

목 차

1. 설 계 흐 림 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구조해석 및 단면력 집계
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내부지간 설계 : 지간1
9. 기 둥 설 계
 - 9.1 교축직각 방향
 - 9.2 교축 방향
 - 9.3 합성 부재력
 - 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각 방향

10.2 교축방향

11. 교 량 받 침 부 검 토

11.1 받침 연단거리 검토

11.2 최소 받침지지 길이 검토

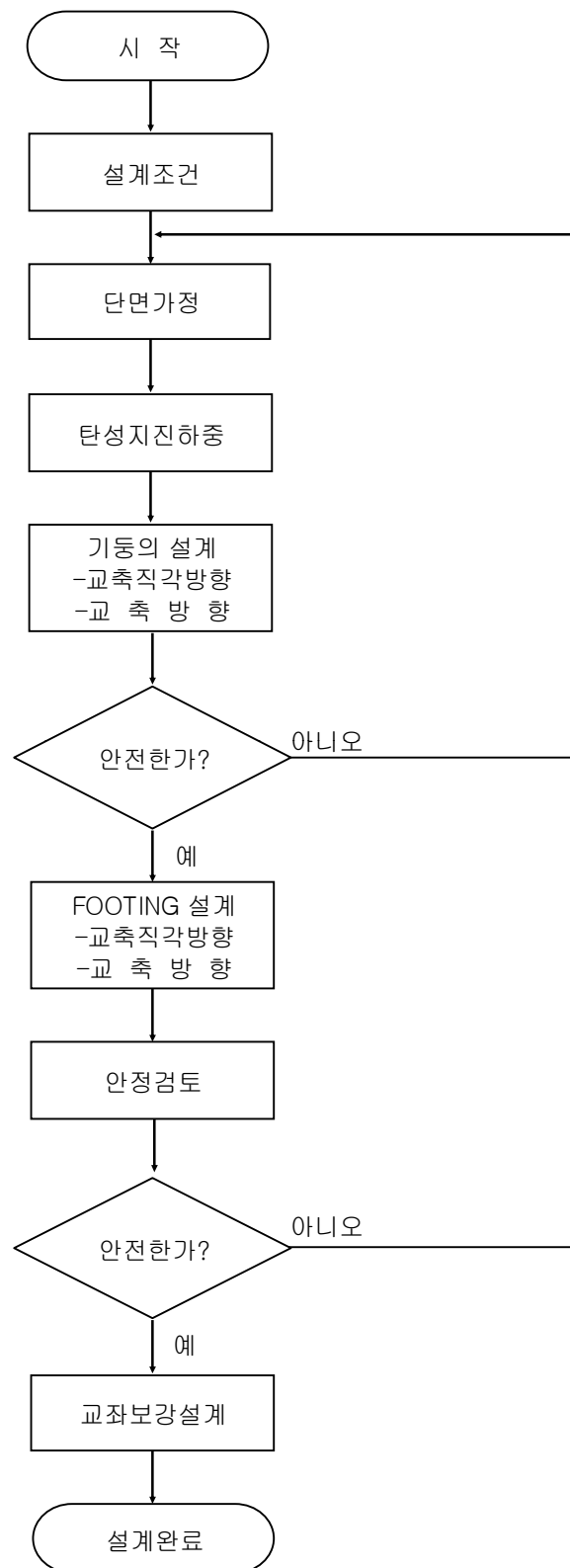
11.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

11.4 교량받침 보강 철근 검토

11.5 교량받침 하면 보강

11.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	ϕ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.012	22348.156	101878.366	4.559	0.K
	모멘트최대	0.012	17584.724	70742.928	4.023	0.K
	편심최대	0.012	13364.390	54296.283	4.063	0.K
교축직각방향	축력최대	0.012	22348.156	101878.366	4.559	0.K
	모멘트최대	0.012	19938.783	88060.490	4.417	0.K
	편심최대	0.012	15718.450	97283.367	6.189	0.K
합성부재력	축력최대	0.012	22348.156	101878.366	4.559	0.K
	모멘트최대	0.012	19938.783	56739.215	2.846	0.K
	편심최대	0.012	15718.450	52063.089	3.312	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : 다주식 교각 |
| 2) 상 부 형 식 | : STEEL BOX |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : 직접기초 |

3.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 P6] |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.05$ | |

3.3 지 반 조 건

- | | | |
|-------------------|------------------------------|---|
| 1) 기초지반의 N치 | : $N = 50$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 42.386^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ | |
| 5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.6$ | ; $\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$ | ; 위험도 계수 x 지진구역계수 |
| - 내진 등급 : I 등급 | - 위험도 계수 : 1.4 | [도로교 설계기준 P478] |
| - 지진 구역 : I 구역 | - 지진구역 계수 : 0.11 | |

3.4 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|------------------------------|----------------|----------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : $f_{ck} =$ | 두부분: 24 MPa | |
| | | 기둥: 24 MPa | |
| | | 기초: 24 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ | 두부분: 25811 MPa | |
| | | 기둥: 25811 MPa | |
| | | 기초: 25811 MPa | [도로교 설계기준 P41] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : $f_y =$ | 두부분: 300 MPa | |
| | | 기둥: 300 MPa | |
| | | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | | [도로교 설계기준 P40] |

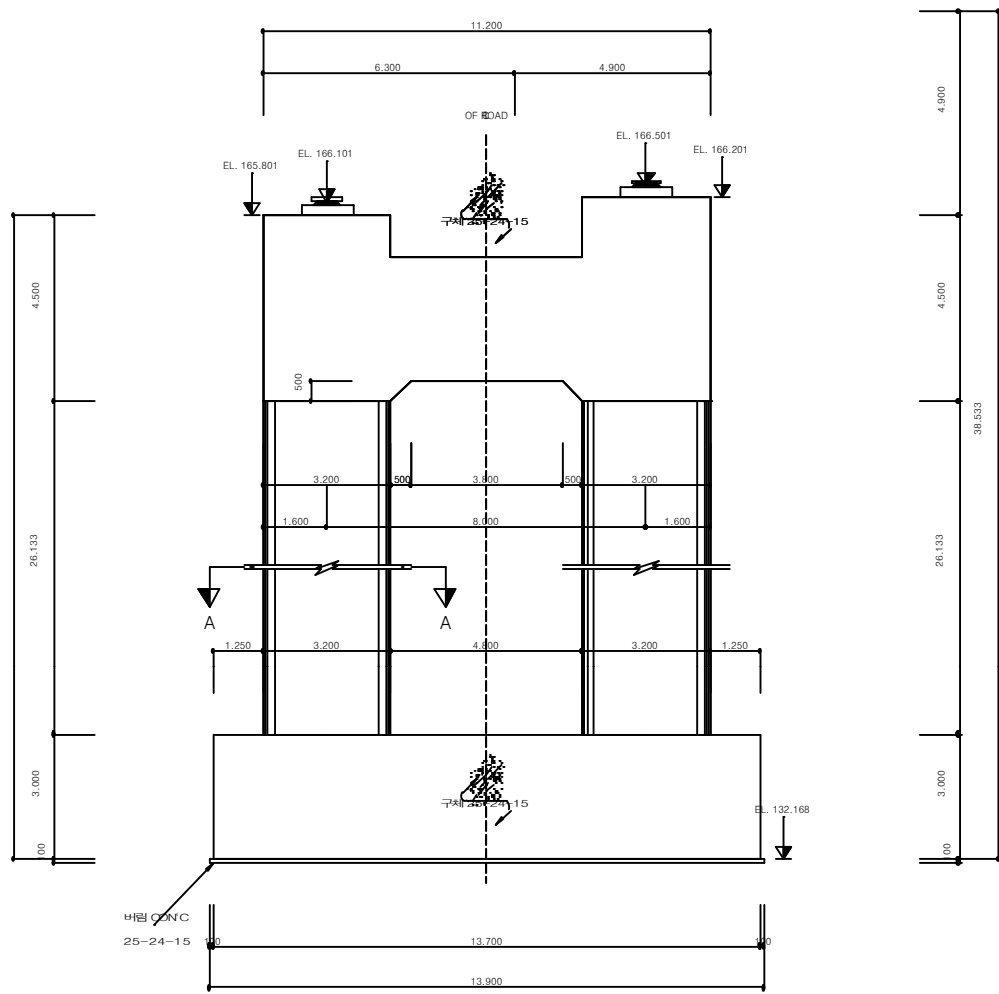
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| 2) 단 면 설 계 | : 극한강도 설계법 |

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-----------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 건설 교통부 (2005) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 건설 교통부 (2007) |
| 3) 도로설계 편람 | : 건설 교통부 (2000) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	6045.452	1891.585	0.000	0.000
2	6181.997	1888.297	0.000	0.000
계	12227.449	3779.882	0.000	0.000

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.600 / 3.980 = 3.166 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (12.600 / 3.980)] \times 3.980 = 13.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.4 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 13.400 \times (55.225 + 55.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 738.508 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 0.000/2 = 2.39 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 738.508 \times 2.390 = 1765.03 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.500 \times 2.600 = 35.1 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600 = 6.9 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = (3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600) / 2 = 3.45 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 141.524 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.600 + 1.500 \times 0.600 = 8.7 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (55.225 + 55.000)/2 \times \sin 90.0 = 82.669 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.422 + 1.500 + 0.000/2 = 4.922 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.669 \times 4.922 = 406.854 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 15^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 55.0 = 0.0165 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 2581100 \times 4.56924 \times 2EA \times 0.01650 / 30.633^3 \times \sin 90.0$$

$$= 406.177 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 12227.449 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 12227.449 \times 0.050 \times \sin 90.0$$

$$= 611.372 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 406.177 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 406.177 \times (0.400 + 0.000/2) = 162.471 \text{ kN.m}$$

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동상단	하중경우 1	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
SVB01	1.00	1.00					1.00
SVB02	1.00						1.00
SVB03	1.00		1.00				1.00
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00			1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00			1.00
SVB06	1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SVB07	1.00	1.00			-1.00	1.00	1.00
SVB08	1.00				1.00	1.00	1.00
SVB09	1.00				-1.00	1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00		-1.00	1.00	1.00
SVB12	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB13	1.00	1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	1.00
SVB14	1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB15	1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

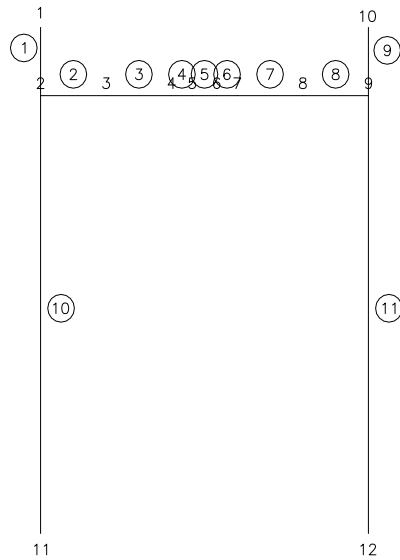
5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
UEB01	1.00	2.15					1.30
UEB02	1.00						1.30
UEB03	1.00		1.30				1.30
UEB04	1.00	1.30	0.65	1.30			1.30
UEB05	1.00		0.65	1.30			1.30
UEB06	1.00	1.30			1.30	1.30	1.30
UEB07	1.00	1.30			-1.30	1.30	1.30
UEB08	1.00				1.30	1.30	1.30
UEB09	1.00				-1.30	1.30	1.30
UEB10	0.95		1.25		1.25	1.30	1.25
UEB11	0.95		1.25		-1.25	1.30	1.25
UEB12	0.95	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB13	0.95	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB14	0.95		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB15	0.95		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB16	1.00						1.00
UEB17	1.00	1.30					1.30
UEB18	0.90		1.20				1.20

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	30.633	6	5.300	30.633	11	11.185	30.633
2	0.015	30.633	7	5.900	30.633	12	11.200	30.633
3	1.600	30.633	8	6.400	30.633	13	1.600	0.000
4	3.185	30.633	9	8.015	30.633	14	9.600	0.000
5	4.800	30.633	10	9.600	30.633			

6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.600	3.000	7.800	4.394000	5.850000	5~8
②	2.600	4.500	11.700	6.591000	19.743750	1~4
③	2.600	4.900	12.740	7.176867	25.490617	9~12
④	3.200	2.600	8.243	4.569240	6.917932	기동부재

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
L1	-1891.498	-0.365	0.000	-1891.498	-0.371	0.000	
W-L0	0.000	-323.450	70.310	0.000	-5130.923	297.640	
W-TR	1882.719	-4798.828	-363.626	1882.719	7059.373	-543.922	
WL	211.703	-449.559	-40.855	211.703	618.105	-40.855	
G-L01	0.000	-995.136	203.089	0.000	-6302.461	203.089	
G-TR	0.529	568.970	49.316	0.529	-719.817	49.316	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
L1	-1888.392	-0.372	0.000	-1888.392	-0.367	0.000	
W-L0	0.000	-313.406	71.214	0.000	-5144.502	298.544	
W-TR	-1882.719	-5016.657	-409.982	-1882.719	6875.197	-500.131	
WL	-211.703	-465.199	-41.814	-211.703	627.521	-41.814	
G-L01	0.000	-995.136	203.089	0.000	-6302.461	203.089	
G-TR	-0.529	-573.199	-49.316	-0.529	715.588	-49.316	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

④ 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	995.963	-167.791	1067.796	-561.447	1014.829	144.209	
L1	0.069	0.092	0.000	0.000	-0.078	0.092	
W-L0	0.000	0.000	501.284	211.703	0.000	0.000	
W-TR	1292.958	1882.719	-791.732	0.529	-1719.393	1882.719	
WL	159.384	211.703	0.000	0.000	-179.340	211.703	
G-L01	0.000	0.000	1067.792	-561.355	0.000	0.000	
G-TR	-792.585	0.529	1067.796	-561.447	-793.431	0.529	
E-L0	0.000	0.000	1067.796	-561.447	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	1067.792	-561.355	0.000	0.000	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-10357.316	361.397	20.634	-15742.504	-177.821	20.634	
SV002	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
SV003	-6583.099	-4437.066	-342.992	-11968.287	6881.922	-523.289	
SV004	-9204.254	-2487.576	-202.034	-14589.442	3969.970	-292.183	
SV005	-7312.756	-2487.211	-202.034	-12697.944	3970.341	-292.183	
SV006	-10356.787	930.366	69.950	-15741.975	-897.638	69.950	
SV007	-10357.316	361.397	20.634	-15742.504	-177.821	20.634	
SV008	-8465.289	930.732	69.950	-13850.478	-897.267	69.950	
SV009	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
SV010	-6582.570	-3868.096	-293.676	-11967.759	6162.106	-473.972	
SV011	-6583.099	-4437.066	-342.992	-11968.287	6881.922	-523.289	
SV012	-9203.725	-1918.606	-152.718	-14588.913	3250.153	-242.866	
SV013	-9204.254	-2487.576	-202.034	-14589.442	3969.970	-292.183	
SV014	-7312.227	-1918.241	-152.718	-12697.415	3250.524	-242.866	
SV015	-7312.756	-2487.211	-202.034	-12697.944	3970.341	-292.183	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-10570.983	-311.763	-20.634	-15956.171	227.454	-20.634	
SV002	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
SV003	-10565.310	-5328.048	-430.616	-15950.498	7103.018	-520.764	
SV004	-11724.045	-3285.291	-267.439	-17109.233	4292.574	-312.513	
SV005	-9835.653	-3284.919	-267.438	-15220.841	4292.941	-312.513	
SV006	-10571.512	-884.962	-69.950	-15956.700	943.042	-69.950	
SV007	-10570.983	-311.763	-20.634	-15956.171	227.454	-20.634	
SV008	-8683.120	-884.590	-69.950	-14068.308	943.409	-69.950	
SV009	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
SV010	-10565.839	-5901.247	-479.932	-15951.027	7818.606	-570.080	
SV011	-10565.310	-5328.048	-430.616	-15950.498	7103.018	-520.764	
SV012	-11724.574	-3858.490	-316.755	-17109.762	5008.162	-361.829	
SV013	-11724.045	-3285.291	-267.439	-17109.233	4292.574	-312.513	
SV014	-9836.182	-3858.118	-316.755	-15221.370	5008.528	-361.829	
SV015	-9835.653	-3284.919	-267.438	-15220.841	4292.941	-312.513	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10357.316	0.000	0.000	-15742.504	0.000	0.000	
SVB02	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
SVB03	-8465.818	-323.450	70.310	-13851.006	-5130.923	297.640	
SVB04	-10357.316	-161.725	35.155	-15742.504	-2565.462	148.820	
SVB05	-8465.818	-161.725	35.155	-13851.006	-2565.462	148.820	
SVB06	-10357.316	-995.136	203.089	-15742.504	-6302.461	203.089	
SVB07	-10357.316	0.000	0.000	-15742.504	0.000	0.000	
SVB08	-8465.818	-995.136	203.089	-13851.006	-6302.461	203.089	
SVB09	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
SVB10	-8465.818	-1318.586	273.399	-13851.006	-11433.384	500.729	
SVB11	-8465.818	-323.450	70.310	-13851.006	-5130.923	297.640	
SVB12	-10357.316	-1156.861	238.244	-15742.504	-8867.922	351.909	
SVB13	-10357.316	-161.725	35.155	-15742.504	-2565.462	148.820	
SVB14	-8465.818	-1156.861	238.244	-13851.006	-8867.922	351.909	
SVB15	-8465.818	-161.725	35.155	-13851.006	-2565.462	148.820	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10570.983	0.000	0.000	-15956.171	0.000	0.000	
SVB02	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
SVB03	-8682.591	-313.406	71.214	-14067.779	-5144.502	298.544	
SVB04	-10570.983	-156.703	35.607	-15956.171	-2572.251	149.272	
SVB05	-8682.591	-156.703	35.607	-14067.779	-2572.251	149.272	
SVB06	-10570.983	-995.136	203.089	-15956.171	-6302.461	203.089	
SVB07	-10570.983	0.000	0.000	-15956.171	0.000	0.000	
SVB08	-8682.591	-995.136	203.089	-14067.779	-6302.461	203.089	
SVB09	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
SVB10	-8682.591	-1308.541	274.303	-14067.779	-11446.963	501.633	
SVB11	-8682.591	-313.406	71.214	-14067.779	-5144.502	298.544	
SVB12	-10570.983	-1151.839	238.696	-15956.171	-8874.712	352.361	
SVB13	-10570.983	-156.703	35.607	-15956.171	-2572.251	149.272	
SVB14	-8682.591	-1151.839	238.696	-14067.779	-8874.712	352.361	
SVB15	-8682.591	-156.703	35.607	-14067.779	-2572.251	149.272	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV002	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV003	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV004	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV005	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV006	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV007	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV008	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV009	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV010	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV011	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV012	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV013	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV014	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV015	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	996.033	-167.699	1067.792	-11.699	1014.751	144.301	
SV002	995.963	-167.791	1067.796	-11.791	1014.829	144.209	
SV003	2288.921	1714.928	4761.844	1321.272	-704.564	2026.928	
SV004	1801.896	985.363	3096.572	591.707	-24.285	1297.363	
SV005	1801.827	985.271	3096.354	591.615	-24.207	1297.271	
SV006	203.447	-167.170	274.783	-11.170	221.320	144.830	
SV007	996.033	-167.699	1067.792	-11.699	1014.751	144.301	
SV008	203.378	-167.262	274.788	-11.262	221.398	144.738	
SV009	995.963	-167.791	1067.796	-11.791	1014.829	144.209	
SV010	1496.336	1715.457	3970.113	1321.800	-1497.995	2027.457	
SV011	2288.921	1714.928	4761.844	1321.272	-704.564	2026.928	
SV012	1009.311	985.892	2304.840	592.236	-817.716	1297.892	
SV013	1801.896	985.363	3096.572	591.707	-24.285	1297.363	
SV014	1009.241	985.800	2304.622	592.144	-817.638	1297.800	
SV015	1801.827	985.271	3096.354	591.615	-24.207	1297.271	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-15072.284	469.505	26.824	-22073.028	-231.483	26.824	
UL002	-11005.564	470.290	26.823	-18006.308	-230.686	26.823	
UL003	-8558.029	-5768.186	-445.890	-15558.773	8946.499	-680.276	
UL004	-11965.530	-3233.849	-262.644	-18966.274	5160.961	-379.837	
UL005	-9506.583	-3233.374	-262.645	-16507.327	5161.443	-379.838	
UL006	-13463.824	1209.476	90.935	-20464.568	-1166.929	90.935	
UL007	-13464.511	469.816	26.824	-20465.255	-231.167	26.824	
UL008	-11004.876	1209.951	90.935	-18005.621	-1166.447	90.935	
UL009	-11005.564	470.290	26.823	-18006.308	-230.686	26.823	
UL010	-8228.213	-4835.120	-367.095	-14959.698	7702.632	-592.466	
UL011	-8228.874	-5546.332	-428.740	-14960.359	8602.403	-654.111	
UL012	-11504.656	-2398.258	-190.897	-18236.142	4062.692	-303.583	
UL013	-11505.317	-3109.470	-252.543	-18236.802	4962.462	-365.228	
UL014	-9140.284	-2397.801	-190.897	-15871.769	4063.155	-303.583	
UL015	-9140.945	-3109.013	-252.543	-15872.430	4962.926	-365.228	
UL016	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
UL017	-13464.511	469.816	26.824	-20465.255	-231.167	26.824	
UL018	-7899.719	-5324.479	-411.591	-14361.945	8258.307	-627.947	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-15347.411	-405.609	-26.824	-22348.156	295.379	-26.824	
UL002	-11287.368	-404.809	-26.823	-18288.113	296.167	-26.823	
UL003	-13734.903	-6926.463	-559.800	-20735.648	9233.923	-676.993	
UL004	-15241.259	-4270.878	-347.670	-22242.003	5580.346	-406.267	
UL005	-12786.349	-4270.395	-347.670	-19787.094	5580.823	-406.266	
UL006	-13742.965	-1150.451	-90.935	-20743.710	1225.955	-90.935	
UL007	-13742.278	-405.292	-26.824	-20743.023	295.691	-26.824	
UL008	-11288.055	-1149.967	-90.935	-18288.800	1226.431	-90.935	
UL009	-11287.368	-404.809	-26.823	-18288.113	296.167	-26.823	
UL010	-13207.298	-7376.559	-599.915	-19938.783	9773.257	-712.601	
UL011	-13206.638	-6660.061	-538.270	-19938.123	8878.773	-650.955	
UL012	-14655.717	-4823.112	-395.944	-21387.203	6260.202	-452.286	
UL013	-14655.057	-4106.614	-334.298	-21386.542	5365.718	-390.641	
UL014	-12295.227	-4822.647	-395.944	-19026.712	6260.660	-452.286	
UL015	-12294.566	-4106.149	-334.298	-19026.052	5366.176	-390.641	
UL016	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
UL017	-13742.278	-405.292	-26.824	-20743.023	295.691	-26.824	
UL018	-12678.372	-6393.658	-516.739	-19140.598	8523.622	-624.917	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12532.538	360.977	20.634	-17917.727	-178.247	20.634	
UE002	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
UE003	-6018.283	-5876.714	-452.080	-11403.471	8999.734	-686.466	
UE004	-9425.784	-3342.377	-268.835	-14810.973	5214.196	-386.027	
UE005	-6966.837	-3341.902	-268.835	-12352.025	5214.678	-386.028	
UE006	-10924.078	1100.948	84.745	-16309.266	-1113.694	84.745	
UE007	-10924.765	361.287	20.634	-16309.953	-177.932	20.634	
UE008	-8465.131	1101.423	84.745	-13850.319	-1113.212	84.745	
UE009	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
UE010	-5688.468	-4943.649	-373.285	-10804.396	7755.867	-598.656	
UE011	-5689.128	-5654.861	-434.930	-10805.057	8655.638	-660.301	
UE012	-8964.911	-2506.786	-197.087	-14080.840	4115.927	-309.773	
UE013	-8965.572	-3217.998	-258.733	-14081.500	5015.698	-371.418	
UE014	-6600.539	-2506.330	-197.088	-11716.467	4116.390	-309.773	
UE015	-6601.199	-3217.542	-258.733	-11717.128	5016.161	-371.418	
UE016	-8465.818	361.762	20.633	-13851.006	-177.451	20.633	
UE017	-10924.765	361.287	20.634	-16309.953	-177.932	20.634	
UE018	-5359.973	-5433.008	-417.781	-10206.643	8311.542	-634.137	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12742.634	-312.191	-20.634	-18127.822	227.033	-20.634	
UE002	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
UE003	-11130.126	-6833.046	-553.610	-16515.314	9165.577	-670.803	
UE004	-12636.482	-4177.461	-341.480	-18021.670	5512.000	-400.077	
UE005	-10181.572	-4176.977	-341.480	-15566.760	5512.476	-400.076	
UE006	-11138.188	-1057.033	-84.745	-16523.376	1157.608	-84.745	
UE007	-11137.501	-311.875	-20.634	-16522.689	227.344	-20.634	
UE008	-8683.278	-1056.550	-84.745	-14068.466	1158.085	-84.745	
UE009	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
UE010	-10602.521	-7283.142	-593.725	-15718.450	9704.911	-706.411	
UE011	-10601.860	-6566.643	-532.080	-15717.789	8810.426	-644.765	
UE012	-12050.940	-4729.695	-389.754	-17166.869	6191.856	-446.096	
UE013	-12050.279	-4013.197	-328.108	-17166.208	5297.371	-384.451	
UE014	-9690.450	-4729.230	-389.753	-14806.379	6192.314	-446.096	
UE015	-9689.789	-4012.732	-328.108	-14805.718	5297.829	-384.451	
UE016	-8682.591	-311.391	-20.633	-14067.779	227.821	-20.633	
UE017	-11137.501	-311.875	-20.634	-16522.689	227.344	-20.634	
UE018	-10073.595	-6300.241	-510.549	-14920.264	8455.275	-618.727	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-15072.284	0.000	0.000	-22073.028	0.000	0.000	
ULB02	-11005.564	0.000	0.000	-18006.308	0.000	0.000	
ULB03	-11005.564	-420.485	91.403	-18006.308	-6670.200	386.932	
ULB04	-13464.511	-210.243	45.701	-20465.255	-3335.100	193.466	
ULB05	-11005.564	-210.243	45.701	-18006.308	-3335.100	193.466	
ULB06	-13464.511	-1293.677	264.016	-20465.255	-8193.199	264.016	
ULB07	-13464.511	0.000	0.000	-20465.255	0.000	0.000	
ULB08	-11005.564	-1293.677	264.016	-18006.308	-8193.199	264.016	
ULB09	-11005.564	0.000	0.000	-18006.308	0.000	0.000	
ULB10	-10582.273	-1648.233	341.748	-17313.758	-14291.730	625.912	
ULB11	-10582.273	-404.313	87.887	-17313.758	-6413.654	372.050	
ULB12	-12946.645	-1446.076	297.805	-19678.130	-11084.903	439.886	
ULB13	-12946.645	-202.156	43.944	-19678.130	-3206.827	186.025	
ULB14	-10582.273	-1446.076	297.805	-17313.758	-11084.903	439.886	
ULB15	-10582.273	-202.156	43.944	-17313.758	-3206.827	186.025	
ULB16	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
ULB17	-13464.511	0.000	0.000	-20465.255	0.000	0.000	
ULB18	-10158.982	-388.140	84.372	-16621.207	-6157.108	357.168	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-15347.411	0.000	0.000	-22348.156	0.000	0.000	
ULB02	-11287.368	0.000	0.000	-18288.113	0.000	0.000	
ULB03	-11287.368	-407.427	92.578	-18288.113	-6687.853	388.108	
ULB04	-13742.278	-203.714	46.289	-20743.023	-3343.926	194.054	
ULB05	-11287.368	-203.714	46.289	-18288.113	-3343.926	194.054	
ULB06	-13742.278	-1293.677	264.016	-20743.023	-8193.199	264.016	
ULB07	-13742.278	0.000	0.000	-20743.023	0.000	0.000	
ULB08	-11287.368	-1293.677	264.016	-18288.113	-8193.199	264.016	
ULB09	-11287.368	0.000	0.000	-18288.113	0.000	0.000	
ULB10	-10853.239	-1635.677	342.878	-17584.724	-14308.704	627.042	
ULB11	-10853.239	-391.757	89.017	-17584.724	-6430.628	373.180	
ULB12	-13213.729	-1439.798	298.370	-19945.214	-11093.390	440.451	
ULB13	-13213.729	-195.878	44.509	-19945.214	-3215.314	186.590	
ULB14	-10853.239	-1439.798	298.370	-17584.724	-11093.390	440.451	
ULB15	-10853.239	-195.878	44.509	-17584.724	-3215.314	186.590	
ULB16	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
ULB17	-13742.278	0.000	0.000	-20743.023	0.000	0.000	
ULB18	-10419.109	-376.087	85.456	-16881.335	-6173.403	358.253	

4) 교축방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12532.538	0.000	0.000	-17917.727	0.000	0.000	
UEB02	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
UEB03	-8465.818	-420.485	91.403	-13851.006	-6670.200	386.932	
UEB04	-10924.765	-210.243	45.701	-16309.953	-3335.100	193.466	
UEB05	-8465.818	-210.243	45.701	-13851.006	-3335.100	193.466	
UEB06	-10924.765	-1293.677	264.016	-16309.953	-8193.199	264.016	
UEB07	-10924.765	0.000	0.000	-16309.953	0.000	0.000	
UEB08	-8465.818	-1293.677	264.016	-13851.006	-8193.199	264.016	
UEB09	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
UEB10	-8042.527	-1648.233	341.748	-13158.456	-14291.730	625.912	
UEB11	-8042.527	-404.313	87.887	-13158.456	-6413.654	372.050	
UEB12	-10406.899	-1446.076	297.805	-15522.828	-11084.903	439.886	
UEB13	-10406.899	-202.156	43.944	-15522.828	-3206.827	186.025	
UEB14	-8042.527	-1446.076	297.805	-13158.456	-11084.903	439.886	
UEB15	-8042.527	-202.156	43.944	-13158.456	-3206.827	186.025	
UEB16	-8465.818	0.000	0.000	-13851.006	0.000	0.000	
UEB17	-10924.765	0.000	0.000	-16309.953	0.000	0.000	
UEB18	-7619.236	-388.140	84.372	-12465.906	-6157.108	357.168	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12742.634	0.000	0.000	-18127.822	0.000	0.000	
UEB02	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
UEB03	-8682.591	-407.427	92.578	-14067.779	-6687.853	388.108	
UEB04	-11137.501	-203.714	46.289	-16522.689	-3343.926	194.054	
UEB05	-8682.591	-203.714	46.289	-14067.779	-3343.926	194.054	
UEB06	-11137.501	-1293.677	264.016	-16522.689	-8193.199	264.016	
UEB07	-11137.501	0.000	0.000	-16522.689	0.000	0.000	
UEB08	-8682.591	-1293.677	264.016	-14067.779	-8193.199	264.016	
UEB09	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
UEB10	-8248.461	-1635.677	342.878	-13364.390	-14308.704	627.042	
UEB11	-8248.461	-391.757	89.017	-13364.390	-6430.628	373.180	
UEB12	-10608.952	-1439.798	298.370	-15724.880	-11093.390	440.451	
UEB13	-10608.952	-195.878	44.509	-15724.880	-3215.314	186.590	
UEB14	-8248.461	-1439.798	298.370	-13364.390	-11093.390	440.451	
UEB15	-8248.461	-195.878	44.509	-13364.390	-3215.314	186.590	
UEB16	-8682.591	0.000	0.000	-14067.779	0.000	0.000	
UEB17	-11137.501	0.000	0.000	-16522.689	0.000	0.000	
UEB18	-7814.332	-376.087	85.456	-12661.001	-6173.403	358.253	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL002	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL003	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL004	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL005	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL006	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL007	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL008	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL009	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL010	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL011	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL012	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL013	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL014	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL015	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL016	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
UL017	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL018	-0.039	5.265	-0.043	-5.733	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	1294.901	-217.930	1388.126	-15.130	1319.110	187.670	
UL002	1294.752	-218.128	1388.135	-15.328	1319.278	187.472	
UL003	2975.598	2229.406	6190.398	1717.653	-915.933	2635.006	
UL004	2342.465	1280.972	4025.544	769.219	-31.571	1686.572	
UL005	2342.375	1280.852	4025.260	769.099	-31.469	1686.452	
UL006	264.481	-217.321	357.218	-14.521	287.716	188.279	
UL007	1294.842	-218.009	1388.129	-15.209	1319.176	187.591	
UL008	264.391	-217.441	357.224	-14.641	287.817	188.159	
UL009	1294.752	-218.128	1388.135	-15.328	1319.278	187.472	
UL010	1870.420	2144.321	4962.641	1652.250	-1872.493	2534.321	
UL011	2861.151	2143.660	5952.305	1651.590	-880.705	2533.660	
UL012	1261.638	1232.365	2881.051	740.295	-1022.145	1622.365	
UL013	2252.370	1231.704	3870.715	739.634	-30.357	1621.704	
UL014	1261.552	1232.250	2880.778	740.179	-1022.048	1622.250	
UL015	2252.283	1231.589	3870.442	739.519	-30.259	1621.589	
UL016	995.963	-167.791	1067.796	-11.791	1014.829	144.209	
UL017	1294.842	-218.009	1388.129	-15.209	1319.176	187.591	
UL018	2746.705	2057.914	5714.213	1585.526	-845.476	2432.314	

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-18288.113	-22348.156	295.379	469.505	26.824	0.00008	축력최대
UL010	-17584.724	-19938.783	7376.559	9773.257	-712.601	0.00792	모멘트최대
UE010	-13364.390	-15718.450	7283.142	9704.911	-706.411	0.00790	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	101878.366	22348.156	2618.206	4.559	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	88060.490	19938.783	10270.570	4.417	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	97283.367	15718.450	10083.681	6.189	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	22348.156	2618.206	117.155

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot Lc)$$

$$= 22348.156 \times 0.00008 / (26.824 \times 30.633)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 30.633 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1.000 \times 26.133 / 0.916$$

$$= 28.526 > 26.450 \therefore \text{장주}$$

여기서, $M1, M2$: 기둥 양끝단 모멘트 ($M1=295.379$, $M2=469.505$)

$M1/M2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.629$$

Lu : 압축부재의 비지지길이 (= 26.133 m)

㉞ 임계하중(P_c) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$$

$$= \pi^2 \times 39243680.012 / (1.000 \times 26.133)^2$$

$$= 567140.856 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 39243680.012 \text{ kN/m}^2$

$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 18325.488 / 22348.156 = 0.820$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_{ns} = C_m / \{1 - Pu / (0.75P_c)\} \geq 1.0$$

$$= 1.000 / \{1 - 22348.156 / (0.75 \times 567140.856)\}$$

$$= 1.055$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M2 = 1.055 \times 2480.645 = 2618.206 \text{ kN.m}$$

$$M2_{min} = Pu \times (15.0 + 0.03h) = 2480.645 \text{ kN.m} > 469.505 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}, a_b = k1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$$

$$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 117.155 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 3567.725 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 3032.566 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 7843558.277 = 160008.589 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 20885.849 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 160008.589 + 20885.849 - 0.000 = 180894.438 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 7.712 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21191.298 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=117.147)| = 0.0080 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$$

$$c = 3567.725 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 3032.566 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 3567.72) / 3567.72 = -0.0004$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} < P_n = 180894.438 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 156735.948 = 101878.366 \text{ kN} \geq P_u = 22348.156 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.117 = 11935.594 \text{ kN.m} \geq M_u = 2618.206 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL010)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	19938.783	10270.570	515.105

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 19938.783 \times 0.00792 / (-712.601 \times 30.633)$$

$$= 0.007 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 층전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 30.633 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned}
 \text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\
 &= 1.000 \times 26.133 / 0.916 \\
 &= 28.526 > 24.943 \quad \therefore \text{장주}
 \end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=7376.559$, $M_2=9773.257$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.755$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 26.133 m)

㉞ 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned}
 P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\
 &= \pi^2 \times 37991222.139 / (1.000 \times 26.133)^2 \\
 &= 549040.616 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 37991222.139 \text{ kN/m}^2$

$\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 17546.129 / 19938.783 = 0.880$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned}
 \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\
 &= 1.000 / \{1 - 19938.783 / (0.75 \times 549040.616)\} \\
 &= 1.051
 \end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.051 \times 9773.257 = 10270.570 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 2213.205 \text{ kN.m} \leq 9773.257 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$$

$$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 972.603 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 515.105 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시단법을 이용하여 $c = 2705.210 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2299.428 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5940001.638 = 121176.033 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 16160.476 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1858.832 \text{ kN}$$

$$P_n = 121176.033 + 16160.476 - 1858.832 = 135477.677 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 44.327 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 69784.327 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 515.098)| = 0.0068 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$$

$$c = 2705.210 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2299.428 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 2705.21) / 2705.21 = 0.0004$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 135477.677 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 135477.677 = 88060.490 \text{ kN} \geq P_u = 19938.783 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.515 = 45360.414 \text{ kN.m} \geq M_u = 10270.570 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 편심최대 : (부재 13, UE010)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65, \theta=90.000\text{도(중립축각도)}$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	15718.450	10083.681	641.519

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \times \Delta / (V_u \times L_c)$$

$$= 15718.450 \times 0.00790 / (-706.411 \times 30.633)$$

$$= 0.006 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 30.633 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1.000 \times 26.133 / 0.916$$

$$= 28.526 > 24.994 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=7283.142$, $M_2=9704.911$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.750$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 26.133 m)

㉔ 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned} P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\ &= \pi^2 \times 38607296.011 / (1.000 \times 26.133)^2 \\ &= 557943.977 \text{ kN} \end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 38607296.011 \text{ kN/m}^2$

$\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 13360.683 / 15718.450 = 0.850$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉕ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 1.000 / \{1 - 15718.450 / (0.75 \times 557943.977)\} \\ &= 1.039 \end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉖ 확대 모멘트 산정

$$\begin{aligned} M_c &= \delta_{ns} \times M_2 = 1.039 \times 9704.911 = 10083.681 \text{ kN.m} \\ M_{2min} &= P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1744.748 \text{ kN.m} \leq 9704.911 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉗ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205 \\ - 1\text{단} : D25 - 100EA (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D25 - 96EA (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉘ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN} \\ P_b &= 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 641.519 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉙ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2482.035 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2109.729 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 5446769.846 = 111114.105 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 15225.010 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3639.373 \text{ kN} \\ P_n &= 111114.105 + 15225.010 - 3639.373 = 122699.742 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 53.815 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 78713.486 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 641.513)| &= 0.0057 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉚ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm} \\ c &= 2482.035 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2109.729 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 2482.03) / 2482.03 = 0.0007$$

→ 계수축력이 $0.10 \cdot f_{ck} \cdot A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\varepsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

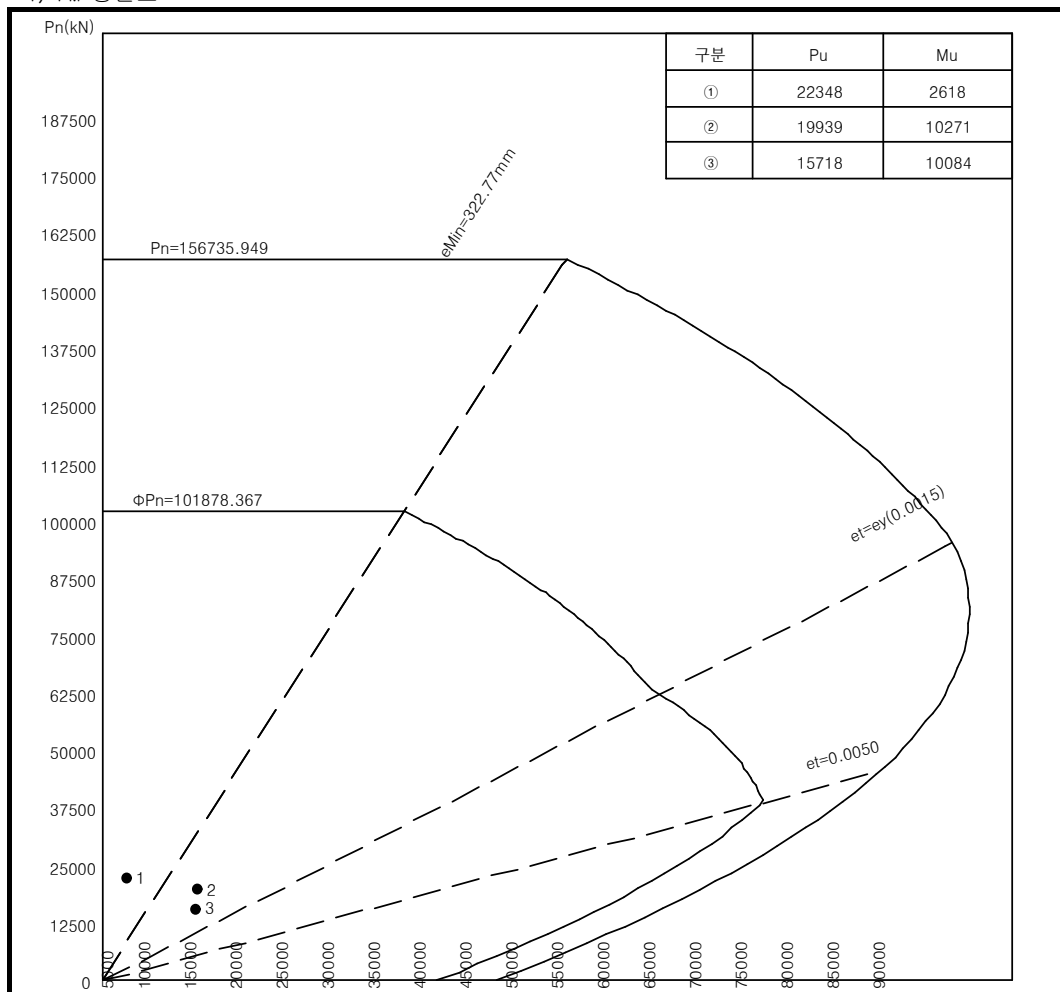
㉡ 축방항력 및 휨에대한 검토

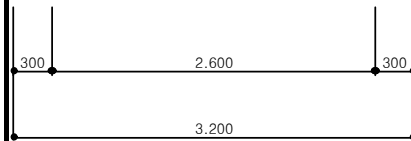
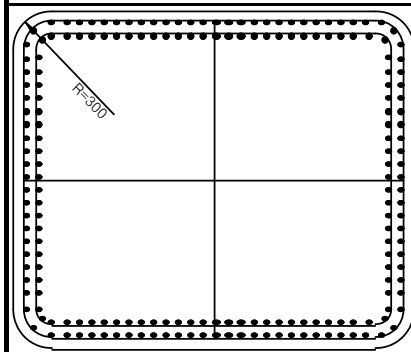
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 122699.742 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 122699.742 = 97283.367 \text{ kN} \geq P_u = 15718.450 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.642 = 62409.109 \text{ kN.m} \geq M_u = 10083.681 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도





■ 단면제원

$B = 2600.000 \text{ mm}$
 $H = 2000.000 \text{ mm}$
 $R = 300.000 \text{ mm}$
 $D = 3049.471 \text{ mm}$
 $A_g = 8242743.339 \text{ mm}^2$

■ 사용 철근

$A_{st} = 99313.200 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01205$
 1단 : D25-100Ea
 2단 : D25-96Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	△(m)	비 고
ULB01	-18288.113	-22348.156	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-17584.724	-17584.724	1648.233	14308.704	627.042	0.03474	모멘트최대
UEB10	-13364.390	-13364.390	1648.233	14308.704	627.042	0.03474	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

Vu : 전단력, △ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 힘				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	101878.366	22348.156	0.000	4.559	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	70742.928	17584.724	15365.574	4.023	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	54296.283	13364.390	15097.933	4.063	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	22348.156	0.000	0.000

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01205$$

$$- 1\text{단} : D25 - 100EA (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 96EA (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$$

$$P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 830.814 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 6123.678 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 5205.127 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 8243022.061 = 168157.650 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 27767.971 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 168157.650 + 27767.971 - 0.000 = 195925.621 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 0.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 0.000 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$$

$$c = 6123.678 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 5205.127 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 6123.68) / 6123.68 = -0.0018$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} < P_n = 195925.621 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 156735.948 = 101878.366 \text{ kN} \geq P_u = 22348.156 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

② 모멘트최대 : (부재 13, ULB10)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	17584.724	15365.574	873.802

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 17584.724 \times 0.03474 / (627.042 \times 30.633)$$

$$= 0.032 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 30.633 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1.000 \times 26.133 / 0.745$$

$$= 35.100 > 32.618 \therefore \text{장주}$$

여기서, $M1, M2$: 기둥 양끝단 모멘트 ($M1=1648.233$, $M2=14308.704$)
 $M1/M2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)
 $M1/M2 \geq -0.5 = 0.115$
 L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 26.133 m)

㉟ 임계하중(P_c) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times L_u)^2$$

$$= \pi^2 \times 23587329.766 / (1.000 \times 26.133)^2$$

$$= 340878.796 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 23587329.766 \text{ kN/m}^2$
 βd = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = $17584.724 / 17584.724 = 1.000$
 $E_c = 25811.00 \text{ MPa}$
 $I_g = 4.569240 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㊱ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_{ns} = C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0$$

$$= 1.000 / \{1 - 17584.724 / (0.75 \times 340878.796)\}$$

$$= 1.074$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㊱ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M2 = 1.074 \times 14308.704 = 15365.574 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1635.379 \text{ kN.m} \leq 14308.704 \text{ kN.m}$$

㊱ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d1 = 100.000 \text{ mm}$
- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㊱ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}, a_b = k1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$$

$$P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b / P_b = 830.814 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 873.802 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1580.630 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1343.535 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4260736.123 = 86919.017 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13194.251 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10887.954 \text{ kN}$$

$$P_n = 86919.017 + 13194.251 - 10887.954 = 89225.314 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 62.276 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77964.815 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 873.797)| = 0.0053 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$$

$$c = 1580.630 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1343.535 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 1580.63) / 1580.63 = 0.0017$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 89225.314 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 89225.314 = 70742.928 \text{ kN} \geq P_u = 17584.724 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.874 = 61815.339 \text{ kN.m} \geq M_u = 15365.574 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 편심최대 : (부재 13, UEB10)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	13364.390	15097.933	1129.714

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \times \Delta / (V_u \times L_c)$$

$$= 13364.390 \times 0.03474 / (627.042 \times 30.633)$$

$$= 0.024 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 30.633 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned}\text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\ &= 1.000 \times 26.133 / 0.745 \\ &= 35.100 > 32.618 \quad \therefore \text{장주}\end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1648.233$, $M_2=14308.704$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.115$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 26.133 m)

㉔ 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned}P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\ &= \pi^2 \times 23587329.766 / (1.000 \times 26.133)^2 \\ &= 340878.796 \text{ kN}\end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 23587329.766 \text{ kN/m}^2$

$$\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 13364.390 / 13364.390 = 1.000$$

$$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$$

$$I_g = 4.569240 \text{ m}^4, \quad k : \text{유효길이계수}$$

㉕ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned}\delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 1.000 / \{1 - 13364.390 / (0.75 \times 340878.796)\} \\ &= 1.055\end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉖ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.055 \times 14308.704 = 15097.933 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1242.888 \text{ kN.m} \leq 14308.704 \text{ kN.m}$$

㉗ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, \quad A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \quad \rho_{use} = 0.01205$$

$$\text{ - 1단 : } D25 - 100EA (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), \quad d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{ - 2단 : } D25 - 96EA (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), \quad d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉘ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$$

$$P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 830.814 \text{ mm}, \quad e = M_u / P_u = 1129.714 \text{ mm})$$

㉙ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1271.157 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1080.483 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3418955.095 = 69746.684 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11922.030 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 13186.915 \text{ kN}$$

$$P_n = 69746.684 + 11922.030 - 13186.915 = 68481.799 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 75.442 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77364.161 \text{ kN.m}$$

$$\text{ - 편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 1129.704)| = 0.0096 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$$

$$c = 1271.157 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1080.483 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 1271.16) / 1271.16 = 0.0029$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

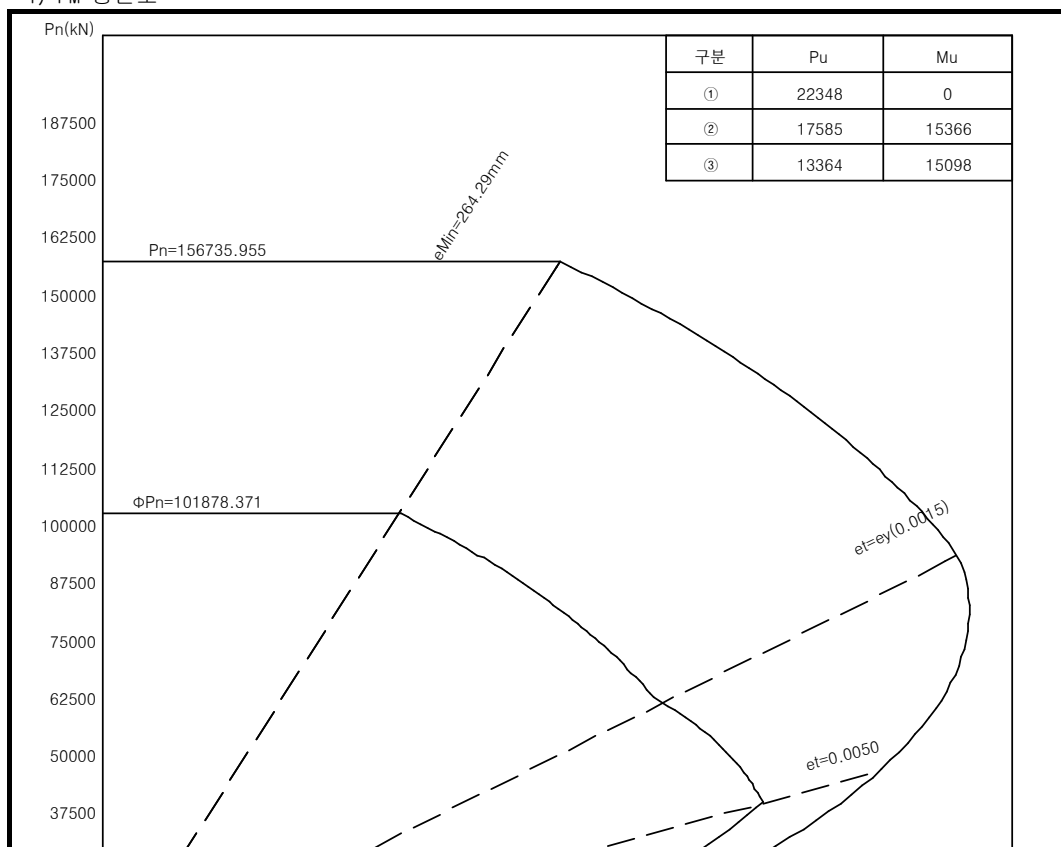
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

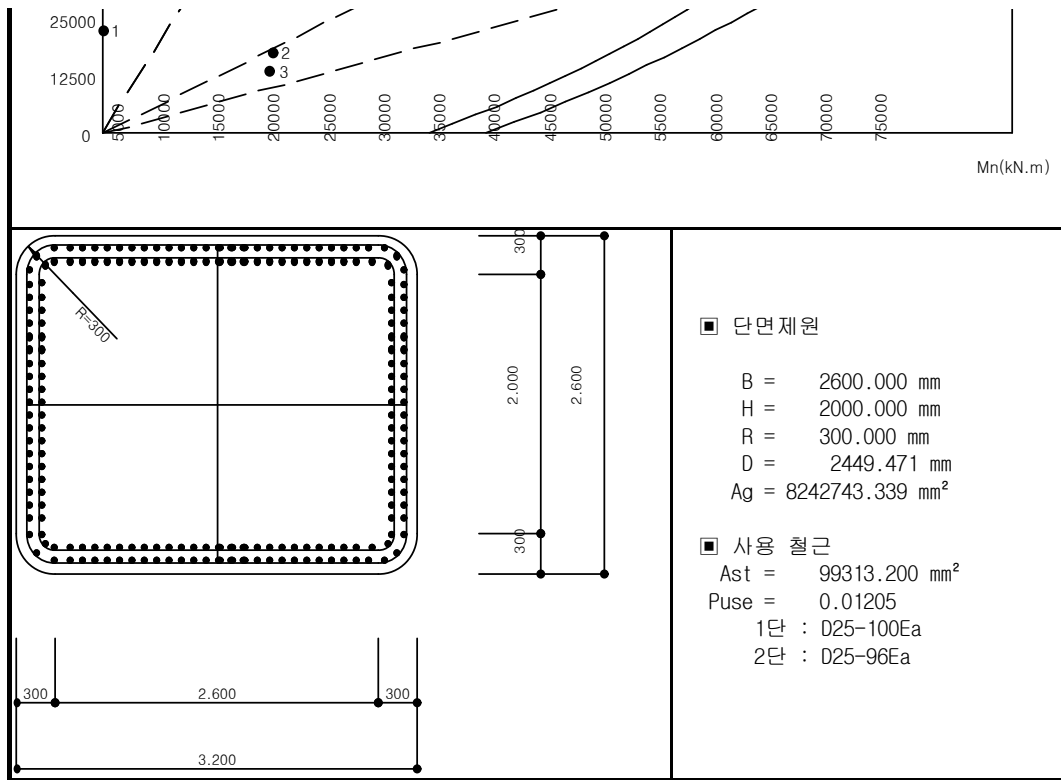
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 68481.799 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 68481.799 = 54296.283 \text{ kN} \geq P_u = 13364.390 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.130 = 61339.250 \text{ kN.m} \geq M_u = 15097.933 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도





9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22348.156	0.000	2618.206	2618.206	축력최대
UL10	-17584.724	15365.574	10270.570	18482.031	모멘트최대
UE10	-13364.390	15097.933	10083.681	18155.666	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 최대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	101878.366	22348.156	2618.206	4.559	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	56739.215	19938.783	18482.031	2.846	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	52063.089	15718.450	18155.666	3.312	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/3 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	22348.156	2618.206	117.155

㉕ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01205$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$

$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 117.155 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 3567.725 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 3032.566 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 7843558.277 = 160008.589 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 20885.849 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 160008.589 + 20885.849 - 0.000 = 180894.438 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 7.712 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21191.298 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 117.147)| = 0.0080 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$

$c = 3567.725 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 3032.566 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 3567.72) / 3567.72 = -0.0004$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} < P_n = 180894.438 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 156735.948 = 101878.366 \text{ kN} \geq P_u = 22348.156 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.117 = 11935.594 \text{ kN.m} \geq M_u = 2618.206 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL010)

【 기둥 : 하부 , 2/3 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=23.821\text{도}$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3329.174	19938.783	18482.031	926.939

㉞ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01205$
 - 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$) , $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
 - 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$) , $d_2 = 200.000 \text{ mm}$
 $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉞ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2253.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1915.050 \text{ mm}$
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4634543.663 = 94544.691 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 13315.424 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6120.268 \text{ kN}$
 $P_b = 94544.691 + 13315.424 - 6120.268 = 101739.846 \text{ kN}$
 $M_b = C_c \times 568.786 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73293.023 \text{ kN.m}$
 $e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.396 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 926.939 \text{ mm})$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1975.056 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1678.797 \text{ mm}$ 를 사용.
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3907878.443 = 79720.720 \text{ kN}$
 $\sum C_{si} = 12151.991 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9187.150 \text{ kN}$
 $P_n = 79720.720 + 12151.991 - 9187.150 = 82685.561 \text{ kN}$
 $M_n = C_c \times 68.251 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 76644.442 \text{ kN.m}$
 - 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 926.939)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 3479.70 - 100.00 = 3379.703 \text{ mm}$
 $c = 1975.056 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1678.797 \text{ mm}$
 $\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$
 $\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3379.70 - 1975.06) / 1975.06 = 0.0021$
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.69$ 를 적용한다.
 $\Phi = 0.650 + (0.0021 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.686$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 82685.561 \text{ kN}$
 $\Phi P_n = 0.69 \times 82685.561 = 56739.215 \text{ kN} \geq P_u = 19938.783 \text{ kN} \therefore O.K$
 $\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.927 = 52593.778 \text{ kN.m} \geq M_u = 18482.031 \text{ kN.m} \therefore O.K$

③ 편심최대 : (부재 13, UE010)

【 기둥 : 하부 , 3/3 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=23.804\text{도}$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3328.714	15718.450	18155.666	1155.054

㉞ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01205$
 - 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$) , $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
 - 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$) , $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} (= 0.0100) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0120) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2253.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1915.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4634370.028 = 94541.149 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13315.614 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6121.799 \text{ kN}$$

$$P_b = 94541.149 + 13315.614 - 6121.799 = 101734.963 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 568.803 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73293.616 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.437 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1155.054 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1754.027 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1490.923 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3251604.459 = 66332.731 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11004.178 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 11671.751 \text{ kN}$$

$$P_n = 66332.731 + 11004.178 - 11671.751 = 65665.158 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 78.898 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 75846.874 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1155.055)| = 0.0006 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3479.24 - 100.00 = 3379.243 \text{ mm}$$

$$c = 1754.027 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1490.923 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3379.24 - 1754.03) / 1754.03 = 0.0028$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

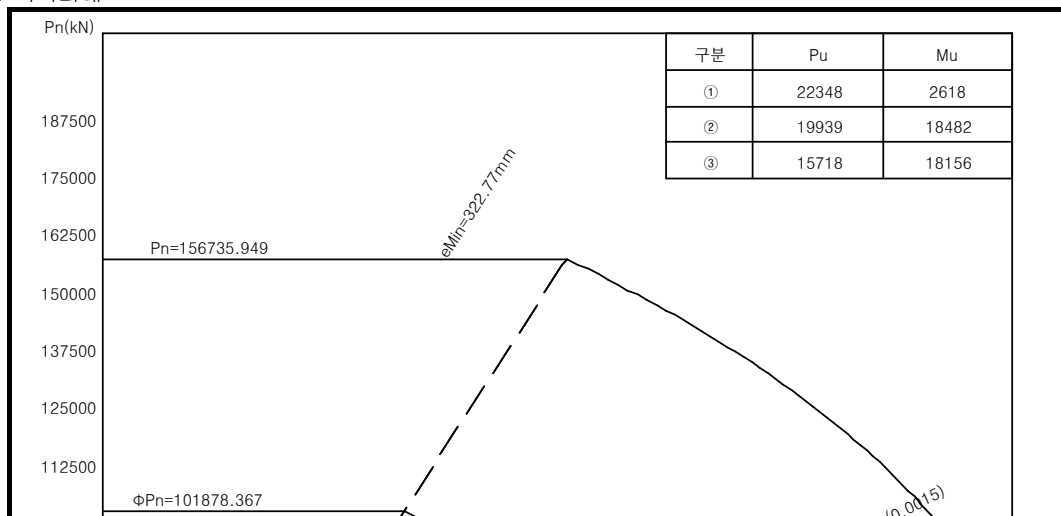
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 65665.158 \text{ kN}$$

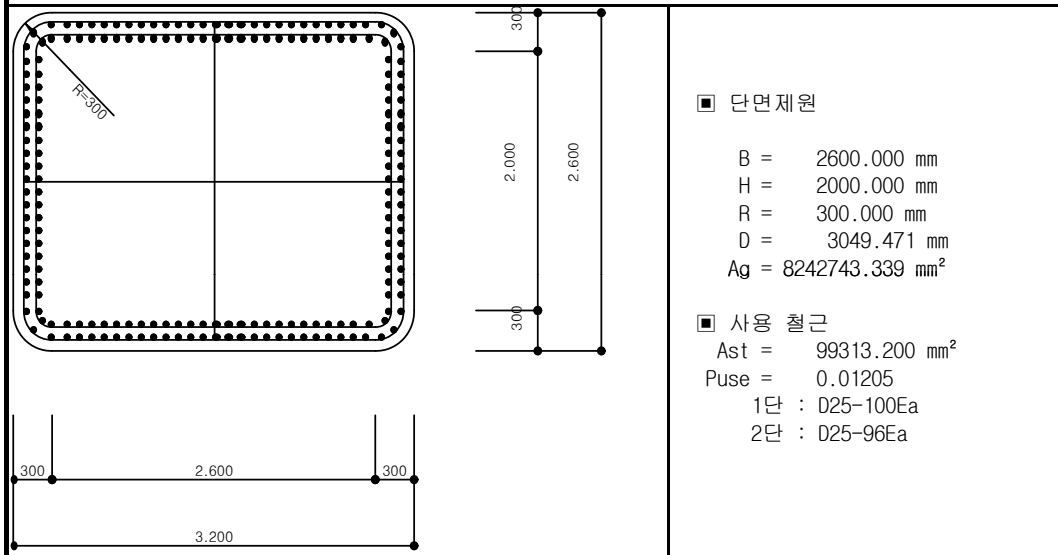
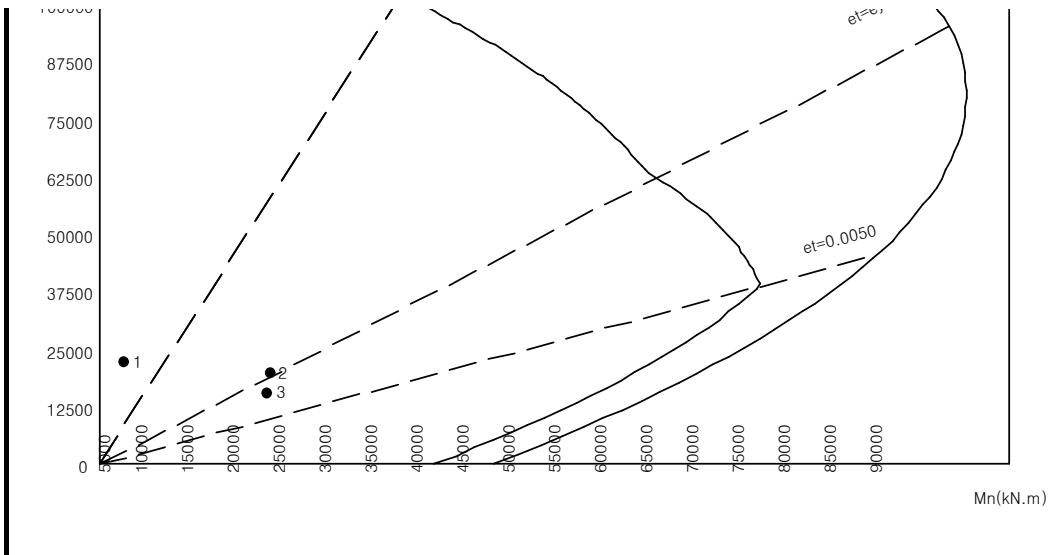
$$\Phi P_n = 0.79 \times 65665.158 = 52063.089 \text{ kN} \geq P_u = 15718.450 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.155 = 60135.705 \text{ kN.m} \geq M_u = 18155.666 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

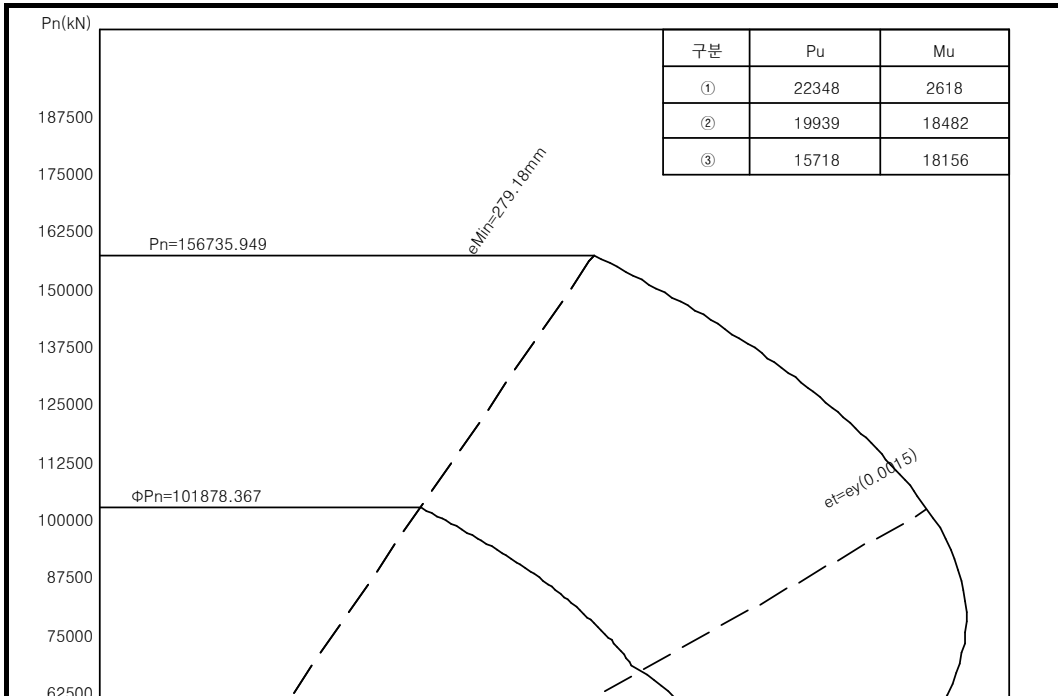
4) PM 상관도

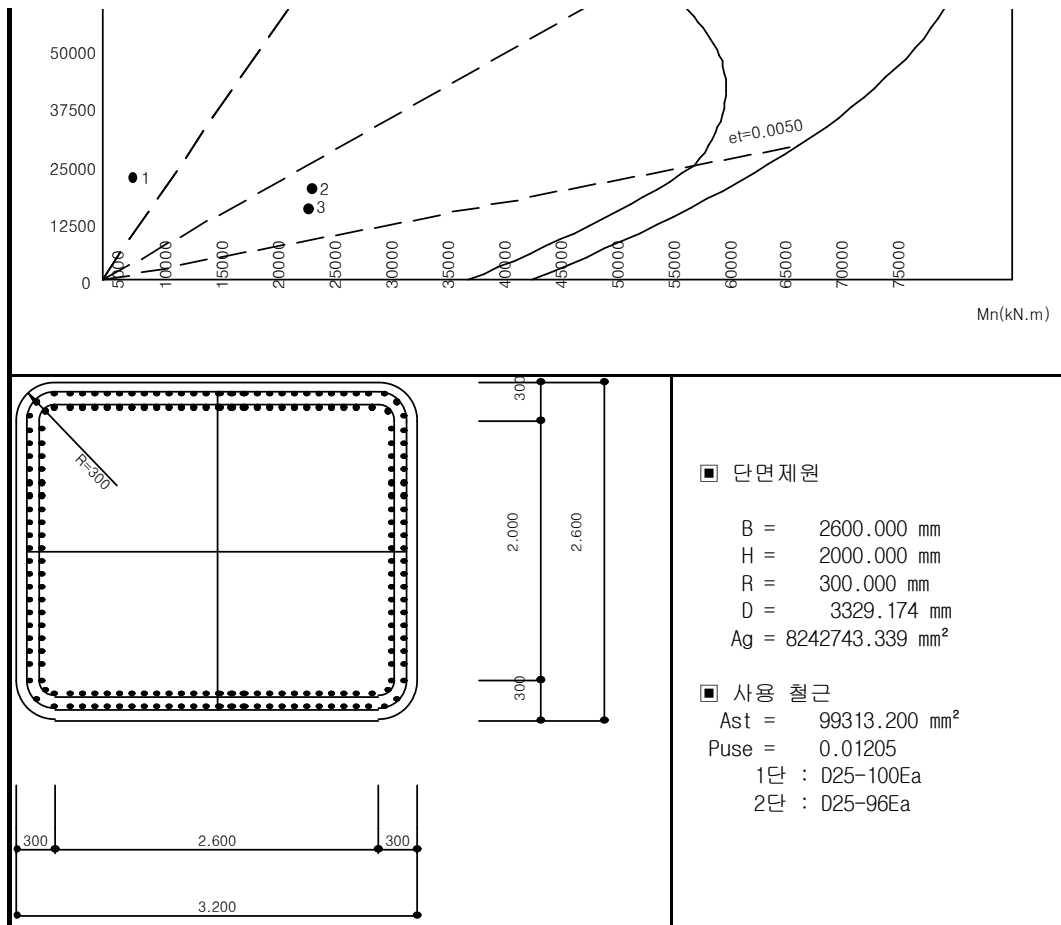
① 축력최대





② 모멘트최대





③ 편심최대

