

P2-부산방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : H형 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 | : γ_c = | 25 kN/m ³ |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : γ_{s2} = | 20 kN/m ³ |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : f_s = | 0.05 |

3.3 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|--------------|------------|-----------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : f_{ck} = | 두부보: | 24 MPa |
| | | 기둥: | 24 MPa |
| | | 기초: | 24 MPa |
| - 탄성계수 | : E_c = | 두부보: | 25811 MPa |
| | | 기둥: | 25811 MPa |
| | | 기초: | 25811 MPa |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : f_y = | 두부보: | 400 MPa |
| | | 기둥: | 400 MPa |
| | | 기초: | 400 MPa |
| - 탄성계수 | : E_s = | 200000 MPa | |

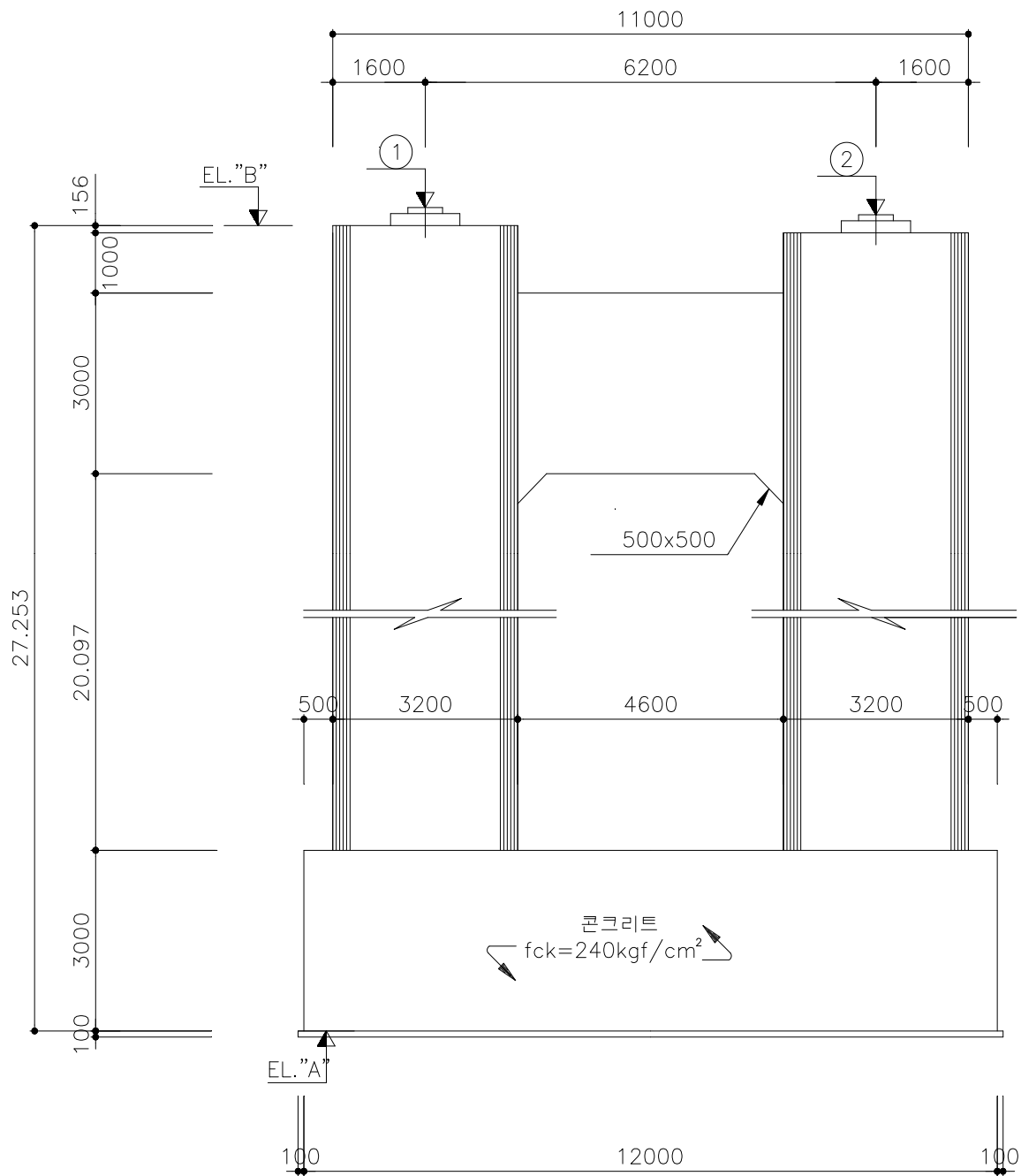
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-------------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2010) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2012) |
| 3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2008) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2009) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4487.793	-785.239
2	-4350.462	-630.210
계	-8838.255	-1415.449

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.85 = 3.156 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.156) \times 3.85 = 12.970 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.97 \times (55 + 55) / 3 \times \sin 90 = 713.35 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.85 / 2 + 0.4 = 2.325 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 713.35 \times 2.325 = 1658.54 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 4.665 \times 2.8 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.2 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중(WL)

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

[도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.5 \times (55 + 55) / 2 \times \sin 90.0 = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 4.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.5 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN.m}$$

5.5 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
SVB01	1.00	1.00		
SVB02	1.00			
SVB03	1.00		1.00	
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

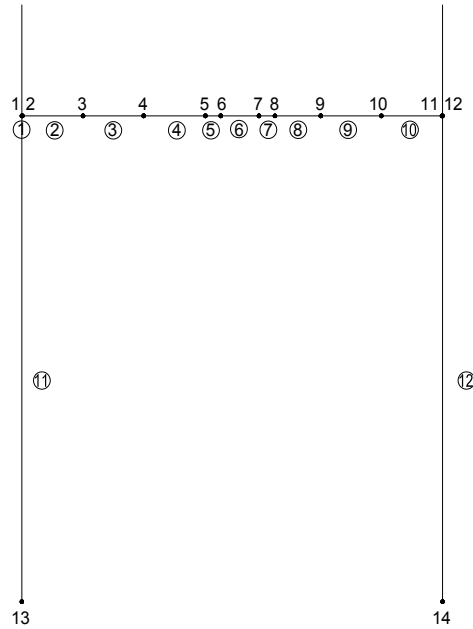
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

5.6 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

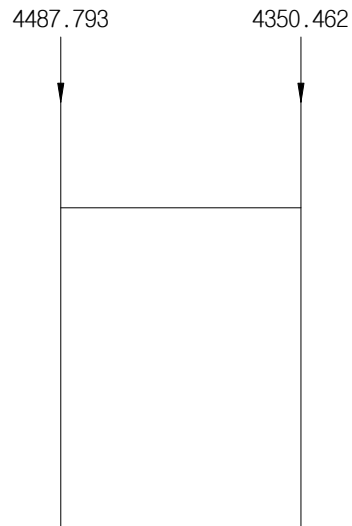
절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	27.258	8	6.200	27.258
2	0.015	27.258	9	7.815	27.258
3	1.600	27.258	10	9.400	27.258
4	3.185	27.258	11	10.985	27.258
5	4.800	27.258	12	11.000	27.258
6	5.200	27.258	13	0.015	0.000
7	5.800	27.258	14	10.985	0.000

6.3 단면 제원

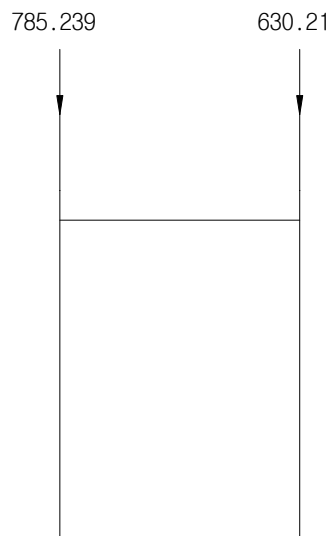
구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.600	4.600	11.960	2.108947	6.737467	
②	3.200	2.600	8.320	4.569240	6.917932	
③	3.200	2.600	8.320	4.569240	6.917932	

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



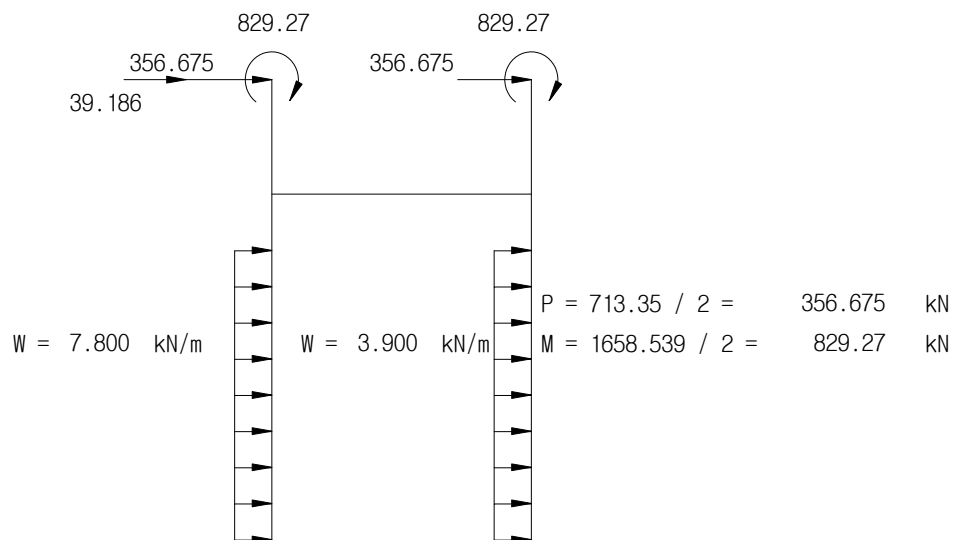
② 활하중 : 만재하시 (L1)



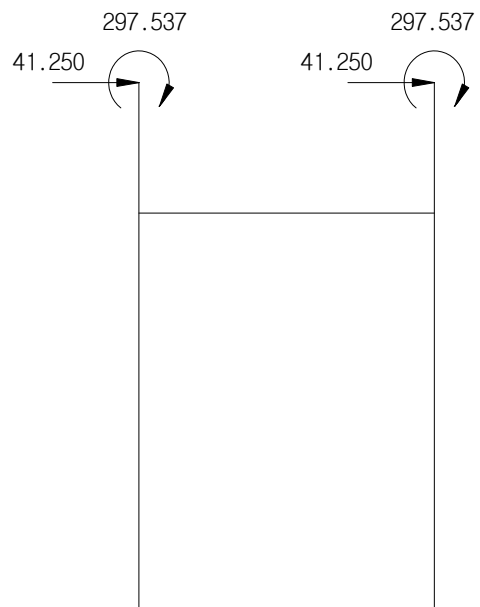
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

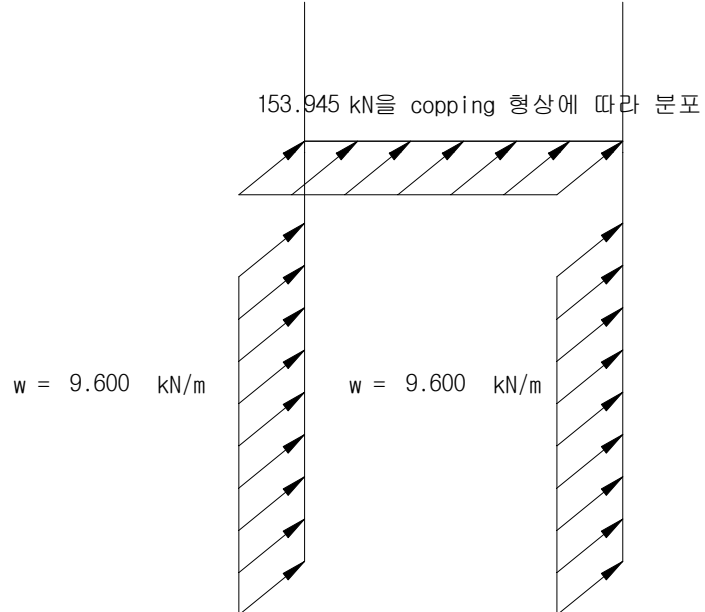


$$P = 82.5 / 2 = 41.250 \text{ kN}$$

$$M = 595.073 / 2 = 297.537 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6023.580	407.370	24.841	-11639.600	-227.137	24.841	
L	-781.002	-16.386	8269.570	-781.002	-16.386	8269.570	
W-L0	0.000	321.266	-195.304	0.000	7854.360	-394.538	
W-TR	1678.120	-4952.390	-361.146	1678.120	6816.750	-460.379	
WL	212.924	-456.769	-40.919	212.924	588.421	-40.919	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5999.130	-412.303	-24.841	-11615.100	220.357	-24.841	
L	-634.447	-16.664	-8269.570	-634.447	-16.454	-8269.570	
W-L0	0.000	338.273	-195.752	0.000	7853.430	-3944.050	
W-TR	-1678.120	-5143.670	-411.690	-1678.120	6606.250	-511.017	
WL	-212.924	-464.777	-41.581	-212.924	594.217	-41.581	

③ 연결보

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	1046.461	-138.833	1100.632	37.881	1067.648	631.948	
L	9.655	4.237	1.117	4.237	-3.120	4.237	
W-L0	-61.147	41.327	-99.897	2.586	-61.455	-4.692	
W-TR	3728.079	1678.122	346.663	1678.122	-4041.626	1678.122	
WL	486.803	212.924	57.761	212.924	-155.163	212.924	

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)	
SVB01	-6804.582	390.985	8294.411	-12420.602	-243.523	8294.411	
SVB02	-6023.580	407.370	24.841	-11639.600	-227.137	24.841	
SVB03	-4345.460	-4545.020	-336.305	-9961.480	6589.613	-435.538	
SVB04	-5752.598	-2541.980	8072.919	-11368.618	3753.274	8023.302	
SVB05	-4971.596	-2525.594	-196.651	-10587.616	3769.659	-246.268	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6633.577	-428.967	-8294.411	-12249.547	203.903	-8294.411	
L	-5999.130	-412.303	-24.841	-11615.100	220.357	-24.841	
W-L0	-7677.250	-5555.973	-436.531	-13293.220	6826.607	-535.858	
W-TR	-7685.561	-3465.579	-8541.837	-13301.531	4101.245	-8591.500	
WL	-7051.114	-3448.915	-272.267	-12667.084	4117.699	-321.930	

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	-6804.582	390.985	8294.411	-12420.602	-243.523	8294.411	
SVB02	-6023.580	407.370	24.841	-11639.600	-227.137	24.841	
SVB03	-4345.460	-4545.020	-336.305	-9961.480	6589.613	-435.538	
SVB04	-5965.522	-2085.211	8113.838	-11581.542	3164.853	8064.222	
SVB05	-5184.520	-2068.825	-155.732	-10800.540	3181.238	-205.349	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6633.577	-428.967	-8294.411	-12249.547	203.903	-8294.411	
L	-5999.130	-412.303	-24.841	-11615.100	220.357	-24.841	
W-L0	-7677.250	-5555.973	-436.531	-13293.220	6826.607	-535.858	
W-TR	-7472.637	-3000.802	-8500.256	-13088.607	3507.028	-8549.920	
WL	-6838.190	-2984.138	-230.686	-12454.160	3523.482	-280.350	

3) 두부보

③ 연결보

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	1056.116	-134.596	1101.749	42.118	1064.528	636.185	
SV002	1046.461	-138.833	1100.632	37.881	1067.648	631.948	
SV003	4774.540	1539.289	1447.295	1716.003	-2973.978	2310.070	
SV004	1056.116	-134.596	1101.749	42.118	1064.528	636.185	
SV005	4774.540	1539.289	1447.295	1716.003	-2973.978	2310.070	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9509.808	494.352	17811.869	-16810.634	-330.507	17811.869	
ULB02	-7830.654	529.581	32.293	-15131.480	-295.278	32.293	
ULB03	-5649.098	-5908.526	-437.197	-12949.924	8566.497	-566.199	
ULB04	-7478.377	-3304.573	10494.794	-14779.203	4879.256	10430.293	
ULB05	-6463.075	-3283.272	-255.647	-13763.901	4900.557	-320.148	
ULB06	-8845.957	508.280	10782.734	-16146.783	-316.579	10782.734	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9162.930	-571.822	-17811.869	-16463.691	251.089	-17811.869	
ULB02	-7798.869	-535.994	-32.293	-15099.630	286.464	-32.293	
ULB03	-9980.425	-7222.765	-567.490	-17281.186	8874.589	-696.615	
ULB04	-9991.229	-4505.253	-11104.388	-17291.990	5331.619	-11168.950	
ULB05	-9166.448	-4483.590	-353.947	-16467.209	5353.009	-418.509	
ULB06	-8623.650	-557.657	-10782.734	-15924.411	265.074	-10782.734	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9509.808	494.352	17811.869	-16810.634	-330.507	17811.869	
ULB02	-7830.654	529.581	32.293	-15131.480	-295.278	32.293	
ULB03	-7830.654	947.227	-221.602	-15131.480	9915.390	-480.606	
ULB04	-8845.957	717.103	10655.787	-16146.783	4788.755	10526.285	
ULB05	-7830.654	738.404	-94.654	-15131.480	4810.056	-224.156	
ULB06	-8845.957	508.280	10782.734	-16146.783	-316.579	10782.734	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9162.930	-571.822	-17811.869	-16463.691	251.089	-17811.869	
ULB02	-7798.869	-535.994	-32.293	-15099.630	286.464	-32.293	
ULB03	-7798.869	-96.239	-286.771	-15099.630	10495.923	-5159.558	
ULB04	-8623.650	-337.780	-10909.973	-15924.411	5369.804	-13346.367	
ULB05	-7755.179	-2490.896	10420.751	-15056.005	9219.038	7919.855	
ULB06	-8623.650	-557.657	-10782.734	-15924.411	265.074	-10782.734	

3) 두부보

③ 연결보

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	1381.158	-171.373	1433.223	58.355	1381.234	830.642	
SV002	1360.399	-180.483	1430.822	49.245	1387.942	821.532	
SV003	6206.902	2001.076	1881.484	2230.804	-3866.171	3003.091	
SV004	6523.324	2139.476	1919.028	2369.205	-3967.027	3141.492	
SV005	3783.651	910.296	1656.153	1140.025	-1239.115	1912.312	
SV006	1372.951	-174.975	1432.274	54.753	1383.886	827.041	

재 료 강 도 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$ $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

계수 모멘트 $M_u = 1919.028 \text{ KN} \cdot \text{m}$	계수 전단력 $V_u = 2369.205 \text{ KN}$
단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$	단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
유효 깊이 $D = 2900.000 \text{ mm}$	피복 두께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

$$\therefore V_{cd} = \text{Max}(V_c, V_{cd.\min}) = 2920.066 \text{ KN} \geq V_u = 2369.205 \text{ KN} \dots \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

$$(S.F = 1.233)$$

8.3 연결보의 설계 : 우측 (절점 9)

▷ 검토 조건

재 료 강 도 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$ $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 재료저항계수 : $\phi_c = 0.650$ $\phi_s = 0.90$
 f-ε 곡선계수 : $n \varepsilon = 2.000$ $\varepsilon_{co} = 0.00200$ $\varepsilon_{cu} = 0.00330$
 $\alpha = 0.798$ $\beta = 0.412$
 최 소 철근비 : $\rho_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 3967.027 \text{ KN} \cdot \text{m}$ 계수 전단력 $V_u = 3141.492 \text{ KN}$
 단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$ 단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
 유효 깊 이 $D = 2900.000 \text{ mm}$ 피 복 두 께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 $A_{s,use} = H29 @ 100.00 \text{ mm}$ ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
 + H29 @ 100.00 mm ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
 = 25696.000 mm^2 $\therefore \rho = A_s / (B \cdot D) = 0.00443$

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요중립축깊이 $c = 65.245 \text{ mm}$ 로 가정
 $A_s = M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\} = 3835.366 \text{ mm}^2$
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 65.245 \text{ mm}$ $\therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $\rho_{req} = [M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\}] / (B \cdot D) = 0.00066 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00088$
 $\therefore$ 필요철근량 $A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 3835.366 \text{ mm}^2 \leq$ 사용철근량...0.K
 철근비검토 : $\rho_{min} \leq \rho$ $\therefore$ 0.K

- 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토

$c_{max} = (\delta \cdot \varepsilon_{cu} / 0.0033 - 0.6) \times D = 1160.000 \text{ mm}$
 ...여기서 δ (재분배 후 모멘트율) = 1.000
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 437.122 \text{ mm} \leq 1160.000 \text{ mm}$... $\therefore$ 0.K
 $\varepsilon_{yd} = \phi_s \cdot f_y / E_s = 0.0018$ (철근 설계항복변형률)
 $\varepsilon_s = (d - c) / c \times \varepsilon_{cu} = 0.0186 \geq \varepsilon_{yd} = 0.0018$... $\therefore$ 항복가정 ○

- 휨강도 검토

$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c) = 25,161,560,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 25161.558 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 3967.027 \text{ KN} \cdot \text{m}$... $\therefore$ 0.K (S.F = 6.343)

▷ 전단력 검토

- 전단강도 검토

$\kappa = 1 + \sqrt{200/D} = 1.263 \leq 2.0$
 $f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 1.936 \text{ MPa}$
 $V_c = [0.85 \phi_c \cdot \kappa \cdot (p f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] B \cdot D / 1000 = 1916.814 \text{ KN}$
 $V_{cd,min} = (0.4 \phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 f_n) B \cdot D / 1000 = 2920.066 \text{ KN}$
 $\therefore V_{cd} = \max(V_c, V_{cd,min}) = 2920.066 \text{ KN} < V_u = 3141.492 \text{ KN}$... $\therefore$ 전단철근 필요.
 사용 전단철근량 $A_{v,use} = H19 \times 2.00 \text{ ea/m} = 573.000 \text{ mm}^2$ (간격 $s = 250.0 \text{ mm}$)
 $z = 0.9 D = 2610.000 \text{ mm}$
 $\theta = 30.0^\circ$ (콘크리트 스트럿과 주인장철근의 경사각)
 $\alpha = 90.0^\circ$ (전단철근과 부재축의 경사각)
 $v = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.542$
 $V_d' = (\phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot z / s) \times \cot \theta / 1000 = 3730.081 \text{ KN}$
 $V_{d,max} = (v \phi_c f_{ck} B z) / (\cot \theta + \tan \theta) / 1000 = 19125.614 \text{ KN} \geq V_d'$
 $\therefore V_d = \min(V_d', V_{d,max}) = 3730.081 \text{ KN} \geq V_u = 3141.492 \text{ KN}$... $\therefore$ 0.K (S.F = 1.187)

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	-11639.600	-16810.634	494.352	-330.507	17811.869	0.00008	축력최대
UL003	-11639.600	-12949.924	-5908.526	8566.497	-437.197	0.00602	모멘트최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

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	106661.970	16810.634	494.352	6.345	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	74443.720	12949.924	8566.497	5.749	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	16810.634	494.352	26.410

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16810.634 \times 0.00008206 / (17811.869 \times 24.253)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 52 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 20.097 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 494.352 kN.m, M2= -330.507 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.496$$

㉤ 철근비 검토

$$\cdot \text{1단 철근} : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] \quad (d_c = 100.00 \text{ mm})$$

$$\cdot \text{2단 철근} : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] \quad (d_c = 200.00 \text{ mm})$$

$$\cdot \text{총 사용철근량} : A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16810.634 kN	494.352 kN.m	26.410 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 29.41 \text{ mm} \quad \therefore e = 29.41 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 4825.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 3136.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000 \text{ 도 (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	12949.924	8566.497	661.510

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 12949.924 \times 0.006019 / (-437.197 \times 24.253)$$

$$= 0.007 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 42 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(20.097 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -5908.526 \text{ kN.m}$, $M_2 = 8566.497 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.690$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12949.924 kN	8566.497 kN.m	661.510 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 663.87 \text{ mm} \approx e = 661.51 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 114528.80 \text{ kN}$$

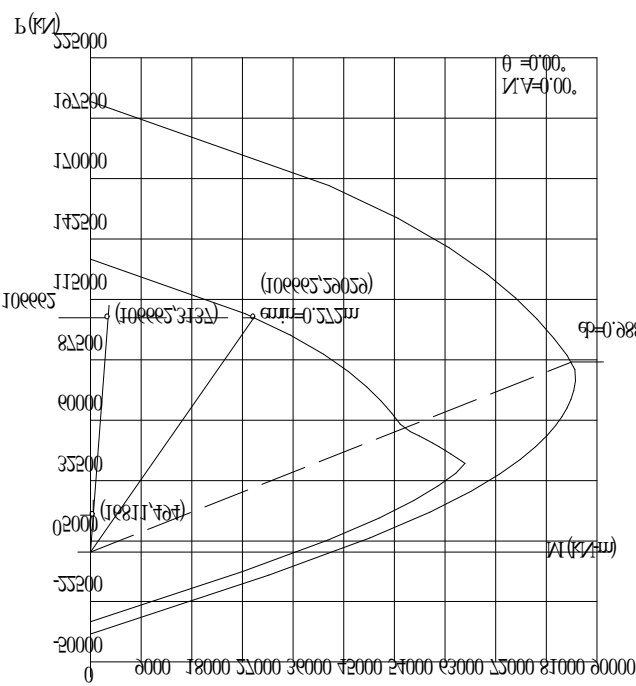
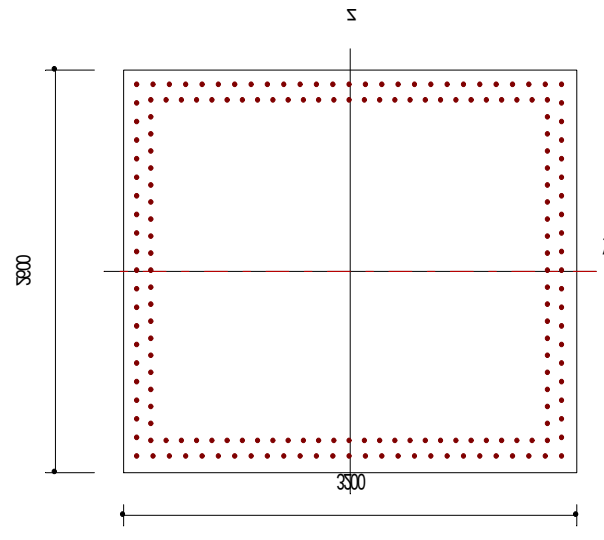
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 76032.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 74443.72 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 49420.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

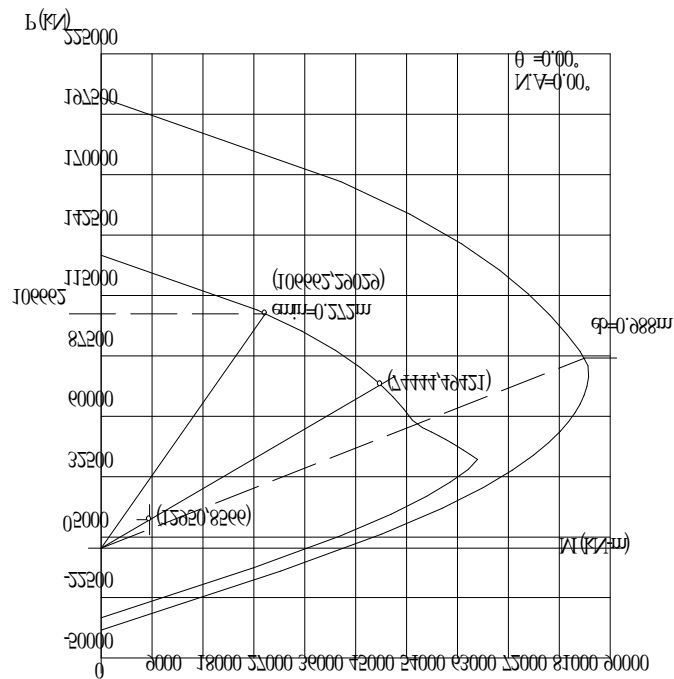
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 16810.63 \text{ kN}$ $M_u = 494.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.988 \text{ m}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.029 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 3136.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

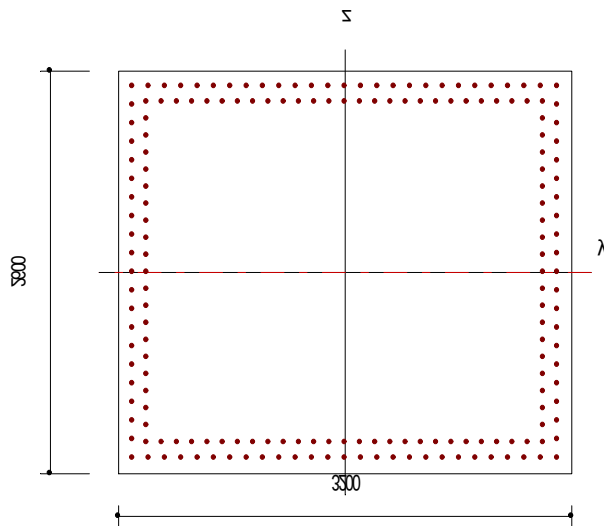
검토단면 총실 사각형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	12949.92 kN
M_u	=	8566.50 kN · m
θ	=	0.00 °



▪ 평형편심상태	
e_b	= 0.988 m
ΦP_b	= 56261.37 kN
ΦM_b	= 55595.68 kN · m
▪ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.664 m
ΦP_n	= 74443.72 kN
ΦM_n	= 49420.91 kN · m
▪ 사용철근량	
A_s	= 93232.80 mm ²

9.2 교축방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-11639.600	-16810.634	494.352	-330.507	17811.869	0.00000	축력최대
UL003	-11639.600	-15131.480	947.227	9915.390	-221.602	0.01945	모멘트최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

2) 기동검토 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	106661.970	16810.634	494.352	6.345	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	74831.430	15131.480	9915.390	4.945	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	16810.634	494.352	29.410

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16810.634 \times 0 / (17811.869 \times 24.253)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 24.253 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 52 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 20.097 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= 494.352 kN.m, M2= -330.507 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.496$$

㉤ 철근비 검토

$$\cdot \text{1단 철근} : 2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)] \quad (d_c = 100.00 \text{ mm})$$

$$\cdot \text{2단 철근} : 2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)] \quad (d_c = 200.00 \text{ mm})$$

$$\cdot \text{총 사용철근량} : A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16810.634 kN	494.352 kN.m	29.410 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 29.41 \text{ mm} \quad \therefore e = 29.41 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 4825.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 3136.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 0 \text{ MPa}, f_y = 0 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000 \text{ 도 (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	15131.480	9915.390	655.280

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 15131.48 \times 0.01945 / (-221.602 \times 24.253)$$

$$= 0.055 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 > 33 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(20.097 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 947.227 \text{ kN.m}$, $M_2 = 9915.390 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.096$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15131.480 kN	9915.390 kN.m	655.280 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 658.24 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 655.28 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 115125.27 \text{ kN}$$

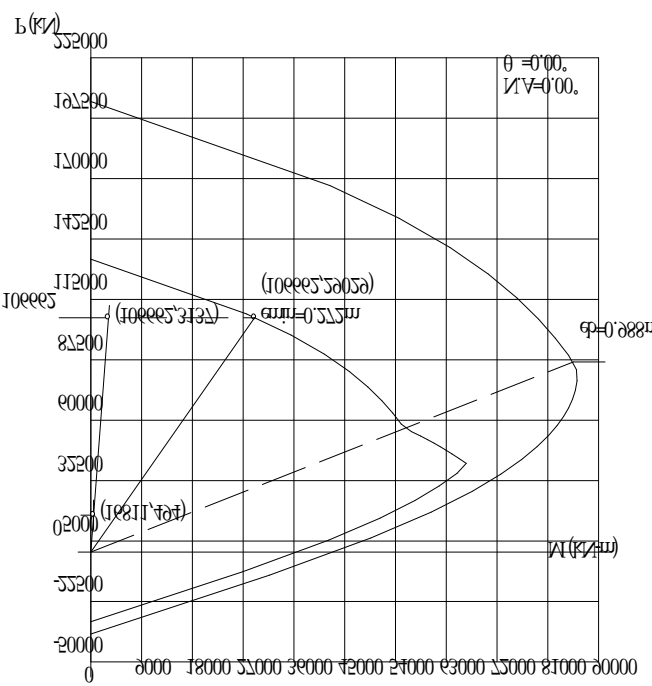
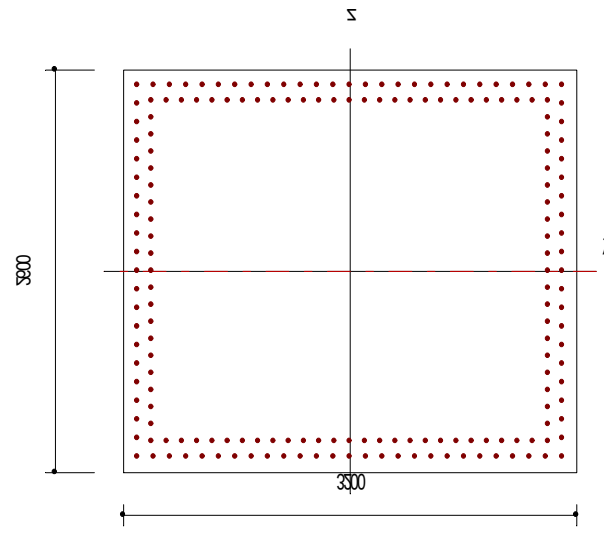
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 75780.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 74831.43 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 49257.37 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

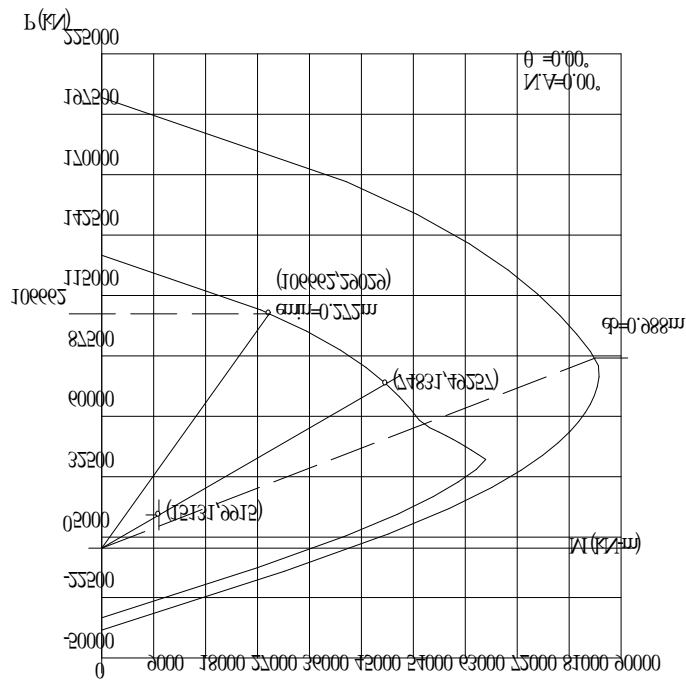
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 16810.63 \text{ kN}$ $M_u = 494.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.988 \text{ m}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.029 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 3136.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

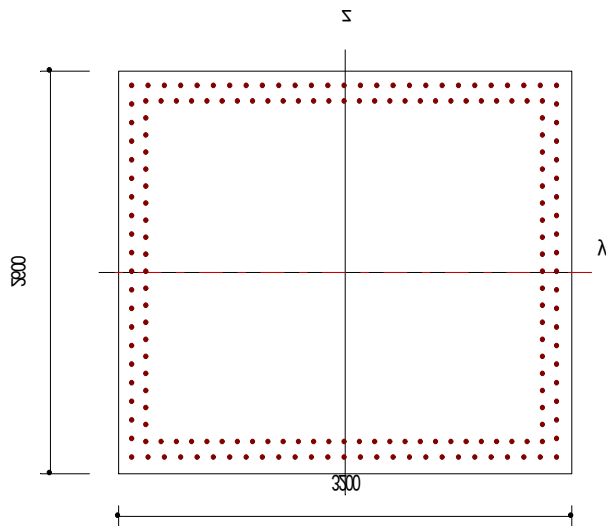
검토단면 총실 사각형

하중조합 UL005

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	15131.48 kN
M_u	=	9915.39 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태
 - $e_b = 0.988 \text{ m}$
 - $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$
 - $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 작용편심에서의 설계강도
 - $e = 0.658 \text{ m}$
 - $\Phi P_n = 74831.43 \text{ kN}$
 - $\Phi M_n = 49257.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 사용철근량
 - $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-16810.634	494.352	494.352	699.119	축력최대
UL003	-12949.924	9915.390	8566.497	13103.428	모멘트최대
UL003	-15131.48	9915.390	8566.497	13103.428	모멘트최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	106661.970	16810.634	699.119	6.345	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	55478.700	12949.924	13103.428	4.284	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62039.010	15131.480	13103.428	4.100	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{ma:} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16810.634 kN	699.119 kN.m	41.590 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 41.59 \text{ mm} \quad \therefore e = 41.59 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 6824.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4435.85 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉟ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12949.924 kN	13103.428 kN.m	1011.850 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㊱ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 1014.51 \text{ mm} \quad \therefore e = 1011.85 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 84614.91 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85842.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.656$$

$$\Phi P_n = 55478.70 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 56283.79 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉟ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15131.480 kN	13103.428 kN.m	865.970 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㊱ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 868.97 \text{ mm} \quad \therefore e = 865.97 \text{ mm}$$

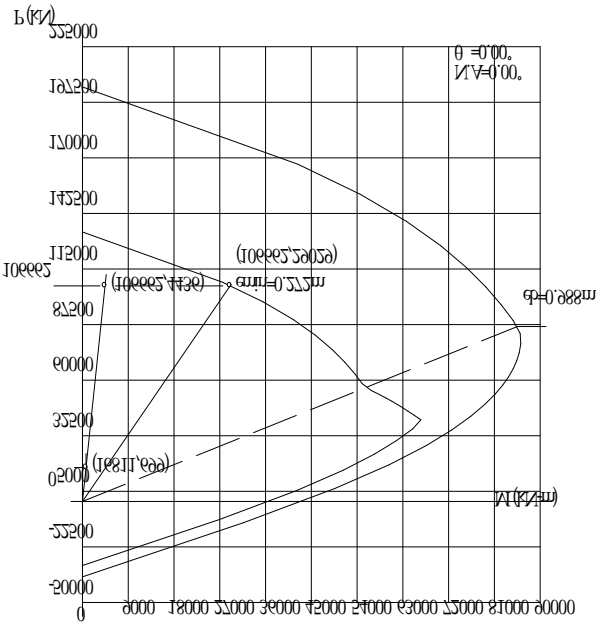
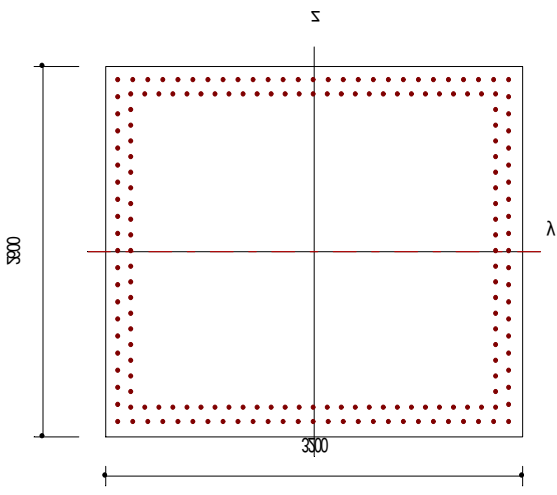
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 95444.62 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 82938.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

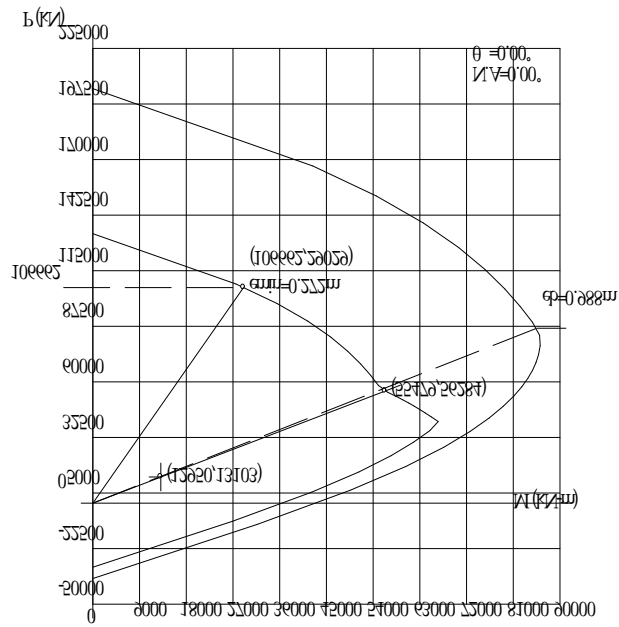
$$\Phi M_n = 53910.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

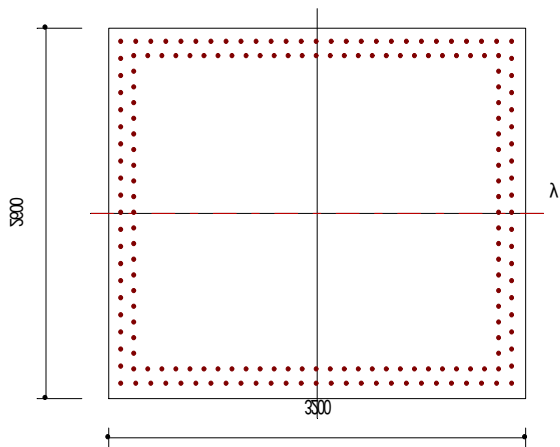
검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 16810.63 \text{ kN}$ $M_u = 699.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	■ 평형편심상태 $e_b = 0.988 \text{ m}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.042 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 4435.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 사각형
하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	12949.92 kN
M_u	=	13103.43 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.988 m
ΦP_b	=	56751.37 kN
ΦM_b	=	56079.88 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

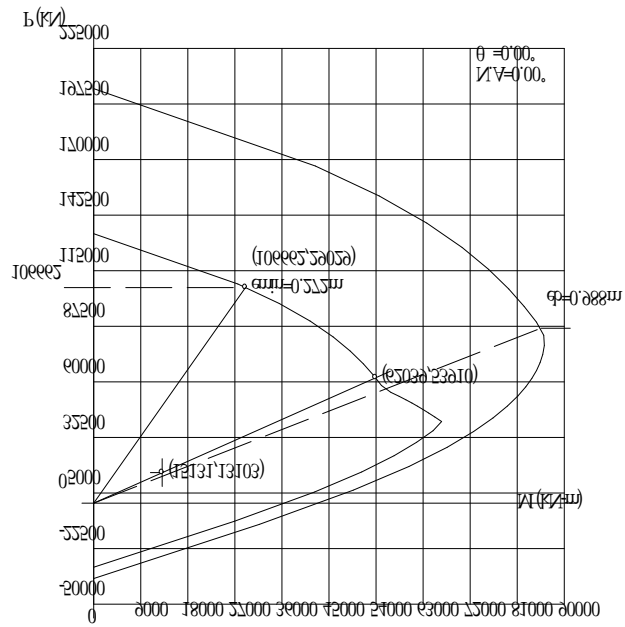
e	=	1.015 m
ΦP_n	=	55478.70 kN
ΦM_n	=	56283.79 kN · m

■ 사용철근량

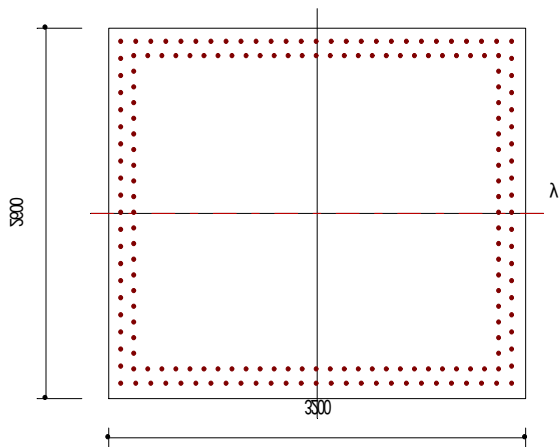
A_s	=	93232.80 mm ²
-------	---	--------------------------

검토단면 총실 사각형
하중조합 UL003

검토 조건



$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$
 $f_y = 400.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$
 $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
 $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$
 $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$
 $A_g = 832000.00 \text{ mm}^2$
 $I_{ux} = -$
 $I_{uy} = -$
 $K_x = -$
 $K_y = -$
 $\rho = 0.0112$
 $P_u = 15131.48 \text{ kN}$
 $M_u = 13103.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\theta = 0.00^\circ$



■ 평형편심상태

$e_b = 0.988 \text{ m}$
 $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$
 $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ 작용편심에서의 설계강도

$e = 0.869 \text{ m}$
 $\Phi P_n = 62039.01 \text{ kN}$
 $\Phi M_n = 53910.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ 사용철근량

$A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$