

P4-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 | |

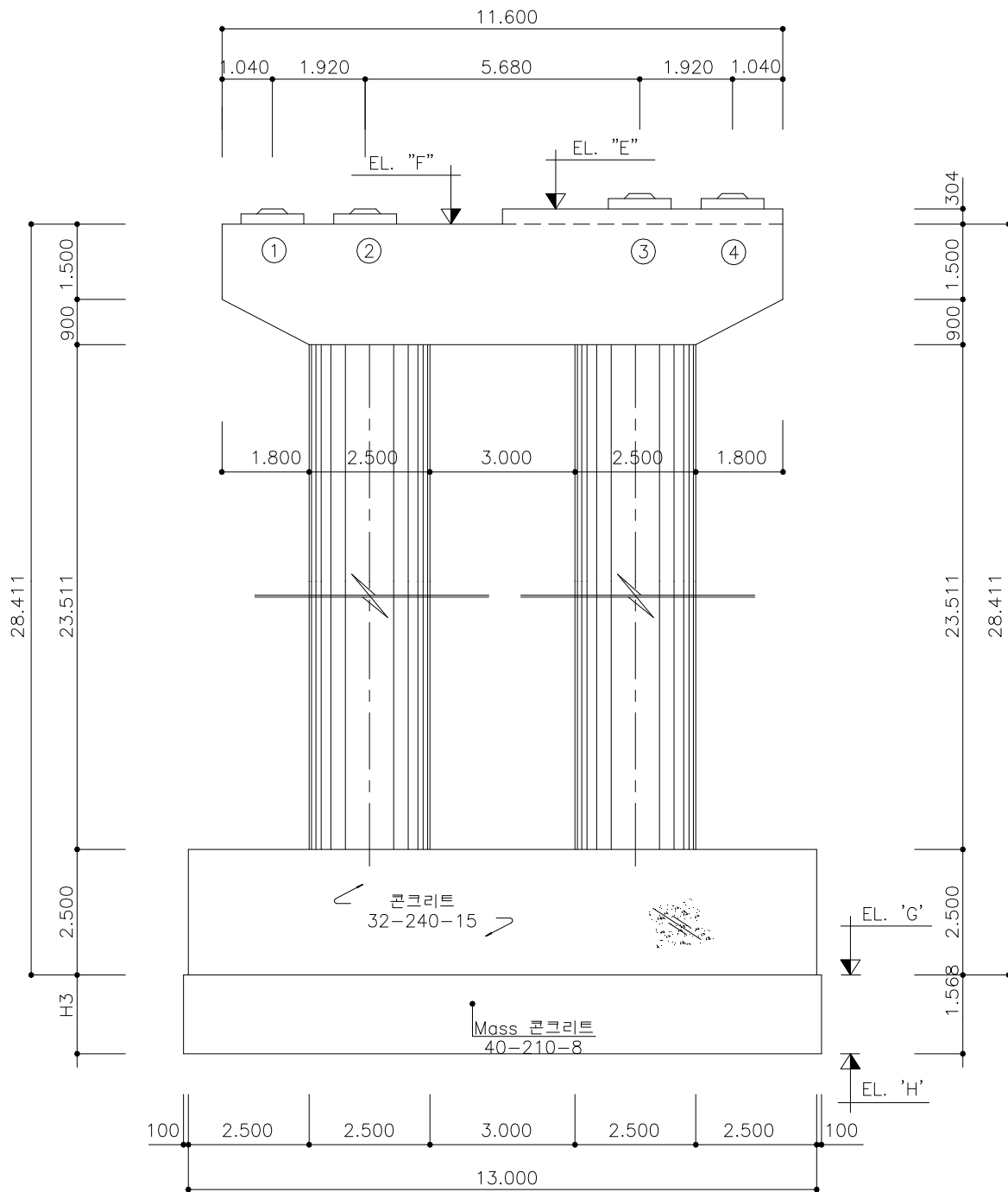
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4560.779	-575.908
2	-4560.779	-852.819
계	-9121.558	-1428.727

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.378) \times 3.73 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.4 \times (50 + 50) / 3 \times \sin 90 = 620 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73 / 2 + 0.4 + 1.804 / 2 = 3.167 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 620 \times 3.167 = 1963.54 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 2.704 \times 2.5 = 20.28 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.804 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 62.779 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 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]

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

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.804 / 2 = 5.582 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75 \times 5.582 = 418.65 \text{ kN.m}$$

5.5 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
SVB01	1.00	1.00		
SVB02	1.00			
SVB03	1.00		1.00	
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

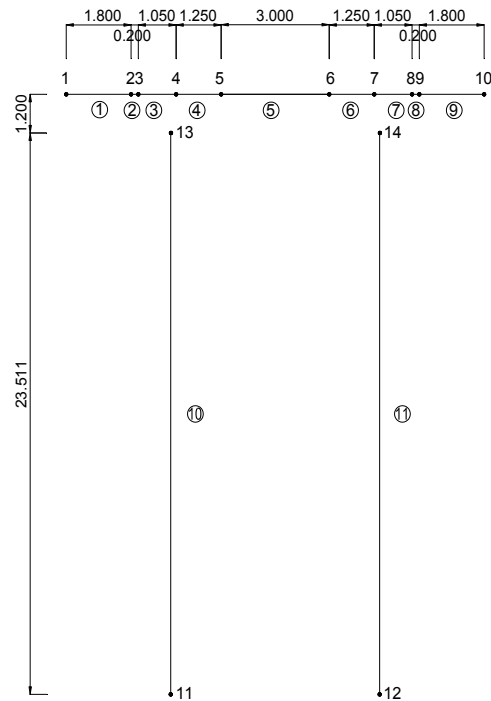
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

5.6 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	15.900	7	8.550	15.900
2	1.800	15.900	8	9.600	15.900
3	2.000	15.900	9	9.800	15.900
4	3.050	15.900	10	11.600	15.900
5	4.300	15.900	11	3.050	0.000
6	7.300	15.900	12	8.550	0.000

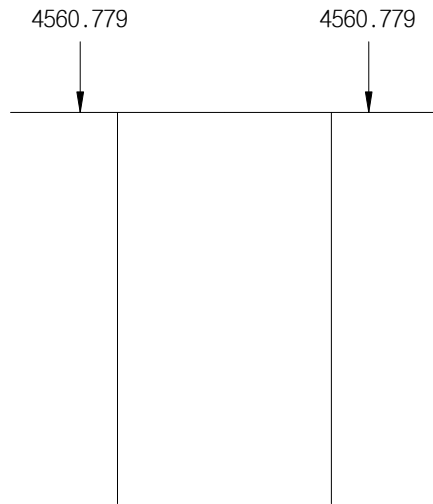
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.588	3.970	8.342770	2.067708	
②	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
③	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
④	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑤	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑥	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑦	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑧	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑨	2.500	2.400	6.000	8.342770	2.067708	
⑩	2.500	1.588	3.970	1.917476	1.917476	
⑪	2.500	27.466	68.665	1.917476	1.917476	

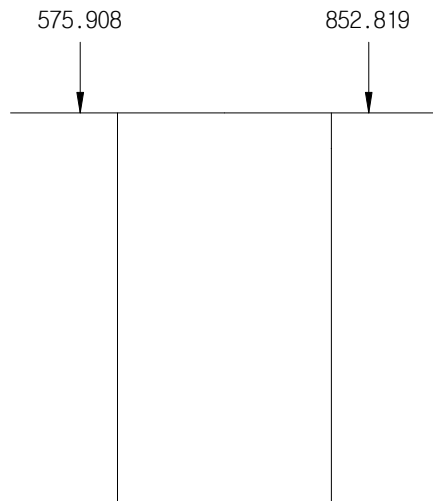
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



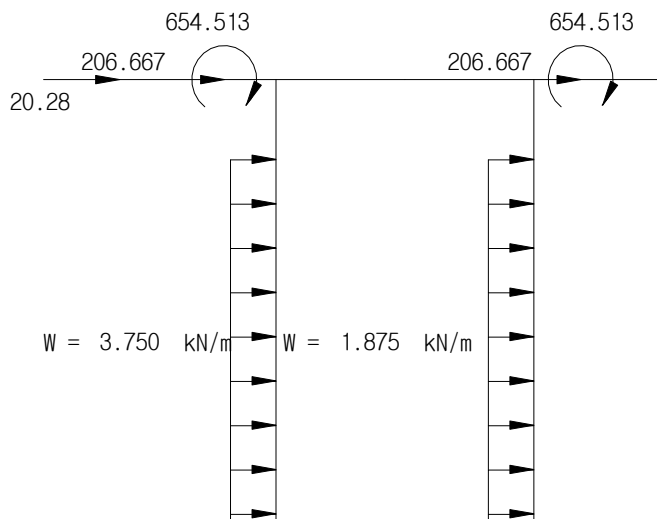
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

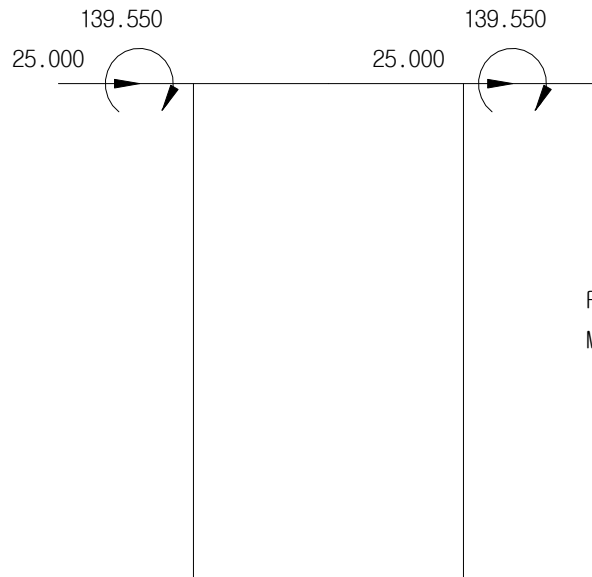
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 620 / 3 = 206.667 \text{ kN}$$

$$M = 1963.54 / 3 = 654.513 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

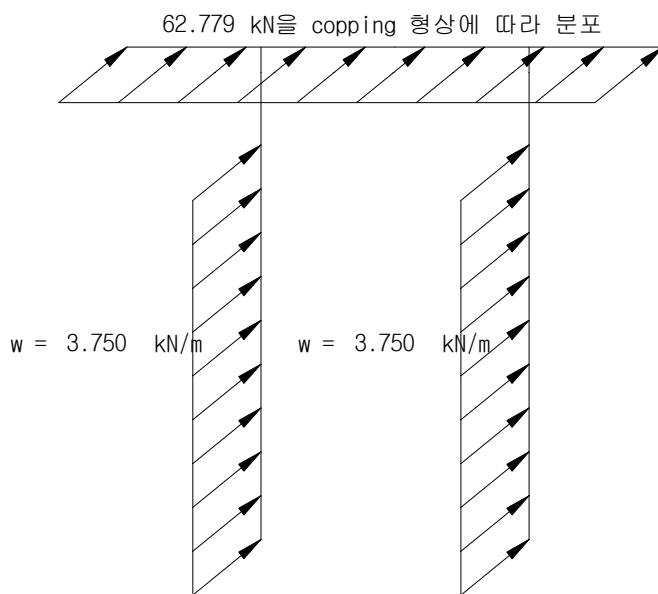


$$P = 75 / 3 = 25.000 \text{ kN}$$

$$M = 418.65 / 3 = 139.550 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5324.370	-1193.850	-77.558	-8153.820	629.615	-77.558	
L	-534.031	-152.178	-11.849	-534.031	126.409	-11.849	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	4955.110	-246.746	
W-TR	1240.030	-2466.070	-206.691	1240.030	3429.880	-294.857	
WL	154.380	-254.995	-25.000	154.380	332.780	-25.000	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5324.370	1193.850	77.558	-8153.820	-629.615	77.558	
L	-894.696	212.611	11.849	-894.696	-65.975	11.849	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	4955.110	-246.746	
W-TR	-1240.030	-2524.710	-226.923	-1240.030	3328.700	-271.006	
WL	-154.380	-254.995	-25.000	-154.380	332.780	-25.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-195.657	4919.849	-195.657	-4765.395	
L	-151.176	575.908	-223.865	-852.819	
W-L0	59.472	-21.780	59.472	59.580	
W-TR	654.513	0.000	-654.513	0.000	
WL	139.550	0.000	-139.550	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3602.759	-220.650	-3437.272	220.650	-3602.759	404.524	
L	-438.307	41.877	-490.653	41.877	-616.283	41.877	
W-L0	61.265	99.000	-34.360	54.000	61.265	-54.000	
W-TR	3368.608	1240.026	1818.576	1240.026	-1901.502	1240.026	
WL	424.545	154.380	231.570	154.380	-231.570	154.380	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5858.401	-1346.028	-89.407	-8687.851	756.024	-89.407	
SVB02	-5324.370	-1193.850	-77.558	-8153.820	629.615	-77.558	
SVB03	-4084.340	-3659.920	-284.249	-6913.790	4059.495	-372.415	
SVB04	-5084.006	-2834.058	-217.753	-7913.456	2803.744	-261.836	
SVB05	-4549.975	-2681.880	-205.904	-7379.425	2677.335	-249.987	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6219.066	1406.461	89.407	-9048.516	-695.590	89.407	
L	-5324.370	1193.850	77.558	-8153.820	-629.615	77.558	
W-L0	-6564.400	-1330.860	-149.365	-9393.850	2699.085	-193.448	
W-TR	-6993.461	-110.889	-49.055	-9822.911	1301.540	-71.096	
WL	-6098.765	-323.500	-60.904	-8928.215	1367.515	-82.945	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5858.401	-1346.028	-89.407	-8687.851	756.024	-89.407	
SVB02	-5324.370	-1193.850	-77.558	-8153.820	629.615	-77.558	
SVB03	-4084.340	-3659.920	-284.249	-6913.790	4059.495	-372.415	
SVB04	-5238.386	-2579.063	-192.753	-8067.836	2470.964	-236.836	
SVB05	-4704.355	-2426.885	-180.904	-7533.805	2344.555	-224.987	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6219.066	1406.461	89.407	-9048.516	-695.590	89.407	
L	-5324.370	1193.850	77.558	-8153.820	-629.615	77.558	
W-L0	-6564.400	-1330.860	-149.365	-9393.850	2699.085	-193.448	
W-TR	-6839.081	144.106	-24.055	-9668.531	968.760	-46.096	
WL	-5944.385	-68.505	-35.904	-8773.835	1034.735	-57.945	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-91.704	554.128	-164.393	-793.239	
SVB02	-151.176	575.908	-223.865	-852.819	
SVB03	-11.626	575.908	-363.415	-852.819	
SVB04	-21.929	554.128	-234.168	-793.239	
SVB05	-81.401	575.908	-293.640	-852.819	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-377.042	140.877	-429.388	95.877	#REF!	-12.123	
SV002	-438.307	41.877	-490.653	41.877	-616.283	41.877	
SV003	-13.762	196.257	-259.083	196.257	-847.853	196.257	
SV004	-164.770	218.067	-313.603	173.067	#REF!	65.067	
SV005	-226.035	119.067	-374.868	119.067	-732.068	119.067	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8069.848	-1879.188	-126.301	-11748.133	1090.279	-126.301	
ULB02	-6921.681	-1552.005	-100.825	-10599.966	818.500	-100.825	
ULB03	-5309.642	-4757.896	-369.524	-8987.927	5277.344	-484.140	
ULB04	-6609.208	-3684.275	-283.078	-10287.493	3644.867	-340.386	
ULB05	-5914.968	-3486.444	-267.675	-9593.253	3480.536	-324.982	
ULB06	-7615.921	-1749.836	-116.229	-11294.206	982.831	-116.229	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8845.277	2009.119	126.301	-12523.562	-960.346	126.301	
ULB02	-6921.681	1552.005	100.825	-10599.966	-818.500	100.825	
ULB03	-8533.720	-1730.118	-194.175	-12212.005	3508.811	-251.482	
ULB04	-9091.499	-144.156	-63.771	-12769.784	1692.002	-92.425	
ULB05	-7928.395	-420.550	-79.175	-11606.680	1777.770	-107.829	
ULB06	-8084.786	1828.399	116.229	-11763.071	-904.267	116.229	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8069.848	-1879.188	-126.301	-11748.133	1090.279	-126.301	
ULB02	-6921.681	-1552.005	-100.825	-10599.966	818.500	-100.825	
ULB03	-6921.681	-1304.620	-306.979	-10599.966	7260.143	-421.595	
ULB04	-7615.921	-1626.144	-219.306	-11294.206	4203.653	-276.614	
ULB05	-6921.681	-1428.313	-203.902	-10599.966	4039.321	-261.210	
ULB06	-7615.921	-1749.836	-116.229	-11294.206	982.831	-116.229	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8845.277	2009.119	126.301	-12523.562	-960.346	126.301	
ULB02	-6921.681	1552.005	100.825	-10599.966	-818.500	100.825	
ULB03	-6921.681	1799.390	-105.329	-10599.966	5623.144	-219.944	
ULB04	-8084.786	1952.092	13.152	-11763.071	2316.555	-44.156	
ULB05	-6809.902	-3229.090	-353.655	-10488.187	6433.075	-468.271	
ULB06	-8084.786	1828.399	116.229	-11763.071	-904.267	116.229	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-579.383	7634.006	-735.664	-8028.574	
ULB02	-254.354	6395.804	-254.354	-6195.014	
ULB03	-177.041	6395.804	-1105.221	-6195.014	
ULB04	490.692	6395.804	-1195.929	-6195.014	
ULB05	352.494	6395.804	-861.203	-6195.014	
ULB06	-450.883	7144.484	-545.379	-7303.678	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5625.947	-196.809	-5523.358	376.881	-6008.595	615.917	
SV002	-4683.587	-286.845	-4468.454	286.845	-4683.587	525.881	
SV003	-304.396	1325.189	-2104.305	1898.879	-7155.539	2137.915	
SV004	-28.442	1425.536	-1953.784	1999.226	-7306.060	2238.262	
SV005	-2493.992	519.172	-3286.379	1092.862	-5919.563	1331.898	
SV006	-5253.386	-232.405	-5106.303	341.285	-5484.755	580.321	

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]

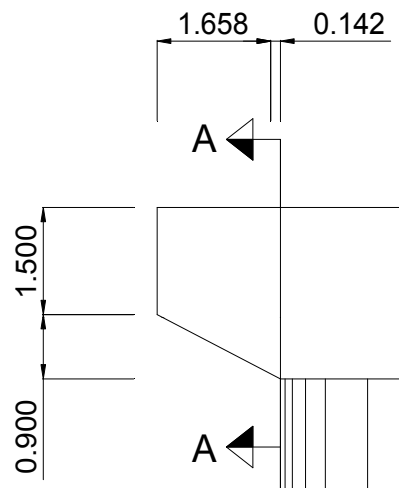
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6395.804 \text{ kN} - \text{"UL0-04"}$$

$$M_u = 490.692 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 490.692 / 6395.804 = 0.077 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.077 / 2.284 = 0.034 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2400.0	2284.0	100.0	2440.6	6395.8

$$a = 77 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.034) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2440.6 \geq 0.5 \times 2284 = 1142\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6395.804 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 490.692 = 1279.161 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 490.692 + 1279.161 \times (2.4 - 2.284) = 639.075 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=6395.804 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6395.804 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 15228.105 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 490.692 + 1279.161 \times (2.4 - 2.284) = 639.075 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 639075 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 639075 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$= 875.566 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 6395.804 = 1279.161 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1279161 / (0.8 \times 400) = 3997.378 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 14149.448 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 14149.448 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (14149.448 - 3997.378) \\ = 5076.035 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2284 = 1522.667 \text{ mm} \text{ 구간에 9단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 5076.035 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.077 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 0.0385 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 4.870 \text{ kN}$$

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

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 227.755 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.604 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표}) \\ = 0 + (227.755 - 0) / 1.8 \times (2.604 - 0) \\ = 329.486 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	154.0	2284.0	329.5	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y = fy / Es = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261 \\ \epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 632.492 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 45.427 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 490.692 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 43.468]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 329.486 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 329.486 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.735]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

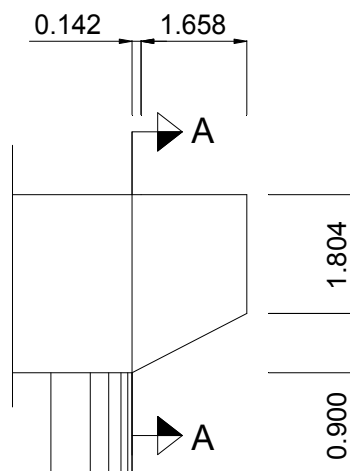
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6195.014 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 1195.929 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1195.929 / 6195.014 = 0.193 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.193 / 2.284 = 0.085 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2400.0	2284.0	100.0	2670.0	6195.0

$$a = 193 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.085) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2669.9 \geq 0.5 \times 2284 = 1142 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6195.014 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1195.929 = 1239.003 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1195.929 + 1239.003 \times (2.704 - 2.284) = 1716.31 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=6195.014 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6195.014 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 14750.033 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 1195.929 + 1239.003 \times (2.4 - 2.284) = 1339.653 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 1339653 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1838.111 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 6195.014 = 1239.003 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1239003 / (0.8 \times 400) = 3871.884 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 13705.239 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 28732.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 116.000 \text{ mm)}$$

1단 : D32-10EA + D32-10EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-10EA + D32-10EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 13705.239 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (13705.239 - 3871.884)$$

$$= 4916.678 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 6EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2284 = 1522.667 mm 구간에 9단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 4916.678 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.193 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0965 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 12.210 \text{ kN}$$

부재번호 : 9 (I단 : 절점8, J단 : 절점1 부재길이(L) : 1.800 m

$$Vui = 227.755 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.546 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 227.755 + (0 - 227.755) / 1.8 \times (2.546 - 9.8)$$

$$= 1145.608 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	386.0	2284.0	1145.6	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1543.687 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 18.613 \quad]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 1195.929 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 17.835 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 1145.608 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1145.608 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 1.937 \quad]$$

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)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.2^2 / 4)} = 1.079 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 5.8 - 2.216 = 3.584 \text{ m} \\ d &= 2 - 0.1 = 1.9 \text{ m} \\ L_n/d &= 3.584 - 1.9 = 1.684 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-5(부재 4)

$$\begin{aligned} a &= 0.035 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.0175 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 435.846 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 4 \text{ (I단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.250 \text{ m} \\ V_{ui} &= 435.846 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 196.809 \text{ kN} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.625 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 435.846 + (196.809 - 435.846) / 1.25 \times (2.625 - 3.05) \\ &= 517.119 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	70.0	1900.0	196.8	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 8853.341 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 3.245 \text{ \%}]$$

$$\text{1단 : D32-10EA + D32-10EA}, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : D29-10EA + D32-10EA}, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00350 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.0054 \\ \rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} &\rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 5625.947 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 3.124] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 5625.947 \text{ kN} \geq V_u (= 517.119 \text{ kN}) \quad 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 517.119 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.570] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-05(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.068 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.034 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 196.809 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} &\quad \text{부재길이(L) : 3.000 m} \\ V_{ui} &= 196.809 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = -376.88 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.608 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 196.809 + (-376.88 - 196.809) / 3 \times (2.608 - 4.3) \\ &= 520.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	136.0	1900.0	376.9	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 8689.229 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 28732.000 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 3.307 %]

1단 : D32-10EA + D32-10EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D29-10EA + D32-10EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.0054$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 5523.358 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 3.183 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 5523.358 \text{ kN} \geq V_u (= 520.37 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 520.37 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.548 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-1(부재 6)

$$a = 0.103 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0515 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 606.069 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.250 m}$$

$$V_{ui} = -376.88 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = -615.917 \text{ kN (J단)}$$

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

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

$$= -376.88 + (-615.917 - -376.88) / 1.25 \times (2.591 - 7.3)$$

$$= 523.62 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	206.0	1900.0	615.9	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 9466.372 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 3.035 \quad]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0054$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 6008.595 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.925 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

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

$$= 6008.595 \text{ kN} \geq V_u (= 523.62 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

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

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 523.62 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.526 \quad]$$

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	-8153.820	-12523.562	2009.119	-960.346	126.301	0.00010	축력최대
UL003	-8153.820	-12212.005	-1730.118	3508.811	-194.175	0.00973	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	62973.920	12523.562	2009.119	5.028	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	58498.260	12212.005	3508.811	4.790	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, 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	12523.562	2009.119	160.430

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12523.562 \times 0.0001032 / (126.301 \times 25.911)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 25.911 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 23.511 / 0.55$$

$$= 42.747 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (23.511 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 2009.119 kN.m, M2= -960.346 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.092$$

㉤ 철근비 검토

• 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)

• 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)

• 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12523.562 kN	2009.119 kN.m	160.430 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 160.07 \text{ mm} \quad \therefore e = 160.43 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 15507.78 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 62973.92 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 10080.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 11, 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	12212.005	3508.811	287.330

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 12212.005 \times 0.009726 / (-194.175 \times 25.911) \\
 &= 0.024 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (25.911 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 23.511 / 0.55$$

$$= 42.747 > 40 \therefore \text{장주}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (: 23.511 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -1730.118 \text{ kN.m}$, $M_2 = 3508.811 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.493$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12212.005 kN	3508.811 kN.m	287.330 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 290.10 \text{ mm} \approx e = 287.33 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 89997.32 \text{ kN}$$

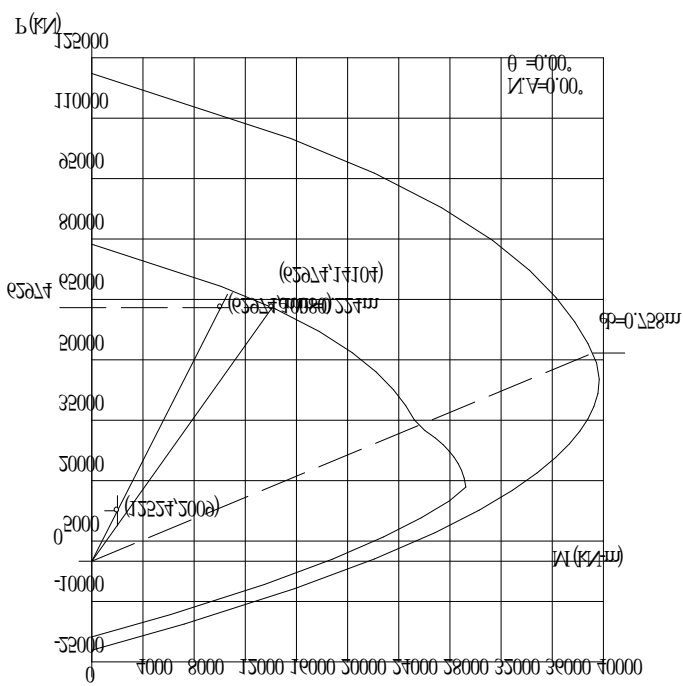
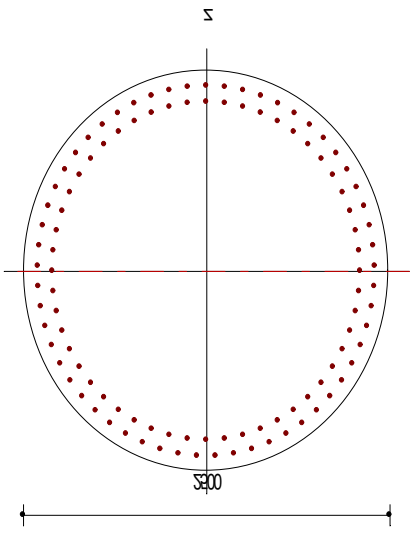
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 26107.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 58498.26 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 16970.13 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 12523.56 \text{ kN}$ $M_u = 2009.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.160 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 10080.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 9125.77 \text{ kN}$ $M_u = 5980.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.655 \text{ m}$ $\Phi P_n = 37759.78 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 24726.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

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	-8153.820	-12523.562	2009.119	-960.346	126.301	0.00000	축력최대
UL005	-8153.820	-10488.187	-3229.090	6433.075	-353.655	0.01167	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	62973.920	12523.562	2009.119	5.028	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	39624.650	10488.187	6433.075	3.778	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, 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	12523.562	2009.119	160.430

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12523.562 \times 0 / (126.301 \times 25.911)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 25.911 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 23.511 / 0.55$$

$$= 42.747 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 23.511 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= 2009.119 kN.m, M2= -960.346 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.092$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12523.562 kN	2009.119 kN.m	160.430 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 160.07 \text{ mm} \quad \therefore e = 160.43 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 15507.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 10080.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 11, UL005)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$e(\text{mm})$
100.000	10488.187	6433.075	613.360

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 10488.187 \times 0.01167 / (-353.655 \times 25.911)$$

$$= 0.013 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 25.911 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 23.511 / 0.55$$

$$= 42.747 > 40 \quad \therefore \text{장주}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(23.511 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -3229.090 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 6433.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.502$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10488.187 kN	6433.075 kN.m	613.360 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 613.89 \text{ mm} \approx e = 613.36 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 60961.00 \text{ kN}$$

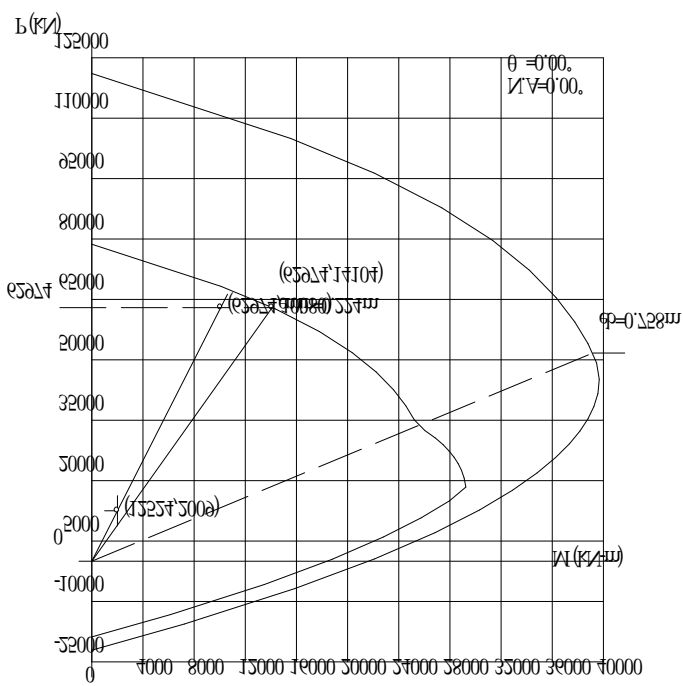
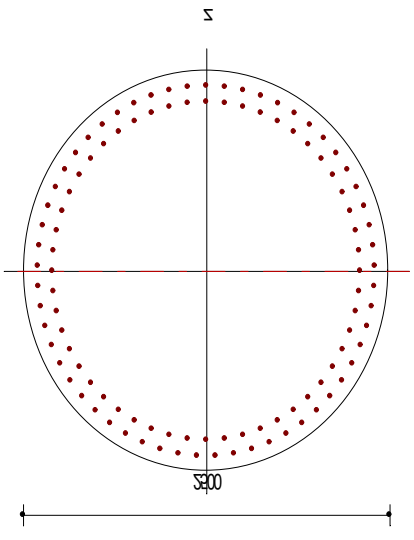
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 37423.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 39624.65 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 24325.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

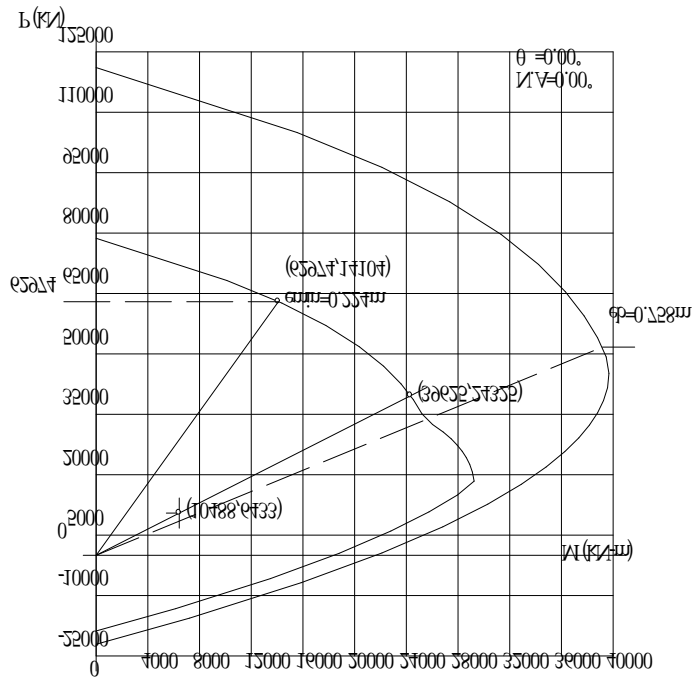
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$ \begin{aligned} 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} &= 1.917476 \text{ m}^4 \\ I_{zz} &= 1.917476 \text{ m}^4 \\ A_g &= 4908738.52 \text{ mm}^2 \\ I_{ux} &= - \\ I_{uy} &= - \\ k_x &= - \\ k_y &= - \\ \rho &= 0.0113 \\ P_u &= 12523.56 \text{ kN} \\ M_u &= 2009.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \theta &= 0.00^\circ \end{aligned} $
	■ 평형편심상태 $\begin{aligned} e_b &= 0.758 \text{ m} \\ \Phi P_b &= 33605.31 \text{ kN} \\ \Phi M_b &= 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $\begin{aligned} e &= 0.160 \text{ m} \\ \Phi P_n &= 62973.92 \text{ kN} \\ \Phi M_n &= 10080.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$ ■ 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

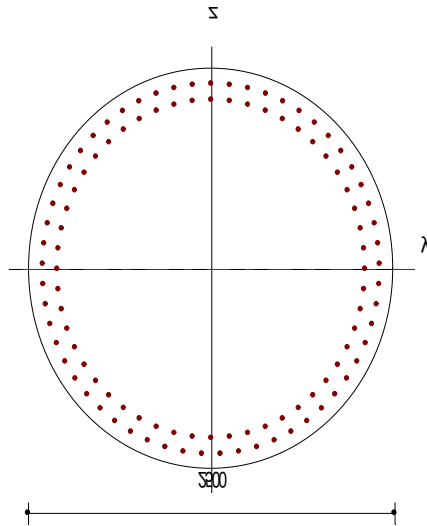
검토단면 중심 원형

하중조합 UL005

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	10488.19 kN
M_u	=	6433.08 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태	
e_b	= 0.758 m
ΦP_b	= 33605.31 kN
ΦM_b	= 25462.32 kN · m
■ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.614 m
ΦP_n	= 39624.65 kN
ΦM_n	= 24325.33 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 55230.30 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	-12523.562	2009.119	2009.119	2841.323	축력최대
UL003	-12212.005	5623.144	3508.811	6628.084	모멘트최대
UL005	-10488.187	6433.075	1777.770	6674.198	모멘트최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62808.800	12523.562	2841.323	5.015	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	43119.510	12212.005	6628.084	3.531	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	38410.830	10488.187	6674.198	3.662	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 11, UL001)

㉠ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉡ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12523.562 kN	2841.323 kN.m	226.880 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉢ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 226.77 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 226.88 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96628.93 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 21912.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62808.80 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 14243.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 11, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12212.005 kN	6628.084 kN.m	542.750 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 543.59 \text{ mm} \approx e = 542.75 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 66337.72 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 36060.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 43119.51 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 23439.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 11, UL005)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10488.187 kN	6674.198 kN.m	636.350 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 640.25 \text{ mm} \approx e = 636.35 \text{ mm}$$

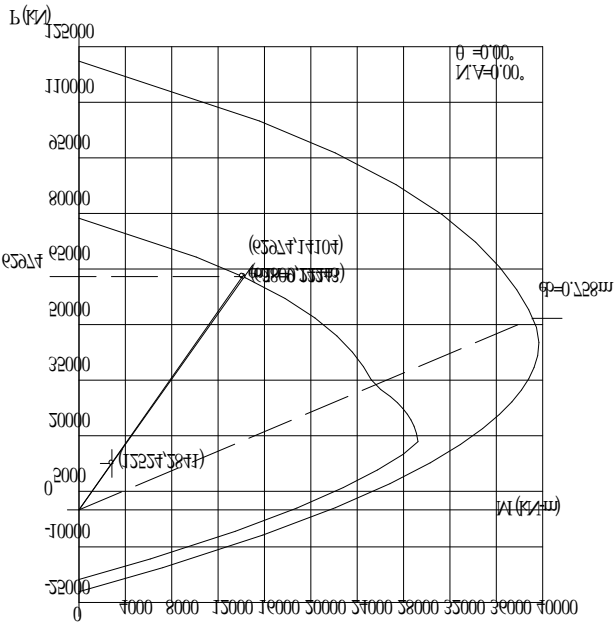
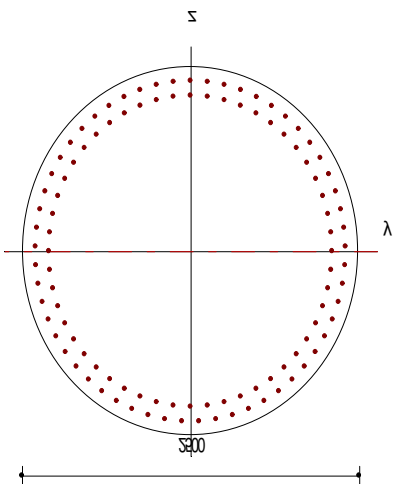
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 59093.58 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 37834.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi M_n = 24592.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

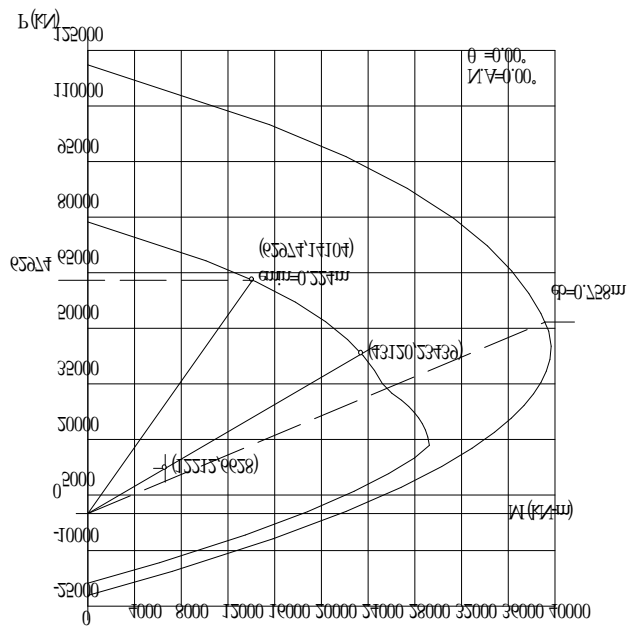
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 12523.56 \text{ kN}$ $M_u = 2841.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.227 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62808.80 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 14243.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

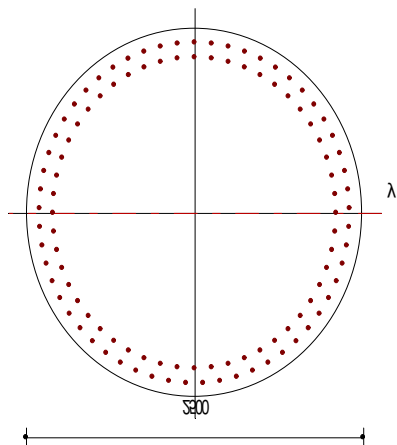
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	12212.01 kN
M_u	=	6628.08 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	33605.31 kN
ΦM_b	=	25462.32 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.544 m
ΦP_n	=	43119.51 kN
ΦM_n	=	23439.46 kN · m

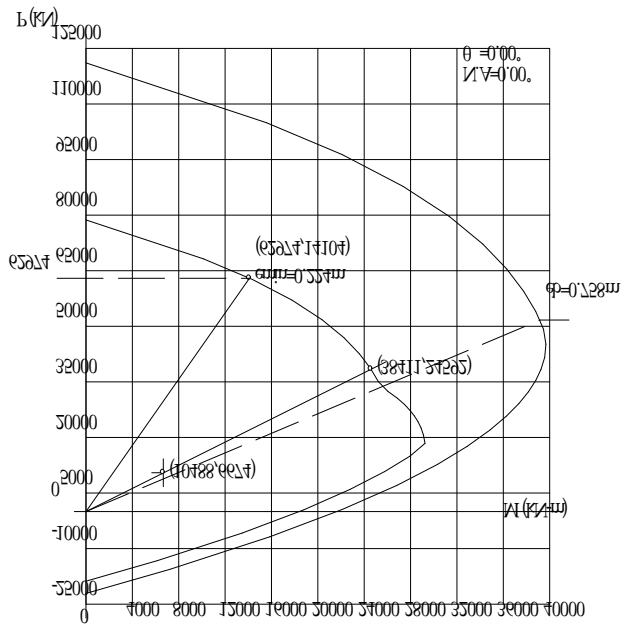
■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------

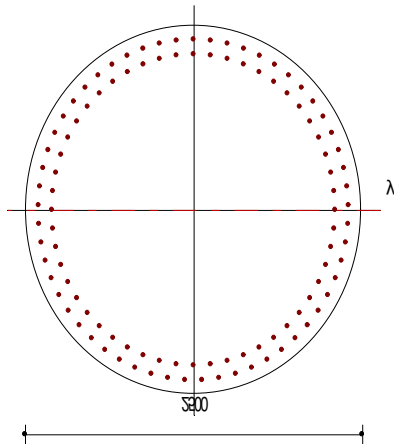
검토단면 총실 원형

하중조합 UL005

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	10488.19 kN
M_u	=	6674.20 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	33605.31 kN
ΦM_b	=	25462.32 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.640 m
ΦP_n	=	38410.83 kN
ΦM_n	=	24592.36 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------