

P1-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 | |

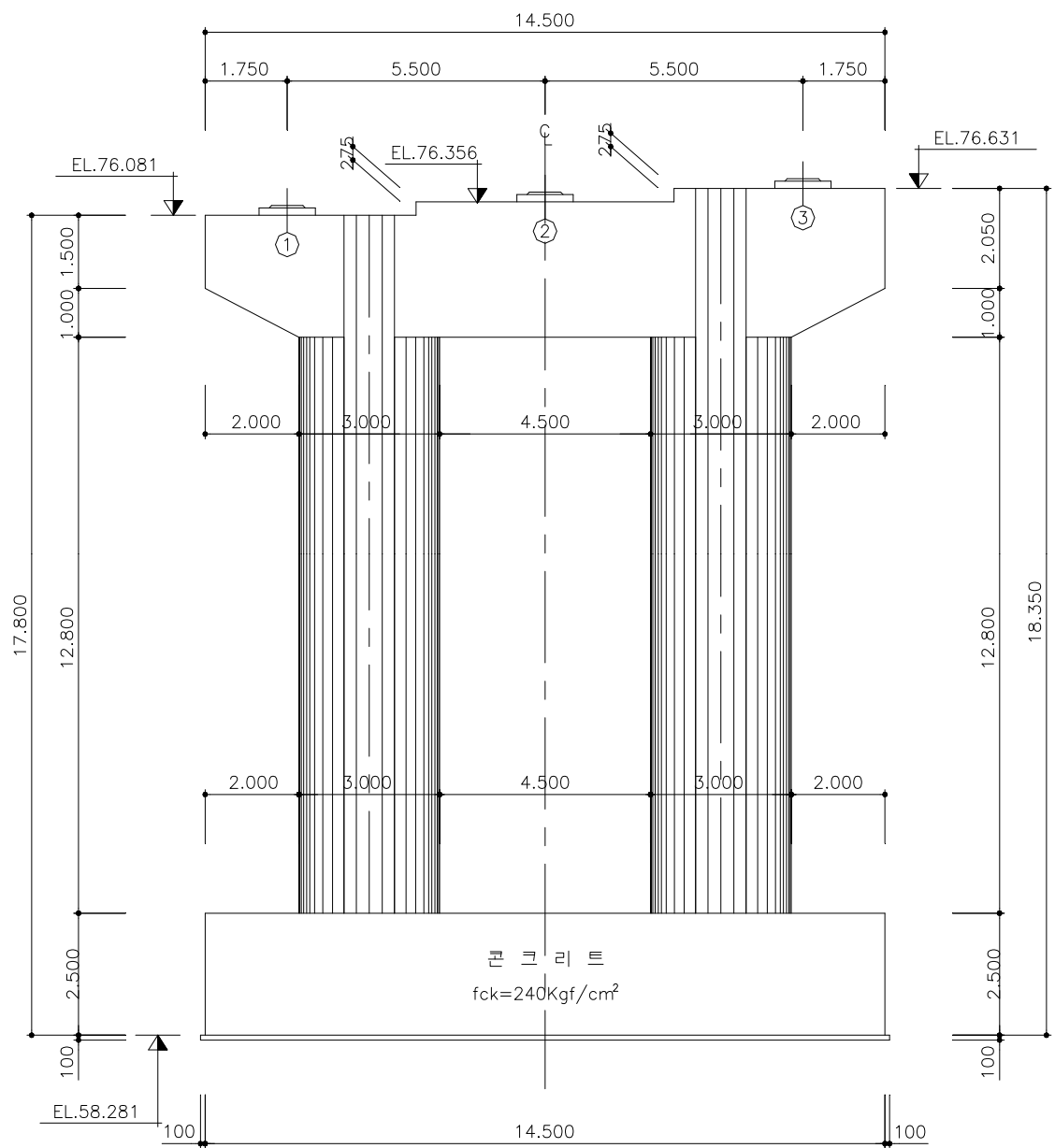
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4023.015	-1527.160
2	-4259.337	-1654.190
2	-4219.337	-1157.720
계	-12501.689	-4339.070

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 15.75 / 3.65 = 4.315 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 4.315) \times 3.65 = 11.450 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 11.45 \times (50 + 50) / 3 \times \sin 90 = 572.5 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.65 / 2 + 0.4 + 2.05 / 2 = 3.250 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 572.5 \times 3.25 = 1860.63 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 3.05 \times 2.8 = 25.62 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.05 / 2 = 2.250 \text{ kN/m (풍상측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 89.175 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 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]

$$Ph = 1.5 \times (50 + 50) / 2 \times \sin 90.0 = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 2.05 / 2 = 5.705 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75 \times 5.705 = 427.875 \text{ kN.m}$$

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

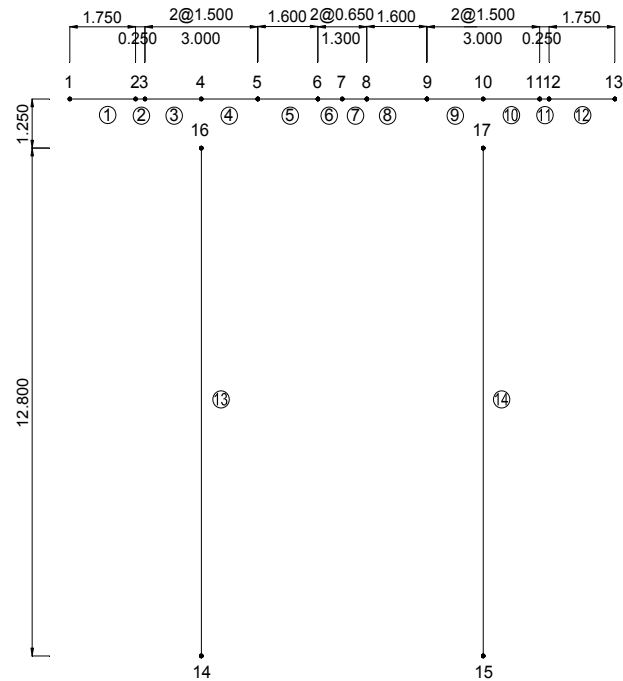
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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

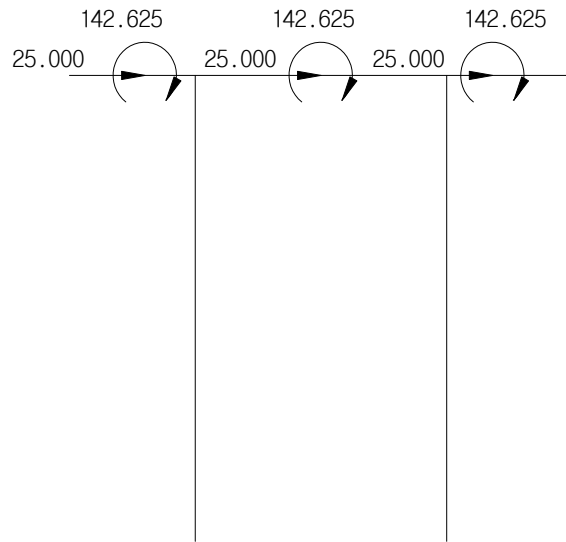
절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	14.050	9	9.500	14.050
2	1.750	14.050	10	11.000	14.050
3	2.000	14.050	11	12.500	14.050
4	3.500	14.050	12	12.750	14.050
5	5.000	14.050	13	14.500	14.050
6	6.600	14.050	14	3.500	0.000
7	7.250	14.050	15	11.000	0.000
8	7.900	14.050			

6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.800	1.548	4.334	2.265690	8.655450	
②	2.800	1.500	4.200	2.094172	7.875000	
③	2.800	2.500	7.000	6.814645	3.645833	
④	2.800	2.500	7.000	6.814645	3.645833	
⑤	2.800	2.500	7.000	6.814645	3.645833	
⑥	2.800	2.500	7.000	6.814645	3.645833	
⑦	2.800	2.500	7.000	2.094172	3.645833	
⑧	2.800	2.500	7.000	2.265690	3.645833	
⑨	2.800	2.500	7.000	2.265690	7.875000	
⑩	2.800	2.500	7.000	7.952156	8.655450	
⑪	2.800	1.500	4.200	7.952156	8.655450	
⑫	2.800	1.548	4.334	7.952156	8.655450	
⑬	3.000	12.800	38.400	7.952156	3.976078	

$$M = 1860.625 / 3 = 620.208 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

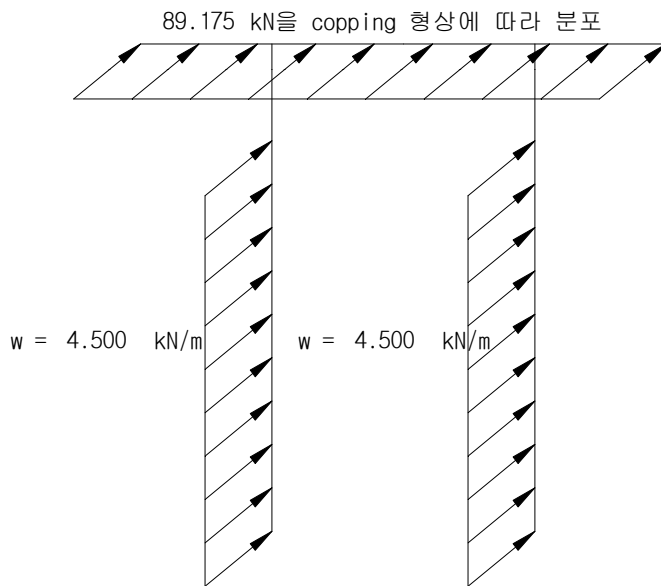


$$P = 75 / 3 = 25.000 \text{ kN}$$

$$M = 427.875 / 3 = 142.625 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7229.880	-1618.030	-197.244	-9448.090	906.695	-197.244	
L	-2421.050	-494.412	-50.197	-2421.050	148.104	-50.197	
W-L0	0.000	447.797	-358.237	0.000	5401.880	-415.837	
W-TR	759.271	-1541.150	-293.504	759.271	2584.340	-351.104	
WL	180.581	-369.490	-75.000	180.581	590.510	-75.000	

② 기동 : 부재번호 14

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7497.190	1695.400	197.244	-9715.400	-829.327	197.244	
L	-1918.020	348.821	50.197	-1918.020	-293.694	50.197	
W-L0	0.000	447.797	-358.237	0.000	5401.880	-415.837	
W-TR	-759.271	-1545.110	-304.615	-759.271	2538.280	-333.415	
WL	-180.581	-369.490	-75.000	-180.581	590.510	-75.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-1218.180	4234.721	-162.718	-4431.043	
L	-95.448	1527.160	-72.358	-1157.720	
W-L0	21.237	-19.027	21.237	19.930	
W-TR	620.208	0.000	-620.208	0.000	
WL	142.625	0.000	-142.625	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	1763.628	-2205.726	3161.096	2276.712	1717.487	2551.298	
L	655.672	-893.886	1236.698	760.304	742.500	760.304	
W-L0	1389.329	145.294	301.176	0.000	-192.350	-41.974	
W-TR	1389.329	759.271	301.176	759.271	-192.350	759.271	
WL	334.994	180.581	81.313	180.581	-46.065	180.581	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9650.930	-2112.442	-247.441	-11869.140	1054.799	-247.441	
SVB02	-7229.880	-1618.030	-197.244	-9448.090	906.695	-197.244	
SVB03	-6470.609	-3159.180	-490.748	-8688.819	3491.035	-548.348	
SVB04	-9090.714	-3252.507	-469.193	-11308.924	2937.479	-497.993	
SVB05	-6669.664	-2758.095	-418.996	-8887.874	2789.375	-447.796	

② 기둥 : 부재번호 14

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9415.210	2044.221	247.441	-11633.420	-1123.021	247.441	
L	-7497.190	1695.400	197.244	-9715.400	-829.327	197.244	
W-L0	-8256.461	150.290	-107.371	-10474.671	1708.953	-136.171	
W-TR	-9975.427	902.176	20.133	-12193.637	736.629	5.733	
WL	-8057.407	553.355	-30.064	-10275.617	1030.323	-44.464	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9650.930	-2112.442	-247.441	-11869.140	1054.799	-247.441	
SVB02	-7229.880	-1618.030	-197.244	-9448.090	906.695	-197.244	
SVB03	-6470.609	-3159.180	-490.748	-8688.819	3491.035	-548.348	
SVB04	-9271.295	-2883.017	-394.193	-11489.505	2346.969	-422.993	
SVB05	-6850.245	-2388.605	-343.996	-9068.455	2198.865	-372.796	

② 기둥 : 부재번호 14

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9415.210	2044.221	247.441	-11633.420	-1123.021	247.441	
L	-7497.190	1695.400	197.244	-9715.400	-829.327	197.244	
W-L0	-8256.461	150.290	-107.371	-10474.671	1708.953	-136.171	
W-TR	-9794.846	1271.666	95.133	-12013.056	146.119	80.733	
WL	-7876.826	922.845	44.937	-10095.036	439.813	30.537	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-74.211	1508.133	-51.121	-1137.790	
SVB02	-95.448	1527.160	-72.358	-1157.720	
SVB03	47.177	1527.160	-214.983	-1157.720	
SVB04	-2.899	1508.133	-122.434	-1137.790	
SVB05	-24.136	1527.160	-143.671	-1157.720	

④ 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	2045.001	-748.592	1537.874	760.304	550.150	718.330	
SV002	655.672	-893.886	1236.698	760.304	742.500	760.304	
SV003	990.666	-713.305	1318.011	940.885	696.435	940.885	
SV004	2212.498	-658.302	1578.531	850.595	527.118	808.621	
SV005	823.169	-803.596	1277.355	850.595	719.468	850.595	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14604.102	-3166.425	-364.340	-17487.775	1497.127	-364.340	
ULB02	-9398.844	-2103.439	-256.417	-12282.517	1178.704	-256.417	
ULB03	-8411.792	-4106.934	-637.972	-11295.465	4538.346	-712.852	
ULB04	-11817.928	-4228.259	-609.950	-14701.601	3818.723	-647.390	
ULB05	-8670.563	-3585.524	-544.695	-11554.236	3626.188	-582.135	
ULB06	-12546.209	-2746.175	-321.673	-15429.882	1371.239	-321.673	

② 기동 : 부재번호 14

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-13870.090	2953.985	364.340	-16753.763	-1709.567	364.340	
ULB02	-9746.347	2204.020	256.417	-12630.020	-1078.125	256.417	
ULB03	-10733.399	195.377	-139.582	-13617.072	2221.639	-177.022	
ULB04	-12968.054	1172.829	26.173	-15851.727	957.618	7.453	
ULB05	-10474.628	719.362	-39.083	-13358.301	1339.420	-57.803	
ULB06	-12239.773	2657.487	321.673	-15123.446	-1459.927	321.673	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14604.102	-3166.425	-364.340	-17487.775	1497.127	-364.340	
ULB02	-9398.844	-2103.439	-256.417	-12282.517	1178.704	-256.417	
ULB03	-9398.844	-1521.303	-722.125	-12282.517	8201.148	-797.005	
ULB04	-12546.209	-2455.107	-554.527	-15429.882	4882.461	-591.967	
ULB05	-9398.844	-1812.371	-489.271	-12282.517	4689.926	-526.711	
ULB06	-12546.209	-2746.175	-321.673	-15429.882	1371.239	-321.673	

② 기동 : 부재번호 14

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-13870.090	2953.985	364.340	-16753.763	-1709.567	364.340	
ULB02	-9746.347	2204.020	256.417	-12630.020	-1078.125	256.417	
ULB03	-9746.347	2786.156	-209.291	-12630.020	5944.319	-284.171	
ULB04	-12239.773	2948.555	88.819	-15123.446	2051.295	51.379	
ULB05	-12052.683	-3456.854	-745.304	-14936.356	6562.282	-820.184	
ULB06	-12239.773	2657.487	321.673	-15123.446	-1459.927	321.673	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-1788.847	8788.531	-367.103	-8249.454	
ULB02	-1583.634	5505.137	-211.533	-5760.356	
ULB03	-1556.026	5505.137	-1017.804	-5760.356	
ULB04	-808.740	5505.137	-1110.510	-5760.356	
ULB05	-995.086	5505.137	-800.081	-5760.356	
ULB06	-1707.716	7490.445	-305.599	-7265.392	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	3702.411	-4789.299	6768.326	4594.379	3829.108	4951.341	
SV002	2292.716	-2867.444	4109.425	2959.726	2232.733	3316.687	
SV003	4098.844	-1880.392	4500.954	3946.778	1982.678	4303.740	
SV004	4316.590	-1763.014	4553.807	4064.156	1952.736	4421.117	
SV005	3195.780	-2373.918	4305.189	3453.252	2107.706	3810.214	
SV006	3145.090	-4029.496	5717.132	3948.121	3197.983	4305.083	

8. 코핑부 검토

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 2)

1) 내민길이의 산정

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

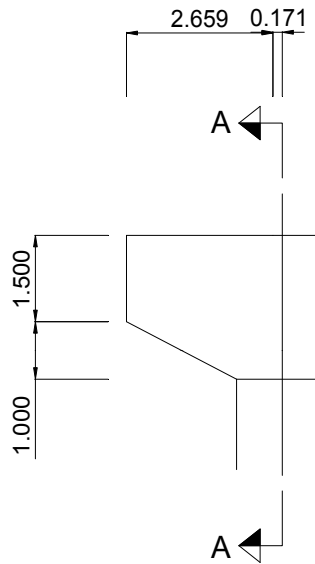
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8788.531 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 2404.483 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 2404.483 / 8788.531 = 0.274 \text{ m}$$

$$d = 2.5 - 0.115 = 2.386 \text{ m}$$

$$a/d = 0.274 / 2.3855 = 0.115 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2500.0	2385.5	100.0	2438.2	8788.5

$$a = 274 \text{ mm}, d = 2385.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.115) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2438.2 \geq 0.5 \times 2385.5 = 1192.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8788.531 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 2404.483 = 1757.706 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 2404.483 + 1757.706 \times (2.5 - 2.3855) = 2605.74 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2385.5 = 32061.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2385.5 = 37404.640 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 37404.64 = 31793.944 \text{ kN} \geq v_u (=8788.531 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 8788.531 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 20925.074 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 2404.483 + 1757.706 \times (2.5 - 2.3855) = 2605.74 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{2385.5 - \sqrt{[2385.5^2 - 4 \times 2605740 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{3430.79} \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 8788.531 = 1757.706 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1757706 / (0.8 \times 400) = 5492.831 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 19442.88 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2385.5$$

$$= 16030.560 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 19442.88 \text{ mm}^2, 16030.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (19442.88 - 5492.831) \\ = 6975.025 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D19 - 6EA = 286.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2385.5 = 1590.333 \text{ mm} \text{ 구간에 10단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 60 EA = 17190.000 \text{ mm}^2 \geq 6975.025 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.274 \text{ m} < 2d (= 4.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 0.137 \text{ m} \quad (< 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 6.493 \text{ kN}$$

부재번호 : 1 (I단 : 절점1, J단 : 절점2) 부재길이(L) : 1.750 m

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 241.753 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.834 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표}) \\ = 0 + (241.753 - 0) / 1.75 \times (2.834 - 0) \\ = 391.502 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	548.0	2385.5	391.5	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2400 - 285.793) / 285.793 = 0.0222$$

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

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 2977.595 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 11.650 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00519$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2385.5 - 242.924 / 2) = 26703.115 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 2404.483 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 11.106]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2385.5$$

$$= 20451.402 \text{ kN} \geq V_u (= 391.502 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2385.5 = 4635.651 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2317.826 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 391.502 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 5.920]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

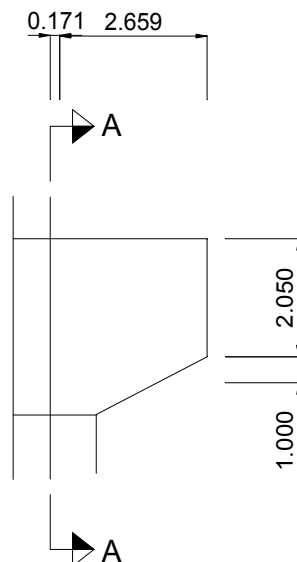
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8215.989 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 2269.714 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 2269.714 / 8215.989 = 0.276 \text{ m}$$

$$d = 2.5 - 0.115 = 2.386 \text{ m}$$

$$a/d = 0.276 / 2.3855 = 0.116 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2500.0	2385.5	100.0	2979.4	8216.0

$$a = 276 \text{ mm}, d = 2385.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.116) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2979.4 \geq 0.5 \times 2385.5 = 1192.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8215.989 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 2269.714 = 1643.198 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 2269.714 + 1643.198 \times (3.05 - 2.3855) = 3361.619 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2385.5 = 32061.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2385.5 = 37404.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 37404.64 = 31793.944 \text{ kN} \geq v_u (=8215.989 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 8215.989 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 19561.879 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 2269.714 + 1643.198 \times (2.5 - 2.3855) = 2457.86 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{2385.5 - \sqrt{2385.5^2 - 4 \times 2457860 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 3235.154 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 8215.989 = 1643.198 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1643198 / (0.8 \times 400) = 5134.994 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 18176.247 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2385.5$$

$$= 16030.560 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 34689.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 114.500 \text{ mm)}$$

1단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 18176.247 \text{ mm}^2, 16030.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (18176.247 - 5134.994)$$

$$= 6520.627 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 6EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2385.5 = 1590.333 mm 구간에 10단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D19 - 60 EA = 17190.000 \text{ mm}^2 \geq 6520.627 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.276 \text{ m} < 2d (= 4.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.138 \text{ m} \quad (< 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 2.368 \text{ kN}$$

부재번호 : 12 (I단 : 절점 12, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.750 m

$$Vui = 120.876 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.833 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 120.876 + (0 - 120.876) / 1.75 \times (2.833 - 9.4)$$

$$= 574.472 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	552.0	2385.5	574.5	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2400 - 285.793) / 285.793 = 0.0222$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2810.009 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 12.345 \quad]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00519$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2385.5 - 242.924 / 2) = 26703.115 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 2269.714 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 11.765 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 2385.5$$

$$= 20451.402 \text{ kN} \geq V_u (= 574.472 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 2385.5 = 4635.651 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2317.826 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 574.472 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 4.035 \quad]$$

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)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 3^2 / 4)} = 1.166 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 7.25 - 2.659 = 4.591 \text{ m} \\ d &= 2.775 - 0.1 = 2.675 \text{ m} \\ L_n/d &= 4.591 - 2.675 = 1.916 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-4(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.408 \text{ m} < 2d (= 5.350 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.204 \text{ m} \quad (< 2.675 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 3612.664 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 5 \text{ (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.750 \text{ m} \\ V_{ui} &= 3658.176 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 3301.214 \text{ kN} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.767 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 3658.176 + (3301.214 - 3658.176) / 1.75 \times (2.767 - 5) \\ &= 4113.66 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	816.0	2675.0	1763.0	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ e_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ e_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2675 - 285.793) / 285.793 = 0.0251 \\ e_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

* 필요철근량 산정

$$\begin{aligned} M_u / \Phi &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①} \\ a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②} \end{aligned}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 4775.970 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 7.263 \text{ \%}]$$

$$\text{1단 : D29-14EA + D29-13EA}, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : D29-14EA + D29-13EA}, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00350 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.00463 \\ \rho_{\max} &\geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족} \quad \mathbf{0.K!!!} \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2675 - 242.924 / 2) = 30117.612 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 4316.59 \text{ kN.m}) \quad \mathbf{0.K!!!} \quad [\text{안전률} = 6.977] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2675 \\ &= 4316.59 \text{ kN} \geq V_u (= 4113.66 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2675 = 5198.225 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2599.113 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &< V_u (= 4113.66 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 필요} \quad [\text{안전률} = 0.632] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-01(부재 7)

$$\begin{aligned} a &= 0.679 \text{ m} < 2d (= 5.350 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.3395 \text{ m} \quad (< 2.675 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= \mathbf{4525.107 \text{ kN}} \\ \text{부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L) : } \mathbf{0.650 \text{ m}} \\ V_{ui} &= \mathbf{4449.364 \text{ kN}} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = \mathbf{4594.38 \text{ kN}} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.632 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 4449.364 + (4594.38 - 4449.364) / 0.65 \times (2.632 - 7.25) \\ &= 3419.081 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1358.0	2675.0	4594.4	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2675 - 285.793) / 285.793 = 0.0251 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7515.747 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 34689.600 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 114.500 mm), [사용률 = 4.616 %]

1단 : D29-14EA + D29-13EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D29-14EA + D29-13EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00463$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2675 - 242.924 / 2) = 30117.612 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 6768.326 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 4.450 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2675$$

$$= 6768.326 \text{ kN} \geq V_u (= 3419.081 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2675 = 5198.225 \text{ kN}, \Phi V_c/2 = 2599.113 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 < V_u (= 3419.081 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 필요} \quad [\text{안전률} = 0.760 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-1(부재 8)

$$a = 1.293 \text{ m} < 2d (= 5.350 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.6465 \text{ m} \quad (< 2.675 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 4594.380 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호 : 8 (I단 : 절점8, J단 : 절점9) 부재길이(L) : 1.750 m}$$

$$V_{ui} = 4594.38 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 4951.342 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.325 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= 4594.38 + (4951.342 - 4594.38) / 1.75 \times (2.325 - 12.75)$$

$$= 2467.906 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	2586.0	2675.0	4951.3	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2675 - 285.793) / 285.793 = 0.0251$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 4233.585 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 8.194 \quad]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00463$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2675 - 242.924 / 2) = 30117.612 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 3829.108 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 7.865 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2675$$

$$= 3829.108 \text{ kN} \geq V_u (= 2467.906 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2675 = 5198.225 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2599.113 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 2467.906 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 1.053 \quad]$$

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	-9055.180	-17487.775	-3166.425	1497.127	-364.340	0.00002	축력최대
UL003	-9055.180	-8411.792	-4106.934	4538.346	-712.852	0.00138	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	91886.660	17487.775	1497.127	5.254	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	70799.880	8411.792	4538.346	8.417	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	17487.775	1497.127	83.880

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 17487.775 \times 0.0000212 / (-364.34 \times 15.3)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 15.3 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 12.8 / 0.75$$

$$= 17.067 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 12.800 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1 = -3166.425 kN.m, M2 = 1497.127 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.115$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17487.775 kN	1497.127 kN.m	83.880 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 83.88 \text{ mm} \quad \therefore e = 83.88 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 11858.06 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 7707.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

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	8411.792	4538.346	539.520

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 8411.792 \times 0.001384 / (-712.852 \times 15.3) \\
 &= 0.001 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 15.3 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 12.8 / 0.75$$

$$= 17.067 \leq 45 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 12.800 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -4106.934 \text{ kN.m}$, $M_2 = 4538.346 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.905$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 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
8411.792 kN	4538.346 kN.m	539.520 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 543.70 \text{ mm} \approx e = 539.52 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 108922.89 \text{ kN}$$

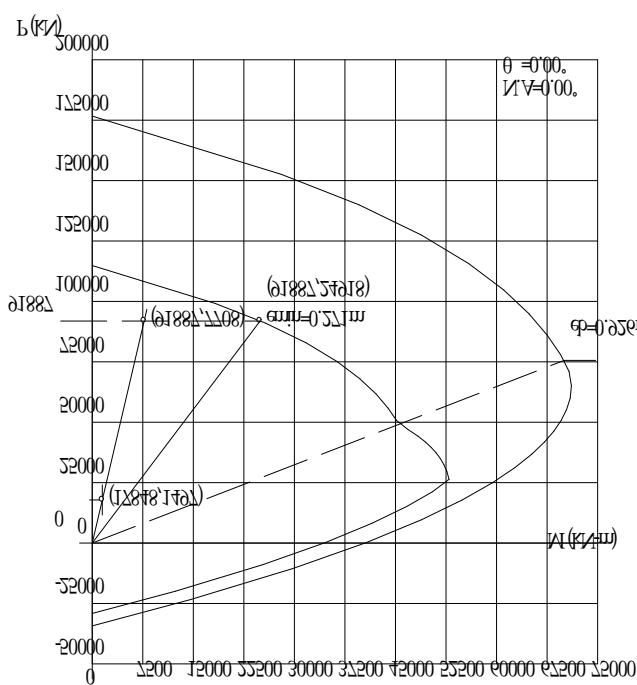
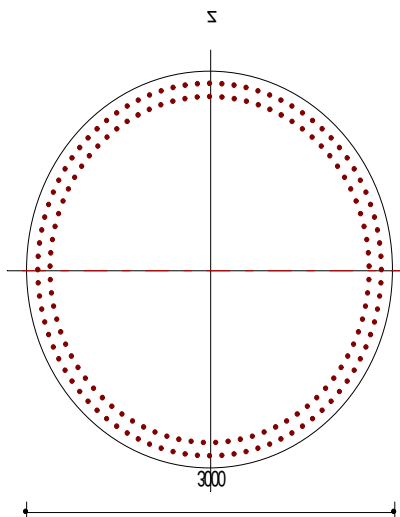
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 59221.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 70799.88 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 38494.20 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

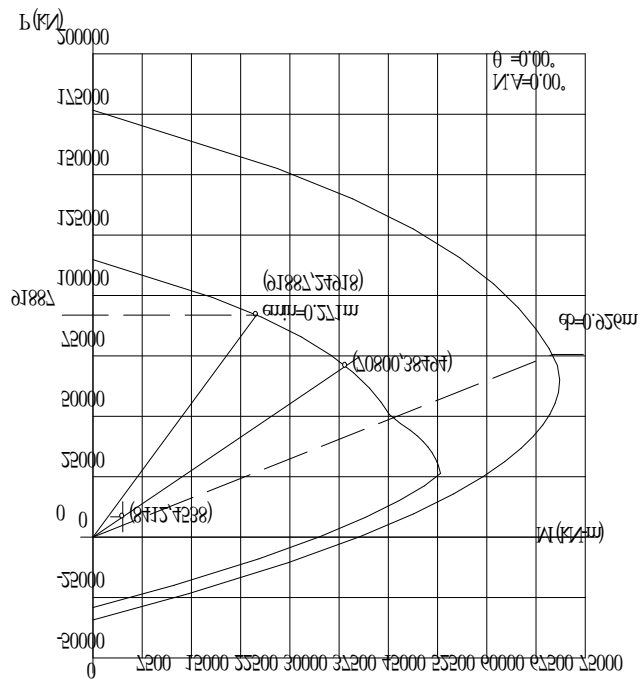
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>7068583.47 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0121</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>17847.78 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>1497.13 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	3.976078 m ⁴	I_{zz}	=	3.976078 m ⁴	A_g	=	7068583.47 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	k_x	=	-	k_y	=	-	ρ	=	0.0121	P_u	=	17847.78 kN	M_u	=	1497.13 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴																																												
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴																																												
A_g	=	7068583.47 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
k_x	=	-																																												
k_y	=	-																																												
ρ	=	0.0121																																												
P_u	=	17847.78 kN																																												
M_u	=	1497.13 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	■ 평형편심상태 <table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.926 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>49143.95 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>45517.02 kN · m</td></tr></table> ■ 작용편심에서의 설계강도 <table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.084 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>91886.66 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>7707.74 kN · m</td></tr></table> ■ 사용철근량 <table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>85632.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.926 m	ΦP_b	=	49143.95 kN	ΦM_b	=	45517.02 kN · m	e	=	0.084 m	ΦP_n	=	91886.66 kN	ΦM_n	=	7707.74 kN · m	A_s	=	85632.30 mm ²																								
e_b	=	0.926 m																																												
ΦP_b	=	49143.95 kN																																												
ΦM_b	=	45517.02 kN · m																																												
e	=	0.084 m																																												
ΦP_n	=	91886.66 kN																																												
ΦM_n	=	7707.74 kN · m																																												
A_s	=	85632.30 mm ²																																												

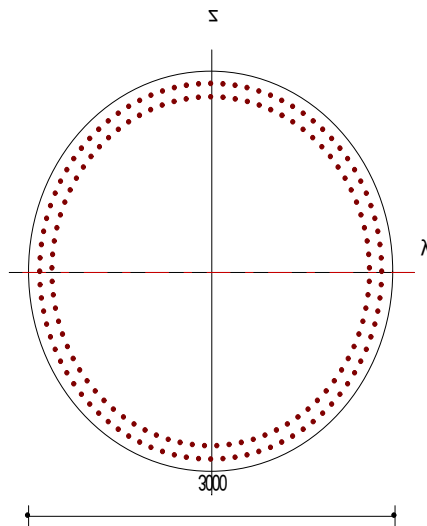
검토단면 중심 원형

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}	=	3.976078 m ⁴
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴
A_g	=	7068583.47 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0121
P_u	=	8411.79 kN
M_u	=	4538.35 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태
 - e_b = 0.926 m
 - ΦP_b = 49143.95 kN
 - ΦM_b = 45517.02 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도
 - e = 0.544 m
 - ΦP_n = 70799.88 kN
 - ΦM_n = 38494.20 kN · m
- 사용철근량
 - A_s = 85632.30 mm²

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	-9055.180	-17487.775	-3166.425	1497.127	-364.340	0.00002	축력최대
UL003	-9055.180	-12282.517	-1521.303	8201.148	-722.125	0.00011	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	91886.660	17487.775	1497.127	5.254	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62477.080	12282.517	8201.148	5.087	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL003)

㉠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	17487.775	1497.127	83.880

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 17487.775 \times 0.0000212 / (-364.34 \times 15.3)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 15.3 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 12.8 / 0.75$$

$$= 17.067 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경 (기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (12.800 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M1 = -3166.425 \text{ kN.m}$, $M2 = 1497.127 \text{ kN.m}$)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.115$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17487.775 kN	1497.127 kN.m	83.880 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} & : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} & : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} & : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} & : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 83.88 \text{ mm} \quad \therefore e = 83.88 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 11858.06 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u & \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 7707.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u & \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	12282.517	8201.148	667.710

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 12282.517 \times 0.0001148 / (-722.125 \times 15.3) \\
 &= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 15.3 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 12.8 / 0.75$$

$$= 17.067 \leq 36 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 12.800 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -1521.303 \text{ kN.m}$, $M_2 = 8201.148 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.185$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 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
12282.517 kN	8201.148 kN.m	667.710 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 669.93 \text{ mm} \quad \therefore e = 667.71 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96118.58 \text{ kN}$$

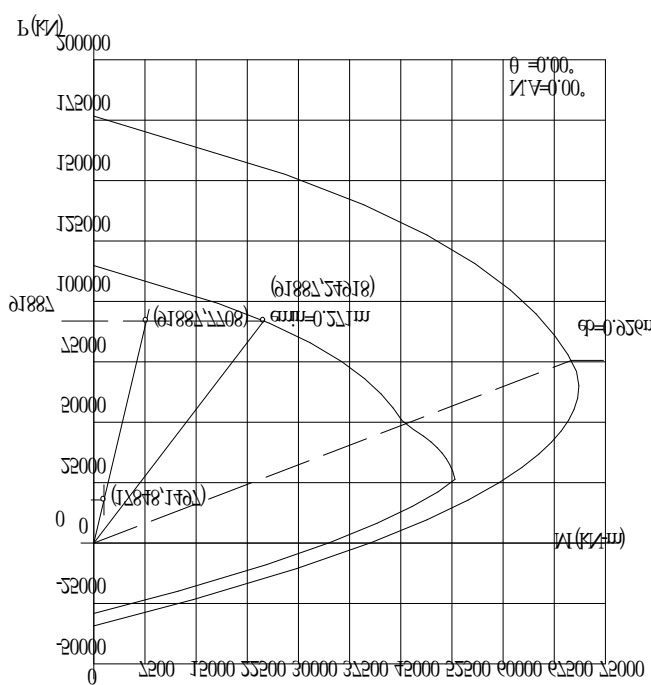
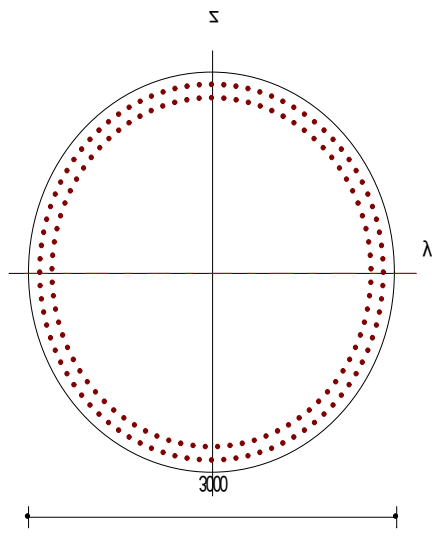
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 64393.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 62477.08 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 41855.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

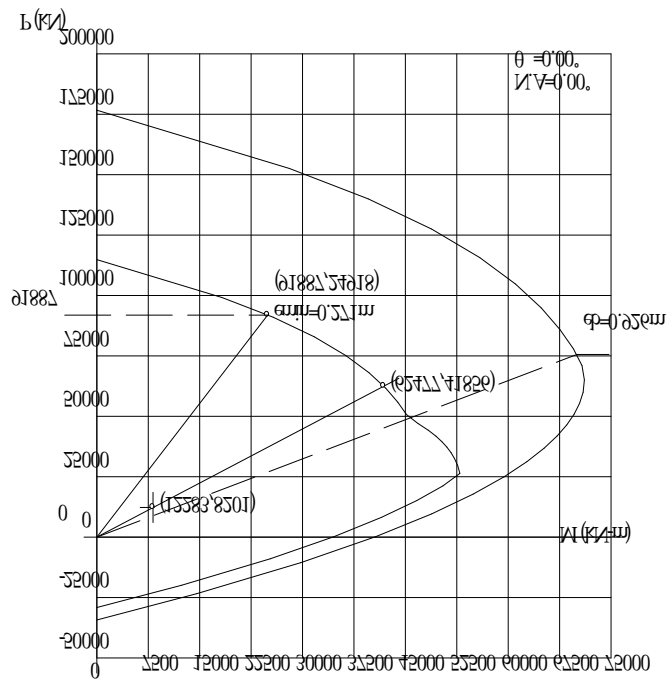
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>7068583.47 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0121</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>17847.78 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>1497.13 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	3.976078 m ⁴	I_{zz}	=	3.976078 m ⁴	A_g	=	7068583.47 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	k_x	=	-	k_y	=	-	ρ	=	0.0121	P_u	=	17847.78 kN	M_u	=	1497.13 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴																																												
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴																																												
A_g	=	7068583.47 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
k_x	=	-																																												
k_y	=	-																																												
ρ	=	0.0121																																												
P_u	=	17847.78 kN																																												
M_u	=	1497.13 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	▪ 평형편심상태 <table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.926 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>49143.95 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>45517.02 kN · m</td></tr></table> ▪ 작용편심에서의 설계강도 <table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.084 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>91886.66 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>7707.74 kN · m</td></tr></table> ▪ 사용철근량 <table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>85632.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.926 m	ΦP_b	=	49143.95 kN	ΦM_b	=	45517.02 kN · m	e	=	0.084 m	ΦP_n	=	91886.66 kN	ΦM_n	=	7707.74 kN · m	A_s	=	85632.30 mm ²																								
e_b	=	0.926 m																																												
ΦP_b	=	49143.95 kN																																												
ΦM_b	=	45517.02 kN · m																																												
e	=	0.084 m																																												
ΦP_n	=	91886.66 kN																																												
ΦM_n	=	7707.74 kN · m																																												
A_s	=	85632.30 mm ²																																												

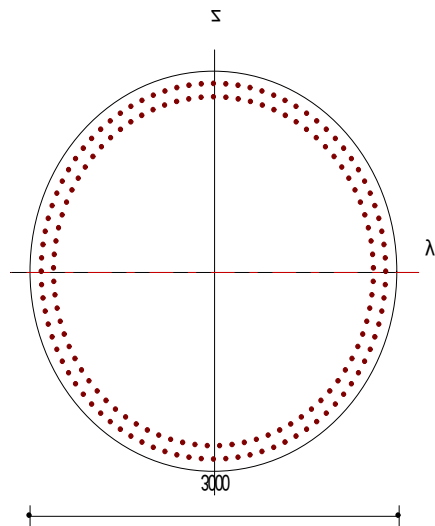
검토단면 총실 원형

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}	=	3.976078 m ⁴
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴
A_g	=	7068583.47 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0121
P_u	=	12282.52 kN
M_u	=	8201.15 kN · m
θ	=	0.00 °



▪ 평형편심상태	
e_b	= 0.926 m
ΦP_b	= 49143.95 kN
ΦM_b	= 45517.02 kN · m
▪ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.670 m
ΦP_n	= 62477.08 kN
ΦM_n	= 41855.55 kN · m
▪ 사용철근량	
A_s	= 85632.30 mm ²

9.3 합성부재력

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-17487.775	1497.127	1497.127	2117.257	축력최대
UL003	-11295.465	8201.148	4538.346	9373.122	모멘트최대
UL003	-12282.517	8201.148	4538.346	9373.122	모멘트최대

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

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

2) 기동검토 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	91886.660	17487.775	2117.257	5.254	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	53313.830	11295.465	9373.122	4.720	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	44564.770	12282.517	9373.122	3.628	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{ust} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17487.775 kN	2117.257 kN.m	118.630 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 118.63 \text{ mm} \quad \simeq \quad e = 118.63 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 16769.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \phi &= 0.65
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 10900.39 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉓ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{ust} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
11295.465 kN	9373.122 kN.m	829.810 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 835.90 \text{ mm} \quad \therefore e = 829.81 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 82021.28 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 68561.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 53313.83 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 44564.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

① 축력최대 : (부재 13, UL003)

㉓ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{ust} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
.000 kN	.000 kN.m	121.070 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

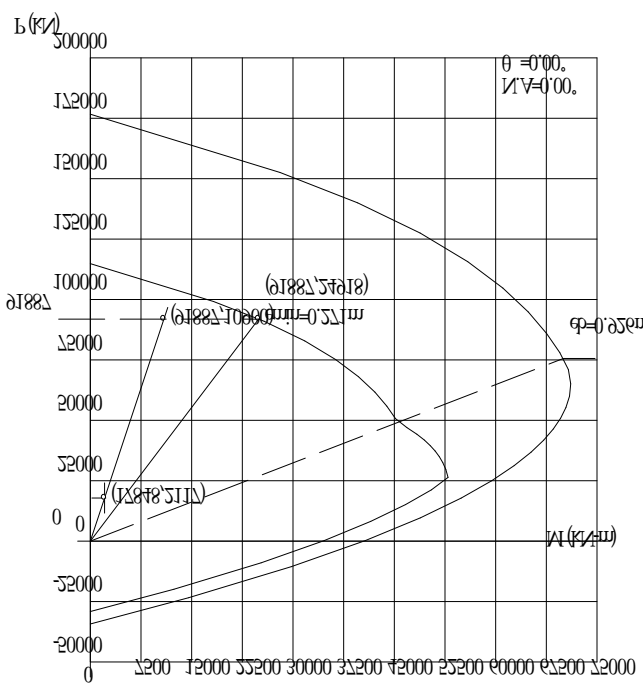
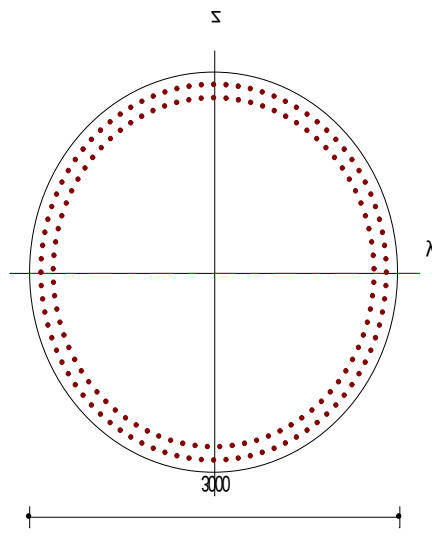
㉔ 공칭강도 산정

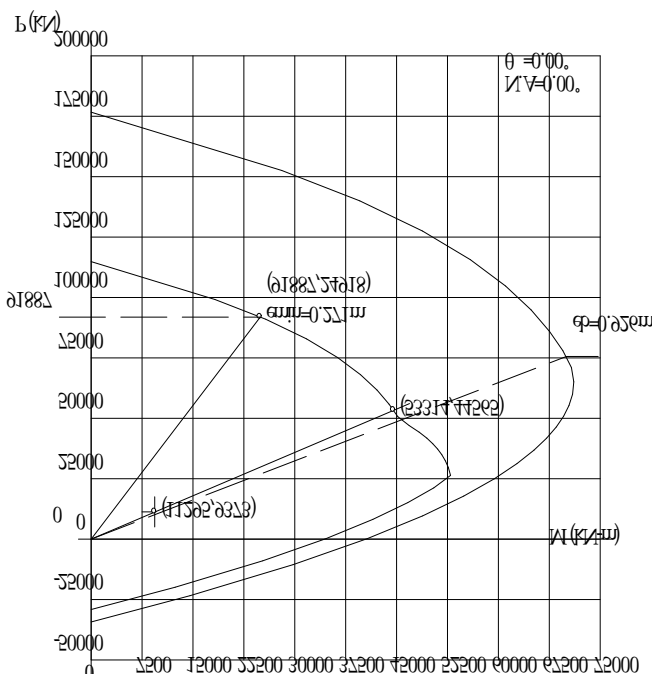
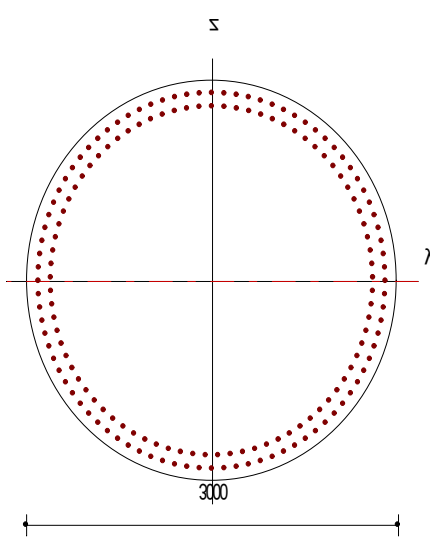
중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

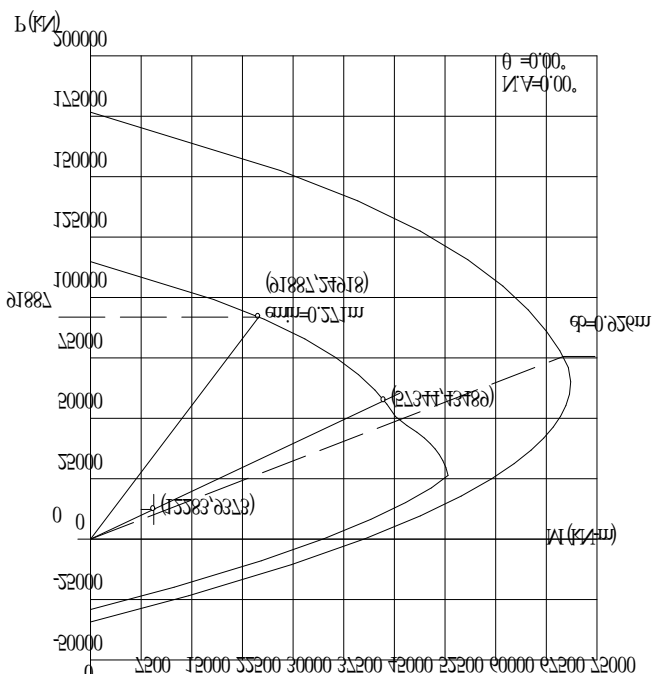
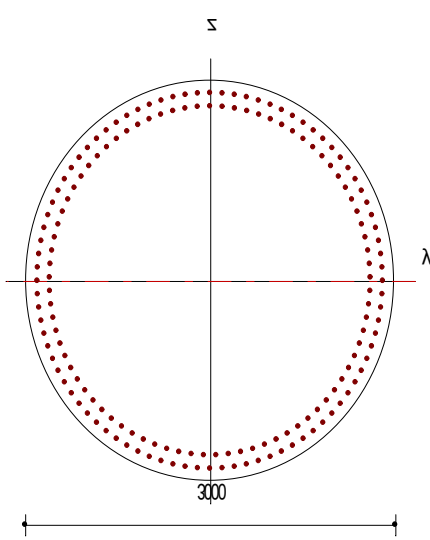
$$\begin{aligned} e' &= M_n / P_n &= 758.38 \text{ mm} &\approx e = 763.13 \text{ mm} \\ P_n &= C_c + C_s + T_s &= 88221.52 \text{ kN} \\ M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} &= 66905.57 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \phi &= 0.65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 57343.99 \text{ kN} &\geq P_u && \text{..... OK} \\ \phi M_n &= 43488.62 \text{ kN} \cdot \text{m} &\geq M_u && \text{Text OK} \end{aligned}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>7068583.47 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0121</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>17847.78 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>2117.26 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	3.976078 m ⁴	I_{zz}	=	3.976078 m ⁴	A_g	=	7068583.47 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	k_x	=	-	k_y	=	-	ρ	=	0.0121	P_u	=	17847.78 kN	M_u	=	2117.26 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴																																												
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴																																												
A_g	=	7068583.47 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
k_x	=	-																																												
k_y	=	-																																												
ρ	=	0.0121																																												
P_u	=	17847.78 kN																																												
M_u	=	2117.26 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	■ 평형편심상태 <table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.926 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>49143.95 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>45517.02 kN · m</td></tr></table> ■ 작용편심에서의 설계강도 <table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.119 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>91886.66 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>10900.39 kN · m</td></tr></table> ■ 사용철근량 <table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>85632.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.926 m	ΦP_b	=	49143.95 kN	ΦM_b	=	45517.02 kN · m	e	=	0.119 m	ΦP_n	=	91886.66 kN	ΦM_n	=	10900.39 kN · m	A_s	=	85632.30 mm ²																								
e_b	=	0.926 m																																												
ΦP_b	=	49143.95 kN																																												
ΦM_b	=	45517.02 kN · m																																												
e	=	0.119 m																																												
ΦP_n	=	91886.66 kN																																												
ΦM_n	=	10900.39 kN · m																																												
A_s	=	85632.30 mm ²																																												

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 11295.47 \text{ kN}$ $M_u = 9373.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.836 \text{ m}$ $\Phi P_n = 53313.83 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 44564.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 12282.52 \text{ kN}$ $M_u = 9373.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_n = 57343.99 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 43488.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$