 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 7.331 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0346 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1080.45 \text{ kN.m} > M_u = 760.54 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 597.56 \text{ kN} > V_u = 215.81 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 298.78 \text{ kN} > V_u = 215.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.003886 + \sqrt{[2 \times 0.028 + 0.028^2]} = 0.21 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.21 / 3 = 0.93 \\ f_s &= M / [\text{As} \cdot d \cdot j] \\ &= 506.00 \times 1000 / [35.752 \times 92.0 \times 0.93] = 165.42 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 165.4) - 2.5 \times 69 = 304 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 165.4) = 381 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.4 지하 1층 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1696.915 kN.m	· Vu = 564.215 kN	· M = 781.156 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 95.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 59.469 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00626] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 30.875 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 79.292 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 127.072 cm ²	[p = 0.013376]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0085 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 3625.98 \text{ kN.m} > M_u = 1696.92 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} > V_u = 564.22 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 564.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 564.22 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.14 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.90 \end{aligned}$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.013376 + \sqrt{[2 \times 0.096 + 0.096^2]} = 0.353 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.353 / 3 = 0.882 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 781.16 \times 1000 / [127.072 \times 95.0 \times 0.882] = 73.37 \text{ MPa} \\ s &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 73.37) - 2.5 \times 84 = 863 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 73.37) = 859 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.5 지하 1층 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· $f_{ck} = 27.0$ MPa	· $f_y = 400.0$ MPa	· 부재 = 슬라브
· $B = 100$ cm	· $H = 110$ cm	
· $M_u = 1670.578$ kN.m	· $V_u = 1602.393$ kN	· $M = 890.730$ kN.m
· $\Phi_f = 0.85$	· $\Phi_v = 0.75$	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 95.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 58.546 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00616] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 30.875 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 78.061 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore P_{min} < P < P_{max}$ CASE $\Rightarrow A_s = \text{Req. } A_s$ 이상배근

$\therefore \text{USE } A_s =$	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.013376]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (ϵ_t) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0085 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 3625.98 \text{ kN.m} > M_u = 1670.58 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 1602.39 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 1602.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

[$\therefore$ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] $\therefore$ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 4.764 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 4.764 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 1602.39 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.17 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.37 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.013376 + \sqrt{[2 \times 0.096 + 0.096^2]} = 0.353 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.353 / 3 = 0.882 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 890.73 \times 1000 / [127.072 \times 95.0 \times 0.882] = 83.66 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 83.66) - 2.5 \times 84 = 731 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 83.66) = 753 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.6 지하 1층 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1107.408 kN.m	· Vu = 1302.218 kN	· M = 708.772 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 97.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 37.906 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00391] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.525 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 50.541 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.0131]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0087 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 3712.39 \text{ kN.m} > M_u = 1107.41 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} < V_u = 1302.22 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 1302.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

9.3.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.0131 + \sqrt{[2 \times 0.094 + 0.094^2]} = 0.35 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.35 / 3 = 0.883 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 708.77 \times 1000 / [127.072 \times 97.0 \times 0.883] = 65.12 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 65.12) - 2.5 \times 64 = 1049 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 65.12) = 967 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.7 지하 2층 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 3243.751 kN.m	· Vu = 1075.220 kN	· M = 660.529 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 105.0 cm	· 전단력 d = 110.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 101.575 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00967] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 34.125 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 135.433 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 127.072 cm ²	[p = 0.012102]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0097 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4058.02 \text{ kN.m} > M_u = 3243.75 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\cdot \Phi_v V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 714.47 \text{ kN} < V_u = 1075.22 \text{ kN}$$

$$\cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c = 357.24 \text{ kN} < V_u = 1075.22 \text{ kN}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\cdot \text{전단철근 간격 } s = 15.00 \text{ cm}$$

$$\cdot \text{Req. } A_v \left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow [\text{최소전단철근}] \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.640 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow [\text{소요전단철근}] \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = H \ 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.640 \text{ cm}^2 \text{ O.K}$$

$$\cdot \Phi_v V_n = \Phi_v V_c + \Phi_v V_s = 714.47 + 1703.24 = 2417.71 \text{ kN} > V_u = 1075.22 \text{ kN}$$

$$R_m = M_d / M_u = 1.25 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.25$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$k = -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ = -7.2 \times 0.012102 + \sqrt{[2 \times 0.087 + 0.087^2]} = 0.339$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.339 / 3 = 0.887$$

$$f_s = M / [A_s \cdot d \cdot j] = 660.53 \times 1000 / [127.072 \times 105.0 \times 0.887] = 55.81 \text{ MPa}$$

$$s = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 55.81) - 2.5 \times 84 = 1201 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

$$s = 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 55.81) = 1129 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

15.8 지하 2층 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 3397.636 kN.m	· Vu = 2054.275 kN	· M = 2424.781 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 105.0 cm	· 전단력 d = 110.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 106.394 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01013] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 34.125 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 141.859 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 127.072 cm ²	[p = 0.012102]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0097 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4058.02 \text{ kN.m} > M_u = 3397.64 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 714.47 \text{ kN} < V_u = 2054.28 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 357.24 \text{ kN} < V_u = 2054.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] \end{array} \right] = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \left[\begin{array}{l} \text{최소전단철근} \\ \text{소요전단철근} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 6.090 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 714.47 + 1703.24 = 2417.71 \text{ kN} > V_u = 2054.28 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.19 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.18 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.012102 + \sqrt{[2 \times 0.087 + 0.087^2]} = 0.339 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.339 / 3 = 0.887 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 2424.78 \times 1000 / [127.072 \times 105.0 \times 0.887] = 204.88 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 204.9) - 2.5 \times 84 = 174 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 204.9) = 307 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.9 지하 2층 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 1877.725 kN.m	· Vu = 93.526 kN	· M = 869.671 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 107.0 cm	· 전단력 d = 112.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 57.573 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00538] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 37.450 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 34.775 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 37.450 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 76.764 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	127.072 cm ²	[p = 0.011876]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0099 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4144.43 \text{ kN.m} > M_u = 1877.73 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\cdot \Phi_v V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 727.46 \text{ kN} > V_u = 93.53 \text{ kN}$$

$$\cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c = 363.73 \text{ kN} > V_u = 93.53 \text{ kN}$$

【∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함】 ∴ 최소전단철근 불필요

$$\cdot \text{전단철근 간격 } s = 30.00$$

$$\cdot \text{Req. } A_v \left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{☞ [최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{☞ [소요전단철근]} \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = H \ 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K}$$

$$\cdot \Phi_v V_n = \Phi_v V_c + \Phi_v V_s = 727.46 + 867.10 = 1594.56 \text{ kN} > V_u = 93.53 \text{ kN}$$

$$R_m = M_d / M_u = 2.21 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 17.05$$

9.3.2 철근의 응력 산정

$$k = -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ = -7.2 \times 0.011876 + \sqrt{[2 \times 0.086 + 0.086^2]} = 0.337$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.337 / 3 = 0.888$$

$$f_s = M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ = 869.67 \times 1000 / [127.072 \times 107.0 \times 0.888] = 72.03 \text{ MPa}$$

$$s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ = 375 \times (210 / 72.03) - 2.5 \times 64 = 933 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \times (210 / f_s) \\ = 300 \times (210 / 72.03) = 875 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

15.10 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 4257.900 kN.m	· Vu = 2149.154 kN	· M = 3115.477 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 105.0 cm	· 전단력 d = 110.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 140.003 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01333] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 34.125 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 36.750 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 186.671 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.016997]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0060 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 5427.47 \text{ kN.m} > M_u = 4257.90 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 714.47 \text{ kN} < V_u = 2149.15 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 357.24 \text{ kN} < V_u = 2149.15 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\cdot \text{전단철근 간격 } s = 15.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{Req. } A_v &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 6.521 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{[소요전단철근]} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = H \text{ 22 } \times \text{ 2.0 EA/m } = 7.742 \text{ cm}^2 > 6.521 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 714.47 + 1703.24 = 2417.71 \text{ kN} > V_u = 2149.15 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.27 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.12 \end{aligned}$$

15.4.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.016997 + \sqrt{[2 \times 0.122 + 0.122^2]} = 0.387 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.387 / 3 = 0.871$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 3115.48 \times 1000 / [178.464 \times 105.0 \times 0.871] = 190.88 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 190.9) - 2.5 \times 84 = 203 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 190.9) = 330 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.11 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 3515.989 kN.m	· Vu = 2407.668 kN	· M = 2355.386 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 105.0 cm	· 전단력 d = 110.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required As} &= \text{Mu} / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 115.608 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01101] \\ a &= (\text{As} \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{\min 1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 36.750 \text{ cm}^2 \\ P_{\min 2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN As} = 34.125 \text{ cm}^2 \\ P_{\min 3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN As} = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 As}] \\ P_{\min} &= \max(P_{\min 1}, P_{\min 2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 36.750 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 154.144 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.016997]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= \text{As} \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0060 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 5427.47 \text{ kN.m} > M_u = 3515.99 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 714.47 \text{ kN} < V_u = 2407.67 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 357.24 \text{ kN} < V_u = 2407.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\cdot \text{전단철근 간격} s = 15.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{Req. Av} &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 7.696 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE Av} = H \text{ 22 } \times \text{ 2.0 EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 7.696 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 714.47 + 1703.24 = 2417.71 \text{ kN} > V_u = 2407.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_m = M_d / M_u = 1.54 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.00$$

15.5.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.016997 + \sqrt{[2 \times 0.122 + 0.122^2]} = 0.387 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.387 / 3 = 0.871$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [\text{As} \cdot d \cdot j] \\ &= 2355.39 \times 1000 / [178.464 \times 105.0 \times 0.871] = 144.31 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 144.3) - 2.5 \times 84 = 336 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 144.3) = 437 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.12 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 120 cm	
· Mu = 2742.707 kN.m	· Vu = 811.718 kN	· M = 2123.056 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 107.0 cm	· 전단력 d = 107.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 82.373 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00770] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (10,407 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 18.14 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 37.450 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 34.775 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.375 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 37.450 \text{ cm}^2 > 14.375 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 109.831 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 25 @ 125 = 40.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL = 104.072 cm ²	[p = 0.009726]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 18.139 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 21.34 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0127 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3465.22 kN.m > Mu = 2742.71 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 694.99 \text{ kN} < V_u = 811.72 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 347.50 \text{ kN} < V_u = 811.72 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.091 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.091 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 694.99 + 828.39 = 1523.38 \text{ kN} > V_u = 811.72 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.26 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.88 \end{aligned}$$

15.6.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.009726 + \sqrt{[2 \times 0.07 + 0.07^2]} = 0.311 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.311 / 3 = 0.896 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 2123.06 \times 1000 / [104.072 \times 107.0 \times 0.896] = 212.78 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 212.8) - 2.5 \times 64 = 210 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 212.8) = 296 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.13 지하 1층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1407.261 kN.m	· Vu = 820.597 kN	· M = 943.961 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 43.331 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00433] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 57.775 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 51.392 cm ²	[p = 0.005139]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0255 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1669.07 kN.m > Mu = 1407.26 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 820.60 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 820.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{0.855 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.855 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 649.52 + 506.80 = 1156.32 \text{ kN} > V_u = 820.60 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.19 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.41 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 8.0 = 25000.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.005139 + \sqrt{[2 \times 0.037 + 0.037^2]} = 0.238 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.238 / 3 = 0.921 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 943.96 \times 1000 / [51.392 \times 100.0 \times 0.921] = 199.43 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 199.4) - 2.5 \times 85.5 = 181 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 199.4) = 316 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.14 지하 1층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 690.887 kN.m	· Vu = 494.077 kN	· M = 530.219 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 102.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 20.637 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00202] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (4,054 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 7.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.150 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 27.516 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ 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 = 0.003974]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 7.065 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 8.312 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0338 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1357.10 \text{ kN.m} > M_u = 690.89 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} > V_u = 494.08 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 494.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s}{f_y} = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ &= \frac{V_s s}{[\Phi_v f_y d]} = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 258.47 = 920.98 \text{ kN} > V_u = 494.08 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.96 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.86 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.003974 + \sqrt{[2 \times 0.029 + 0.029^2]} = 0.212 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.212 / 3 = 0.929$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 530.22 \times 1000 / [40.536 \times 102.0 \times 0.929] = 138.04 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 138) - 2.5 \times 67.5 = 402 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 138) = 456 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.15 지하 1층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 356.975 kN.m	· Vu = 538.266 kN	· M = 217.605 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 10.992 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00110] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.656 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As = MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	51.392 cm ²	[p = 0.005139]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0255 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1669.07 kN.m > Mu = 356.98 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} > V_u = 538.27 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 538.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s}{f_y} = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ &= \frac{V_s s}{[\Phi_v f_y d]} = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \cdot \\ &= 649.52 + 506.80 = 1156.32 \text{ kN} > V_u = 538.27 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 4.68 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.15 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.005139 + \sqrt{[2 \times 0.037 + 0.037^2]} = 0.238 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.238 / 3 = 0.921$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 217.61 \times 1000 / [51.392 \times 100.0 \times 0.921] = 45.97 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 45.97) - 2.5 \times 85.5 = 1499 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 45.97) = 1370 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.16 지하 2층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1531.972 kN.m	· Vu = 782.791 kN	· M = 492.525 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 95.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 53.688 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00565] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 30.875 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 71.584 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.013376]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0085 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 1531.97 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 782.79 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 782.79 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.666 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.666 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 782.79 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.37 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.81 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 16.0 = 12500.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\therefore n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.013376 + \sqrt{[2 \times 0.096 + 0.096^2]} = 0.353 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.353 / 3 = 0.882 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 492.53 \times 1000 / [127.072 \times 95.0 \times 0.882] = 46.26 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 46.26) - 2.5 \times 84 = 1492 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 46.26) = 1362 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.17 지하 2층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1198.239 kN.m	· Vu = 490.429 kN	· M = 609.114 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 97.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 40.028 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00413] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (10,278 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 17.91 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.525 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 53.371 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 102.784 cm ²	[p = 0.010596]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 17.914 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 21.075 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0115 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3076.80 kN.m > Mu = 1198.24 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} > V_u = 490.43 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 490.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 789.68 = 1452.19 \text{ kN} > V_u = 490.43 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.57 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.96 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010596 + \sqrt{[2 \times 0.076 + 0.076^2]} = 0.322 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.322 / 3 = 0.893 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 609.11 \times 1000 / [102.784 \times 97.0 \times 0.893] = 68.41 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 68.41) - 2.5 \times 65.5 = 987 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 68.41) = 921 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.18 지하 2층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 893.953 kN.m	· Vu = 934.279 kN	· M = 469.566 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 95.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 31.329 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00330] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 30.875 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.250 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 41.772 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.013376]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0085 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 3625.98 \text{ kN.m} > M_u = 893.95 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 934.28 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 934.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.424 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.424 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 934.28 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 4.06 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.35 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.013376 + \sqrt{[2 \times 0.096 + 0.096^2]} = 0.353 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.353 / 3 = 0.882 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 469.57 \times 1000 / [127.072 \times 95.0 \times 0.882] = 44.1 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 44.1) - 2.5 \times 84 = 1576 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 44.1) = 1429 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.19 지하 3층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 2626.860 kN.m	· Vu = 1216.836 kN	· M = 1115.089 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 125.0 cm	· 전단력 d = 130.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 67.817 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00543] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 40.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 16.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 > 16.875 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 90.423 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.010166]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0120 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4922.11 \text{ kN.m} > M_u = 2626.86 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 844.37 \text{ kN} < V_u = 1216.84 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 422.19 \text{ kN} < V_u = 1216.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{1.433 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.433 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 \text{ kN} > V_u = 1216.84 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.87 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.35 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 16.0 = 12500.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010166 + \sqrt{[2 \times 0.073 + 0.073^2]} = 0.316 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.316 / 3 = 0.895 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1115.09 \times 1000 / [127.072 \times 125.0 \times 0.895] = 78.44 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 78.44) - 2.5 \times 84 = 794 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 78.44) = 803 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.20 지하 3층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 1344.765 kN.m	· Vu = 412.988 kN	· M = 429.692 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 132.0 cm	· 전단력 d = 132.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 31.275 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00237] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 46.200 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 42.900 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 17.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 46.200 \text{ cm}^2 > 17.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 41.700 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As = MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	63.536 cm ²	[p = 0.004813]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0274 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 2731.88 \text{ kN.m} > M_u = 1344.77 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 857.37 \text{ kN} > V_u = 412.99 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 428.69 \text{ kN} > V_u = 412.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{0.000 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 857.37 + 1021.94 = 1879.31 \text{ kN} > V_u = 412.99 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.03 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 4.55 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.004813 + \sqrt{[2 \times 0.035 + 0.035^2]} = 0.231 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.231 / 3 = 0.923 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 429.69 \times 1000 / [63.536 \times 132.0 \times 0.923] = 55.51 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 55.51) - 2.5 \times 64 = 1259 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 55.51) = 1135 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.21 지하 3층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 4527.765 kN.m	· Vu = 2106.395 kN	· M = 3369.373 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 125.0 cm	· 전단력 d = 130.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required As} &= \text{Mu} / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 122.861 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00983] \\ a &= (\text{As} \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = (19,061 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 33.22 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 43.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN As} = 40.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN As} = 16.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 As}] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 43.750 \text{ cm}^2 > 16.875 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 163.815 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 190.608 cm ²	[p = 0.015249]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= \text{As} \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 33.221 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 39.084 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0070 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85$$

◆ Moment check : Md = 7024.37 kN.m > Mu = 4527.77 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 844.37 \text{ kN} < V_u = 2106.40 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 422.19 \text{ kN} < V_u = 2106.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\cdot \text{전단철근 간격} s = 15.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{Req. Av} &= 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ &V_s s / [\Phi_v f_y d] = 4.854 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE Av} = H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 4.854 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 \text{ kN} > V_u = 2106.40 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.55 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.36 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.015249 + \sqrt{[2 \times 0.11 + 0.11^2]} = 0.372 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.372 / 3 = 0.876$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [\text{As} \cdot d \cdot j] \\ &= 3369.37 \times 1000 / [190.608 \times 125.0 \times 0.876] = 161.43 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 161.4) - 2.5 \times 84 = 278 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 161.4) = 390 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.22 지하 1층 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1170.234 kN.m	· Vu = 840.762 kN	· M = 780.575 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 36.033 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00360] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 48.044 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 51.392 cm ²	[p = 0.005139]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0255 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1669.07 kN.m > Mu = 1170.23 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 840.76 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 840.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.956 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.956 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \cdot \\ &= 649.52 + 506.80 = 1156.32 \text{ kN} > V_u = 840.76 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.43 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.38 \end{aligned}$$

15.10.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.005139 + \sqrt{[2 \times 0.037 + 0.037^2]} = 0.238 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.238 / 3 = 0.921 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 780.58 \times 1000 / [51.392 \times 100.0 \times 0.921] = 164.91 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 164.9) - 2.5 \times 85.5 = 264 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 164.9) = 382 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.23 지하 1층 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1177.549 kN.m	· Vu = 385.874 kN	· M = 879.350 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 102.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 35.174 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00345] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (4,054 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 7.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.150 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 46.899 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ 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 = 0.003974]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 7.065 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 8.312 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0338 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1357.10 \text{ kN.m} > M_u = 1177.55 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} > V_u = 385.87 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 385.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 258.47 = 920.98 \text{ kN} > V_u = 385.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_m = M_d / M_u = 1.15 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.39$$

15.11.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.003974 + \sqrt{[2 \times 0.029 + 0.029^2]} = 0.212 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.212 / 3 = 0.929$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 879.35 \times 1000 / [40.536 \times 102.0 \times 0.929] = 228.93 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 228.9) - 2.5 \times 67.5 = 175 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 228.9) = 275 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.24 지하 1층 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 357.850 kN.m	· Vu = 632.438 kN	· M = 218.335 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 102.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 10.793 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00106] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 8.96 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.150 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.391 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As = MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	51.392 cm ²	[p = 0.005038]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 8.957 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 10.538 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0260 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1704.02 kN.m > Mu = 357.85 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} > V_u = 632.44 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 632.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 516.94 = 1179.45 \text{ kN} > V_u = 632.44 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 4.76 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.86 \end{aligned}$$

15.12.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.005038 + \sqrt{[2 \times 0.036 + 0.036^2]} = 0.236 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.236 / 3 = 0.921 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 218.34 \times 1000 / [51.392 \times 102.0 \times 0.921] = 45.22 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 45.22) - 2.5 \times 65.5 = 1578 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 45.22) = 1393 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.25 지하 2층 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1735.362 kN.m	· Vu = 801.256 kN	· M = 1231.200 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 57.397 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00574] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 76.529 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.012707]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0085 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3842.00 kN.m > Mu = 1735.36 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 801.26 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 801.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.759 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.759 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 801.26 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.21 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.74 \end{aligned}$$

15.10.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.012707 + \sqrt{[2 \times 0.092 + 0.092^2]} = 0.346 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.346 / 3 = 0.885 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1231.20 \times 1000 / [127.072 \times 100.0 \times 0.885] = 109.48 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 109.5) - 2.5 \times 84 = 509 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 109.5) = 575 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.26 지하 2층 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1295.550 kN.m	· Vu = 908.983 kN	· M = 605.842 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 97.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 43.278 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00446] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (10,278 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 17.91 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.525 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 57.704 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 102.784 cm ²	[p = 0.010596]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 17.914 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 21.075 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0115 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3076.80 kN.m > Mu = 1295.55 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} < V_u = 908.98 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 908.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 2.416 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 2.416 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 789.68 = 1452.19 \text{ kN} > V_u = 908.98 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.37 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.60 \end{aligned}$$

15.11.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010596 + \sqrt{[2 \times 0.076 + 0.076^2]} = 0.322 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.322 / 3 = 0.893 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 605.84 \times 1000 / [102.784 \times 97.0 \times 0.893] = 68.05 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 68.05) - 2.5 \times 65.5 = 993 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 68.05) = 926 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.27 지하 2층 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1456.279 kN.m	· Vu = 934.334 kN	· M = 913.706 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 97.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 49.848 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00514] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.525 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.125 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.950 \text{ cm}^2 > 13.125 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 66.464 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.0131]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0087 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3712.39 kN.m > Mu = 1456.28 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} < V_u = 934.33 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 934.33 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.332 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.332 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 1579.37 = 2241.88 \text{ kN} > V_u = 934.33 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.55 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.40 \end{aligned}$$

15.12.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.0131 + \sqrt{[2 \times 0.094 + 0.094^2]} = 0.35 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.35 / 3 = 0.883 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 913.71 \times 1000 / [127.072 \times 97.0 \times 0.883] = 83.95 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 83.95) - 2.5 \times 64 = 778 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 83.95) = 750 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.28 지하 3층 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 2644.205 kN.m	· Vu = 1216.836 kN	· M = 1104.380 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 125.0 cm	· 전단력 d = 130.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 68.265 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00546] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 40.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 16.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 > 16.875 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 91.020 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.010166]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0120 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4922.11 \text{ kN.m} > M_u = 2644.21 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 844.37 \text{ kN} < V_u = 1216.84 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 422.19 \text{ kN} < V_u = 1216.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.433 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.433 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \cdot \\ &= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 \text{ kN} > V_u = 1216.84 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.86 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.35 \end{aligned}$$

15.10.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010166 + \sqrt{[2 \times 0.073 + 0.073^2]} = 0.316 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.316 / 3 = 0.895$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1104.38 \times 1000 / [127.072 \times 125.0 \times 0.895] = 77.68 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 77.68) - 2.5 \times 84 = 804 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 77.68) = 811 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.29 지하 3층 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 1925.376 kN.m	· Vu = 423.347 kN	· M = 585.122 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 132.0 cm	· 전단력 d = 132.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 44.778 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00339] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 46.200 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 42.900 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 17.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 46.200 \text{ cm}^2 > 17.500 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 59.704 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	63.536 cm ²	[p = 0.004813]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0274 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 2731.88 \text{ kN.m} > M_u = 1925.38 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 857.37 \text{ kN} > V_u = 423.35 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 428.69 \text{ kN} > V_u = 423.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.11.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.004813 + \sqrt{[2 \times 0.035 + 0.035^2]} = 0.231 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.231 / 3 = 0.923 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 585.12 \times 1000 / [63.536 \times 132.0 \times 0.923] = 75.59 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 75.59) - 2.5 \times 64 = 882 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 75.59) = 833 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.29 지하 3층 우측벽체 중앙(소화전 위치)

15.11.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 95.5 cm	
· Mu = 1925.376 kN.m	· Vu = 423.347 kN	· M = 585.122 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 82.5 cm	· 전단력 d = 87.5 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 79.284 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00961] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (12,707 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 22.15 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 28.875 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 26.813 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 11.313 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 28.875 \text{ cm}^2 > 11.313 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 105.712 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 127.072 cm ²	[p = 0.015403]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 22.148 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 26.056 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0071 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 3085.92 kN.m > Mu = 1925.38 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 568.33 \text{ kN} > V_u = 423.35 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 284.17 \text{ kN} < V_u = 423.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 4.0 \text{ EA/m} = 15.484 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 568.33 + 1354.85 = 1923.18 \text{ kN} > V_u = 423.35 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.60 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 4.54 \end{aligned}$$

15.11.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.015403 + \sqrt{[2 \times 0.111 + 0.111^2]} = 0.373 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.373 / 3 = 0.876 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 585.12 \times 1000 / [127.072 \times 82.5 \times 0.876] = 63.71 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 63.71) - 2.5 \times 64 = 1076 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 63.71) = 989 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.30 지하 3층 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 140 cm	
· Mu = 3592.773 kN.m	· Vu = 2106.464 kN	· M = 2669.187 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 125.0 cm	· 전단력 d = 130.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 96.546 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00772] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 40.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 16.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43.750 \text{ cm}^2 > 16.875 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 128.728 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.014277]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0077 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 6641.03 kN.m > Mu = 3592.77 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 844.37 \text{ kN} < V_u = 2106.46 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 422.19 \text{ kN} < V_u = 2106.46 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

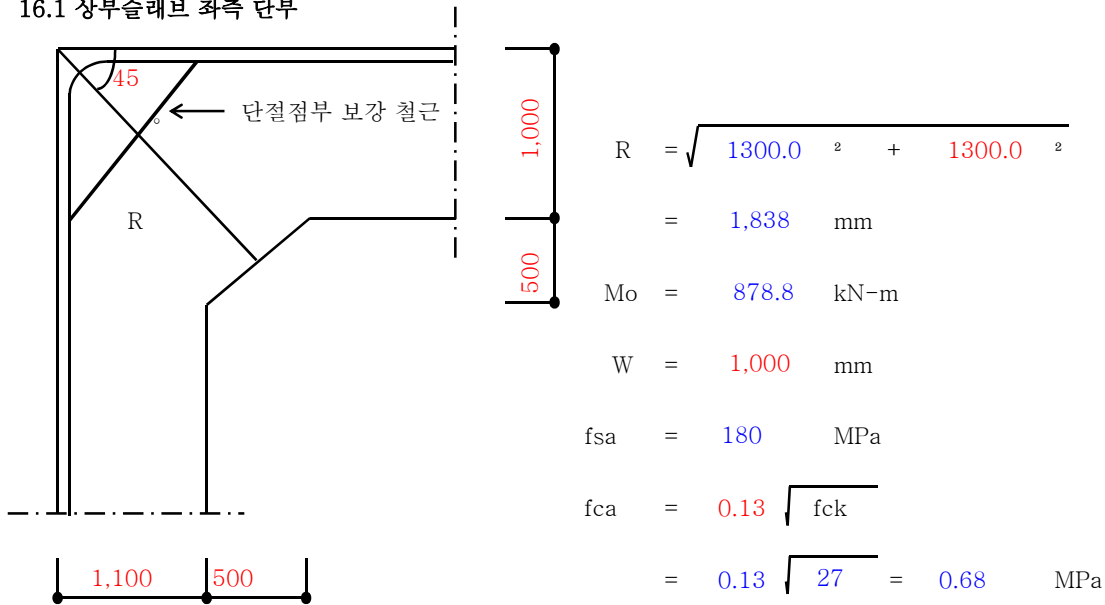
$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 4.854 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 4.854 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 \text{ kN} > V_u = 2106.46 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.85 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.36 \end{aligned}$$

15.12.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.014277 + \sqrt{[2 \times 0.103 + 0.103^2]} = 0.362 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.362 / 3 = 0.879 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 2669.19 \times 1000 / [178.464 \times 125.0 \times 0.879] = 136.12 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 136.1) - 2.5 \times 84 = 369 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 136.1) = 463 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

16. 우각부 검토

16.1 상부슬래브 좌측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 878.776 \times 10^6}{1,838 \times 1,000} = 1.300 \text{ MPa}$$

$$f_{max} > f_{ca} \text{ 이므로 보강철근 필요}$$

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 878.78 \times 10^6}{1,838.478 \times 180} = 5,311 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 29 \ @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2$$

▣ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

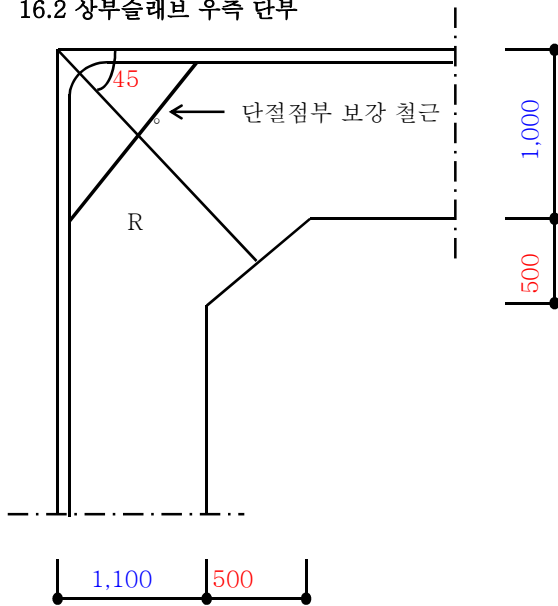
$$5,747 \text{ mm}^2 > 5,311 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1838 = 1.20 \text{ m 이내에 배치}$$

16.2 상부슬래브 우측 단부



$$R = \sqrt{1300.0^2 + 1300.0^2}$$

$$= 1,838 \text{ mm}$$

$$M_o = 654.9 \text{ kN-m}$$

$$W = 1,000 \text{ mm}$$

$$f_{sa} = 180 \text{ MPa}$$

$$f_{ca} = 0.13 \sqrt{f_{ck}}$$

$$= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 654.898 \times 10^6}{1,838 \times 1,000} = 0.969 \text{ MPa}$$

$$f_{max} > f_{ca} \text{ 이므로 보강철근 필요}$$

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 654.90 \times 10^6}{1,838.478 \times 180} = 3,958 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 29 @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

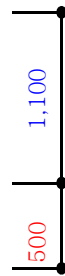
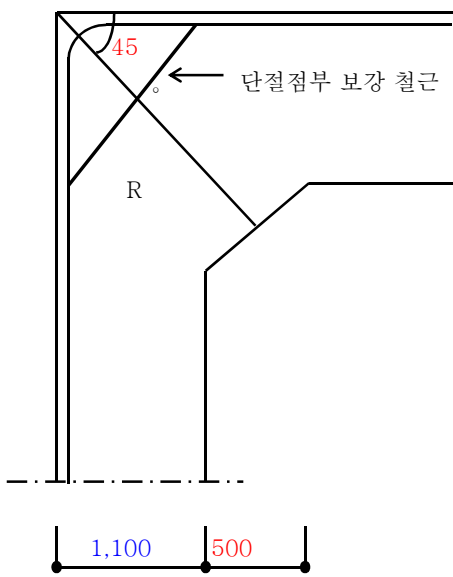
$$5,747 \text{ mm}^2 > 3,958 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1,838 = 1.20 \text{ m 이내에 배치}$$

16.3 지하 1층 중간슬래브 좌측 단부



$$R = \sqrt{1350.0^2 + 1350.0^2}$$

$$= 1,909 \text{ mm}$$

$$M_o = 781.2 \text{ kN-m}$$

$$W = 1,000 \text{ mm}$$

$$f_{sa} = 180 \text{ MPa}$$

$$f_{ca} = 0.13 \sqrt{f_{ck}}$$

$$= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 781.156 \times 10^6}{1,909 \times 1,000} = 1.072 \text{ MPa}$$

$$f_{max} > f_{ca} \text{ 이므로 보강철근 필요}$$

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 781.16 \times 10^6}{1,909.188 \times 180} = 4,546 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

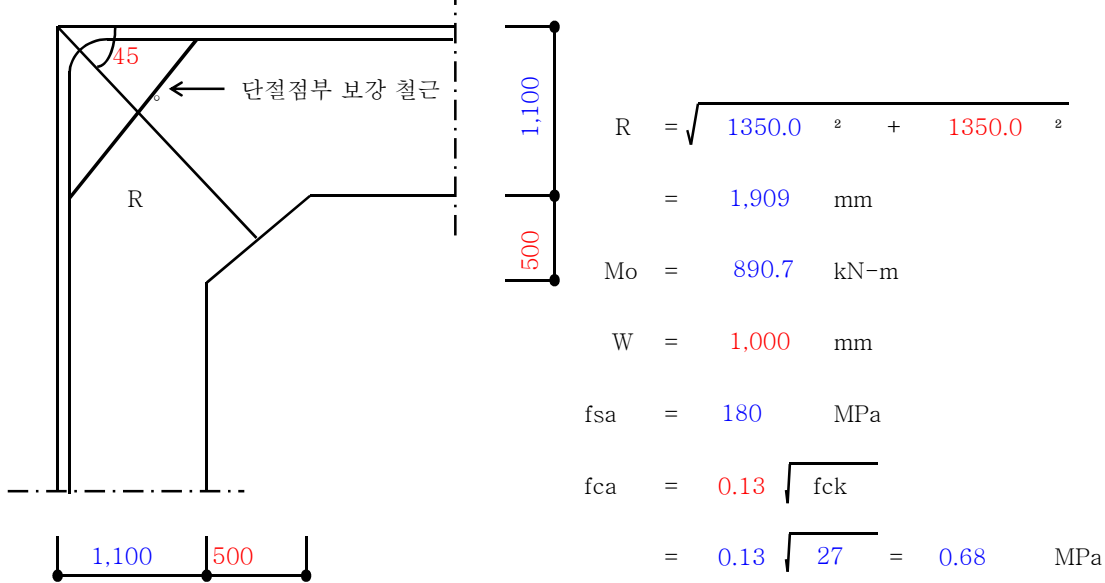
$$9,531 \text{ mm}^2 > 4,546 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1909 = 1.24 \text{ m 이내에 배치}$$

16.4 지하 1층 중간슬래브 우측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 890.73 \times 10^6}{1,909^2 \times 1,000} = 1.222 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 890.73 \times 10^6}{1,909.188 \times 180} = 5,184 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ 단 } H \ 32 @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

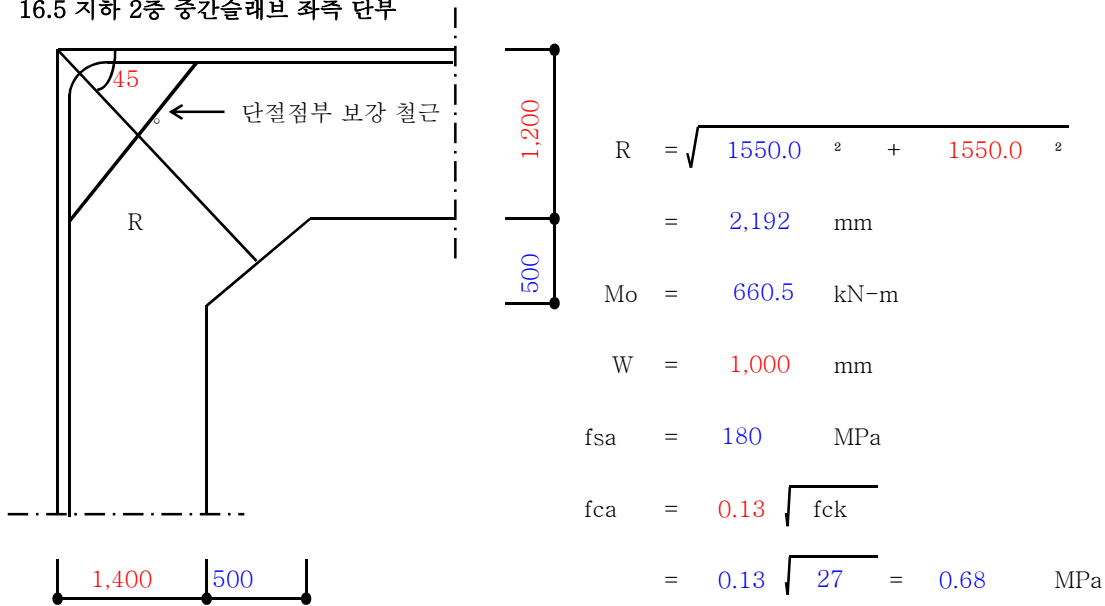
$$9,531 \text{ mm}^2 > 5,184 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1,909 = 1.24 \text{ m 이내에 배치}$$

16.5 지하 2층 중간슬래브 좌측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 660.529 \times 10^6}{2,192^2 \times 1,000} = 0.687 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 660.53 \times 10^6}{2,192.031 \times 180} = 3,348 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

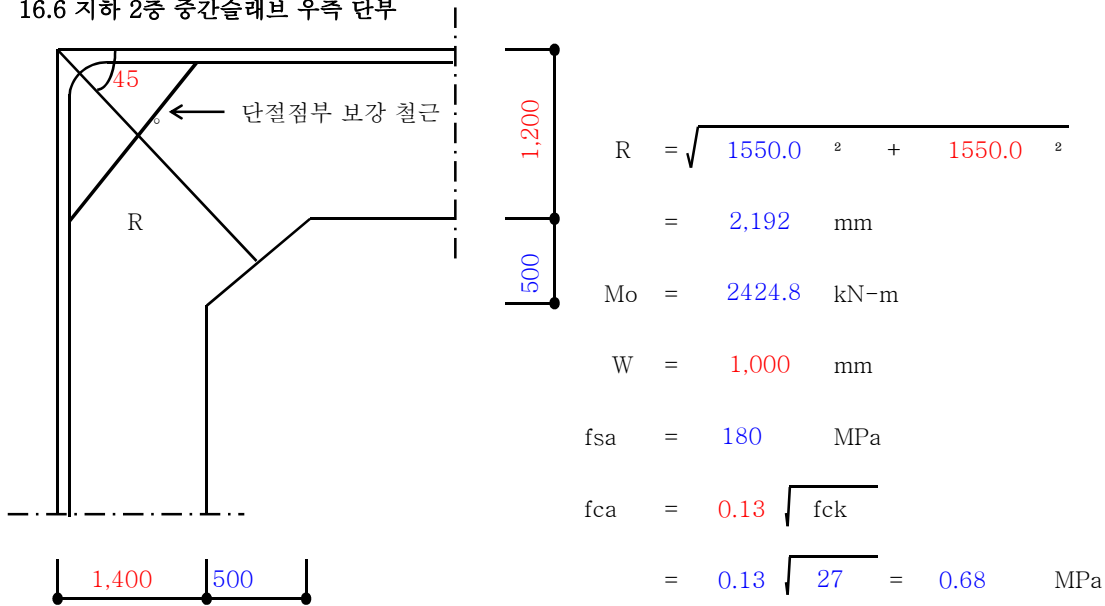
$$19,061 \text{ mm}^2 > 3,348 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 2,192 = 1.42 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

16.6 지하 2층 중간슬래브 우측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2424.781 \times 10^6}{2,192^2 \times 1,000} = 2.523 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 2424.78 \times 10^6}{2,192.031 \times 180} = 12,291 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

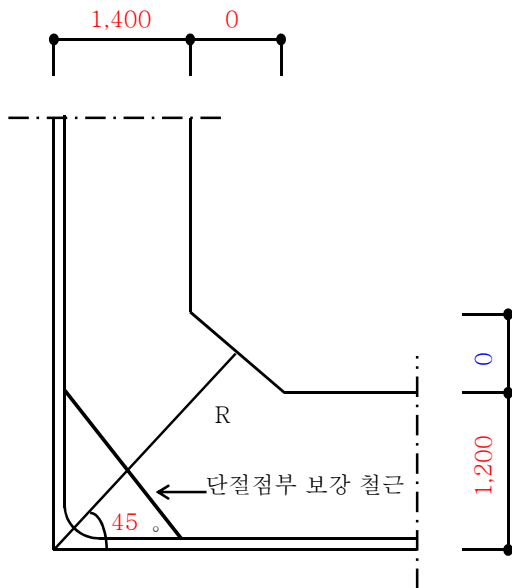
$$19,061 \text{ mm}^2 > 12,291 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 2192 = 1.42 \text{ m 이내에 배치}$$

16.7 하부슬래브 좌측 단부



$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{1400.0^2 + 1400.0^2} \\
 &= 1,980 \text{ mm} \\
 M_o &= 3115.5 \text{ kN-m} \\
 W &= 1,000 \text{ mm} \\
 f_{sa} &= 180 \text{ MPa} \\
 f_{ca} &= 0.13 \sqrt{f_{ck}} \\
 &= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3115.477 \times 10^6}{1,980^2 \times 1,000} = 3.974 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 3115.48 \times 10^6}{1,979.899 \times 180} = 17,484 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= 3\text{단} \quad H \ 29 \ @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

■ 필요철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2 \\
 &= 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

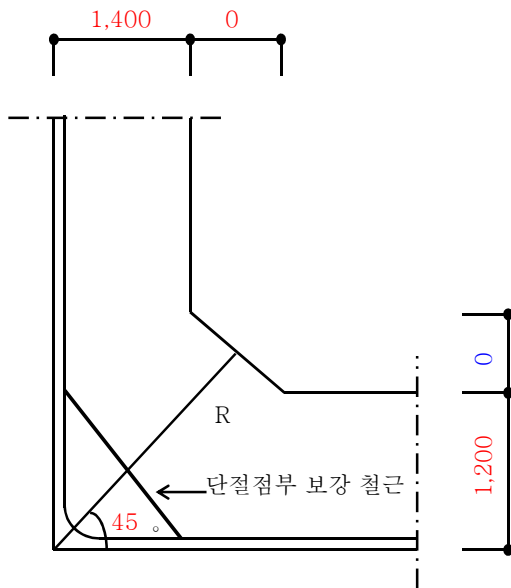
$$21,630 \text{ mm}^2 > 17,484 \text{ mm}^2 \quad \text{-O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1980 = 1.29 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

16.8 하부슬래브 우측 단부



$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{1400.0^2 + 1400.0^2} \\
 &= 1,980 \text{ mm} \\
 M_o &= 2355.4 \text{ kN-m} \\
 W &= 1,000 \text{ mm} \\
 f_{sa} &= 180 \text{ MPa} \\
 f_{ca} &= 0.13 \sqrt{f_{ck}} \\
 &= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2355.386 \times 10^6}{1,980^2 \times 1,000} = 3.004 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 2355.39 \times 10^6}{1,979.899 \times 180} = 13,218 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 &= 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 &= 3\text{단} \quad H \ 29 \ @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

▣ 필요철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2 \\
 &= 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$21,630 \text{ mm}^2 > 13,218 \text{ mm}^2 \quad \text{-O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1980 = 1.29 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²
필요 배력철근량 :
단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 mm²
0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.0 mm²
1986.0 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

② T = 1,100 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.100 m²
필요 배력철근량 :
단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.100 = 2200.0 mm²
0.0015hb = 0.0015 x 1.100 x 1.000 = 1650.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.0 mm²
1986.0 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3300 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

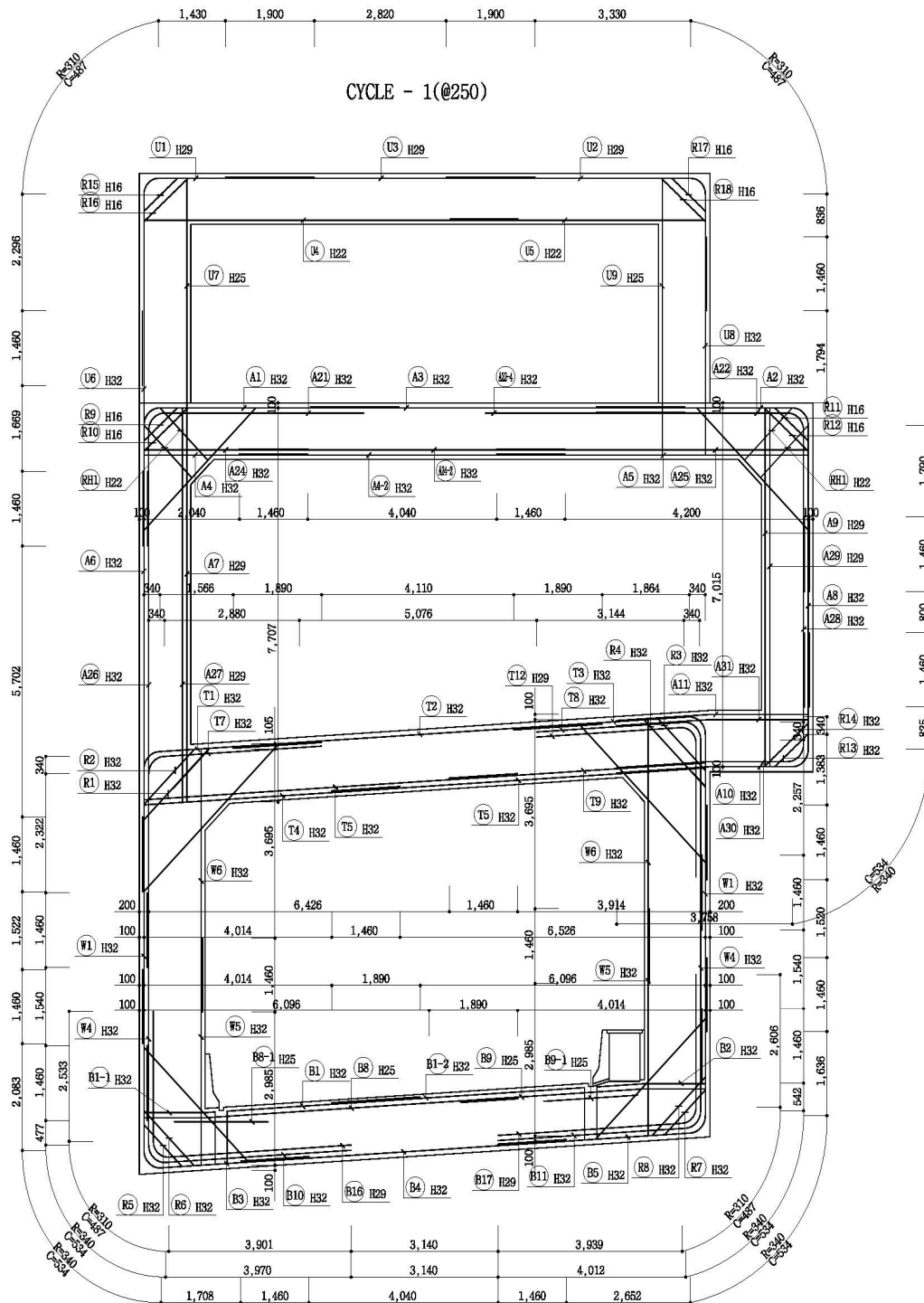
③ T = 1,200 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.200 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.200 = 2400.000 mm² (≤ 1,800 mm²) [콘.설 5.7.2]
0.0015hb = 0.0015 x 1.200 x 1.000 = 1800.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3600 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

④ T = 1,400 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.400 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.400 = 2800.000 mm² (≤ 1,800 mm²) [콘.설 5.7.2]
0.0015hb = 0.0015 x 1.400 x 1.000 = 2100.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 1,100 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.100 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.100 = 2200.000 mm² (≤ 1,800 mm²) [콘.설 5.7.2]
0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3300 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

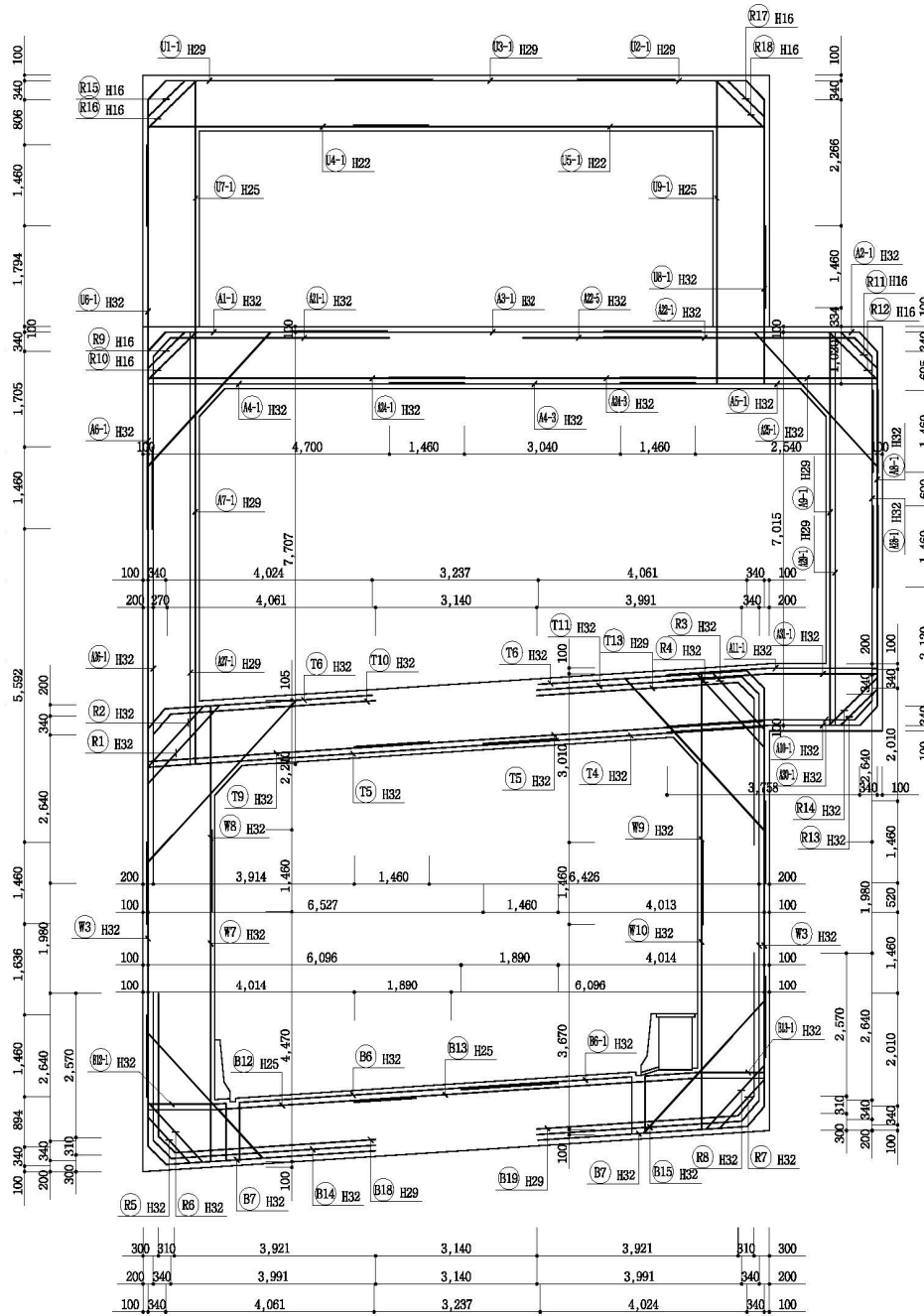
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800mm² 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

18. 주철근 조립도



100	340	3,300	1,900	2,820	1,900	1,400	340	100
200	340	2,046	6,588	2,486	340	200		

CYCLE - 2(@250)



Ramp-A 통합전기실 마감벽

목 차

1. 설 계 개 요 및 조 건
2. 단 면 가 정
3. 구 조 해 석 모 델 링
4. 하 중 산 정
5. 하 중 조 합
6. 구 조 해 석 결 과
7. 단 면 설 계
8. 단면설계 요약
9. 우 각 부 보 강 설 계
10. 사 용 성 검 토
11. 주 철 근 조 립 도

1. 설계개요 및 조건

1.1 개요

- Plane Strain의 평면 판요소로 해석
- 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

- (1) 부재의 단면검토 : 강도설계법
- (2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

- ① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 27 MPa
- ② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 단위중량

재 료	단위중량(kN/m ³)	재 료	단위중량(kN/m ³)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	19.0	흙(지하수위 이하)	10.0
물	10.0	모르타르	21.5
기계실하중	25.0	무근콘크리트	23.0

(3) 사용재료의 탄성계수

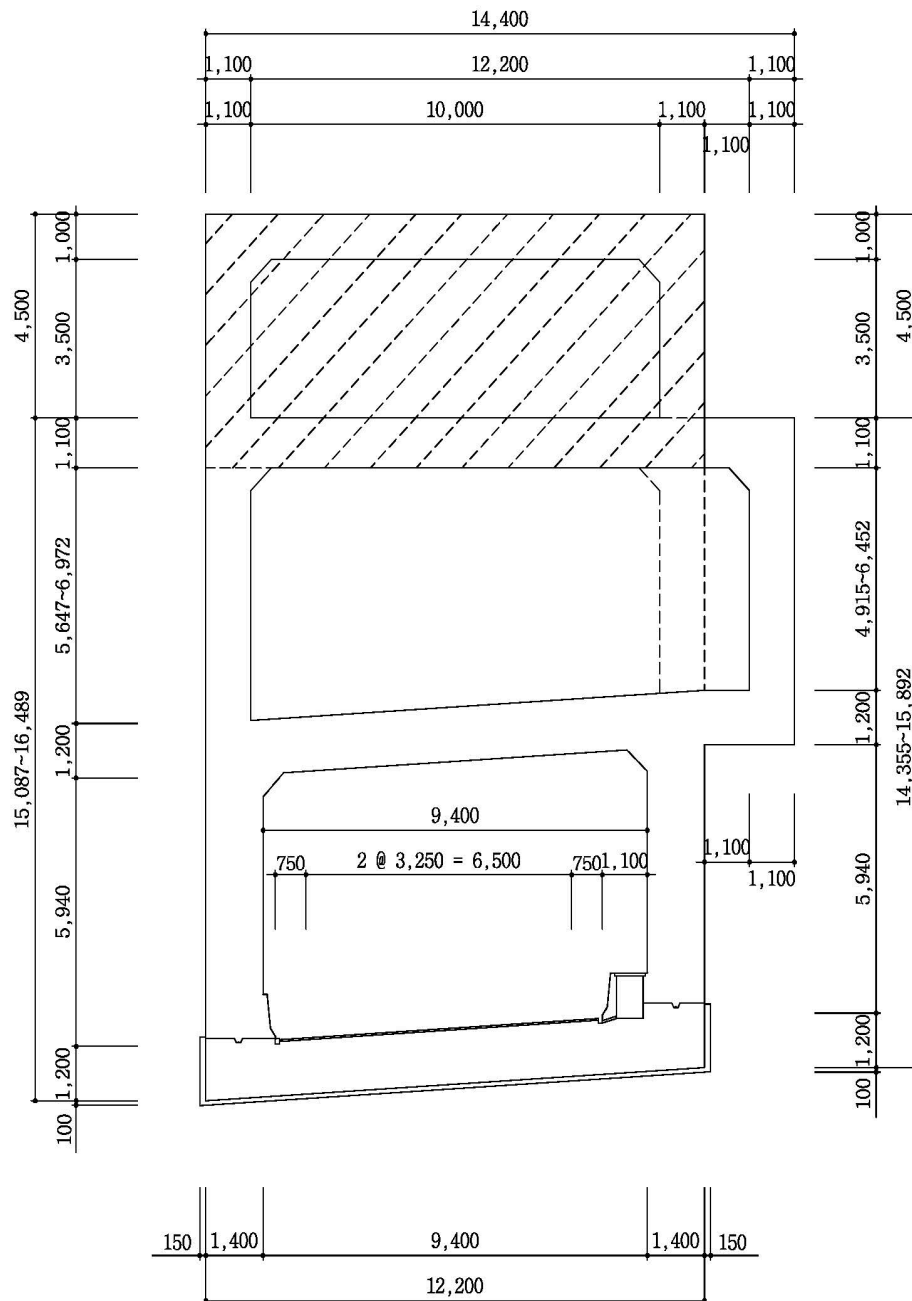
- ① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 26,700 MPa
- ② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa
- (4) 토사 내부마찰각 : Φ = 30°
- (5) 토압 : K_o = 0.500

1.4 참고문헌

- (1) 철도설계기준 (노반편) (철도시설공단, 2013)
- (2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)
- (3) KR-Code (철도시설공단, 2012)
- (4) 도시철도 내진설계기준 (국토교통부, 2013)

2. 단면가정

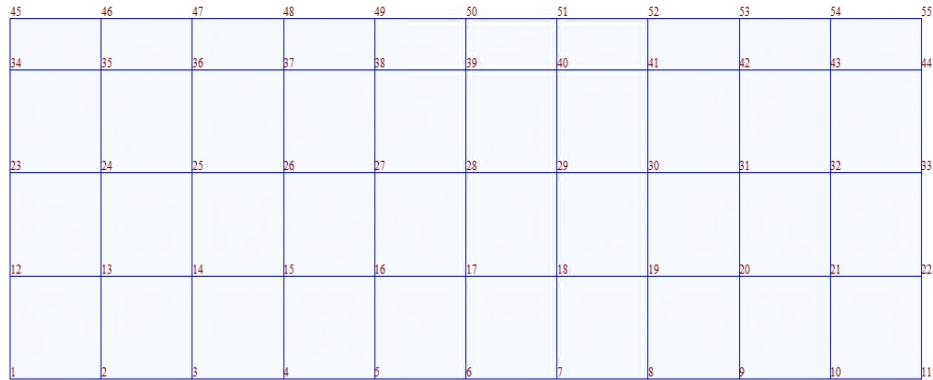
설계적용 토피 = 2.485 m



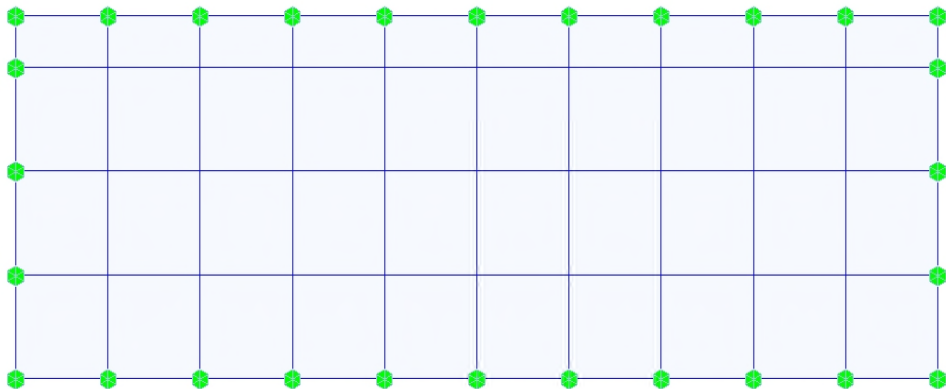
3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형

절점



부재 및 경계조건



3.2 단면제원

번 호	폭(m)	높이(m)	단면적(m ²)	단면2차모멘트(m ⁴)	비 고
1	1.00	1.10	1.100	0.110917	마감벽

4. 하중산정

4.1 고정하중

- 구조물자중 (프로그램에서 자동재하)

4.2 활하중에 의한 측압

----- LC 1

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)					
D/B ₀ ≥ 0.5			D/B ₀ < 0.5		
토 피 고(D, m)	노면활하중(PvI, kN/m ²)	비 고	D/B ₀	PvI × D, kN/m ²	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.	0.1	17.000	* D/B ₀ 의 중간 값은, PvI × D의 상위값을 적용
1.5	25.000		0.2	27.000	
2.0	18.000		0.3	33.000	*D/B ₀ 중노면활하중(PvI)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
2.5	14.000		0.4이상	36.000	
3.0	11.000				
3.5이상	10.000				

$$- D/B_0 = 2.485 / 12.200 = 0.204$$

$$- \text{노면 활하중 (DB-24)} \quad L_v = 13.280 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{h1} = 0.500 \times 13.280 = 6.640 \text{ kN/m}^2$$

4.3 수평토압(지하수 無)

----- LC 2

$$q_{N1'} = 0.500 \times (0.500 \times 23.000 + (1.985 + 1.100 / 2) \times 19.000) = 29.833 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N2'} = 29.833 + 4.550 \times 19.000 \times 0.500 = 73.058 \text{ kN/m}^2$$

4.4 수평 토압(지하수 有)

----- LC 3

$$q_{N1} = 0.500 \times (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + (1.485 + 1.100 / 2) \times 10.000) = 20.675 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N2} = 20.675 + 4.550 \times 10.000 \times 0.500 = 43.425 \text{ kN/m}^2$$

4.5 수평 수압(지하수 有)

----- LC 4

1) 벽체

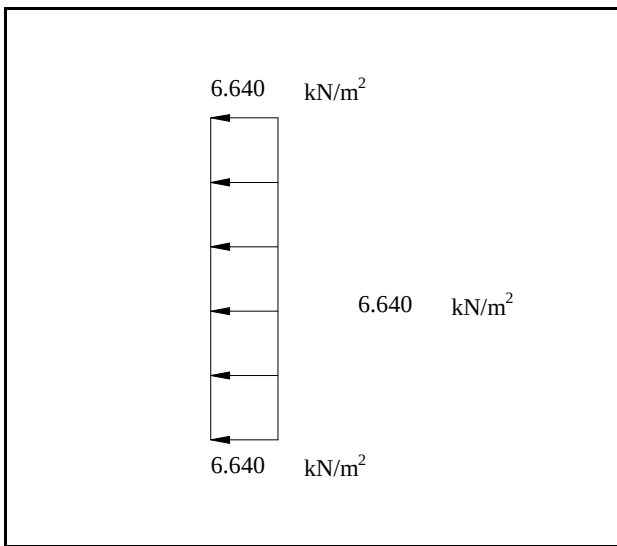
$$q_{w1} = 10.000 \times (1.485 + 1.100 / 2) = 20.350 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w2} = 20.350 + 4.550 \times 10.000 = 65.850 \text{ kN/m}^2$$

4.6 하중재하도

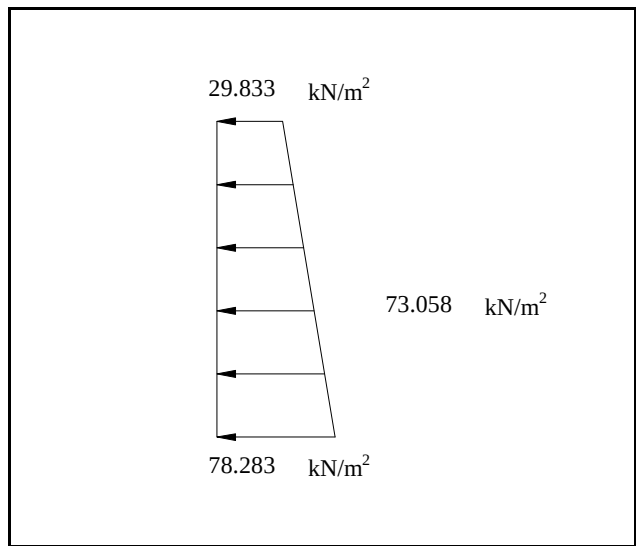
1) 활하중에 의한 측압

----- LC 1



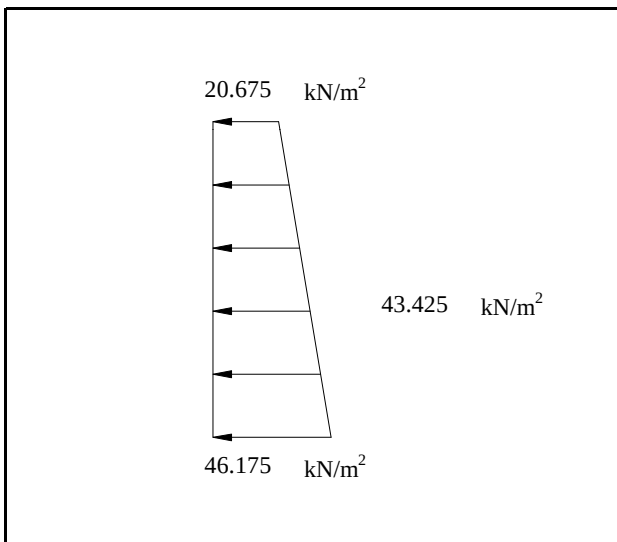
2) 수평 토압(지하수 무)

----- LC 2



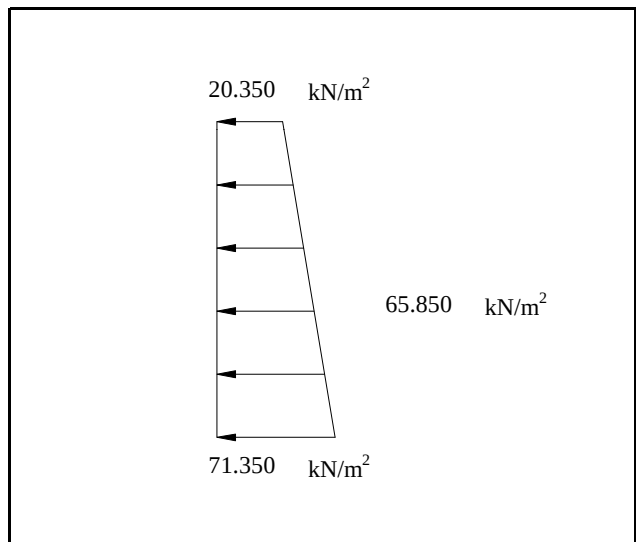
3) 수평 토압(지하수 유)

----- LC 3



4) 수평 수압(지하수 유)

----- LC 4

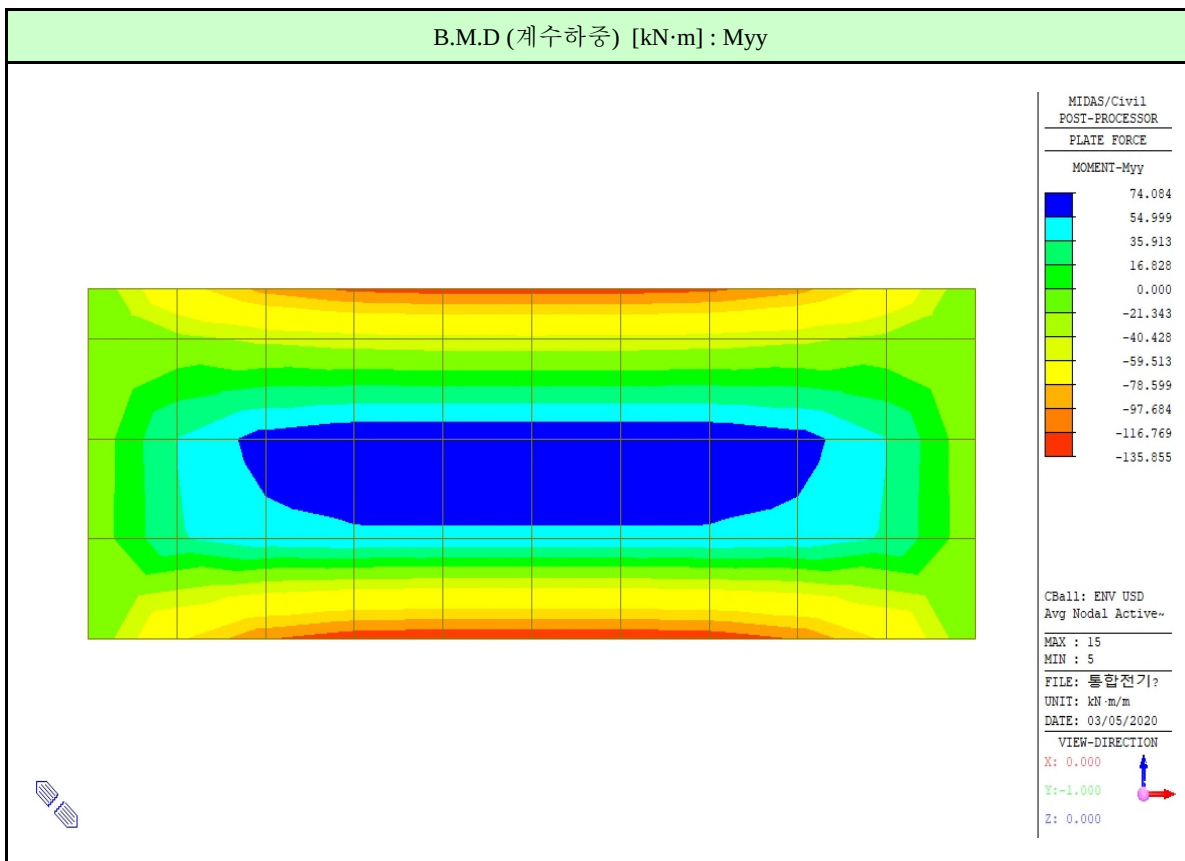
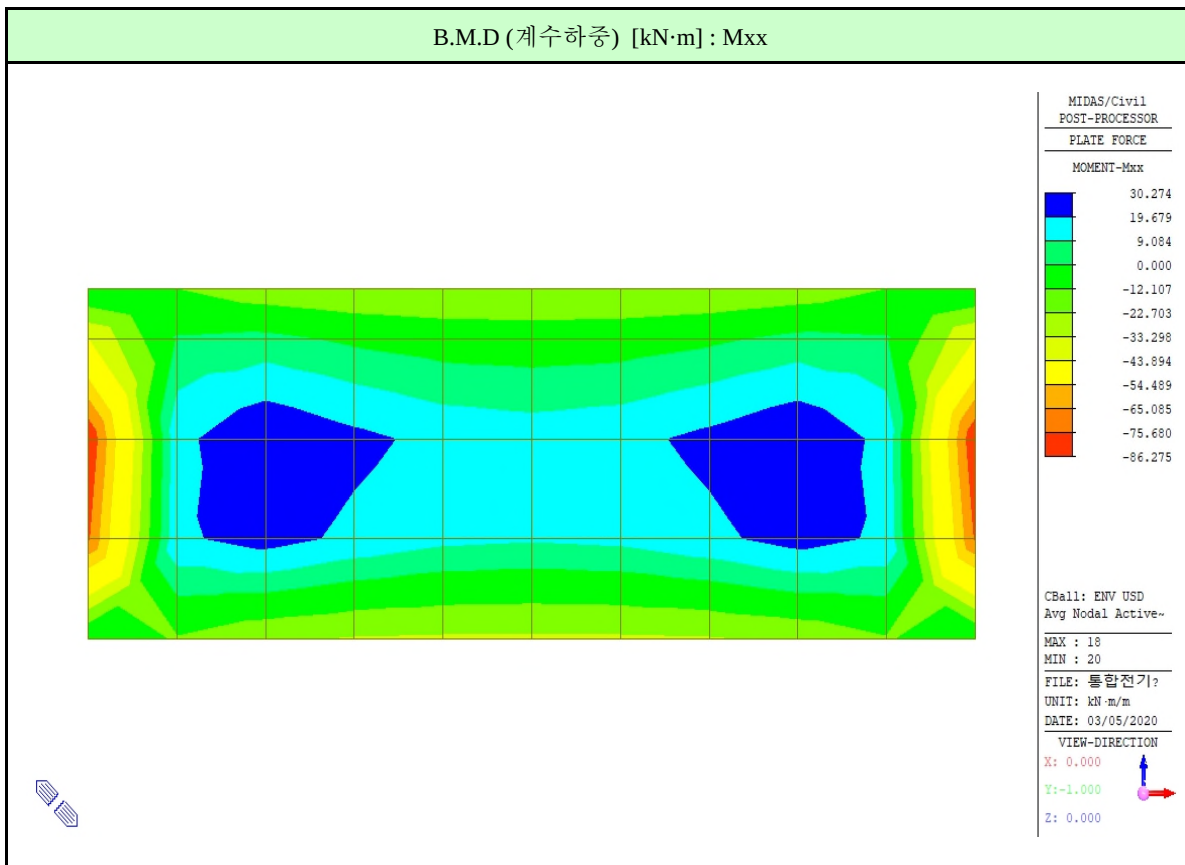


5. 하중조합

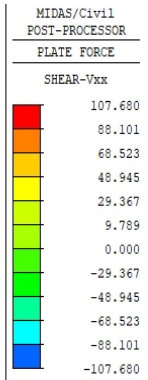
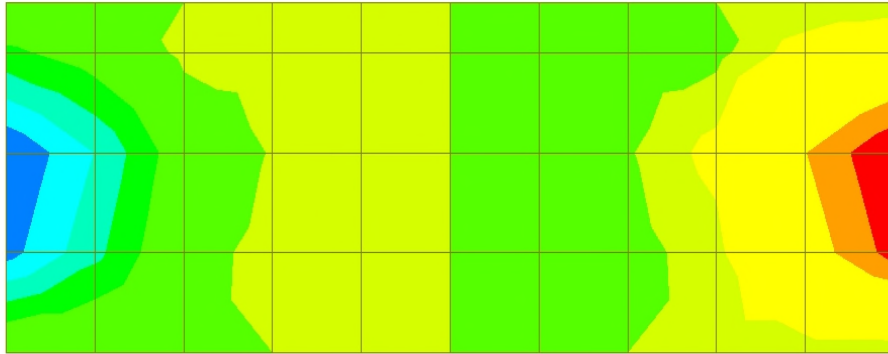
하중 조합	구조물 하중	활하중	지하수 없을때	지하수 있을때		비고
		수평	수평 토압	수평 토압	수평 수압	
		LC01	LC02	LC03	LC04	
CB01	1.20	1.60	1.60			극한하중 조합
CB02	1.20		1.60			
CB03	1.20	1.60		1.60	1.60	
CB4	0.90			1.60	1.60	
CB5	1.00	1.00	1.00			사용하중 조합
CB6	1.00		1.00			
CB7	1.00	1.00		1.00	1.00	
CB8	1.00			1.00	1.00	

6. 구조해석 결과

6.1 부재력도

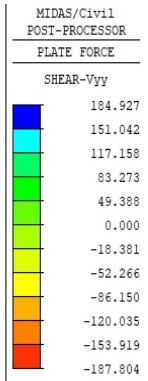
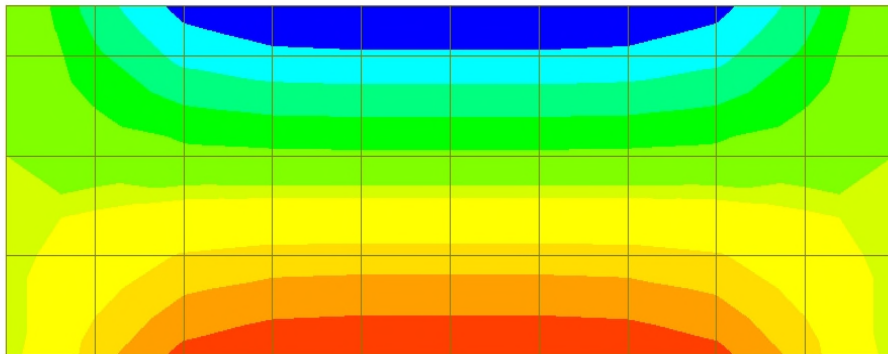


S.F.D (계수하중) [kN] : Vxx



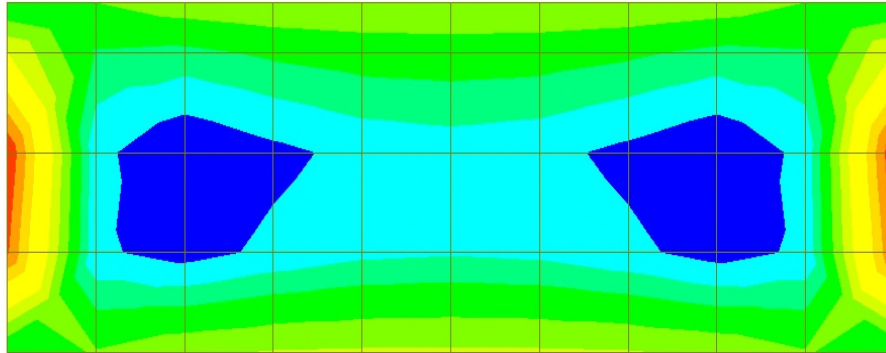
CBall: ENV USD
Avg Nodal Active~
MAX : 20
MIN : 11
FILE: 통합전기?
UNIT: kN/m
DATE: 03/05/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

S.F.D (계수하중) [kN] : Vyy



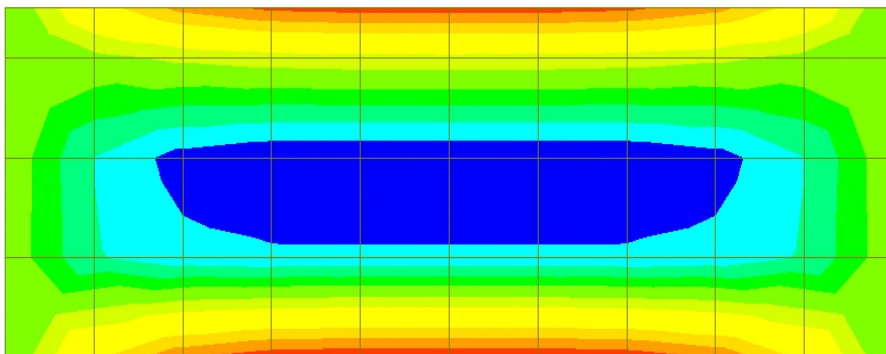
CBall: ENV USD
Avg Nodal Active~
MAX : 37
MIN : 5
FILE: 통합전기?
UNIT: kN/m
DATE: 03/05/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

B.M.D (사용하중) [kN·m] : Mxx



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-Mxx	
	18.922
	12.299
	5.677
	0.000
	-7.567
	-14.189
	-20.811
	-27.434
	-34.056
	-40.678
	-47.300
	-53.922
CBall: ENV SLS	
Avg Nodal Active~	
MAX :	18
MIN :	20
FILE: 통합전기?	
UNIT: kN·m/m	
DATE: 03/05/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: -1.000	
Z: 0.000	

B.M.D (사용하중) [kN·m] : Myy



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-Myy	
	46.303
	34.374
	22.446
	10.518
	0.000
	-13.339
	-25.267
	-37.196
	-49.124
	-61.052
	-72.981
	-84.909
CBall: ENV SLS	
Avg Nodal Active~	
MAX :	15
MIN :	5
FILE: 통합전기?	
UNIT: kN·m/m	
DATE: 03/05/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: -1.000	
Z: 0.000	

6.2 부재력 집계

구분		계수하중			사용하중	
		Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)	Mo(kN·m)	Po(kN)
마감벽 수평철근 M _{xx}	단 부	86.275		107.680	53.922	
	중앙부	30.274			18.922	
마감벽 수직철근 M _{yy}	상 부	126.912		184.927	79.320	
	중앙부	74.084			46.303	
	하 부	135.855		187.804	84.909	

7. 단면검토

1) 1층 벽체 단부 (Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 339.085 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	53.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	86.275	107.680

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 1000.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 3.33ea = 662.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00066$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 11.538 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.21801 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 223781513 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 223.782 \text{ kN}\cdot\text{m} > 86.275 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 254.314 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배근} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 649.519 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

2) 1층 벽체 중앙부(Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 116.481 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	18.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	30.274	0.000

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 1020.0 \quad d_1' = 80 \quad d_2' = 180$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 3.33ea = 662.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00065$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 11.538 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.22243 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f_y A_s (D - a/2) = 228283113 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 228.283 \text{ kN}\cdot\text{m} > 30.274 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 87.360 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배근} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 662.509 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

3) 1층벽체 상부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 499.324 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	79.3
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	126.912	184.927

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 1000.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 6.67ea = 1324.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00132$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.10750 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 444966054 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 444.966 \text{ kN}\cdot\text{m} > 126.912 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 374.493 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 649.519 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

4) 1층벽체 중앙부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 285.351 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	46.3
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	74.084	0.000

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 1020.0 \quad d_1' = 80 \quad d_2' = 180$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 6.67ea = 1324.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00130$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.10971 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 453969254 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 453.969 \text{ kN}\cdot\text{m} > 74.084 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 214.013 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 662.509 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

5) 1층벽체 하부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 534.633 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	84.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	135.855	187.804

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 1000.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 6.67ea = 1324.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00132$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.10750 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 444966054 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 444.966 \text{ kN}\cdot\text{m} > 135.855 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 400.975 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 649.519 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

8. 단면설계요약

1) 휨설계 요약

구분		Mu (kN·m)	Pu (kN)	사용철근				ΦMn (kN·m)	ΦPn (kN)	안전율	비고
				1단		2단					
1층벽체 Mxx	단 부	86.275		H16	300			223.782		2.59	O.K
	중양부	30.274		H16	300			228.283		7.54	O.K
1층 벽체 Myy	상 부	126.912		H16	150			444.966		3.51	O.K
	중양부	74.084		H16	150			453.969		6.13	O.K
	하 부	135.855		H16	150			444.966		3.28	O.K

2) 전단설계 요약

구분		Vu (kN·m)	사용철근			ΦVn (kN·m)	안전율	비고
			직경	개수	간격			
1층 벽체 Mxx	단 부	107.680	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
1층 벽체 Myy	상 부	184.927	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	하 부	187.804	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		

9. 우각부 보강 설계

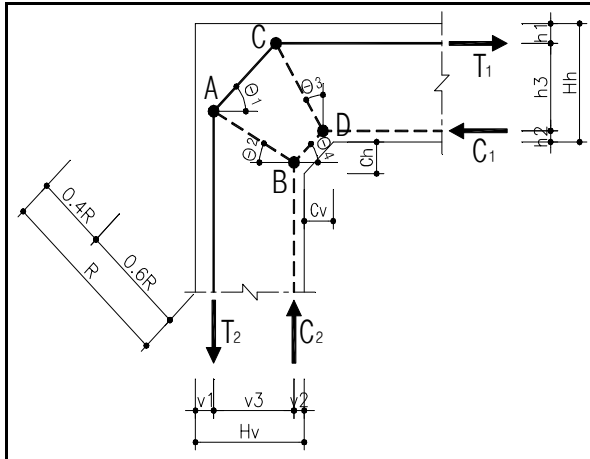
(스트럿-타이 모델 해석에 의한 라멘접합부 보강)

9.1 벽체 Myy (1층 상부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1100.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	920.00 mm
현치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
현치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				단힘 모멘트	M_u	=	126.912 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

$$R = 1486.61 \text{ mm}$$

② 사잇각

$$\theta_1 = 45.00^\circ$$

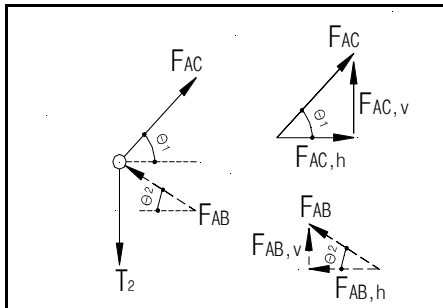
$$\theta_2 = 8.12^\circ$$

$$\theta_3 = 15.75^\circ$$

$$\theta_4 = 45.00^\circ$$

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$$F_{AC,v} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1$$

$$F_{AC,h} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1$$

$$F_{AB,v} = F_{AB} \cdot \sin \theta_2$$

$$F_{AB,h} = F_{AB} \cdot \cos \theta_2$$

$$\Sigma V = 0 :$$

$$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1 + F_{AB} \cdot \sin \theta_2 \quad \dots\dots\dots ①$$

$$\Sigma H = 0 :$$

$$F_{AC,h} = F_{AB,h}$$

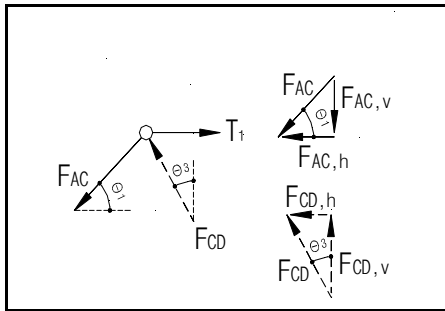
$$F_{AC} \cdot \cos \theta_1 = F_{AB} \cdot \cos \theta_2 \Rightarrow F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \quad \dots\dots\dots ②$$

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin \theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \times \sin \theta_2$$

$$= F_{AC} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2) \quad \dots\dots\dots ③$$

2) C절점의 평형조건



$$\begin{aligned} F_{AC,V} &= F_{AC} \cdot \sin \theta_1 \\ F_{AC,H} &= F_{AC} \cdot \cos \theta_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{CD,V} &= F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \\ F_{CD,H} &= F_{CD} \cdot \sin \theta_3 \end{aligned}$$

$$\Sigma V = 0 :$$

$$\begin{aligned} F_{AC,V} &= F_{CD,V} \\ F_{AC} \cdot \sin \theta_1 &= F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin \theta_1}{\cos \theta_3} \end{aligned} \quad \text{..... ④}$$

$$\Sigma H = 0 :$$

$$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1 + F_{CD} \cdot \sin \theta_3 \quad \text{..... ⑤}$$

식 ④를 식 ⑤에 대입

$$\begin{aligned} T_1 &= F_{AC} \cdot \cos \theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin \theta_1}{\cos \theta_3} \times \sin \theta_3 \\ &= F_{AC} (\cos \theta_1 + \sin \theta_1 \cdot \tan \theta_3) \end{aligned} \quad \text{..... ⑥}$$

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{126.912}{0.820} = 154.771 \quad \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{126.912}{0.920} = 137.948 \quad \text{kN}$$

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2} = 170.740 \quad \text{kN}$$

식 ⑥ 으로부터

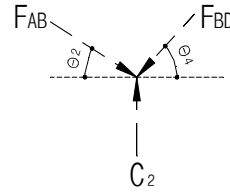
$$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos \theta_1 + \sin \theta_1 \cdot \tan \theta_3} = 170.740 \quad \text{kN}$$

따라서 $F_{AC} = 170.740 \quad \text{kN}$ 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} = 121.953 \quad \text{kN}$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0 :$

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\theta_2}{\sin\theta_4} = 170.740 \quad \text{kN}$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} = 125.438 \quad \text{kN}$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	170.740	타이
AB	-121.953	스트럿
BD	-170.740	스트럿
CD	-125.438	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

$$\text{설계인장력 (T)} = 170.740 \quad \text{kN}$$

필요철근량

$$A_{s, \text{req}} = \frac{T}{\phi_s f_u} = \frac{170,740.499}{0.85 \times 400} = 502.18 \quad \text{mm}^2$$

사용철근량

1단 주철근 A_s	= H	0	@	0	=	0.00	mm ²	(1 cycle)
	= H	16	@	300	=	662.00	mm ²	(2 cycle)
우각부철근 A_s	= H	0	@	0	=	0.00	mm ²	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm ²	(2 단)
합계					=	662.00	mm ²	

$$A_{s, \text{used}} = 662.00 \quad \text{mm}^2 > 502.18 \quad \text{mm}^2 \quad \text{.....O.K}$$

10. 사용성 검토

10.1 처짐 검토

1) M_{xx} 벽체 : 최소부재두께 적용

$$\begin{aligned} \text{철근의 항복응력} \quad f_y &= 400 \text{ MPa} \\ \text{부재의 지간길이} \quad L &= 10.000 \text{ m} \\ \text{일방향 슬래브 양단 연속의 경우} \quad T &= L / 24 = 0.417 \text{ m} \end{aligned}$$

(보정계수) FACTOR = 1

$$\text{처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께} \quad T = 0.417\text{m} < H = 1.100\text{m} \quad (\text{처짐검토 생략})$$

2) M_{yy} 벽체 : 최소부재두께 적용

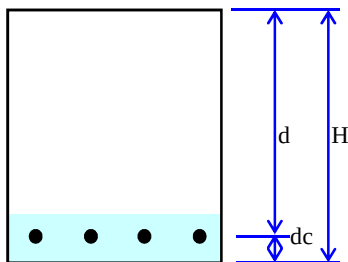
$$\begin{aligned} \text{철근의 항복응력} \quad f_y &= 400 \text{ MPa} \\ \text{부재의 지간길이} \quad L &= 3.500 \text{ m} \\ \text{일방향 슬래브 양단 연속의 경우} \quad T &= L / 24 = 0.146 \text{ m} \end{aligned}$$

(보정계수) FACTOR = 1

$$\text{처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께} \quad T = 0.146\text{m} < H = 1.100\text{m} \quad (\text{처짐검토 생략})$$

10.2 균열 검토

1) 1층 벽체 단부(M_{xx}) (부식 조건 : 습윤)



$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa}, & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 1100.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 1000.00 \text{ mm}, & d_c &= 100.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 53.922 \text{ kN} \cdot \text{m}, & A_s &= 662.000 \text{ mm}^2 \\ N &= 3.333333 & n &= 7 \end{aligned}$$

- 응력산정

$$\begin{aligned} x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 91.748 \text{ mm} \\ f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) = 84.023 \text{ mm} \\ f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 84.023 \text{ mm} \end{aligned}$$

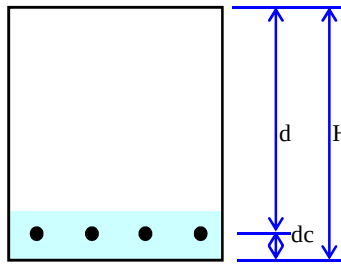
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 707.245 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균평균간격: } 1000 / 3.3 = 300 \text{ mm} < 707.245 \text{ mm} \quad \mathbf{O.K!!}$$

2) 1층 벽체 중앙부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1100.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1020.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm,
$M_o =$	18.922	kN·m,	$A_s =$	662.000	mm ²
$N =$	3.33		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 92.705 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 28.898 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 28.898 \text{ mm}$$

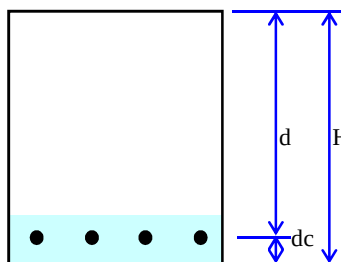
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80 - 16 / 2 = 72.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 2180.073 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격; $1000 / 3.3 = 300 \text{ mm} < 2180.073 \text{ mm}$ **O.K!!**

3) 1층 벽체 상부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1100.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1000.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	79.320	kN·m,	$A_s =$	1324.000	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 127.194 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 62.562 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 62.562 \text{ mm}$$

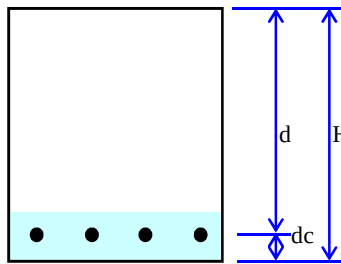
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 1007.003 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격; $1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 1007.003 \text{ mm}$ **O.K!!**

4) 1층 벽체 중앙부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1100.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1020.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm,
$M_o =$	46.303	kN·m,	$A_s =$	1324.000	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 128.546 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 35.790 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 35.790 \text{ mm}$$

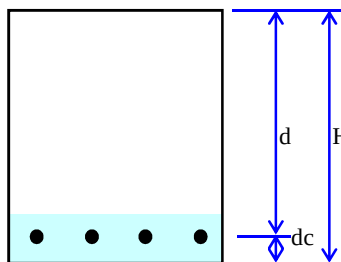
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80 - 16 / 2 = 72.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 1760.278 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격; $1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 1760.278 \text{ mm}$ **O.K!!**

5) 1층 벽체 하부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1100.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1000.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	84.909	kN·m,	$A_s =$	1324.000	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 127.194 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 66.970 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 66.970 \text{ mm}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 940.719 \text{ mm}$$

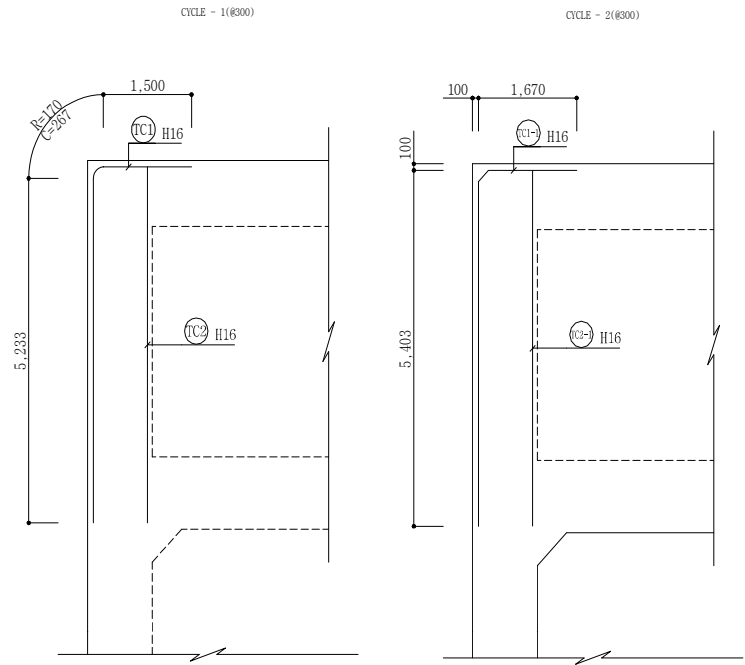
10.3 사용성검토 요약

1) 균열검토 요약

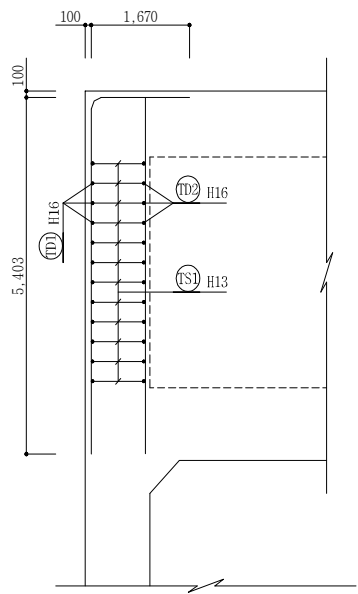
구분		Mo (kN·m)	주철근 (mm)	fs (Mpa)	Cc (mm)	S (mm)	Smin (mm)	비고
1층 벽체 Mxx	단 부	53.922	H16	84	92.0	300	707	O.K
	중양부	18.922	H16	29	72.0	300	2180	O.K
1층 벽체 Myy	상 부	79.320	H16	63	92.0	150	1007	O.K
	중양부	46.303	H16	36	72.0	150	1760	O.K
	하 부	84.909	H16	67	92.0	150	941	O.K

11. 주철근 조립도

마 감벽주철근조립도
S=1:50



마 감벽표준 단면도
S=1:50



RAMP-A(B1) 우선시공분 구조계산서

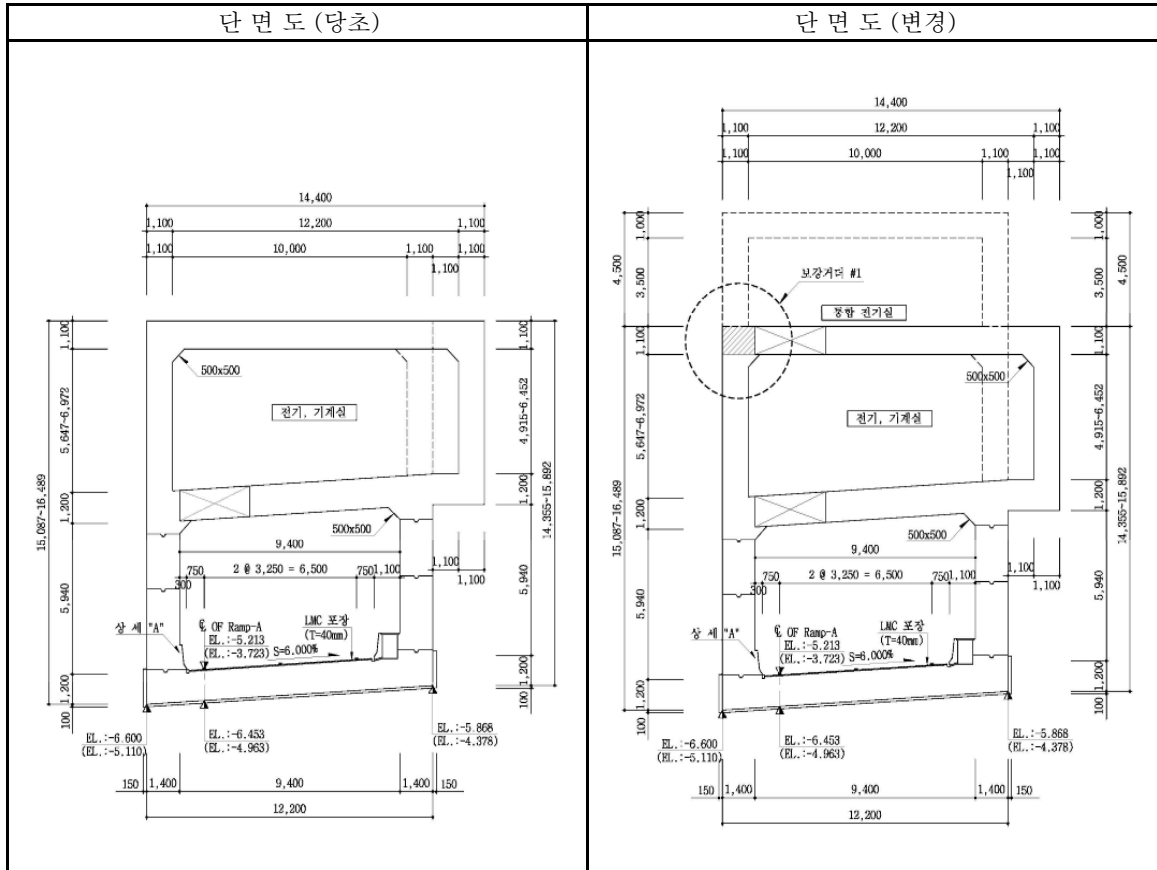
1. Ramp-A(B1) 장비반입구 OPEN부 보강거더
2. Ramp-A(B1) OPEN부 보강 철근량 검토
3. Ramp-A(B1) 기존 구조물 안전성 검토

1. Ramp-A(B1) 장비반입구 OPEN부 보강거더

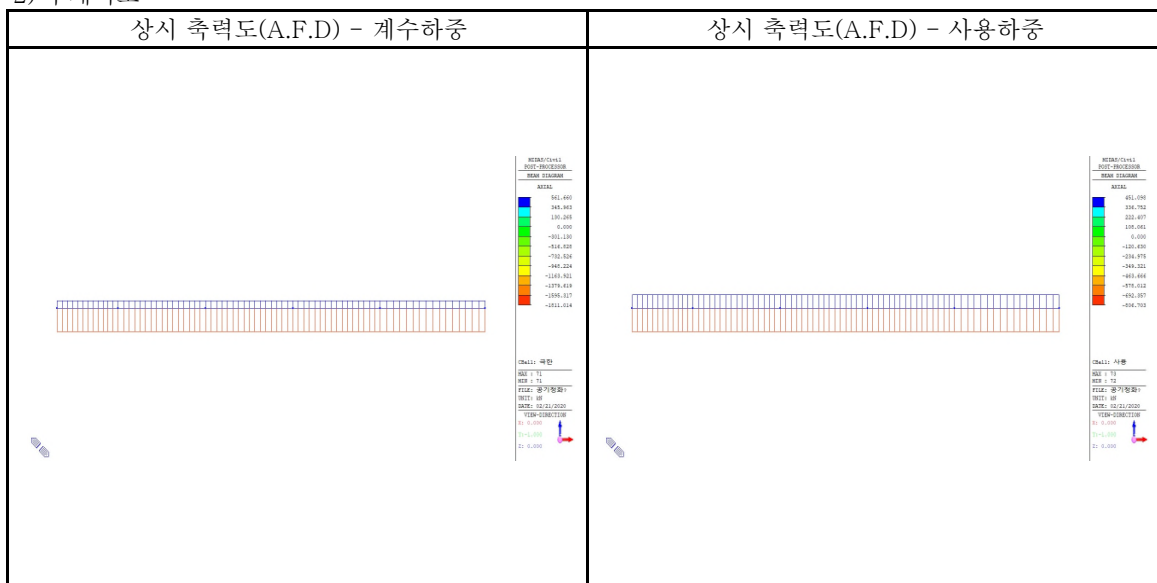
1.1 보강거더 #1

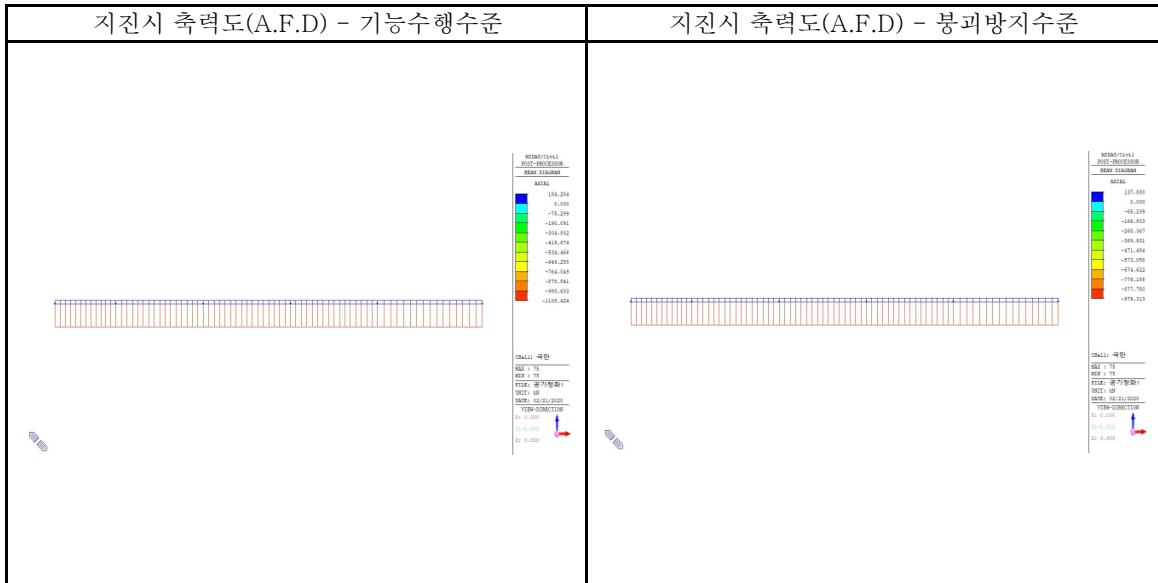
Ramp-B, B1 상부에 추가 설치되는 소화수조 및 기계실로 인해 발생하는 OPEN부 보강거더 검토

1) 단면가정



2) 부재력도





3) 부재력 집계

구 분	계수하중			사용하중
	상 시	지진시(기능)	지진시(붕괴)	상 시
장비반입구 (3.0m x 3.0m)	1811.014 kN	1108.424 kN	979.313 kN	806.703 kN
최대 발생력 축력	1811.01 kN			806.70 kN

4) 거더 해석용 부재력 산정

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	$Mu1 = 1811.01 \times 3.000^2 / 11 = 1481.74 \text{ kN.m}$
	사용하중		$Ms1 = 806.70 \times 3.000^2 / 11 = 660.03 \text{ kN.m}$
정보멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	$Mu2 = 1811.01 \times 3.000^2 / 16 = 1018.70 \text{ kN.m}$
	사용하중		$Ms2 = 806.70 \times 3.000^2 / 16 = 453.77 \text{ kN.m}$
전 단 력		$Su = 1.15 \times WL/2 - 0.15WL$	$Su = 1.15 \times 1811.01 \times 3.000 / 2 - 0.15 \times 1811.01 \times 3.000 = 2309.04 \text{ kN}$

5) 깊은보 검토

※ $L/D \leq 4$ 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{3.000 \text{ m}}{1.270 \text{ m}} = 2.362 \leq 4 \quad \therefore \text{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

6) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• $f_{ck} = 27$ MPa	• $f_y = 400$ MPa	• 부재 = 보	• 현치 = 0 mm
• $M_u = 1481.7$ kN.m	• $S_u = 2309.0$ kN	• $M_s = 660.0$ kN.m	• $d_d = 1270$ mm
• $B = 840$ mm	• $d = 1270$ mm	• $d' = 130$ mm	전단검토시
• $\phi_f = 0.85$	• $\phi_v = 0.75$	• 주철근 1 단 배치	

▶ $a = 73.317$ mm 가정

$$\therefore \text{Required } A_s = M_u / [\phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 3534 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00331] \\ a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 73.317 = \text{가정 } a \quad \therefore \text{O.K}$$

$$k_1 = 0.850 \Rightarrow P_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot (f_{ck}/f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.03 \\ P_{max} = 0.75 \cdot P_b = 0.02198 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 23448 \text{ mm}^2 \\ P_{min1} = 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3734 \text{ mm}^2 \\ P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3467 \text{ mm}^2 \\ P_{min} = \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3734 \text{ mm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4711 \text{ mm}^2$$

$\therefore P < P_{min} \text{ CASE} \Rightarrow A_s = \text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req. } A_s)$ 이상배근

$\therefore \text{USE } A_s : H \ 29 @ 168 = 3854 \text{ mm}^2$	$[6.0 \text{ ea/m}]$
$H \ 0 @ 0 = 0 \text{ mm}^2$	$[0.0 \text{ ea/m}]$
$H \ 0 @ 0 = 0 \text{ mm}^2$	$[0.0 \text{ ea/m}]$
TOTAL = 3854 mm²	[p = 0.00361]

◆ Moment check : $M_d = 1611.93$ kN.m > $M_u = 1481.74$ kN.m $\therefore \text{O.K}$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \phi_v V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 692.91 \text{ kN} < V_u = 2309.04 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \phi_v V_c &= 346.46 \text{ kN} < V_u = 2309.04 \text{ kN} \\ &\therefore \text{전단철근 필요} \end{aligned}$$

$$\cdot \text{전단철근 간격 } s = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{Req. } A_s \left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 221 \text{ mm}^2 \quad \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\phi_v f_y d] = 1273 \text{ mm}^2 \quad \text{[소요전단철근]} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\cdot V_s < 2/3 \sqrt{(f_{ck}) \times b \times d} = 3695.5 \text{ kN 이므로 O.K}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = H \ 22 \times 4.0 \text{ ea/m} = 1548 \text{ mm}^2 > 1273 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} \cdot \phi_v V_n &= \phi_v V_c + \phi_v V_s \\ &= 692.91 + 1966.47 = 2659.38 \text{ kN} > V_u = 2309.04 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.09 \end{aligned}$$

② 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7 \times 0.003613 + \sqrt{[2 \times 0.03 + 0.03^2]} = 0.201 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.2 / 3 = 0.93 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 660.03 / [3854 \times 1270 \times 0.93] = 144.520 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 인장철근간격s 검토

C_c (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 116 mm

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 144.520) - 2.5 \times 116 = 256.157 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210 / 144.520) = 435.926 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{인장철근 간격 } s = \text{MIN}(s_1, s_2) = 256.157 > 105 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

7) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 현치 = 0 mm
• Mu = 1018.70 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 453.77 kN.m	• dd = 1270 mm
• B = 840 mm	• d = 1270 mm	• d' = 130 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 49.932 mm 가정

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 2406 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00226] \\ a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 49.932 = \text{가정 } a \quad \therefore \text{O.K} \\ k_1 &= 0.850 \Rightarrow P_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot (f_{ck}/f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.03 \\ P_{\max} &= 0.75 \cdot P_b = 0.02198 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 23448 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3734 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 2} &= 0.25 / f_{ck} \cdot f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3467 \text{ mm}^2 \\ P_{\min} &= \max(P_{\min 1}, P_{\min 2}) = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3734 \text{ mm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 3209 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H 29 @ 168	= 3854 mm ²	[6.0 ea/m]
H 0 @ 0	= 0 mm ²	[0.0 ea/m]
TOTAL	= 3854 mm ²	[p = 0.003613]

◆ Moment check : Md = 1611.93 kN.m > Mu = 1018.70 kN.m ∴ O.K
Rm = Md / Mu = 1.58

② 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7 \times 0.003613 + \sqrt{[2 \times 0.03 + 0.03^2]} = 0.201 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.2 / 3 = 0.93 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 453.77 / [3854 \times 1270 \times 0.93] = 99.360 \text{ MPa} \end{aligned}$$

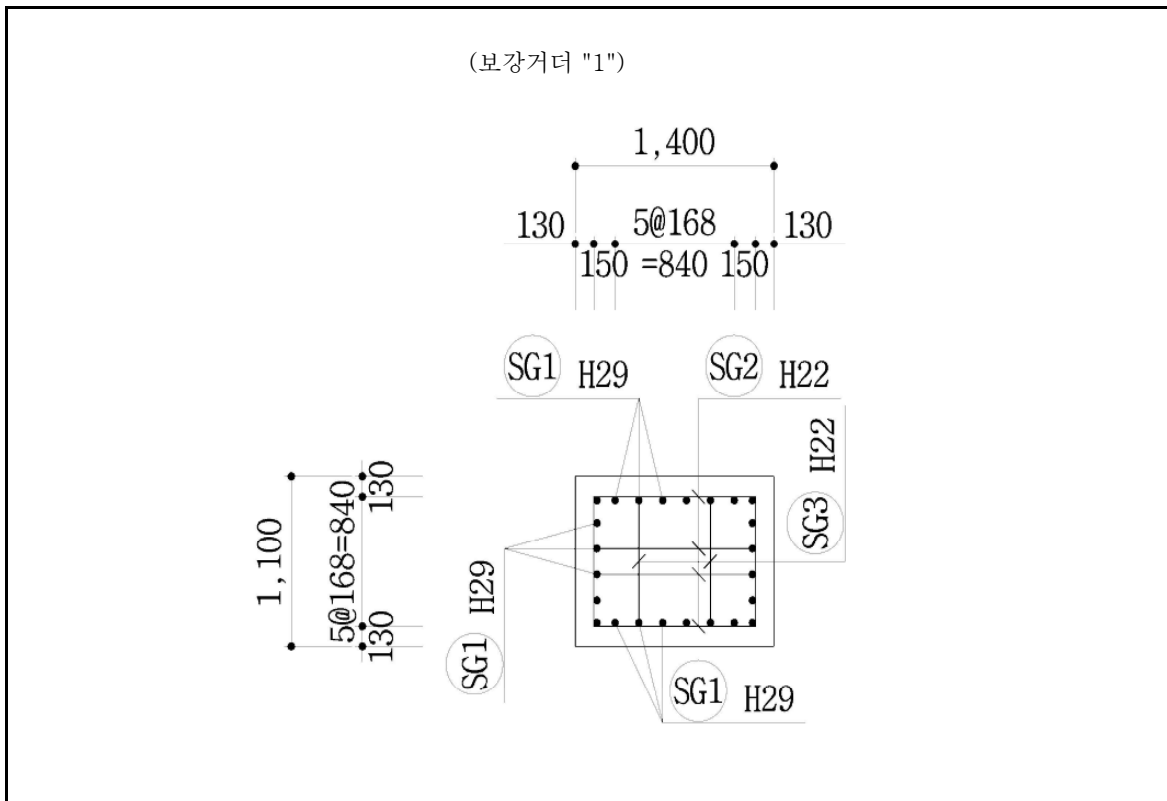
③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 116 mm

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 99.36) - 2.5 \times 116 = 503.822 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210 / 99.36) = 634.058 \text{ mm} \\ \text{인장철근 간격 } s &= \text{MIN}(s_1, s_2) = 503.822 > 105 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

1.2 주철근 조립도

1) 보강거더



2. Ramp-B(B1) OPEN부 보강 철근량 검토

□ Ramp A BLOCK-1(장비반입구) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	(1단)	H	32	-	27	ea	=	21443.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	27	ea	=	21443.40	mm ²
- 배력철근	(1단)	H	32	-	27	ea	=	21443.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	27	ea	=	21443.40	mm ²
	(1단)	H	16	-	10	ea	=	1986.00	mm ²
	(2단)	H	16	-	10	ea	=	1986.00	mm ²
	(1단)	H	16	-	10	ea	=	1986.00	mm ²
	(2단)	H	16	-	10	ea	=	1986.00	mm ²
철근량산정							=	93717.60	mm ²

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강거더철근	(1단)	H	29	-	32	ea	=	16214.40	mm ²
	(1단)	H	29	-	32	ea	=	16214.40	mm ²
- 보강(수평)	(1단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(1단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
- 보강(수직)	(1단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(1단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
	(2단)	H	32	-	12	ea	=	9530.40	mm ²
철근량산정							=	108672.00	mm ²

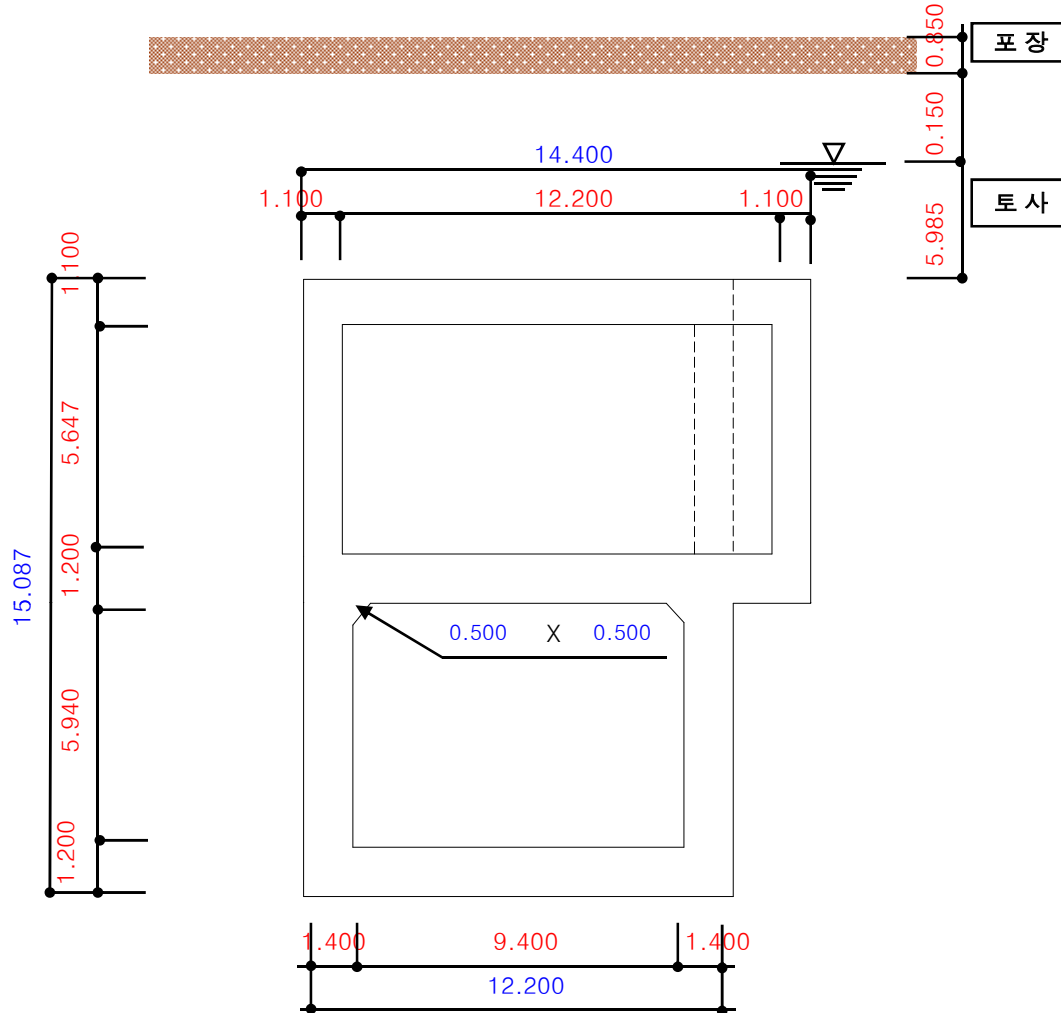
(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(108672mm²) > 공제철근량(93717.6mm²)0.K

3. Ramp-A, B1 기존 구조물 안전성 검토

3.1 당초 설계시 상부 작용하중

3.1.1 단면도



3.1.2 상부 작용하중 계산

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.100	x	14.400	x	25.00	=	396.000	kN
②	중간슬라브	:	1.200	x	14.400	x	25.00	=	432.000	kN
③	하부슬라브	:	1.200	x	12.200	x	25.00	=	366.000	kN
⑥	벽체1	:	1.400	x	5.940	x	25.00 x 2 ea	=	415.800	kN
⑦	벽체2	:	1.100	x	5.647	x	25.00 x 2 ea	=	310.585	kN
⑧	현치	:	0.500	x	0.500	x	1/2 x 25.00 x 6 ea	=	18.750	kN
									Σ	= 1939.135 kN

⑨ 2차 고정하중 - 기계하중

기계하중										
기계하중	:	310.0	/	8.00	=	38.750	kN/m ²			
무근콘크리트	:	23.5	x	0.85	=	19.975	kN/m ²			

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{포장층} &: 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{육상토사} &: 1.0 \times 6.135 \times 19.000 = \text{#####} \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ Wt1} &= 136.115 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$- \text{하부반력산정} : 136.115 \text{ KN}$$

② 지하수 있을때 (CASE-2)

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{포장층} &: 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{육상토사} &: 1.0 \times 0.150 \times 19.000 = 2.850 \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{수중토사} &: 1.0 \times 5.985 \times 10.000 = 59.850 \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ Wt2} &= 82.250 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$- \text{하부반력산정} : 82.250 \text{ KN}$$

3) 노면 활하중

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/m²)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

$$\text{노면 활하중} : = 15.00 \text{ kN/m}^2$$

4) 수 압

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

$$\text{qwt1} = 5.985 \times 10.000 = 59.850 \text{ kN/m}^2$$

5) 상부 작용하중

① 지하수가 없을 경우

$$134.662 + 74.000 + 136.115 + 15.000 = 359.777 \text{ kN/m}^2$$

② 지하수가 있을 경우

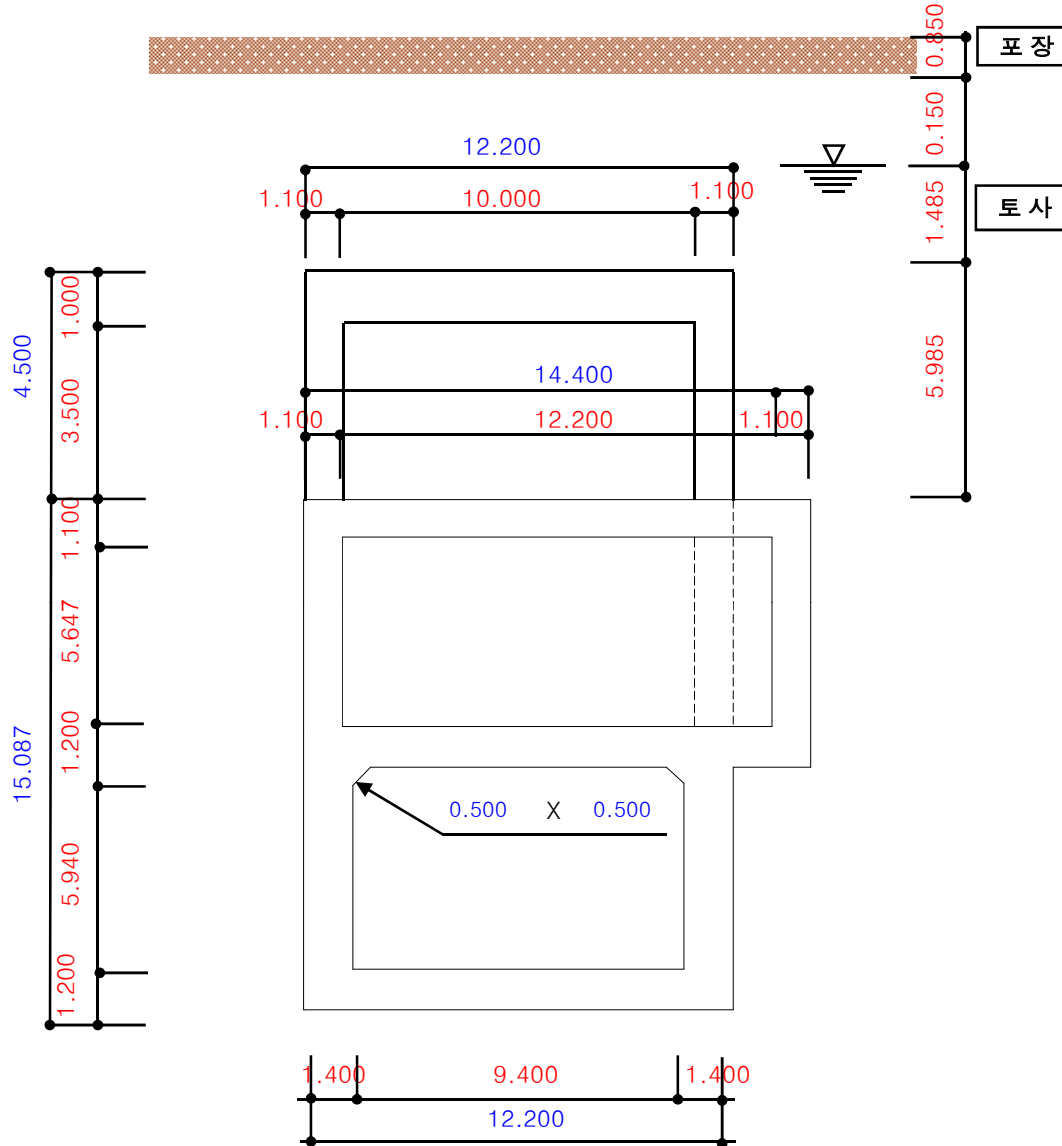
$$134.662 + 74.000 + 82.250 + 15.000 + 59.850 = 365.762 \text{ kN/m}^2$$

③ 최대 작용하중

$$= 365.762 \text{ kN/m}^2$$

3.2 변경 설계시 상부 작용하중

3.2.1 단면도



3.1.2 상부 작용하중 계산

1) 고정하중 - 자 중

① 상부슬라브 :	1.000	x	12.200	x	25.00	=	305.000	kN
② 중간 1 슬라브 :	1.100	x	14.400	x	25.00	=	396.000	kN
③ 중간 2 슬라브 :	1.200	x	14.400	x	25.00	=	432.000	kN
④ 하부슬라브 :	1.200	x	12.200	x	25.00	=	366.000	kN
⑤ 지하 3층 벽체 :	1.400	x	5.940	x	25.00	x	2 ea	= 415.800 kN
⑥ 지하 2층 벽체 :	1.100	x	5.647	x	25.00	x	2 ea	= 310.585 kN
⑦ 지하 1층 벽체 :	1.100	x	3.500	x	25.00	x	2 ea	= 192.500 kN
⑧ 현 치 :	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00 x 6 ea	= 18.750 kN

⑨ 2차 고정하중 - 기계하중

$$\begin{aligned}
 & \text{기계하중} && \text{기계하중} & : & 310.0 & / & 8.00 & = & 38.750 & \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{무근콘크리트} & 23.5 & \times & 0.85 & = & 19.975 & \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{포장층} & : & 1.0 & \times & 0.850 & \times & 23.000 & = & 19.550 & \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{육상토사} & : & 1.0 & \times & 1.635 & \times & 19.000 & = & 31.065 & \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ Wt1} & = & 50.615 & \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- 하부반력산정 : 50.615 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{포장층} & : & 1.0 & \times & 0.850 & \times & 23.000 & = & 19.550 & \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{육상토사} & : & 1.0 & \times & 0.150 & \times & 19.000 & = & 2.850 & \text{ kN/m}^2 \\
 \cdot \text{수중토사} & : & 1.0 & \times & 1.485 & \times & 10.000 & = & 14.850 & \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ Wt2} & = & 37.250 & \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- 하부반력산정 : 37.250 KN

3) 노면 활하중

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/m²)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 21.00 kN/m²

4) 수 압

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

$$qwt1 = 1.485 \times 10.000 = 14.850 \text{ kN/m}^2$$

5) 상부 작용하중

① 지하수가 없을 경우

$$169.211 + 74.000 + 50.615 + 21.000 = 314.826 \text{ kN/m}^2$$

② 지하수가 있을 경우

$$169.211 + 74.000 + 37.250 + 21.000 + 14.850 = 316.311 \text{ kN/m}^2$$

3.3 안전성 검토

1) 당초 설계시 상부 작용하중

- 최대 작용하중 = 365.762 kN/m²

2) 변경 설계시 상부 작용하중

- 최대 작용하중 = 316.311 kN/m² < 365.762 kN/m² ...O.K

∴ 상부 작용하중이 당초보다 변경 설계시가 더 작으므로 기존 구조물 구조검토는 생략함.

5-2. RAMP-B

☐ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구조 계산서										
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	1204.6	1519.0	771.4	592.3	1824.59	1040.69	1.20	1.35	H32@125,H0@0
	우측단부	1205.1	1526.5	771.5	594.5	1824.59	1040.69	1.20	1.35	H32@125,H0@0
	중앙부	916.8	697.4	170.5	282.8	1219.28	298.78	1.33	1.06	H25@125,H0@0
중간슬래브	좌측단부	583.4	1091.9	335.1	433.3	1176.52	1318.75	1.08	3.04	H32@125,H25@125
	우측단부	583.7	1091.0	335.1	433.4	1176.52	1318.75	1.08	3.04	H32@125,H32@125
	중앙부	320.6	394.9	73.4	171.6	530.17	379.23	1.34	2.21	H25@125,H25@125
하부슬래브	좌측단부	1922.5	3765.8	1231.4	1532.0	1824.59	1978.13	0.48	1.29	H32@125,H25@125,H0@125
	우측단부	1921.4	3730.8	1230.9	1528.2	1824.59	1978.13	0.49	1.29	H32@125,H22@125,H0@125
	중앙부	1673.0	1854.8	155.3	388.2	1824.59	1281.35	0.98	3.30	H32@125,H25@125,
지하 1층 좌측 벽체	상단부	1327.5	1771.7	701.6	714.2	2863.68	1978.13	1.62	2.77	H32@125,H25@125
	중앙부	480.7	1344.6	524.1	598.3	1824.59	1281.35	1.36	2.14	H32@125,H0@0
	하단부	954.9	1420.8	306.9	549.1	4015.62	1978.13	2.83	3.60	H32@125,H32@125
지하 2층 좌측 벽체	상단부	403.5	876.8	458.0	836.3	2040.61	2197.92	2.33	2.63	H32@125,H32@125
	중앙부	850.0	1747.9	532.7	1085.3	2083.82	1452.19	1.19	1.34	H32@125,H29@125
	하단부	2086.9	3996.4	1191.2	1398.8	2040.61	2197.92	0.51	1.57	H32@125,H32@125
지하 1층 우측 벽체	상단부	1328.0	1777.4	701.6	711.5	1669.07	1156.32	0.94	1.63	H29@125,H0@0
	중앙부	481.2	1338.9	524.1	595.6	1357.10	920.98	1.01	1.55	H25@125,H0@0
	하단부	954.4	1390.9	306.9	556.3	1704.02	1179.45	1.23	2.12	H29@125,H0@0
지하 2층 우측 벽체	상단부	404.0	845.1	458.0	825.4	3842.00	2197.92	4.55	2.66	H32@125,H32@125
	중앙부	850.8	1750.5	532.7	1073.6	3076.80	1452.19	1.76	1.35	H29@125,H29@125
	하단부	2087.7	3973.9	1191.2	1385.3	3712.39	2241.88	0.93	1.62	H32@125,H32@125

1. 설계조건 (상 시)

1) 형 식 : 철근 콘크리트

2) 기초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma_s = 19.00 \text{ kN/m}^3$ (지하수 비고려시)

: $\gamma_s' = 10.00 \text{ kN/m}^3$ (지하수 고려시)

② 뒷채움재 내부마찰각 : $\Phi = 30^\circ$

③ 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi = 42.4^\circ$

④ 기 초 부 N 치 : $N = 50$

⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$

* 무근 콘크리트 : $\gamma_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$

* 포 장 , 아스팔트 : $\gamma_c = 23.00 \text{ kN/m}^3$

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/m²)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 * 지하수위고 : $GL = -1.000 \text{ m}$

5) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi_f = 0.85$
 * 전 단 : $\Phi_v = 0.75$

6) 사 용 재 료

① 콘크리트 강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
 ② 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 27783 \text{ MPa}$ --- 도.설 2.3.3
 ③ 철근 항복 강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 ④ 철근 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ --- 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(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	() 버림콘크리트 시공시

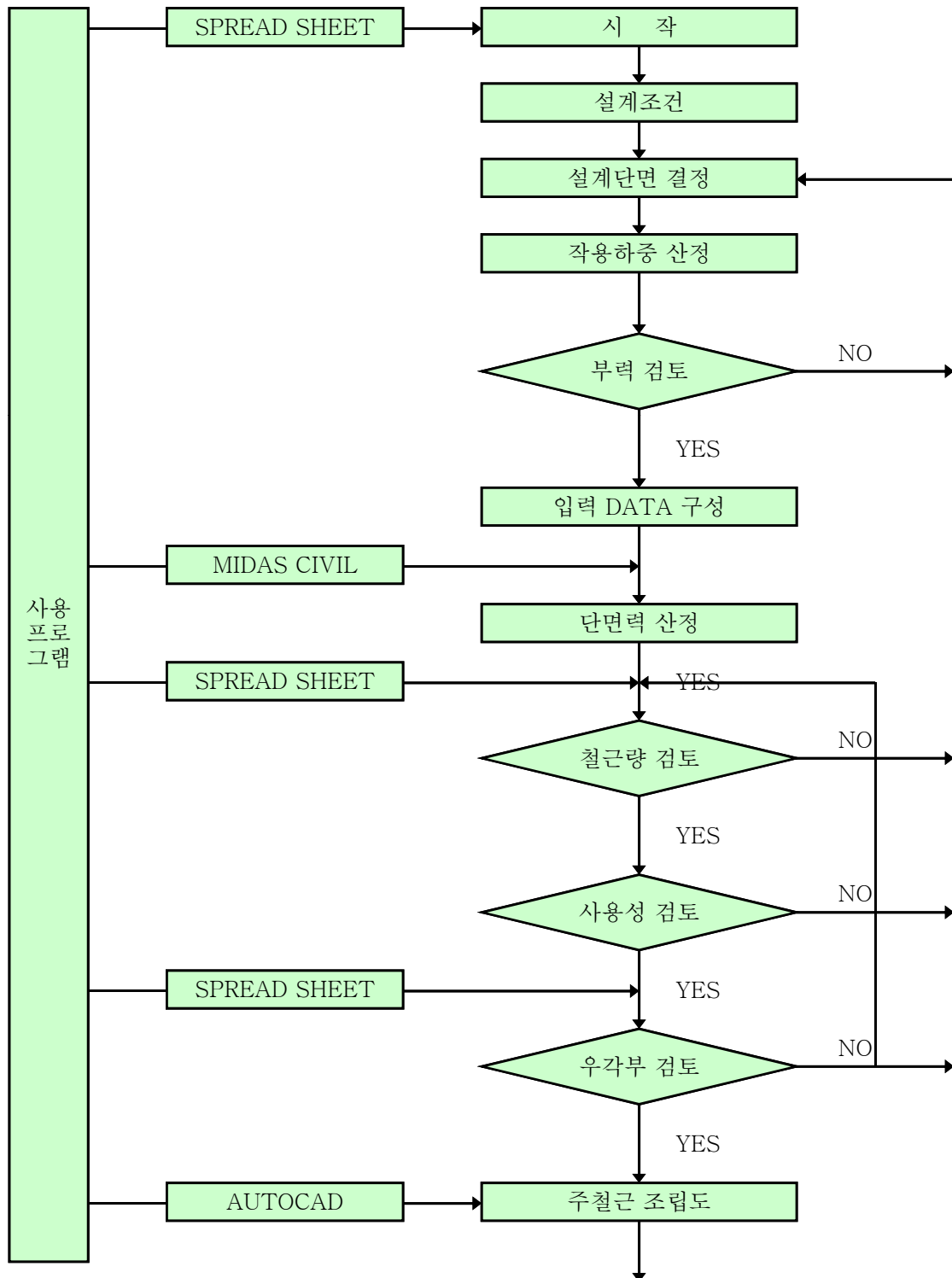
9) 참 고 서 적

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

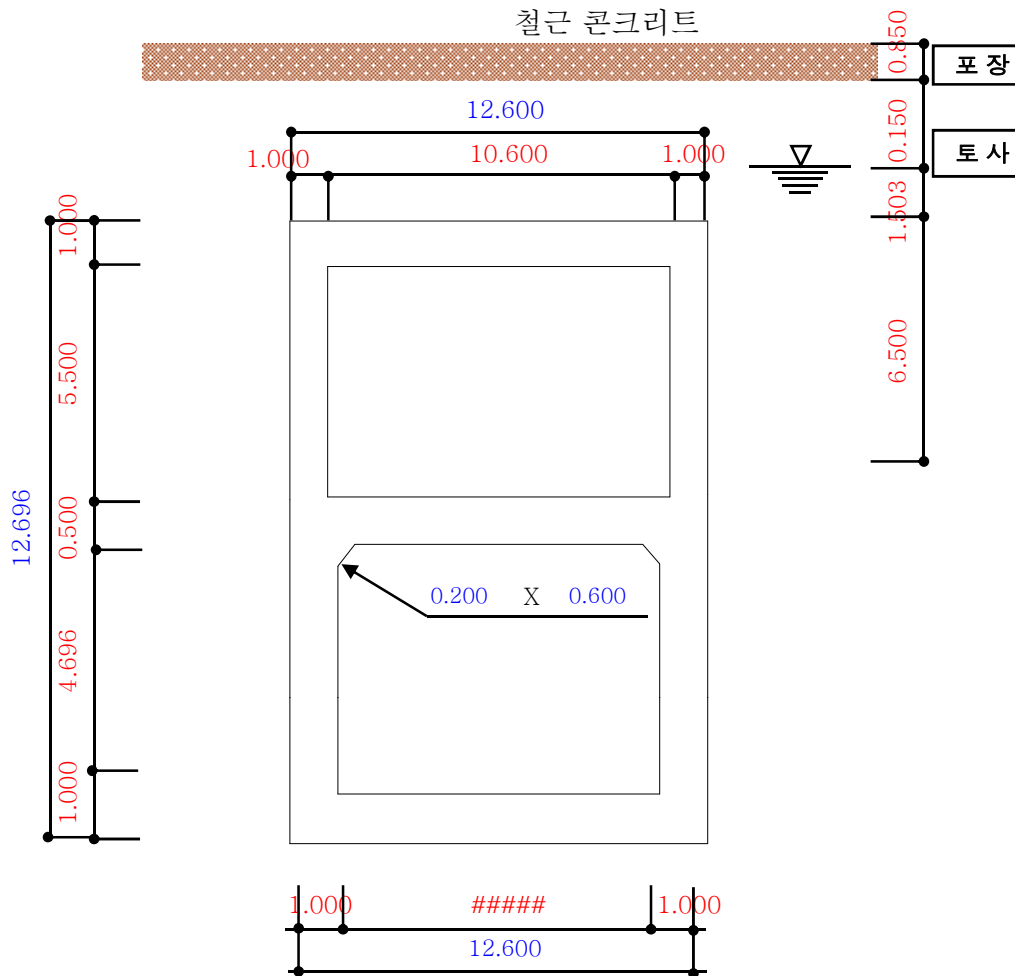
10) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL 프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



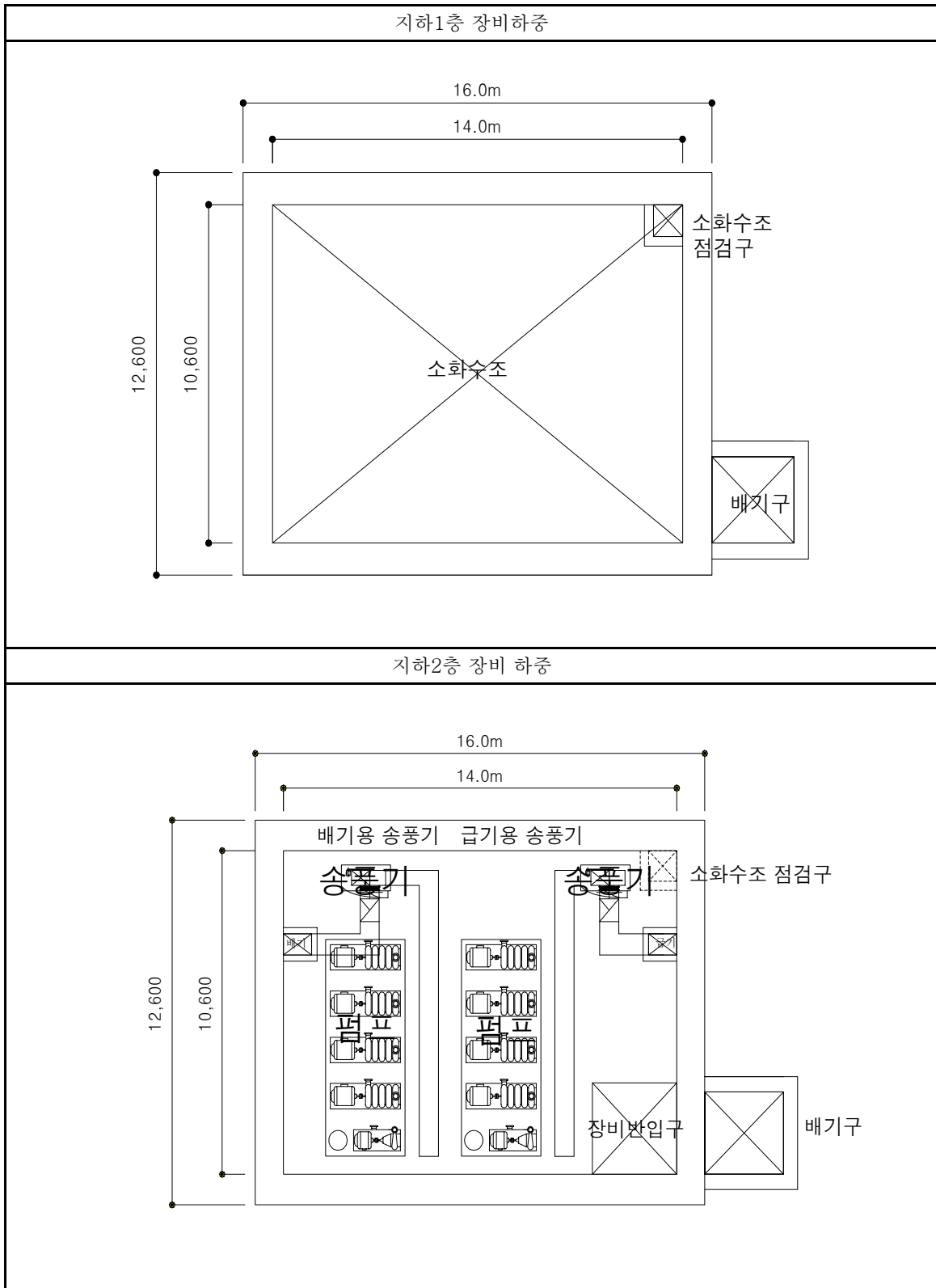
2. 단면가정



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부 Slab	1.000	x	12.600	x	25.00		=	315.000	kN
②	지하1층 중간 Slab:	0.500	x	12.600	x	25.00		=	157.500	kN
③	하부 Slab :	1.000	x	12.600	x	25.00		=	315.000	kN
⑥	지하2층 벽체 :	1.000	x	4.696	x	25.00	x 2 ea	=	234.800	kN
⑦	지하1층 벽체 :	1.000	x	5.500	x	25.00	x 2 ea	=	275.000	kN
⑧	현 치 :	0.200	x	0.600	x	1/2	x 25.00 x 2 ea	=	3.000	kN
								Σ	=	1300.300 KN



⑨ 2차 고정하중 - 기계하중

장비하중(지하1층 : 6000.0 (장비하중) , 148.40 = 40.431 kN/m²

장비하중(지하2층 : = 11.377 kN/m²

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

$$\begin{aligned}
 &\cdot \text{포장층} : 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{육상토사} : 1.0 \times 1.653 \times 19.000 = 31.398 \text{ kN/m}^2 \\
 &\qquad\qquad\qquad \Sigma Wt1 = 50.948 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{포장층} : 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{육상토사} : 1.0 \times 8.153 \times 19.000 = \text{#####} \text{ kN/m}^2 \\
 &\qquad\qquad\qquad \Sigma Wt1 = 174.448 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- 하부반력산정 : 50.948 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

$$\begin{aligned}
 &\cdot \text{포장층} : 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{육상토사} : 1.0 \times 0.150 \times 19.000 = 2.850 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{수중토사} : 1.0 \times 1.503 \times 10.000 = 15.025 \text{ kN/m}^2 \\
 &\qquad\qquad\qquad \Sigma Wt2 = 37.425 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{포장층} : 1.0 \times 0.850 \times 23.000 = 19.550 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{육상토사} : 1.0 \times 0.150 \times 19.000 = 2.850 \text{ kN/m}^2 \\
 &\cdot \text{수중토사} : 1.0 \times 8.003 \times 10.000 = 80.025 \text{ kN/m}^2 \\
 &\qquad\qquad\qquad \Sigma Wt2 = 102.425 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- 하부반력산정 : 37.425 KN

3) 노면 활하중

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvl,kN/m²)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

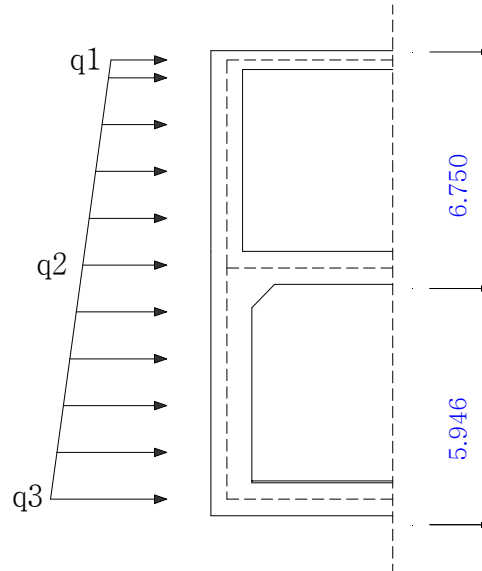
노면 활하중 : = 21.00 kN/m²

4) 노면 활하중에 의한 측벽 (CASE-3)

상재하중 q x Ko = 21.000 x 0.500 = 10.500 kN/m²

3) 토 압

* 정지토압계수 $K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$



[토압 작용 단면도]

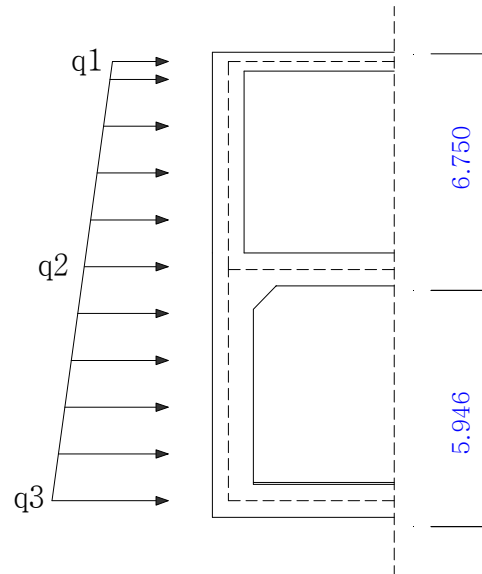
(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

$$\begin{aligned} q1 &= 0.500 \times (0.850 \times 23.00 + 1.653 \times 19.00) = 25.474 \text{ kN/m}^2 \\ q2 &= 25.47 + 0.500 \times 6.750 \times 19.00 = 89.599 \text{ kN/m}^2 \\ q3 &= 89.60 + 0.500 \times 5.946 \times 19.00 = 146.086 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

$$\begin{aligned} q1 &= 0.500 \times (0.850 \times 23.00 + 0.150 \times 19.00) + 1.503 \times 10.00 = 18.713 \text{ kN/m}^2 \\ q2 &= 18.71 + 0.500 \times 6.750 \times 10.00 = 52.463 \text{ kN/m}^2 \\ q3 &= 52.46 + 0.500 \times 5.946 \times 10.00 = 82.193 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

$$q_{wt1} = 1.503 \times 10.000 = 15.025 \text{ kN/m}^2$$

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

$$q_{w1} = 1.503 \times 10.000 = 15.025 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w2} = 15.025 + 6.750 \times 10.000 = 82.525 \text{ kN/m}^2$$

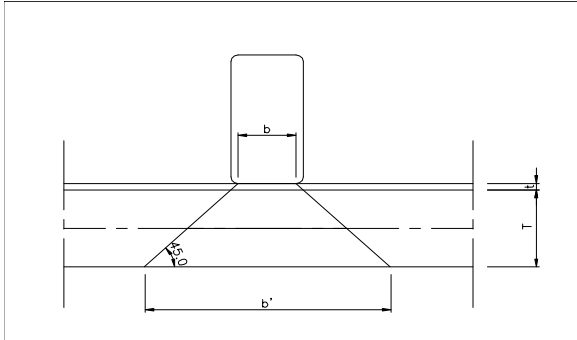
$$q_{w3} = 82.525 + 5.946 \times 10.000 = 141.985 \text{ kN/m}^2$$

(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-8)

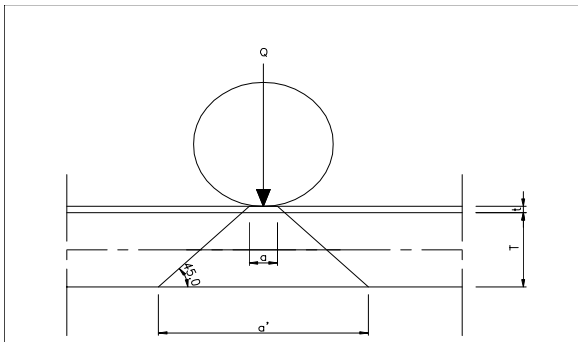
$$q_{wb} = 141.99 + 0.500 \times 10.000 = 146.985 \text{ kN/m}^2$$

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 활하중(지지력검토시)



$$\begin{aligned} t &= 0.040 \text{ m} \\ T &= 1.400 \text{ m} \\ b' &= 0.500 + 2 \times (1.400 + 0.040) \\ &\quad \times \cot 45^\circ = 3.380 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} a' &= 0.200 + 2 \times (1.400 + 0.040) \\ &\quad \times \cot 45^\circ = 3.080 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_z &= 96.00 / (3.380 \times 3.080) \\ &= 9.222 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

① 상부 Slab :	=	315.000	kN
② 지하1층 중간 Slat:	=	157.500	kN
③ 하부 Slab :	=	315.000	kN
⑥ 지하2층 벽체 :	=	234.800	kN
⑦ 지하1층 벽체 :	=	275.000	kN
⑧ 현 치 :	=	3.000	kN
- 기계 하 중 :	6000.0 + 176.0	=	6176.000 kN
- 무근콘크리트 :	4.935 x 11.600	=	57.246 kN
- 연 직 하 중 :	50.948 x 12.600	=	641.939 kN
- 상 부 활 하 중 :	21.000 x 12.600	=	264.600 kN
- 내 부 활 하 중 :	9.222 x 10.600	=	97.748 kN
		Σ	= 8537.833 kN

$$Q_{\max 1} = 8537.833 / 12.600 = 677.606 \text{ kN/m}^2$$

(2) 지하수 고려시

① 상부 Slab :	=	315.000	kN
② 지하1층 중간 Slat:	=	157.500	kN
③ 하부 Slab :	=	315.000	kN
⑥ 지하2층 벽체 :	=	234.800	kN
⑦ 지하1층 벽체 :	=	275.000	kN
⑧ 현 치 :	=	3.000	kN
- 기계 하 중 :	6000.0 + 176.0	=	6176.000 kN
- 무근콘크리트 :	4.935 x 11.600	=	57.246 kN
- 연 직 하 중 :	37.425 x 12.600	=	471.555 kN
- 상 부 활 하 중 :	21.000 x 12.600	=	264.600 kN
- 내 부 활 하 중 :	9.222 x 10.600	=	97.748 kN
		Σ	= 8367.449 kN

$$Q_{\max 1} = 8367.449 / 12.600 = 664.083 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore Q_{\max} = 677.606 \text{ kN/m}^2$$

(4) 지지력 판정

$$Q_{\max} = 677.606 \text{ kN/m}^2 < Q_a = 815.320 \text{ kN/m}^2 \text{ --- O.K !}$$

(4) 부력검토

① 상재하중 8005.101 kN/m

② 측면마찰력

지하수위이상

$$0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ = 3.458 \text{ kN/m}$$

지하수위이하

$$0.500 \times (2 \times 1.000 \times 1.503 \times 19.000 + 1.503^2 \\ \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ = 14.499 \text{ kN/m}$$

② 하부 부력(수압참조): $(1.503 + 12.696) \times 10.0 \times 12.600 = 1789.011 \text{ kN/m}$
 $(1.503 + 18.892) \times 10.0 \times 0.000 = \frac{0.000}{1789.011} \text{ kN/m}$

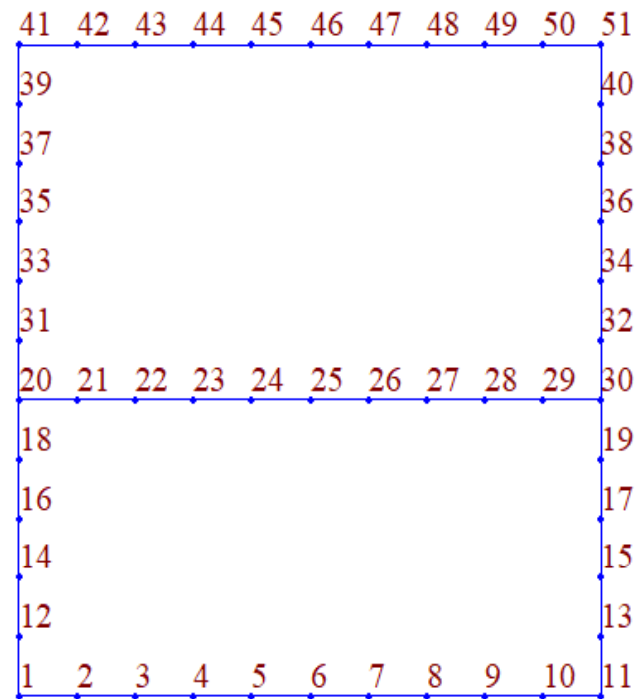
(5) 부력 판정

$$\text{F.S} = \frac{8023.057}{1789.011} = 4.485 > 1.05 \text{ --- O.K!}$$

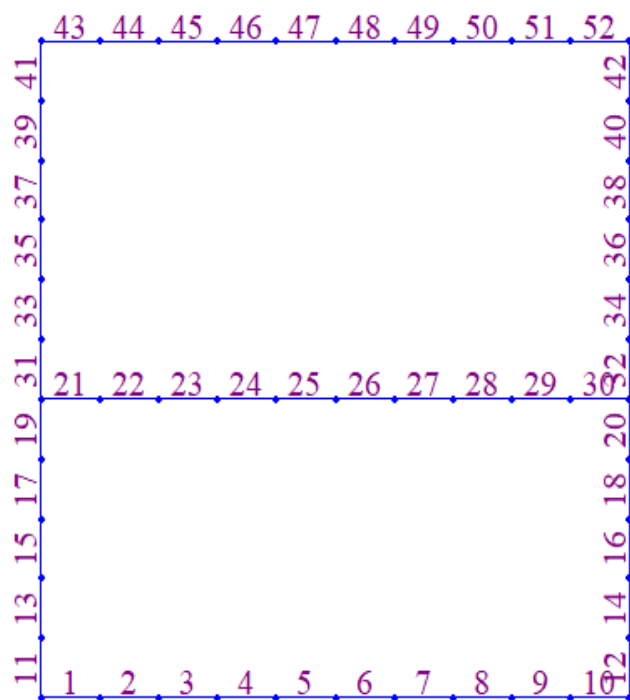
4. 입력 DATA

1) 모델링 (상시)

① Node No.



② Element No.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	43 ~ 52
중간 슬래브	1.0	0.500	0.500	0.0104167	27783	21 ~ 30
하 부 슬 래 브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	1 ~ 10
지하1층 벽체	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	31 ~ 42
지하2층 벽체	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	11 ~ 20

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

$$E_o = 28000.0 \text{ KN/m}^2$$

② 연직방향 지반반력계수 ($\alpha = 1$)

$$K_{vc} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_o = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93333.33 \text{ KN/m}^2$$

③ 환산재하폭

$$B_h = \sqrt{12.600 \times 21.400} = 16.421 \text{ m}$$

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

$$\begin{aligned} \beta &= (1 + B / L) / 2 \\ &= (1 + 12.6 / 21.4) / 1.5 = 1.059 > 1 \\ \therefore \beta &= 1.000 \end{aligned}$$

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$$\begin{aligned} K_v &= \beta \times K_{vo} \times (B_v / 0)^{-3/4} \\ &= 1.000 \times 93333 \times (16.421 / 0)^{-3/4} = 4638 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_z(1, 11) = 4638 \times 1.0 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 5751 \text{ kN/m}^3$$

$$K_z(2 \sim 10) = 4638 \times 1.0 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 5009 \text{ kN/m}^3$$

3) 강역설정

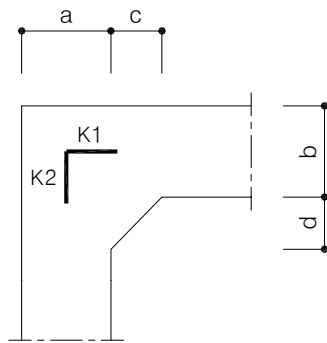
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25°이상 60°미만인 경사진 헨치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

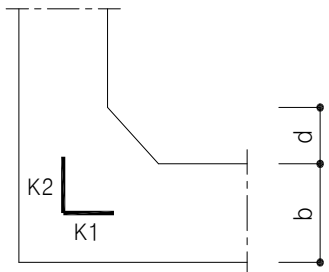
CASE 3 : 헨치의 경사가 60° 이상의 경우는 헨치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



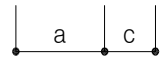
[상부 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ K1 &= 550 \text{ mm} & K2 &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$



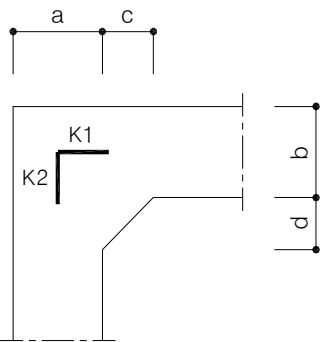
[하부 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1400 \text{ mm} & c &= 0 \text{ mm} \\ b &= 1200 \text{ mm} & d &= 0 \text{ mm} \\ K1 &= 375 \text{ mm} & K2 &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$



[지하1층 중간슬래브 좌측 우각부 [지하2층 중간슬래브 좌측 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & a &= 1400 \text{ mm} \\ b &= 1100 \text{ mm} & b &= 1200 \text{ mm} \\ c &= 500 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ d &= 500 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ k1 &= 500 \text{ mm} & k1 &= 400 \text{ mm} \\ k2 &= 500 \text{ mm} & k2 &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$



[지하1층 중간슬래브 우측 우각부 [지하2층 중간슬래브 우측 우각부]

$$\begin{aligned} a &= 1100 \text{ mm} & a &= 1400 \text{ mm} \\ b &= 1100 \text{ mm} & b &= 1200 \text{ mm} \\ c &= 500 \text{ mm} & c &= 500 \text{ mm} \\ d &= 500 \text{ mm} & d &= 500 \text{ mm} \\ k1 &= 500 \text{ mm} & k1 &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

$$h \leq 2m \text{ 에 대해서 } \alpha_H = 1.0$$

$$h > 2m \text{ 에 대해서 } \alpha_H = 1.05 - 0.025 h \geq 0.875$$

$$\therefore \alpha_H = 1.000$$

(상 시)

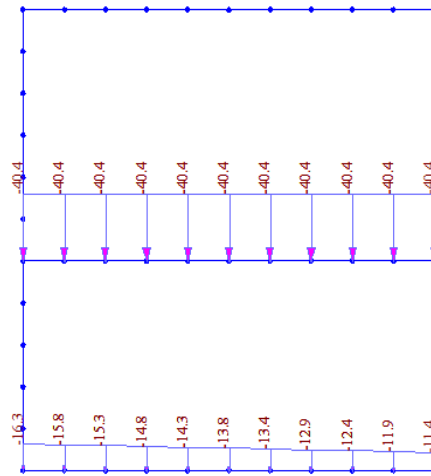
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+ 15℃	-15℃	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.6	1.6			1.2		
COMB 2		1.2	1.6	1.6	1.6				1.2	
COMB 3		1.2	1							
COMB 4		1.2	1.6	1.6	0.8			1.2		
COMB 5		1.2	1.6	1.6	0.8				1.2	
COMB 6		0.9		0.9	1.6					
COMB 7		0.9		0.9	0.8					
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2		
COMB 9		1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6		1.2	
COMB 10		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8	1.2		
COMB 11		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8		1.2	
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

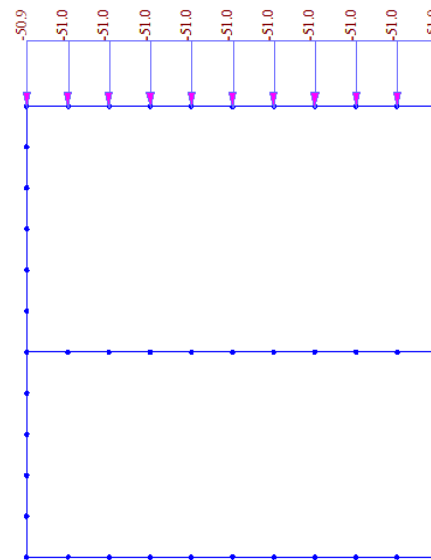
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+ 15℃	-15℃	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		
COMB 15		1	1	1	1				1	
COMB 16		1	1							
COMB 17		1	1	1	0.5			1		
COMB 18		1	1	1	0.5				1	
COMB 19		0.9		0.9	1					
COMB 20		0.9		0.9	0.5					
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			

7. 하중 재하도

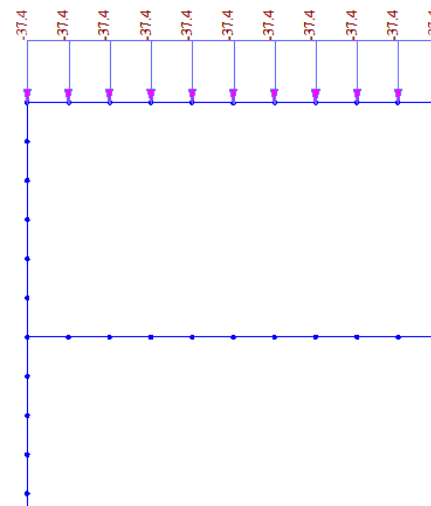
- 1) CASE 1 - 고정하중 : 자중(PROGRAM 내에서 자동고려) 및 2차 고정하중



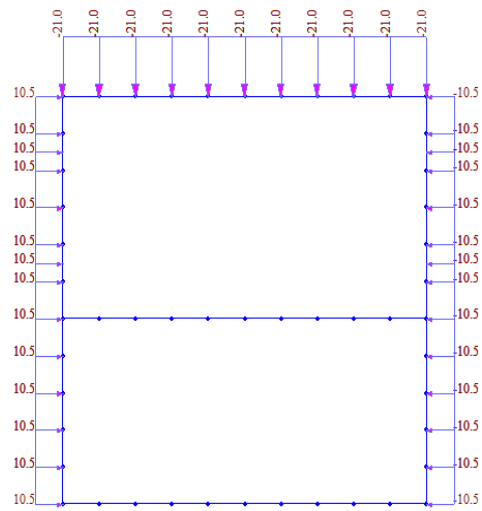
- 2) CASE 2 - 연직토압 (지하수 비고려시)



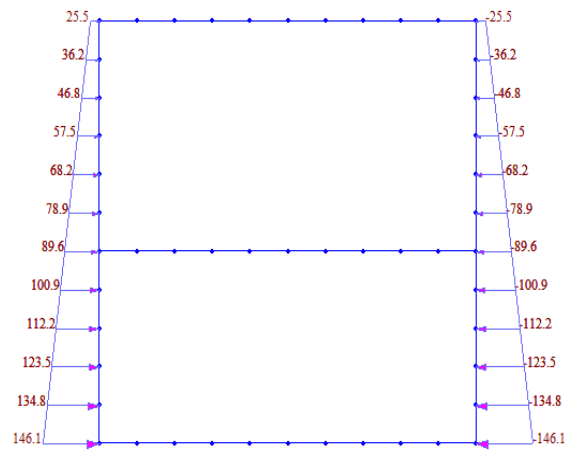
- 3) CASE 3 - 연직토압 (지하수 고려시)



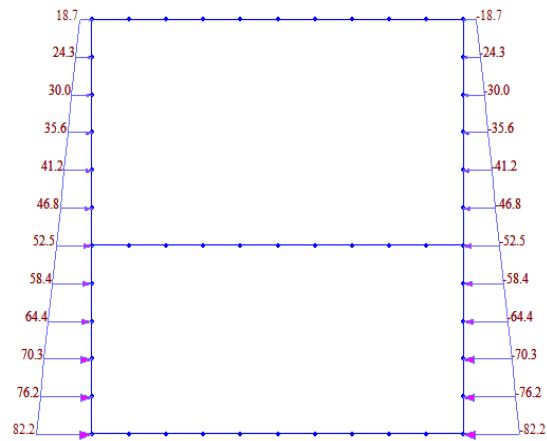
4) CASE 4 - 노면활하중



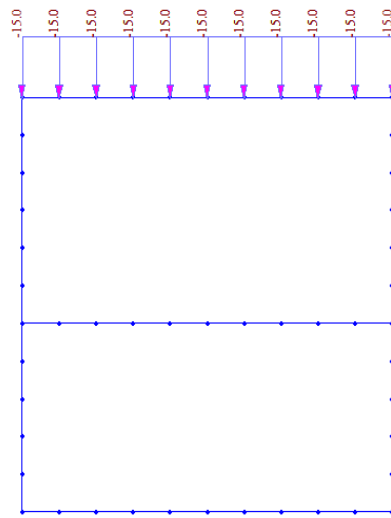
5) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



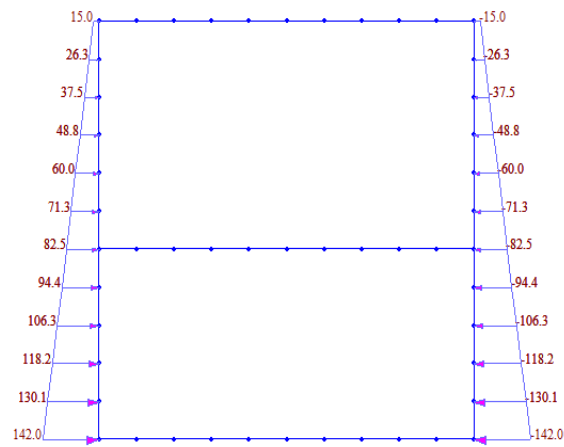
6) CASE 6 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



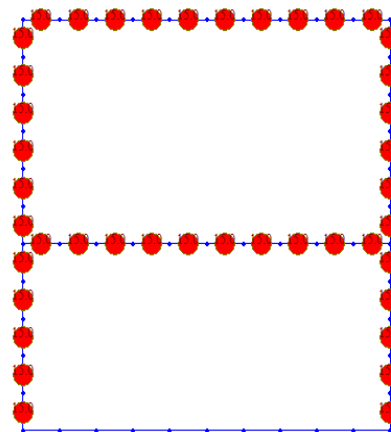
7) CASE 7 - 연직수압



8) CASE 8 - 횡수압



9) CASE 9 - 건조수축



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
 $\gamma_t : 20.0 \text{ kN/m}^3$

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(g 값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	50
매립토	5	풍화암	50
퇴적토	20	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

- 상부슬라브의 중심축 위치 : 3.003 m 지하1층 중간슬라브의 중심축 위치 9.253 m
 하부슬라브의 중심축 위치 : 14.699 m
 구조물이 위치한 층의 N치 : 50
 구조물 저판폭 : 12.600 m 구조물 길이 : 21.400 m
 구조물 높이 : 12.696 m
 구조물 두께 : (상부슬라브) 1.000 m (측 벽 -1, 2 1.000 m
 (중간슬라브) 0.500 m (하부슬라브) 1.000 m

⑧ 상재토 제원

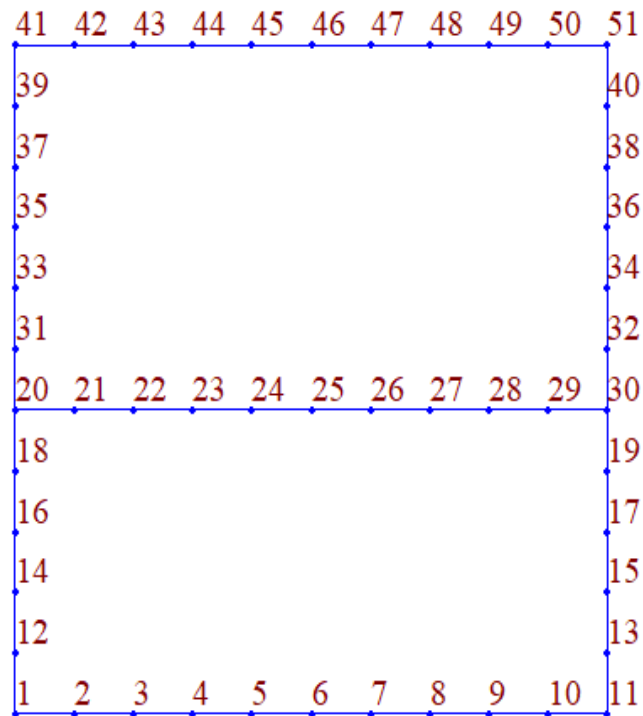
- 포장두께 0.850 m
 입도조정 0.000 m
 보조기층 0.000 m
 동방층 0.000 m
 토사층 1.653 m
 전체토피 2.503 m 내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

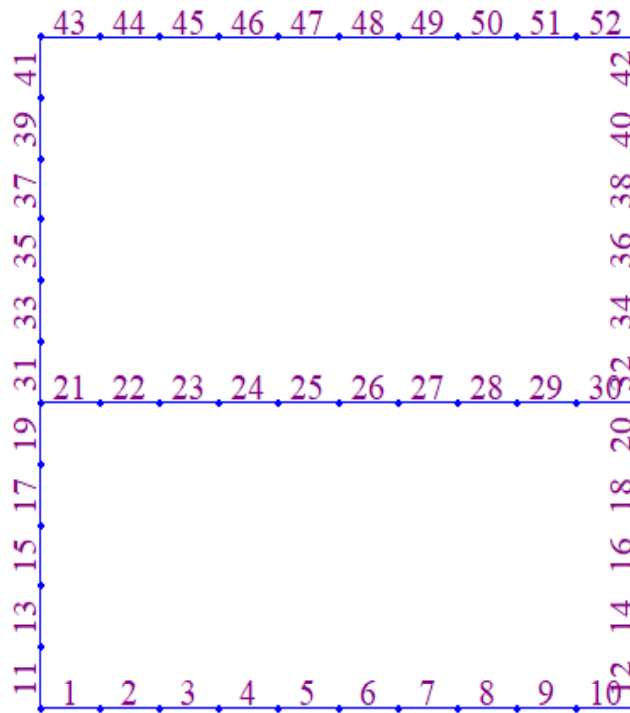
1) 모델링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 τ 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 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 이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① Node No.



② Element No.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	43 ~ 52
중간 슬래브	1.0	0.500	0.500	0.0104167	27783	21 ~ 30
하 부 슬 래 브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	1 ~ 10
지하1층 벽체	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	31 ~ 42
지하2층 벽체	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	11 ~ 20

▼ ▼

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 5

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 5^{1/3} = 136.8 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 136.8 = 109.44 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20.0 / 9.81 \times 109.4^2 = 24418.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 24418.0 = 64463.52 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 5^{1/3} = 136.8 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 136.8 = 68.4 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20.0 / 9.81 \times 68.4^2 = 9538.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 9538.0 = 25180.32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(2) 퇴적토 N= 20

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 20^{1/3} = 217.2 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 217.2 = 173.76 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 21.0 / 9.81 \times 173.8^2 = 64632.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 64632.0 = 170628.5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 20^{1/3} = 217.2 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 217.2 = 108.6 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 21.0 / 9.81 \times 108.6^2 = 25247.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 25247.0 = 66652.08 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.8 \times V_o = 0.8 \times 294.7 = 235.76 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 23.0 / 9.81 \times 235.8^2 = 130316.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.4) \times 130316.0 = 364884.8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 V_o (\text{초기상태 전단파 속도}) &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec} \\
 - V_s (\text{기능수행수준의 전단파 속도}) &= 0.5 \times V_o = 0.5 \times 294.7 = 147.4 \text{ m/sec} \\
 - G_d (\text{전단탄성계수}) &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 23.0 / 9.81 \times 147.4^2 = 50939.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d (\text{탄성계수}) &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아슨 비})
 \end{aligned}$$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.60 \times 21.40)} = 16.421 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 568761.60 \times (12.6 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 28263.57 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 28263.57 = 9421.19 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.60 \times 21.40)} = 16.421 \text{ m} \\ K_{vc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 568761.60 \times (12.6 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 28263.57 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 28263.57 = 9421.19 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(10.70 \times 21.40)} = 15.129 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 568761.60 \times (10.696 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 30054.40 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 30054.40 = 10018.13 \text{ kN/m}^3$$

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.40 \times 21.40)} = 14.183 \text{ m} \\ K_{hc} &= 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 170628.48 = 568761.60 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 568761.60 \times (9.4 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 31545.91 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 31545.91 = 10515.30 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

상부슬래브

$$\begin{aligned}
 K_v(41, 51) &= 28264 \times (1.100 / 2 + 1.080 / 2) = 30807 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(41, 51) &= 9421 \times (1.100 / 2 + 1.080 / 2) = 10269 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v(42 \sim 50) &= 28264 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 30525 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(42 \sim 50) &= 9421 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 10175 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

- 측 벽

$$\begin{aligned}
 K_h(31 \sim 40) &= 30054 \times (1.000 / 2 + 1.000 / 2) = 30054 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(31 \sim 40) &= 10018 \times (1.000 / 2 + 1.000 / 2) = 10018 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h(20, 30) &= 30054 \times (1.000 / 2 + 1.360 / 2) = 35464 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(20, 30) &= 10018 \times (1.000 / 2 + 1.360 / 2) = 11821 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h(12 \sim 19) &= 30054 \times (1.360 / 2 + 1.360 / 2) = 40874 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(12 \sim 19) &= 10018 \times (1.360 / 2 + 1.360 / 2) = 13625 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

- 하부슬래브

$$\begin{aligned}
 K_v(1, 11) &= 28264 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 35047 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(1, 11) &= 9421 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 11682 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v(2 \sim 10) &= 28264 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 30525 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(2 \sim 10) &= 9421 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 10175 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.60 \times 21.40)} = 16.421 \text{ m}$$

$$K_{vc} = 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 222173.60 \times (12.6 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 11040.51 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 11040.51 = 3680.17 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.60 \times 21.40)} = 16.421 \text{ m}$$

$$K_{vc} = 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 222173.60 \times (12.6 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 11040.51 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 11040.51 = 3680.17 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$B_v = \sqrt{(B \times H)} = \sqrt{(10.70 \times 21.40)} = 15.129 \text{ m}$$

$$K_{hc} = 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 222173.60 \times (7.942 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 11740.06 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 11740.06 = 3913.35 \text{ kN/m}^3$$

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.40 \times 21.40)} = 14.183 \text{ m}$$

$$K_{hc} = 1 / 0.3 \times E_d = 1 / 0.3 \times 66652.08 = 222173.60 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 222173.60 \times (9.4 / 0.3)^{(-3 / 4)} = 12322.68 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{st} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 12322.68 = 4107.56 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

상부슬래브

$$\begin{aligned}
 K_v(41, 51) &= 11041 \times (1.100 / 2 + 1.080 / 2) = 12034 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(41, 51) &= 3680 \times (1.100 / 2 + 1.080 / 2) = 4011 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v(42\sim 50) &= 11041 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 11924 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(42\sim 50) &= 3680 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 3975 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

- 측 벽

$$\begin{aligned}
 K_h(31\sim 40) &= 11740 \times (1.000 / 2 + 1.000 / 2) = 11740 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(31\sim 40) &= 3913 \times (1.000 / 2 + 1.000 / 2) = 3913 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h(20, 30) &= 11740 \times (1.000 / 2 + 1.360 / 2) = 13853 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(20, 30) &= 3913 \times (1.000 / 2 + 1.360 / 2) = 4618 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h(12\sim 19) &= 11740 \times (1.360 / 2 + 1.360 / 2) = 15966 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{hs}(12\sim 19) &= 3913 \times (1.360 / 2 + 1.360 / 2) = 5322 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

- 하부슬래브

$$\begin{aligned}
 K_v(1, 11) &= 11041 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 13690 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(1, 11) &= 3680 \times (1.400 / 2 + 1.080 / 2) = 4563 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v(2\sim 10) &= 11041 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 11924 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{vs}(2\sim 10) &= 3680 \times (1.080 / 2 + 1.080 / 2) = 3975 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{Si}}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ kN/m³	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지		기능수행수준	붕괴방지구준
매립토	4.000	109.438	68.399	19.000	0.146	0.234
퇴적토	23.144	173.723	108.577	19.000	0.533	0.853
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	27.144	164.25	102.656		0.679	1.087

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Tg(sec)	1.25 × 0.679 = 0.849	1.25 × 1.087 = 1.358

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지구준 : h = 0.2

② 보정계수

$$C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

구 분	기능수행수준	붕괴방지구준
Cd	0.800	0.667
VSDi	131.000	68.000

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지구준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G _D	H/Vs	G _D
27.144	164.25 , 102.656	0.16526	35022	0.26442	9437

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	
- $T_g \geq T_s$ 일때, $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g$	
$S_a = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.849} = 0.947$	
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)	
- $T_g \geq T_s$ 일때, $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g$	
$S_a = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.358} = 1.212$	

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$S_v = (T_g / 2\pi) \times S_a$	$S_v = (T_g / 2\pi) \times S_a$
$\frac{0.849 \times 0.947}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.358 \times 1.212}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 3.003 m
- 하부슬래브 심도 = 14.699 m
- 기반암 심도(H) = 28.063 m

① 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.849 \times \cos(\pi \times 3.003 / (2 \times 28.1)) = 0.02171$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.849 \times \cos(\pi \times 14.699 / (2 \times 28.1)) = 0.01498$$

② 붕괴방지 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.358 \times \cos(\pi \times 3.003 / (2 \times 28.1)) = 0.07108$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.358 \times \cos(\pi \times 14.699 / (2 \times 28.1)) = 0.04904$$

$$P_o = K_{sb, top} \times (U(Z_u) - U(Z_b))$$

기능수행수준	
$P_o = 9421.19 \times (0.02171 - 0.01498) = 63.421$	kN/m ²
붕괴방지수준	
$P_o = 3680.17 \times (0.07108 - 0.04904) = 81.111$	kN/m ²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 $U_h(z)$

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \cos \frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		$U_h(z)(m)$	상대변위 Di	수평토압P(kN)	$U_h(z)(m)$	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	3.003	0.0217	0.0073	156.355	0.0710	0.0240	199.959
q2	4.083	0.0214	0.0071	150.390	0.0701	0.0231	192.331
q3	5.163	0.0210	0.0067	142.645	0.0689	0.0219	182.426
q4	6.243	0.0206	0.0063	187.935	0.0674	0.0205	240.355
q5	7.323	0.0201	0.0057	172.116	0.0657	0.0187	220.123
q6	8.403	0.0195	0.0051	153.941	0.0637	0.0168	196.879
q7	9.483	0.0188	0.0044	133.481	0.0615	0.0145	170.712
q8	10.563	0.0180	0.0037	110.816	0.0590	0.0121	141.726
q9	11.643	0.0172	0.0029	86.035	0.0563	0.0094	110.033
q10	12.723	0.0163	0.0020	59.234	0.0534	0.0065	75.757
q11	13.803	0.0154	0.0010	30.519	0.0503	0.0033	39.031
q12	14.883	0.0143	0.0000	0.000	0.0470	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$V_u = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_u}{2 \cdot H} \right) = 6.44 \quad \text{상부슬래브}$$

$$V_b = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_b}{2 \cdot H} \right) = 33.55 \quad \text{하부슬래브}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u + V_b}{2} \right) = 19.99 \quad \text{벽체}$$

② 붕괴방지수준

$$V_u = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_u}{2 \cdot H} \right) = 5.68$$

$$V_b = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot Z_b}{2 \cdot H} \right) = 29.60$$

$$V_s = \left(\frac{V_u + V_b}{2} \right) = 17.64$$

여기서, V_u : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/m²) S_v : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)
 V_b : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/m²) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수
 V_s : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/m²)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력은

- $f_i = A_i \times r_{con}'c \times K_{hu} \times (1 - 0.015 \times Z_i)$
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m³
- $K_{hu}(\text{기능수행수준}) = I \times C_a = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- $K_{hu}(\text{붕괴방지수준}) = I \times C_a = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

- 상부슬래브

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_u &= 1.000 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 3.00) \\ &= 1.770 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_u &= 1.000 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 3.00) \\ &= 4.350 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 하부슬래브

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_b &= 1.000 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 14.70) \\ &= 1.440 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_b &= 1.000 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 14.70) \\ &= 3.550 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하1층 측벽

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.000 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 6.25) \\ &= 1.680 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.000 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 6.25) \\ &= 4.120 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하2층 측벽

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.000 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 11.85) \\ &= 1.520 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} f_w &= 1.000 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 11.85) \\ &= 3.740 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 지하1층 중간슬래브

① 기능수행수준

$$\begin{aligned} f_s &= 0.500 \times 25.0 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.25) \\ &= 0.800 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 붕괴방지수준

$$f_s = 0.500 \times 25.0 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.25)$$

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

--- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

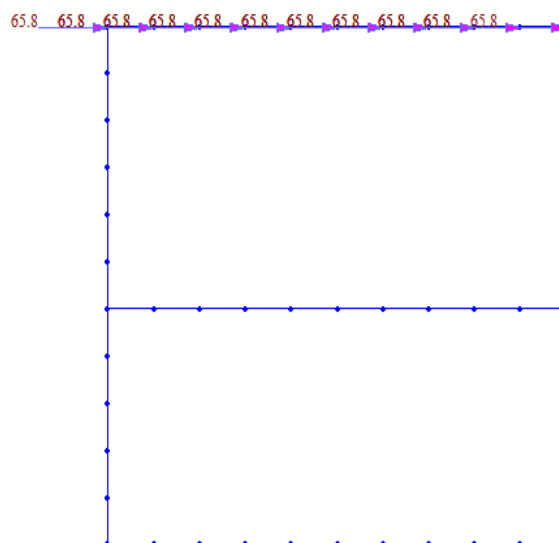
2) 지진시(붕괴방지수준)

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

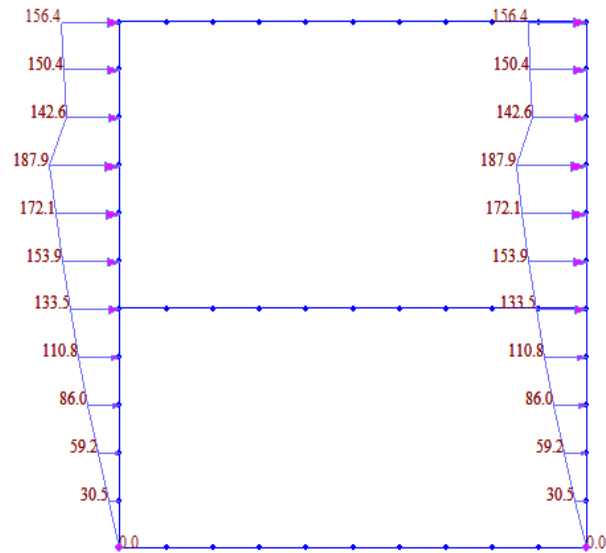
12.2. 하중 재하도 (지진시)

* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

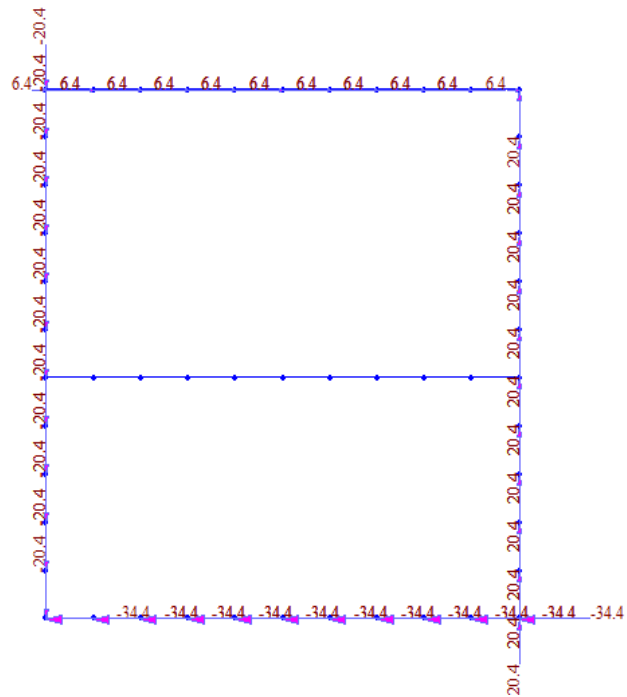
1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



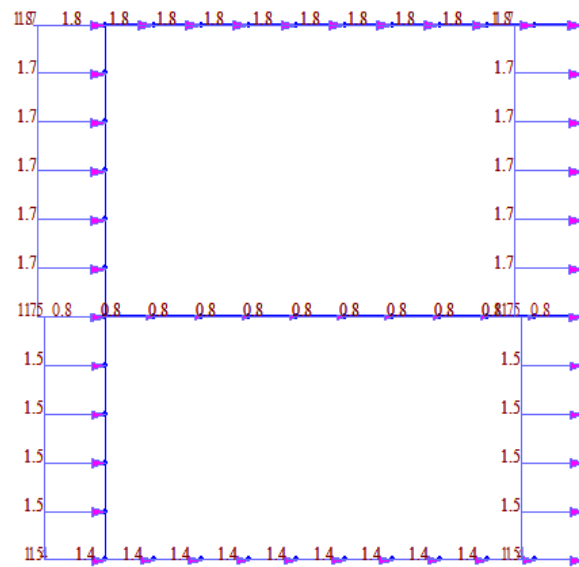
2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



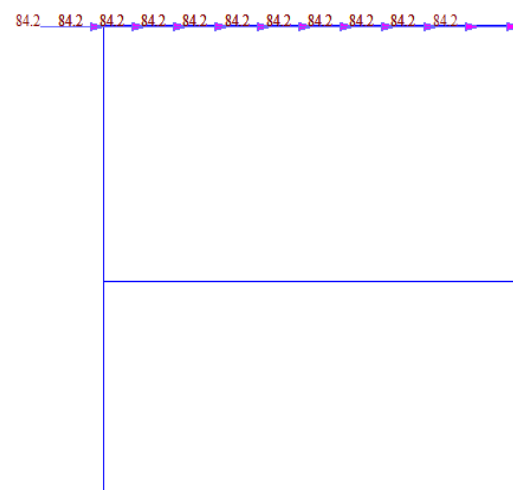
3) CASE 3 - 주변전단력 (기능수행수준)



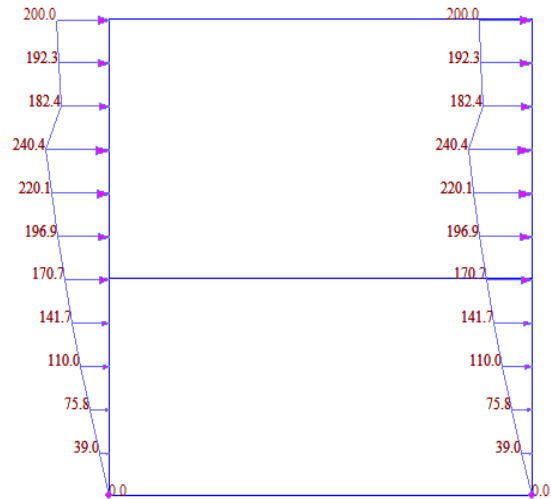
4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



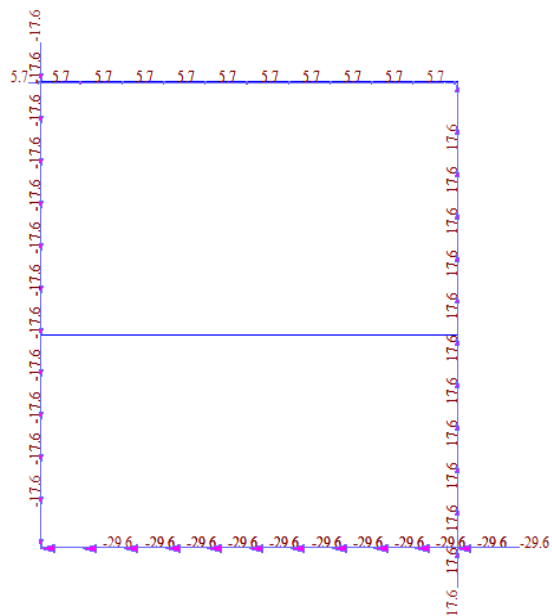
5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



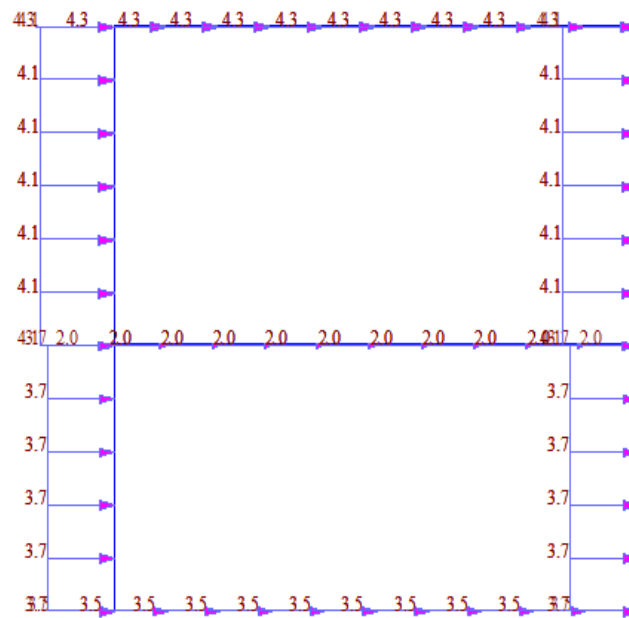
6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



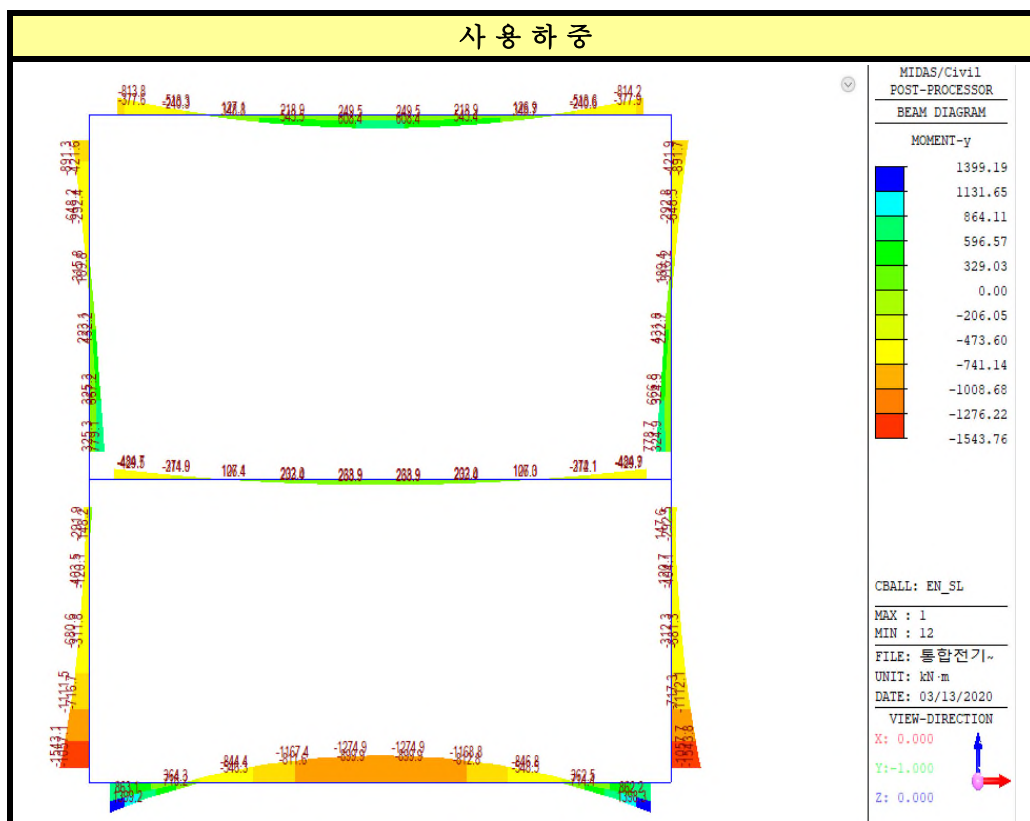
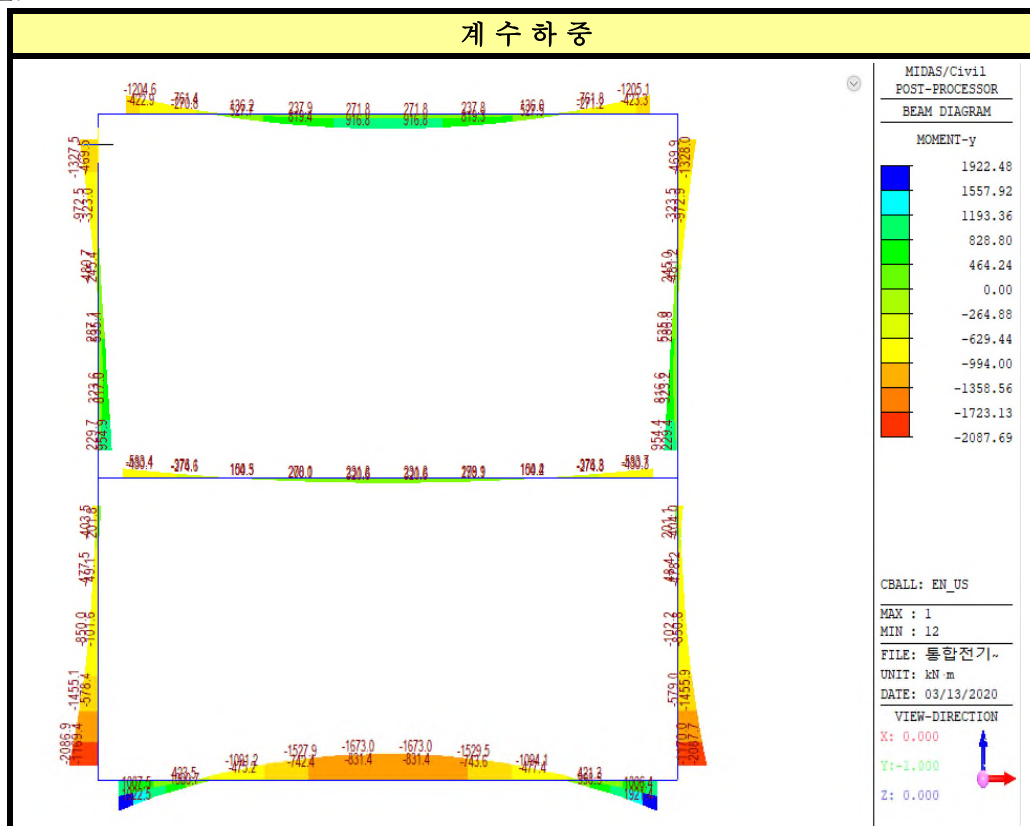
13.1 부재력 집계

부재		상시			지진시				적용		
					기능수행수준		붕괴방지수준				
		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	1204.6	771.4	813.8	976.2	535.8	1519.0	592.3	1519.0	771.4	813.8
2	상부슬래브 우측단부	1205.1	771.5	814.2	979.5	537.3	1526.5	594.5	1526.5	771.5	814.2
3	상부슬래브 중앙부	916.8	170.5	608.4	607.5	159.3	697.4	282.8	916.8	282.8	608.4
4	중간슬래브 좌측단부	583.4	335.1	484.7	887.6	387.5	1091.9	433.3	1091.9	433.3	484.7
5	중간슬래브 우측단부	583.7	335.1	484.9	887.3	394.8	1091.0	433.4	1091.0	433.4	484.9
6	중간슬래브 중앙부	320.6	73.4	268.9	346.3	133.1	394.9	171.6	394.9	171.6	268.9
7	하부슬래브 좌측단부	1922.5	1231.4	1399.2	3058.0	1452.5	3765.8	1532.0	3765.8	1532.0	1399.2
8	하부슬래브 우측단부	1921.4	1230.9	1398.3	3044.1	1448.8	3730.8	1528.2	3730.8	1528.2	1398.3
9	하부슬래브 중앙부	1673.0	155.3	1274.9	1668.1	388.2	1854.8	347.6	1854.8	388.2	1274.9
10	지하 1층 좌측벽체 상단부	1327.5	701.6	891.3	1231.6	714.2	1771.7	638.3	1771.7	714.2	891.3
11	지하 1층 좌측벽체 중앙부	480.7	524.1	315.8	1238.4	598.3	1344.6	490.4	1344.6	598.3	315.8
12	지하 1층 좌측벽체 하단부	954.9	306.9	779.1	1360.6	424.0	1420.8	549.1	1420.8	549.1	779.1
13	지하 2층 좌측벽체 상단부	403.5	458.0	291.9	784.7	701.6	876.8	836.3	876.8	836.3	291.9
14	지하 2층 좌측벽체 중앙부	850.0	532.7	680.6	1394.2	921.0	1747.9	1085.3	1747.9	1085.3	680.6
15	지하 2층 좌측벽체 하단부	2086.9	1191.2	1543.1	3309.2	1224.1	3996.4	1398.8	3996.4	1398.8	1543.1
16	지하 1층 우측벽체 상단부	1328.0	701.6	891.7	1234.4	711.5	1777.4	631.9	1777.4	711.5	891.7
17	지하 1층 우측벽체 중앙부	481.2	524.1	316.2	1227.8	595.6	1338.9	483.9	1338.9	595.6	316.2
18	지하 1층 우측벽체 하단부	954.4	306.9	778.7	1345.8	427.4	1390.9	556.3	1390.9	556.3	778.7
19	지하 2층 우측벽체 상단부	404.0	458.0	292.5	770.5	696.9	845.1	825.4	845.1	825.4	292.5
20	지하 2층 우측벽체 중앙부	850.8	532.7	681.3	1396.2	915.5	1750.5	1073.6	1750.5	1073.6	681.3
21	지하 2층 우측벽체 하단부	2087.7	1191.2	1543.8	3297.8	1216.3	3973.9	1385.3	3973.9	1385.3	1543.8

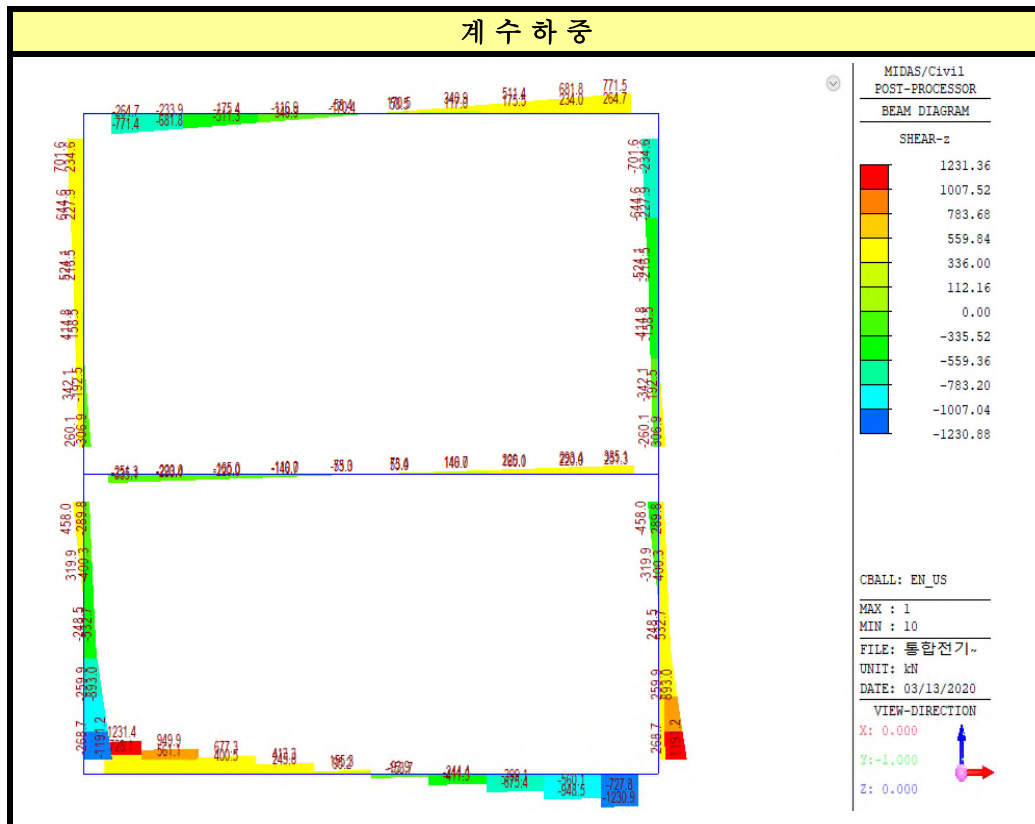
14. 단면력도

1) 상시

- 모멘트도

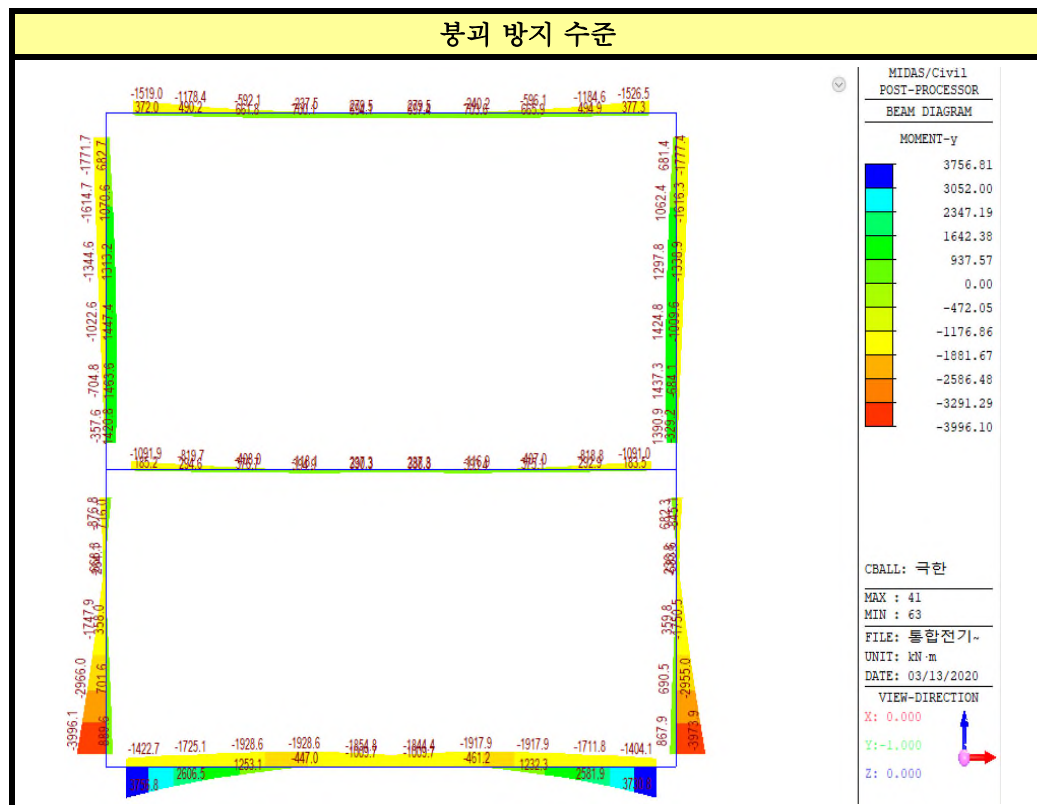
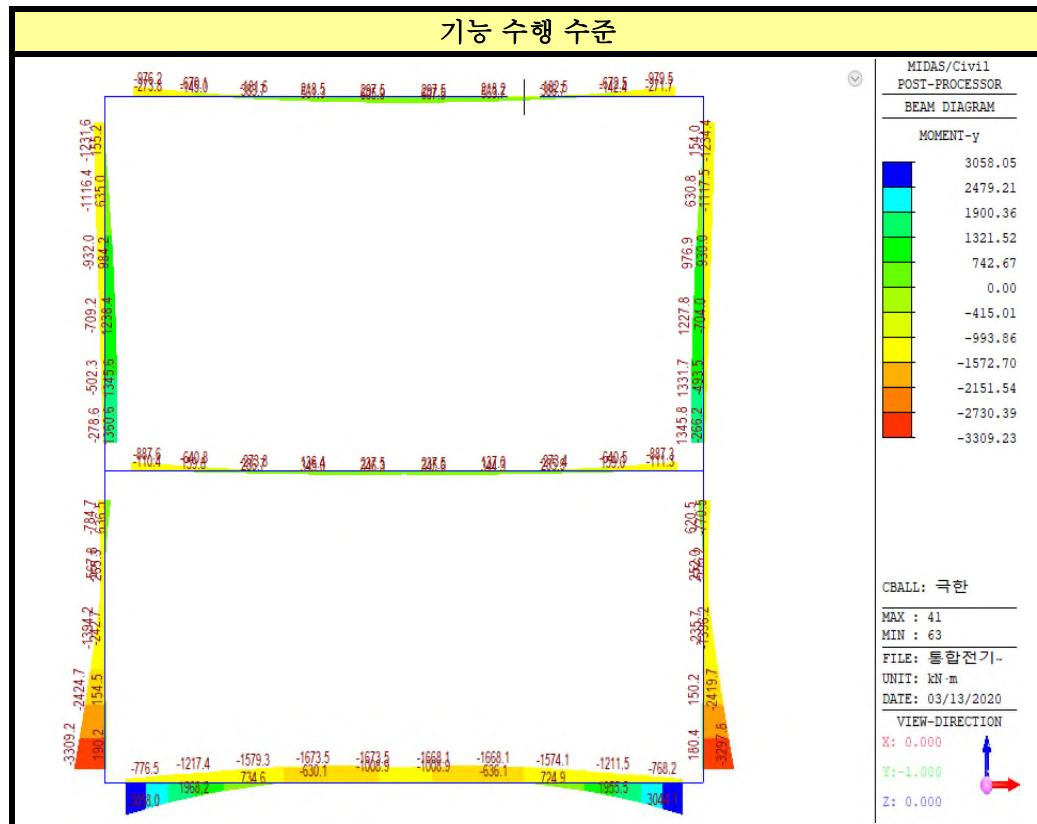


- 전단력도

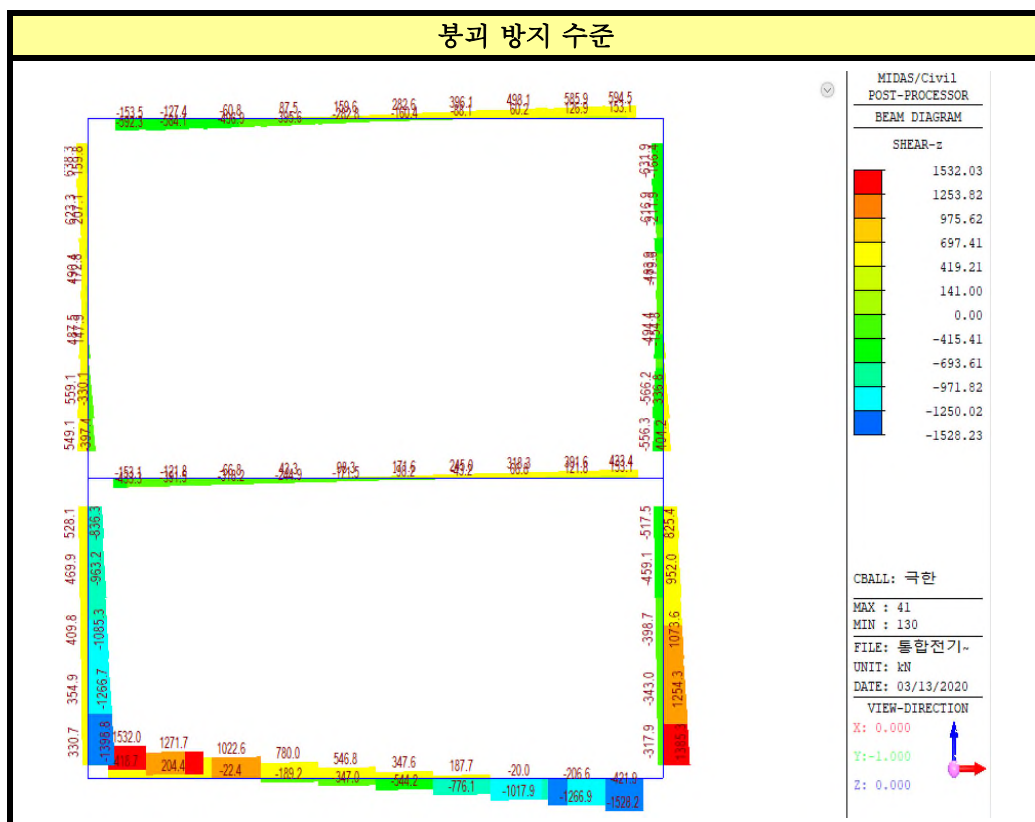
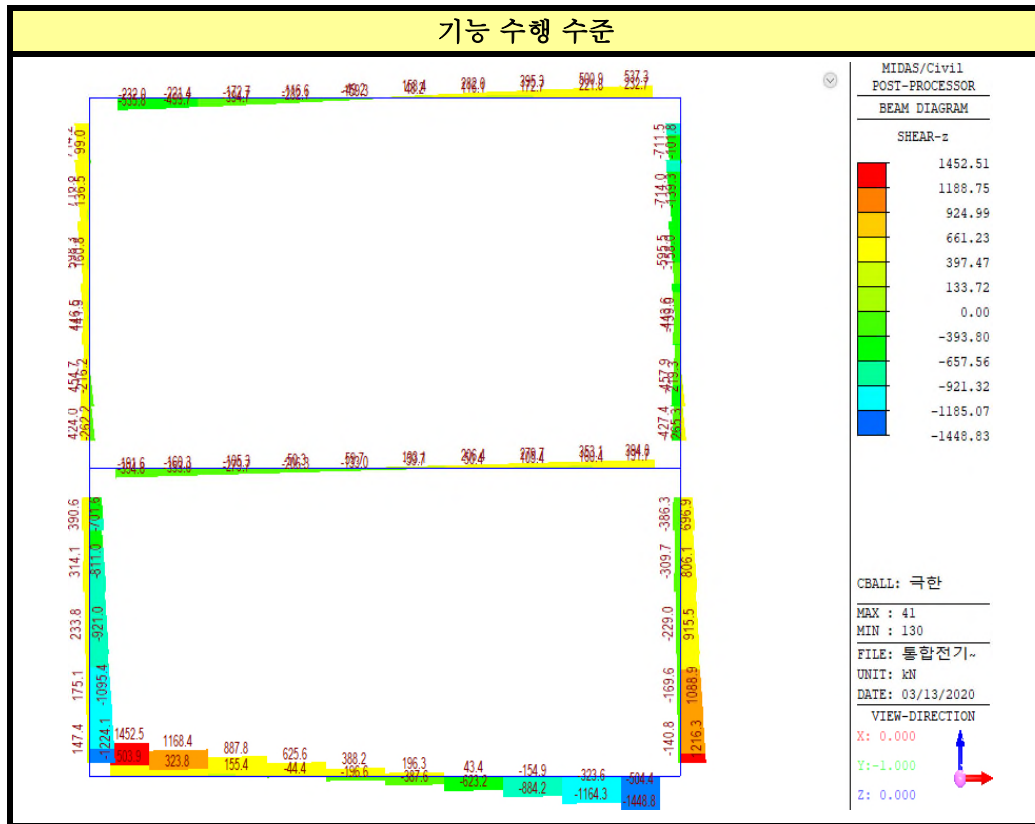


2) 지진시

- 모멘트도



- 전단력도



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 = 100 cm	
· Mu = 1519.000 kN.m	· Vu = 771.400 kN	· M = 813.800 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 52.893 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00588] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 70.524 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면 : } \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check : } M_d = 1824.59 \text{ kN.m} > M_u = 1519.00 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 771.40 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 771.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.038 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 1.038 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 456.12 = 1040.69 \text{ kN} > V_u = 771.40 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.20 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.35 \end{aligned}$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 813.80 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 156.56 \text{ MPa} \\ s &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 156.6) - 2.5 \times 84 = 293 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 156.6) = 402 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1526.500 kN.m	· Vu = 771.500 kN	· M = 814.200 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 53.155 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00591] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 70.873 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1526.50 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 771.50 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 771.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 1.039 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 13 \times 2.0 \text{ EA/m} = 2.534 \text{ cm}^2 > 1.039 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 456.12 = 1040.69 \text{ kN} > V_u = 771.50 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.20 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.35 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 814.20 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 156.64 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 156.6) - 2.5 \times 84 = 293 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 156.6) = 402 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 916.800 kN.m	· Vu = 282.800 kN	· M = 608.400 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 92.0 cm	· 전단력 d = 92.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 30.481 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00331] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (4,054 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 7.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.900 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 40.641 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ 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 = 0.004406]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.065 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 8.312 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0302 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1219.28 kN.m > Mu = 916.80 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 597.56 \text{ kN} > V_u = 282.80 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 298.78 \text{ kN} > V_u = 282.80 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.004406 + \sqrt{[2 \times 0.032 + 0.032^2]} = 0.222 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.222 / 3 = 0.926 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 608.40 \times 1000 / [40.536 \times 92.0 \times 0.926] = 176.18 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 176.2) - 2.5 \times 67.5 = 278 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 176.2) = 358 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.4 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 70 cm	
· Mu = 1091.900 kN.m	· Vu = 433.300 kN	· M = 484.700 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

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 58.964 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00983] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 21.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 19.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 8.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 21.000 \text{ cm}^2 > 8.750 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 78.619 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.010589]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0108 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1176.52 kN.m > Mu = 1091.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 389.71 \text{ kN} < V_u = 433.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 194.86 \text{ kN} < V_u = 433.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.363 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.363 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 389.71 + 929.04 = 1318.75 \text{ kN} > V_u = 433.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.08 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.04 \end{aligned}$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010589 + \sqrt{[2 \times 0.076 + 0.076^2]} = 0.322 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.322 / 3 = 0.893 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 484.70 \times 1000 / [63.536 \times 60.0 \times 0.893] = 142.38 \text{ MPa} \\ s &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 142.4) - 2.5 \times 84 = 343 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 142.4) = 442 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.5 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 70 cm	
· Mu = 1091.000 kN.m	· Vu = 433.400 kN	· M = 484.900 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

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 58.915 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00982] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 21.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 19.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 8.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 21.000 \text{ cm}^2 > 8.750 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 78.553 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.010589]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0108 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \Phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1176.52 kN.m > Mu = 1091.00 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 389.71 \text{ kN} < V_u = 433.40 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 194.86 \text{ kN} < V_u = 433.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.364 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.364 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 389.71 + 929.04 = 1318.75 \text{ kN} > V_u = 433.40 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.08 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.04 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.010589 + \sqrt{[2 \times 0.076 + 0.076^2]} = 0.322 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.322 / 3 = 0.893 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 484.90 \times 1000 / [63.536 \times 60.0 \times 0.893] = 142.44 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 142.4) - 2.5 \times 84 = 343 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 142.4) = 442 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.6 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 50 cm	
· Mu = 394.900 kN.m	· Vu = 171.600 kN	· M = 268.900 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

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 30.196 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00719] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (4,054 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 7.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.700 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.650 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6.250 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 14.700 \text{ cm}^2 > 6.250 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 40.261 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ 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 = 0.009651]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 7.065 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 8.312 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0122 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 530.17 kN.m > Mu = 394.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 272.80 \text{ kN} > V_u = 171.60 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 136.40 \text{ kN} < V_u = 171.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.009651 + \sqrt{[2 \times 0.07 + 0.07^2]} = 0.31 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.31 / 3 = 0.897 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 268.90 \times 1000 / [40.536 \times 42.0 \times 0.897] = 176.08 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 176.1) - 2.5 \times 67.5 = 278 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 176.1) = 358 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.7 하부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 3765.800 kN.m	· Vu = 1532.000 kN	· M = 1399.200 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 85.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 159.480 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01876] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 27.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 11.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 > 11.875 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 212.640 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.020996]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0044 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{변화 구간 단면} : \phi = 0.81 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 4015.62 kN.m > Mu = 3765.80 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 1532.00 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 1532.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] \end{array} \right] = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \left[\begin{array}{l} \text{최소전단철근} \\ \text{소요전단철근} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 5.264 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 1532.00 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.07 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.29 \end{aligned}$$

15.1.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.020996 + \sqrt{[2 \times 0.151 + 0.151^2]} = 0.419 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.419 / 3 = 0.86 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1399.20 \times 1000 / [178.464 \times 85.0 \times 0.86] = 107.25 \text{ MPa} \\ s &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 107.3) - 2.5 \times 84 = 524 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 107.3) = 587 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.8 하부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 3730.800 kN.m	· Vu = 1528.200 kN	· M = 1398.300 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 85.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 157.998 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01859] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 27.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 11.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 > 11.875 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 210.664 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.020996]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0044 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\text{압축 지배 단면 변형률 한계} = 0.002$$

$$\text{인장 지배 단면 변형률 한계} = 0.005 \quad \therefore \text{변화 구간 단면} : \phi = 0.81$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 4015.62 \text{ kN.m} > M_u = 3730.80 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 1528.20 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 1528.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] \end{array} \right] = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \left[\begin{array}{l} \text{최소전단철근} \\ \text{소요전단철근} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 5.242 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 1528.20 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.08 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.29 \end{aligned}$$

15.2.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.020996 + \sqrt{[2 \times 0.151 + 0.151^2]} = 0.419 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.419 / 3 = 0.86 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1398.30 \times 1000 / [178.464 \times 85.0 \times 0.86] = 107.18 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 107.2) - 2.5 \times 84 = 525 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 107.2) = 588 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.9 하부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1854.800 kN.m	· Vu = 388.200 kN	· M = 1274.900 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 92.0 cm	· 전단력 d = 92.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 63.093 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00686] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.900 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 84.124 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.006906]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0182 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1867.79 \text{ kN.m} > M_u = 1854.80 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 597.56 \text{ kN} > V_u = 388.20 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 298.78 \text{ kN} < V_u = 388.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow [\text{최소전단철근}] \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow [\text{소요전단철근}] \end{array} \right. \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 597.56 + 712.26 = 1309.82 \text{ kN} > V_u = 388.20 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.01 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.37 \end{aligned}$$

9.3.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.006906 + \sqrt{[2 \times 0.05 + 0.05^2]} = 0.269 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.269 / 3 = 0.91 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1274.90 \times 1000 / [63.536 \times 92.0 \times 0.91] = 239.68 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 239.7) - 2.5 \times 64 = 169 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 239.7) = 263 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.10 지하 1층 좌측벽체 상단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1771.700 kN.m	· Vu = 714.200 kN	· M = 891.300 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 61.693 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00685] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &\quad 4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 82.257 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1824.59 \text{ kN.m} > M_u = 1771.70 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 714.20 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 714.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.720 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.720 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \cdot \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 714.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_m = M_d / M_u = 1.03 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.77$$

15.4.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 891.30 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 171.47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 171.5) - 2.5 \times 84 = 249 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 171.5) = 367 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.11 지하 1층 좌측벽체 중앙부

15.5.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1344.600 kN.m	· Vu = 598.300 kN	· M = 315.800 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required As} &= \text{Mu} / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 46.821 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00520] \\ a &= (\text{As} \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN As} = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN As} = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 As}] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN As} = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 62.428 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= \text{As} \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1344.60 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 598.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 598.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. Av} &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.076 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE Av} &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.076 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 598.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.36 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.31 \end{aligned}$$

15.5.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [\text{As} \cdot d \cdot j] \\ &= 315.80 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 60.76 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 60.76) - 2.5 \times 84 = 1086 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 60.76) = 1037 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.12 지하 1층 좌측벽체 하단부

15.6.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1420.800 kN.m	· Vu = 549.100 kN	· M = 779.100 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 49.474 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00550] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 65.965 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1824.59 \text{ kN.m} > M_u = 1420.80 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} > V_u = 549.10 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 549.10 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬라브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 696.78 = 1281.35 \text{ kN} > V_u = 549.10 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.28 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.33 \end{aligned}$$

15.6.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 779.10 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 149.89 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 149.9) - 2.5 \times 84 = 315 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 149.9) = 420 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.13 지하 2층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 876.800 kN.m	· Vu = 836.300 kN	· M = 291.900 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 31.865 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00354] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (10,407 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 18.14 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 42.487 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 104.072 cm ²	[p = 0.011564]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 18.139 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 21.34 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0097 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 2863.68 kN.m > Mu = 876.80 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 836.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 836.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{1.399 \text{ cm}^2} \quad \begin{matrix} \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \end{matrix} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.399 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 836.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 3.27 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.37 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 16.0 = 12500.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.011564 + \sqrt{[2 \times 0.083 + 0.083^2]} = 0.333 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.333 / 3 = 0.889 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 291.90 \times 1000 / [104.072 \times 90.0 \times 0.889] = 35.06 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 35.06) - 2.5 \times 84 = 2036 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 35.06) = 1797 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.14 지하 2층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1747.900 kN.m	· Vu = 1085.300 kN	· M = 680.600 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 60.864 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00676] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 81.152 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1747.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 1085.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 1085.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{5.564 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{최소전단철근} \\ \text{소요전단철근} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 5.564 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 696.78 = 1281.35 \text{ kN} > V_u = 1085.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.04 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.18 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 680.60 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 130.94 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 130.9) - 2.5 \times 84 = 391 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 130.9) = 481 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.15 지하 2층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 3996.400 kN.m	· Vu = 1398.800 kN	· M = 1543.100 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 85.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 169.246 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01991] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 27.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 11.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 > 11.875 \text{ cm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 225.661 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.020996]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.0044 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{변화 구간 단면} : \Phi = 0.81 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 4015.62 kN.m > Mu = 3996.40 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 1398.80 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 1398.80 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{4.524 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 4.524 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 1398.80 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.00 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.41 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.020996 + \sqrt{[2 \times 0.151 + 0.151^2]} = 0.419 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.419 / 3 = 0.86 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1543.10 \times 1000 / [178.464 \times 85.0 \times 0.86] = 118.28 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 118.3) - 2.5 \times 84 = 456 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 118.3) = 533 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.16 지하 1층 우측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1777.400 kN.m	· Vu = 711.500 kN	· M = 891.700 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 55.340 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00553] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 73.787 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.006354]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0200 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 2040.61 kN.m > Mu = 1777.40 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} < V_u = 711.50 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 711.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.310 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.310 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 711.50 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.15 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.09 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 8.0 = 25000.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.006354 + \sqrt{[2 \times 0.046 + 0.046^2]} = 0.26 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.26 / 3 = 0.913 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 891.70 \times 1000 / [63.536 \times 100.0 \times 0.913] = 153.72 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 153.7) - 2.5 \times 84 = 302 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 153.7) = 410 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.17 지하 1층 우측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1338.900 kN.m	· Vu = 595.550 kN	· M = 316.200 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 102.0 cm	· 전단력 d = 102.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 40.822 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00400] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 33.150 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.700 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 54.429 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.006229]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0205 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 2083.82 kN.m > Mu = 1338.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 662.51 \text{ kN} > V_u = 595.55 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 331.26 \text{ kN} < V_u = 595.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \text{[소요전단철근]} \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 662.51 + 789.68 = 1452.19 \text{ kN} > V_u = 595.55 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.56 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.44 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n p + \sqrt{[2 n p + (n p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.006229 + \sqrt{[2 \times 0.045 + 0.045^2]} = 0.258 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.258 / 3 = 0.914 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 316.20 \times 1000 / [63.536 \times 102.0 \times 0.914] = 53.38 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 53.38) - 2.5 \times 64 = 1315 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 53.38) = 1180 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.18 지하 1층 우측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1390.900 kN.m	· Vu = 556.300 kN	· M = 778.700 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 100.0 cm	· 전단력 d = 100.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 43.306 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00433] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 13.750 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 35.000 \text{ cm}^2 > 13.750 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 57.741 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As = Req. As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.006354]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0200 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 2040.61 kN.m > Mu = 1390.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 649.52 \text{ kN} > V_u = 556.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 324.76 \text{ kN} < V_u = 556.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &\begin{cases} 0.35 b_0 s / f_y = 0.000 \text{ cm}^2 & \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ V_s s / [\Phi_v f_y d] = 0.000 \text{ cm}^2 & \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \end{cases} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 0.000 \text{ cm}^2 \text{ O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \cdot \\ &= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 \text{ kN} > V_u = 556.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.47 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 3.95 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.006354 + \sqrt{[2 \times 0.046 + 0.046^2]} = 0.26 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.26 / 3 = 0.913$$

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 778.70 \times 1000 / [63.536 \times 100.0 \times 0.913] = 134.24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 134.2) - 2.5 \times 84 = 377 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 134.2) = 469 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.19 지하 2층 우측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 845.100 kN.m	· Vu = 825.400 kN	· M = 292.500 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 90.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 29.427 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00327] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.250 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31.500 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 39.236 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL =	63.536 cm ²	[p = 0.00706]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0177 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \quad \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

◆ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 845.10 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 825.40 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 825.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{1.338 \text{ cm}^2} \quad \begin{matrix} \Rightarrow [\text{최소전단철근}] \\ \Rightarrow [\text{소요전단철근}] \end{matrix} \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 1.338 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 825.40 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 2.16 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 2.40 \end{aligned}$$

15.7.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 100.0 \times 1000.0 / 8.0 = 25000.0 \text{ mm}^2 \quad N=1M \text{ 당 배근된 철근수} \\ k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.00706 + \sqrt{[2 \times 0.051 + 0.051^2]} = 0.272 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.272 / 3 = 0.909 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 292.50 \times 1000 / [63.536 \times 90.0 \times 0.909] = 56.27 \text{ MPa} \\ s_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 56.27) - 2.5 \times 84 = 1190 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 56.27) = 1120 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.20 지하 2층 우측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 100 cm	
· Mu = 1750.500 kN.m	· Vu = 1073.600 kN	· M = 681.300 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 92.0 cm	· 전단력 d = 92.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 59.545 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.00647] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 11.07 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.900 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 12.500 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 32.200 \text{ cm}^2 > 12.500 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 79.393 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Pmin < P < Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
TOTAL = 63.536 cm ²	[p = 0.006906]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s f_y / (0.85 f_{ck} \cdot B) = 11.074 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 13.028 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0182 > \epsilon_{t,min} = 0.004 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{인장 지배 단면} : \phi = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{◆ Moment check} : M_d = 1867.79 \text{ kN.m} > M_u = 1750.50 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 597.56 \text{ kN} < V_u = 1073.60 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 298.78 \text{ kN} < V_u = 1073.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

[∴ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 30.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{5.174 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 5.174 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \Phi_v V_s \\ &= 597.56 + 712.26 = 1309.82 \text{ kN} > V_u = 1073.60 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.07 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.22 \end{aligned}$$

15.8.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.006906 + \sqrt{[2 \times 0.05 + 0.05^2]} = 0.269 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.269 / 3 = 0.91 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 681.30 \times 1000 / [63.536 \times 92.0 \times 0.91] = 128.08 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 128.1) - 2.5 \times 64 = 455 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 128.1) = 492 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

15.21 지하 2층 우측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· $f_{ck} = 27.0$ MPa	· $f_y = 400.0$ MPa	· 부재 = 슬라브
· $B = 100$ cm	· $H = 100$ cm	
· $M_u = 3973.900$ kN.m	· $V_u = 1385.300$ kN	· $M = 1543.800$ kN.m
· $\Phi_f = 0.85$	· $\Phi_v = 0.75$	· 주철근 3 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 85.0 cm	· 전단력 d = 90.0 cm

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\Phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 168.293 \text{ cm}^2 \quad [p = 0.01980] \\ a &= (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (17,846 \times 400) / (0.85 \times 27 \times 1,000.0) = 31.10 \text{ cm} \\ P_{min1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 \\ P_{min2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 27.625 \text{ cm}^2 \\ P_{min3} &= 0.0025 \cdot B \cdot t \Rightarrow \text{MIN } A_s = 11.875 \text{ cm}^2 \quad [\text{일면 } A_s] \\ P_{min} &= \max(P_{min1}, P_{min2}) = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 29.750 \text{ cm}^2 > 11.875 \text{ cm}^2 \\ &4/3 \cdot \text{Req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 224.391 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore P_{min} < P < P_{max}$ CASE $\Rightarrow A_s = \text{Req. } A_s$ 이상배근

$\therefore \text{USE } A_s =$	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 32 @ 125	= 63.536 cm ²	[8.0 EA/m]
	H 29 @ 125	= 51.392 cm ²	[8.0 EA/m]
	TOTAL	= 178.464 cm ²	[p = 0.020996]

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (ϵ_t) 산정

$$\begin{aligned} a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.105 \text{ cm} \\ \beta_1 &= 0.85 \Rightarrow c = a / \beta_1 = 36.594 \text{ cm} \\ \epsilon_t &= 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.0044 > \epsilon_{t, \min} = 0.004 \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned} \text{압축 지배 단면 변형률 한계} &= 0.002 \\ \text{인장 지배 단면 변형률 한계} &= 0.005 \therefore \text{변화 구간 단면} : \phi = 0.81 \end{aligned}$$

◆ Moment check : $M_d = 4015.62$ kN.m $> M_u = 3973.90$ kN.m $\therefore \text{O.K.}$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \Phi_v V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 584.57 \text{ kN} < V_u = 1385.30 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \Phi_v V_c &= 292.29 \text{ kN} < V_u = 1385.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

[$\therefore$ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] $\therefore$ 전단철근 필요

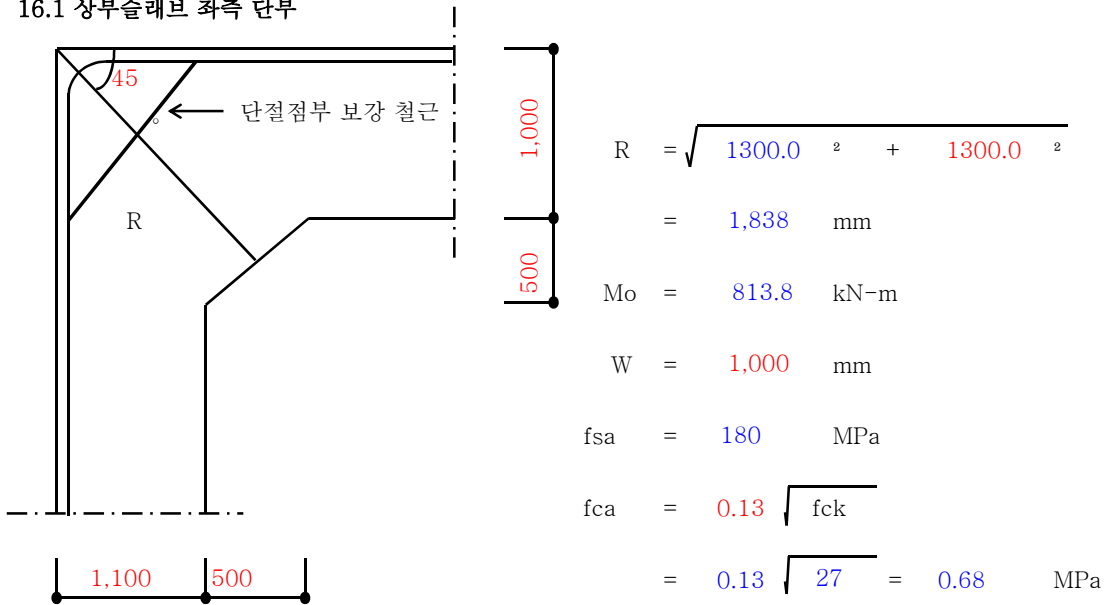
$$\begin{aligned} \cdot \text{전단철근 간격 } s &= 15.00 \text{ cm} \\ \cdot \text{Req. } A_v &= \frac{0.35 b_0 s / f_y}{V_s s / [\Phi_v f_y d]} = \frac{0.000 \text{ cm}^2}{4.449 \text{ cm}^2} \quad \left[\begin{array}{l} \text{[최소전단철근]} \\ \text{[소요전단철근]} \end{array} \right] \\ \therefore \text{USE } A_v &= H 22 \times 2.0 \text{ EA/m} = 7.742 \text{ cm}^2 > 4.449 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.} \\ \cdot \Phi_v V_n &= \Phi_v V_c + \dots \\ &= 584.57 + 1393.56 = 1978.13 \text{ kN} > V_u = 1385.30 \text{ kN} \\ R_m &= M_d / M_u = 1.01 \quad R_s = \Phi_v V_n / V_u = 1.43 \end{aligned}$$

15.9.2 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2 n_p + (n_p)^2]} \quad [\therefore n = 7] \\ &= -7.2 \times 0.020996 + \sqrt{[2 \times 0.151 + 0.151^2]} = 0.419 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.419 / 3 = 0.86 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \\ &= 1543.80 \times 1000 / [178.464 \times 85.0 \times 0.86] = 118.34 \text{ MPa} \\ s1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 118.3) - 2.5 \times 84 = 455 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \\ s2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 118.3) = 532 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

16. 우각부 검토

16.1 상부슬래브 좌측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 813.8 \times 10^6}{1,838^2 \times 1,000} = 1.204 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 813.80 \times 10^6}{1,838.478 \times 180} = 4,918 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

▣ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

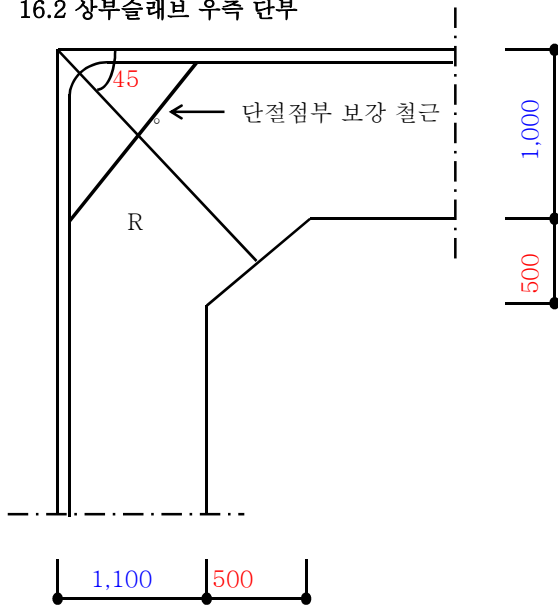
$$6,354 \text{ mm}^2 > 4,918 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1838 = 1.20 \text{ m 이 내에 배치}$$

16.2 상부슬래브 우측 단부



$$R = \sqrt{1300.0^2 + 1300.0^2}$$

$$= 1,838 \text{ mm}$$

$$M_o = 814.2 \text{ kN-m}$$

$$W = 1,000 \text{ mm}$$

$$f_{sa} = 180 \text{ MPa}$$

$$f_{ca} = 0.13 \sqrt{f_{ck}}$$

$$= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 814.2 \times 10^6}{1,838^2 \times 1,000} = 1.204 \text{ MPa}$$

$$f_{max} > f_{ca} \text{ 이므로 보강철근 필요}$$

(2) 보강 철근량

$$A_{s(REQ)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 814.20 \times 10^6}{1,838.478 \times 180} = 4,921 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

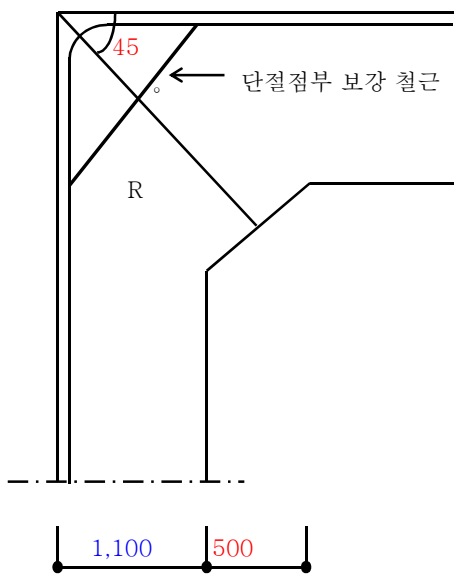
$$6,354 \text{ mm}^2 > 4,921 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1,838 = 1.20 \text{ m 이내에 배치}$$

16.3 지하 1층 중간슬래브 좌측 단부



$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{1350.0^2 + 1350.0^2} \\
 &= 1,909 \text{ mm} \\
 M_o &= 484.7 \text{ kN-m} \\
 W &= 1,000 \text{ mm} \\
 f_{sa} &= 180 \text{ MPa} \\
 f_{ca} &= 0.13 \sqrt{f_{ck}} \\
 &= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 484.7 \times 10^6}{1,909^2 \times 1,000} = 0.665 \text{ MPa}$$

$f_{max} < f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 484.70 \times 10^6}{1,909.188 \times 180} = 2,821 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2\text{단} \quad H \ 25 \ @ \ 250 : 2,027 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

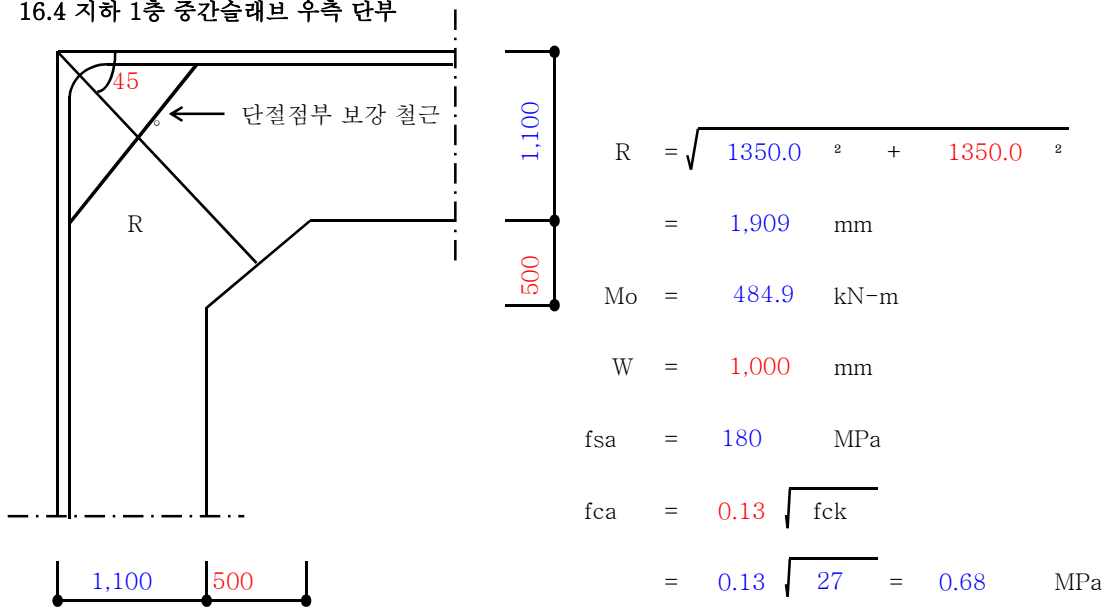
$$8,381 \text{ mm}^2 > 2,821 \text{ mm}^2 \quad \text{-O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1909 = 1.24 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

16.4 지하 1층 중간슬래브 우측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 484.9 \times 10^6}{1,909^2 \times 1,000} = 0.665 \text{ MPa}$$

$f_{max} < f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 484.90 \times 10^6}{1,909.188 \times 180} = 2,822 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

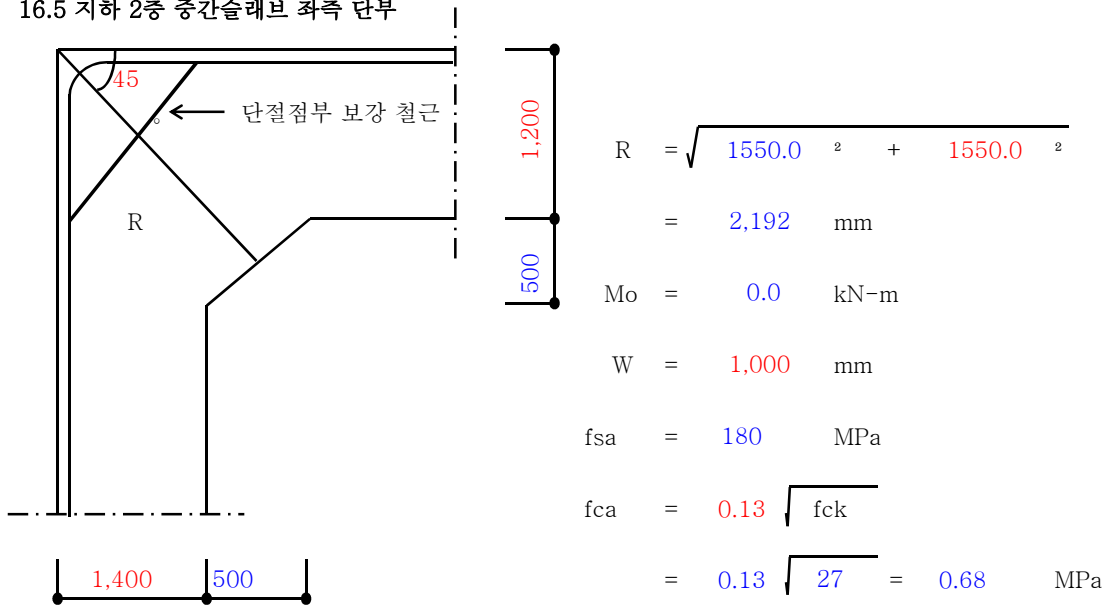
$$9,531 \text{ mm}^2 > 2,822 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1,909 = 1.24 \text{ m 이내에 배치}$$

16.5 지하 2층 중간슬래브 좌측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 0 \times 10^6}{2,192^2 \times 1,000} = 0.000 \text{ MPa}$$

$f_{max} < f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 0.00 \times 10^6}{2,192.031 \times 180} = 0 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

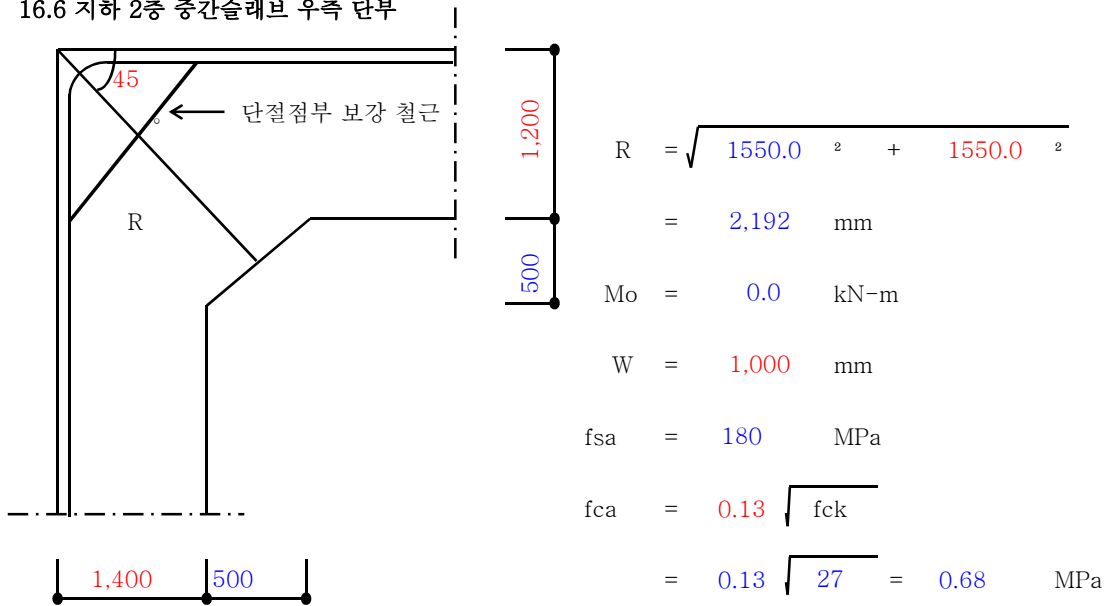
$$19,061 \text{ mm}^2 > 0 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 2,192 = 1.42 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

16.6 지하 2층 중간슬래브 우측 단부



(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 0 \times 10^6}{2,192^2 \times 1,000} = 0.000 \text{ MPa}$$

$f_{max} < f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$A_{s(REQ)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 0.00 \times 10^6}{2,192.031 \times 180} = 0 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

■ 필요철근량

$$A_s = 1 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ 단 } H \ 32 \ @ \ 125 : 6,354 \text{ mm}^2$$

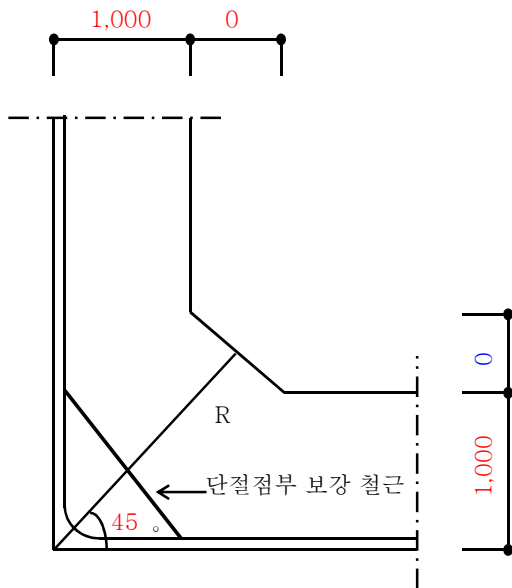
$$19,061 \text{ mm}^2 > 0 \text{ mm}^2 \text{ -O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 2,192 = 1.42 \text{ m 이내에 배치}$$

16.7 하부슬래브 좌측 단부



$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} \\
 &= 1,414 \text{ mm} \\
 M_o &= 1399.2 \text{ kN-m} \\
 W &= 1,000 \text{ mm} \\
 f_{sa} &= 180 \text{ MPa} \\
 f_{ca} &= 0.13 \sqrt{f_{ck}} \\
 &= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1399.2 \times 10^6}{1,414^2 \times 1,000} = 3.498 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(REQ)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 1399.20 \times 10^6}{1,414.214 \times 180} = 10,993 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$A_s = 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3\text{단} \quad H \ 29 \ @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2$$

▣ 필요철근량

$$A_s = 1\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

$$2\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2$$

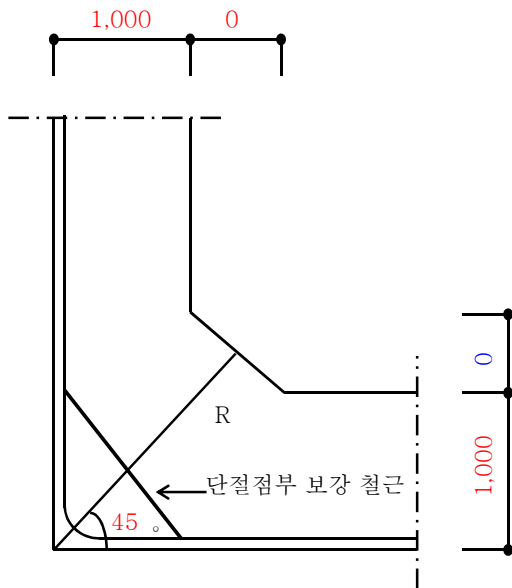
$$12,101 \text{ mm}^2 > 10,993 \text{ mm}^2 \quad \text{-O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1414 = 0.92 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

16.8 하부슬래브 우측 단부



$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} \\
 &= 1,414 \text{ mm} \\
 M_o &= 1398.3 \text{ kN-m} \\
 W &= 1,000 \text{ mm} \\
 f_{sa} &= 180 \text{ MPa} \\
 f_{ca} &= 0.13 \sqrt{f_{ck}} \\
 &= 0.13 \sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1398.3 \times 10^6}{1,414^2 \times 1,000} = 3.496 \text{ MPa}$$

$f_{max} > f_{ca}$ 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$A_{s(req)} = \frac{2 \cdot M}{R \cdot f_{sa}} = \frac{2 \times 1398.30 \times 10^6}{1,414.214 \times 180} = 10,986 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 &= 2\text{단} \quad H \ 32 \ @ \ 250 : 3,177 \text{ mm}^2 \\
 &= 3\text{단} \quad H \ 29 \ @ \ 250 : 2,570 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

▣ 필요철근량

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2 \\
 &= 2\text{단} \quad H \ 16 \ @ \ 125 : 1,589 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$12,101 \text{ mm}^2 > 10,986 \text{ mm}^2 \quad \text{-O.K-}$$

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

$$X = 0.65 \times 1414 = 0.92 \text{ m} \text{ 이내에 배치}$$

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²
필요 배력철근량 :
단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 mm²
0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.0 mm²
1986.0 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

② T = 500 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.500 m²
필요 배력철근량 :
단면적의 0.002 = 0.0020 x 0.500 = 1000.0 mm²
0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.0 mm²
1986.0 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 1500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

③ T = 0 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.000 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.000 = 0.000 mm² 이상
0.0015hb = 0.0015 x 0.000 x 1.000 = 0.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 0 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 0 cm 이하 배치

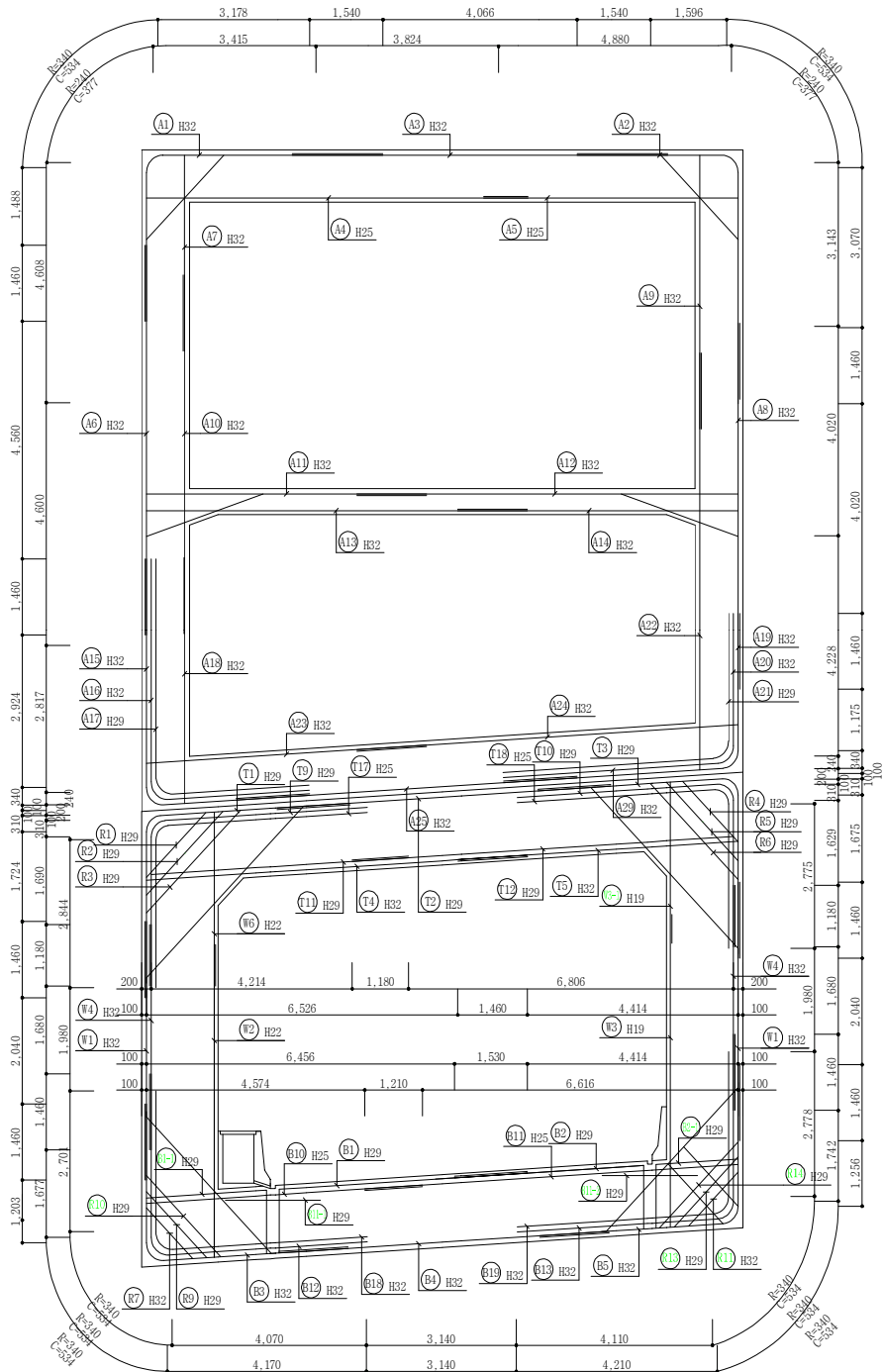
④ T = 1,000 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.000 = 2000.000 mm² (≤ 1,800 mm²) [콘.설 5.7.2]
0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 0 mm 부
M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.000 m²
단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.000 = 0.000 mm² 이상
0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 mm² ∴ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm² h= 1200mm 이하
H 16 @ 300 = 662.000 mm²
1986.000 mm² --- O.K!
사용 배력철근 간격 : ① : 0 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∴ 0 cm 이하 배치

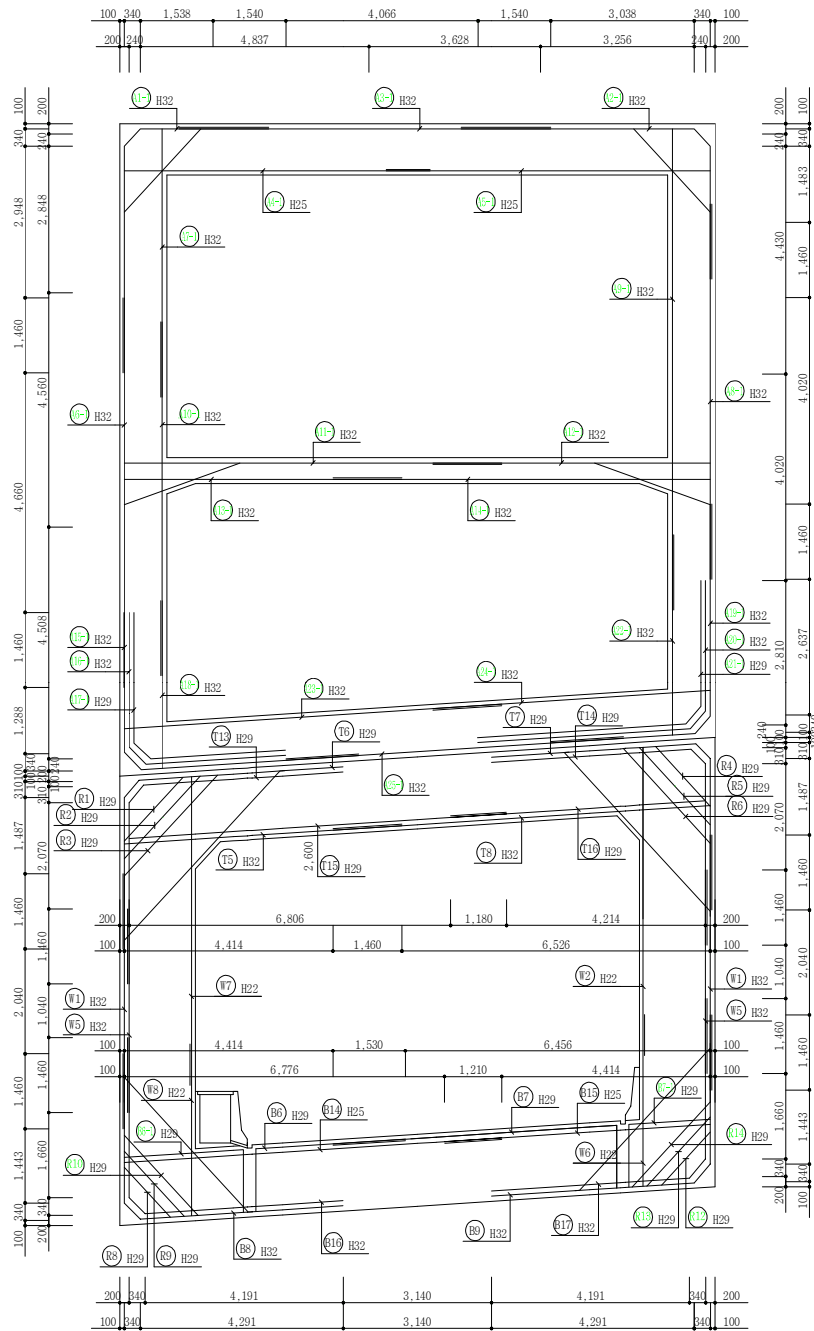
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800mm² 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



Ramp-B 기계실+ 소화수조 마감벽

목 차

1. 설 계 개 요 및 조 건
2. 단 면 가 정
3. 구 조 해 석 모 델 링
4. 하 중 산 정
5. 하 중 조 합
6. 구 조 해 석 결 과
7. 단 면 설 계
8. 단면설계 요약
9. 우 각 부 보 강 설 계
10. 사 용 성 검 토
11. 주 철 근 조 립 도

1. 설계개요 및 조건

1.1 개요

- Plane Strain의 평면 판요소로 해석
- 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

- (1) 부재의 단면검토 : 강도설계법
- (2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

- ① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 27 MPa
- ② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 단위중량

재 료	단위중량(kN/m ³)	재 료	단위중량(kN/m ³)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	19.0	흙(지하수위 이하)	10.0
물	10.0	모르타르	21.5
기계실하중	25.0	무근콘크리트	23.0

(3) 사용재료의 탄성계수

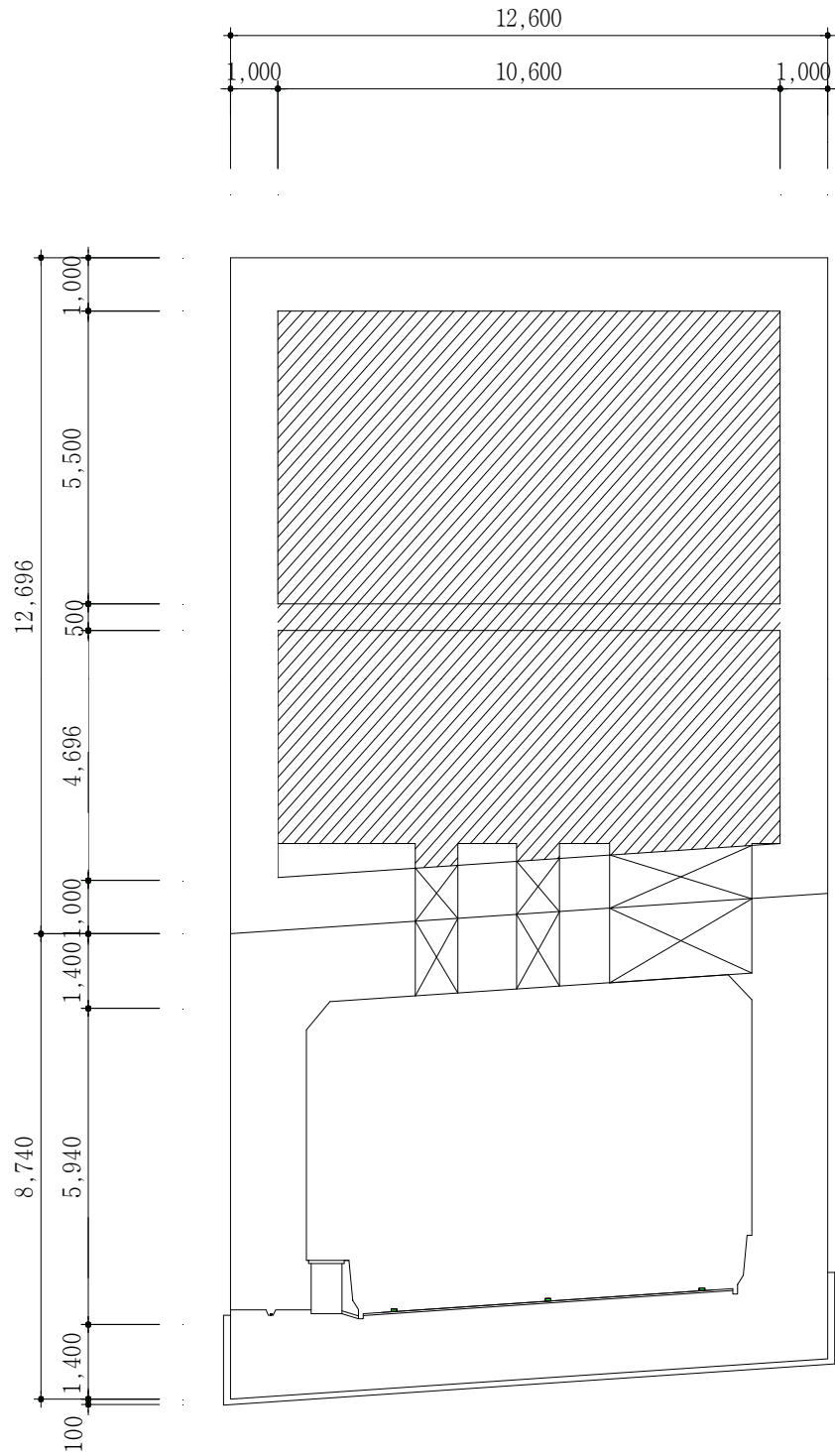
- ① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 26,700 MPa
- ② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa
- (4) 토사 내부마찰각 : Φ = 30°
- (5) 토압 : K_o = 0.500

1.4 참고문헌

- (1) 철도설계기준 (노반편) (철도시설공단, 2013)
- (2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)
- (3) KR-Code (철도시설공단, 2012)
- (4) 도시철도 내진설계기준 (국토교통부, 2013)

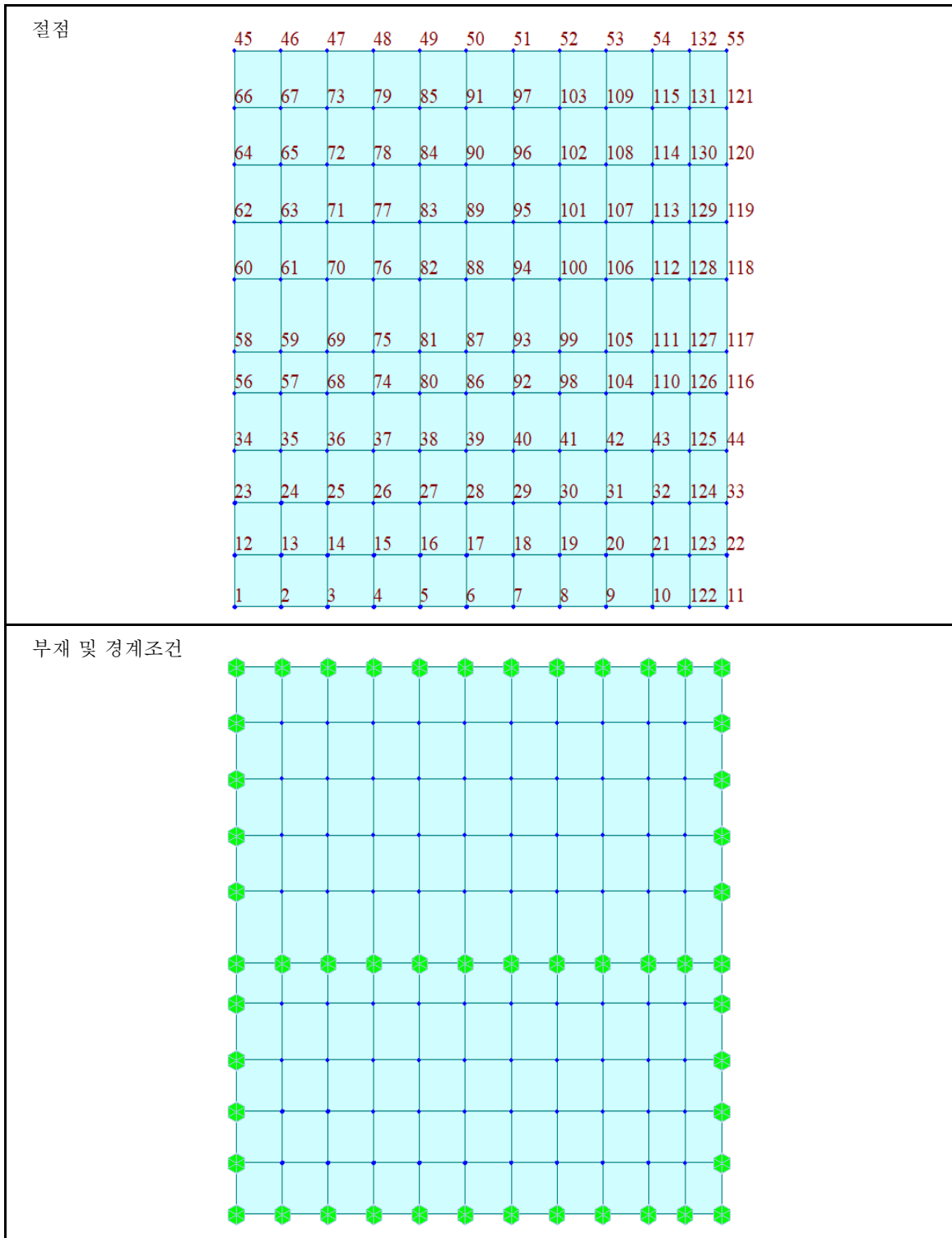
2. 단면가정

설계적용 토피 = 2.503 m



3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형



3.2 단면제원

번 호	폭(m)	높이(m)	단면적(m ²)	단면2차모멘트(m ⁴)	비 고
1	1.00	1.00	1.000	0.083333	마감벽

4. 하중산정

4.1 고정하중

- 구조물자중 (프로그램에서 자동재하)

4.2 활하중에 의한 측압

----- LC 1

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)					
D/B ₀ ≥ 0.5			D/B ₀ < 0.5		
토 피 고(D, m)	노면활하중(PvI, kN/m ²)	비 고	D/B ₀	PvI × D, kN/m ²	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.	0.1	17.000	* D/B ₀ 의 중간 값은, PvI × D의 상위값을 적용
1.5	25.000		0.2	27.000	
2.0	18.000		0.3	33.000	* D/B ₀ 중 노면 활하중 (PvI)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
2.5	14.000		0.4이상	36.000	
3.0	11.000				
3.5이상	10.000				

$$- D/B_0 = 2.503 / 12.600 = 0.199$$

$$- \text{노면 활하중 (DB-24)} \quad L_v = 10.787 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{h1} = 0.500 \times 10.787 = 5.394 \text{ kN/m}^2$$

4.3 수평토압(지하수 無)

----- LC 2

$$q_{N1'} = 0.500 \times (0.500 \times 23.000 + (2.003 + 1.100 / 2) \times 19.000) = 30.004 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N2'} = 29.833 + 6.250 \times 19.000 \times 0.500 = 89.208 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N3'} = 89.208 + 5.446 \times 19.000 \times 0.500 = 140.945 \text{ kN/m}^2$$

4.4 수평 토압(지하수 有)

----- LC 3

$$q_{N1} = 0.500 \times (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + (1.503 + 1.100 / 2) \times 10.000) = 20.765 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N2} = 20.675 + 6.250 \times 10.000 \times 0.500 = 51.925 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{N3} = 51.925 + 5.446 \times 10.000 \times 0.500 = 79.155 \text{ kN/m}^2$$

4.5 수평 수압(지하수 有)

----- LC 4

1) 벽체

$$q_{W1} = 10.000 \times (1.503 + 1.100 / 2) = 20.530 \text{ kN/m}^2$$

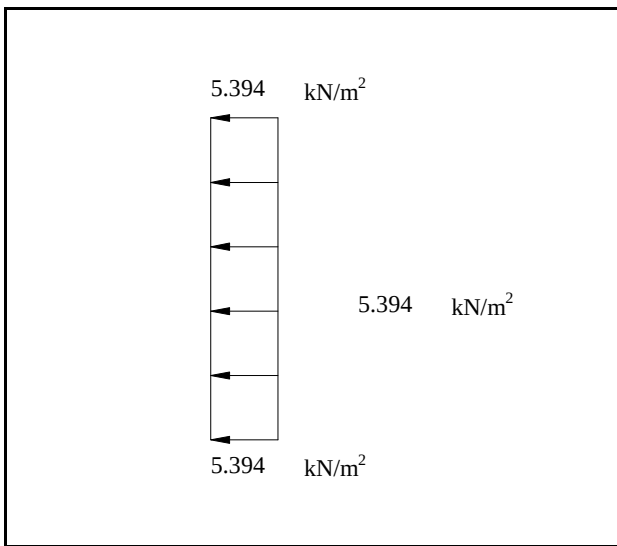
$$q_{W2} = 20.350 + 6.250 \times 10.000 = 82.850 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{W3} = 82.850 + 5.446 \times 10.000 = 137.310 \text{ kN/m}^2$$

4.6 하중재하도

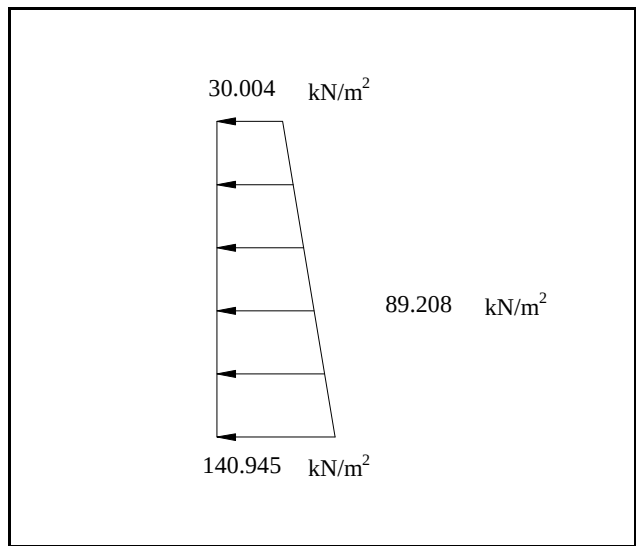
1) 활하중에 의한 측압

----- LC 1



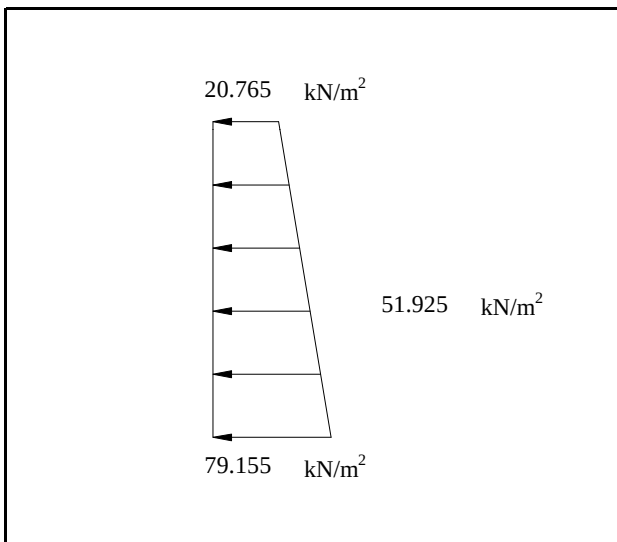
2) 수평 토압(지하수 무)

----- LC 2



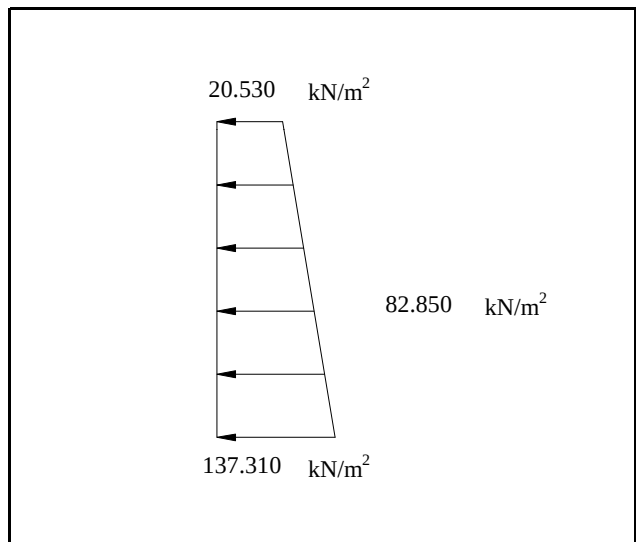
3) 수평 토압(지하수 유)

----- LC 3



4) 수평 수압(지하수 유)

----- LC 4

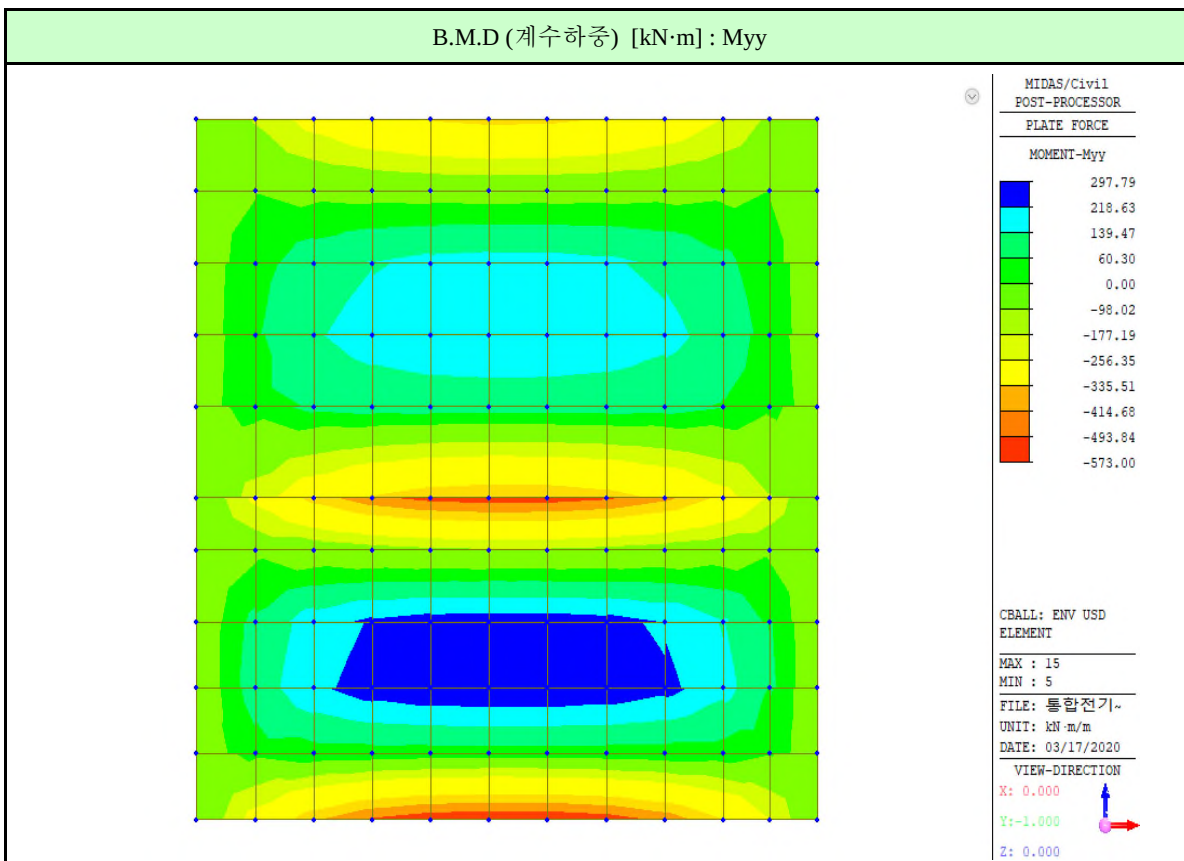
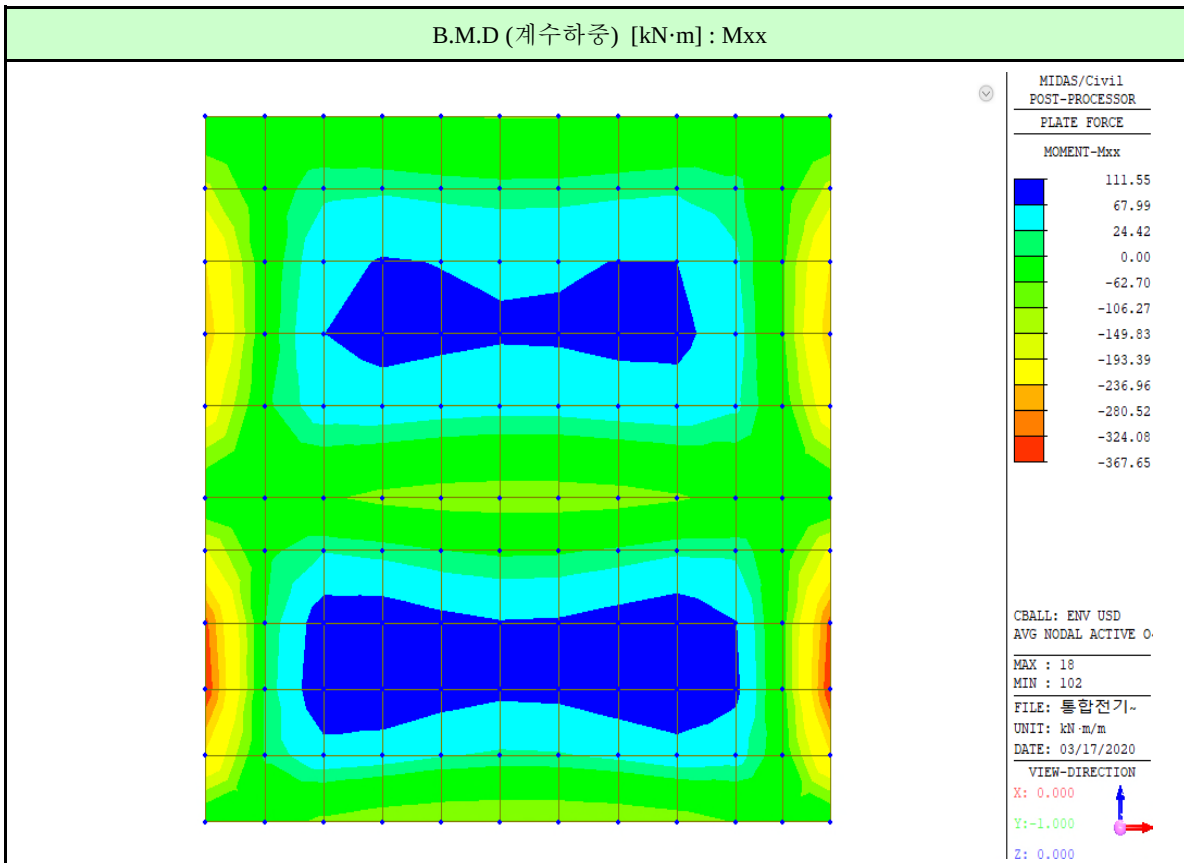


5. 하중조합

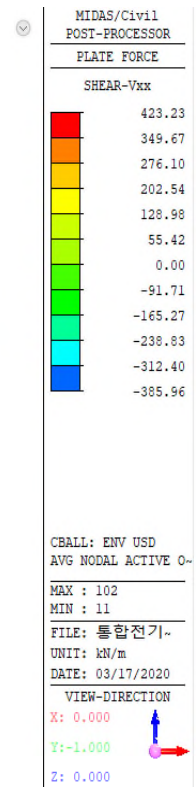
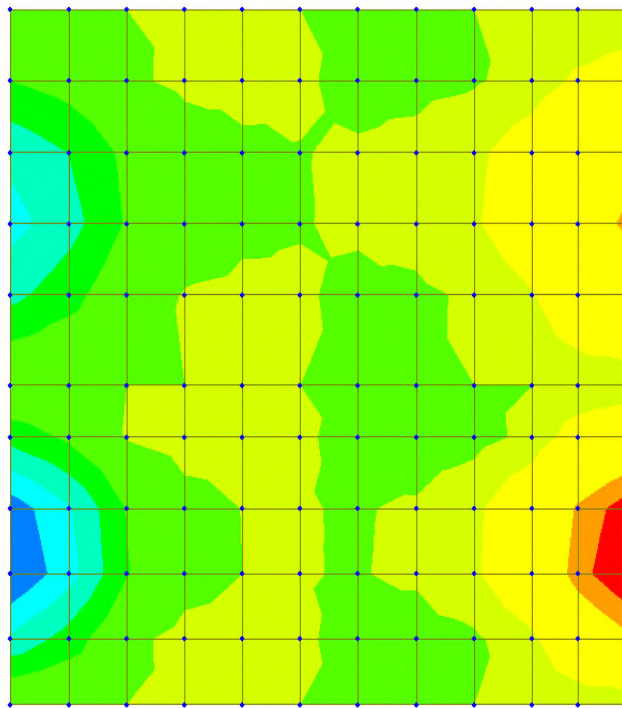
하중 조합	구조물 하중	활하중	지하수 없을때	지하수 있을때		비고
		수평	수평 토압	수평 토압	수평 수압	
		LC01	LC02	LC03	LC04	
CB01	1.20	1.60	1.60			극한하중 조합
CB02	1.20		1.60			
CB03	1.20	1.60		1.60	1.60	
CB4	0.90			1.60	1.60	
CB5	1.00	1.00	1.00			사용하중 조합
CB6	1.00		1.00			
CB7	1.00	1.00		1.00	1.00	
CB8	1.00			1.00	1.00	

6. 구조해석 결과

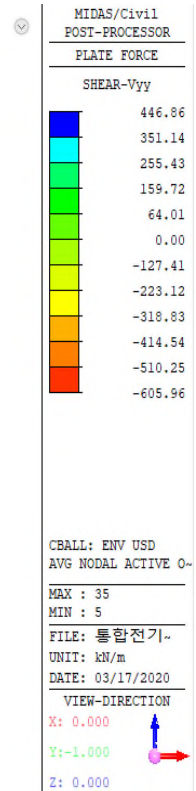
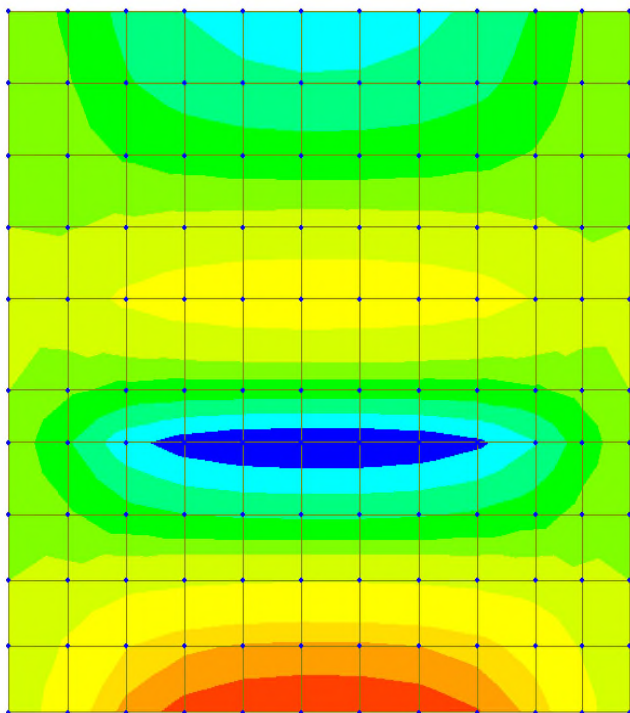
6.1 부재력도



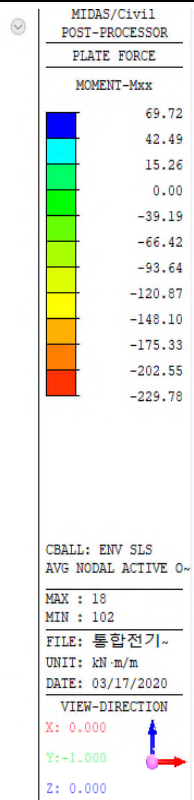
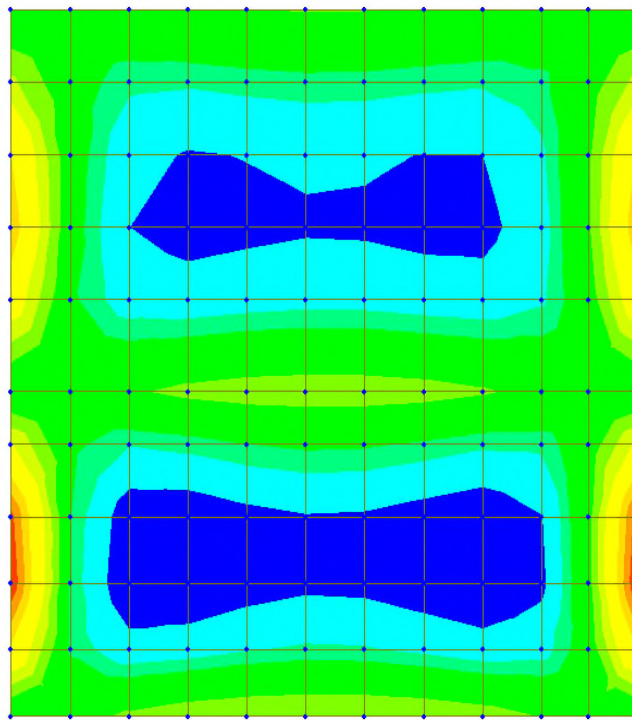
S.F.D (계수하중) [kN] : Vxx



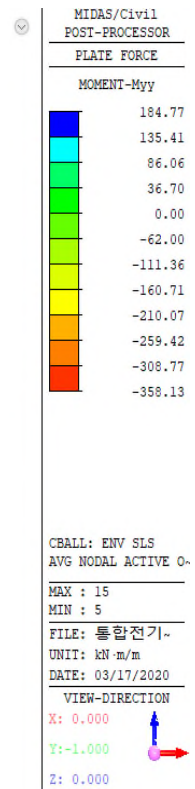
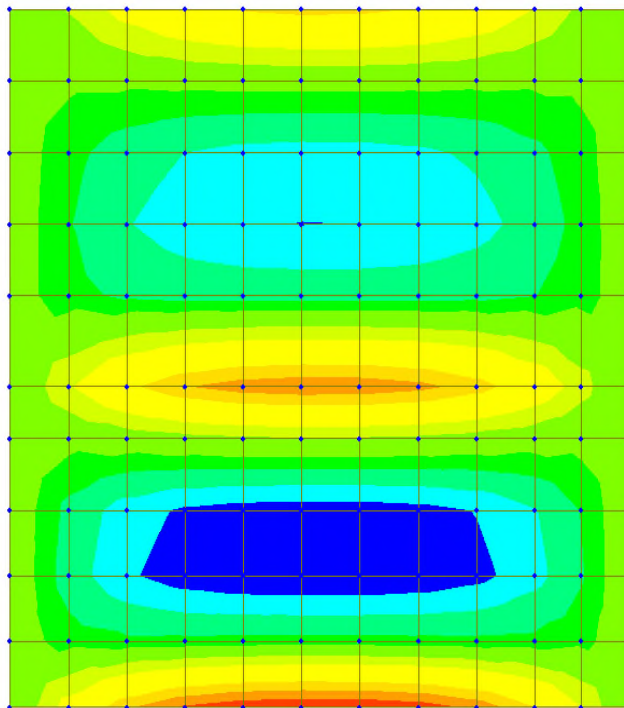
S.F.D (계수하중) [kN] : Vyy



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Mxx



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Myy



6.2 부재력 집계

구분		계수하중			사용하중	
		Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)	Mo(kN·m)	Po(kN)
1층 마감벽 수평철근 M _{xx}	단 부	275.830		287.520	172.000	
	중앙부	84.390			52.740	
1층 마감벽 수직철근 M _{yy}	상 부	361.600		306.600	226.000	
	중앙부	218.790			136.700	
	하 부	410.640		362.900	256.700	
2층 마감벽 수평철근 M _{xx}	단 부	367.950		423.570	229.970	
	중앙부	111.640			69.770	
2층 마감벽 수직철근 M _{yy}	상 부	540.000		569.700	337.500	
	중앙부	295.860			184.900	
	하 부	573.460		606.400	358.400	

7. 단면검토

1) 1층 벽체 상부 (Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 1212.551 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	172.0
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	275.830	287.520

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 3.33ea = 2141.333 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00238$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 37.322 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.05849 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 641661797 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 641.662 \text{ kN}\cdot\text{m} > 275.830 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 909.413 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

2) 1층 벽체 중앙부(Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 360.643 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	52.7
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	84.390	0.000

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 920.0 \quad d_1' = 80 \quad d_2' = 180$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 3.33ea = 662.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00072$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 11.538 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.20033 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f_y A_s (D - a/2) = 205775113 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 205.775 \text{ kN}\cdot\text{m} > 84.390 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 270.482 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 597.558 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

3) 1층벽체 상부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.} A_s = 1594.052 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	226.0
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	361.600	306.600

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 6.67ea = 4282.667 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00476$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 74.643 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02775 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f_y A_s (D - a/2) = 1256151915 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 1256.152 \text{ kN}\cdot\text{m} > 361.600 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.} A_s = 1195.539 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P_{min} < P \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$$1/2 \times \phi_v \times V_c = 292.284 \text{ kN} \leq V_u \leq \phi_v \times V_c \quad \therefore \text{최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.}$$

$$\text{Req } A_v = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 0.35 \times 1,000.0 \times 300.0 / 400.0$$

$$= 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 281.527 \text{ mm}^2 \text{ (H13} \times 2.22 \text{ EA, 간격 } s = 300.0 \text{ mm)} \geq \text{req.} A_v \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 300.0 \text{ mm} < \text{Min (600, 0.5D)} = 450.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

4) 1층벽체 중앙부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 938.871 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	136.7
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	218.790	0.000

전단설계시 단면의 유효높이 $d_s = 920.0$ $d_1' = 80$ $d_2' = 180$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 6.67ea = 1324.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00144$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.09866 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 408953254 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 408.953 \text{ kN}\cdot\text{m} > 218.790 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 704.153 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 597.558 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

5) 1층벽체 하부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.} A_s = 1813.156 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	256.7
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	410.640	362.900

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 6.67ea = 4282.667 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00476$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 74.643 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02775 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1256151915 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 1256.152 \text{ kN}\cdot\text{m} > 410.640 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.} A_s = 1359.867 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P_{min} < P \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$$1/2 \times \Phi_v \times V_c = 292.284 \text{ kN} \leq V_u \leq \Phi_v \times V_c \quad \therefore \text{최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.}$$

$$\text{Req } A_v = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 0.35 \times 1,000.0 \times 300.0 / 400.0$$

$$= 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 281.527 \text{ mm}^2 \text{ (H13} \times 2.22 \text{ EA, 간격 } s = 300.0 \text{ mm)} \geq \text{req.} A_v \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 300.0 \text{ mm} < \text{Min (600, 0.5D)} = 450.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

6) 2층 벽체 상부 (Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 1622.383 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	230.0
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	367.950	423.570

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 3.33ea = 2141.333 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00238$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 37.322 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.05849 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 641661797 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 641.662 \text{ kN}\cdot\text{m} > 367.950 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 1216.787 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$$1/2 \times \Phi_v \times V_c = 292.284 \text{ kN} \leq V_u \leq \Phi_v \times V_c \quad \therefore \text{최소전단 철근을 배筋하는것이 좋다.}$$

$$\text{Req } A_v = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 0.35 \times 1,000.0 \times 300.0 / 400.0$$

$$= 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 281.527 \text{ mm}^2 \text{ (H13} \times 2.22 \text{ EA, 간격 } s = 300.0 \text{ mm)} \geq \text{req. } A_v \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 300.0 \text{ mm} < \text{Min} (600, 0.5D) = \text{mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

7) 2층 벽체 중앙부(Mxx)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 477.494 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	69.8
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	111.640	0.000

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 920.0 \quad d_1' = 80 \quad d_2' = 180$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 3.33ea = 662.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00072$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 11.538 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.20033 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f_y A_s (D - a/2) = 205775113 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 205.775 \text{ kN}\cdot\text{m} > 111.640 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 } \text{req.As} = 358.120 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \quad \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 597.558 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

8) 2층벽체 상부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 2394.583 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	337.5
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	540.000	569.700

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 6.67ea = 4282.667 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00476$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 74.643 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02775 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1256151915 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 1256.152 \text{ kN}\cdot\text{m} > 540.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 1795.937 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P_{min} < P \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$$1/2 \times \Phi_v \times V_c = 292.284 \text{ kN} \leq V_u \leq \Phi_v \times V_c \quad \therefore \text{최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.}$$

$$\text{Req } A_v = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 0.35 \times 1,000.0 \times 300.0 / 400.0$$

$$= 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 281.527 \text{ mm}^2 \text{ (H13} \times 2.22 \text{ EA, 간격 } s = 300.0 \text{ mm)} \geq \text{req.} A_v \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 300.0 \text{ mm} < \text{Min} (600, 0.5D) = 450.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

9) 2층벽체 중앙부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.As} = 1272.631 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	184.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	295.860	0.000

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 920.0 \quad d_1' = 80 \quad d_2' = 180$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 6.67ea = 1324.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00144$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.09866 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi f_y A_s (D - a/2) = 408953254 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 408.953 \text{ kN}\cdot\text{m} > 295.860 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉢ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 req.As} = 954.474 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P < P_{min} \therefore A_s = [\text{MIN}(P_{min}, 4/3 \text{ Req.As})] \text{ 이상배筋} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 597.558 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단철근이 필요없음.

10) 2층벽체 하부(Myy)

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}, 1.4/f_y) = 0.00350 \quad 4/3 \text{ Req.} A_s = 2545.803 \text{ mm}^2$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	358.4
B (mm)	H (mm)	d (mm)	외복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	573.460	606.400

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 900.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 200$$

* 휨모멘트 검토

㉠ 휨강도 검토

$$\text{사용철근량} = H29 \times 6.67ea = 4282.667 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P = A_s / (B \times D) = 0.00476$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 74.643 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02775 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.850$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1256151915 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 1256.152 \text{ kN}\cdot\text{m} > 573.460 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉡ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\text{필요 철근량 } \text{req.} A_s = 1909.352 \text{ mm}^2 < \text{사용철근량} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{철근비검토: } P_{min} < P \quad \therefore \text{O.K.}$$

* 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 584.567 \text{ kN}$$

$V_u > \Phi_v \times V_c \therefore$ 전단철근보강이 필요하다.

$$\begin{aligned} \text{Req } A_v &= (606.4 - 584.567) \times 10^3 \times 300.0 / (400.0 \times 900.0 \times 0.75) \\ &= 24.259 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_v = 281.527 \text{ mm}^2 \text{ (H13} \times 2.22 \text{ EA, 간격 } s = 300.0 \text{ mm)}$$

$$\Phi_v \cdot V_s = \Phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times B) = 253.375 \text{ kN}$$

$$s = 300.0 \text{ mm} < \text{Min} (600, 0.5D) = 450.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi_v \cdot V_n = \Phi_v \cdot V_c + \Phi_v \cdot V_s = 837.942 \text{ kN} < V_u \quad \therefore \text{O.K.}$$

8. 단면설계요약

1) 휨설계 요약

구분		Mu (kN·m)	Pu (kN)	사용철근				ΦMn (kN·m)	ΦPn (kN)	안전율	비고
				1단		2단					
1층벽체 Mxx	단 부	275.830		H29	300			641.662		2.33	O.K
	중양부	84.390		H16	300			205.775		2.44	O.K
1층 벽체 Myy	상 부	361.600		H29	150			1256.152		3.47	O.K
	중양부	218.790		H16	150			408.953		1.87	O.K
	하 부	410.640		H29	150			1256.152		3.06	O.K
2층벽체 Mxx	단 부	367.950		H29	300			641.662		1.74	O.K
	중양부	111.640		H16	300			205.775		1.84	O.K
2층 벽체 Myy	상 부	540.000		H29	150			1256.152		2.33	O.K
	중양부	295.860		H16	150			408.953		1.38	O.K
	하 부	573.460		H29	150			1256.152		2.19	O.K

2) 전단설계 요약

구분		Vu (kN·m)	사용철근			ΦVn (kN·m)	안전율	비고
			직경	개수	간격			
1층 벽체 Mxx	단 부	287.520	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
1층 벽체 Myy	상 부	306.600	H13	2.2EA	300	837.942		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	하 부	362.900	H13	2.2EA	300	837.942		
2층 벽체 Mxx	단 부	423.570	H13	2.2EA	300	837.942		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
2층 벽체 Myy	상 부	569.700	H13	2.2EA	300	837.942		
	중양부	0.000	H13	2.2EA	300	전단철근 필요없음		
	하 부	606.400	H13	2.2EA	300	837.942		

9. 우각부 보강 설계

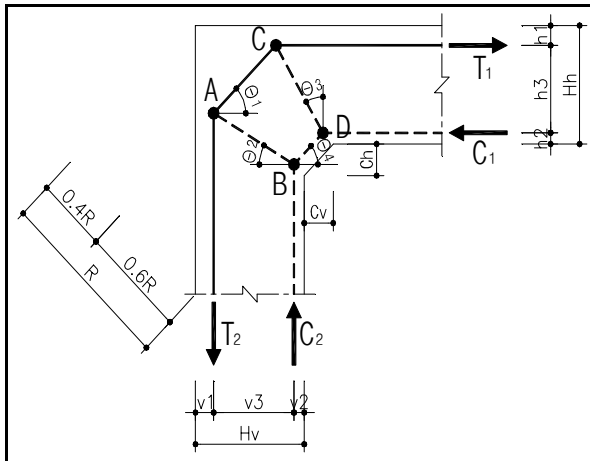
(스트럿-타이 모델 해석에 의한 라멘접합부 보강)

9.1 벽체 Myy (1층 상부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1100.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	920.00 mm
현치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
현치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				단힘 모멘트	M_u	=	361.600 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

$$R = 1486.61 \text{ mm}$$

② 사잇각

$$\theta_1 = 45.00^\circ$$

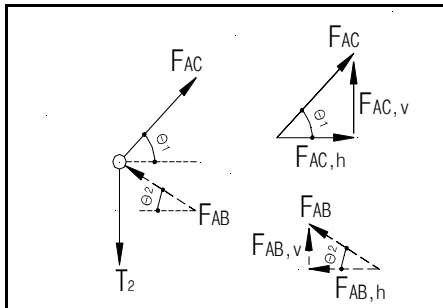
$$\theta_2 = 8.12^\circ$$

$$\theta_3 = 15.75^\circ$$

$$\theta_4 = 45.00^\circ$$

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1$$

$$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1$$

$$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin \theta_2$$

$$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos \theta_2$$

$$\Sigma V = 0 :$$

$$T_2 = F_{AC,V} + F_{AB,V} = F_{AC} \cdot \sin \theta_1 + F_{AB} \cdot \sin \theta_2 \quad \dots\dots\dots ①$$

$$\Sigma H = 0 :$$

$$F_{AC,H} = F_{AB,H}$$

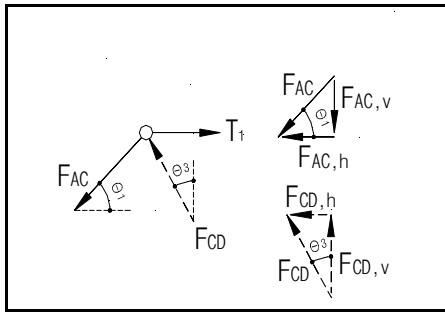
$$F_{AC} \cdot \cos \theta_1 = F_{AB} \cdot \cos \theta_2 \Rightarrow F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \quad \dots\dots\dots ②$$

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin \theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \times \sin \theta_2$$

$$= F_{AC} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2) \quad \dots\dots\dots ③$$

2) C절점의 평형조건



$$\begin{aligned} F_{AC,V} &= F_{AC} \cdot \sin \theta_1 \\ F_{AC,H} &= F_{AC} \cdot \cos \theta_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{CD,V} &= F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \\ F_{CD,H} &= F_{CD} \cdot \sin \theta_3 \end{aligned}$$

$$\Sigma V = 0 :$$

$$\begin{aligned} F_{AC,V} &= F_{CD,V} \\ F_{AC} \cdot \sin \theta_1 &= F_{CD} \cdot \cos \theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin \theta_1}{\cos \theta_3} \end{aligned} \quad \text{..... ④}$$

$$\Sigma H = 0 :$$

$$T_1 = F_{AC,H} + F_{CD,H} = F_{AC} \cdot \cos \theta_1 + F_{CD} \cdot \sin \theta_3 \quad \text{..... ⑤}$$

식 ④를 식 ⑤에 대입

$$\begin{aligned} T_1 &= F_{AC} \times \cos \theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin \theta_1}{\cos \theta_3} \times \sin \theta_3 \\ &= F_{AC} (\cos \theta_1 + \sin \theta_1 \cdot \tan \theta_3) \end{aligned} \quad \text{..... ⑥}$$

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{361.600}{0.820} = 440.976 \quad \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{361.600}{0.920} = 393.043 \quad \text{kN}$$

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2} = 486.477 \quad \text{kN}$$

식 ⑥ 으로부터

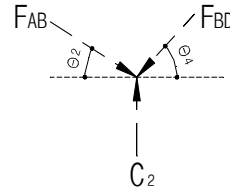
$$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos \theta_1 + \sin \theta_1 \cdot \tan \theta_3} = 486.477 \quad \text{kN}$$

따라서 $F_{AC} = 486.477 \quad \text{kN}$ 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} = 347.471 \quad \text{kN}$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\theta_2}{\sin\theta_4} = 486.477 \quad \text{kN}$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} = 357.402 \quad \text{kN}$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	486.477	타이
AB	-347.471	스트럿
BD	-486.477	스트럿
CD	-357.402	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

$$\text{설계인장력 (T)} = 486.477 \quad \text{kN}$$

필요철근량

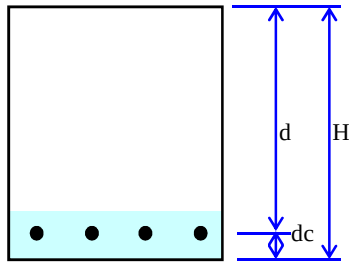
$$A_{s, \text{req}} = \frac{T}{\phi_s f_u} = \frac{486,476.965}{0.85 \times 400} = 1,430.81 \quad \text{mm}^2$$

사용철근량

1단 주철근 A_s	= H 0 @ 0	= 0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 29 @ 300	= 2,141.33	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 A_s	= H 16 @ 300	= 662.00	mm^2	(1 단)
	= H 0 @ 0	= 0.00	mm^2	(2 단)
합계		= 2,803.33	mm^2	

$$A_{s, \text{used}} = 2,803.33 \quad \text{mm}^2 > 1,430.81 \quad \text{mm}^2 \quad \text{.....O.K}$$

1) 1층 벽체 상부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	172.000	kN·m,	$A_s =$	2141.333	mm ²
$N =$	3.333333		$n =$	7	

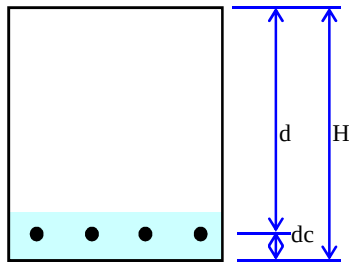
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 149.952 &\text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 94.497 &\text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) &= 94.497 &\text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 29 / 2 &= 85.500 &\text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 619.612 &\text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 3.3 = 300 &\text{ mm} < 619.612 &\text{ mm} \quad \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

2) 1층 벽체 중앙부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	920.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm,
$M_o =$	52.740	kN·m,	$A_s =$	662.000	mm ²
$N =$	3.33		$n =$	7	

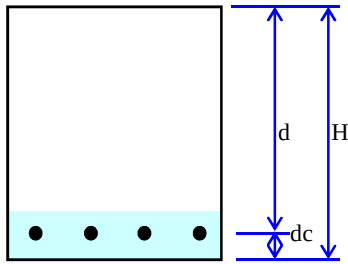
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 87.822 &\text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 89.441 &\text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) &= 89.441 &\text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 80 - 16 / 2 &= 72.000 &\text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 700.466 &\text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 3.3 = 300 &\text{ mm} < 700.466 &\text{ mm} \quad \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

3) 1층 벽체 상부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	226.000	kN·m,	$A_s =$	4282.667	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

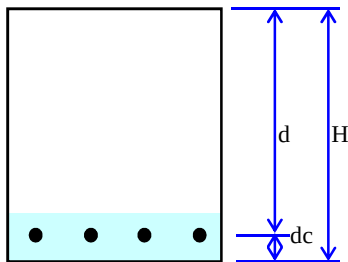
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 204.244 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 63.433 \text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 63.433 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 29 / 2 &= 85.500 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 993.178 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 993.178 \text{ mm} &\text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

4) 1층 벽체 중앙부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	920.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm,
$M_o =$	136.700	kN·m,	$A_s =$	1324.000	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

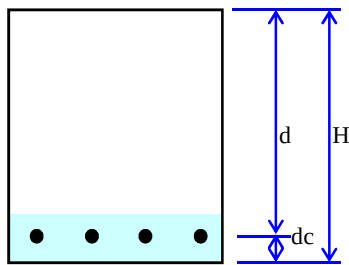
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 121.648 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 117.400 \text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 117.400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 80 - 16 / 2 &= 72.000 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 490.782 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 490.782 \text{ mm} &\text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

5) 1층 벽체 하부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	256.700	kN·m,	$A_s =$	4282.667	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 204.244 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 72.049 \text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 72.049 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

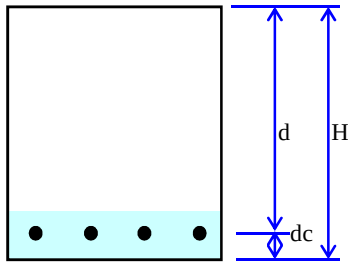
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 874.399 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 874.399 \text{ mm} \quad \mathbf{O.K!!}$$

6) 2층 벽체 상부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	229.970	kN·m,	$A_s =$	2141.333	mm ²
$N =$	3.333333		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 149.952 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 126.345 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 126.345 \text{ mm}$$

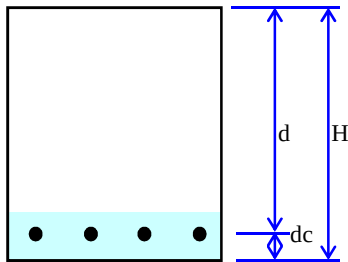
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 409.541 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격; $1000 / 3.3 = 300 \text{ mm} < 409.541 \text{ mm}$ **O.K!!**

7) 2층 벽체 중앙부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	920.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm ,
$M_o =$	69.770	kN·m,	$A_s =$	662.000	mm ²
$N =$	3.33		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 87.822 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 118.322 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 118.322 \text{ mm}$$

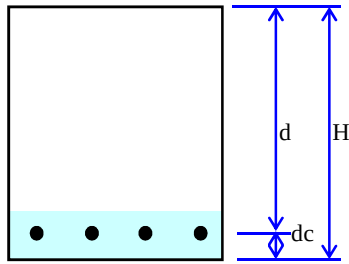
- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80 - 16 / 2 = 72.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 485.555 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격; $1000 / 3.3 = 300 \text{ mm} < 485.555 \text{ mm}$ **O.K!!**

8) 2층 벽체 상부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	337.500	kN·m,	$A_s =$	4282.667	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

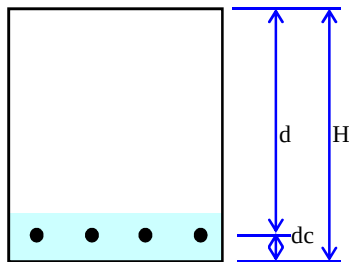
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 204.244 &\text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 94.728 &\text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 94.728 &\text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 29 / 2 &= 85.500 &\text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 617.577 &\text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 6.7 = 150 &\text{ mm} < 617.577 &\text{ mm} \quad \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

9) 2층 벽체 중앙부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	920.00	mm,	$d_c =$	80.00	mm ,
$M_o =$	184.900	kN·m,	$A_s =$	1324.000	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

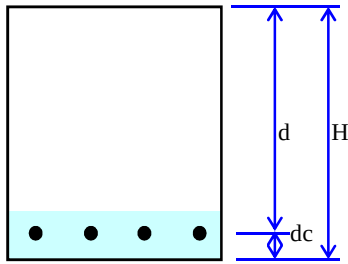
- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 121.648 &\text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 158.795 &\text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 158.795 &\text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 80 - 16 / 2 &= 72.000 &\text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 315.922 &\text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 1000 / 6.7 = 150 &\text{ mm} < 315.922 &\text{ mm} \quad \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

10) 1층 벽체 하부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



$f_{ck} =$	27	MPa,	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm,
$M_o =$	358.400	kN·m,	$A_s =$	4282.667	mm ²
$N =$	6.67		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 204.244 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 100.594 \text{ mm} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) &= 100.594 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 569.098 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 6.7 = 150 \text{ mm} < 569.098 \text{ mm} \quad \mathbf{O.K!!}$$

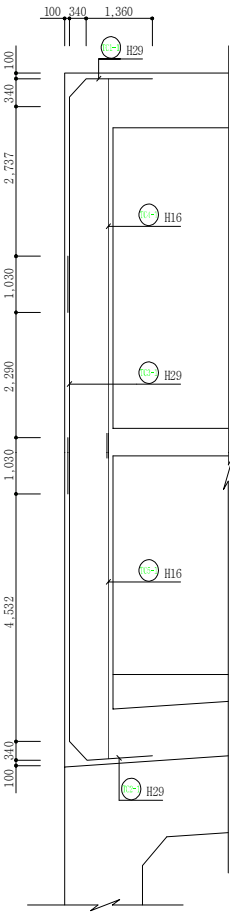
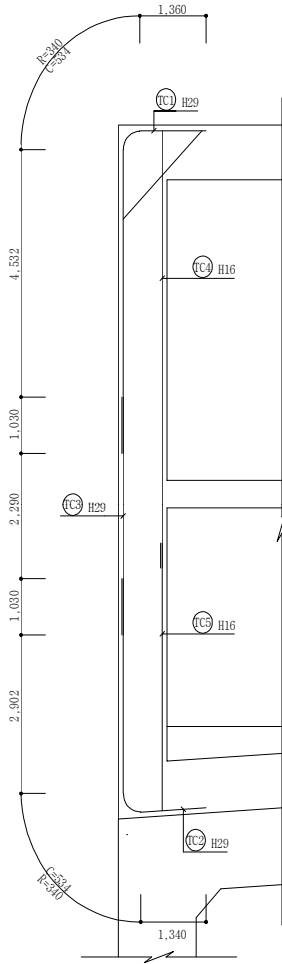
10.3 사용성검토 요약

1) 균열검토 요약

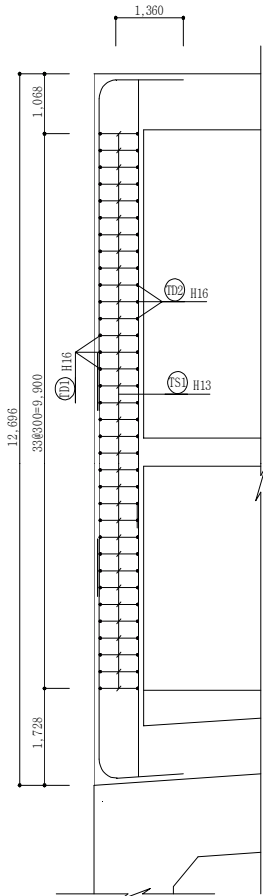
구분		Mo (kN·m)	주철근 (mm)	fs (Mpa)	Cc (mm)	S (mm)	Smin (mm)	비고
1층 벽체 Mxx	단 부	172.000	H29	94	85.5	300	620	O.K
	중양부	52.740	H16	89	72.0	300	700	O.K
1층 벽체 Myy	상 부	226.000	H29	63	85.5	150	993	O.K
	중양부	136.700	H16	117	72.0	150	491	O.K
	하 부	256.700	H29	72	85.5	150	874	O.K
2층 벽체 Mxx	단 부	229.970	H29	150	85.5	300	410	O.K
	중양부	69.770	H16	118	72.0	300	486	O.K
2층 벽체 Myy	상 부	337.500	H29	95	85.5	150	618	O.K
	중양부	184.900	H16	159	72.0	150	316	O.K
	하 부	358.400	H29	101	85.5	150	569	O.K

11. 주철근 조립도

마 감 벽 표 준 단 면 도
S=1:50

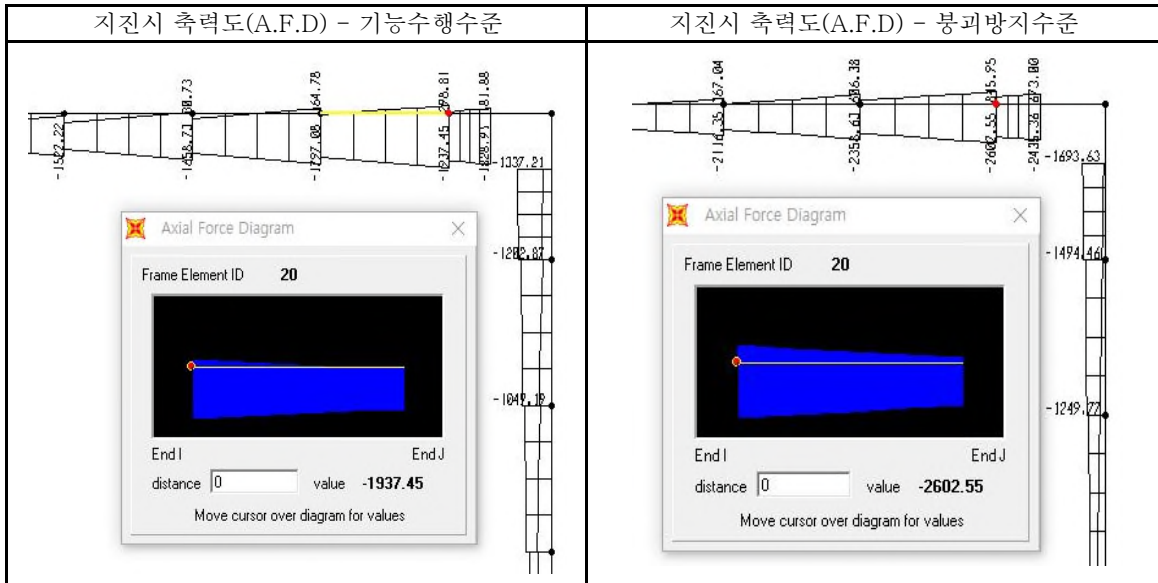


마 감 벽 표 준 단 면 도
S=1:50



RAMP-B(B1) 우선시공분 구조계산서

1. Ramp-B(B1) 장비반입구 OPEN부 보강거더
2. Ramp-B(B1) OPEN부 보강 철근량 검토
3. Ramp-B, B1 기존 구조물 안전성 검토



3) 부재력 집계

구 분	계수하중			사용하중
	상 시	지진시(기능)	지진시(붕괴)	상 시
장비반입구 (3.0m x 3.0m)	2046.13 kN	1937.45 kN	2602.55 kN	1308.21 kN
최대 발생력 축력		2602.55 kN		1308.21 kN

4) 거더 해석용 부재력 산정

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	$Mu1 = 2602.55 \times 3.000^2 / 11 = 2129.36 \text{ kN.m}$
	사용하중		$Ms1 = 1308.21 \times 3.000^2 / 11 = 1070.35 \text{ kN.m}$
정보멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	$Mu2 = 2602.55 \times 3.000^2 / 16 = 1463.93 \text{ kN.m}$
	사용하중		$Ms2 = 1308.21 \times 3.000^2 / 16 = 735.87 \text{ kN.m}$
전 단 력		$Su = 1.15 \times WL/2 - 0.15WL$	$Su = 1.15 \times 2602.55 \times 3.000 / 2 - 0.15 \times 2602.55 \times 3.000 = 3318.25 \text{ kN}$

5) 깊은보 검토

※ $L/D \leq 4$ 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{3.000 \text{ m}}{1.470 \text{ m}} = 2.041 \leq 4 \quad \therefore \text{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

6) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• $f_{ck} = 27$ MPa	• $f_y = 400$ MPa	• 부재 = 보	• 현치 = 0 mm
• $M_u = 2129.4$ kN.m	• $S_u = 3318.3$ kN	• $M_s = 1070.4$ kN.m	• $d_d = 1470$ mm
• $B = 1140$ mm	• $d = 1470$ mm	• $d' = 130$ mm	전단검토시
• $\phi_f = 0.85$	• $\phi_v = 0.75$	• 주철근 1 단 배치	

▶ $a = 66.647$ mm 가정

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 4359 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00260] \\ a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 66.647 = \text{가정 } a \quad \therefore \text{O.K} \\ k_1 &= 0.850 \Rightarrow P_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot (f_{ck}/f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.03 \\ P_{\max} &= 0.75 \cdot P_b = 0.02198 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36834 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5865 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 2} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y} = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5446 \text{ mm}^2 \\ P_{\min} &= \max(P_{\min 1}, P_{\min 2}) = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5865 \text{ mm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 5812 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore P < P_{\min}$ CASE $\Rightarrow A_s = \text{MIN}(P_{\min}, 4/3 \text{ Req. } A_s)$ 이상배근

$\therefore \text{USE } A_s : H$	$29 @ 150$	$= 5525$	mm^2	$[8.6 \text{ ea/m }]$
H	$0 @ 0$	$= 0$	mm^2	$[0.0 \text{ ea/m }]$
H	$0 @ 0$	$= 0$	mm^2	$[0.0 \text{ ea/m }]$
TOTAL		$= 5525$	mm^2	$[p = 0.00330]$

◆ Moment check : $M_d = 2681.89$ kN.m $> M_u = 2129.36$ kN.m $\therefore \text{O.K}$

◆ Shear check

$$\begin{aligned} \cdot \phi_v V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d = 1088.46 \text{ kN} < V_u = 3318.25 \text{ kN} \\ \cdot 1/2 \cdot \phi_v V_c &= 544.23 \text{ kN} < V_u = 3318.25 \text{ kN} \\ &\therefore \text{전단철근 필요} \end{aligned}$$

• 전단철근 간격 $s = 300$ mm

$$\begin{aligned} \cdot \text{Req. } A_s &\left[\begin{array}{l} 0.35 b_0 s / f_y = 299 \text{ mm}^2 \quad \text{[최소전단철근]} \\ V_s s / [\phi_v f_y d] = 1517 \text{ mm}^2 \quad \text{[소요전단철근]} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\cdot V_s < 2/3 \sqrt{(f_{ck}) \times b \times d} = 5805.14 \text{ kN 이므로 O.K}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = H \ 22 \times 4.0 \text{ ea/m} = 1548 \text{ mm}^2 > 1517 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} \cdot \phi_v V_n &= \phi_v V_c + \phi_v V_s \\ &= 1088.46 + 2276.15 = 3364.61 \text{ kN} > V_u = 3318.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_m = M_d / M_u = 1.26$$

② 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7 \times 0.003297 + \sqrt{[2 \times 0.02 + 0.02^2]} = 0.193 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.19 / 3 = 0.94 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 1070.35 / [5525 \times 1470 \times 0.94] = 140.810 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 인장철근간격 s 검토

C_c (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = 116 mm

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 140.810) - 2.5 \times 116 = 270.514 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210 / 140.810) = 447.411 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{인장철근 간격 } s = \text{MIN}(s_1, s_2) = 270.514 > 108 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

7) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 현치 = 0 mm
• Mu = 1463.93 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 735.87 kN.m	• dd = 1470 mm
• B = 1140 mm	• d = 1470 mm	• d' = 130 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 45.485 mm 가정

$$\begin{aligned} \therefore \text{Required } A_s &= M_u / [\phi_f \cdot f_y \cdot (d - a/2)] = 2975 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00178] \\ a &= A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 45.485 = \text{가정 } a \quad \therefore \text{O.K} \\ k_1 &= 0.850 \Rightarrow P_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot (f_{ck}/f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.03 \\ P_{\max} &= 0.75 \cdot P_b = 0.02198 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36834 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 1} &= 1.4 / f_y = 0.00350 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5865 \text{ mm}^2 \\ P_{\min 2} &= 0.25 / f_{ck} \cdot f_y = 0.00325 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5446 \text{ mm}^2 \\ P_{\min} &= \max(P_{\min 1}, P_{\min 2}) = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5865 \text{ mm}^2 \\ 4/3 \cdot \text{Req } A_s &\Rightarrow \text{MIN } A_s = 3967 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

∴ P < Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin, 4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H 29 @ 150	= 5525 mm ²	[8.6 ea/m]
H 0 @ 0	= 0 mm ²	[0.0 ea/m]
TOTAL	= 5525 mm ²	[p = 0.003297]

◆ Moment check : Md = 2681.89 kN.m > Mu = 1463.93 kN.m ∴ O.K
Rm = Md / Mu = 1.83

② 철근의 응력 산정

$$\begin{aligned} k &= -n_p + \sqrt{[2n_p + (n_p)^2]} \quad [\because n = 7] \\ &= -7 \times 0.003297 + \sqrt{[2 \times 0.02 + 0.02^2]} = 0.193 \\ j &= 1 - k / 3 \Leftrightarrow 1 - 0.19 / 3 = 0.94 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 735.87 / [5525 \times 1470 \times 0.94] = 96.810 \text{ MPa} \end{aligned}$$

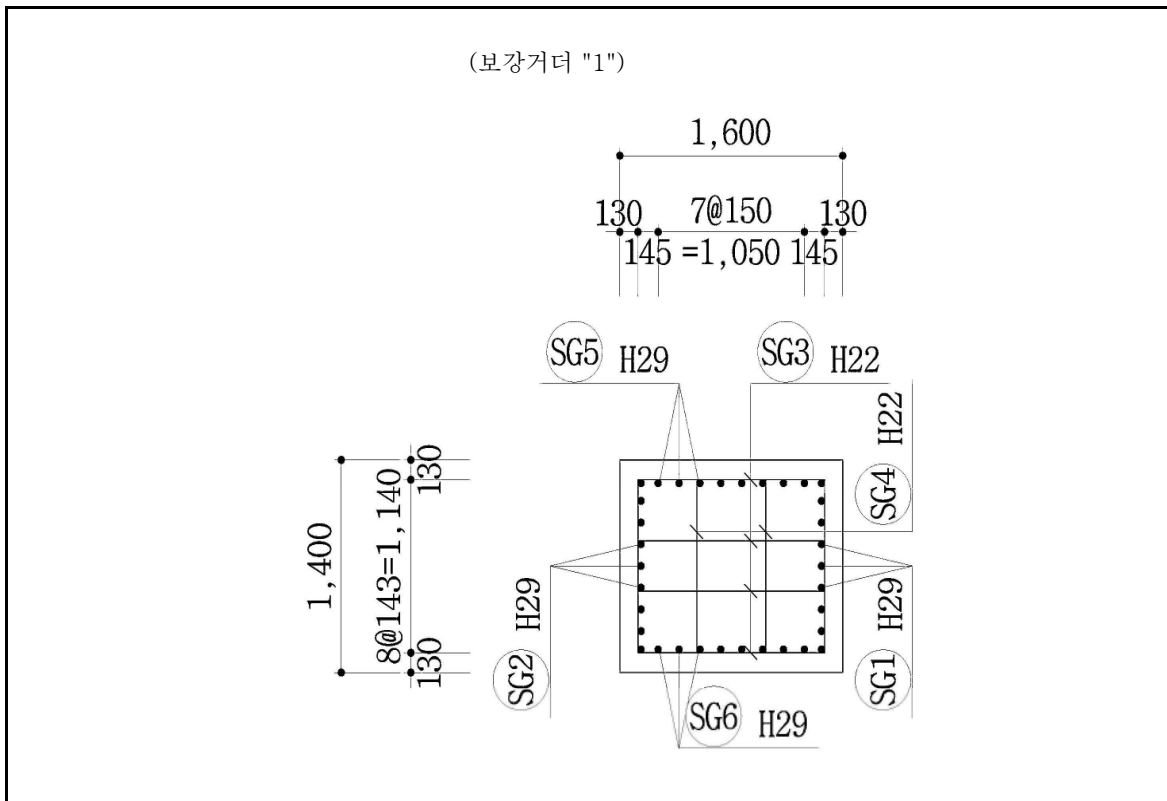
③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 116 mm

$$\begin{aligned} s_1 &= 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 96.81) - 2.5 \times 116 = 524.699 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210 / 96.81) = 650.759 \text{ mm} \\ \text{인장철근 간격 } s &= \text{MIN}(s_1, s_2) = 524.699 > 108 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

1.2 주철근 조립도

1) 보강거더



2. Ramp-B(B1) OPEN부 보강 철근량 검토

□ Ramp B BLOCK-1(덕트) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	(1단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(2단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(3단) H	25	-	5	ea	=	2533.50	mm ²
	(1단) H	32	-	10	ea	=	7942.00	mm ²
	(2단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
- 배력철근	(1단) H	16	-	3	ea	=	595.80	mm ²
	(2단) H	16	-	3	ea	=	595.80	mm ²
	(3단) H	16	-	3	ea	=	595.80	mm ²
	(1단) H	16	-	3	ea	=	595.80	mm ²
	(2단) H	16	-	3	ea	=	595.80	mm ²
철근량산정						=	28655.50	mm ²

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	(1단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(2단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(3단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
- 보강(수직)	(1단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(2단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
	(3단) H	29	-	10	ea	=	5067.00	mm ²
철근량산정						=	30402.00	mm ²

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(30402mm²) > 공제철근량(28655.5mm²)0.K

□ Ramp B BLOCK-1(장비반입구) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	(1단)	H	29	-	26	ea	=	13174.20	mm ²
	(2단)	H	29	-	26	ea	=	13174.20	mm ²
	(3단)	H	25	-	13	ea	=	6587.10	mm ²
	(1단)	H	32	-	26	ea	=	20649.20	mm ²
	(2단)	H	29	-	26	ea	=	13174.20	mm ²
- 배력철근	(1단)	H	16	-	12	ea	=	2383.20	mm ²
	(2단)	H	16	-	12	ea	=	2383.20	mm ²
	(3단)	H	16	-	12	ea	=	2383.20	mm ²
	(1단)	H	16	-	12	ea	=	2383.20	mm ²
	(2단)	H	16	-	11	ea	=	2184.60	mm ²
철근량산정							=	78476.30	mm ²

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강거더철근	(1단)	H	29	-	20	ea	=	10134.00	mm ²
	(1단)	H	29	-	14	ea	=	7093.80	mm ²
- 보강(수평)	(1단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
	(2단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
	(3단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
- 보강(수직)	(1단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
	(2단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
	(3단)	H	32	-	14	ea	=	11118.80	mm ²
철근량산정							=	83940.60	mm ²

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량 (83940.6mm²) > 공제철근량 (78476.3mm²) ……0.K

□ Ramp B BLOCK-1(전기) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	(1단)	H	29	-	5	ea	=	2533.50	mm ²
	(2단)	H	29	-	5	ea	=	2533.50	mm ²
	(3단)	H	25	-	3	ea	=	1520.10	mm ²
	(1단)	H	32	-	5	ea	=	3971.00	mm ²
	(2단)	H	29	-	5	ea	=	2533.50	mm ²
- 배력철근	(1단)	H	16	-	2	ea	=	397.20	mm ²
	(2단)	H	16	-	2	ea	=	397.20	mm ²
	(3단)	H	16	-	2	ea	=	397.20	mm ²
	(1단)	H	16	-	2	ea	=	397.20	mm ²
	(2단)	H	16	-	1	ea	=	198.60	mm ²
철근량산정							=	14879.00	mm ²

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	(1단)	H	25	-	16	ea	=	8107.20	mm ²
	(2단)	H	25	-	0	ea	=	0.00	mm ²
	(3단)	H	25	-	0	ea	=	0.00	mm ²
- 보강(수직)	(1단)	H	25	-	16	ea	=	8107.20	mm ²
	(2단)	H	25	-	0	ea	=	0.00	mm ²
	(3단)	H	25	-	0	ea	=	0.00	mm ²
철근량산정							=	16214.40	mm ²

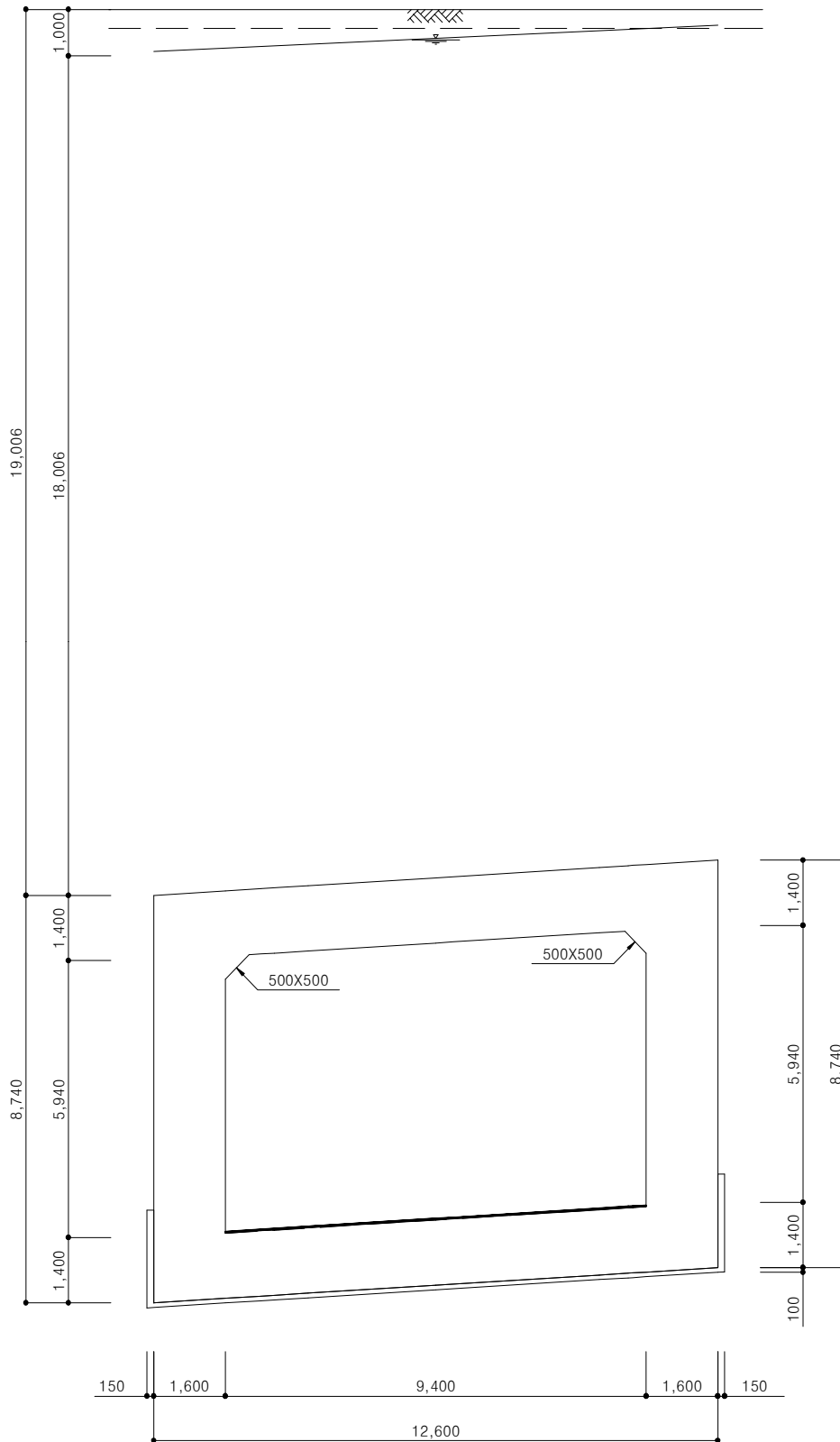
(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(16214.4mm²) > 공제철근량(14879mm²) ……0.K

3. Ramp-B, B1 기존 구조물 안전성 검토

3.1 당초 설계시 상부 작용하중

3.1.1 단면도



3.1.2 상부 작용하중 계산

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m ²
- 토 사	: 18.506 × 19.00	=	351.614	kN/m ²
		∴ Total Wd1	=	363.114 kN/m ²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 18.006 × 10.00	=	180.060	kN/m ²
		∴ Total Wd2	=	201.060 kN/m ²

3) 활하중

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

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 19.006m

$$- Wl1 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 18.006 \times 10.000 = 180.060 \text{ kN/m}^2$$

5) 상부 작용하중

① 지하수가 없을 경우

$$363.114 + 10.000 = 373.114 \text{ kN/m}^2$$

② 지하수가 있을 경우

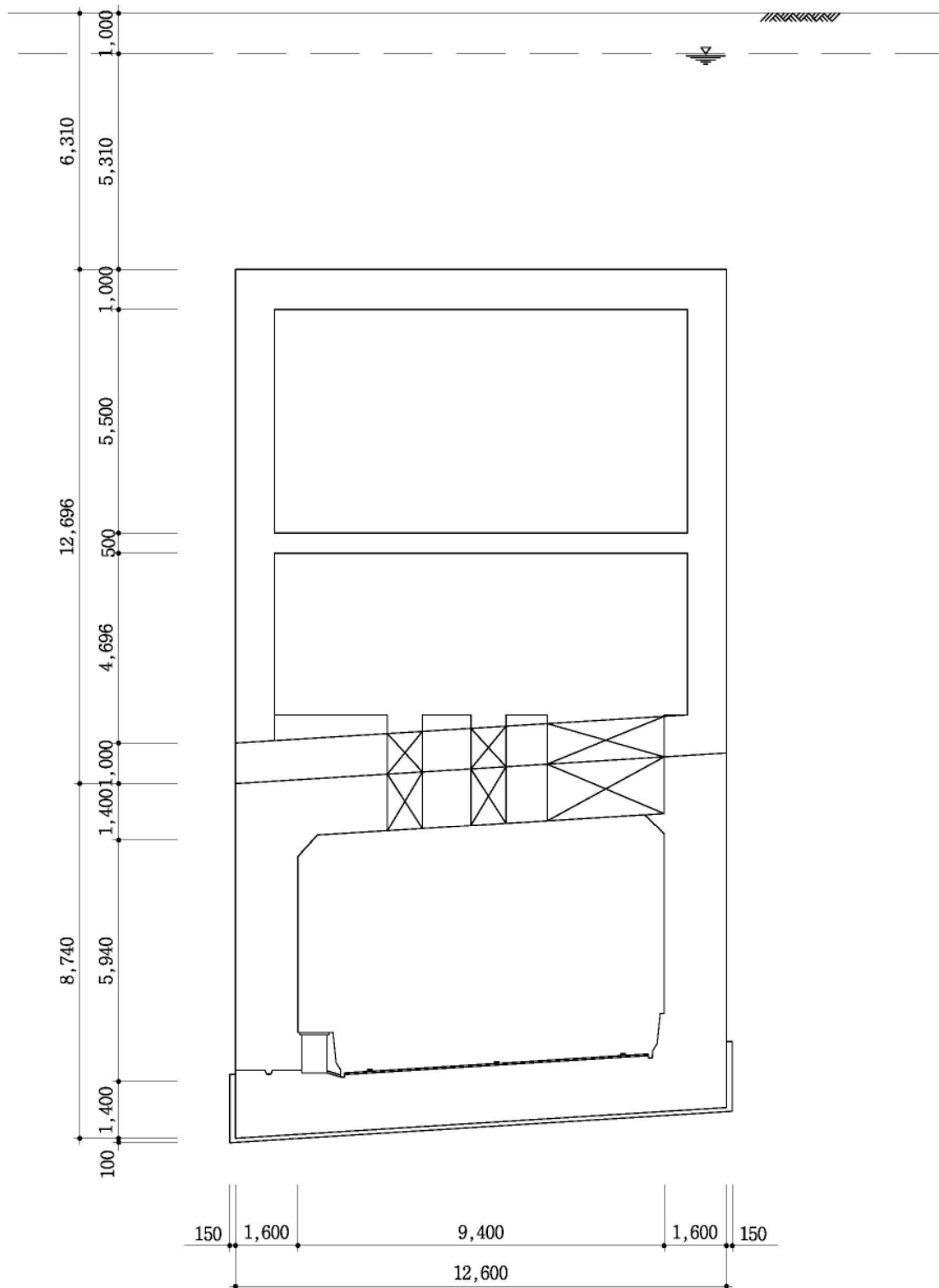
$$201.060 + 10.000 + 180.060 = 391.120 \text{ kN/m}^2$$

③ 최대 작용하중

$$= 391.120 \text{ kN/m}^2$$

3.2 변경 설계시 상부 작용하중

3.2.1 단면도



3.2.2 상부 작용하중 계산

1) 구체자중

- 상부 슬래브	:	1.000	×	12.600	×	25.000	=	315.000	kN/m
- 중간 슬래브	:	0.500	×	12.600	×	25.000	=	157.500	kN/m
- 하부 슬래브	:	1.000	×	12.600	×	25.000	=	315.000	kN/m
- 좌측 벽체	:	1.000	×	10.196	×	25.000	=	254.900	kN/m
- 우측 벽체	:	1.000	×	9.440	×	25.000	=	236.000	kN/m
								∴ Total Wd1	= 1278.400 kN/m
									= 101.460 kN/m ²

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	:	0.500	×	23.000	=	11.500	kN/m ²
- 소화수조 하중	:	5.500	×	10.000	=	55.000	kN/m ²
- 토 사	:	5.810	×	19.000	=	110.390	kN/m ²
					∴ Total Wd1	=	176.890 kN/m ²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	:	0.500	×	23.000	=	11.500	kN/m ²
- 소화수조 하중	:	5.500	×	10.000	=	55.000	kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	:	0.500	×	19.000	=	9.500	kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	:	5.310	×	10.000	=	53.100	kN/m ²
					∴ Total Wd2	=	129.100 kN/m ²

3) 활하중

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

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 6.310m

$$- Wl1 = 15.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 5.310 \times 10.000 = 53.100 \text{ kN/m}^2$$

5) 상부 작용하중

① 지하수가 없을 경우

$$101.460 + 176.890 + 15.000 = 293.350 \text{ kN/m}^2$$

② 지하수가 있을 경우

$$101.460 + 129.100 + 15.000 + 53.100 = 298.660 \text{ kN/m}^2$$

③ 최대 작용하중

$$= 298.660 \text{ kN/m}^2$$

3.3 안전성 검토

1) 당초 설계시 상부 작용하중

- 최대 작용하중 = 391.120 kN/m²

2) 변경 설계시 상부 작용하중

- 최대 작용하중 = 298.660 kN/m² < 391.120 kN/m² ...O.K

∴ 상부 작용하중이 당초보다 변경 설계시가 더 작으므로 기존 구조물 구조검토는 생략함.