

P6-부산방향 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 | |

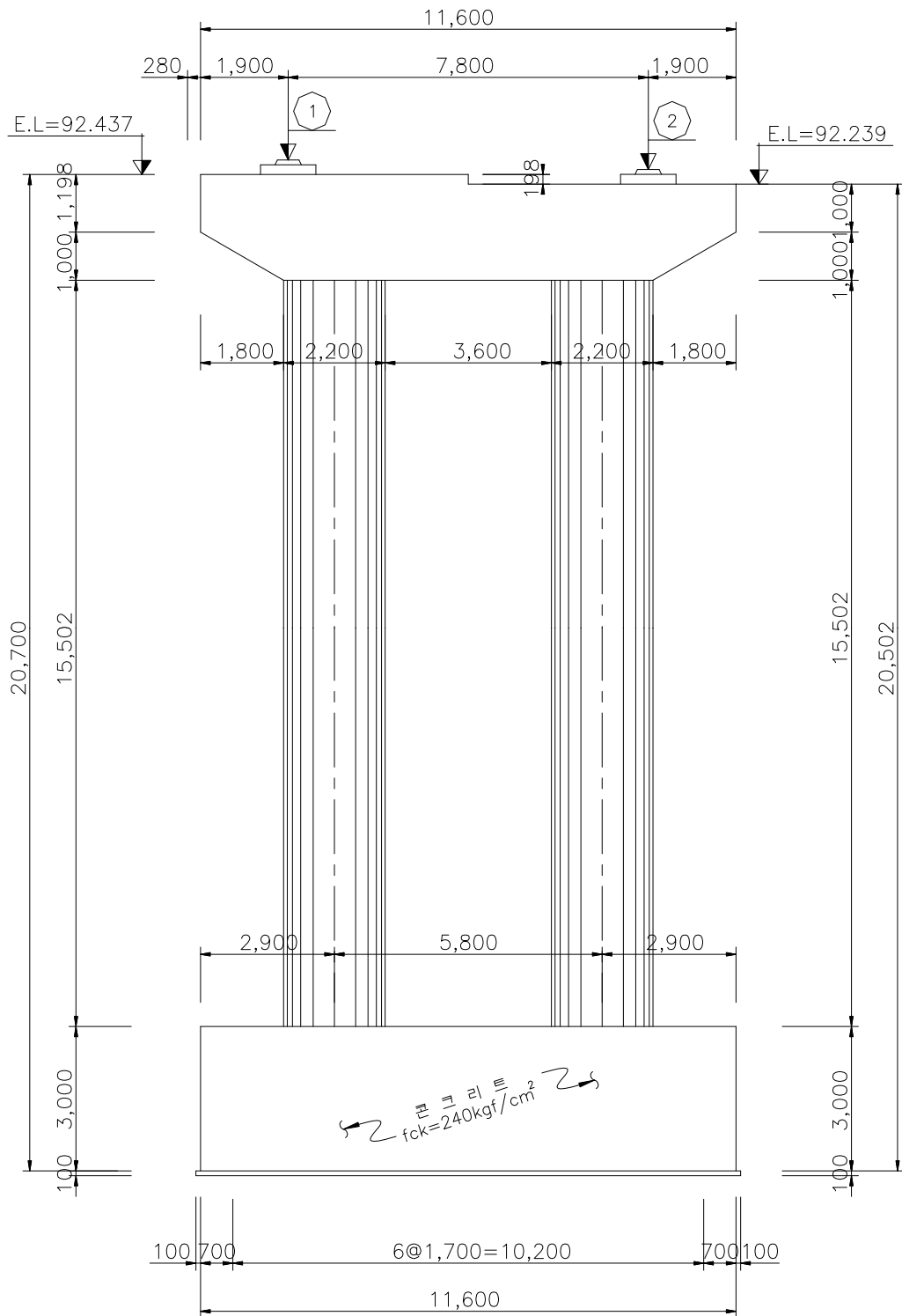
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4645.840	-631.203
2	-4836.857	-786.441
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

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

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

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

$$\text{작용위치 } h = 3.9 / 2 + 0.4 + 1.198 / 2 = 2.949 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 724.405 \times 2.949 = 2136.27 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 2.198 \times 2.5 = 16.485 \text{ kN}$$

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

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.198 / 2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 41.69 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

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

※ 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]

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

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.198 / 2 = 5.579 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.5 \times 5.579 = 460.268 \text{ kN.m}$$

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

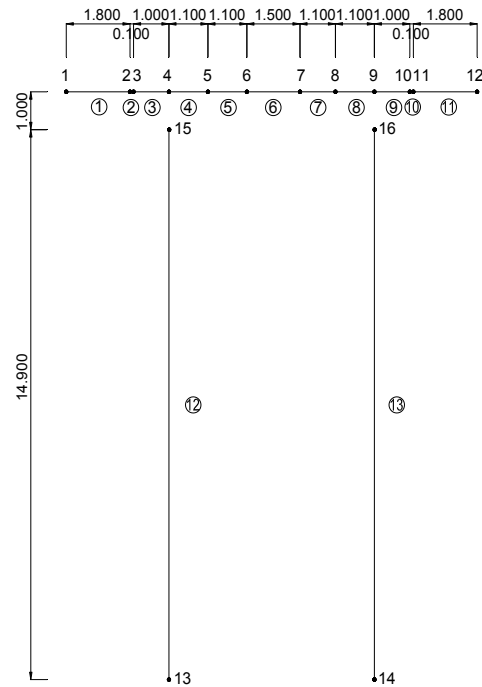
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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

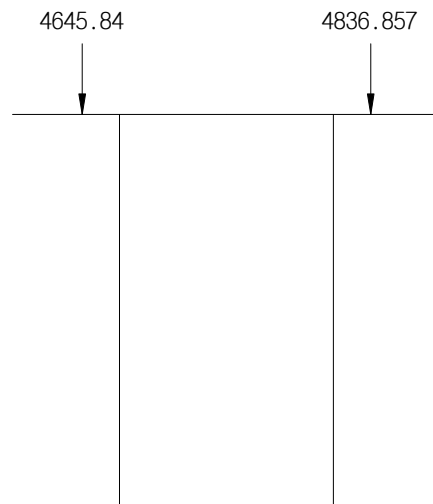
6.3 단면 제원

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	

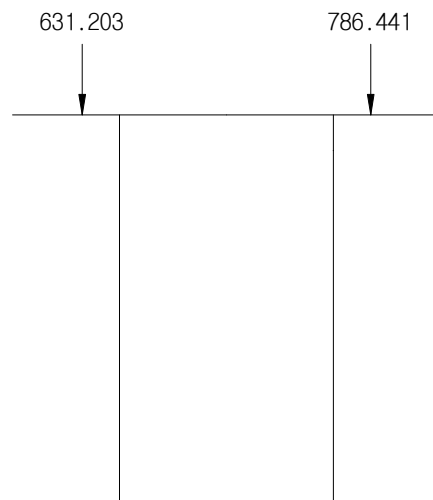
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



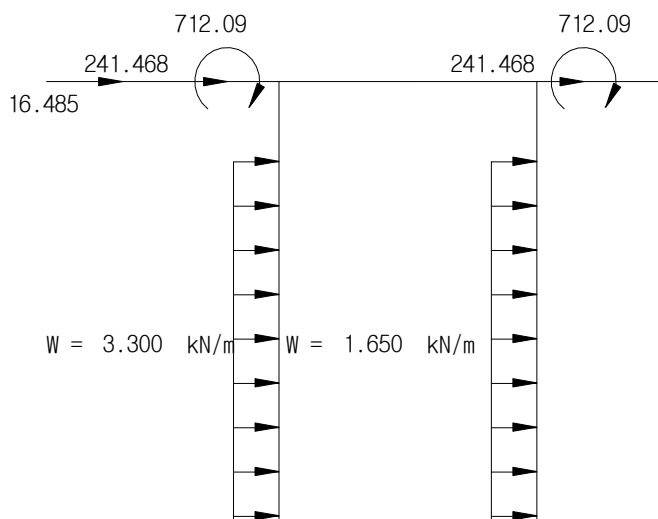
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

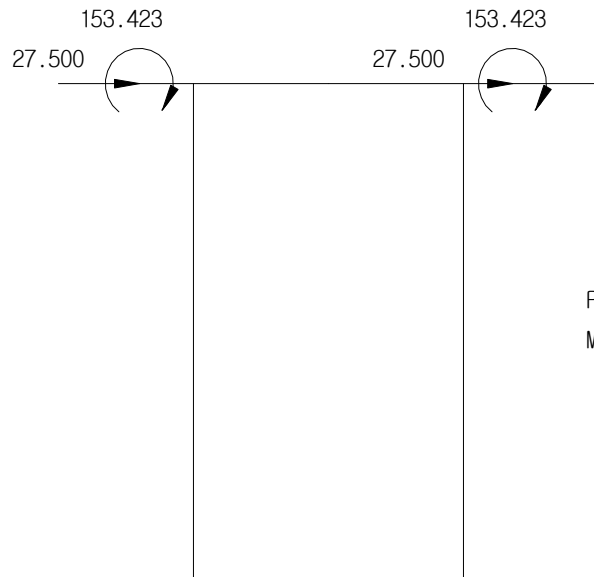
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



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

$$M = 2136.27 / 3 = 712.09 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

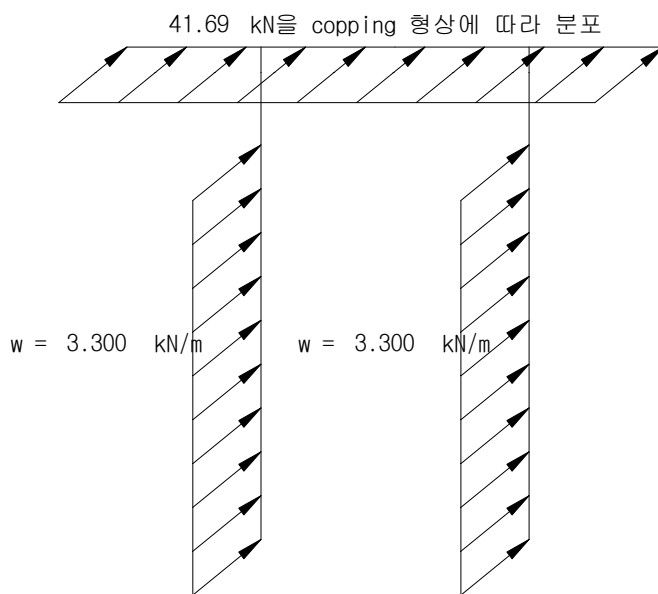


$$P = 82.5 / 3 = 27.500 \text{ kN}$$

$$M = 460.268 / 3 = 153.423 \text{ kN}$$

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	-5235.520	-1600.080	-159.582	-6680.240	873.754	-159.582	
L	-609.279	-228.614	-23.942	-609.279	142.538	-23.942	
W-L0	0.000	183.766	-183.766	0.000	3429.030	-234.923	
W-TR	944.922	-1769.940	-244.111	944.922	2410.790	-295.268	
WL	124.271	-179.464	-27.500	124.271	246.841	-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	-5480.490	1634.630	159.582	-6925.210	-839.202	159.582	
L	-808.365	256.693	23.942	-808.365	-114.458	23.942	
W-L0	0.000	183.766	-183.766	0.000	3429.030	-234.923	
W-TR	-944.922	2369.060	-255.310	-944.922	-1787.010	-280.888	
WL	-124.271	-179.464	-27.500	-124.271	246.841	-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	4907.003	-126.935	-4975.437	
L	0.000	631.203	0.000	-786.441	
W-L0	49.969	-16.289	49.969	59.232	
W-TR	712.090	0.000	-712.090	0.000	
WL	153.426	0.000	-153.423	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	-2786.901	-58.831	-2773.459	125.043	-2871.652	247.626	
L	-402.763	21.924	-426.880	21.924	-459.765	21.924	
W-L0	-56.431	77.297	-112.257	30.060	-56.431	-34.354	
W-TR	1686.728	944.922	647.313	944.922	-770.070	944.922	
WL	223.688	124.271	86.990	124.271	-99.417	124.271	

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	-5844.799	-1828.694	-183.524	-7289.519	1016.292	-183.524	
SVB02	-5235.520	-1600.080	-159.582	-6680.240	873.754	-159.582	
SVB03	-4290.598	-3370.020	-403.693	-5735.318	3284.544	-454.850	
SVB04	-5248.067	-2893.128	-333.080	-6692.787	2468.528	-358.658	
SVB05	-4638.788	-2664.514	-309.138	-6083.508	2325.990	-334.716	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6288.855	1891.323	183.524	-7733.575	-953.660	183.524	
L	-5480.490	1634.630	159.582	-6925.210	-839.202	159.582	
W-L0	-6425.412	4003.690	-95.728	-7870.132	-2626.212	-121.306	
W-TR	-6885.587	2896.389	28.369	-8330.307	-1600.324	15.580	
WL	-6077.222	2639.696	4.427	-7521.942	-1485.866	-8.362	

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	-5844.799	-1828.694	-183.524	-7289.519	1016.292	-183.524	
SVB02	-5235.520	-1600.080	-159.582	-6680.240	873.754	-159.582	
SVB03	-4290.598	-3370.020	-403.693	-5735.318	3284.544	-454.850	
SVB04	-5372.338	-2713.664	-305.580	-6817.058	2221.687	-331.158	
SVB05	-4763.059	-2485.050	-281.638	-6207.779	2079.149	-307.216	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6288.855	1891.323	183.524	-7733.575	-953.660	183.524	
L	-5480.490	1634.630	159.582	-6925.210	-839.202	159.582	
W-L0	-6425.412	4003.690	-95.728	-7870.132	-2626.212	-121.306	
W-TR	-6761.316	3075.853	55.869	-8206.036	-1847.165	43.080	
WL	-5952.951	2819.160	31.927	-7397.671	-1732.707	19.138	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	49.969	614.914	49.969	-727.209	
SVB02	0.000	631.203	0.000	-786.441	
SVB03	153.426	631.203	-153.423	-786.441	
SVB04	126.682	614.914	-26.743	-727.209	
SVB05	76.713	631.203	-76.712	-786.441	

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	-459.194	99.221	-539.137	51.984	-516.196	-12.430	
SV002	-402.763	21.924	-426.880	21.924	-459.765	21.924	
SV003	-179.075	146.195	-339.890	146.195	-559.182	146.195	
SV004	-347.350	161.357	-495.642	114.120	-565.905	49.706	
SV005	-290.919	84.060	-383.385	84.060	-509.474	84.060	

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	-8116.126	-2571.624	-258.932	-9994.262	1442.337	-258.932	
ULB02	-6806.176	-2080.104	-207.457	-8684.312	1135.880	-207.457	
ULB03	-5577.777	-4381.026	-524.801	-7455.913	4269.907	-591.305	
ULB04	-6822.487	-3761.066	-433.003	-8700.623	3209.086	-466.255	
ULB05	-6030.424	-3463.868	-401.879	-7908.560	3023.787	-435.131	
ULB06	-7598.239	-2377.302	-238.581	-9476.375	1321.180	-238.581	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8862.622	2676.909	258.932	-10740.758	-1337.047	258.932	
ULB02	-7124.637	2125.019	207.457	-9002.773	-1090.963	207.457	
ULB03	-8353.036	5204.797	-124.446	-10231.172	-3414.076	-157.698	
ULB04	-8951.263	3765.306	36.880	-10829.399	-2080.421	20.254	
ULB05	-7900.389	3431.605	5.755	-9778.525	-1931.626	-10.871	
ULB06	-8175.512	2458.720	238.581	-10053.648	-1239.758	238.581	

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	-8116.126	-2571.624	-258.932	-9994.262	1442.337	-258.932	
ULB02	-6806.176	-2080.104	-207.457	-8684.312	1135.880	-207.457	
ULB03	-6806.176	-1841.208	-446.352	-8684.312	5593.619	-512.857	
ULB04	-7598.239	-2257.854	-358.029	-9476.375	3550.049	-391.281	
ULB05	-6806.176	-1960.656	-326.905	-8684.312	3364.750	-360.157	
ULB06	-7598.239	-2377.302	-238.581	-9476.375	1321.180	-238.581	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8862.622	2676.909	258.932	-10740.758	-1337.047	258.932	
ULB02	-7124.637	2125.019	207.457	-9002.773	-1090.963	207.457	
ULB03	-7124.637	2363.915	-31.439	-9002.773	3366.776	-97.943	
ULB04	-8175.512	2578.168	119.133	-10053.648	989.112	85.881	
ULB05	-6984.039	-3408.315	-516.701	-8862.175	5117.063	-583.205	
ULB06	-8175.512	2458.720	238.581	-10053.648	-1239.758	238.581	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-165.016	7736.190	-165.016	-8158.916	
ULB02	-165.016	6379.104	-165.016	-6468.068	
ULB03	-100.056	6379.104	-1090.733	-6468.068	
ULB04	860.428	6379.104	-1190.457	-6468.068	
ULB05	497.297	6379.104	-827.324	-6468.068	
ULB06	-165.016	7199.668	-165.016	-7490.441	

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	-4488.912	-29.344	-4523.289	209.693	-4721.642	369.050	
SV002	-3622.971	-76.480	-3605.497	162.556	-3733.148	321.914	
SV003	-1430.225	1151.918	-2763.990	1390.955	-4734.239	1550.312	
SV004	-1284.828	1232.694	-2707.446	1471.731	-4798.860	1631.089	
SV005	-2526.598	537.719	-3184.743	776.755	-4233.693	936.113	
SV006	-4146.563	-47.979	-4160.441	191.057	-4330.842	350.415	

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]

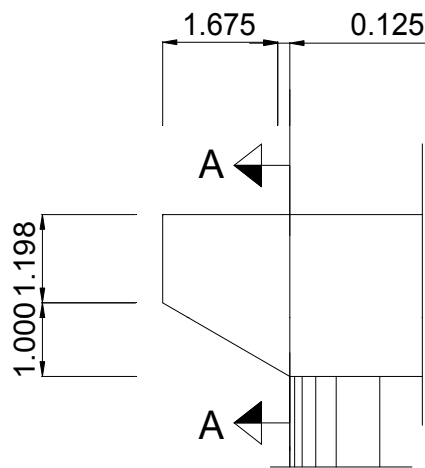
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 6379.104 \text{ kN} - \text{"UL0-04"}$$

$$M_u = 860.428 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 860.428 / 6379.104 = 0.135 \text{ m}$$

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

$$a/d = 0.135 / 1.884 = 0.072 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2192.5	6379.1

$$a = 135 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.072) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2192.5 \geq 0.5 \times 1884 = 942\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6379.104 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 860.428 = 1275.821 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 860.428 + 1275.821 \times (2.198 - 1.884) = 1261.036 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

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

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

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=6379.104 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6379.104 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 15188.343 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 860.428 + 1275.821 \times (2 - 1.884) = 1008.423 \text{ kN.m}$$

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 1008423 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1677.909} \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 6379.104 = 1275.821 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1275821 / (0.8 \times 400) = 3986.941 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 14112.503 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

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

$$\text{Use } A_s \geq 14112.503 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (14112.503 - 3986.941) \\ = 5062.781 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 5062.781 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.135 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 0.0675 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 6.158 \text{ kN}$$

부재번호 : 1 (I단 : 절점1, J단 : 절점2) 부재길이(L) : 1.800 m

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

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.558 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표}) \\ = 0 + (164.218 - 0) / 1.8 \times (2.558 - 0) \\ = 233.372 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	270.0	1884.0	233.4	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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 1346.614 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 28.309 \text{ \%}]$$

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

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

★ 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

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

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

$$\geq M_u (= 860.428 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 26.37]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 233.372 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 233.372 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.844]$$

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]

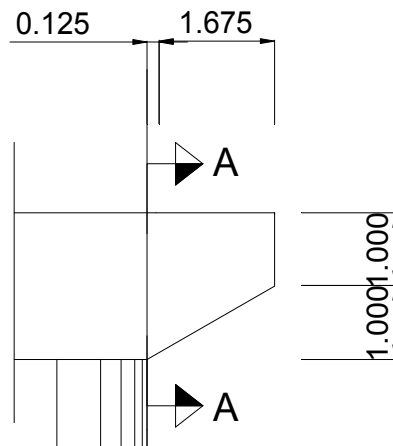
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 6468.068 \text{ kN} - \text{"UL0-04"}$$

$$M_u = 1190.457 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1190.457 / 6468.068 = 0.184 \text{ m}$$

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

$$a/d = 0.184 / 1.884 = 0.098 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	1970.5	6468.1

$$a = 184 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.098) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 1970.5 \geq 0.5 \times 1884 = 942 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6468.068 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1190.457 = 1293.614 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1190.457 + 1293.614 \times (2 - 1.884) = 1340.516 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

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

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

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=6468.068 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6468.068 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 15400.162 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 1190.457 + 1293.614 \times (2 - 1.884) = 1340.516 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 1340516 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 2232.786 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 6468.068 = 1293.614 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1293614 / (0.8 \times 400) = 4042.544 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 14309.319 \text{ mm}^2$$

$$As(\min) = 0.04 \times (fck / fy) \times b \times d$$

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

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

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

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

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

$$Use As \geq 14309.319 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (14309.319 - 4042.544)$$

$$= 5133.388 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 5133.388 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.184 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.092 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = .000 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호} : 11 \text{ (I단 : 절점 11, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.800 m)}$$

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

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.533 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

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

$$= 164.218 + (0 - 164.218) / 1.8 \times (2.533 - 9.8)$$

$$= 827.203 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	368.0	1884.0	827.2	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1864.927 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 20.441 \text{ \%}]$$

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

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

★ 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

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

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

$$\geq M_u (= 1190.457 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 19.059 \text{ \%}]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 827.203 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 827.203 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.213 \text{ \%}]$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: 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)]

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

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-4(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.959 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.4795 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 628.891 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 5 \text{ (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.100 \text{ m} \\ V_{ui} &= 552.479 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 727.772 \text{ kN} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.146 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 552.479 + (727.772 - 552.479) / 1.1 \times (2.146 - 0) \\ &= 257.031 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	1918.0	1900.0	1232.7	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1996.242 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 19.097 \text{ \%}]$$

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

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

★ 철근비 검토

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

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 1284.828 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 17.821] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 1284.828 \text{ kN} \geq V_u (= 257.031 \text{ kN}) \quad 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 257.031 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.182] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-04(부재 6)

$$\begin{aligned} a &= 0.544 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.272 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 771.118 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7)} \quad \text{부재길이(L) : 1.500 m} \\ V_{ui} &= 727.772 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 966.81 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.353 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 727.772 + (966.81 - 727.772) / 1.5 \times (2.353 - 5.1) \\ &= 290.014 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1088.0	1900.0	1471.7	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4223.973 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 9.025 %]

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

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

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 2707.446 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 8.457 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 2707.446 \text{ kN} \geq V_u (= 290.014 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 290.014 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.366 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-4(부재 7)

$$a = 0.340 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.17 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 1099.077 \text{ kN}$$

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

$$V_{ui} = 966.81 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 1126.168 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.455 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= 966.81 + (1126.168 - 966.81) / 1.1 \times (2.455 - 6.6)$$

$$= 366.32 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	680.0	1900.0	1631.1	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 7533.154 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 5.061 \quad]$$

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

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

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 4798.86 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 4.771 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 4798.86 \text{ kN} \geq V_u (= 366.32 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 366.32 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 5.040 \quad]$$

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	-6935.210	-10740.758	2676.909	-1337.047	258.932	0.00010	축력최대
UL003	-6935.210	-10231.172	5204.797	-3414.076	-157.698	0.00499	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	54633.960	10740.758	2676.909	5.087	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	35743.210	10231.172	5204.797	3.494	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	10740.758	2676.909	249.230

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10740.758 \times 0.0001036 / (258.932 \times 17.7)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.7 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 15.502 / 0.55$$

$$= 28.185 \leq 58 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (15.502 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 2676.909 kN.m, M2= -1337.047 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -2.002$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 101.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10740.758 kN	2676.909 kN.m	249.230 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 784.22 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 250.50 \text{ mm} \quad \therefore e = 249.23 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 84052.24 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 21054.67 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 54633.96 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 13685.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

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	10231.172	5204.797	508.720

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 10231.172 \times 0.004989 / (-157.698 \times 17.7) \\
 &= 0.018 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.7 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 15.502 / 0.55$$

$$= 28.185 \leq 52 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(15.502 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 5204.797 \text{ kN.m}$, $M_2 = -3414.076 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -1.525$$

㉔ 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 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10231.172 kN	5204.797 kN.m	508.720 mm

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

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

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

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

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 509.25 \text{ mm} \approx e = 508.72 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 60932.43 \text{ kN}$$

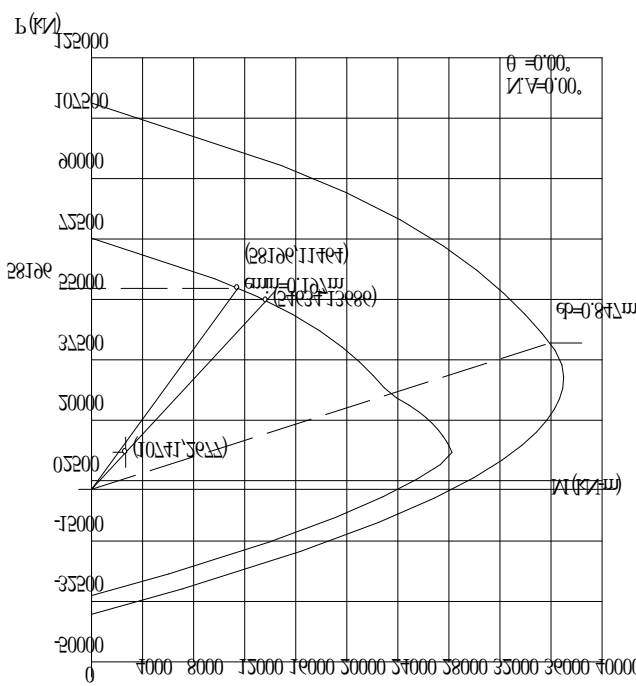
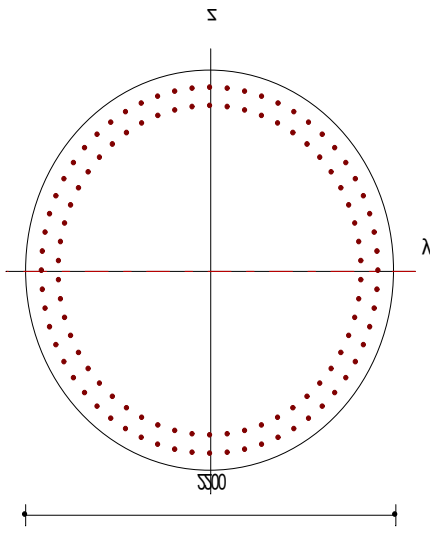
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 31030.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

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

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

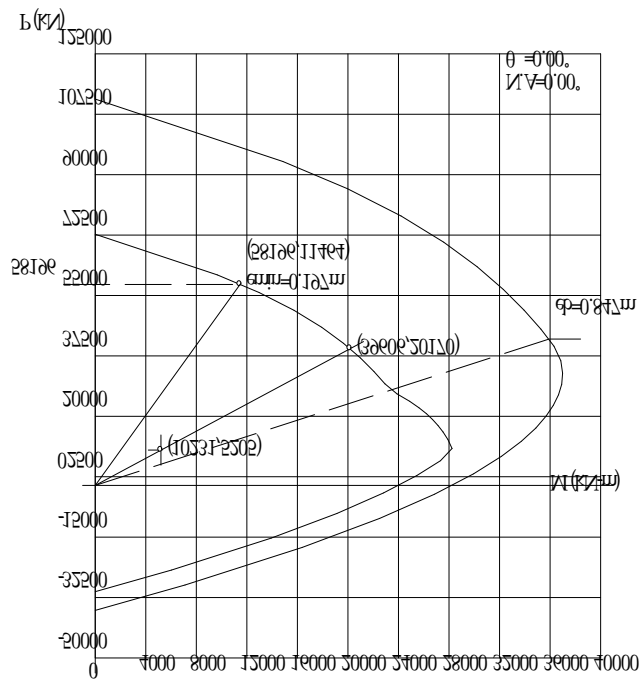
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0238$ $P_u = 10740.76 \text{ kN}$ $M_u = 2676.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.847 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27557.17 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 23346.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.250 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54633.96 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 13685.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

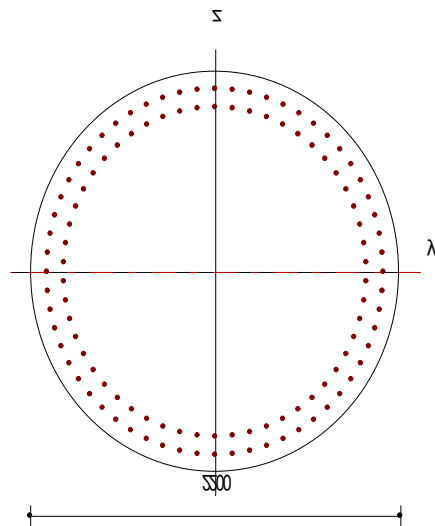
검토단면 중심 원형

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	=	0.0238
P_u	=	10231.17 kN
M_u	=	5204.80 kN · m
θ	=	0.00 °



▪ 평형편심상태	
e_b	= 0.847 m
ΦP_b	= 27557.17 kN
ΦM_b	= 23346.41 kN · m
▪ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.509 m
ΦP_n	= 39606.08 kN
ΦM_n	= 20169.53 kN · m
▪ 사용철근량	
A_s	= 90538.80 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	-6935.210	-10740.758	2676.909	-1337.047	258.932	0.00010	축력최대
UL005	-6935.210	-8862.175	-3408.315	5117.063	-583.205	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	54633.960	10740.758	2676.909	5.087	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	36422.800	8862.175	5117.063	4.110	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	10740.758	2676.909	249.230

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta}{(V_u \cdot L_c)}$$

$$= \frac{10740.758 \times 0.0001036}{(258.932 \times 17.7)}$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 17.7 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 15.502 / 0.55$$

$$= 28.185 \leq 58 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (15.502 m)

M_1, M_2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M_1 = 2676.909 \text{ kN.m}$, $M_2 = -1337.047 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -2.002$$

㉤ 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
10740.758 kN	2676.909 kN.m	249.230 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 41445.31 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32502.10 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 847.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 248.61 \text{ mm} \quad \therefore e = 249.23 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 84052.24 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 21054.67 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 54633.96 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 13685.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL005)

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	8862.175	5117.063	577.410

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 8862.175 \times 0.0001629 / (-583.205 \times 17.7) \\
 &= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.7 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 15.502 / 0.55$$

$$= 28.185 \leq 42 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(15.502 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -3408.315 \text{ kN.m}$, $M_2 = 5117.063 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.666$$

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
8862.175 kN	5117.063 kN.m	577.410 mm

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

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

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

$$e_b = M_b / P_b = 847.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 582.40 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 495.77 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 56035.08 \text{ kN}$$

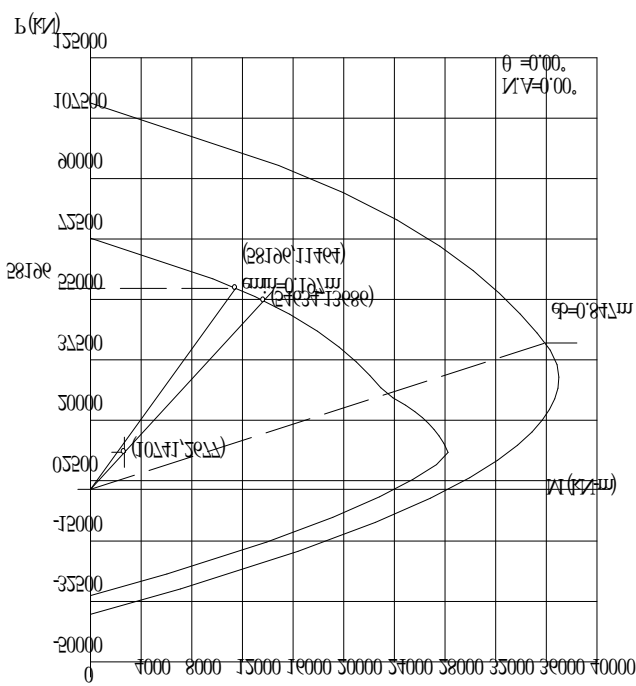
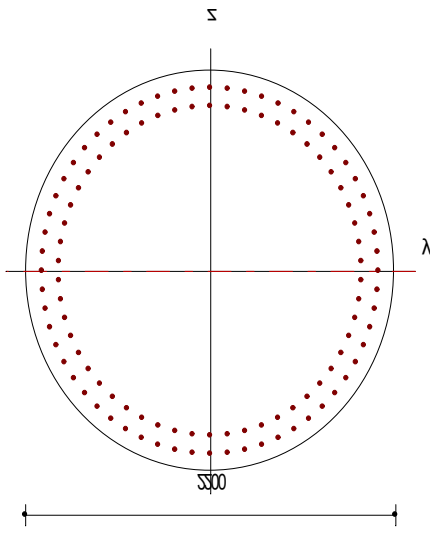
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32516.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 36422.80 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 21135.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0238$ $P_u = 10740.76 \text{ kN}$ $M_u = 2676.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	■ 평형편심상태 $e_b = 0.847 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27557.17 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 23346.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.250 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54633.96 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 13685.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 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	-10740.758	2676.909	2676.909	3785.721	축력최대
UL003	-10231.172	3366.776	5204.797	6198.798	모멘트최대
UL005	-8862.175	5117.063	3431.605	6161.189	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	48011.780	10740.758	3785.721	4.470	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	35458.490	10231.172	6198.798	3.466	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	32106.100	8862.175	6161.189	3.623	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

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
10740.758 kN	3785.721 kN.m	352.460 mm

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

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

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

$$e_b = M_b / P_b = 847.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 353.96 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 352.46 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 73864.28 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 26145.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 48011.78 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 16994.44 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : 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
10231.172 kN	6198.798 kN.m	605.870 mm

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

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

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

$$e_b = M_b / P_b = 847.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 603.73 \text{ mm} \approx e = 605.87 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 54551.52 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 32934.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 35458.49 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 21407.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 13, UL005)

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
8862.175 kN	6161.189 kN.m	695.220 mm

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

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

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

$$e_b = M_b / P_b = 847.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 694.10 \text{ mm} \approx e = 695.22 \text{ mm}$$

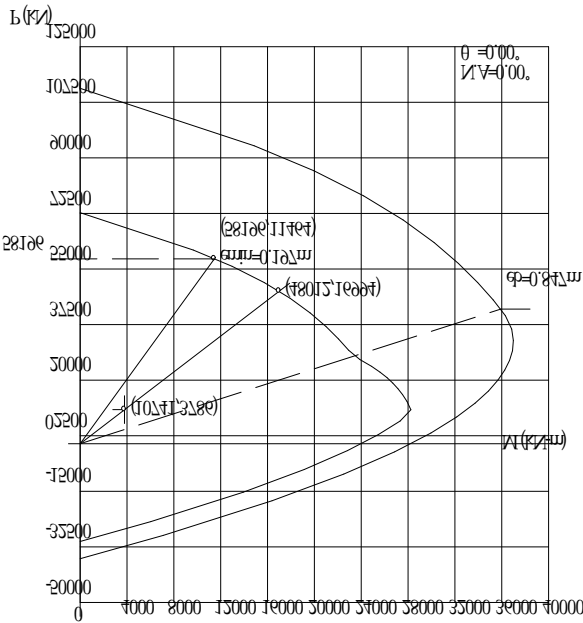
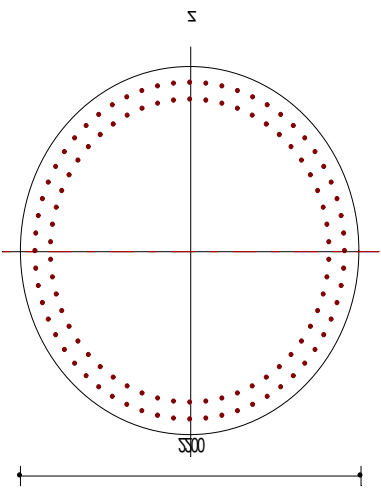
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 49394.00 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34284.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi M_n = 22284.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

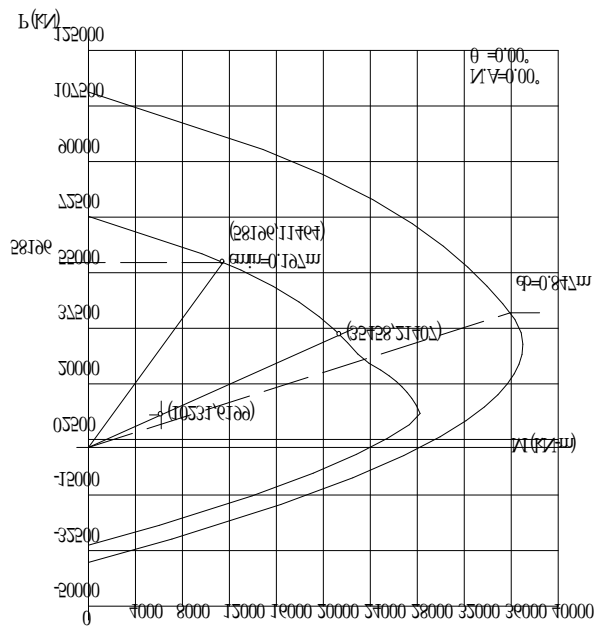
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0238$ $P_u = 10740.76 \text{ kN}$ $M_u = 3785.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	■ 평형편심상태 $e_b = 0.847 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27557.17 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 23346.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.354 \text{ m}$ $\Phi P_n = 48011.78 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 16994.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

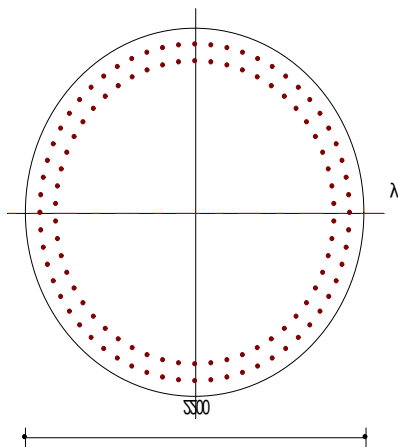
검토단면 중심 원형

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	=	0.0238
P_u	=	10231.17 kN
M_u	=	6198.80 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.847 m
ΦP_b	=	27557.17 kN
ΦM_b	=	23346.41 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.604 m
ΦP_n	=	35458.49 kN
ΦM_n	=	21407.26 kN · m

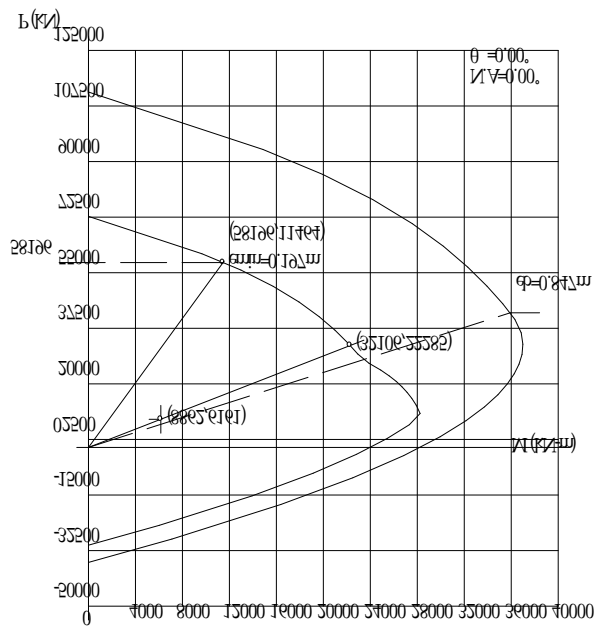
■ 사용철근량

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

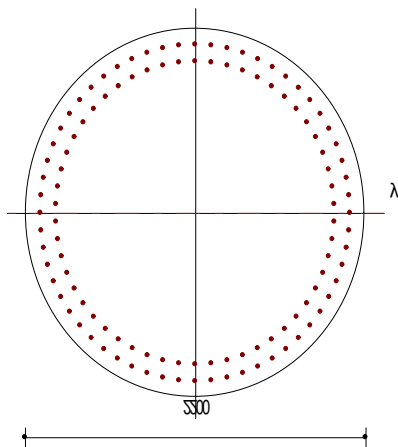
검토단면 총실 원형

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}	=	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	=	0.0238
P_u	=	8862.18 kN
M_u	=	6161.19 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.847 m
ΦP_b	=	27557.17 kN
ΦM_b	=	23346.41 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.694 m
ΦP_n	=	32106.10 kN
ΦM_n	=	22284.91 kN · m

■ 사용철근량

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