P2-부산방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	:	π형 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	:	γc =	25	kN/m³
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20	kN/m³
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.05	

3.3 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	24	MPa
			기둥:	24	MPa
			기초:	24	MPa
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	25811	MPa
			기둥:	25811	MPa
			기초:	25811	MPa
2) 철근의 항복 강도(SD3.0)	:	fy =	두부보:	400	MPa
			기둥:	400	MPa
			기초:	400	MPa
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		

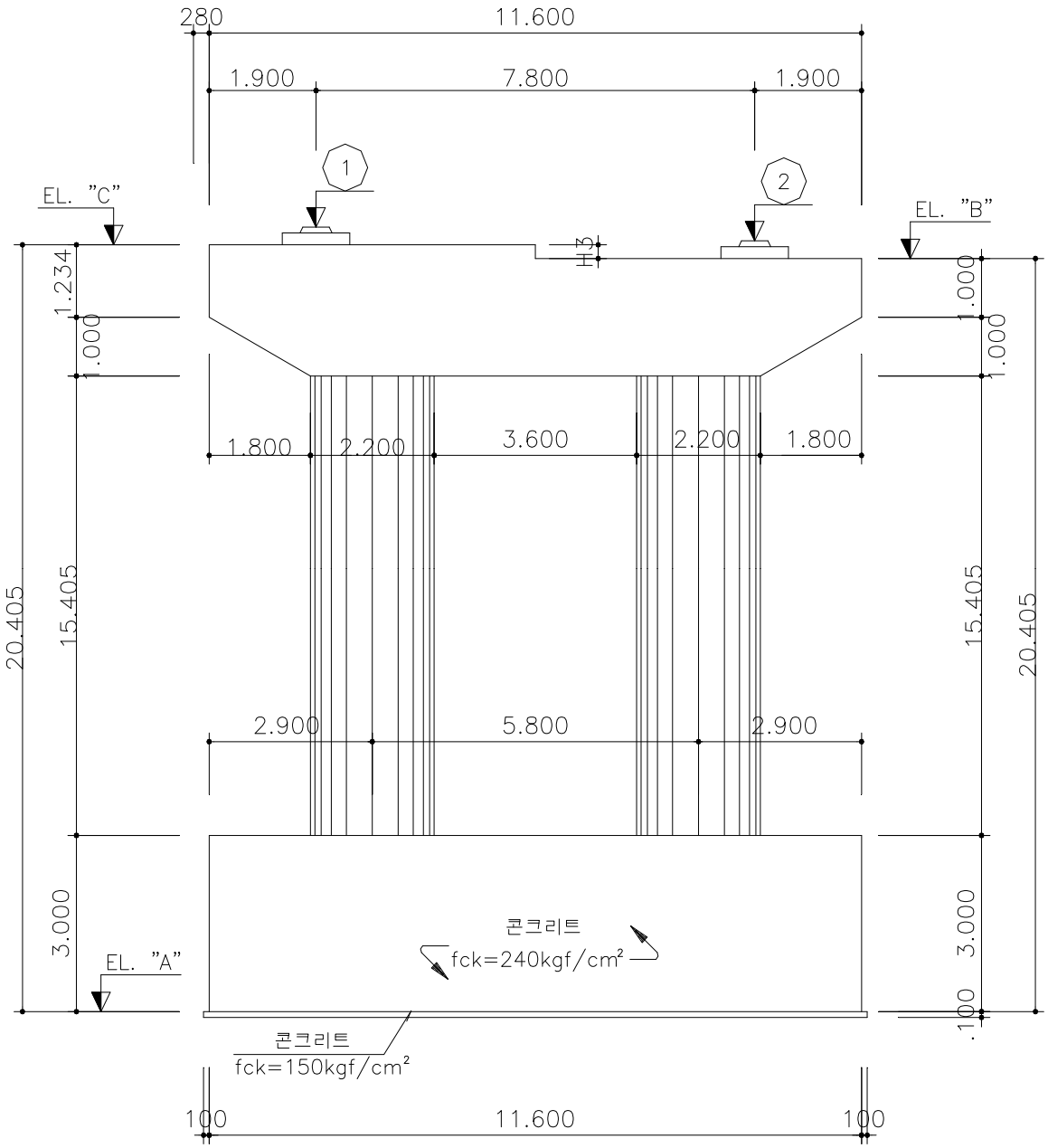
3.5 설 계 방 법

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


280
11.600
1.900
7.800
1.900
1
2
EL. "C"
EL. "B"
H3
1.234
1.000
1.000
1.000
1.800
2.200
3.600
2.200
1.800
20.405
15.405
15.405
20.405
2.900
5.800
2.900
3.000
3.000
EL. "A"
콘크리트
fck=240kgf/cm²
콘크리트
fck=150kgf/cm²
100
11.600
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4847.977	-894.698
2	-4650.947	-688.919
계	-9498.924	-1583.617

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.145 / 3.9 = 3.114 ∴ W1 = (4.0 - 0.2 x (B / D)) x D, D ≥ 6.0

W1 = (4.0 - 0.2 x 3.114) x 3.9 = 13.171 kN/m ≥ 6.0

P1 = 13.171 x (55 + 60)/3 x sin90 = 757.333 kN

작용위치 h = 3.9 / 2 + 0.4 + 1.234 / 2 = 2.967 m

작용모멘트 My = Ph x h =757.333 x 2.967 = 2247.01 kN.m/m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3 x 2.234 x 2.5 = 16.755 kN

W'column = 1.500 x 2.2 = 3.300 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 1.234 / 2 = 1.650 kN/m (풍상측)

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 42.943 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.2 = 3.300 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 x (55 + 60)/2 x sin90.0 = 86.250 kN

작용위치 h = 3.48 + 1.500 + 1.234 / 2 = 5.597 m

작용모멘트 My = Ph x h = 86.25 x 5.597 = 482.741 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

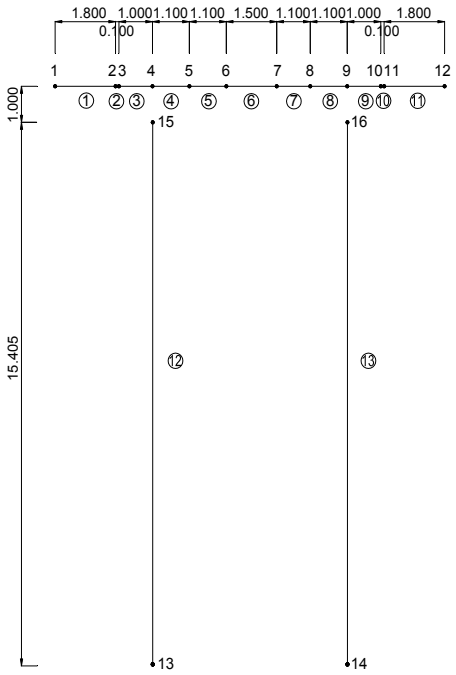
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	16.405	8	7.600	16.405
2	1.800	16.405	9	8.700	16.405
3	1.900	16.405	10	9.700	16.405
4	2.900	16.405	11	9.800	16.405
5	4.000	16.405	12	11.600	16.405
6	5.100	16.405	13	2.900	0.000
7	6.600	16.405	14	8.700	0.000

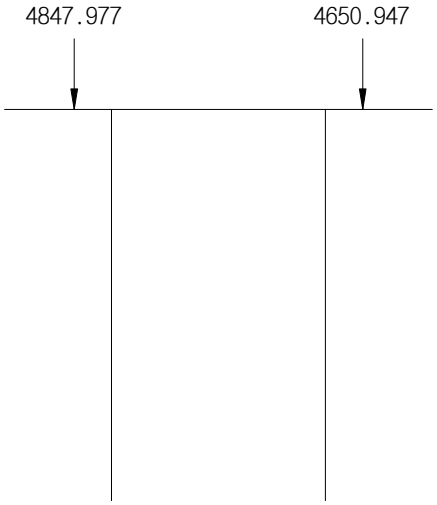
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.500	1.145	2.863	8.913147	3.127341	
②	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
③	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
④	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑤	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑥	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑦	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑧	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑨	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑩	2.500	2.000	5.000	3.421355	1.666667	
⑪	2.500	1.145	2.863	8.913147	3.127341	
⑫	2.200	15.405	33.891	2.299803	1.149901	
⑬	2.200	14.405	31.691	2.299803	1.149901	

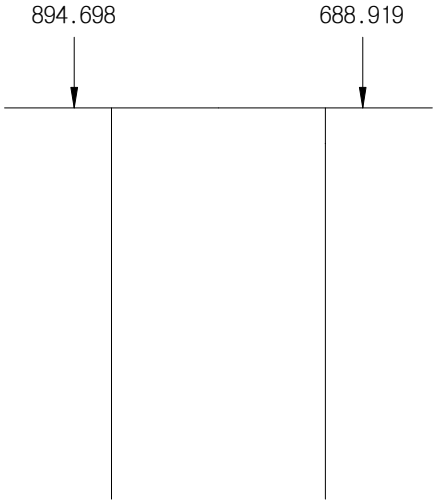
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



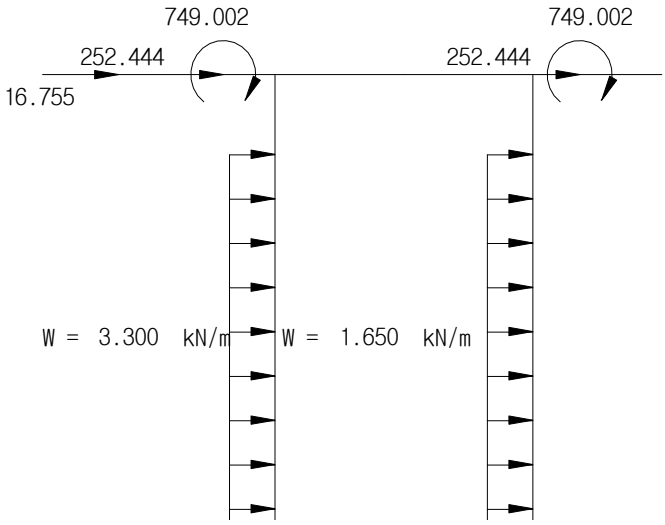
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

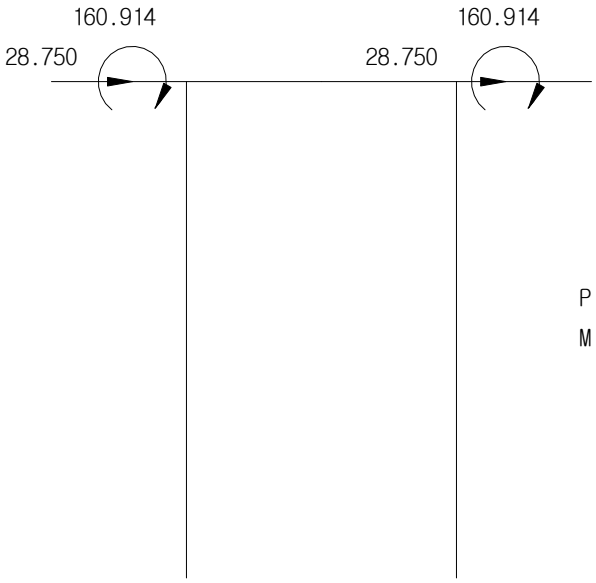
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 757.333 / 3 = 252.444 kN

M = 2247.007 / 3 = 749.002 kN

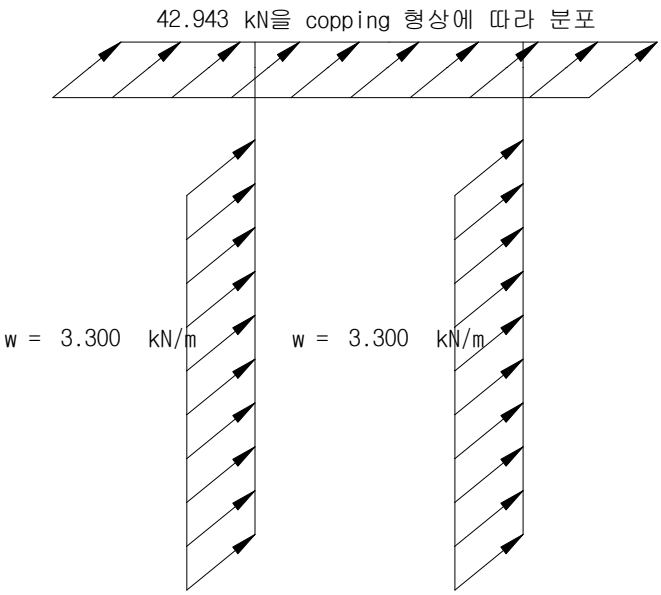
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 86.25 / 3 = 28.750 kN
M = 482.741 / 3 = 160.914 kN

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5492.450	-1644.140	-161.481	-6928.130	843.479	-161.481	
L	-923.750	-290.731	-27.017	-923.750	125.468	-27.017	
W-LO	0.000	183.766	-183.766	0.000	3406.260	-234.603	
W-TR	982.520	-18311.110	-255.262	982.520	2492.780	-306.099	
WL	129.600	-186.177	-28.750	129.600	256.717	-28.750	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5239.780	1608.440	161.481	-6675.460	-879.171	161.481	
L	-659.867	253.454	27.017	-659.867	-162.746	27.017	
W-LO	0.000	183.766	-183.766	0.000	3406.260	-234.603	
W-TR	-982.520	-1847.860	-266.381	-982.520	2451.520	-291.799	
WL	-129.600	-186.177	-28.750	-129.600	256.717	-28.750	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-126.935	5109.140	-126.935	-4789.527	
L	0.000	894.698	0.000	-688.919	
W-LO	49.969	-16.289	49.969	59.232	
W-TR	749.002	0.000	-749.002	0.000	
WL	160.914	0.000	-160.914	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2822.539	-113.625	-2790.008	70.250	-2790.008	192.833	
L	-513.036	-29.052	-513.036	-29.052	-440.406	-29.052	
W-LO	-56.404	77.297	-115.450	30.060	-56.404	-34.354	
W-TR	1754.600	982.520	673.825	982.520	-799.955	982.520	
WL	233.281	129.300	90.720	129.600	-103.680	129.600	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-6416.200	-1934.871	-188.498	-7851.880	968.947	-188.498	
SVB02	-5492.450	-1644.140	-161.481	-6928.130	843.479	-161.481	
SVB03	-4509.930	-19955.250	-416.743	-5945.610	3336.259	-467.580	
SVB04	-5795.340	-11276.603	-344.879	-7231.020	2472.054	-370.298	
SVB05	-4871.590	-10985.872	-317.862	-6307.270	2346.586	-343.281	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5899.647	1861.894	188.498	-7335.327	-1041.917	188.498	
L	-5239.780	1608.440	161.481	-6675.460	-879.171	161.481	
W-L0	-6222.300	-239.420	-104.900	-7657.980	1572.349	-130.318	
W-TR	-6520.507	751.787	26.558	-7956.187	440.560	13.849	
WL	-5860.640	498.333	-0.459	-7296.320	603.306	-13.169	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-6416.200	-1934.871	-188.498	-7851.880	968.947	-188.498	
SVB02	-5492.450	-1644.140	-161.481	-6928.130	843.479	-161.481	
SVB03	-4509.930	-19955.250	-416.743	-5945.610	3336.259	-467.580	
SVB04	-5924.940	-11090.426	-316.129	-7360.620	2215.337	-341.548	
SVB05	-5001.190	-10799.695	-289.112	-6436.870	2089.869	-314.531	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5899.647	1861.894	188.498	-7335.327	-1041.917	188.498	
L	-5239.780	1608.440	161.481	-6675.460	-879.171	161.481	
W-L0	-6222.300	-239.420	-104.900	-7657.980	1572.349	-130.318	
W-TR	-6390.907	937.964	55.308	-7826.587	183.843	42.599	
WL	-5731.040	684.510	28.291	-7166.720	346.589	15.582	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	49.969	878.409	49.969	-629.687	
SVB02	0.000	894.698	0.000	-688.919	
SVB03	160.914	894.698	-160.914	-688.919	
SVB04	130.426	878.409	-30.488	-629.687	
SVB05	80.457	894.698	-80.457	-688.919	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-569.440	48.245	-628.486	1.008	-496.810	-63.406	
SV002	-513.036	-29.052	-513.036	-29.052	-440.406	-29.052	
SV003	-279.755	100.248	-422.316	100.548	-544.086	100.548	
SV004	-452.800	112.895	-583.126	65.808	-548.650	1.394	
SV005	-396.396	35.598	-467.676	35.748	-492.246	35.748	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9126.248	-2762.454	-268.012	-10992.632	1366.279	-268.012	
ULB02	-7140.185	-2137.382	-209.925	-9006.569	1096.523	-209.925	
ULB03	-5862.909	-25941.825	-541.766	-7729.293	4337.137	-607.854	
ULB04	-7533.942	-14659.584	-448.343	-9400.326	3213.670	-481.387	
ULB05	-6333.067	-14281.634	-413.221	-8199.451	3050.562	-446.265	
ULB06	-8341.060	-2515.332	-245.048	-10207.444	1259.631	-245.048	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8230.428	2635.898	268.012	-10096.812	-1492.826	268.012	
ULB02	-6811.714	2090.972	209.925	-8678.098	-1142.922	209.925	
ULB03	-8088.990	-311.246	-136.370	-9955.374	2044.054	-169.413	
ULB04	-8476.659	977.323	34.525	-10343.043	572.728	18.003	
ULB05	-7618.832	647.833	-0.597	-9485.216	784.298	-17.119	
ULB06	-7669.541	2420.462	245.048	-9535.925	-1354.492	245.048	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9126.248	-2762.454	-268.012	-10992.632	1366.279	-268.012	
ULB02	-7140.185	-2137.382	-209.925	-9006.569	1096.523	-209.925	
ULB03	-7140.185	-1898.486	-448.821	-9006.569	5524.661	-514.909	
ULB04	-8341.060	-2395.884	-364.495	-10207.444	3473.700	-397.539	
ULB05	-7140.185	-2017.934	-329.373	-9006.569	3310.592	-362.417	
ULB06	-8341.060	-2515.332	-245.048	-10207.444	1259.631	-245.048	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8230.428	2635.898	268.012	-10096.812	-1492.826	268.012	
ULB02	-6811.714	2090.972	209.925	-8678.098	-1142.922	209.925	
ULB03	-6811.714	2329.868	-28.971	-8678.098	3285.216	-95.059	
ULB04	-7669.541	2539.910	125.600	-9535.925	859.577	92.556	
ULB05	-7702.422	-14298.106	-530.416	-9568.806	5094.007	-596.504	
ULB06	-7669.541	2420.462	245.048	-9535.925	-1354.492	245.048	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-165.016	8565.483	-165.016	-7707.561	
ULB02	-165.016	6641.882	-165.016	-6226.385	
ULB03	-100.056	6641.882	-1138.718	-6226.385	
ULB04	913.281	6641.882	-1243.312	-6226.385	
ULB05	531.024	6641.882	-861.055	-6226.385	
ULB06	-165.016	7804.989	-165.016	-7121.980	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-4772.328	-210.174	-4730.038	28.863	-4573.883	188.221	
SV002	-3669.301	-147.713	-3627.010	91.325	-3627.010	250.683	
SV003	-1388.321	1129.564	-2751.038	1368.601	-4666.952	1527.959	
SV004	-1236.688	1213.609	-2692.070	1452.841	-4734.344	1612.199	
SV005	-2528.811	490.926	-3189.024	729.963	-4146.981	889.321	
SV006	-4336.248	-185.480	-4293.957	53.557	-4199.538	212.915	

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]

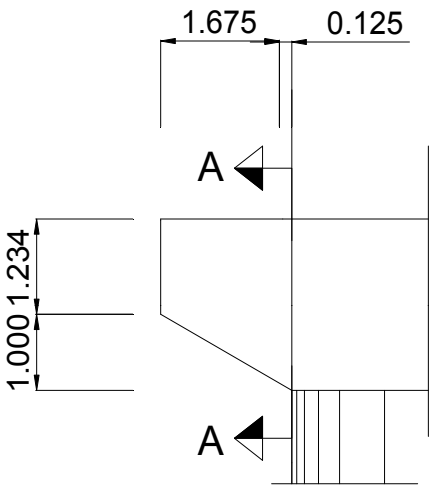
① 기둥의 단면적

A = π x 2.2² / 4 = 3.801 ㎡

② 치환단면의 한변길이

L = √3.801 = 1.95 m

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



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 6641.882 kN - "ULO-04"

Mu = 913.281 kN.m

Nu = 0 kN

② 브래킷 판정

a = 913.281 / 6641.882 = 0.138 m

d = 2 - 0.116 = = 1.884 m

a/d = 0.138 / 1.884 = 0.073 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 Mpa, k1= 0.85 Φf= 0.80 Φv= 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	2226.8	6641.9

a = 138 mm, d = 1884 mm

a / d (= 0.073) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2226.8 ≥ 0.5 x 1884 = 942mm **O.K!!!**

① 설계 단면력 산정

Vu = 6641.882 kN

Nuc = 0.2 x 913.281 = 1328.376 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d) = 913.281 + 1328.376 x (2.234 - 1.884) 1378.213 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 24 x 2800 x 1884 = 25320.960 kN

≤ 5.6 x 2800 x 1884 = 29541.120 kN

ΦVn_max = 0.8 x 29541.12 = 25109.952 kN ≥ vu (=6641.882 kN) **O.K!!!**

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75 \ , \mu = 1.4 \ \lambda, \ \lambda = 1.0 \ )$$

= 6641.882 / (0.75 x 400 x 1.4 x 1)

= 15814.005 ㎟

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = Mu + Nuc x (H - d) =913.281 + 1328.376 x (2 - 1.884) = 1067.373 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$Af = \frac{1884 - \sqrt{[\ 1884^2 - 4 \times 1067373 / (\ 1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8\ )\ ]}}{2 \times 400 / (\ 1.7 \times 24 \times 2800\ )}$$

= 1776.321 ㎟

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x Vu = 0.2 x 6641.882 = 1328.376 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 1328376 / (0.8 x 400) = 4151.175 ㎟

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 14693.845 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x b x d

= 0.04 x (24 / 400) x 2800 x 1884

= 12660.480 ㎟

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm)

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

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

Use As ≥ 14693.845 ㎟, 12660.480 ㎟ **O.K!!!**

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (14693.845 - 4151.175)

= 5271.335 ㎟

사용철근량 (1단) : D25 - 6EA = 506.7 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1884 = 1256.000 mm 구간에 8단 설치

▶ 사용철근량(11.0단) : D25 - 48 EA = 24321.600 ㎟ ≥ 5271.335 ㎟ **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 = 0.138 m < 2d (= 3.800 m) ∴ 깊은보로 전단설계

- a/2 = 0.069 m (< 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 6.295 kN

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

Vui = 0 kN (I단) Vuj = 164.218 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.556 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 0 + (164.218 - 0) / 1.8 x (2.556 - 0)

= 233.19 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	276.0	1884.0	233.2	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 38121.6 x 400 = 15248640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24 x a x 2800 = 57120.000 x a

T = C 이므로, a = #### mm , c = a / β1 = #### mm

εy = fy / Es = 400 / 200000.00 0.0020

εt = 0.0030 x (dt - c) / c 0.003 x (1900 - 314.068) / 314.068 0.0151

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1429.552 \text{ ㎟}$$

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 26.667]

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

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , ρmin = 0.00306 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} 0.01665

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin **-> 철근비 만족 O.K!!!**

* 휨에 대한 검토

ΦMn =0.85 x 38121.6 x 400 x (1884 - 266.958 / 2) = 22689.105 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) 266.958 mm

≥ Mu (= 913.281 kN.m) **O.K!!!** [안전률 = 24.844]

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √(24) / 6 x 2800 x 1884

= 16151.935 kN ≥ Vu (= 233.19 kN) **O.K!!!**

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √(24) x 2800 x 1884 = 3661.105 kN , ΦVc/2 = 1830.553 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 233.19 kN) **전단보강 불필요.** [안전률 = 7.850]

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 10)

1) 내민길이의 산정

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

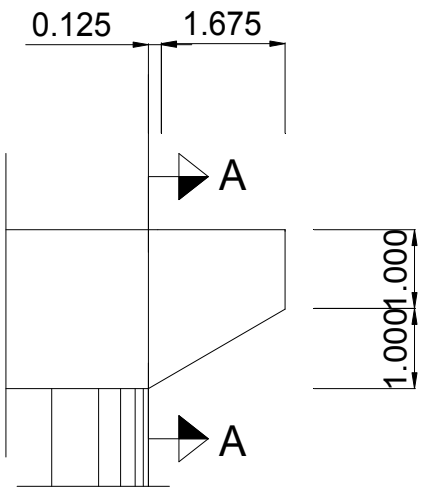
① 기둥의 단면적

A = π x 2.2² / 4 = 3.801 ㎡

② 치환단면의 한변길이

L = √3.801 = 1.95 m

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



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 6226.385 kN - "UL0-04"

Mu = 1243.312 kN.m

Nu = 0 kN

② 브래킷 판정

a = 1243.312 / 6226.385 = 0.200 m

d = 2 - 0.116 = = 1.884 m

a/d = 0.2 / 1.884 = 0.106 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 Mpa, k1= 0.85 Φf= 0.80 Φv= 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	1962.5	6226.4

a = 200 mm, d = 1884 mm

a / d (= 0.106) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1962.5 ≥ 0.5 x 1884 = 942mm **O.K!!!**

① 설계 단면력 산정

Vu = 6226.385 kN

Nuc = 0.2 x 1243.312 = **1245.277** kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d) = 1243.312 + 1245.277 x (2 - 1.884) = 1387.764 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 24 x 2800 x 1884 = 25320.960 kN

≤ 5.6 x 2800 x 1884 = 29541.120 kN

ΦVn_max = 0.8 x 29541.12 = 25109.952 kN ≥ vu (=6226.385 kN) **O.K!!!**

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75 \ , \mu = 1.4 \ \lambda, \ \lambda = 1.0 \ )$$

$$= 6226.385 \ / \ (\ 0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1 \ )$$

$$= 14824.726 \ mm^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = Mu + Nuc x (H - d) = 1243.312 + 1245.277 x (2 - 1.884) = 1387.764 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu \ / \ (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy \ / \ (1.7 \times fck \times b)}$$

$$Af = \frac{1884 - \sqrt{[\ 1884^2 - 4 \times 1387764 / (\ 1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8\ )\ ]}}{2 \times 400 / (\ 1.7 \times 24 \times 2800\ )}$$

= 2311.824 ㎟

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x Vu = 0.2 x 6226.385 = 1245.277 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 1245277 / (0.8 x 400) = 3891.491 ㎟

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 13774.642 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x b x d

= 0.04 x (24 / 400) x 2800 x 1884

= 12660.480 ㎟

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm)

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

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

Use As ≥ 13774.642 ㎟, 12660.480 ㎟ **O.K!!!**

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (13774.642 - 3891.491)

= 4941.576 ㎟

사용철근량 (1단) : D25 - 6EA = 506.7 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1884 = 1256.000 mm 구간에 8단 설치

▶ 사용철근량(10.0단) : D25 - 48 EA = 24321.600 ㎟ ≥ 4941.576 ㎟ **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 = 0.200 m < 2d (= 3.800 m) ∴ 깊은보로 전단설계

- a/2 = 0.1 m (< 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = .000 kN

부재번호 : 11 (I단 : 절점11, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.800 m

Vui = 164.218 kN (I단) Vuj = 0 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.525 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 164.218 + (0 - 164.218) / 1.8 x (2.525 - 9.8)

= 827.932 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	400.0	1884.0	827.9	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 38121.6 x 400 = 15248640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24 x a x 2800 = 57120.000 x a

T = C 이므로, a = #### mm , c = a / β1 = #### mm

εy = fy / Es = 400 / 200000.00 0.0020

εt = 0.0030 x (dt - c) / c 0.003 x (1900 - 314.068) / 314.068 0.0151

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1948.029 \text{ ㎟}$$

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 19.569]

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

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , ρmin = 0.00306 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} 0.01665

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin **-> 철근비 만족 O.K!!!**

* 휨에 대한 검토

ΦMn =0.85 x 38121.6 x 400 x (1884 - 266.958 / 2) = 22689.105 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) 266.958 mm

≥ Mu (= 1243.312 kN.m) **O.K!!!** [안전률 = 18.249]

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √(24) / 6 x 2800 x 1884

= 16151.935 kN ≥ Vu (= 827.932 kN) **O.K!!!**

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √(24) x 2800 x 1884 = 3661.105 kN , ΦVc/2 = 1830.553 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 827.932 kN) **전단보강 불필요.** [안전률 = 2.211]

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

cD = √ (π x 2.2² / 4) = = 1.079 m : 정사각형 치환단면의 한변길이

Ln = 5.8 - 1.95 = = 3.85 m

d = 2 - 0.1 = = 1.9 m

Ln/d = 3.85 - 1.9 = = 1.95 < 4 **∴ 깊은 보로 전단설계**

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-4(부재 5)

a = 0.981 m < 2d (= 3.800 m) ∴ 깊은보로 전단설계

- a/2 = 0.4905 m (< 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 307.303 kN

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

Vui = 446.345 kN (I단) Vuj = 621.639 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.135 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 446.345 + (621.639 - 446.345) / 1.1 x (2.135 - 4)

= 149.142 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1962.0	1900.0	1213.6	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 38121.6 x 400 = 15248640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24 x a x 2800 = 57120.000 x a

T = C 이므로, a = #### mm , c = a / β1 = #### mm

εy = fy / Es = 400 / 200000.00 0.0020

εt = 0.0030 x (dt - c) / c 0.003 x (1900 - 314.068) / 314.068 0.0151

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1921.180 \text{ ㎟}$$

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 19.843]

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

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , ρmin = 0.00306 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} 0.01665

ρuse = As / bd = 0.00717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin **-> 철근비 만족 O.K!!!**

* 휨에 대한 검토

ΦMn =0.85 x 38121.6 x 400 x (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) 266.958 mm

≥ Mu (= 1236.688 kN.m) **O.K!!!** [안전률 = 18.514]

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= x 5 x √(24) / 6 x 2800 x 1900

= 1236.688 kN ≥ Vu (= 149.142 kN) **O.K!!!**

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √(24) x 2800 x 1900 = 3692.198 kN , ΦVc/2 = 1846.099 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 149.142 kN) **전단보강 불필요.** [안전률 = 12.378]

② 중앙부 : UL-04(부재 6)

a = 0.540 m < 2d (= 3.800 m) ∴ 깊은보로 전단설계

- a/2 = 0.27 m (< 1.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 167.148 kN

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7 부재길이(L) : 1.500 m

Vui = 621.639 kN (I단) Vuj = 860.676 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.355 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 621.639 + (860.676 - 621.639) / 1.5 x (2.355 - 5.1)

= 184.201 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	1080.0	1900.0	1452.8	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 38121.6 x 400 = 15248640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24 x a x 2800 = 57120.000 x a

T = C 이므로, a = #### mm , c = a / β1 = #### mm

εy = fy / Es = 400 / 200000.00 0.0020

εt = 0.0030 x (dt - c) / c 0.003 x (1900 - 314.068) / 314.068 0.0151

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4199.796 \;\; mm^2$$

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 9.077]
1단 : D32-12EA + D32-12EA , d1 = 100 mm
2단 : D32-12EA + D32-12EA , d1 = 200 mm

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00306 , ρmin = 0.00306 적용
ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} 0.01665
ρuse = As / bd = 0.00717
ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin **-> 철근비 만족 O.K!!!**

* 휨에 대한 검토
ΦMn =0.85 x 38121.6 x 400 x (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 kN.m
; a = As x fy / (0.85 x fck x b) 266.958 mm
≥ Mu (= 2692.07 kN.m) **O.K!!!** [안전률 = 8.505]

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= x 5 x √(24) / 6 x 2800 x 1900
= 2692.07 kN ≥ Vu (= 184.201 kN) **O.K!!!**

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.85 x 1/6 x √(24) x 2800 x 1900 = 3692.198 kN , ΦVc/2 = 1846.099 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 184.201 kN) **전단보강 불필요.** [안전률 = 10.022]

③ 우측 지점부 : UL-4(부재 7)
a = 0.341 m < 2d (= 3.800 m) ∴ 깊은보로 전단설계
- a/2 = 0.1705 m (< 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 161.050 kN
부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8 부재길이(L) : 1.100 m
Vui = 860.676 kN (I단) Vuj = 1020.034 kN (J단)
검토위치(Lc) = 2.455 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 860.676 + (1020.034 - 860.676) / 1.1 x (2.455 - 6.6)
= 260.186 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	682.0	1900.0	1612.2	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 38121.6 x 400 = 15248640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24 x a x 2800 = 57120.000 x a

T = C 이므로, a = #### mm , c = a / β1 = #### mm

εy = fy / Es = 400 / 200000.00 0.0020

εt = 0.0030 x (dt - c) / c 0.003 x (1900 - 314.068) / 314.068 0.0151

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7430.452 \text{ ㎟}$$

Use As = 38121.600 ㎟ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 5.130]

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

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

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , ρmin = 0.00306 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} 0.01665

ρuse = As / bd = 0.00717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin **-> 철근비 만족 O.K!!!**

* 휨에 대한 검토

ΦMn =0.85 x 38121.6 x 400 x (1900 - 266.958 / 2) = 22896.486 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) 266.958 mm

≥ Mu (= 4734.344 kN.m) **O.K!!!** [안전률 = 4.836]

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= x 5 x √(24) / 6 x 2800 x 1900

= 4734.344 kN ≥ Vu (= 260.186 kN) **O.K!!!**

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √(24) x 2800 x 1900 = 3692.198 kN , ΦVc/2 = 1846.099 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 260.186 kN) **전단보강 불필요.** [안전률 = 7.095]

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	-6928.130	-10992.632	-2762.454	1366.279	-268.012	0.00007	축력최대
UL003	-6828.130	-7729.293	-25941.825	4337.137	-607.854	0.00544	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	O.K	54780.210	10992.632	1366.279	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	34607.880	7729.293	4337.137	4.477	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	10992.632	1366.279	124.290

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10992.632 x 0.00007056 / (-268.012 x 17.405)

= 0.000 > 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.405 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 15.405/0.55

= 28.009 ≤ 58 ∴ 단주, 장주효과 무시

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.405 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -2762.454 kN.m, M2= 1366.279 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = -2.022

㉰ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA (d_c= 100.00 mm)
- 2단 철근 : H32-54EA (d_c= 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 90538.80 mm²

㉲ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10992.632 kN	1366.279 kN.m	124.290 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 784.22$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㉳ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 124.29$ mm ≒ e = 124.29 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 84277.24$ kN

$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 10474.85$ kN·m

$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 54780.21$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 6808.66$ kN·m ≥ M_u Text ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	7729.293	4337.137	561.130

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7729.293 x 0.00544 / (-607.854 x 17.405)

= 0.004 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.405 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 15.405/0.55

= 28.009 ≤ 106 ∴ 단주, 장주효과 무시

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.405 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -25941.825 kN.m, M2= 4337.137 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = -5.981

㈐ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : H32-54EA (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 90538.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0238) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㈑ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
7729.293 kN	4337.137 kN.m	561.130 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s$ = 41445.31 kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b$ = 784.22 mm : e_b ≥ e ..... **압축지배**

㈒ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n$ = 560.69 mm ≒ e = 561.13 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s$ = 53242.89 kN

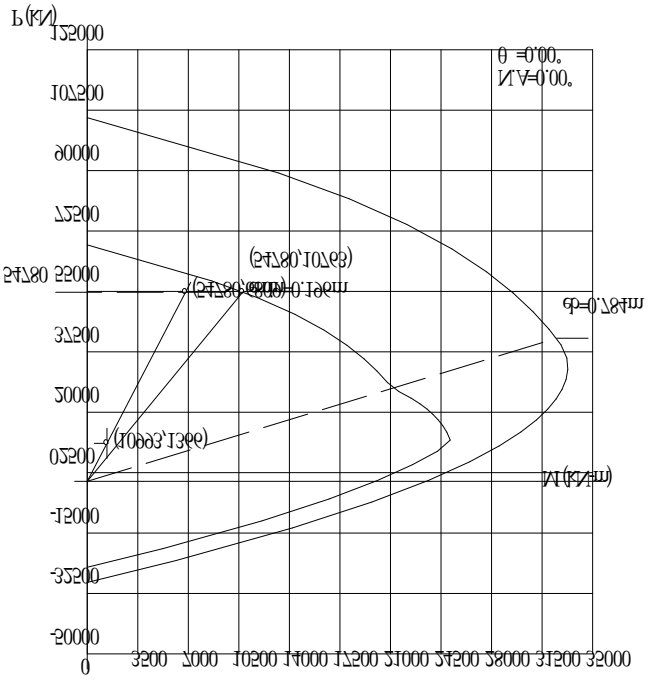
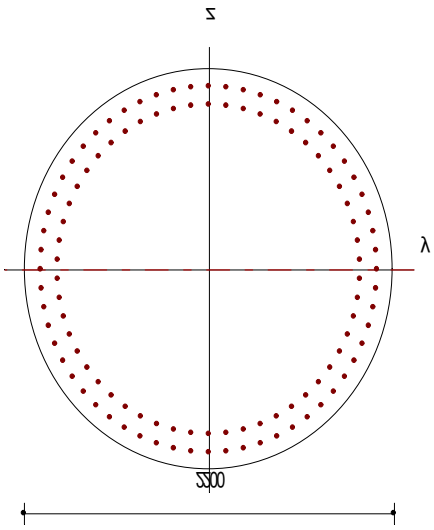
$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 29852.58 kN · m

Φ = 0.65

ΦP_n = 34607.88 kN ≥ P_u ..... OK

ΦM_n = 19404.18 kN · m ≥ M_u Text ..... OK

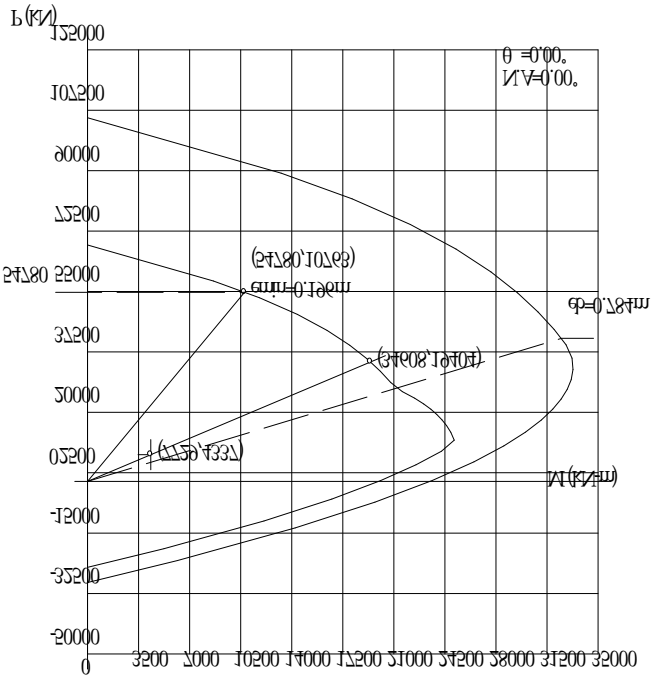
4) PM 상관도

검토단면 충실 원형 **하중조합** ULO01	**검토 조건**
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 1.149901 m⁴ I_{zz} = 1.149901 m⁴ A_g = 3801327.11 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0193 P_u = 10992.63 kN M_u = 1366.28 kN · m Θ = 0.00 °
	▪ 평형편심상태 e_b = 0.784 m ΦP_b = 26939.45 kN ΦM_b = 21126.37 kN · m ▪ 작용편심에서의 설계강도 e = 0.124 m ΦP_n = 54780.21 kN ΦM_n = 6808.66 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 90538.80 mm²

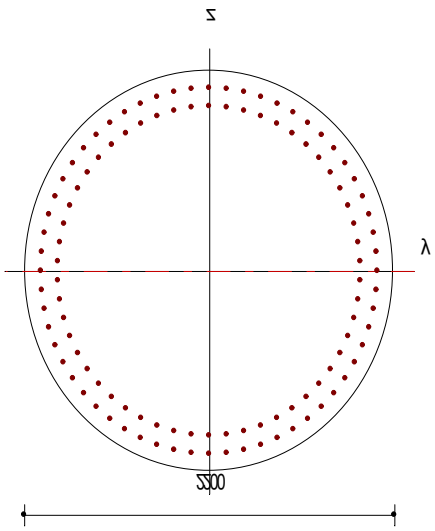
검토단면 충실 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.149901 m⁴
I_{zz}	=	1.149901 m⁴
A_g	=	3801327.11 mm²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	7729.29 kN
M_u	=	4337.14 kN · m
Θ	=	0.00 °



- 평형편심상태

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

- 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.561 m
ΦP_n	=	34607.88 kN
ΦM_n	=	19404.18 kN · m

- 사용철근량

A_s	=	90538.80 mm²

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-6928.130	-10992.632	-2762.454	1366.279	-268.012	0.00007	축력최대
UL003	-6928.130	-9006.569	-1898.486	5524.661	-514.909	0.00544	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	O.K	54780.210	10992.632	1366.279	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	32347.080	9006.569	5524.661	3.591	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 24 Mpa, fy= 400 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	10992.632	1366.279	124.290

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10992.632 x 0.00007056 / (-268.012 x 17.405)

= 0.000 > 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.405 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 15.405/0.55

= 28.009 ≤ 58 ∴ 단주, 장주효과 무시

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.405 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -2762.454 kN.m, M2= 1366.279 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = -2.022

㉰ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA (d_c= 100.00 mm)
- 2단 철근 : H32-54EA (d_c= 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 90538.80 mm²

㈑ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10992.632 kN	1366.279 kN.m	124.290 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s = 41445.31$ kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b = 784.22$ mm : $P_u < 0$ ..... **압축지배**

㈒ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 124.29$ mm ≒ e = 124.29 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s = 84277.24$ kN

$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 10474.85$ kN·m

$\Phi = 0.65$

$\Phi P_n = 54780.21$ kN ≥ P_u ..... OK

$\Phi M_n = 6808.66$ kN·m ≥ M_u Text ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮설계조건 및 단면가정

fck= 0 Mpa, fy= 0 MPa, k1= 0.85 , Φc= 0.65 , θ= 90.000 도(중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	9006.569	5524.661	613.400

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 9006.569 x 0.00544 / (-514.909 x 17.405)

= 0.005 ≤ 0.05 : 횡구속 구조물

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 17.405 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.000

세장비 λ = k x Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1 x 15.405/0.55

= 28.009 ≤ 38 ∴ 단주, 장주효과 무시

여기서, r = √(I/A) = 0.550 : 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.405 m)

M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -1898.486 kN.m, M2= 5524.661 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2 ≥ -0.5 = -0.344

㈐ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : H32-54EA (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 90538.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0238) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㈑ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9006.569 kN	5524.661 kN.m	613.400 mm

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

$P_b = C_c + C_s + T_s$ = 41445.31 kN : 균형 하중

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

$e_b = M_b / P_b$ = 784.22 mm : P_u < 0 ..... **압축지배**

㈒ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$e' = M_n / P_n$ = 617.33 mm ≒ e = 613.40 mm

$P_n = C_c + C_s + T_s$ = 49764.74 kN

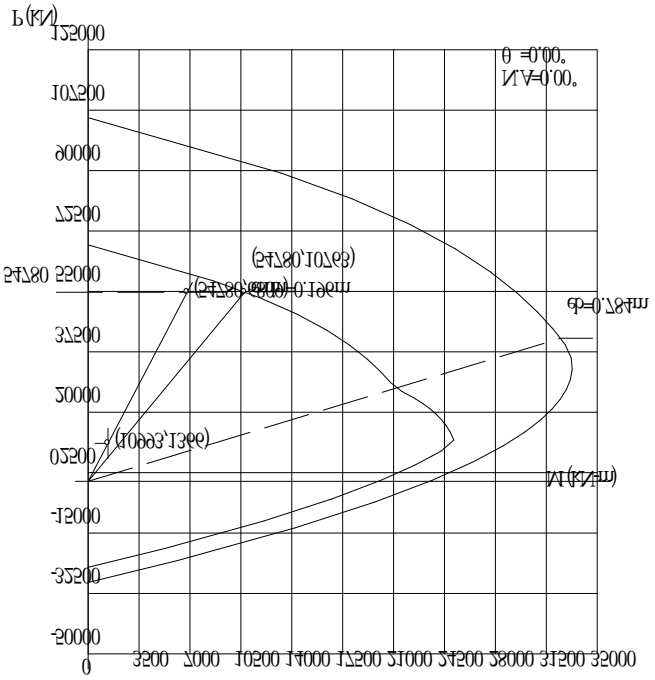
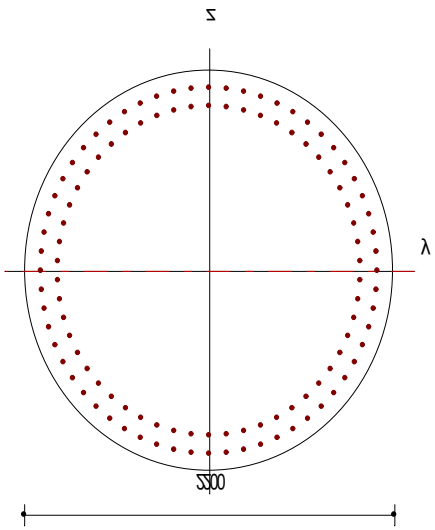
$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 30721.28 kN · m

Φ = 0.65

ΦP_n = 32347.08 kN ≥ P_u ..... OK

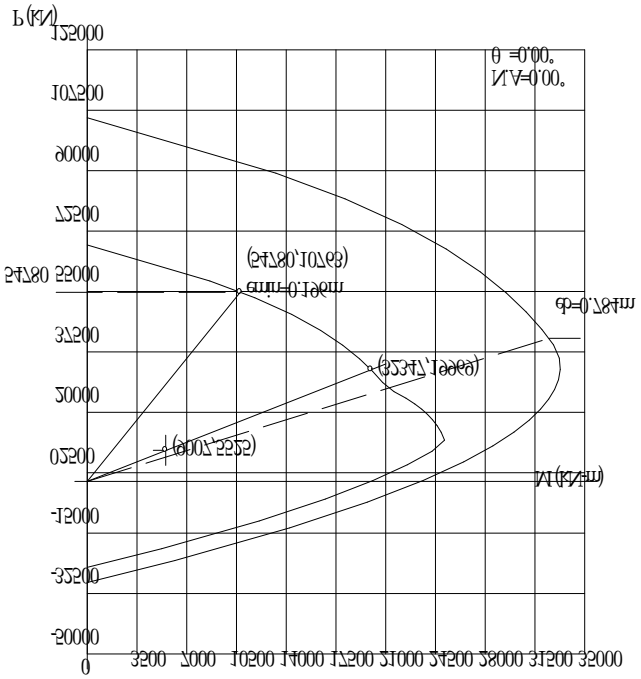
ΦM_n = 19968.83 kN · m ≥ M_u Text ..... OK

4) PM 상관도

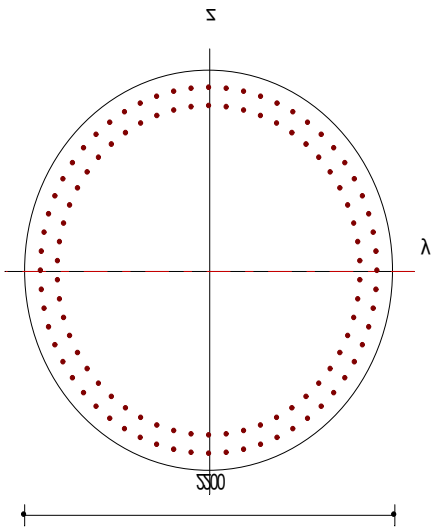
검토단면 충실 원형 **하중조합** ULO01	**검토 조건**
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 1.149901 m⁴ I_{zz} = 1.149901 m⁴ A_g = 3801327.11 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0193 P_u = 10992.63 kN M_u = 1366.28 kN · m Θ = 0.00 °
	▪ 평형편심상태 e_b = 0.784 m ΦP_b = 26939.45 kN ΦM_b = 21126.37 kN · m ▪ 작용편심에서의 설계강도 e = 0.124 m ΦP_n = 54780.21 kN ΦM_n = 6808.66 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 90538.80 mm²

검토단면 충실 원형
하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.149901 m⁴
I_{zz}	=	1.149901 m⁴
A_g	=	3801327.11 mm²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	9006.57 kN
M_u	=	5524.66 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태

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

- 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.617 m
ΦP_n	=	32347.08 kN
ΦM_n	=	19968.83 kN · m

- 사용철근량

A_s	=	90538.80 mm²

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-10992.632	1366.279	1366.279	1932.21	축력최대
UL003	-7729.293	5524.661	4337.137	7023.72	모멘트최대
UL003	-9006.569	5524.661	4337.137	7023.72	모멘트최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10992.632	1932.210	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	24572.040	7729.293	7023.720	3.179	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	27161.700	9006.569	7023.720	3.016	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 12, UL001)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : H25-81EA (d_c = 101.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 85632.30 ㎟
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0121) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10992.632 kN	1932.210 kN.m	175.770 mm

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

P_b = $C_c + C_s + T_s$ = 41445.31 kN : 균형 하중

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

e_b = M_b / P_b = 784.22 mm : P_u < 0 ..... **압축지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

e' = M_n / P_n = 174.44 mm ≒ e = 174.44 mm

P_n = $C_c + C_s + T_s$ = 84277.24 kN

M_n = $M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 14700.99 kN·m

Φ = 0.65

ΦP_n = 54780.21 kN ≥ P_u ..... OK

ΦM_n = 9555.64 kN·m ≥ M_u **Text** ..... OK

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : H32-60EA (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : H32-54EA (d_c = 200.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 90538.80 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0238) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
7729.293 kN	7023.720 kN.m	908.710 mm

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

P_b = $C_c + C_s + T_s$ = 41445.31 kN : 균형 하중

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

e_b = M_b / P_b = 784.22 mm : P_u < 0 ..... **인장지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

e' = M_n / P_n = 905.05 mm ≒ e = 908.71 mm

P_n = $C_c + C_s + T_s$ = 36632.50 kN

M_n = $M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 33154.35 kN · m

Φ = 0.657

ΦP_n = 24572.04 kN ≥ P_u ..... OK

ΦM_n = 22238.99 kN · m ≥ M_u Text ..... OK

③ 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉮ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA (d_c = 100.00 mm)
- 2단 철근 : H25-81EA (d_c = 101.00 mm)
- 총 사용철근량 : A_{st} = 85632.30 mm²
- 철근비 검토 : ρ_{min} (= 0.0100) ≤ ρ_{use} (= 0.0121) ≤ ρ_{max} (= 0.0800) OK

㉯ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9006.569 kN	7023.720 kN.m	779.840 mm

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

P_b = $C_c + C_s + T_s$ = 41445.31 kN : 균형 하중

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

e_b = M_b / P_b = 784.22 mm : P_u < 0 ..... **압축지배**

㉰ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

e' = M_n / P_n = 776.23 mm ≒ e = 779.84 mm

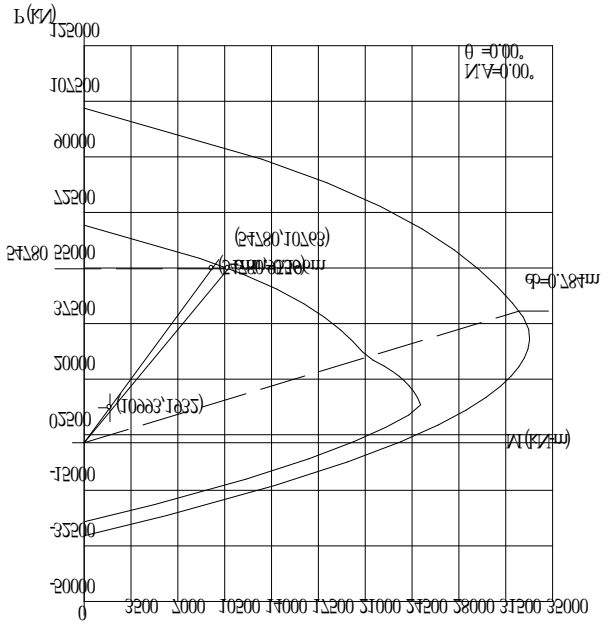
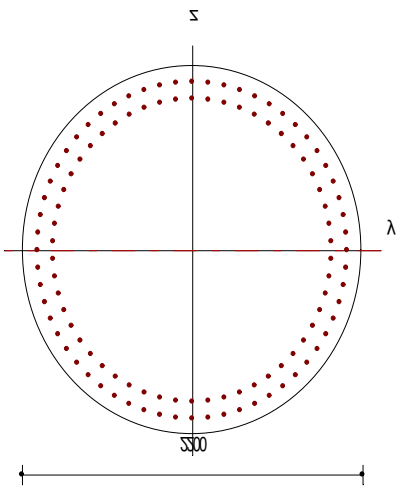
P_n = $C_c + C_s + T_s$ = 41787.22 kN

M_n = $M_{cc} + M_{cs} + M_{ts}$ = 32436.33 kN · m

Φ = 0.65

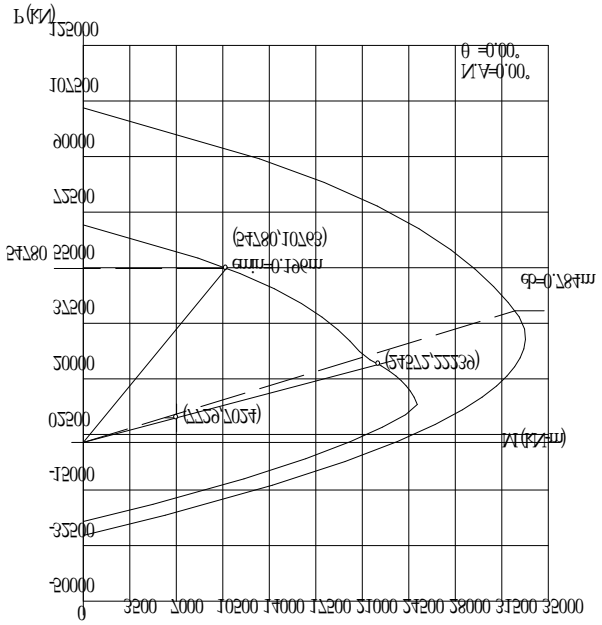
ΦM_n 21083.61 kN · m ..... OK

4) PM 상관도

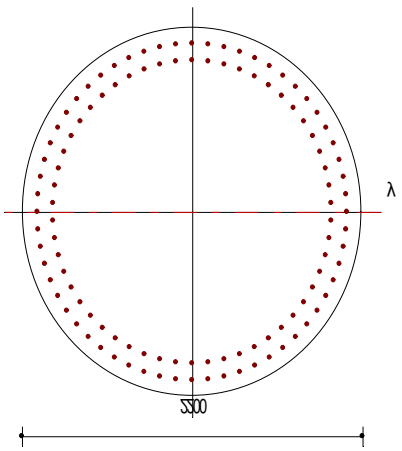
검토단면 충실 원형 **하중조합** UL001	**검토 조건**
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 1.149901 m⁴ I_{zz} = 1.149901 m⁴ A_g = 3801327.11 mm² l_{ux} = - l_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0193 P_u = 10992.63 kN M_u = 1932.21 kN · m Θ = 0.00 °
	▪ 평형편심상태 e_b = 0.784 m ΦP_b = 26939.45 kN ΦM_b = 21126.37 kN · m ▪ 작용편심에서의 설계강도 e = 0.174 m ΦP_n = 54780.21 kN ΦM_n = 9555.64 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 90538.80 mm²

검토단면 충실 원형
하중조합 UL003

검토 조건



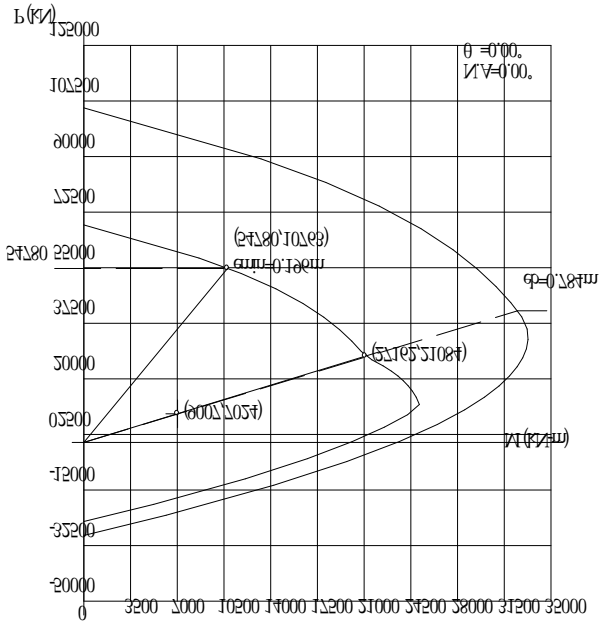
f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.149901 m⁴
I_{zz}	=	1.149901 m⁴
A_g	=	3801327.11 mm²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	7729.29 kN
M_u	=	7023.72 kN · m
Θ	=	0.00 °



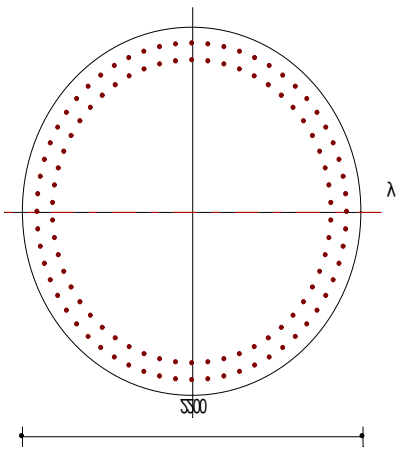
- 평형편심상태
  - e_b = 0.784 m
  - ΦP_b = 27800.33 kN
  - ΦM_b = 21801.48 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도
  - e = 0.905 m
  - ΦP_n = 24572.04 kN
  - ΦM_n = 22238.99 kN · m
- 사용철근량
  - A_s = 90538.80 mm²

검토단면 충실 원형
하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.149901 m^4
I_{zz}	=	1.149901 m^4
A_g	=	3801327.11 mm^2
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0193
P_u	=	9006.57 kN
M_u	=	7023.72 kN · m
Θ	=	0.00 °



- 평형편심상태
  - e_b = 0.784 m
  - ΦP_b = 26939.45 kN
  - ΦM_b = 21126.37 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도
  - e = 0.776 m
  - ΦP_n = 27161.70 kN
  - ΦM_n = 21083.61 kN · m
- 사용철근량
  - A_s = 90538.80 mm^2