P4-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	:	γc =	25	kN/m³
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20	kN/m³
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.05	

3.3 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	24	MPa
			기둥:	24	MPa
			기초:	24	MPa
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	25811	MPa
			기둥:	25811	MPa
			기초:	25811	MPa
2) 철근의 항복 강도(SD3.0)	:	fy =	두부보:	400	MPa
			기둥:	400	MPa
			기초:	400	MPa
- 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	

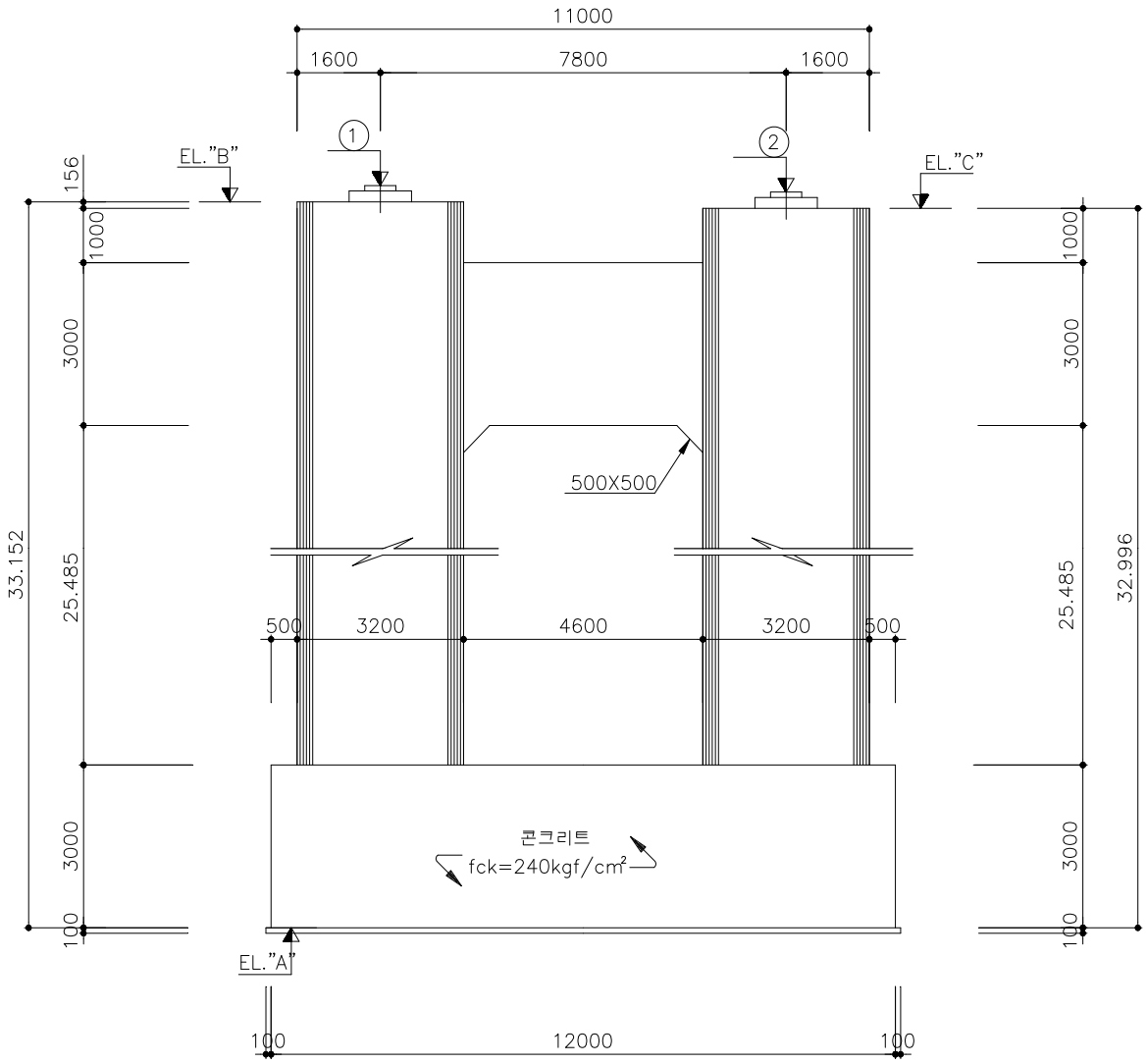
3.5 설 계 방 법

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


11000
1600
7800
1600
1
2
EL."B"
EL."C"
156
1000
3000
25.485
3000
100
33.152
500X500
500
3200
4600
3200
500
콘크리트
fck=240kgf/cm²
EL."A"
100
12000
100
1000
3000
25.485
3000
100
32.996

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4572.564	-782.879
2	-4437.366	-629.426
계	-9009.930	-1412.305

※ 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 ∴ W1 = (4.0 - 0.2 x (B / D)) x D, D ≥ 6.0

W1 = (4.0 - 0.2 x 3.156) x 3.85 = 12.970 kN/m ≥ 6.0

P1 = 12.97 x (55 + 55)/3 x sin90 = 713.35 kN

작용위치 h = 3.85 / 2 + 0.4 = 2.325 m

작용모멘트 My = Ph x h =713.35 x 2.325 = 1658.54 kN.m/m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3 x 4.665 x 2.8 = 39.186 kN

W'column = 3.000 x 2.6 = 7.800 kN/m (풍상측)

W'column = 3.000 x 2.6 / 2 = 3.900 kN/m (풍하측)

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 153.945 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 3.000 x 3.2 = 9.600 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 x (55 + 55)/2 x sin90.0 = 82.500 kN

작용위치 h = 3.38 + 1.500 + 4.665 / 2 = 7.213 m

작용모멘트 My = Ph x h = 82.5 x 7.213 = 595.073 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

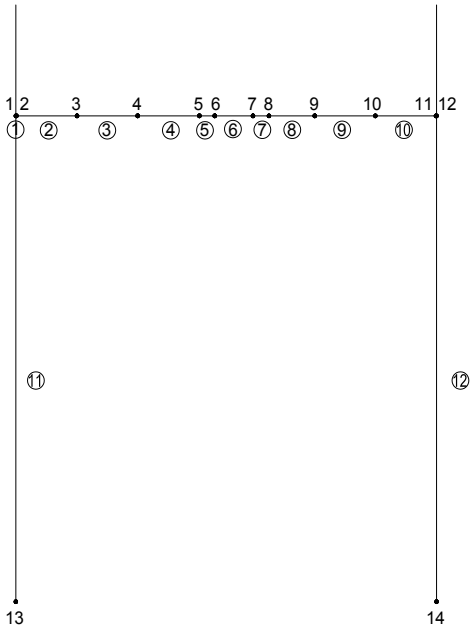
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	29.485	8	6.200	29.485
2	0.015	29.485	9	7.815	29.485
3	1.600	29.485	10	9.400	29.485
4	3.185	29.485	11	10.985	29.485
5	4.800	29.485	12	11.000	29.485
6	5.200	29.485	13	0.015	0.000
7	5.800	29.485	14	10.985	0.000

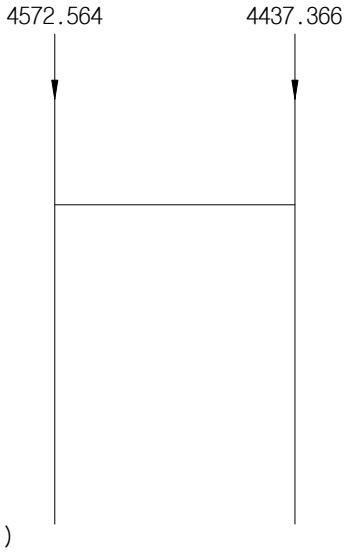
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	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	

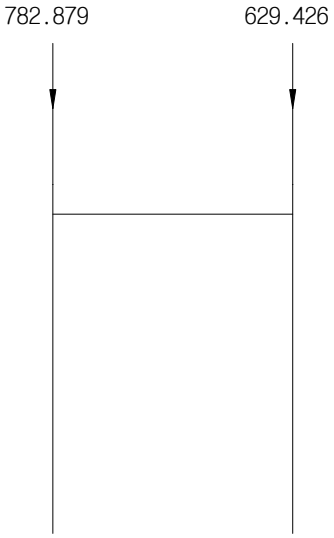
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



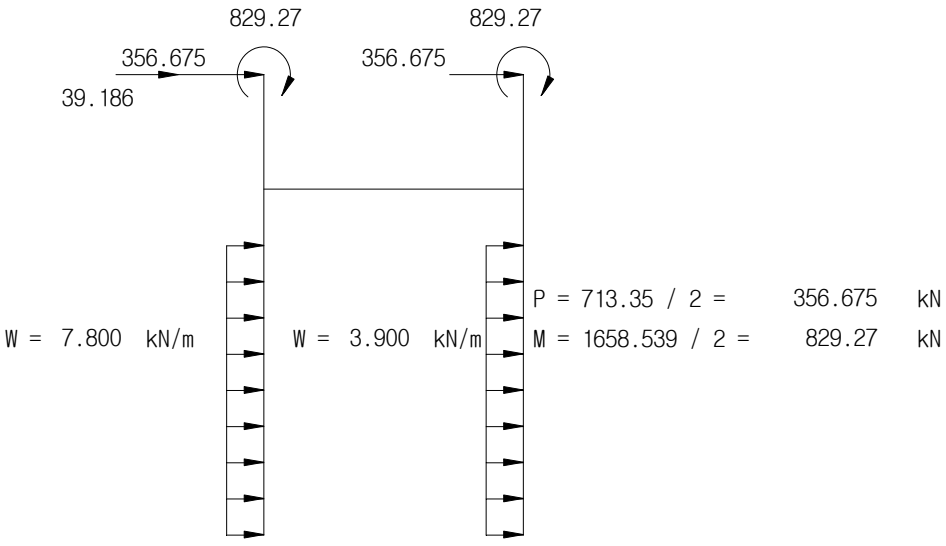
② 활하중 : 만재하시 (L1)



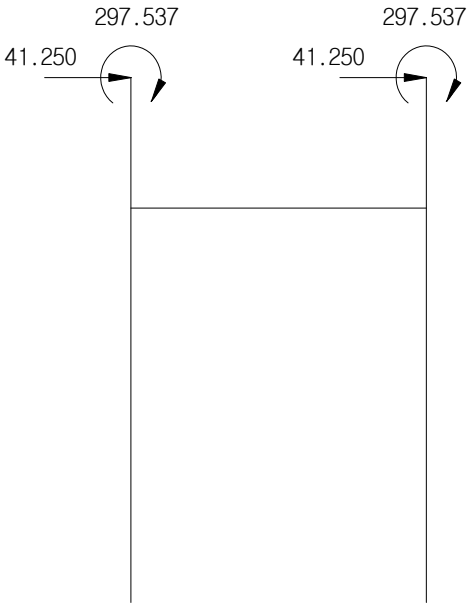
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

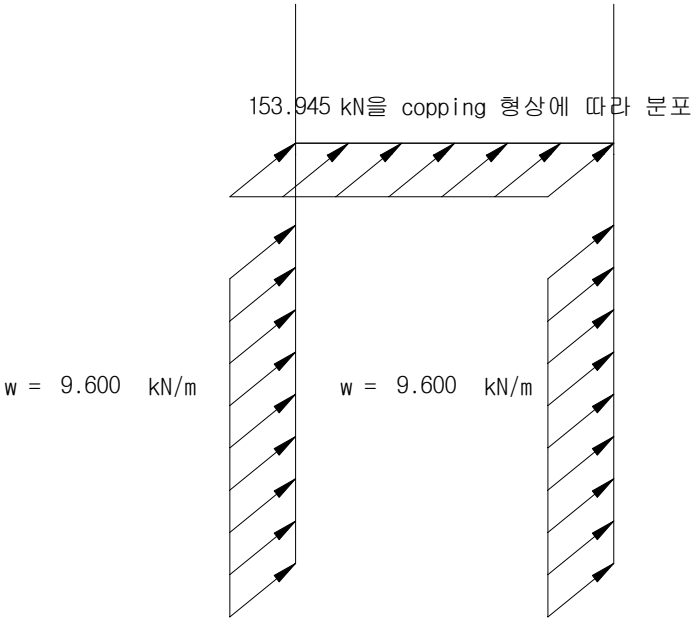


P = 82.5 / 2 = 41.250 kN

M = 595.073 / 2 = 297.537 kN

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



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	-6108.440	383.596	21.459	-12184.400	-212.417	21.459	
L	-778.699	-16.171	7085.300	-778.699	-16.368	7085.300	
W-LO	0.000	309.950	-181.955	0.000	5363.710	-181.955	
W-TR	1811.370	-5454.960	-359.107	1811.370	7527.740	-575.750	
WL	224.259	-500.937	-40.944	224.259	636.271	-40.944	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-608.594	-388.078	-21.459	-12161.900	206.339	-21.459	
L	-633.606	-16.431	-7085.290	-633.606	-16.235	-7085.290	
W-LO	0.000	325.761	-181.841	0.000	5362.810	-181.841	
W-TR	-1811.370	-5680.300	-521.761	-1811.370	7276.400	-413.729	
WL	-22.426	-509.025	-41.556	-22.426	642.092	-41.556	

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	1076.308	-138.924	1130.556	37.791	1097.621	631.858	
L	9.534	4.180	1.112	4.180	-3.068	4.180	
W-LO	4452.133	1401.259	1394.351	1577.974	2260.001	2172.041	
W-TR	1004.580	-150.483	1069.284	26.232	1048.876	620.299	
WL	4452.133	1401.259	1394.351	1577.974	2260.001	2172.041	

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	-6887.139	367.425	7106.759	-12963.099	-228.785	7106.759	
SVB02	-6108.440	383.596	21.459	-12184.400	-212.417	21.459	
SVB03	-4297.070	-5071.364	-337.648	-10373.030	7315.323	-554.291	
SVB04	-5757.195	-2860.992	6886.261	-11833.155	4171.356	6777.940	
SVB05	-4978.496	-2844.821	-199.039	-11054.456	4187.724	-307.360	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1242.200	-404.509	-7106.749	-12795.506	190.104	-7106.749	
L	-608.594	-388.078	-21.459	-12161.900	206.339	-21.459	
W-L0	-2419.964	-6068.378	-543.220	-13973.270	7482.739	-435.188	
W-TR	-2170.311	-3753.684	-7409.185	-13723.617	4470.396	-7355.169	
WL	-1536.705	-3737.253	-323.895	-13090.011	4486.631	-269.879	

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	-6887.139	367.425	7106.759	-12963.099	-228.785	7106.759	
SVB02	-6108.440	383.596	21.459	-12184.400	-212.417	21.459	
SVB03	-4297.070	-5071.364	-337.648	-10373.030	7315.323	-554.291	
SVB04	-5981.454	-2360.055	6927.205	-12057.414	3535.085	6818.884	
SVB05	-5202.755	-2343.884	-158.095	-11278.715	3551.453	-266.416	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1242.200	-404.509	-7106.749	-12795.506	190.104	-7106.749	
L	-608.594	-388.078	-21.459	-12161.900	206.339	-21.459	
W-L0	-2419.964	-6068.378	-543.220	-13973.270	7482.739	-435.188	
W-TR	-2147.885	-3244.659	-7367.629	-13701.191	3828.304	-7313.613	
WL	-1514.279	-3228.228	-282.339	-13067.585	3844.539	-228.323	

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	1085.842	-134.744	1131.668	41.971	1094.553	636.038	
SV002	1076.308	-138.924	1130.556	37.791	1097.621	631.858	
SV003	2080.888	-289.407	2199.840	64.023	2146.497	1252.157	
SV004	1085.842	-134.744	1131.668	41.971	1094.553	636.038	
SV005	2080.888	-289.407	2199.840	64.023	2146.497	1252.157	

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)	
ULB01	-9615.175	463.907	15261.291	-17513.923	-311.333	15261.291	
ULB02	-7940.972	498.675	27.896	-15839.720	-276.142	27.896	
ULB03	-5586.191	-6592.773	-438.943	-13484.939	9509.920	-720.579	
ULB04	-7484.354	-3719.290	8952.140	-15383.102	5422.763	8811.322	
ULB05	-6472.045	-3698.267	-258.750	-14370.793	5444.041	-399.568	
ULB06	-8953.281	477.652	9238.786	-16852.029	-297.420	9238.786	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-2153.425	-539.828	-15261.270	-17172.723	233.336	-15261.270	
ULB02	-791.172	-504.501	-27.896	-15810.470	268.241	-27.896	
ULB03	-3145.953	-7888.891	-706.186	-18165.251	9727.561	-565.744	
ULB04	-2821.404	-4879.789	-9631.941	-17840.702	5811.515	-9561.720	
ULB05	-1997.716	-4858.429	-421.064	-17017.014	5832.620	-350.843	
ULB06	-1614.860	-525.861	-9238.773	-16634.158	247.136	-9238.773	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9615.175	463.907	15261.291	-17513.923	-311.333	15261.291	
ULB02	-7940.972	498.675	27.896	-15839.720	-276.142	27.896	
ULB03	-7940.972	901.610	-208.645	-15839.720	6696.681	-208.645	
ULB04	-8953.281	679.120	9120.516	-16852.029	3188.991	9120.516	
ULB05	-7940.972	700.142	-90.374	-15839.720	3210.269	-90.374	
ULB06	-8953.281	477.652	9238.786	-16852.029	-297.420	9238.786	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-2153.425	-539.828	-15261.270	-17172.723	233.336	-15261.270	
ULB02	-791.172	-504.501	-27.896	-15810.470	268.241	-27.896	
ULB03	-791.172	-81.012	-264.290	-15810.470	7239.894	-264.290	
ULB04	-1614.860	-314.117	-9356.970	-16634.158	3732.962	-9356.970	
ULB05	-7775.890	-2856.327	8887.170	-15674.638	8081.437	8746.352	
ULB06	-1614.860	-525.861	-9238.773	-16634.158	247.136	-9238.773	

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	1419.699	-171.614	1472.114	58.115	1420.311	830.402	
SV002	1399.200	-180.601	1469.723	49.128	1426.907	821.415	
SV003	2705.154	-376.229	2859.792	83.230	2790.446	1627.804	
SV004	5599.041	534.589	3766.120	1108.913	4259.447	3039.631	
SV005	2052.177	-278.415	2164.757	66.179	2108.677	1224.610	
SV006	1411.595	-175.167	1471.168	54.562	1422.919	826.849	

8. 연결보 검토

8.1 연결보의 설계 : 좌측 (절점 4)

▷ 검 토 조 건

재 료 강 도 : fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
재료저항계수 : Øc = 0.650 Øs = 0.90
f-ε곡선계수 : nε = 2.000 εco = 0.00200 εcu = 0.00330
α = 0.798 β = 0.412
최 소 철근비 : pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 6087.149 KN·m 계수 전단력 Vu = 1952.675 KN
단면의 두께 H = 3000.000 mm 단 면 폭 B = 2000.000 mm
유 효 깊 이 D = 2900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 As.use = H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
+ H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
= 25696.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00443

-. 필요철근량 및 철근비 검토
소요중립축깊이 c = 100.624 mm로 가정
As = Mu /{Øs·fy·(D-β·c)} = 5915.116 ㎟
c = (As·Øs·fy) / (αØc 0.85 fck·B) = 100.624 mm ∴가정과 비슷함 O.K
ρreq = [Mu /{Øs·fy·(D-β·c)}] / (B·D) = 0.00102 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00136
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 5915.116 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K
철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

-. 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토
c_max = (δ·εcu / 0.0033 - 0.6) × D = 1160.000 mm
...여기서 δ(재분배 후 모멘트율) = 1.000
c = (As·Øs·fy) / (α Øc 0.85 fck·B) = 437.122 mm ≤ 1160.000 mm ... ∴ O.K
εyd = Øs·fy / Es = 0.0018 (철근 설계항복변형률)
εs = (d - c) / c × εcu = 0.0186 ≥ εyd = 0.0018 ... ∴ 항복가정 ○

-. 휨강도 검토
Mr = As·Øs·fy·(D - β·c) = 25,161,560,000 N·mm
= 25161.558 KN·m ≥ Mu = 6087.149 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 4.134)

▷ 전단력 검토

-. 전단강도 검토
κ = 1 + √(200/D) = 1.263 ≤ 2.0
fctk= 0.7×0.3×(fck+Δf)^⅔ = 1.936 MPa
Vc = [0.85 Øc·κ·(p fck)^⅓ + 0.15 fn] B·D / 1000 = 1916.814 KN
Vcd.min = (0.4 Øc·fctk + 0.15 fn) B·D / 1000 = 2920.066 KN
∴ Vcd = Max(Vc, Vcd.min) = 2920.066 KN ≥ Vu = 1952.675 KN... ∴전단철근 필요없음.
(S.F = 1.495)

8.2 연결보의 설계 : 중앙 (절점 6)

▷ 검 토 조 건

재 료 강 도 : fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
재료저항계수 : Øc = 0.650 Øs = 0.90

f-ε곡선계수 : nε = 2.000 εco = 0.00200 εcu = 0.00330
α = 0.798 β = 0.412
최 소 철근비 : pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1847.992 KN·m 계수 전단력 Vu = 2182.404 KN
단면의 두께 H = 3000.000 mm 단 면 폭 B = 2000.000 mm
유 효 깊 이 D = 2900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 As.use = H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
+ H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
= 25696.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00443

-. 필요철근량 및 철근비 검토
소요중립축깊이 c = 30.242 mm로 가정
As = Mu /{Øs·fy·(D-β·c)} = 1777.741 ㎟
c = (As·Øs·fy) / (α Øc 0.85 fck·B) = 30.242 mm ∴가정과 비슷함 O.K
ρreq = [Mu /{Øs·fy·(D-β·c)}] / (B·D) = 0.00031 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00041
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1777.741 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K
철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

-. 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토
c_max = (δ · εcu / 0.0033 - 0.6) × D = 1160.000 mm
...여기서 δ(재분배 후 모멘트율) = 1.000
c = (As·Øs·fy) / (α Øc 0.85 fck·B) = 437.122 mm ≤ 1160.000 mm ... ∴ O.K
εyd = Øs·fy / Es = 0.0018 (철근 설계항복변형률)
εs = (d - c) / c × εcu = 0.0186 ≥ εyd = 0.0018 ... ∴ 항복가정 ○

-. 휨강도 검토
Mr = As·Øs·fy·(D - β·c) = 25,161,560,000 N·mm
= 25161.558 KN·m ≥ Mu = 1847.992 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 13.616)

▷ 전단력 검토

-. 전단강도 검토
κ = 1 + √(200/D) = 1.263 ≤ 2.0
fctk= 0.7×0.3×(fck+Δf)^⅔ = 1.936 MPa
Vc = [0.85 Øc·κ·(p fck)^⅓ + 0.15 fn] B·D / 1000 = 1916.814 KN
Vcd.min = (0.4 Øc·fctk + 0.15 fn) B·D / 1000 = 2920.066 KN
∴ Vcd = Max(Vc, Vcd.min) = 2920.066 KN ≥ Vu = 2182.404 KN... ∴전단철근 필요없음.
(S.F = 1.338)

8.3 연결보의 설계 : 우측 (절점 9)

▷ 검 토 조 건

재 료 강 도 : fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
재료저항계수 : Øc = 0.650 Øs = 0.90
f-ε곡선계수 : nε = 2.000 εco = 0.00200 εcu = 0.00330
α = 0.798 β = 0.412
최 소 철근비 : pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 2842.299 KN·m 계수 전단력 Vu = 2954.691 KN
단면의 두께 H = 3000.000 mm 단 면 폭 B = 2000.000 mm
유 효 깊 이 D = 2900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 As.use = H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
+ H29 @ 100.00 mm (Dc = 100.00 mm)
= 25696.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00443

-. 필요철근량 및 철근비 검토
소요중립축깊이 c = 46.622 mm로 가정
As = Mu /{Øs·fy·(D-β·c)} = 2740.652 ㎟
c = (As·Øs·fy) / (αØc 0.85 fck·B) = 46.622 mm ∴가정과 비슷함 O.K
ρreq = [Mu /{Øs·fy·(D-β·c)}] / (B·D) = 0.00047 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00063
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2740.652 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K
철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

-. 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토
c_max = (δ · εcu / 0.0033 - 0.6) × D = 1160.000 mm
...여기서 δ(재분배 후 모멘트율) = 1.000
c = (As·Øs·fy) / (α Øc 0.85 fck·B) = 437.122 mm ≤ 1160.000 mm ... ∴ O.K
εyd = Øs·fy / Es = 0.0018 (철근 설계항복변형률)
εs = (d - c) / c × εcu = 0.0186 ≥ εyd = 0.0018 ... ∴ 항복가정 ○

-. 휨강도 검토
Mr = As·Øs·fy·(D - β·c) = 25,161,560,000 N·mm
= 25161.558 KN·m ≥ Mu = 2842.299 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 8.853)

▷ 전단력 검토

-. 전단강도 검토
κ = 1 + √(200/D) = 1.263 ≤ 2.0
fctk= 0.7×0.3×(fck+Δf)^⅔ = 1.936 MPa
Vc = [0.85 Øc·κ·(p fck)^⅓ + 0.15 fn] B·D / 1000 = 1916.814 KN
Vcd.min = (0.4 Øc·fctk + 0.15 fn) B·D / 1000 = 2920.066 KN
∴ Vcd = Max(Vc, Vcd.min) = 2920.066 KN < Vu = 2954.691 KN... ∴전단철근 필요.

사용 전단철근량 Av.use = H19 ×2.00 ea/m = 573.000 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)
z = 0.9 D = 2610.000 mm
Θ = 30.0° (콘크리트 스트럿과 주인장철근의 경사각)
α = 90.0° (전단철근과 부재축의 경사각)
ν = 0.6 (1 - fck/250) = 0.542
Vd' = (Øs·fy·Av·z / s) ×cotΘ/1000 = 3730.081 KN
Vd.max = (ν Øc fck B z) / (cotΘ+tantΘ) / 1000 = 19125.614 KN ≥ Vd'
∴ Vd = Min(Vd', Vd.max) = 3730.081 KN ≥ Vu = 2954.691 KN ...∴ O.K (S.F = 1.262)

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	-12184.400	-17513.923	463.907	-311.333	15261.291	0.00009	축력최대
UL003	-12184.400	-13484.939	-6592.773	9509.920	-438.943	0.00776	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	O.K	106661.970	17513.923	463.907	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	72098.550	13484.939	9509.920	5.347	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	17513.923	463.907	26.490

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)
= 17513.923 x 0.00009402 / (15261.291 x 29.485)
= 0.000 > 0.05 : 횡구속 구조물
여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중
Δ : 층상단의 상대변위
Vu : 층전단력
Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000
세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)
= 1 x 25.485/0.55
= 46.336 ≤ 52 ∴ 단주, 장주효과 무시
여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)
Lu : 압축부재의 비지지길이(: 25.485 m)
M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 463.907 kN.m, M2= -311.333 kN.m)
M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)
M1/M2 ≥ -0.5 = -1.490

㉰ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c= 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c= 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²

㉲ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17513.923 kN	463.907 kN.m	26.490 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 988.17$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㉳ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 26.49$ mm ≒ e = 26.49 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34$ kN

$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 4346.54$ kN·m

$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 106661.97$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 2825.25$ kN·m ≥ M_u Text ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	13484.939	9509.920	705.230

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13484.939 x 0.007755 / (-438.943 x 29.485)

= 0.008 > 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 25.485/0.55

= 46.336 > 42 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(=25.485 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -6592.773 kN.m, M2= 9509.920 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = -0.693

㈐ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0112) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㈑ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
13484.939 kN	9509.920 kN.m	705.230 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s =$ 86555.95 kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b =$ 988.17 mm : $e_b \geq e$ ..... **압축지배**

㈒ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n =$ 698.73 mm ≒ e = 705.23 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s =$ 110920.84 kN

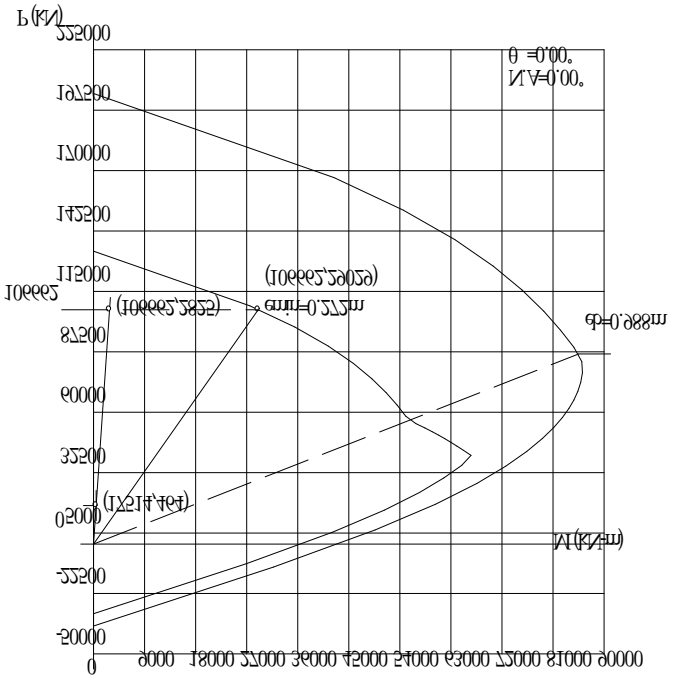
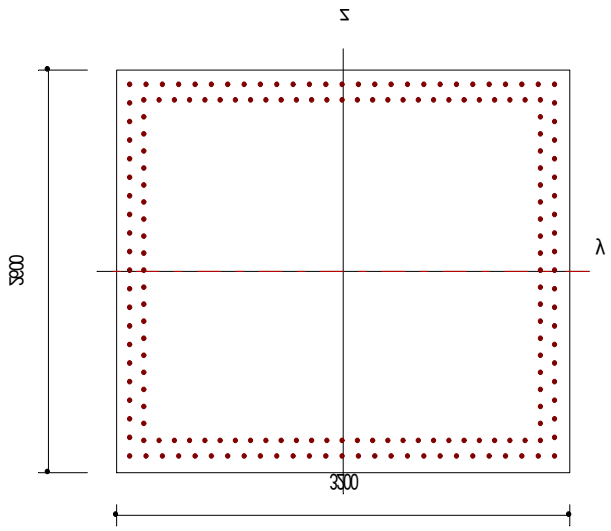
$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} =$ 77504.06 kN · m

$\Phi =$ 0.65

$\Phi P_n =$ 72098.55 kN ≥ P_u ..... OK

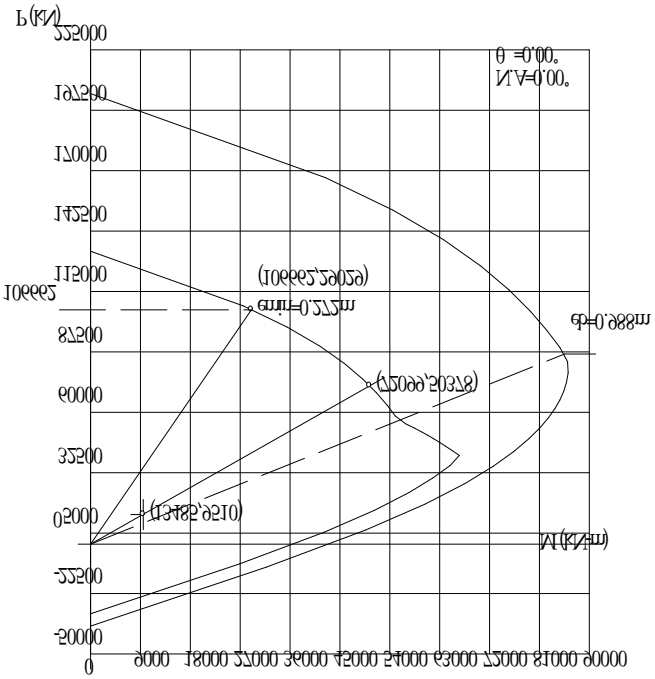
$\Phi M_n =$ 50377.64 kN · m ≥ M_u Text ..... OK

4) PM 상관도

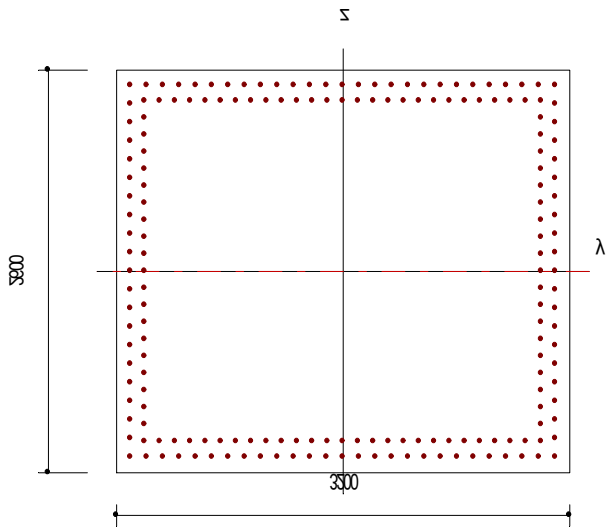
검토단면 충실 사각형 **하중조합** ULO01	**검토 조건**
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 4.686933 m⁴ I_{zz} = 7.099733 m⁴ A_g = 8320000.00 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0112 P_u = 17513.92 kN M_u = 463.91 kN · m Θ = 0.00 °
	▪ 평형편심상태 e_b = 0.988 m ΦP_b = 56261.37 kN ΦM_b = 55595.68 kN · m ▪ 작용편심에서의 설계강도 e = 0.026 m ΦP_n = 106661.97 kN ΦM_n = 2825.25 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 93232.80 mm²

검토단면 충실 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 m⁴
I_{zz}	=	7.099733 m⁴
A_g	=	8320000.00 mm²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	13484.94 kN
M_u	=	9509.92 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	=	0.699 m
ΦP_n	=	72098.55 kN
ΦM_n	=	50377.64 kN · m

- 사용철근량

A_s	=	93232.80 mm²

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-12184.400	-17513.923	463.907	-311.333	15261.291	0.00000	축력최대
UL003	-12184.400	-15839.720	901.610	6696.681	-208.645	0.01713	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	O.K	106661.970	17513.923	463.907	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	93394.300	15839.720	6696.681	5.896	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	17513.923	463.907	26.490

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)
= 17513.923 x 0 / (15261.291 x 29.485)
= 0.000 > 0.05 : 횡구속 구조물
여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중
Δ : 층상단의 상대변위
Vu : 층전단력
Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000
세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)
= 1 x 25.485/0.55
= 46.336 ≤ 52 ∴ 단주, 장주효과 무시
여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)
Lu : 압축부재의 비지지길이(=25.485 m)
M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 463.907 kN.m, M2= -311.333 kN.m)
M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)
M1/M2 ≥ -0.5 = -1.490

㉰ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c= 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c= 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²

㉲ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17513.923 kN	463.907 kN.m	26.490 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 988.17$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㉳ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 26.49$ mm ≒ e = 26.49 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34$ kN

$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 4346.54$ kN·m

$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 106661.97$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 2825.25$ kN·m ≥ M_u Text ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 0 Mpa, fy= 0 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	15839.720	6696.681	422.780

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15839.72 x 0.01713 / (-208.645 x 29.485)

= 0.044 > 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 25.485/0.55

= 46.336 > 32 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(:25.485 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 901.610 kN.m, M2= 6696.681 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = 0.135

㈐ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0112) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㈑ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15839.720 kN	6696.681 kN.m	422.780 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 988.17$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㈒ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 420.82$ mm ≒ e = 422.78 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 143683.54$ kN

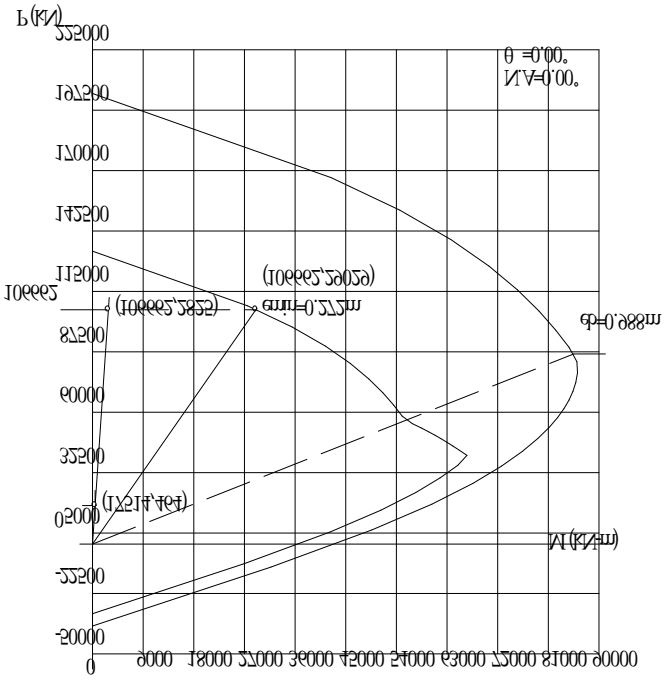
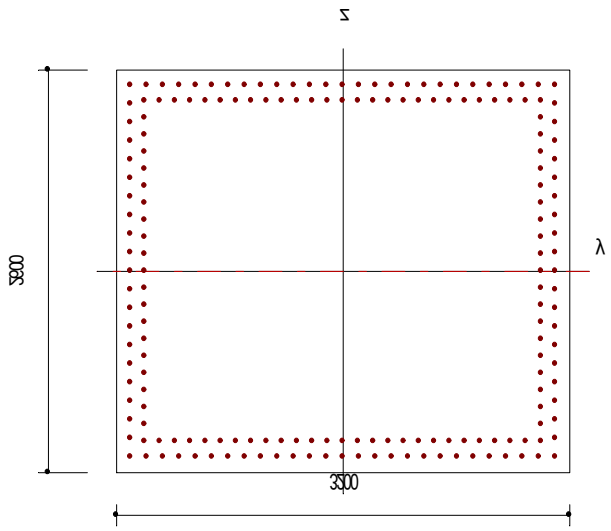
$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 60464.14$ kN · m

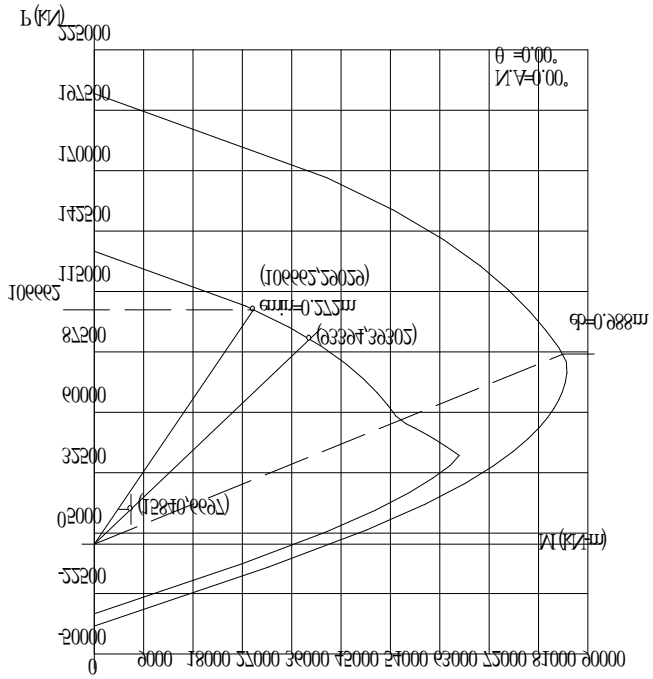
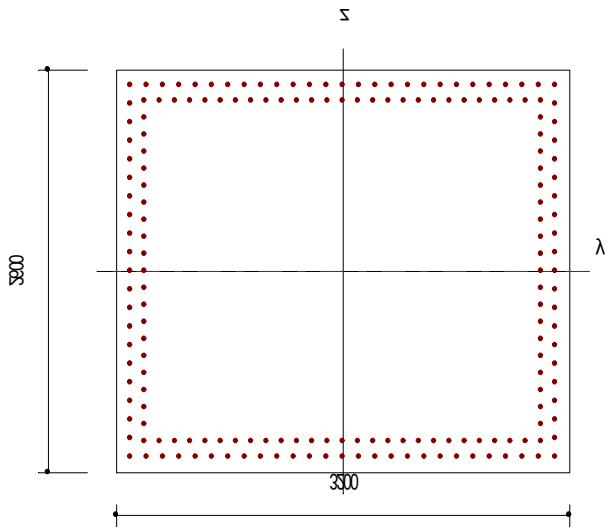
$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 93394.30$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 39301.69$ kN · m ≥ M_u Text ..... OK

4) PM 상관도

검토단면 충실 사각형 **하중조합** ULO01	**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 m⁴ I_{zz} = 7.099733 m⁴ A_g = 8320000.00 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0112 P_u = 17513.92 kN M_u = 463.91 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 = 0.026 m ΦP_n = 106661.97 kN ΦM_n = 2825.25 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 93232.80 mm²

검토단면 충실 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 m⁴ I_{zz} = 7.099733 m⁴ A_g = 8320000.00 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0112 P_u = 15839.72 kN M_u = 6696.68 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 = 0.421 m ΦP_n = 93394.30 kN ΦM_n = 39301.69 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 93232.80 mm²

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-17513.923	-463.907	-463.907	656.064	축력최대
UL003	-13484.939	6696.681	9509.920	11631.17	모멘트최대
UL003	-15839.72	6696.681	9509.920	11631.17	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	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	106661.970	17513.923	656.064	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62039.010	13484.939	11631.170	4.601	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	69719.080	15839.720	11631.170	4.402	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 ㎟
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0112) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17513.923 kN	656.064 kN.m	37.460 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 988.17$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 37.46$ mm ≒ e = 37.46 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34$ kN

$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 6146.94$ kN·m

$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 106661.97$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 3995.51$ kN·m ≥ M_u Text ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0112) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
13484.939 kN	11631.170 kN.m	862.530 mm

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

P_b = $C_c + C_s + T_s$ = 86555.95 kN : 균형 하중

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

e_b = M_b / P_b = 988.17 mm : P_u < 0 ..... **압축지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

e' = M_n / P_n = 868.97 mm ≒ e = 862.53 mm

P_n = $C_c + C_s + T_s$ = 95444.62 kN

M_n = $M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 82938.69 kN · m

Φ = 0.65

ΦP_n = 62039.01 kN ≥ P_u ..... OK

ΦM_n = 53910.15 kN · m ≥ M_u **Text** ..... OK

③ 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : 2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)] (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 93232.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0112) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15839.720 kN	11631.170 kN.m	734.300 mm

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

P_b = $C_c + C_s + T_s$ = 86555.95 kN : 균형 하중

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

e_b = M_b / P_b = 988.17 mm : P_u < 0 ..... **압축지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

e' = M_n / P_n = 735.72 mm ≒ e = 734.30 mm

P_n = $C_c + C_s + T_s$ = 107260.07 kN

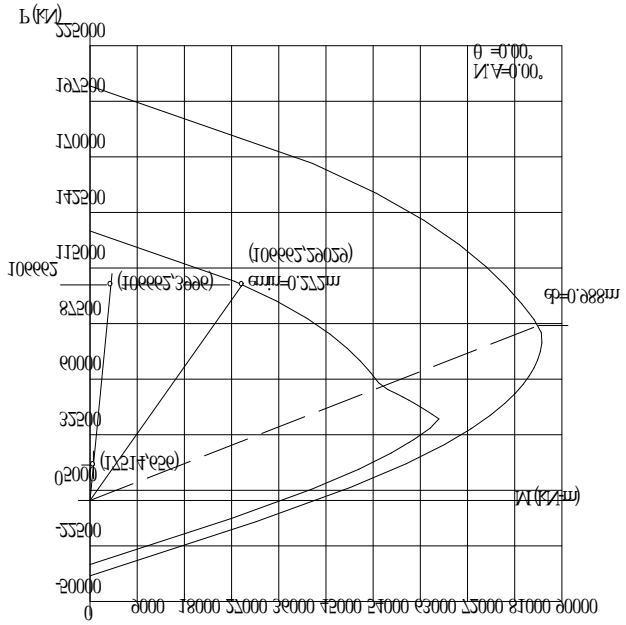
M_n = $M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 78913.79 kN · m

Φ = 0.65

ΦM_n 51293.96 kN · m ..... OK

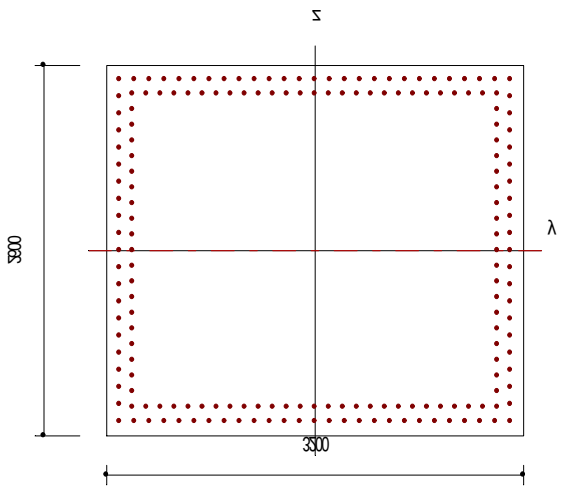
4) PM 상관도

검토단면 충실 사각형
하중조합 UL001

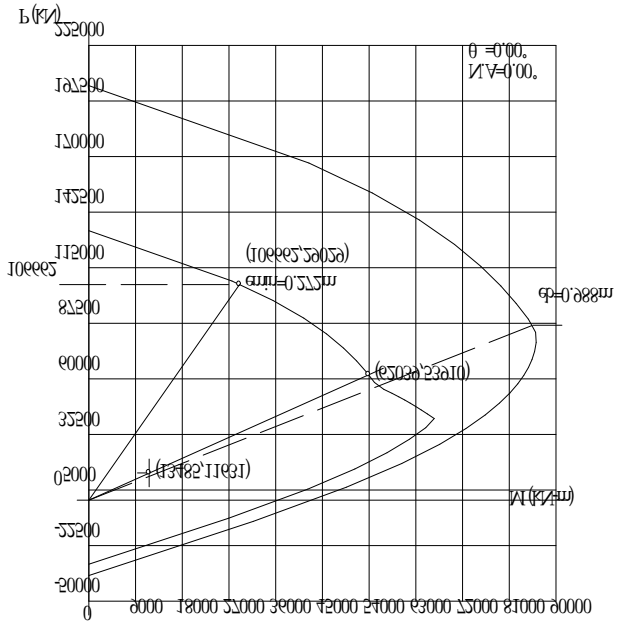
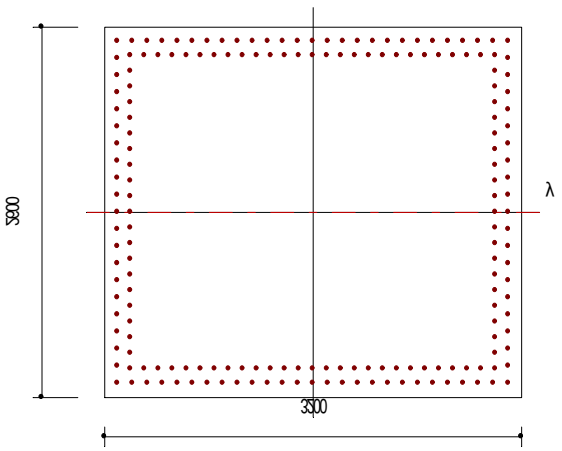


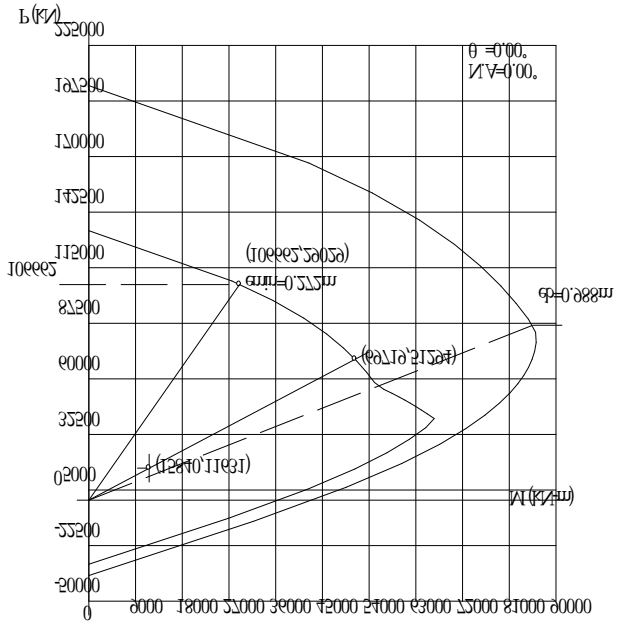
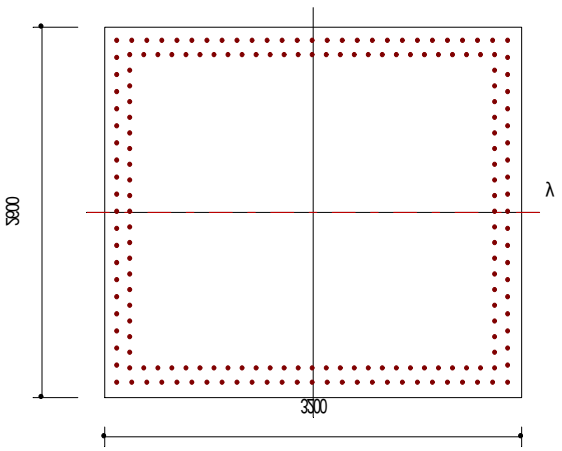
검토 조건

f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	4.686933 m⁴
I_{zz}	=	7.099733 m⁴
A_g	=	8320000.00 mm²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	17513.92 kN
M_u	=	656.06 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 = 0.037 m
  - ΦP_n = 106661.97 kN
  - ΦM_n = 3995.51 kN · m
- 사용철근량
  - A_s = 93232.80 mm²

검토단면 충실 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 m⁴ I_{zz} = 7.099733 m⁴ A_g = 8320000.00 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0112 P_u = 13484.94 kN M_u = 11631.17 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 = 0.869 m ΦP_n = 62039.01 kN ΦM_n = 53910.15 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 93232.80 mm²

검토단면 충실 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 m⁴ I_{zz} = 7.099733 m⁴ A_g = 8320000.00 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0112 P_u = 15839.72 kN M_u = 11631.17 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 = 0.736 m ΦP_n = 69719.05 kN ΦM_n = 51293.96 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 93232.80 mm²