

P2-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 | |

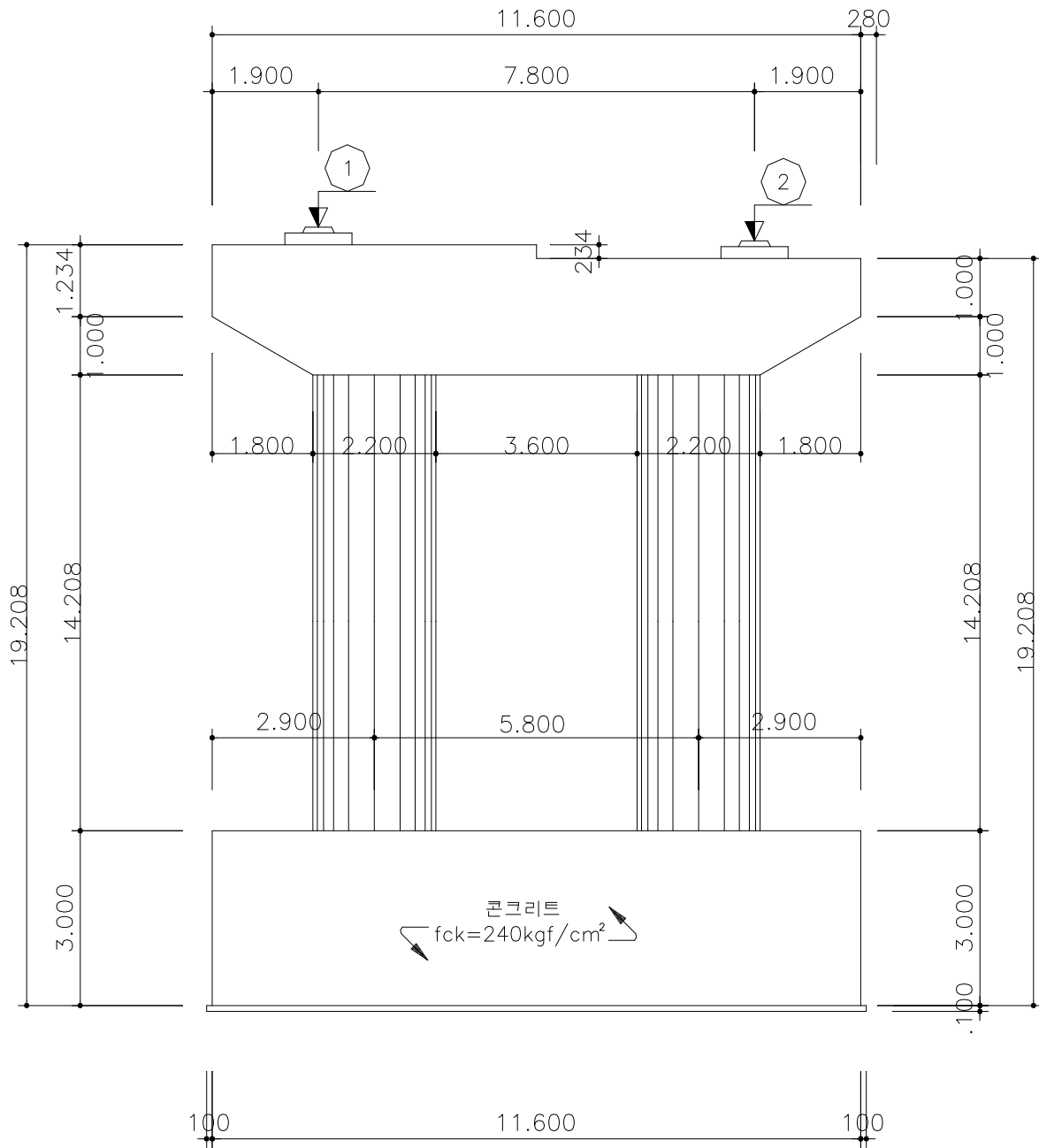
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4650.947	-688.919
2	-4847.977	-894.698
계	-9498.924	-1583.617

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

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

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

$$P1 = 13.171 \times (55 + 60) / 3 \times \sin 90 = 757.333 \text{ kN}$$

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

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 757.333 \times 2.967 = 2247.01 \text{ kN.m/m}$$

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]

$$Ph = 1.5 \times (55 + 60) / 2 \times \sin 90.0 = 86.250 \text{ kN}$$

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

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 86.25 \times 5.597 = 482.741 \text{ kN.m}$$

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

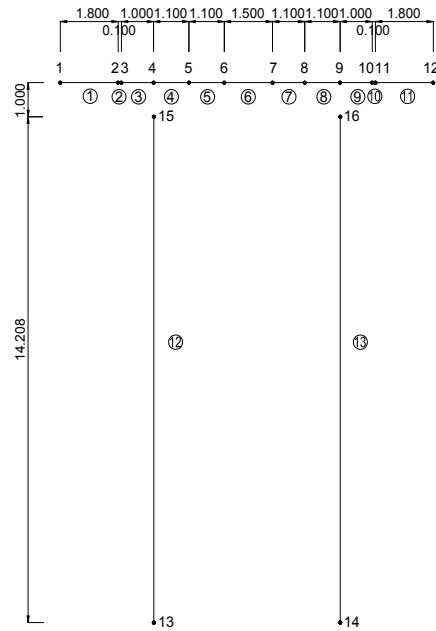
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	15.208	8	7.600	15.208
2	1.800	15.208	9	8.700	15.208
3	1.900	15.208	10	9.700	15.208
4	2.900	15.208	11	9.800	15.208
5	4.000	15.208	12	11.600	15.208
6	5.100	15.208	13	2.900	0.000
7	6.600	15.208	14	8.700	0.000

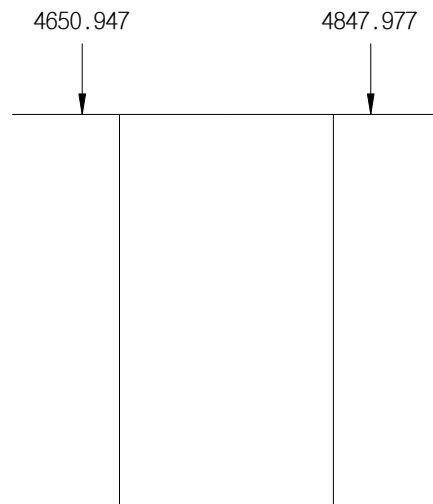
6.3 단면 제원

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	14.208	31.258	2.299803	1.149901	
⑬	2.200	14.208	31.258	2.299803	1.149901	

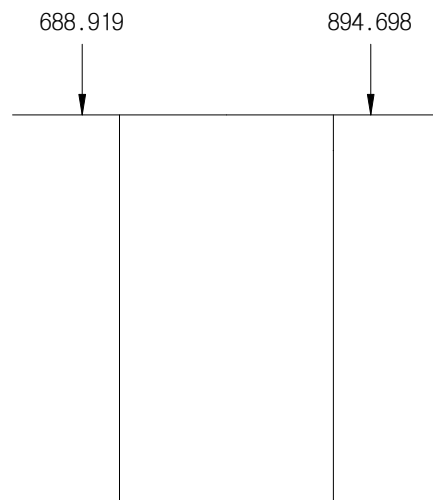
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



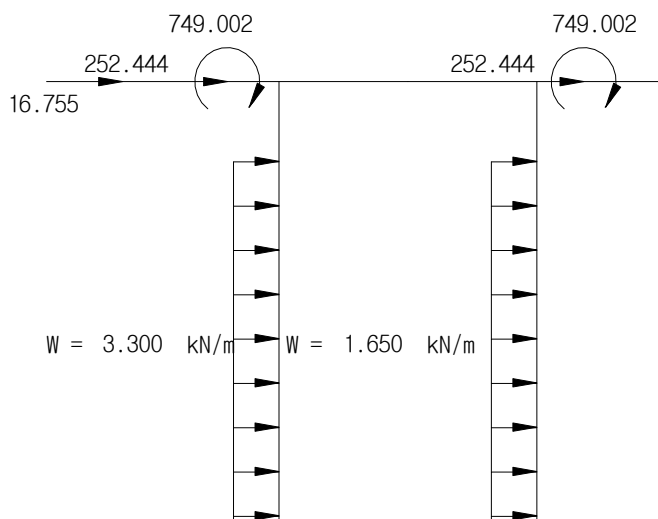
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

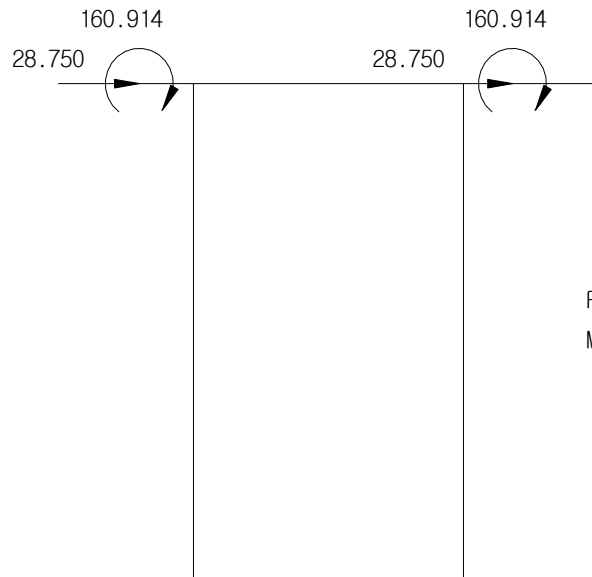
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 757.333 / 3 = 252.444 \text{ kN}$$

$$M = 2247.007 / 3 = 749.002 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

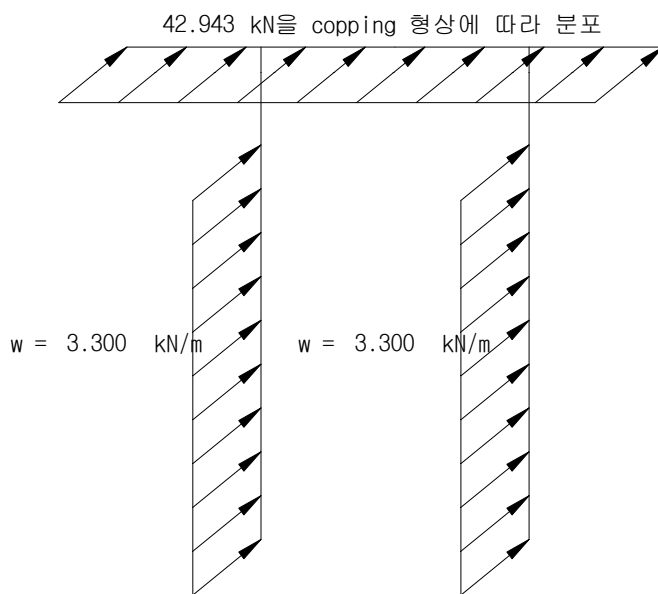


$$P = 86.25 / 3 = 28.750 \text{ kN}$$

$$M = 482.741 / 3 = 160.914 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5239.910	-1687.350	-183.720	-6564.030	922.938	-183.720	
L	-659.996	-266.342	-30.738	-659.996	170.382	-30.738	
W-L0	0.000	183.766	-183.766	0.000	3127.800	-230.653	
W-TR	924.579	-1664.850	-255.753	924.579	2301.970	-302.639	
WL	123.625	-168.849	-28.750	123.625	239.631	-28.750	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5492.320	1723.760	183.720	-6816.450	-886.529	183.720	
L	-923.621	304.367	30.738	-923.621	-132.357	30.738	
W-L0	0.000	183.766	-183.766	0.000	-3127.800	-230.653	
W-TR	-924.579	-1678.060	-265.890	-924.579	2266.240	-289.333	
WL	-123.625	-168.849	-28.750	-123.625	239.631	-28.750	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-126.935	4912.110	-126.935	-1986.557	
L	-172.230	688.919	-223.675	-894.698	
W-L0	49.969	-16.289	49.969	59.232	
W-TR	749.002	0.000	-749.002	0.000	
WL	160.914	0.000	-160.914	0.000	

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)	
D	-2682.176	-58.115	-2682.176	125.760	-2732.910	248.343	
L	-423.655	28.923	-455.470	28.923	-498.855	28.923	
W-L0	-56.042	77.297	-111.868	30.060	-56.042	-34.354	
W-TR	1652.568	924.579	635.531	924.579	-751.339	924.579	
WL	222.525	123.625	86.538	123.625	-98.800	123.625	

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	-5899.906	-1953.692	-214.458	-7224.026	1093.320	-214.458	
SVB02	-5239.910	-1687.350	-183.720	-6564.030	922.938	-183.720	
SVB03	-4315.331	-3352.200	-439.473	-5639.451	3224.908	-486.359	
SVB04	-5313.992	-2954.966	-371.084	-6638.112	2483.936	-394.527	
SVB05	-4653.996	-2688.624	-340.347	-5978.116	2313.554	-363.790	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6415.941	2028.127	214.458	-7740.071	-1018.886	214.458	
L	-5492.320	1723.760	183.720	-6816.450	-886.529	183.720	
W-L0	-6416.899	45.700	-82.170	-7741.029	1379.711	-105.613	
W-TR	-7001.856	1020.248	52.763	-8325.986	353.865	41.041	
WL	-6078.235	715.881	22.025	-7402.365	486.222	10.304	

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	-5899.906	-1953.692	-214.458	-7224.026	1093.320	-214.458	
SVB02	-5239.910	-1687.350	-183.720	-6564.030	922.938	-183.720	
SVB03	-4315.331	-3352.200	-439.473	-5639.451	3224.908	-486.359	
SVB04	-5437.617	-2786.117	-342.334	-6761.737	2244.305	-365.777	
SVB05	-4777.621	-2519.775	-311.597	-6101.741	2073.923	-335.040	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6415.941	2028.127	214.458	-7740.071	-1018.886	214.458	
L	-5492.320	1723.760	183.720	-6816.450	-886.529	183.720	
W-L0	-6416.899	45.700	-82.170	-7741.029	1379.711	-105.613	
W-TR	-6878.231	1189.097	81.513	-8202.361	114.234	69.791	
WL	-5954.610	884.730	50.775	-7278.740	246.591	39.054	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-122.261	672.630	-173.706	-835.466	
SVB02	-172.230	688.919	-223.675	-894.698	
SVB03	-11.316	688.919	-384.589	-894.698	
SVB04	-41.804	672.630	-254.163	-835.466	
SVB05	-91.773	688.919	-304.132	-894.698	

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	-479.697	106.220	-567.338	58.983	-554.897	-5.431	
SV002	-423.655	28.923	-455.470	28.923	-498.855	28.923	
SV003	-201.130	152.548	-368.932	152.548	-597.655	152.548	
SV004	-368.435	168.033	-524.069	120.796	-604.297	56.382	
SV005	-312.393	90.736	-412.201	90.736	-548.255	90.736	

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	-8230.874	-2766.190	-304.922	-9952.230	1566.141	-304.922	
ULB02	-6811.883	-2193.555	-238.836	-8533.239	1199.819	-238.836	
ULB03	-5609.930	-4357.860	-571.315	-7331.286	4192.380	-632.267	
ULB04	-6908.189	-3841.456	-482.410	-8629.545	3229.117	-512.886	
ULB05	-6050.194	-3495.211	-442.450	-7771.550	3007.620	-472.926	
ULB06	-7669.878	-2539.800	-278.795	-9391.234	1421.316	-278.795	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9125.801	2895.277	304.922	-10847.170	-1437.055	304.922	
ULB02	-7140.016	2240.888	238.836	-8861.385	-1152.488	238.836	
ULB03	-8341.969	59.410	-106.821	-10063.338	1793.624	-137.297	
ULB04	-9102.412	1326.322	68.592	-10823.781	460.025	53.354	
ULB05	-7901.705	930.645	28.633	-9623.074	632.089	13.395	
ULB06	-8340.723	2636.565	278.795	-10062.092	-1324.552	278.795	

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	-8230.874	-2766.190	-304.922	-9952.230	1566.141	-304.922	
ULB02	-6811.883	-2193.555	-238.836	-8533.239	1199.819	-238.836	
ULB03	-6811.883	-1954.659	-477.732	-8533.239	5265.959	-538.685	
ULB04	-7669.878	-2420.352	-398.243	-9391.234	3454.386	-428.720	
ULB05	-6811.883	-2074.107	-358.284	-8533.239	3232.889	-388.760	
ULB06	-7669.878	-2539.800	-278.795	-9391.234	1421.316	-278.795	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9125.801	2895.277	304.922	-10847.170	-1437.055	304.922	
ULB02	-7140.016	2240.888	238.836	-8861.385	-1152.488	238.836	
ULB03	-7140.016	2479.784	-0.060	-8861.385	-5218.628	-61.013	
ULB04	-8340.723	2756.013	159.347	-10062.092	-3357.622	128.871	
ULB05	-7068.901	-3502.504	-564.483	-8790.257	884.527	-625.435	
ULB06	-8340.723	2636.565	278.795	-10062.092	-1324.552	278.795	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-535.310	7866.919	-645.917	-4506.125	
ULB02	-165.016	6385.743	-165.016	-2582.524	
ULB03	-100.056	6385.743	-1138.718	-2582.524	
ULB04	689.382	6385.743	-1243.312	-2582.524	
ULB05	531.024	6385.743	-861.055	-2582.524	
ULB06	-388.915	7281.338	-455.793	-3745.632	

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	-4397.687	-13.365	-4466.089	225.672	-4625.321	385.030	
SV002	-3486.829	-75.550	-3486.829	163.488	-3552.783	322.846	
SV003	-1338.490	1126.403	-2660.639	1365.441	-4529.524	1524.799	
SV004	-1193.849	1206.759	-2604.389	1445.797	-4593.744	1605.155	
SV005	-2412.660	525.427	-3073.734	764.464	-4041.153	923.822	
SV006	-4037.580	-37.950	-4078.940	201.088	-4201.295	360.446	

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]

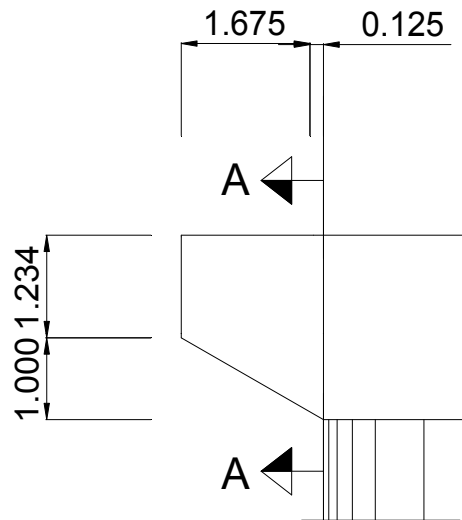
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 7866.919 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 535.31 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 535.31 / 7866.919 = 0.068 \text{ m}$$

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

$$a/d = 0.068 / 1.884 = 0.036 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2265.5	7866.9

$$a = 68 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

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

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2265.4 \geq 0.5 \times 1884 = 942\text{mm} \quad \mathbf{O.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7866.919 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 535.31 = 1573.384 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 535.31 + 1573.384 \times (2.234 - 1.884) = 1085.994 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

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

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

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=7866.919 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 7866.919 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 18730.76 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 535.31 + 1573.384 \times (2 - 1.884) = 717.823 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 717823 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1193.303 \text{ mm}^2}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 7866.919 = 1573.384 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1573384 / (0.8 \times 400) = 4916.825 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 17403.998 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

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

$$\text{Use } A_s \geq 17403.998 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (17403.998 - 4916.825) \\ = 6243.587 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 6243.587 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.068 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.034 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 3.105 \text{ kN}$$

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

$$V_{ui} = 0 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 164.218 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.591 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= 0 + (164.218 - 0) / 1.8 \times (2.591 - 0)$$

$$= 236.383 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	136.0	1884.0	236.4	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} As^2 - f_y \times d \times As + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad As = 836.993 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 45.546 \text{ \%}]$$

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

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

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 535.31 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 42.385]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 236.383 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 236.383 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.744]$$

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]

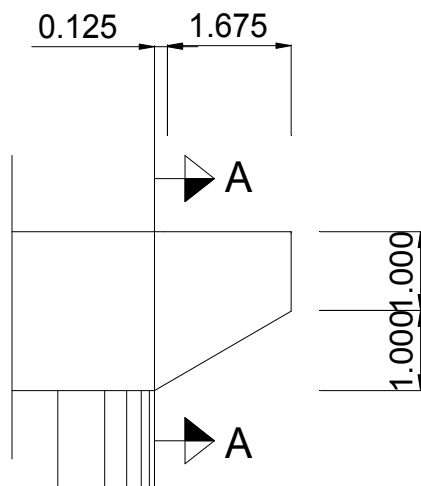
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 4506.125 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 645.917 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 645.917 / 4506.125 = 0.143 \text{ m}$$

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

$$a/d = 0.143 / 1.884 = 0.076 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	1991.0	4506.1

$$a = 143 \text{ mm}, d = 1884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.076) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 1991 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1884 = 942 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 4506.125 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 645.917 = 901.225 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 645.917 + 901.225 \times (2 - 1.884) = 750.459 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

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

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

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 29541.12 = 25109.952 \text{ kN} \geq v_u (=4506.125 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 4506.125 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 10728.869 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 645.917 + 901.225 \times (2 - 1.884) = 750.459 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$A_f = \frac{1884 - \sqrt{[1884^2 - 4 \times 750459 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1247.683 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 4506.125 = 901.225 \text{ kN}$$

$$A_n = Nuc / (\Phi \times f_y) = 901225 / (0.8 \times 400) = 2816.328 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 9968.907 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

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

$$Use A_s \geq 9968.907 \text{ mm}^2, 12660.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (9968.907 - 2816.328)$$

$$= 3576.29 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D25 - 6EA = 506.7 mm²

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(10.0\text{단}) : D25 - 48 EA = 24321.600 \text{ mm}^2 \geq 3576.29 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.143 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0715 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

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

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) = 2.554 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 164.218 + (0 - 164.218) / 1.8 \times (2.554 - 9.8)$$

$$= 825.287 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	286.0	1884.0	825.3	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1010.260 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 37.734 %]

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

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

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 645.917 \text{ kN.m}) \quad \text{0.K!!!} \quad [\text{안전률} = 35.127 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 16151.935 \text{ kN} \geq V_u (= 825.287 \text{ kN}) \quad \text{0.K!!!}$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 825.287 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.218 \%]$$

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)

$$\begin{aligned} a &= 1.011 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.5055 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 629.001 \text{ kN} \end{aligned}$$

부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6) 부재길이(L) : 1.100 m

$$V_{ui} = 548.446 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 723.74 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.12 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 548.446 + (723.74 - 548.446) / 1.1 \times (2.12 - 4) \\ &= 248.853 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	2022.0	1900.0	1206.8	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1854.401 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 38121.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 20.557 \text{ \%}]$$

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

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

★ 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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 38121.6 \times 400 \times (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 266.958 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 1193.849 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{0.K!!!} \quad [\text{안전률} = 19.179] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 1193.849 \text{ kN} \geq V_u (= 248.853 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 248.853 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.418] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-04(부재 6)

$$\begin{aligned} a &= 0.555 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.2775 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= \mathbf{767.962 \text{ kN}} \\ \text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7)} \quad \text{부재길이(L) : } \mathbf{1.500 \text{ m}} \\ V_{u_i} &= \mathbf{723.74 \text{ kN}} \text{ (I단)} \quad V_{u_j} = \mathbf{962.777 \text{ kN}} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.348 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{u_i} + (V_{u_j} - V_{u_i}) / L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 723.74 + (962.777 - 723.74) / 1.5 \times (2.348 - 5.1) \\ &= \mathbf{285.187 \text{ kN}} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1110.0	1900.0	1445.8	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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4061.968 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 9.385 %]

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

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

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

$$\geq M_u (= 2604.389 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 8.792 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 2604.389 \text{ kN} \geq V_u (= 285.187 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 285.187 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.473 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-4(부재 7)

$$a = 0.349 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.1745 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 1094.327 \text{ kN}$$

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

$$V_{ui} = 962.777 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 1122.135 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.451 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= 962.777 + (1122.135 - 962.777) / 1.1 \times (2.451 - 6.6)$$

$$= 361.708 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	698.0	1900.0	1605.2	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 7206.772 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 38121.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 5.290 %]

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

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

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 4593.744 \text{ kN.m}) \quad \text{0.K!!!} \quad [\text{안전률} = 4.984]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 4593.744 \text{ kN} \geq V_u (= 361.708 \text{ kN}) \quad \text{0.K!!!}$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 361.708 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 5.104]$$

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	-6816.450	-10847.170	3895.277	-1437.055	304.922	0.00009	축력최대
UL003	-6816.450	-10063.338	59.410	1793.624	-137.297	0.00406	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	44650.210	10847.170	3895.277	4.116	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	54780.210	10063.338	1793.624	5.444	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	10847.170	3895.277	359.110

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10847.17 \times 0.00009186 / (304.922 \times 16.208)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.208 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 14.208 / 0.55$$

$$= 25.833 \leq 67 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 14.208 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 3895.277 kN.m, M2= -1437.055 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.711$$

㉤ 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
10847.170 kN	3895.277 kN.m	359.110 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.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 359.64 \text{ mm} \quad \therefore e = 359.11 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 68692.63 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 24704.51 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 44650.21 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 16057.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	10063.338	1793.624	178.230

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 10063.338 \times 0.004061 / (-137.297 \times 16.208) \\
 &= 0.018 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.208 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 14.208 / 0.55$$

$$= 25.833 \leq 34 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 14.208 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 59.410 \text{ kN.m}$, $M_2 = 1793.624 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.033$$

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
10063.338 kN	1793.624 kN.m	178.230 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.

$$e' = M_n / P_n = 178.92 \text{ mm} \approx e = 178.23 \text{ mm}$$

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

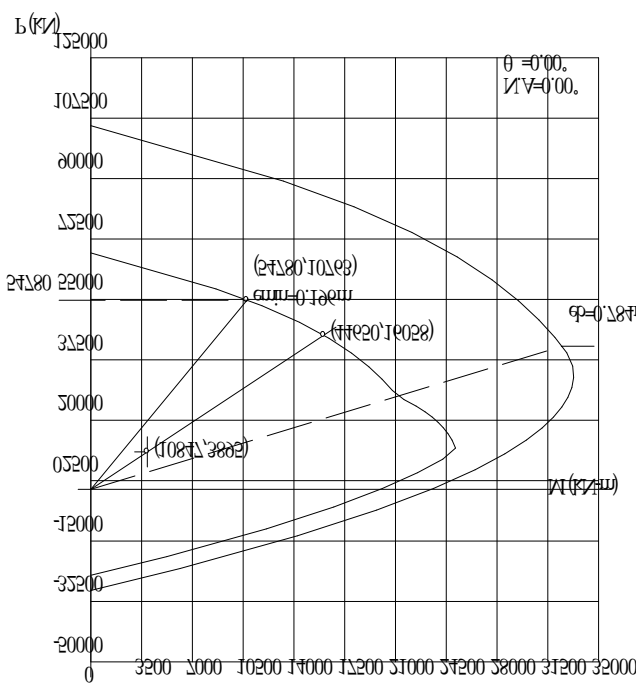
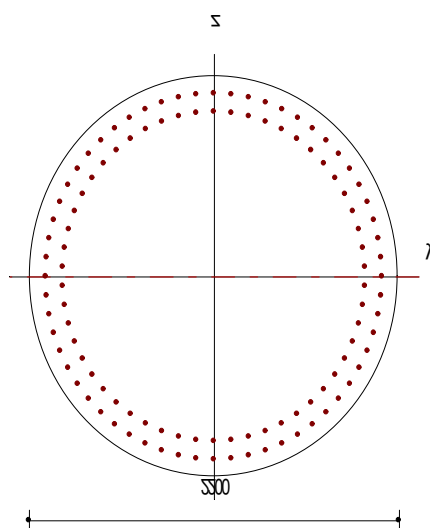
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 15078.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

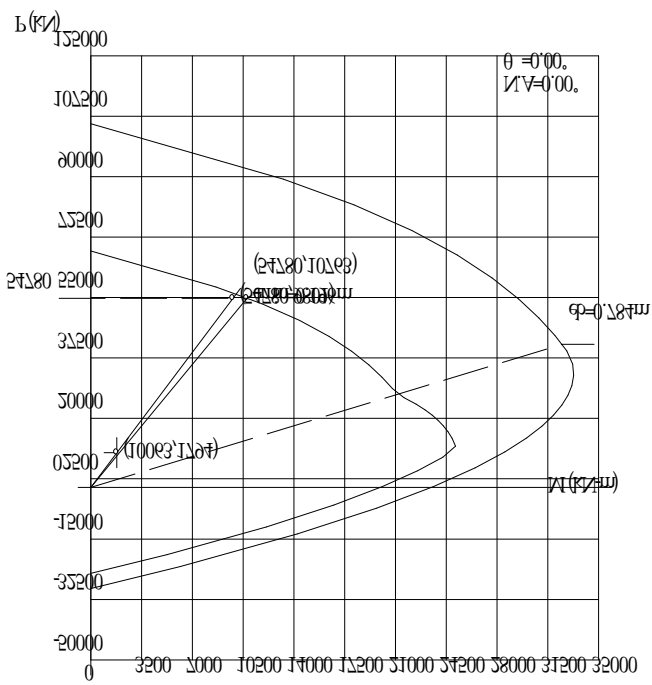
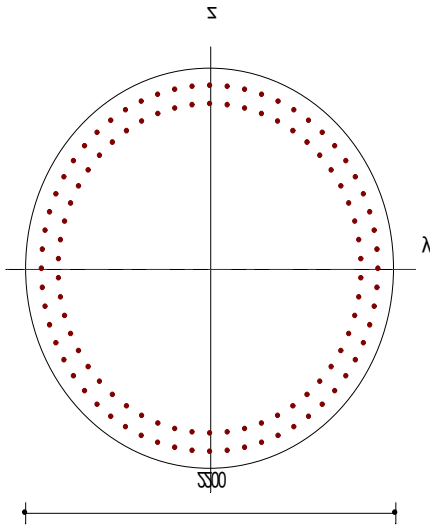
$$\Phi = 0.65$$

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

$$\Phi M_n = 9801.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10847.17 \text{ kN}$ $M_u = 3895.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 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 $e = 0.360 \text{ m}$ $\Phi P_n = 44650.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 16057.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10063.34 \text{ kN}$ $M_u = 1793.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 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 $e = 0.179 \text{ m}$ $\Phi P_n = 54780.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 9801.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 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	-6816.450	-10847.170	2895.277	-1437.055	304.922	0.00038	축력최대
UL004	-6816.450	-10062.092	2756.013	-3357.622	128.871	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	50247.720	10847.170	2895.277	4.632	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	49940.380	10062.092	2756.013	4.963	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	10847.170	2895.277	266.920

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10847.17 \times 0.0003824 / (304.922 \times 16.208)$$

$$= 0.001 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 16.208 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,

$$k = 1.000$$

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

$$= 1 \times 14.208 / 0.55$$

$$= 25.833 \leq 58 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (14.208 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= 2895.277 kN.m, M2= -1437.055 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.015$$

㉤ 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
10847.170 kN	2895.277 kN.m	266.920 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.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 297.52 \text{ mm} \quad \therefore e = 266.92 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 77304.18 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 20680.75 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 50247.72 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 13442.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

㉖ 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	10062.092	2756.013	273.900

㉗ 압축부재의 장주효과

㉘ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 10062.092 \times 0.0001621 / (128.871 \times 16.208) \\
 &= 0.001 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 16.208 m)

㉙ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 14.208 / 0.55$$

$$= 25.833 \leq 44 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (14.208 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 2756.013 \text{ kN.m}$, $M_2 = -3357.622 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.821$$

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
10062.092 kN	2756.013 kN.m	273.900 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.

$$e' = M_n / P_n = 272.38 \text{ mm} \approx e = 273.90 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 76831.36 \text{ kN}$$

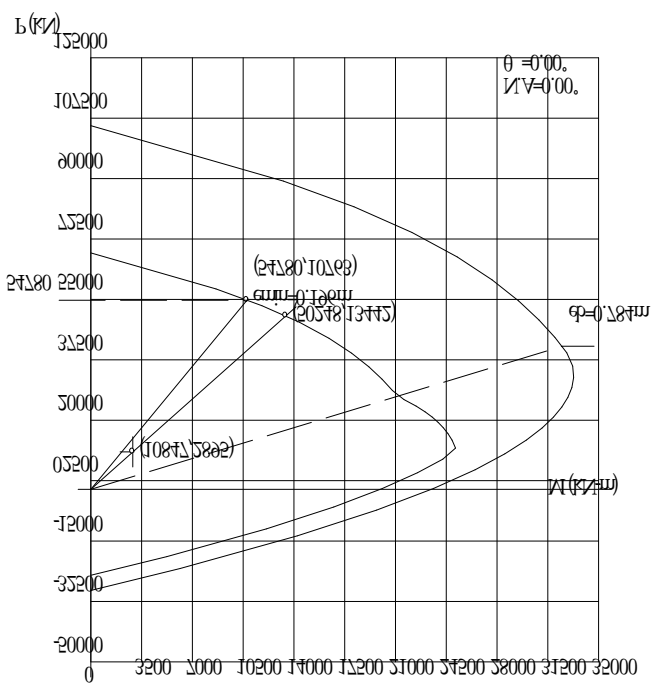
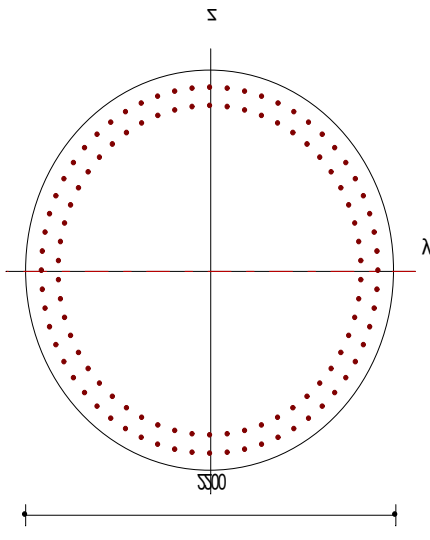
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 20926.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 49940.38 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 13602.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

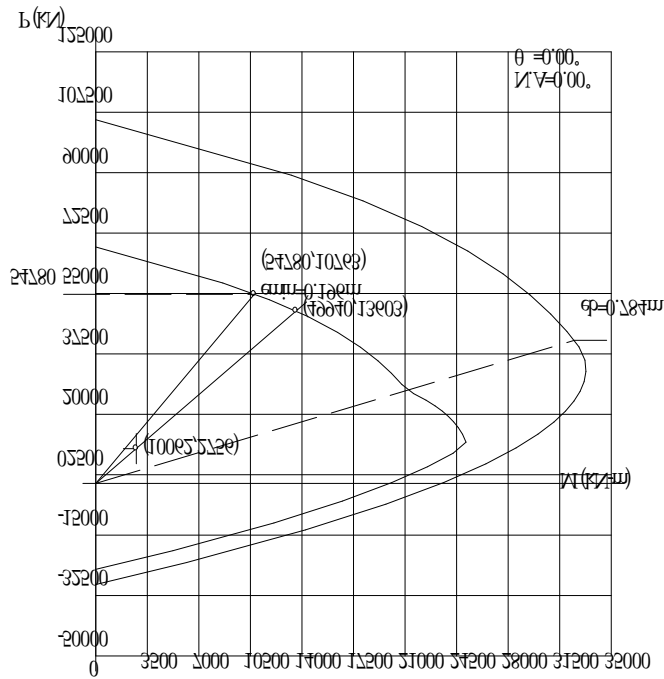
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0193$ $P_u = 10847.17 \text{ kN}$ $M_u = 2895.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 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 $e = 0.268 \text{ m}$ $\Phi P_n = 50247.72 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 13442.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 90538.80 \text{ mm}^2$

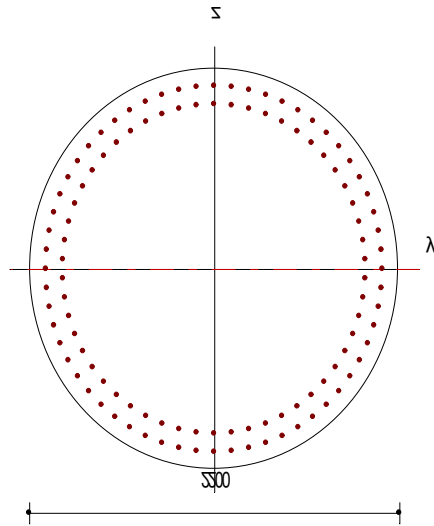
검토단면 중심 원형

하중조합 UL004

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	=	10062.09 kN
M_u	=	2756.01 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	= 0.272 m
ΦP_n	= 49940.38 kN
ΦM_n	= 13602.53 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 90538.80 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	-10847.17	2895.277	2895.277	4094.54	축력최대
UL003	-10063.338	2479.784	1793.624	3060.46	모멘트최대
UL004	-10062.092	2756.013	1326.322	3058.552	모멘트최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	43494.770	10847.170	4094.540	4.010	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	47817.930	10063.338	3060.460	4.752	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	47817.930	10062.092	3058.552	4.752	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, 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
10847.170 kN	4094.540 kN.m	377.480 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.

$$e' = M_n / P_n = 379.91 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 377.48 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 66915.03 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 25421.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 43494.77 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 16524.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

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
10063.338 kN	3060.460 kN.m	304.120 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.

$$e' = M_n / P_n = 306.47 \text{ mm} \approx e = 304.12 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 73566.05 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 22546.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 47817.93 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 14654.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

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
10062.092 kN	3058.552 kN.m	303.970 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.

$$e' = M_n / P_n = 306.47 \text{ mm} \approx e = 303.97 \text{ mm}$$

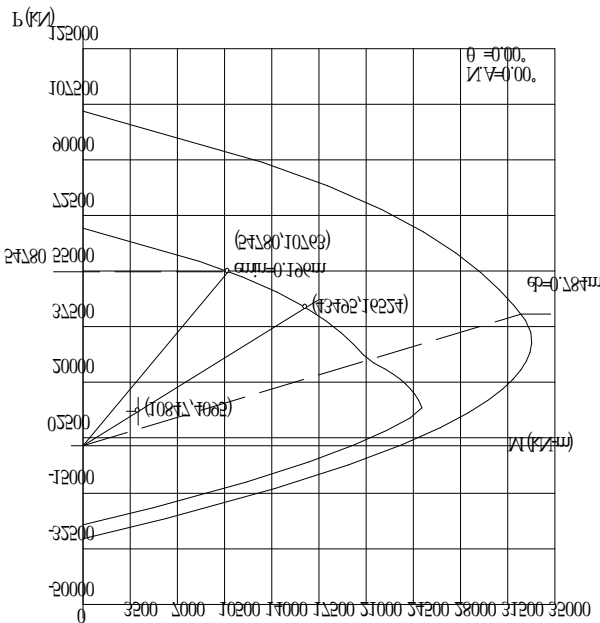
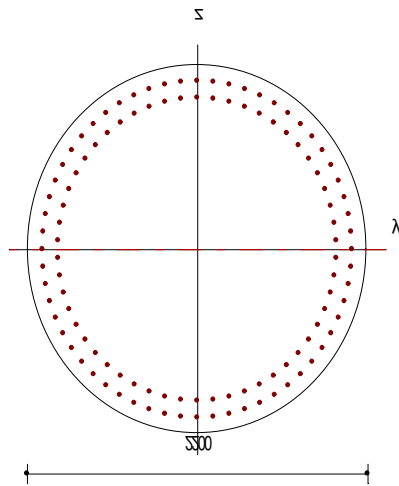
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 73566.05 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 22546.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi M_n = 14654.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

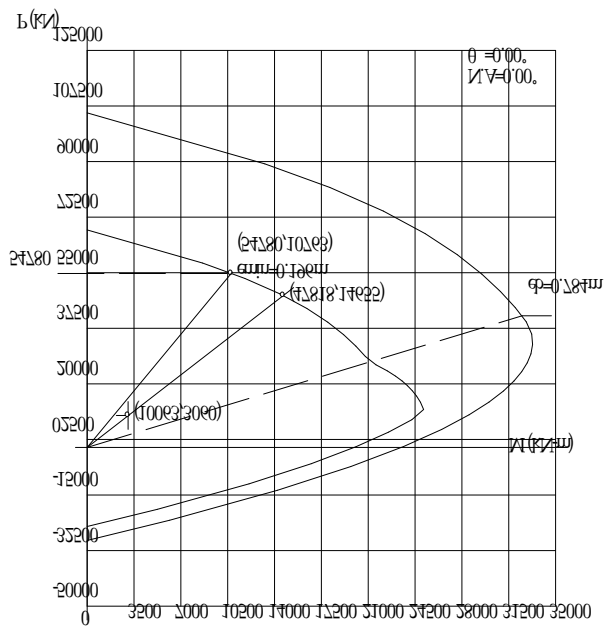
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 1.149901 m⁴ I_{zz} = 1.149901 m⁴ A_g = 3801327.11 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - K_x = - K_y = - ρ = 0.0193 P_u = 10847.17 kN M_u = 4094.54 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 = 0.380 m ΦP_n = 43494.77 kN ΦM_n = 16524.19 kN · m ■ 사용철근량 A_s = 90538.80 mm²

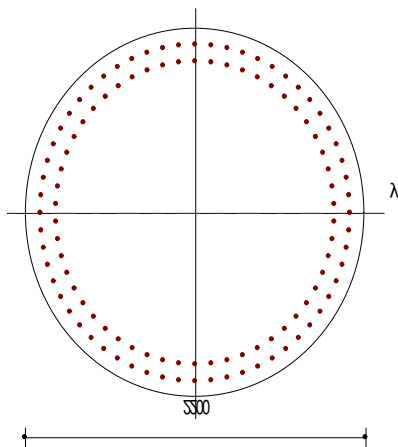
검토단면 중심 원형

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	=	10063.34 kN
M_u	=	3060.46 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	=	0.306 m
ΦP_n	=	47817.93 kN
ΦM_n	=	14654.97 kN · m

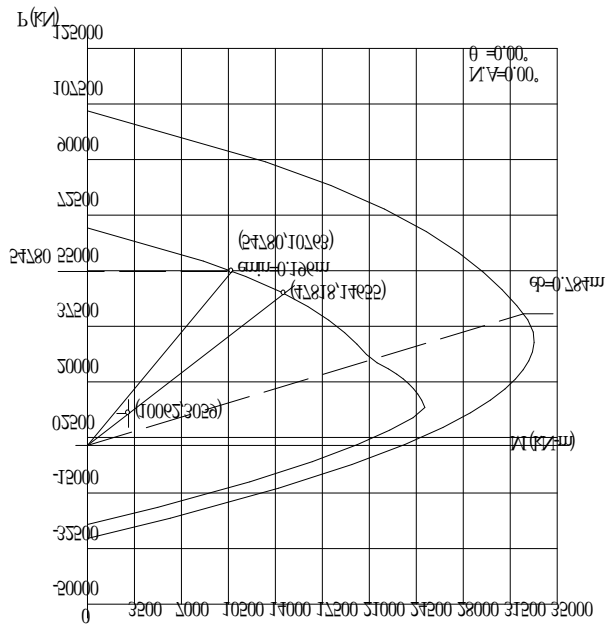
■ 사용철근량

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

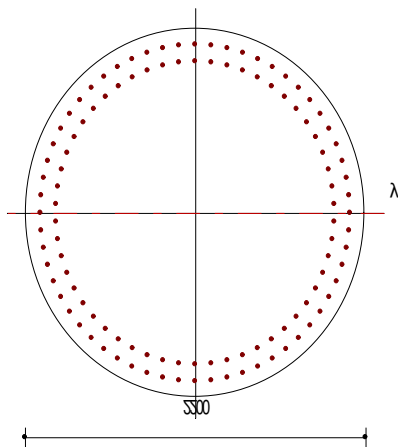
검토단면 중심 원형

하중조합 UL004

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	=	10062.09 kN
M_u	=	3058.55 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	=	0.306 m
ΦP_n	=	47817.93 kN
ΦM_n	=	14654.97 kN · m

■ 사용철근량

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