

P6-대구방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

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

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 | |

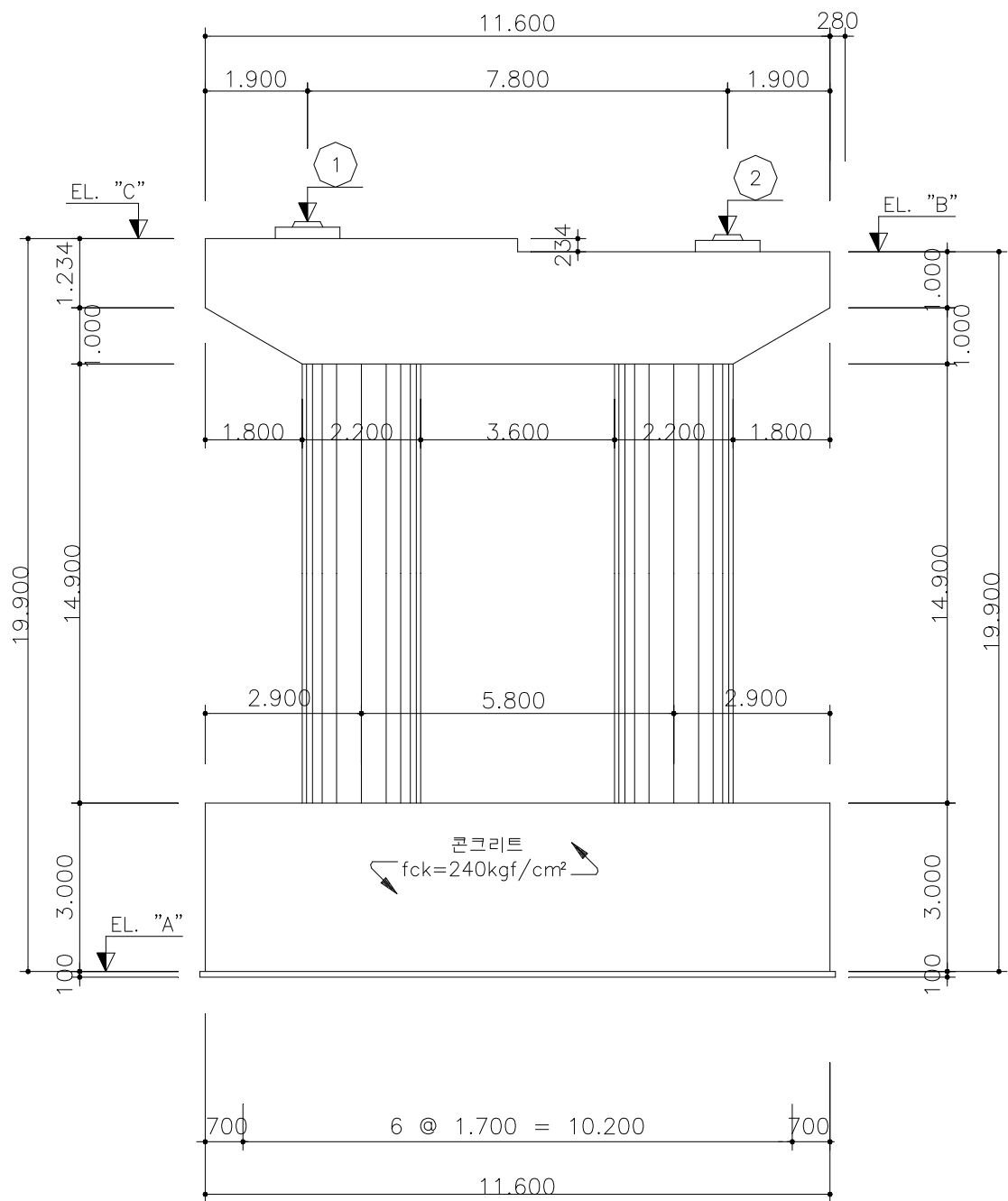
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4836.857	-786.441
2	-4645.840	-631.203
계	-9482.697	-1417.644

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.9 = 3.114 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.114) \times 3.9 = 13.171 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 13.171 \times (55 + 55) / 3 \times \sin 90 = 724.405 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.9 / 2 + 0.4 + 1.234 / 2 = 2.967 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 724.405 \times 2.967 = 2149.31 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 2.234 \times 2.5 = 16.755 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.234 / 2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 42.943 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m}$$

※ 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]

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

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.234 / 2 = 5.597 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.5 \times 5.597 = 461.753 \text{ kN.m}$$

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

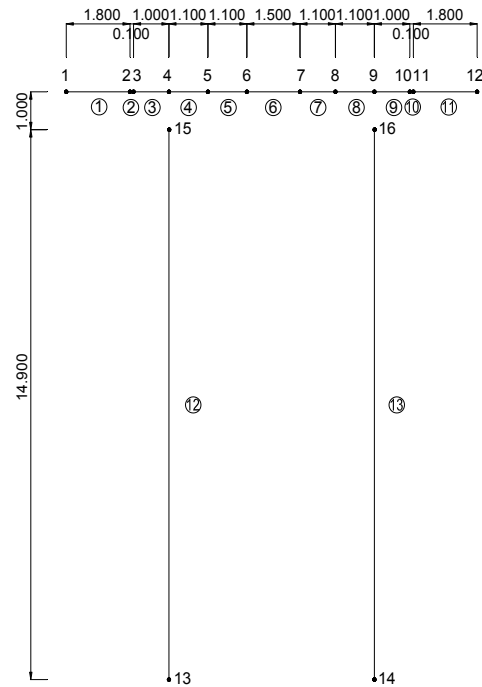
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	15.900	8	7.600	15.900
2	1.800	15.900	9	8.700	15.900
3	1.900	15.900	10	9.700	15.900
4	2.900	15.900	11	9.800	15.900
5	4.000	15.900	12	11.600	15.900
6	5.100	15.900	13	2.900	0.000
7	6.600	15.900	14	8.700	0.000

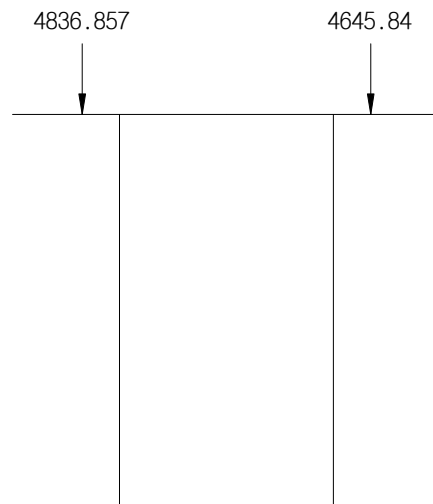
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.145	2.863	8.913147	3.127341	
②	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
③	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
④	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑤	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑥	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑦	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑧	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑨	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑩	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑪	2.500	1.145	2.863	8.913147	3.127341	
⑫	2.200	14.900	32.780	2.299803	1.149901	
⑬	2.200	14.900	32.780	2.299803	1.149901	

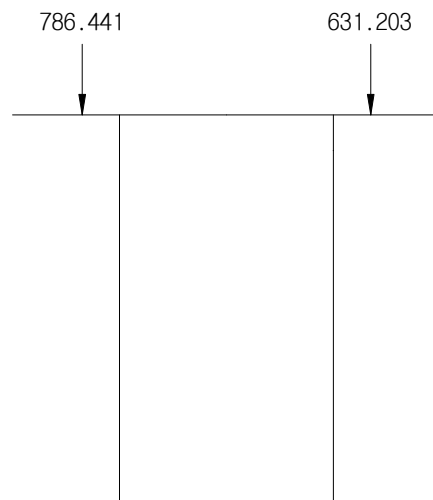
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



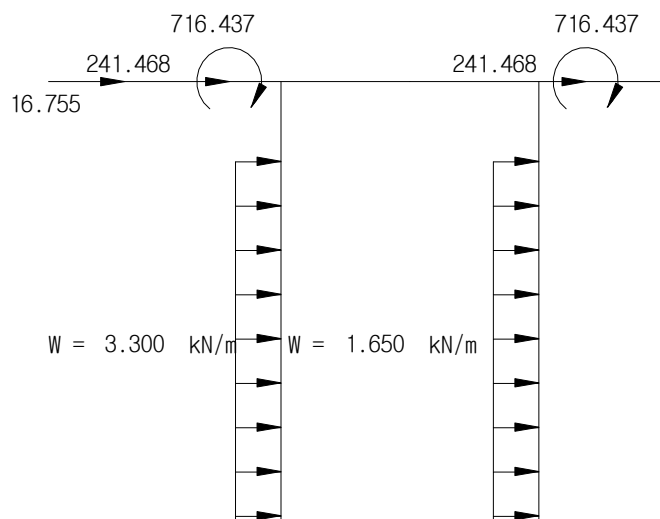
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

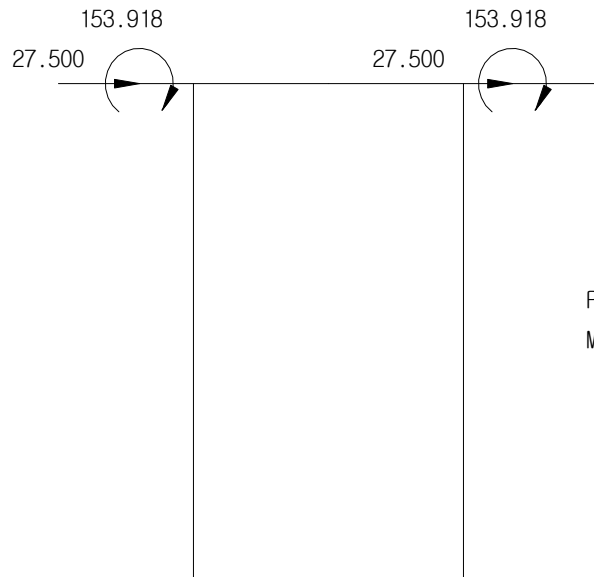
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 724.405 / 3 = 241.468 \text{ kN}$$

$$M = 2149.31 / 3 = 716.437 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

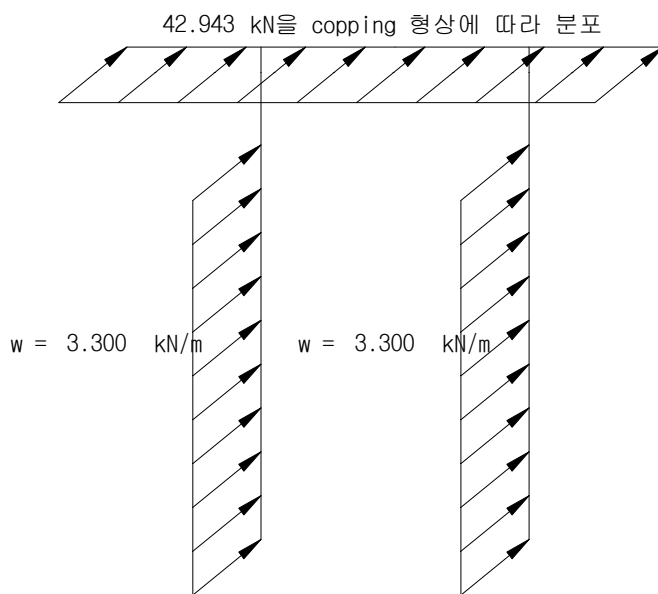


$$P = 82.5 / 3 = 27.500 \text{ kN}$$

$$M = 461.753 / 3 = 153.918 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 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	-5480.430	-1673.570	-170.058	-6869.050	860.294	-170.058	
L	-808.318	-262.645	-25.514	-808.318	-117.513	-25.514	
W-L0	0.000	119.860	-139.082	0.000	2558.490	-188.252	
W-TR	918.618	-1690.100	-244.493	918.618	2319.160	-293.663	
WL	121.559	-171.102	-27.500	121.559	238.648	-27.500	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5235.570	1638.690	170.058	-6624.190	-895.177	170.058	
L	-609.326	234.296	25.514	-609.326	-145.862	25.514	
W-L0	0.000	153.052	-133.830	0.000	2513.430	-183.000	
W-TR	-918.618	-1705.320	-255.198	-918.618	2280.290	-279.783	
WL	-121.559	-171.102	-27.500	-121.559	238.648	-27.500	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-126.935	5098.020	-126.935	-4784.420	
L	-196.610	786.441	-157.801	-631.203	
W-L0	65.896	-26.951	41.907	44.572	
W-TR	716.437	0.000	-716.437	0.000	
WL	153.918	0.000	-153.918	0.000	

④ 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2775.380	-112.728	-2885.380	71.147	-2876.633	193.730	
L	-450.152	-21.877	-417.336	-21.877	-395.458	-21.877	
W-L0	-26.747	49.938	-56.483	17.360	-14.611	-27.064	
W-TR	1640.552	918.618	630.073	918.618	-747.854	918.618	
WL	218.806	121.559	85.091	121.559	-97.247	121.559	

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	-6288.748	-1936.215	-195.572	-7677.368	742.781	-195.572	
SVB02	-5480.430	-1673.570	-170.058	-6869.050	860.294	-170.058	
SVB03	-4561.812	-3363.670	-414.551	-5950.432	3179.454	-463.721	
SVB04	-5707.880	-2952.367	-345.319	-7096.500	2141.009	-369.904	
SVB05	-4899.562	-2689.722	-319.805	-6288.182	2258.522	-344.390	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5844.896	1872.986	195.572	-7233.516	-1041.039	195.572	
L	-5235.570	1638.690	170.058	-6624.190	-895.177	170.058	
W-L0	-6154.188	-66.630	-85.140	-7542.808	1385.113	-109.725	
W-TR	-6425.764	849.224	40.473	-7814.384	337.754	28.181	
WL	-5816.438	614.928	14.959	-7205.058	483.616	2.666	

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	-6288.748	-1936.215	-195.572	-7677.368	742.781	-195.572	
SVB02	-5480.430	-1673.570	-170.058	-6869.050	860.294	-170.058	
SVB03	-4561.812	-3363.670	-414.551	-5950.432	3179.454	-463.721	
SVB04	-5829.439	-2781.265	-317.819	-7218.059	1902.361	-342.404	
SVB05	-5021.121	-2518.620	-292.305	-6409.741	2019.874	-316.890	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5844.896	1872.986	195.572	-7233.516	-1041.039	195.572	
L	-5235.570	1638.690	170.058	-6624.190	-895.177	170.058	
W-L0	-6154.188	-66.630	-85.140	-7542.808	1385.113	-109.725	
W-TR	-6304.205	1020.326	67.973	-7692.825	99.106	55.681	
WL	-5694.879	786.030	42.459	-7083.499	244.968	30.167	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-130.714	759.490	-115.894	-586.631	
SVB02	-196.610	786.441	-157.801	-631.203	
SVB03	-42.692	786.441	-311.719	-631.203	
SVB04	-53.755	759.490	-192.853	-586.631	
SVB05	-119.651	786.441	-234.760	-631.203	

④ 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-476.899	28.061	-473.819	-4.517	-410.069	-48.941	
SV002	-450.152	-21.877	-417.336	-21.877	-395.458	-21.877	
SV003	-231.346	99.682	-332.245	99.682	-492.705	99.682	
SV004	-367.496	88.841	-431.274	56.263	-458.693	11.839	
SV005	-340.749	38.903	-374.791	38.903	-444.082	38.903	

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	-8862.443	-2740.328	-275.931	-10667.649	865.729	-275.931	
ULB02	-7124.559	-2175.641	-221.075	-8929.765	1118.382	-221.075	
ULB03	-5930.356	-4372.771	-538.916	-7735.562	4133.290	-602.837	
ULB04	-7420.244	-3838.077	-448.914	-9225.450	2783.312	-480.875	
ULB05	-6369.431	-3496.639	-415.746	-8174.637	2936.079	-447.706	
ULB06	-8175.372	-2517.080	-254.244	-9980.578	965.615	-254.244	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8116.292	2634.033	275.931	-9921.498	-1477.333	275.931	
ULB02	-6806.241	2130.297	221.075	-8611.447	-1163.730	221.075	
ULB03	-8000.444	-86.619	-110.682	-9805.650	1800.647	-142.643	
ULB04	-8353.493	1103.991	52.615	-10158.699	439.080	36.635	
ULB05	-7561.369	799.406	19.447	-9366.575	628.701	3.466	
ULB06	-7598.365	2434.882	254.244	-9403.571	-1353.351	254.244	

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	-8862.443	-2740.328	-275.931	-10667.649	865.729	-275.931	
ULB02	-7124.559	-2175.641	-221.075	-8929.765	1118.382	-221.075	
ULB03	-7124.559	-2019.823	-401.882	-8929.765	4444.419	-465.803	
ULB04	-8175.372	-2439.171	-344.647	-9980.578	2628.634	-376.607	
ULB05	-7124.559	-2097.732	-311.479	-8929.765	2781.401	-343.439	
ULB06	-8175.372	-2517.080	-254.244	-9980.578	965.615	-254.244	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8116.292	2634.033	275.931	-9921.498	-1477.333	275.931	
ULB02	-6806.241	2130.297	221.075	-8611.447	-1163.730	221.075	
ULB03	-6806.241	2329.265	47.096	-8611.447	2103.729	-16.825	
ULB04	-7598.365	2534.366	167.254	-9403.571	280.379	135.294	
ULB05	-7578.271	-3516.161	-500.154	-9383.477	4106.799	-564.075	
ULB06	-7598.365	2434.882	254.244	-9403.571	-1353.351	254.244	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-587.727	8318.274	-504.288	-7576.832	
ULB02	-165.016	6627.426	-165.016	-6219.746	
ULB03	-79.351	6627.426	-1096.384	-6219.746	
ULB04	610.806	6627.426	-1196.430	-6219.746	
ULB05	500.762	6627.426	-830.793	-6219.746	
ULB06	-420.609	7649.799	-370.157	-7040.310	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-4575.821	-193.582	-4648.266	45.456	-4589.858	204.813	
SV002	-3607.994	-146.546	-3750.994	92.491	-3739.623	251.849	
SV003	-1475.276	1047.657	-2931.899	1286.695	-4711.833	1446.052	
SV004	-1333.053	1126.670	-2876.590	1365.708	-4775.044	1525.066	
SV005	-2541.635	450.555	-3341.447	689.593	-4225.728	848.951	
SV006	-4193.192	-174.987	-4293.531	64.051	-4253.718	223.409	

8. 코핑부 검토

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 3)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

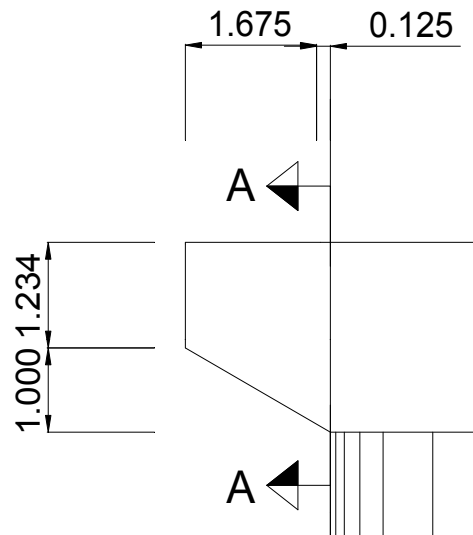
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.95 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.125 m (= 1.1 - 1.95 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8318.274 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 587.727 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 587.727 / 8318.274 = 0.071 \text{ m}$$

$$d = 2 - 0.116 = 1.884 \text{ m}$$

$$a/d = 0.071 / 1.884 = 0.038 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	2263.8	8318.3

$$a = 71 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.038) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2263.8 \geq 0.5 \times 1884 = 942\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8318.274 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 587.727 = 1663.655 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 587.727 + 1663.655 \times (2.234 - 1.884) = 1170.006 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 1884 = 25320.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 1884 = 29541.120 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=8318.274 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 8318.274 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 19805.414 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 587.727 + 1663.655 \times (2 - 1.884) = 780.711 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$0.85 \times f_{ck} \times b$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 780711 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1298.101 \text{ mm}^2}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 8318.274 = 1663.655 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1663655 / (0.8 \times 400) = 5198.922 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 18402.531 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 1884$$

$$= 12660.480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 18402.531 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (18402.531 - 5198.922) \\ = 6601.805 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 6EA = 506.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 1884 = 1256.000 \text{ mm} \text{ 구간에 8단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 6601.805 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.071 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0355 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 3.239 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호} : 1 \text{ (I단 : 절점1, J단 : 절점2) } \quad \text{부재길이(L)} : 1.800 \text{ m}$$

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 164.218 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.59 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표})$$

$$= 0 + (164.218 - 0) / 1.8 \times (2.59 - 0)$$

$$= 236.291 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	142.0	1884.0	236.3	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 38121.6 \times 400 = 15248640.000$$

$$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = fy / Es = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (1900 - 314.068) / 314.068 = 0.0151$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 919.091 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 41.478 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00723$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1884 - 266.958 / 2) = 22689.105 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 587.727 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 38.605]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 1884$$

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 236.291 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 1884 = 3661.105 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 1830.553 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 236.291 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.747]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 10)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

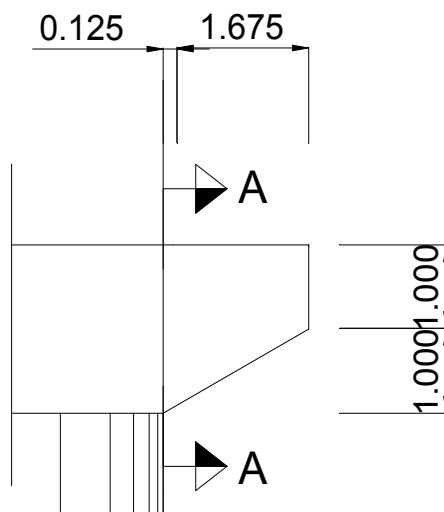
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.95 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.125 m (= 1.1 - 1.95 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7576.832 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 504.288 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 504.288 / 7576.832 = 0.067 \text{ m}$$

$$d = 2 - 0.116 = 1.884 \text{ m}$$

$$a/d = 0.067 / 1.884 = 0.036 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	2029.0	7576.8

$$a = 67 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.036) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2029 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1884 = 942 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7576.832 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 504.288 = 1515.366 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 504.288 + 1515.366 \times (2 - 1.884) = 680.07 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 1884 = 25320.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 1884 = 29541.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=7576.832 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 7576.832 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 18040.076 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 504.288 + 1515.366 \times (2 - 1.884) = 680.07 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$M_n = M_u / \phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \phi)]}$$

$$A_f = \frac{M_u}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$A_f = \frac{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 680070 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1130.41 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 7576.832 = 1515.366 \text{ kN}$$

$$A_n = Nuc / (\Phi \times f_y) = 1515366 / (0.8 \times 400) = 4735.519 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 16762.236 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 1884$$

$$= 12660.480 \text{ mm}^2$$

$$Use A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

1단 : D32-12EA + D32-12EA , d1 = 100 mm

2단 : D32-12EA + D32-12EA , d1 = 200 mm

$$Use A_s \geq 16762.236 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16762.236 - 4735.519)$$

$$= 6013.359 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D25 - 6EA = 506.7 mm²

철근의 배치 범위 : $2/3 d = 2/3 \times 1884 = 1256.000 \text{ mm}$ 구간에 8단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(10.0\text{단}) : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 6013.359 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.067 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0335 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 1.884 \text{ kN}$$

부재번호 : 11 (I단 : 절점 11, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.800 m)

$$V_{ui} = 164.218 \text{ kN} \quad (I\text{단}) \quad V_{uj} = 0 \text{ kN} \quad (J\text{단})$$

검토위치(L_c) = 2.592 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$Vu = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - I\text{단 좌표})$$

$$= 164.218 + (0 - 164.218) / 1.8 \times (2.592 - 9.8)$$

$$= 821.82 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	134.0	1884.0	821.8	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 38121.6 \times 400 = 15248640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 314.068) / 314.068 = 0.0151$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 788.416 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 48.352 \%]$$

$$1\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-12EA + D32-12EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00723$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1884 - 266.958 / 2) = 22689.105 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 504.288 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 44.992 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1884$$

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 821.82 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1884 = 3661.105 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1830.553 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 821.82 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.227 \%]$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.2^2 / 4)} = 1.079 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 5.8 - 1.95 = 3.85 \text{ m} \\ d &= 2 - 0.1 = 1.9 \text{ m} \\ L_n/d &= 3.85 - 1.9 = 1.95 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-4(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.845 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.4225 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 472.176 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 5 \text{ (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.100 \text{ m} \\ V_{ui} &= 404.847 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 580.141 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.203 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 404.847 + (580.141 - 404.847) / 1.1 \times (2.203 - 4) \\ &= 118.48 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1690.0	1900.0	1126.7	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 38121.6 \times 400 = 15248640.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 314.068) / 314.068 = 0.0151 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2071.457 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 18.403 \text{ \%}]$$

$$\text{1단 : D32-12EA + D32-12EA}, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : D32-12EA + D32-12EA}, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00350 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.00717 \\ \rho_{\max} &\geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족} \quad \mathbf{0.K!!!} \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 1333.053 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{0.K!!!} \quad [\text{안전률} = 17.176] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 1333.053 \text{ kN} \geq V_u (= 118.48 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 118.48 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 15.582] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-04(부재 6)

$$\begin{aligned} a &= 0.475 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.2375 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= \mathbf{617.989 \text{ kN}} \\ \text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7)} \quad \text{부재길이(L) : } \mathbf{1.500 \text{ m}} \\ V_{ui} &= \mathbf{580.141 \text{ kN}} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = \mathbf{819.178 \text{ kN}} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.388 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 580.141 + (819.178 - 580.141) / 1.5 \times (2.388 - 5.1) \\ &= \mathbf{147.962 \text{ kN}} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	950.0	1900.0	1365.7	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 38121.6 \times 400 = 15248640.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 314.068) / 314.068 = 0.0151 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

★ 필요철근량 산정

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4490.079 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 8.490 %]

1단 : D32-12EA + D32-12EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D32-12EA + D32-12EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00717$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 2876.59 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 7.960 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 2876.59 \text{ kN} \geq V_u (= 147.962 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \Phi V_c / 2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 147.962 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 12.477 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-4(부재 7)

$$a = 0.319 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.1595 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 953.119 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.100 m}$$

$$V_{ui} = 819.178 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 978.536 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.466 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui}) / L \times (L_c - I \text{단 좌표})$$

$$= 819.178 + (978.536 - 819.178) / 1.1 \times (2.466 - 6.6)$$

$$= 220.282 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	638.0	1900.0	1525.1	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 38121.6 \times 400 = 15248640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 314.068) / 314.068 = 0.0151$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배 단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 7495.237 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 5.086 %]

1단 : D32-12EA + D32-12EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D32-12EA + D32-12EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00717$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4775.044 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 4.795 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 4775.044 \text{ kN} \geq V_u (= 220.282 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 220.282 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 8.381 \%]$$

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	-6689.050	-10667.649	-2740.328	865.729	-275.931	0.00011	축력최대
UL003	-6689.050	-7735.562	-4372.771	4133.290	-602.837	0.00479	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	54780.210	10667.649	865.729	5.135	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	35743.210	7735.562	4133.290	4.621	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, 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	10667.649	865.729	81.160

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10667.649 \times 0.0001121 / (-275.931 \times 16.9)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.9 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 14.9 / 0.55$$

$$= 27.091 \leq 72 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 14.900 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M1 = -2740.328 \text{ kN.m}$, $M2 = 865.729 \text{ kN.m}$)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -3.165$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H32-54EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 90538.80 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10667.649 kN	865.729 kN.m	81.160 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 81.16 \text{ mm} \quad \therefore e = 81.16 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 84277.24 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 6839.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4445.67 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 12, 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	7735.562	4133.290	534.320

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 7735.562 \times 0.004789 / (-602.837 \times 16.9)$$

$$= 0.004 \leq 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.9 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 14.9 / 0.55$$

$$= 27.091 \leq 47 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 14.900 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -4372.771 \text{ kN.m}$, $M_2 = 4133.290 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -1.058$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H32-54EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 90538.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0238) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
7735.562 kN	4133.290 kN.m	534.320 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 534.27 \text{ mm} \approx e = 534.32 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 54989.55 \text{ kN}$$

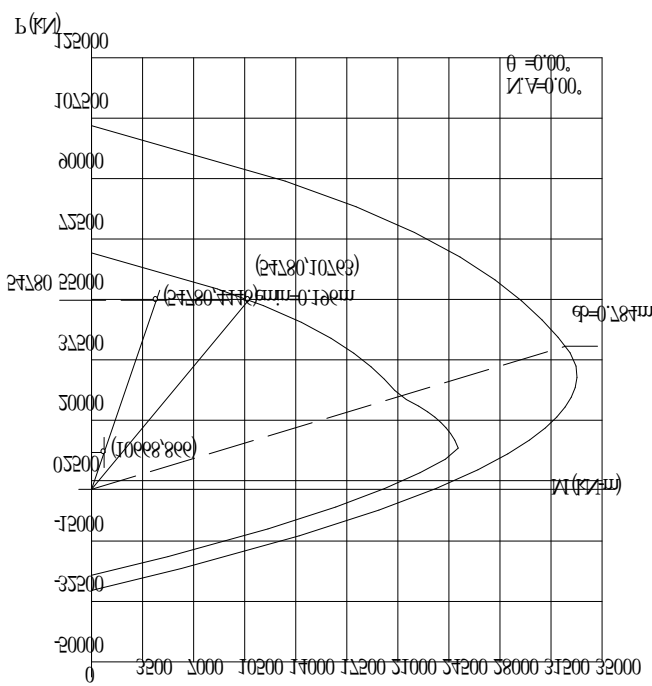
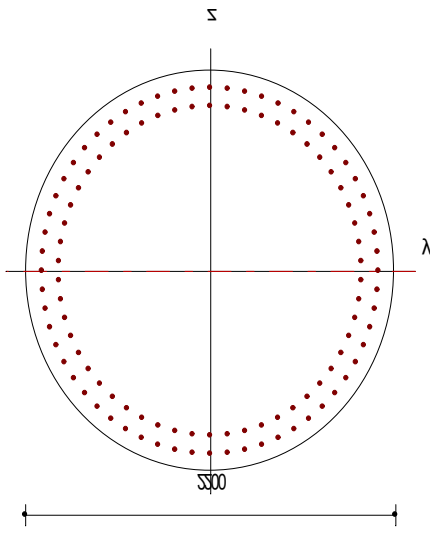
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 29379.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 35743.21 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 19096.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10667.65 \text{ kN}$ $M_u = 865.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.784 \text{ m}$ $\Phi P_b = 26939.45 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 21126.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.081 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 4445.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 7735.56 \text{ kN}$ $M_u = 4133.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.784 \text{ m}$ $\Phi P_b = 26939.45 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 21126.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.534 \text{ m}$ $\Phi P_n = 35743.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 19096.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

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	-6689.050	-10667.649	-2740.328	865.729	-275.931	0.00011	축력최대
UL003	-6689.050	-8929.765	-2019.823	4444.419	-465.803	0.00016	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	54780.210	10667.649	865.729	5.135	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	37497.970	8929.765	4444.419	4.199	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, 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	10667.649	865.729	81.160

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10667.649 \times 0.0001121 / (-275.931 \times 16.9)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 16.9 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 14.9 / 0.55$$

$$= 27.091 \leq 72 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (: 14.900 m)

M_1, M_2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M_1 = -2740.328 \text{ kN.m}$, $M_2 = 865.729 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -3.165$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H32-54EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 90538.80 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10667.649 kN	865.729 kN.m	81.160 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 81.16 \text{ mm} \quad \therefore e = 81.16 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 84277.24 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 6839.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4445.67 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 12, 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	8929.765	4444.419	497.710

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 8929.765 \times 0.0001644 / (-465.803 \times 16.9)$$

$$= 0.000 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.9 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 14.9 / 0.55$$

$$= 27.091 \leq 39 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 14.900 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -2019.823 \text{ kN.m}$, $M_2 = 4444.419 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.454$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H32-54EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 90538.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0238) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
8929.765 kN	4444.419 kN.m	497.710 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 495.77 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 495.77 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 57689.18 \text{ kN}$$

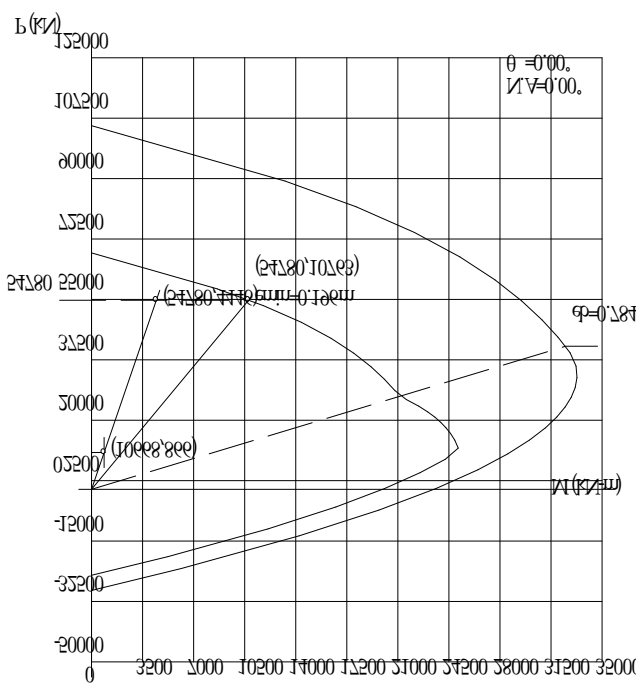
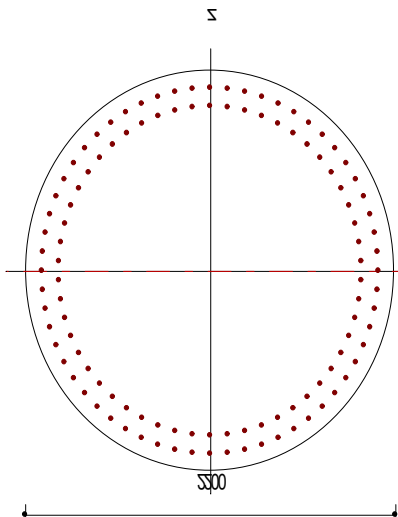
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 58600.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 37497.97 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 18590.52 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10667.65 \text{ kN}$ $M_u = 865.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.784 \text{ m}$ $\Phi P_b = 26939.45 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 21126.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.081 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 4445.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 8929.77 \text{ kN}$ $M_u = 4444.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.784 \text{ m}$ $\Phi P_b = 26939.45 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 21126.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.496 \text{ m}$ $\Phi P_n = 37497.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 18590.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-10667.649	865.729	865.729	1224.326	축력최대
UL003	-7735.562	4444.419	4133.290	6069.345	모멘트최대
UL003	-8929.765	4444.419	4133.290	6069.345	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	54780.210	10667.649	1224.326	5.135	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	26828.990	7735.562	6069.345	3.468	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	30275.770	8929.765	6069.345	3.390	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H32-54EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 90538.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0238) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10667.649 kN	1224.326 kN.m	115.470 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 115.47 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 115.47 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 84277.24 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 9731.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 6325.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 101.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
7735.562 kN	6069.345 kN.m	784.600 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 798.56 \text{ mm} \approx e = 784.60 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 41217.77 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32544.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 26828.99 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 21183.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 101.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
8929.765 kN	6069.345 kN.m	676.680 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 675.20 \text{ mm} \approx e = 679.68 \text{ mm}$$

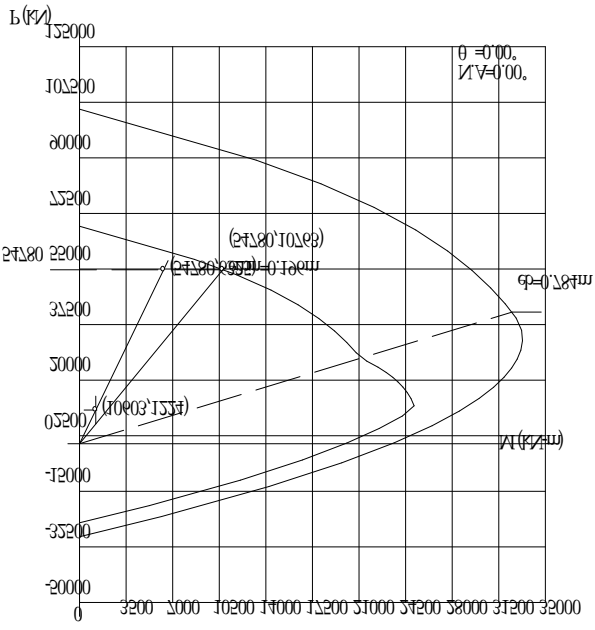
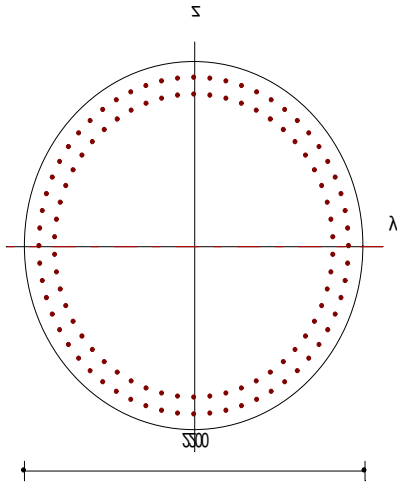
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 46578.11 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 31449.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi M_n = 20442.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

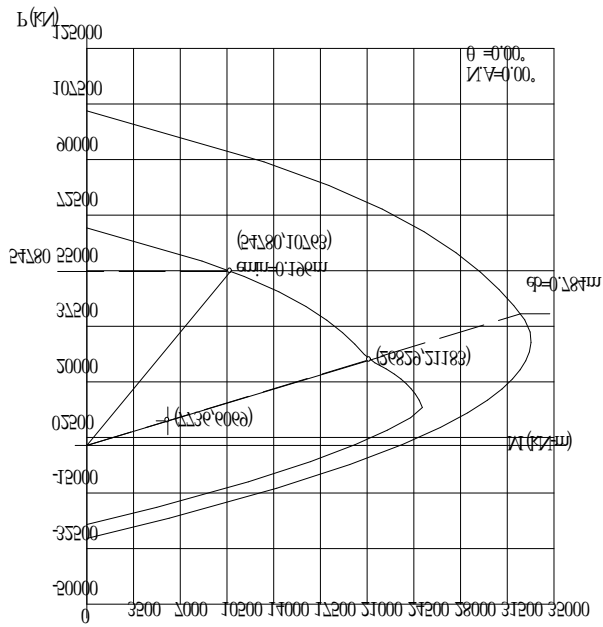
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10602.94 \text{ kN}$ $M_u = 1224.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.784 \text{ m}$ $\Phi P_b = 26939.45 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 21126.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.115 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 6325.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

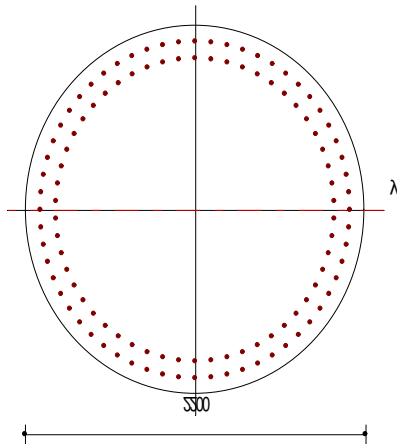
검토단면 중심 원형

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}	=	1.149901 m ⁴
I_{zz}	=	1.149901 m ⁴
A_g	=	3801327.11 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	7735.56 kN
M_u	=	6069.35 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.784 m
ΦP_b	=	26977.10 kN
ΦM_b	=	21155.89 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.790 m
ΦP_n	=	26828.99 kN
ΦM_n	=	21183.21 kN · m

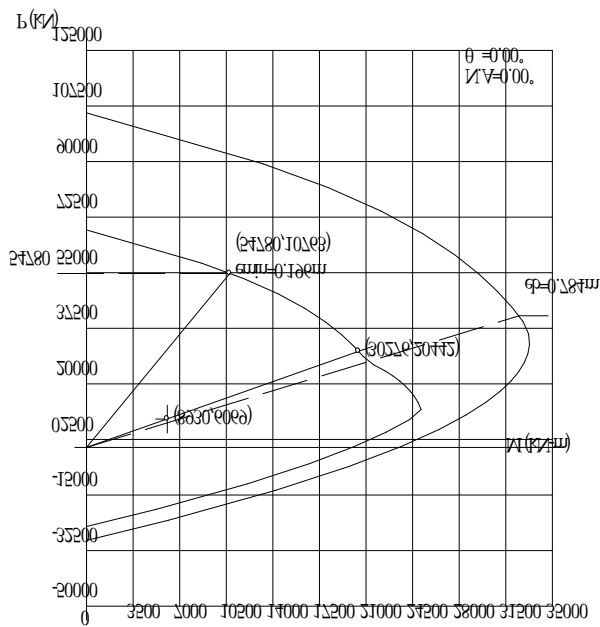
■ 사용철근량

A_s	=	90538.80 mm ²
-------	---	--------------------------

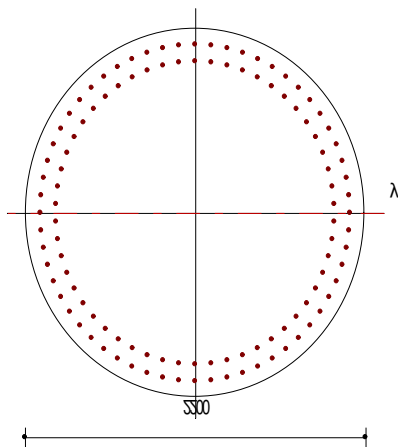
검토단면 중심 원형

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}	=	1.149901 m ⁴
I_{zz}	=	1.149901 m ⁴
A_g	=	3801327.11 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	8929.77 kN
M_u	=	6069.35 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.784 m
ΦP_b	=	26939.45 kN
ΦM_b	=	21126.37 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.675 m
ΦP_n	=	30275.77 kN
ΦM_n	=	20442.17 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	90538.80 mm ²
-------	---	--------------------------