

P11 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약

- * 안정성검토 및 응력검토
- * 기둥의 단면 설계
- * 단면 설계
- * 사용성 검토

3. 설 계 조 건

- 3.1 일반사항
- 3.2 하중
- 3.3 지반조건
- 3.4 사용재료 강도
- 3.5 설계방법
- 3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구조해석 및 단면력 집계

- 6.1 해석모델링
- 6.2 절점좌표
- 6.3 단면제원
- 6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계

- 7.1 하중별 부재력 집계
- 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
- 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계

- 8.1 내민보의 설계 : 좌측
- 8.2 내민보의 설계 : 우측
- 8.3 내부지간 설계 : 지간1

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

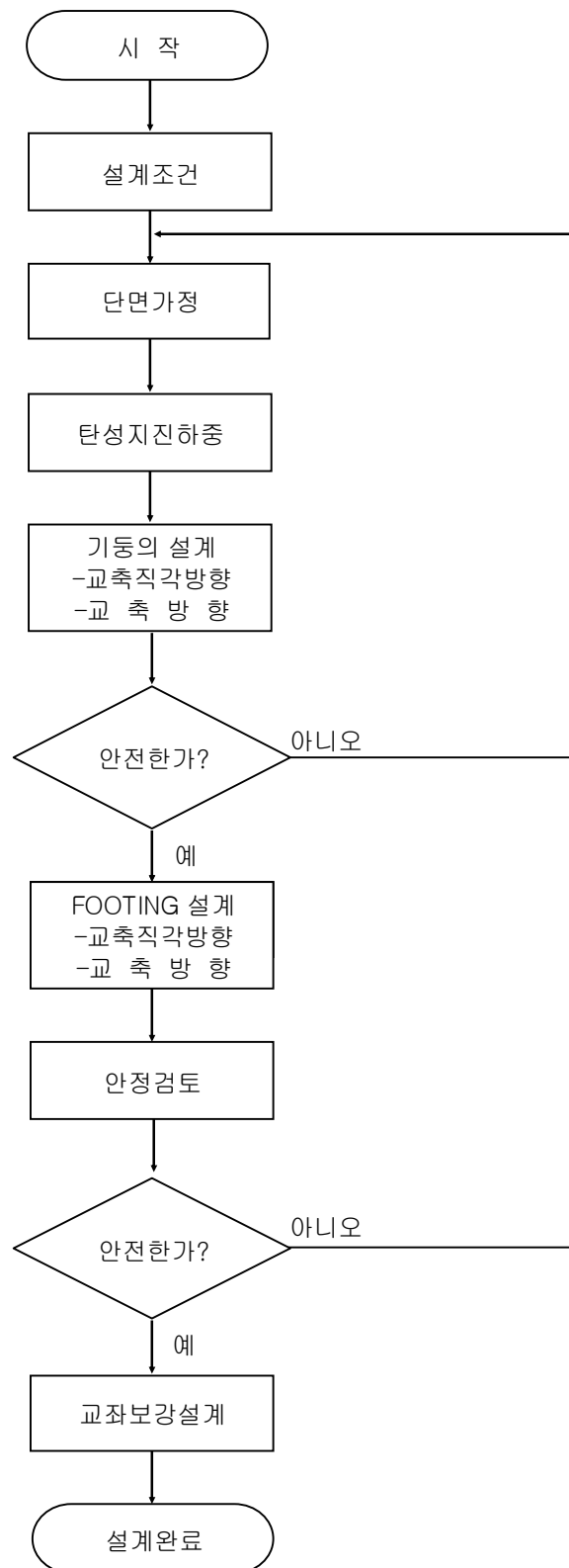
10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 교 량 받 침 부 검 토

- 11.1 받침 연단거리 검토
- 11.2 최소 받침지지 길이 검토
- 11.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 11.4 교량받침 보강 철근 검토
- 11.5 교량받침 하면 보강
- 11.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

■ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	69327.167	6470.318	10.71	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6499.043	684.051	9.50	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	329.269	0.30	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	82135.553	0.000	∞	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	7699.759	0.000	∞	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	440.899	304.770	1.45	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	108942.685	10717.383	10.17	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6499.042	762.899	8.52	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	333.164	0.30	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	129070.155	1363.690	94.65	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	7699.759	9.892	778.38	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	448.130	314.430	1.43	1.00	0.K

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	13962.087	47783.873	3.422	0.K
	모멘트최대	0.014	9761.667	30707.269	3.146	0.K
	편심최대	0.014	7418.867	29965.827	4.039	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	13961.349	43669.615	3.128	0.K
	모멘트최대	0.014	10755.953	35858.598	3.334	0.K
	편심최대	0.014	7772.793	40567.938	5.219	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	13961.349	43669.615	3.128	0.K
	모멘트최대	0.014	10339.056	27649.349	2.674	0.K
	편심최대	0.014	8183.278	27650.657	3.379	0.K
	모멘트최대	0.014	10755.953	35587.010	3.309	0.K
	편심최대	0.014	7772.793	40134.071	5.163	0.K

□ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2100.0	100.0	15647.237	27578.400	-	-	26.410	0.K
	우측내민보	2100.0	100.0	15647.237	27578.400	-	-	32.850	0.K
	좌측내민보수	2500.0	100.0	62.884	6351.800	38.481	3851.279	100.080	0.K
	우측내민보수	2500.0	100.0	62.884	6351.800	38.481	3851.279	100.080	0.K
	내부지간1좌	2544.0	544.0	9111.672	27578.400	4482.231	13184.457	2.940	0.K
	내부지간1중	2244.0	100.0	8232.294	21498.000	4390.558	11251.713	2.560	0.K
	내부지간1우	2100.0	100.0	9204.783	27578.400	4527.392	13184.457	2.910	0.K
기 초	교축방향	2500.0	100.0	20477.304	34064.800	12460.635	20649.860	1.660	0.K
	교직-지점부	2500.0	100.0	0.000	19742.100	0.000	11977.768	#####	0.K
	교직-중앙부	2500.0	100.0	9.082	19742.100	5.558	11977.768	#####	0.K

□ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(s)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	5.043	150.000	104.167	12492.304	0.K
	우측내민보	4.005	150.000	104.167	15728.671	0.K
	좌측내민보수평	2.633	150.000	175.000	23923.310	0.K
	우측내민보수평	2.633	150.000	175.000	23923.310	0.K
	내부지간1좌측지점부	67.416	150.000	104.167	-155.627	N.G
	내부지간1중앙부	77.186	150.000	104.167	806.518	0.K
	내부지간1우측지점부	73.098	150.000	104.167	861.853	0.K
기 초	교축방향	131.408	150.000	125.000	376.779	0.K
	교직-지점부	0.000	150.000	137.255	#####	0.K
	교직-중앙부	0.122	150.000	137.255	515517.897	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : 다주식 교각 |
| 2) 상 부 형 식 | : STEEL BOX |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : 직접기초 |

3.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 P6] |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.05$ | |

3.3 지 반 조 건

- | | | |
|-------------------|------------------------------|--|
| 1) 기초지반의 N치 | : $N = 10$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 27.247^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ | |
| 5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.328$ | ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$ | ; 위험도 계수 x 지진구역계수 |
| - 내진 등급 : I 등급 | - 위험도 계수 : 1.4 | [도로교 설계기준 P478] |
| - 지진 구역 : I 구역 | - 지진구역 계수 : 0.11 | |

3.4 사 용 재 료 강 도

- | | | |
|---------------------|------------------------------|----------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : $f_{ck} =$ 두부분: 24 MPa | |
| | 기둥: 24 MPa | |
| | 기초: 24 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ 두부분: 27849 MPa | |
| | 기둥: 27849 MPa | |
| | 기초: 27849 MPa | [도로교 설계기준 P41] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : $f_y =$ 두부분: 300 MPa | |
| | 기둥: 300 MPa | |
| | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 P40] |

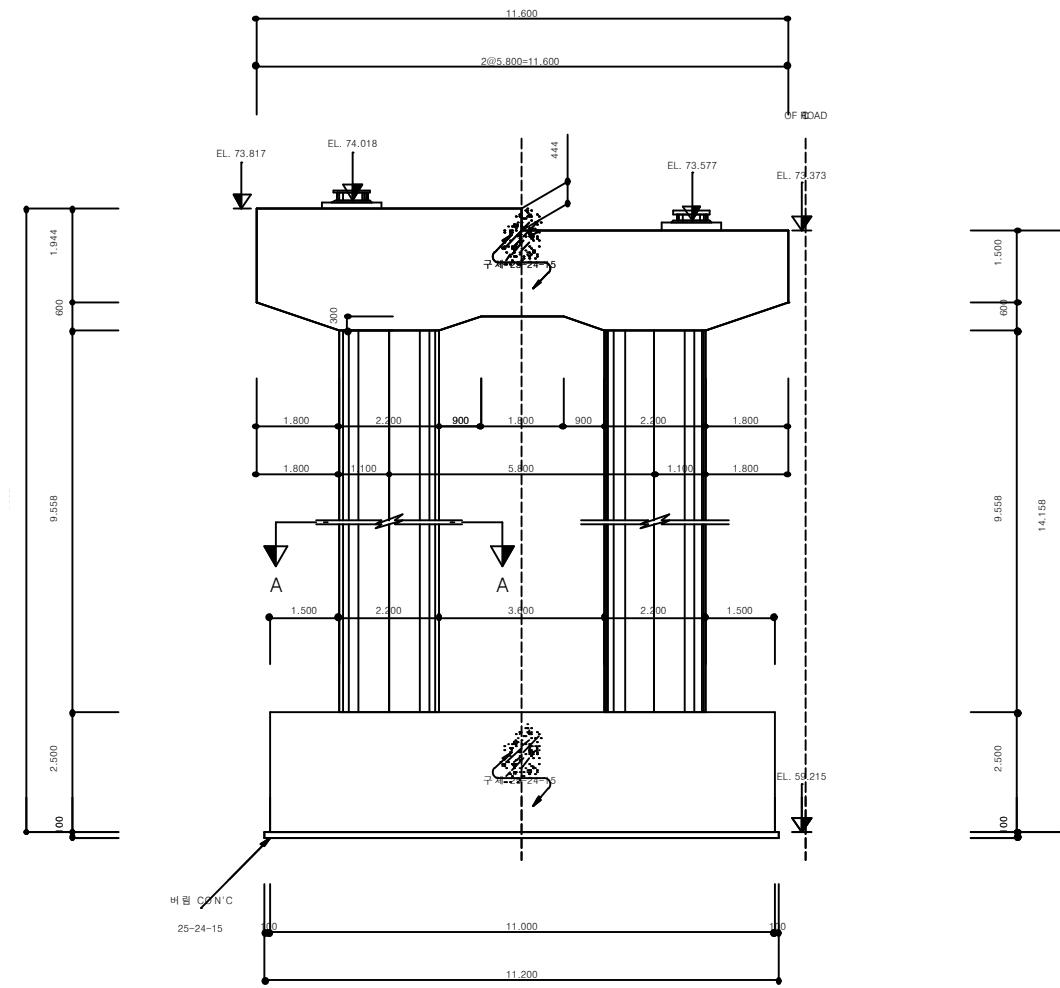
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| 2) 단 면 설 계 | : 극한강도 설계법 |

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-----------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 건설 교통부 (2005) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 건설 교통부 (2007) |
| 3) 도로설계 편람 | : 건설 교통부 (2000) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	5836.560	1777.855	0.000	0.000
2	5476.532	1881.685	0.000	0.000
계	11313.092	3659.540	0.000	0.000

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.980 = 3.052 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (12.145 / 3.980)] \times 3.980 = 13.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.491 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 13.491 \times (52.000 + 52.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 701.532 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 1.944/2 = 3.362 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 701.532 \times 3.362 = 2358.55 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.544 \times 2.500 = 19.08 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 = 3.3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 / 2 = 1.65 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 75.203 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 = 3.3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의

풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (52.000 + 52.000)/2 \times \sin 90.0 = 78 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.238 + 1.500 + 1.944/2 = 5.71 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 78.000 \times 5.710 = 445.38 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 104.0 = 0.0312 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 2784900 \times 1.14990 \times 2EA \times 0.03120 / 12.102^3 \times \sin 90.0$$

$$= 3382.242 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 11313.092 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 11313.092 \times 0.050 \times \sin 90.0$$

$$= 565.655 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 565.655 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 565.655 \times (0.400 + 1.944/2) = 776.078 \text{ kN.m}$$

5.5 유수압 (Q1-TR)

$$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.500^2 \times 1.978$$

$$= 4.946 \text{ kN}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 0.899 \times 2.200 = 1.978 \text{ m}^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 2.655 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$$P = 0.1 W v = 0.1 \times 50.000 \times 2.500$$

$$= 12.500 \text{ kN}$$

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.015 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위 치	하 중 경 우	기 동	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)
기 동 상 단	하 중 경 우 1	기 동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하 중 경 우 2	기 동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기 동 하 단	하 중 경 우 1	기 동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하 중 경 우 2	기 동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기 동 상 단	하 중 경 우 1	기 동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하 중 경 우 2	기 동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기 동 하 단	하 중 경 우 1	기 동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하 중 경 우 2	기 동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
SVB01	1.00	1.00					1.00
SVB02	1.00						1.00
SVB03	1.00		1.00				1.00
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00			1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00			1.00
SVB06	1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SVB07	1.00	1.00			-1.00	1.00	1.00
SVB08	1.00				1.00	1.00	1.00
SVB09	1.00				-1.00	1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00		-1.00	1.00	1.00
SVB12	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB13	1.00	1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	1.00
SVB14	1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB15	1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	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

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

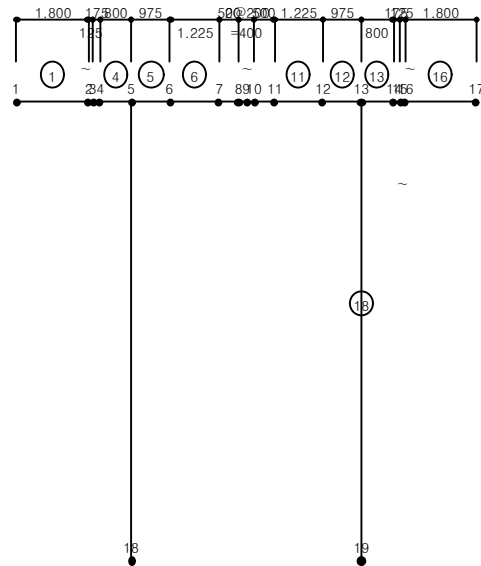
구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
UEB01	1.00	2.15					1.30
UEB02	1.00						1.30
UEB03	1.00		1.30				1.30
UEB04	1.00	1.30	0.65	1.30			1.30
UEB05	1.00		0.65	1.30			1.30
UEB06	1.00	1.30			1.30	1.30	1.30
UEB07	1.00	1.30			-1.30	1.30	1.30
UEB08	1.00				1.30	1.30	1.30
UEB09	1.00				-1.30	1.30	1.30
UEB10	0.95		1.25		1.25	1.30	1.25
UEB11	0.95		1.25		-1.25	1.30	1.25
UEB12	0.95	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB13	0.95	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB14	0.95		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB15	0.95		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB16	1.00						1.00
UEB17	1.00	1.30					1.30
UEB18	0.90		1.20				1.20

6. 구조해석 및 단면력 집계

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	11.130	6	3.875	11.130	11	6.500	11.130	16	9.800	11.130
2	1.800	11.130	7	5.100	11.130	12	7.725	11.130	17	11.600	11.130
3	1.925	11.130	8	5.600	11.130	13	8.700	11.130	18	2.900	0.000
4	2.100	11.130	9	5.800	11.130	14	9.500	11.130	19	8.700	0.000
5	2.900	11.130	10	6.000	11.130	15	9.675	11.130			

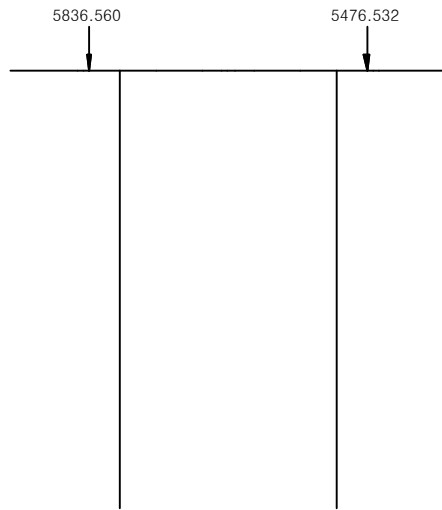
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.500	3.750	1.953125	0.703125	17
②	2.500	1.800	4.500	2.343750	1.215000	9~11
③	2.500	1.944	4.860	2.531250	1.530550	1
④	2.500	2.100	5.250	2.734375	1.929375	12~16
⑤	2.500	2.244	5.610	2.921875	2.354113	7, 8
⑥	2.500	2.544	6.360	3.312500	3.430126	2~6
⑦	2.200	0.000	3.801	1.149901	1.149901	기둥부재

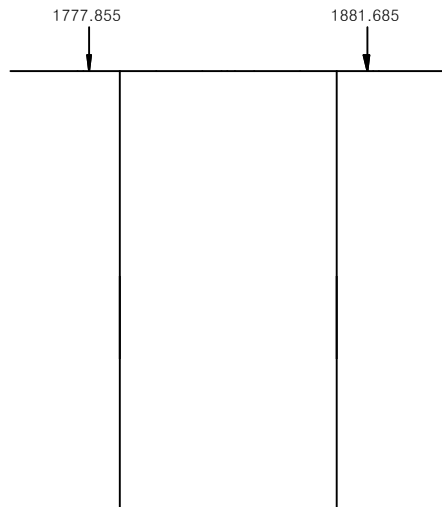
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



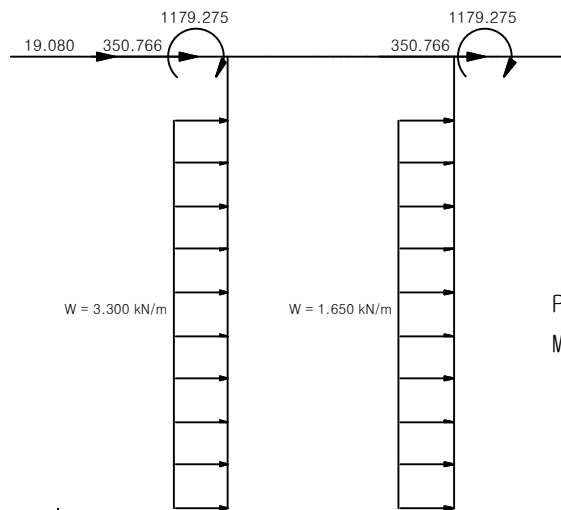
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

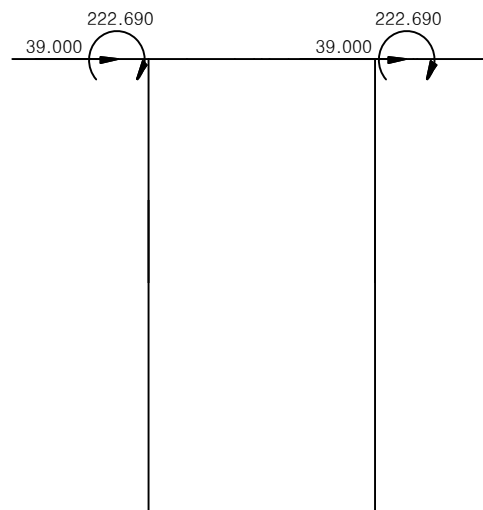
㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 701.532/2EA = 350.766 \text{ kN}$$

$$M = 2358.551/2EA = 1179.275 \text{ kN}$$

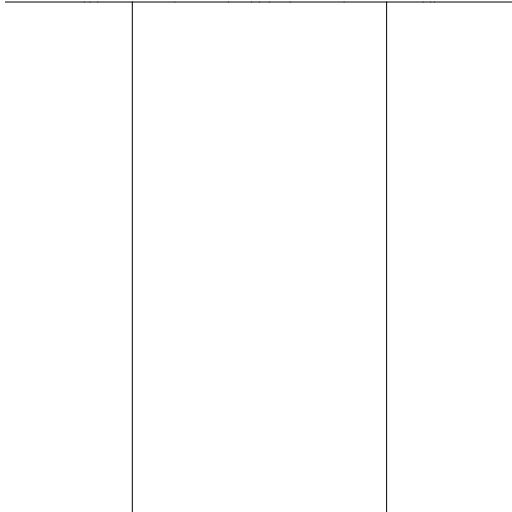
㉟ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



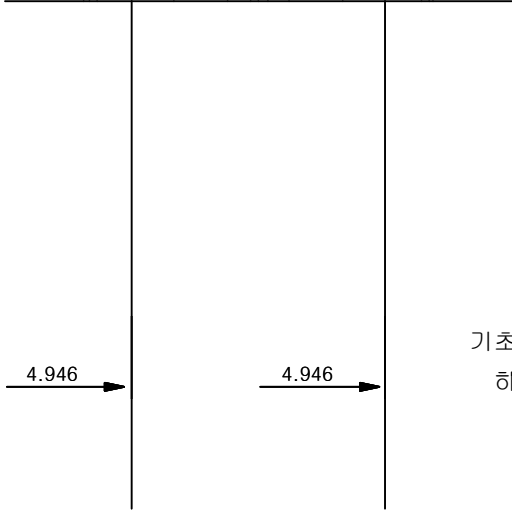
$$P = 78.000/2EA = 39.000 \text{ kN}$$

$$M = 445.380/2EA = 222.690 \text{ kN}$$

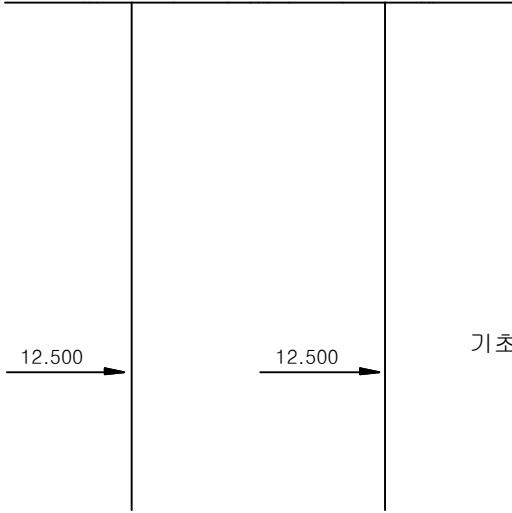
㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^{\circ}\text{C}$



㉕ 유수압 (Q1-TR)

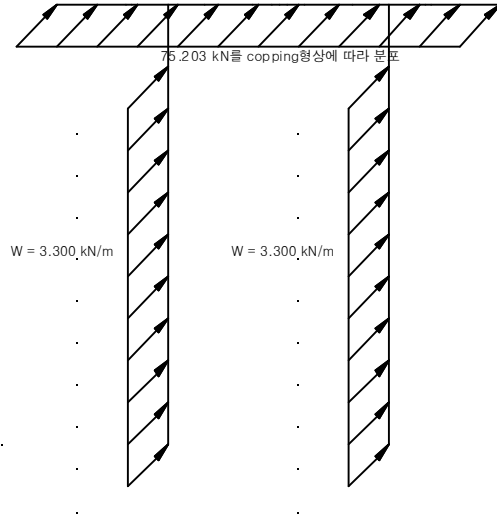


㉖ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

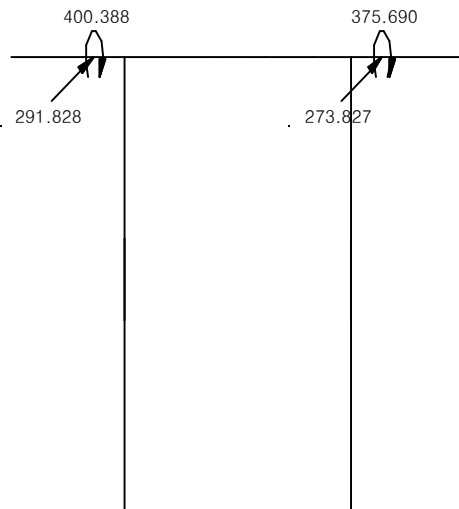


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 565.655 / 2EA = 282.827 \text{ kN}$ $M = 776.078 / 2EA = 388.039 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 17

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6901.006	-1842.606	-302.329	-7809.334	1047.051	-302.329	
L1	-1772.072	-559.733	-95.665	-1772.072	354.630	-95.665	
W-L0	0.000	-52.874	39.293	0.000	-564.166	60.881	
W-TR	1087.314	-1570.599	-384.225	1087.314	2237.545	-405.812	
WL	145.962	-161.291	-42.601	145.962	245.887	-42.601	
G-L02	0.000	-817.676	287.431	0.000	-3564.946	287.431	
G-TR	-2.565	266.169	67.389	-2.565	-377.933	67.389	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.568	-1.733	-0.014	0.568	11.558	-4.960	
COL-TR	1.846	-5.632	-0.046	1.846	32.506	-12.546	

② 기동 : 부재번호 18

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6277.600	1851.617	302.329	-7185.928	-1038.040	302.329	
L1	-1887.468	609.216	95.665	-1887.468	-305.147	95.665	
W-L0	0.000	-65.345	35.927	0.000	-544.463	57.515	
W-TR	-1087.314	-1244.458	-336.401	-1087.314	2038.721	-347.195	
WL	-145.962	-117.293	-35.399	-145.962	221.054	-35.399	
G-L02	0.000	-847.612	278.224	0.000	-3506.872	278.224	
G-TR	2.565	-251.294	-67.389	2.565	392.809	-67.389	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	-0.568	-1.562	0.014	-0.568	11.461	-4.932	
COL-TR	-1.846	-5.075	0.046	-1.846	32.192	-12.454	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2249.494	-149.388	-2167.629	-332.678	-2170.997	27.537	
L1	-724.905	5.788	0.000	0.000	-733.009	5.788	
W-L0	0.000	0.000	308.636	145.962	0.000	0.000	
W-TR	961.776	1087.314	-359.730	-2.565	-560.463	1087.314	
WL	129.833	145.962	0.000	0.000	-74.514	145.962	
G-L02	0.000	0.000	3.903	1.846	0.000	0.000	
G-TR	-366.462	-2.565	-2899.190	-326.890	-362.871	-2.565	
E-L0	0.000	0.000	-2167.629	-332.678	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	-2167.629	-332.678	0.000	0.000	
Q1-TR	0.505	0.568	-2167.629	-332.678	-0.290	0.568	
COL-TR	1.642	1.846	-2899.190	-326.890	-0.942	1.846	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8672.509	-2404.072	-398.007	-9580.837	1413.239	-402.953	
SV002	-6900.438	-1844.339	-302.343	-7808.765	1058.609	-307.289	
SV003	-5813.124	-3414.939	-686.567	-6721.452	3296.153	-713.101	
SV004	-7982.890	-3350.662	-632.720	-8891.218	2777.898	-648.460	
SV005	-6210.819	-2790.930	-537.056	-7119.147	2423.268	-552.796	
SV006	-8675.074	-2137.903	-330.618	-9583.402	1035.305	-335.564	
SV007	-8672.509	-2404.072	-398.007	-9580.837	1413.239	-402.953	
SV008	-6903.002	-1578.170	-234.954	-7811.330	680.675	-239.900	
SV009	-6900.438	-1844.339	-302.343	-7808.765	1058.609	-307.289	
SV010	-5815.689	-3148.769	-619.178	-6724.016	2918.220	-645.712	
SV011	-5813.124	-3414.939	-686.567	-6721.452	3296.153	-713.101	
SV012	-7985.455	-3084.493	-565.331	-8893.783	2399.965	-581.071	
SV013	-7982.890	-3350.662	-632.720	-8891.218	2777.898	-648.460	
SV014	-6213.384	-2524.760	-469.667	-7121.711	2045.335	-485.407	
SV015	-6210.819	-2790.930	-537.056	-7119.147	2423.268	-552.796	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8165.637	2459.270	398.007	-9073.964	-1331.727	393.061	
SV002	-6278.168	1850.055	302.343	-7186.496	-1026.580	297.397	
SV003	-7365.482	605.597	-34.058	-8273.810	1012.142	-49.798	
SV004	-8855.255	1719.749	194.408	-9763.583	-91.312	184.065	
SV005	-6967.787	1110.533	98.743	-7876.115	213.835	88.400	
SV006	-8163.072	2207.977	330.618	-9071.400	-938.918	325.672	
SV007	-8165.637	2459.270	398.007	-9073.964	-1331.727	393.061	
SV008	-6275.603	1598.761	234.954	-7183.931	-633.771	230.008	
SV009	-6278.168	1850.055	302.343	-7186.496	-1026.580	297.397	
SV010	-7362.917	354.303	-101.447	-8271.245	1404.951	-117.187	
SV011	-7365.482	605.597	-34.058	-8273.810	1012.142	-49.798	
SV012	-8852.691	1468.455	127.019	-9761.018	301.497	116.676	
SV013	-8855.255	1719.749	194.408	-9763.583	-91.312	184.065	
SV014	-6965.222	859.239	31.354	-7873.550	606.644	21.011	
SV015	-6967.787	1110.533	98.743	-7876.115	213.835	88.400	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8673.077	0.000	0.000	-9581.405	0.000	0.000	
SVB02	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
SVB03	-6901.006	-52.874	39.293	-7809.334	-564.166	60.881	
SVB04	-8673.077	-26.437	19.647	-9581.405	-282.083	30.441	
SVB05	-6901.006	-26.437	19.647	-7809.334	-282.083	30.441	
SVB06	-8673.077	-817.676	287.431	-9581.405	-3564.946	287.431	
SVB07	-8673.077	0.000	0.000	-9581.405	0.000	0.000	
SVB08	-6901.006	-817.676	287.431	-7809.334	-3564.946	287.431	
SVB09	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
SVB10	-6901.006	-870.550	326.725	-7809.334	-4129.112	348.313	
SVB11	-6901.006	-52.874	39.293	-7809.334	-564.166	60.881	
SVB12	-8673.077	-844.113	307.078	-9581.405	-3847.029	317.872	
SVB13	-8673.077	-26.437	19.647	-9581.405	-282.083	30.441	
SVB14	-6901.006	-844.113	307.078	-7809.334	-3847.029	317.872	
SVB15	-6901.006	-26.437	19.647	-7809.334	-282.083	30.441	

② 기동 : 부재번호 18

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8165.068	0.000	0.000	-9073.396	0.000	0.000	
SVB02	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
SVB03	-6277.600	-65.345	35.927	-7185.928	-544.463	57.515	
SVB04	-8165.068	-32.673	17.964	-9073.396	-272.232	28.758	
SVB05	-6277.600	-32.673	17.964	-7185.928	-272.232	28.758	
SVB06	-8165.068	-847.612	278.224	-9073.396	-3506.872	278.224	
SVB07	-8165.068	0.000	0.000	-9073.396	0.000	0.000	
SVB08	-6277.600	-847.612	278.224	-7185.928	-3506.872	278.224	
SVB09	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
SVB10	-6277.600	-912.957	314.151	-7185.928	-4051.335	335.739	
SVB11	-6277.600	-65.345	35.927	-7185.928	-544.463	57.515	
SVB12	-8165.068	-880.284	296.187	-9073.396	-3779.104	306.981	
SVB13	-8165.068	-32.673	17.964	-9073.396	-272.232	28.758	
SVB14	-6277.600	-880.284	296.187	-7185.928	-3779.104	306.981	
SVB15	-6277.600	-32.673	17.964	-7185.928	-272.232	28.758	

3) 두부분

① 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV002	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV003	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV004	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV005	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV006	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV007	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV008	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV009	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV010	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV011	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV012	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV013	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV014	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV015	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-2973.894	-143.031	-2899.338	5.769	-2904.296	33.894	
SV002	-2248.989	-148.820	-2167.777	-0.020	-2171.287	28.105	
SV003	-1287.212	938.494	-247.478	755.203	-2731.750	1115.419	
SV004	-2363.173	546.588	-1803.524	363.297	-3259.042	723.513	
SV005	-1638.268	540.799	-1085.710	357.508	-2526.033	717.724	
SV006	-3340.356	-145.596	-3262.851	3.204	-3267.168	31.329	
SV007	-2973.894	-143.031	-2899.338	5.769	-2904.296	33.894	
SV008	-2615.451	-151.384	-2531.289	-2.584	-2534.159	25.541	
SV009	-2248.989	-148.820	-2167.777	-0.020	-2171.287	28.105	
SV010	-1653.674	935.929	-617.082	752.639	-3094.622	1112.854	
SV011	-1287.212	938.494	-247.478	755.203	-2731.750	1115.419	
SV012	-2729.635	544.023	-2173.128	360.732	-3621.913	720.948	
SV013	-2363.173	546.588	-1803.524	363.297	-3259.042	723.513	
SV014	-2004.730	538.234	-1455.314	354.944	-2888.904	715.159	
SV015	-1638.268	540.799	-1085.710	357.508	-2526.033	717.724	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12780.523	-3601.066	-598.724	-13961.349	2138.646	-605.154	
UL002	-8970.569	-2397.641	-393.045	-10151.395	1376.191	-399.475	
UL003	-7557.061	-4439.420	-892.537	-8737.887	4284.999	-927.031	
UL004	-10377.757	-4355.861	-822.536	-11558.584	3611.267	-842.998	
UL005	-8074.064	-3628.208	-698.172	-9254.891	3150.248	-718.634	
UL006	-11277.596	-2779.274	-429.804	-12458.422	1345.897	-436.234	
UL007	-11274.262	-3125.294	-517.410	-12455.088	1837.210	-523.839	
UL008	-8973.903	-2051.621	-305.440	-10154.729	884.878	-311.870	
UL009	-8970.569	-2397.641	-393.045	-10151.395	1376.191	-399.475	
UL010	-7269.611	-3935.962	-773.973	-8405.021	3647.775	-807.140	
UL011	-7266.405	-4268.673	-858.209	-8401.815	4120.192	-891.376	
UL012	-9981.819	-3855.616	-706.664	-11117.229	2999.956	-726.339	
UL013	-9978.613	-4188.328	-790.900	-11114.023	3472.372	-810.575	
UL014	-7766.729	-3155.951	-587.084	-8902.139	2556.668	-606.758	
UL015	-7763.524	-3488.662	-671.320	-8898.933	3029.085	-690.995	
UL016	-6900.438	-1844.339	-302.343	-7808.765	1058.609	-307.289	
UL017	-11274.262	-3125.294	-517.410	-12455.088	1837.210	-523.839	
UL018	-6975.749	-4097.926	-823.881	-8065.742	3955.384	-855.721	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12219.676	3714.885	598.724	-13400.502	-1990.620	592.295	
UL002	-8161.619	2405.071	393.045	-9342.445	-1334.553	386.616	
UL003	-9575.126	787.275	-44.275	-10755.953	1315.784	-64.737	
UL004	-11511.832	2235.673	252.730	-12692.658	-118.706	239.284	
UL005	-9058.123	1443.693	128.366	-10238.949	277.985	114.920	
UL006	-10611.993	2870.370	429.804	-11792.820	-1220.593	423.374	
UL007	-10615.328	3197.052	517.410	-11796.154	-1731.245	510.980	
UL008	-8158.284	2078.390	305.440	-9339.111	-823.902	299.010	
UL009	-8161.619	2405.071	393.045	-9342.445	-1334.553	386.616	
UL010	-9203.646	442.879	-126.808	-10339.056	1756.188	-146.483	
UL011	-9206.852	756.996	-42.572	-10342.262	1265.177	-62.247	
UL012	-11065.863	1835.569	158.774	-12201.273	376.871	145.845	
UL013	-11069.069	2149.686	243.010	-12204.479	-114.140	230.081	
UL014	-8706.528	1074.049	39.193	-9841.938	758.305	26.264	
UL015	-8709.734	1388.166	123.429	-9845.143	267.293	110.500	
UL016	-6278.168	1850.055	302.343	-7186.496	-1026.580	297.397	
UL017	-10615.328	3197.052	517.410	-11796.154	-1731.245	510.980	
UL018	-8838.578	726.716	-40.870	-9928.572	1214.570	-59.757	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10710.221	-3048.284	-508.026	-11618.549	1824.530	-514.456	
UE002	-6900.267	-1844.859	-302.347	-7808.595	1062.076	-308.777	
UE003	-5486.759	-3886.638	-801.839	-6395.087	3970.884	-836.333	
UE004	-8307.456	-3803.079	-731.838	-9215.784	3297.152	-752.300	
UE005	-6003.763	-3075.427	-607.474	-6912.091	2836.133	-627.936	
UE006	-9207.294	-2226.492	-339.105	-10115.622	1031.781	-345.535	
UE007	-9203.960	-2572.512	-426.711	-10112.288	1523.095	-433.141	
UE008	-6903.601	-1498.839	-214.741	-7811.929	570.762	-221.171	
UE009	-6900.267	-1844.859	-302.347	-7808.595	1062.076	-308.777	
UE010	-5199.309	-3383.180	-683.274	-6062.220	3333.660	-716.442	
UE011	-5196.103	-3715.891	-767.510	-6059.015	3806.076	-800.678	
UE012	-7911.517	-3302.834	-615.966	-8774.429	2685.840	-635.641	
UE013	-7908.311	-3635.546	-700.202	-8771.223	3158.257	-719.877	
UE014	-5696.428	-2603.169	-496.385	-6559.339	2242.553	-516.060	
UE015	-5693.222	-2935.880	-580.621	-6556.133	2714.970	-600.296	
UE016	-6900.438	-1844.339	-302.343	-7808.765	1058.609	-307.289	
UE017	-9203.960	-2572.512	-426.711	-10112.288	1523.095	-433.141	
UE018	-4905.447	-3545.144	-733.182	-5722.942	3641.269	-765.023	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10336.396	3159.400	508.026	-11244.724	-1679.208	501.596	
UE002	-6278.339	1849.586	302.347	-7186.666	-1023.141	295.917	
UE003	-7691.846	231.790	-134.974	-8600.174	1627.196	-155.436	
UE004	-9628.552	1680.188	162.031	-10536.880	192.706	148.586	
UE005	-7174.843	888.208	37.667	-8083.171	589.397	24.222	
UE006	-8728.713	2314.885	339.105	-9637.041	-909.181	332.676	
UE007	-8732.048	2641.567	426.711	-9640.375	-1419.833	420.281	
UE008	-6275.004	1522.905	214.741	-7183.332	-512.490	208.312	
UE009	-6278.339	1849.586	302.347	-7186.666	-1023.141	295.917	
UE010	-7320.366	-112.607	-217.507	-8183.278	2067.600	-237.182	
UE011	-7323.572	201.511	-133.271	-8186.484	1576.589	-152.946	
UE012	-9182.583	1280.084	68.075	-10045.495	688.283	55.146	
UE013	-9185.789	1594.201	152.311	-10048.701	197.272	139.382	
UE014	-6823.248	518.564	-51.506	-7686.159	1069.717	-64.435	
UE015	-6826.454	832.681	32.730	-7689.365	578.706	19.802	
UE016	-6278.168	1850.055	302.343	-7186.496	-1026.580	297.397	
UE017	-8732.048	2641.567	426.711	-9640.375	-1419.833	420.281	
UE018	-6955.298	171.231	-131.568	-7772.793	1525.982	-150.456	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12781.261	0.000	0.000	-13962.087	0.000	0.000	
ULB02	-8971.307	0.000	0.000	-10152.134	0.000	0.000	
ULB03	-8971.307	-68.736	51.082	-10152.134	-733.416	79.146	
ULB04	-11275.000	-34.368	25.541	-12455.827	-366.708	39.573	
ULB05	-8971.307	-34.368	25.541	-10152.134	-366.708	39.573	
ULB06	-11275.000	-1062.979	373.661	-12455.827	-4634.430	373.661	
ULB07	-11275.000	0.000	0.000	-12455.827	0.000	0.000	
ULB08	-8971.307	-1062.979	373.661	-10152.134	-4634.430	373.661	
ULB09	-8971.307	0.000	0.000	-10152.134	0.000	0.000	
ULB10	-8626.257	-1088.188	408.406	-9761.667	-5161.391	435.391	
ULB11	-8626.257	-66.093	49.117	-9761.667	-705.208	76.102	
ULB12	-10841.347	-1055.141	383.848	-11976.756	-4808.787	397.340	
ULB13	-10841.347	-33.046	24.558	-11976.756	-352.604	38.051	
ULB14	-8626.257	-1055.141	383.848	-9761.667	-4808.787	397.340	
ULB15	-8626.257	-33.046	24.558	-9761.667	-352.604	38.051	
ULB16	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
ULB17	-11275.000	0.000	0.000	-12455.827	0.000	0.000	
ULB18	-8281.207	-63.449	47.152	-9371.200	-677.000	73.058	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12218.937	0.000	0.000	-13399.763	0.000	0.000	
ULB02	-8160.880	0.000	0.000	-9341.706	0.000	0.000	
ULB03	-8160.880	-84.949	46.705	-9341.706	-707.802	74.770	
ULB04	-10614.589	-42.474	23.353	-11795.415	-353.901	37.385	
ULB05	-8160.880	-42.474	23.353	-9341.706	-353.901	37.385	
ULB06	-10614.589	-1101.895	361.691	-11795.415	-4558.934	361.691	
ULB07	-10614.589	0.000	0.000	-11795.415	0.000	0.000	
ULB08	-8160.880	-1101.895	361.691	-9341.706	-4558.934	361.691	
ULB09	-8160.880	0.000	0.000	-9341.706	0.000	0.000	
ULB10	-7847.000	-1141.196	392.688	-8982.410	-5064.169	419.673	
ULB11	-7847.000	-81.681	44.909	-8982.410	-680.579	71.894	
ULB12	-10206.336	-1100.355	370.234	-11341.745	-4723.879	383.726	
ULB13	-10206.336	-40.841	22.455	-11341.745	-340.289	35.947	
ULB14	-7847.000	-1100.355	370.234	-8982.410	-4723.879	383.726	
ULB15	-7847.000	-40.841	22.455	-8982.410	-340.289	35.947	
ULB16	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
ULB17	-10614.589	0.000	0.000	-11795.415	0.000	0.000	
ULB18	-7533.120	-78.414	43.113	-8623.113	-653.356	69.018	

4) 교축방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10710.960	0.000	0.000	-11619.287	0.000	0.000	
UEB02	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
UEB03	-6901.006	-68.736	51.082	-7809.334	-733.416	79.146	
UEB04	-9204.699	-34.368	25.541	-10113.027	-366.708	39.573	
UEB05	-6901.006	-34.368	25.541	-7809.334	-366.708	39.573	
UEB06	-9204.699	-1062.979	373.661	-10113.027	-4634.430	373.661	
UEB07	-9204.699	0.000	0.000	-10113.027	0.000	0.000	
UEB08	-6901.006	-1062.979	373.661	-7809.334	-4634.430	373.661	
UEB09	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
UEB10	-6555.955	-1088.188	408.406	-7418.867	-5161.391	435.391	
UEB11	-6555.955	-66.093	49.117	-7418.867	-705.208	76.102	
UEB12	-8771.045	-1055.141	383.848	-9633.956	-4808.787	397.340	
UEB13	-8771.045	-33.046	24.558	-9633.956	-352.604	38.051	
UEB14	-6555.955	-1055.141	383.848	-7418.867	-4808.787	397.340	
UEB15	-6555.955	-33.046	24.558	-7418.867	-352.604	38.051	
UEB16	-6901.006	0.000	0.000	-7809.334	0.000	0.000	
UEB17	-9204.699	0.000	0.000	-10113.027	0.000	0.000	
UEB18	-6210.905	-63.449	47.152	-7028.400	-677.000	73.058	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10335.657	0.000	0.000	-11243.985	0.000	0.000	
UEB02	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
UEB03	-6277.600	-84.949	46.705	-7185.928	-707.802	74.770	
UEB04	-8731.309	-42.474	23.353	-9639.637	-353.901	37.385	
UEB05	-6277.600	-42.474	23.353	-7185.928	-353.901	37.385	
UEB06	-8731.309	-1101.895	361.691	-9639.637	-4558.934	361.691	
UEB07	-8731.309	0.000	0.000	-9639.637	0.000	0.000	
UEB08	-6277.600	-1101.895	361.691	-7185.928	-4558.934	361.691	
UEB09	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
UEB10	-5963.720	-1141.196	392.688	-6826.631	-5064.169	419.673	
UEB11	-5963.720	-81.681	44.909	-6826.631	-680.579	71.894	
UEB12	-8323.056	-1100.355	370.234	-9185.967	-4723.879	383.726	
UEB13	-8323.056	-40.841	22.455	-9185.967	-340.289	35.947	
UEB14	-5963.720	-1100.355	370.234	-6826.631	-4723.879	383.726	
UEB15	-5963.720	-40.841	22.455	-6826.631	-340.289	35.947	
UEB16	-6277.600	0.000	0.000	-7185.928	0.000	0.000	
UEB17	-8731.309	0.000	0.000	-9639.637	0.000	0.000	
UEB18	-5649.840	-78.414	43.113	-6467.335	-653.356	69.018	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL002	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL003	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL004	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL005	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL006	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL007	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL008	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL009	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL010	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL011	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL012	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL013	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL014	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL015	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL016	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
UL017	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL018	-299.854	326.790	-238.155	-262.688	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-4482.231	-181.021	-4390.558	-5.862	-4398.643	48.982	
UL002	-2923.685	-193.466	-2818.110	-0.026	-2822.673	36.537	
UL003	-1673.376	1220.042	-321.722	981.764	-3551.275	1450.045	
UL004	-3072.125	710.564	-2344.581	472.286	-4236.754	940.566	
UL005	-2129.748	703.039	-1411.423	464.761	-3283.843	933.041	
UL006	-4342.463	-189.275	-4241.706	4.165	-4247.318	40.728	
UL007	-3866.062	-185.941	-3769.140	7.499	-3775.585	44.062	
UL008	-3400.086	-196.800	-3290.676	-3.360	-3294.406	33.203	
UL009	-2923.685	-193.466	-2818.110	-0.026	-2822.673	36.537	
UL010	-2067.093	1169.912	-771.352	940.798	-3868.277	1391.068	
UL011	-1609.016	1173.117	-309.348	944.004	-3414.688	1394.274	
UL012	-3412.044	680.028	-2716.410	450.915	-4527.392	901.185	
UL013	-2953.966	683.234	-2254.405	454.121	-4073.802	904.391	
UL014	-2505.912	672.793	-1819.142	443.680	-3611.130	893.949	
UL015	-2047.835	675.999	-1357.137	446.886	-3157.541	897.155	
UL016	-2248.989	-148.820	-2167.777	-0.020	-2171.287	28.105	
UL017	-3866.062	-185.941	-3769.140	7.499	-3775.585	44.062	
UL018	-1544.655	1126.193	-296.974	906.244	-3278.100	1338.503	

8. 두부보 설계

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]

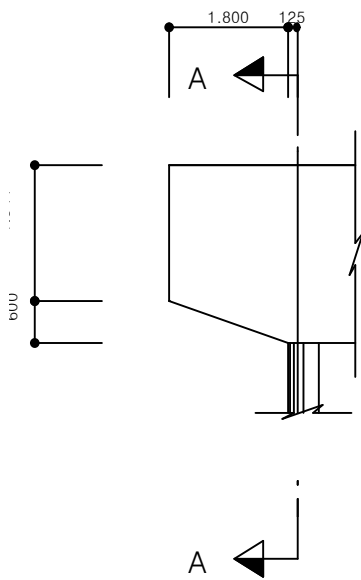
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.125\text{m}(= 1.100 - 1.950/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 354.022 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 324.842 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 324.842 / 354.022 = 0.918 \text{ m}$$

$$d = 2.100 - 0.144 = 1.956 \text{ m}$$

$$a/d = 0.918 / 1.956 = 0.469 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	2279.8	354.0

$a = 917.574 \text{ mm}$, $d = 1955.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.469) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2279.809 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1955.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 354.022 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 354.022 = 70.804 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 324.842 + 70.804 \times (2.100 - 1.956) \\ &= 335.045 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_vf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2500.000 \times 1955.905 = 23470.855 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2500.000 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 23470.855 = 17603.142 \text{ kN} \geq V_u (=354.022 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 354022.500 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 1123.881 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 324.842 + 70.804 \times (2.100 - 1.956) = 335.045 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{335.045}{0.85 \times f_{ck} \times b} \end{aligned}$$

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

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

$$= 714.514 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 354.022 = 70.804 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 295.019 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰값을 취한다.
 $\rightarrow A_s = 1044.273 \text{ mm}^2$

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

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2500.000 \times 1955.905$$

$$= 15647.237 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 27578.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29-12.0EA + D29-12.0EA \quad , \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D25-12.0EA + D25-12.0EA \quad , \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 1044.273 \text{ mm}^2 \quad , \quad 15647.237 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스톱러립, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (1044.273 - 295.019)$$

$$= 374.627 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 4.0 \text{ EA} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 1955.90 = 1303.94 \text{ mm} \text{ 구간에 } 6.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(6.0단)} : D25 - 24.00 \text{ EA} = 12160.800 \text{ mm}^2 \geq 374.627 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.9 < 2d (=4.000) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.459 \text{ m} \quad (< d = 2.000 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 267.327 \text{ kN} - \text{"ULO-09}$$

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

$$V_{ui} = -0.000 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 328.185 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(Lc) = 1.466 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned} Vu &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (Lc - \text{I단 좌표}) \\ &= -0.000 + (328.185 - -0.000)/1.800 \times (1.466 - 0.000) \\ &= 267.327 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	1835.1	1955.9	267.3	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq Vu (= 267.327 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq Vu (= 267.327 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부분관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부분자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.000 = 0.154$)

$$\begin{aligned} w_1 &= 1.944 \times 1.925 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 &= 36.019 \text{ kN} \\ w_2 &= 0.600 \times (1.925-0.125) / 2 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 &= 5.197 \text{ kN} \\ w_3 &= 0.600 \times (1.925-1.800) \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 &= 0.722 \text{ kN} \\ V_c &= 36.019 + 5.197 + 0.722 &= 41.938 \text{ kN} \\ M_c &= 36.019 \times 0.963 + 5.197 \times 0.725 + 0.722 \times 0.063 &= 38.481 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 41.938(V_c) \\ &= 41.938 \text{ kN} \\ Mu &= 38.481(M_c) \\ &= 38.481 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.0	2500.0	2400.0	100.0	38.5	41.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6351.800 \times 300.00 = 1905540.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2100.000 = 42840.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 44.480 \text{ mm, } c = 44.480 / \beta_1 = 44.480 / 0.85 = 52.330 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2400.00 - 52.330) / 52.330 = 0.1346$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 62.884 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 6351.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 101.009]

1단 : D25 - 10.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 6351.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00126$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6351.800 \times 300 \times (2400.00 - a/2) = 3851.279 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.480 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 38.481 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 100.082]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2400.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2100.00 \times 2400.00 = 3086.357 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 41.938 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 249.878 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)] \\ = 5.043 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 27578.400/2500.0 + 7 \times 27578.400/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9)/(7 \times 27578.400)]} \\ = 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 5.04) - 2.5 \times 85.50 = 15401.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 5.04) = 12492.30 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 12492.30 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 E_a = 104.17 \leq S_a (= 12492.30 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 38.481 \times 1000000 / [6351.800 \times (2400.000 - 298.322/3)] \\ = 2.633 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6351.800/2100.0 + 7 \times 6351.800/2100.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2100.0 \times 2400.0)/(7 \times 6351.800)]} \\ = 298.322 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6351.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 10.0 \text{ EA}, D29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 6351.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 2.63) - 2.5 \times 85.50 = 29690.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 2.63) = 23923.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 23923.31 mm 를 적용

$$S = 2100.00 / 12.00 E_a = 175.00 \leq S_a (= 23923.31 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 15)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

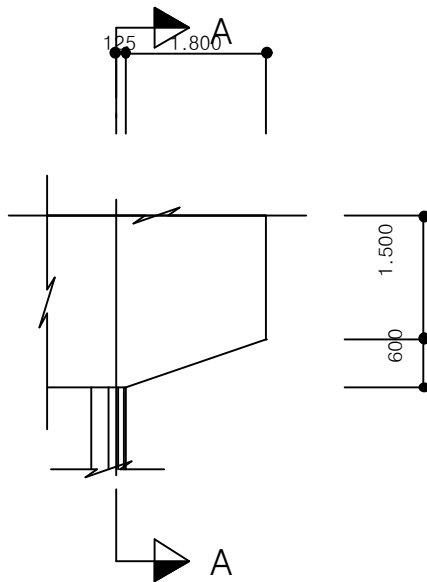
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.125m (= 1.100 - 1.950/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 284.578 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 258.002 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 258.002 / 284.578 = 0.907 \text{ m}$$

$$d = 2.100 - 0.144 = 1.956 \text{ m}$$

$$a/d = 0.907 / 1.956 = 0.464 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi f=0.80, \Phi v=0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	1839.5	284.6

$$a = 906.611 \text{ mm}, d = 1955.905 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.464) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 1839.463 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1955.905 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 284.578 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 284.578 = 56.916 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 258.002 + 56.916 \times (2.100 - 1.956) \\ &= 266.203 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d , 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2500.000 \times 1955.905 = 23470.855 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2500.000 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 23470.855 = 17603.142 \text{ kN} \geq V_u (=284.578 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 ; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 284578.125 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 903.423 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$\begin{aligned} M_u &= 258.002 + 56.916 \times (2.100 - 1.956) = 266.203 \text{ kN.m} \\ &= A_f \times f_y \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= 567.577 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$\begin{aligned} N_{uc} &= 0.20 \times 284.578 = 56.916 \text{ kN} \\ A_n &= N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 237.148 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

$$\begin{aligned} &\text{주인장철근의 단면적은 } (A_f + A_n) \text{과 } (2/3 A_{vf} + A_n) \text{ 중 큰값을 취한다.} \\ \rightarrow A_s &= 839.430 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d \\ &= 0.04 \times (24 / 300) \times 2500.000 \times 1955.905 \\ &= 15647.237 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Use } A_s &= 27578.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm}) \\ 1\text{단} &: D29-12.0EA + D29-12.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm} \\ 2\text{단} &: D25-12.0EA + D25-12.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm} \\ \text{Use } A_s &\geq 839.430 \text{ mm}^2, 15647.237 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑥ 폐쇄 스티럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (839.430 - 237.148) \\ &= 301.141 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 4.0 \text{ EA} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 1955.90 = 1303.94 \text{ mm} \text{ 구간에 } 6.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(6.0단)} : D25 - 24.00 \text{ EA} = 12160.800 \text{ mm}^2 \geq 301.141 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.9 < 2d (=4.000) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.453 \text{ m} \quad (< d = 2.000 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 215.235 \text{ kN} - "UL0-03$$

$$\text{부재번호} : 16 \text{ (I단 : 절점16, J단 : 절점17)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.800 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -263.250 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 0.000 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 10.128 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -263.250 + (0.000 - -263.250)/1.800 \times (10.128 - 9.800) \\ &= -215.235 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	1813.2	1955.9	215.2	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 215.235 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c / 2 &\geq V_u (= 215.235 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}\end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중예의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.000 = 0.154$)

$$\begin{aligned}w_1 &= 1.944 \times 1.925 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 36.019 \text{ kN} \\ w_2 &= 0.600 \times (1.925 - 0.125) / 2 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 5.197 \text{ kN} \\ w_3 &= 0.600 \times (1.925 - 1.800) \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 0.722 \text{ kN} \\ V_c &= 36.019 + 5.197 + 0.722 = 41.938 \text{ kN} \\ M_c &= 36.019 \times 0.963 + 5.197 \times 0.725 + 0.722 \times 0.063 = 38.481 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= 41.938(V_c) \\ &= 41.938 \text{ kN} \\ M_u &= 38.481(M_c) \\ &= 38.481 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.0	2500.0	2400.0	100.0	38.5	41.9

★ 강도감소계수 (Φ) 산정

$$\begin{aligned}T &= A_s \times f_y = 6351.800 \times 300.00 = 1905540.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2100.000 = 42840.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 44.480 \text{ mm, } c = 44.480 / \beta_1 = 44.480 / 0.85 = 52.330 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2400.00 - 52.330) / 52.330 = 0.1346 \\ \epsilon_t &\geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}\end{aligned}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{\Phi} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 62.884 \text{ mm}^2$$

$$2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b$$

Φ

- * 사용철근량 = 6351.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 101.009]
 1단 : D25 - 10.0 EA , D29 - 2.0 EA (= 6351.8 mm^2)

- * 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408 , \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00126$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

- * 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6351.800 \times 300 \times (2400.00 - a/2) = 3851.279 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.480 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 38.481 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 100.082]}$$

- * 전단에 대한 검토 ($d = 2400.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2100.00 \times 2400.00 = 3086.357 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 41.938 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

- * 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 198.463 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 4.005 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27578.400 / 2500.0 + 7 \times 27578.400 / 2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9) / (7 \times 27578.400)]}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{D29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{D25} - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

- * 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 4.01) - 2.5 \times 85.50 = 19447.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 4.01) = 15728.67 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 15728.67 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 \text{ Ea} = 104.17 \leq S_a (= 15728.67 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 38.481 \times 1000000 / [6351.800 \times (2400.000 - 298.322/3)] \\ = 2.633 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6351.800/2100.0 + 7 \times 6351.800/2100.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2100.0 \times 2400.0)/(7 \times 6351.800)]} \\ = 298.322 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6351.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 10.0 \text{ EA}, D29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 6351.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 2.63) - 2.5 \times 85.50 = 29690.39 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 2.63) = 23923.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 23923.31 mm 를 적용

$$S = 2100.00 / 12.00 \text{ Ea} = 175.00 \leq S_a (= 23923.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.200^2 / 4)} &= 1.950 \text{ m} &: \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 5.800 - 1.950 &= 3.850 \text{ m} \\ d &= 2.244 - 0.100 &= 2.144 \text{ m} \\ L_n/d &= 3.850 / 2.144 &= 1.796 < 4 &\therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-01, UL-03(부재 6)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
2500.0	2544.0	1955.9	544.0	4482.2	1220.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 27578.400 \times 300.00 = 8273520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 162.226 \text{ mm, } c = 162.226 / \beta_1 = 162.226 / 0.85 = 190.854 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2000.00 - 190.854) / 190.854 = 0.0284$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 9111.672 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 27578.4 mm² (철근도심 : 588.1 mm), [사용률 = 3.027]

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00564$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 27578.400 \times 300 \times (1955.90 - a/2) = 13184.457 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 162.226 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4482.231 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.941]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1955.90 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1220.042 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3340.356 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 67.416 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27578.400/2500.0 + 7 \times 27578.400/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9)/(7 \times 27578.400)]}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

사용철근량 = 27578.4 mm^2 (철근도심 : 588.1 mm)

1단 : D29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm^2)

2단 : D25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm^2)

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 544.00 - 29/2 = 529.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 67.42) - 2.5 \times 529.50 = -155.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 67.42) = 934.50 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 -155.63 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 \text{ Ea} = 104.17 > S_a (= -155.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{N.G}$$

② 중앙부 : UL-01, UL-03(부재 10)

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
2500.0	2244.0	2115.7	100.0	4390.6	981.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 21498.000 \times 300.00 = 6449400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 126.459 \text{ mm, } c = 126.459 / \beta_1 = 126.459 / 0.85 = 148.775 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2144.00 - 148.775) / 148.775 = 0.0402$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$f_y^2 \quad \quad \quad M_u$$

$$\frac{As^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} - f_y \times d \times As + \frac{M}{\Phi} = 0, As = 8232.294 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21498.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm) , [사용률 = 2.611]

1단 : D29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : D25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = As / bd = 0.00406$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, As \geq As(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 21498.000 \times 300 \times (2115.72 - a/2) = 11251.713 \text{ kN.m}$$

$$; a = As \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 126.459 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4390.558 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.563]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2115.72 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 2115.72 = 3239.016 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 981.764 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

- 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [As \times (d - \chi/3)] = 3262.851 \times 1000000 / [21498.000 \times (2115.716 - 448.069/3)]$$

$$= 77.186 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nAs/b + nAs/b \sqrt{1 + 2bd/(nAs)}$$

$$= -7 \times 21498.000/2500.0 + 7 \times 21498.000/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2115.7)/(7 \times 21498.000)]}$$

$$= 448.069 \text{ mm}$$

사용철근량 = 21498.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)

1단 : D29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : D25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

* 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 77.19) - 2.5 \times 85.50 = 806.52 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 77.19) = 816.21 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 806.52 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 E_a = 104.17 \leq S_a (= 806.52 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

③ 우측 지점부 : UL-12, UL-03(부재 11)

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	4527.4	1450.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 27578.400 \times 300.00 = 8273520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 162.226 \text{ mm, } c = 162.226 / \beta_1 = 162.226 / 0.85 = 190.854 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2000.00 - 190.854) / 190.854 = 0.0284$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 9204.783 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 27578.4 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 2.996]

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00564$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 27578.400 \times 300 \times (1955.90 - a/2) = 13184.457 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 162.226 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4527.392 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.912]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1955.90 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1450.045 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3621.913 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 73.098 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 27578.400 / 2500.0 + 7 \times 27578.400 / 2500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9 / (7 \times 27578.400)} \\ &= 477.786 \text{ mm}\end{aligned}$$

사용철근량 = 27578.4 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : D29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : D25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.10) - 2.5 \times 85.50 = 863.57 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 73.10) = 861.85 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 861.85 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 E_a = 104.17 \leq S_a (= 861.85 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-03(부재 10)

$$d = 1.956 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 2.813 \text{ m})$$

$$V_u = 1423.574 \text{ kN}$$

부재번호 : 10 (I단 : 절점10, J단 : 절점11) 부재길이(L) : 0.500 m

$$V_{ui} = 1376.920 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 1450.045 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(L_c) = 6.319 m (두부분 좌측단에서의 거리)

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

$$= 1376.920 + (1450.045 - 1376.920)/0.500 \times (6.319 - 6.000)$$

$$= 1423.574 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)
2500.0	3850.3	1955.9	1423.6	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90$$

$$= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 1423.574 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 1423.574 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② 우측 지점부 : UL-03(부재 8)

$$d = 1.956 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 2.813 \text{ m})$$

$$V_u = 1333.996 \text{ kN}$$

부재번호 : 8 (I단 : 절점8, J단 : 절점9) 부재길이(L) : 0.200 m

$$V_{ui} = 1311.205 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 1347.670 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(L_c) = 5.725 m (두부분 좌측단에서의 거리)

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

$$= 1311.205 + (1347.670 - 1311.205)/0.200 \times (5.725 - 5.600)$$

$$= 1333.996 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	3850.3	1955.9	1334.0	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 1333.996 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c / 2 &\geq V_u (= 1333.996 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}\end{aligned}$$

8.4 교량받침 위치 검토

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	-10152.134	-13961.349	2138.646	3714.885	-605.154	0.00013	축력최대
UL003	-10152.134	-10755.953	4284.999	4439.420	-927.031	0.00210	모멘트최대
UE018	-7028.401	-7772.793	3545.144	3641.269	-765.023	0.00193	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	43669.615	13961.349	3714.890	3.128	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	35858.598	10755.953	4439.420	3.334	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	40567.938	7772.793	3641.270	5.219	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	13961.349	3714.890	266.084

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 13961.349 \times 0.00013 / (-605.154 \times 11.130)$$

$$= 0.000 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 9.558 / 0.550$$

$$= 17.378 \leq 27.092 \therefore \text{단주}$$

여기서, $M1, M2$: 기둥 양끝단 모멘트 ($M1=2138.646$, $M2=3714.885$)

$M1/M2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.576$$

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 266.084 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1845.140 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1568.369 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2899161.737 = 59142.899 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8559.020 \text{ kN}, \sum T_{si} = 517.897 \text{ kN} \\ P_n &= 59142.899 + 8559.020 - 517.897 = 67184.022 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 22.678 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17876.858 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 266.088)| &= 0.0040 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1845.140 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1568.369 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1845.14) / 1845.14 = 0.0004 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 67184.022 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 67184.022 = 43669.615 \text{ kN} \geq P_u = 13961.349 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.266 = 11619.781 \text{ kN.m} \geq M_u = 3714.890 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 17, UL003)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10755.953	4439.420	412.741

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 10755.953 \times 0.00210 / (-927.031 \times 11.130)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 9.558 / 0.550$$

$$= 17.378 \leq 22.417 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4284.999$, $M_2=4439.420$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.965$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s &= 30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s &= 20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 412.741 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1581.546 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1344.314 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2433802.736 = 49649.576 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 7541.905 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2024.407 \text{ kN} \\ P_n &= 49649.576 + 7541.905 - 2024.407 = 55167.074 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 33.799 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22769.575 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 412.738)| &= 0.0023 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1581.546 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1344.314 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1581.55) / 1581.55 = 0.0010 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 55167.074 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 55167.074 = 35858.598 \text{ kN} \geq P_u = 10755.953 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.413 = 14800.304 \text{ kN.m} \geq M_u = 4439.420 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

③ 편심최대 : (부재 17, UE018)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	7772.793	3641.270	468.464

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 7772.793 \times 0.00193 / (-765.023 \times 11.130)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 9.558 / 0.550$$

$$= 17.378 \leq 22.317 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3545.144$, $M_2=3641.269$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.974$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s &= 30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s &= 20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 468.464 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1500.795 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1275.676 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2285592.939 = 46626.096 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 7245.842 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2705.169 \text{ kN} \\ P_n &= 46626.096 + 7245.842 - 2705.169 = 51166.769 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 37.352 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23969.978 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 468.468)| &= 0.0042 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

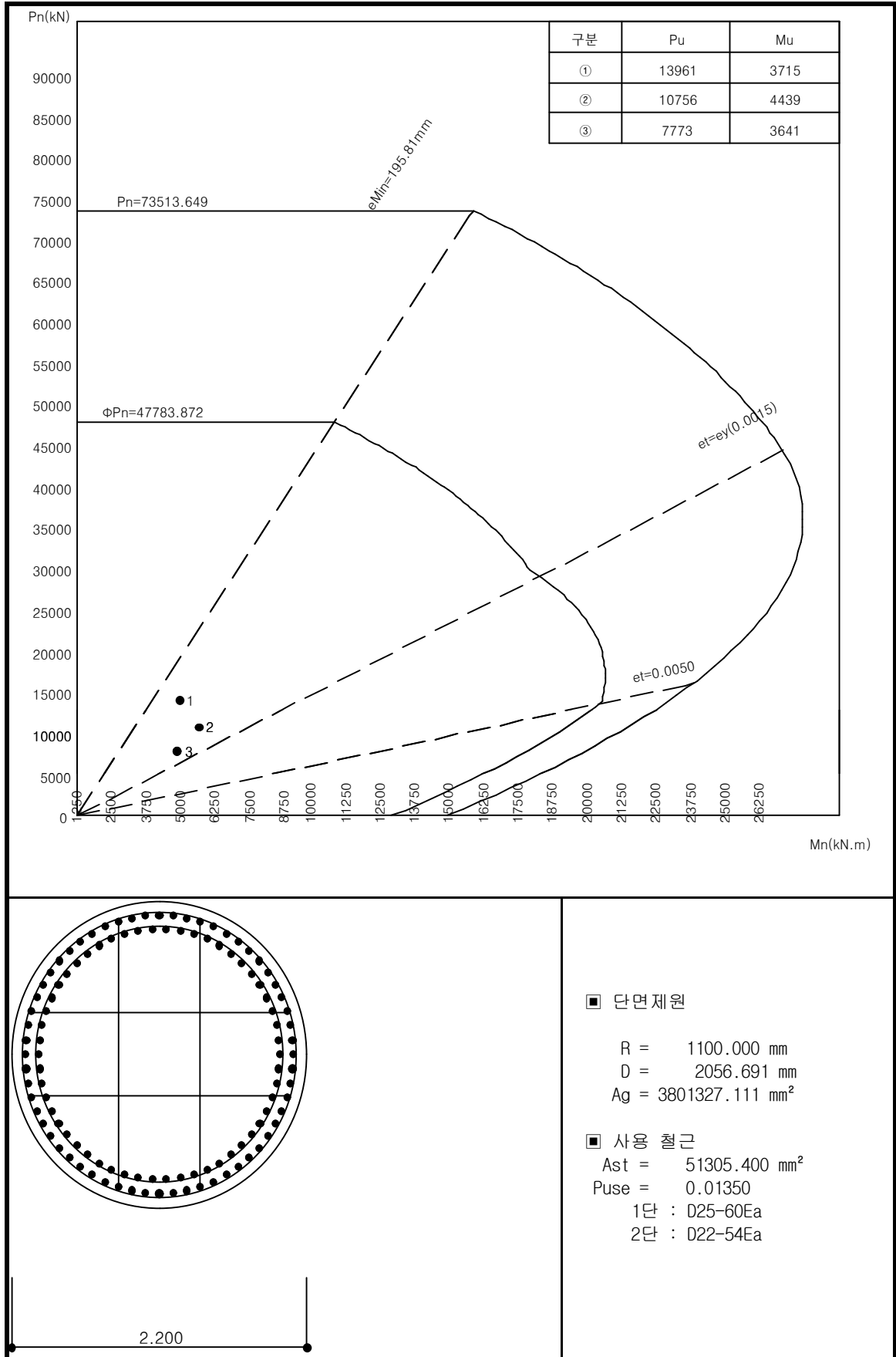
㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1500.795 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1275.676 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1500.79) / 1500.79 = 0.0012 \\ \rightarrow \text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g &\text{보다 작고, } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } \epsilon_t = 0.0040 \text{를 적용한다.} \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi = 0.79 \text{를 적용한다.} \\ \phi &= 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793 \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 51166.769 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.79 \times 51166.769 = 40567.938 \text{ kN} \geq P_u = 7772.793 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.468 = 19004.599 \text{ kN.m} \geq M_u = 3641.270 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

4) PM 상관도



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
ULB01	-10152.134	-13962.087	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-9761.667	-9761.667	1141.196	5161.391	435.391	0.00695	모멘트최대
UEB10	-7418.867	-7418.867	1141.196	5161.391	435.391	0.00695	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1 : 기동상단 모멘트, M2 : 기동하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	47783.873	13962.087	0.000	3.422	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	30707.269	9761.667	5161.390	3.146	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	29965.827	7418.867	5161.390	4.039	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, ULB01)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	13962.087	0.000	0.000

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60\text{EA} (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54\text{EA} (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 5141.726 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 4370.467 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3801743.598 = 77555.569 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14344.990 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 77555.569 + 14344.990 - 0.000 = 91900.559 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 0.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 0.000 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 5141.726 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 4370.467 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 5141.73) / 5141.73 = -0.0018$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 91900.559 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 13962.087 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 17, ULB03)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	9761.667	5161.390	528.741

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 9761.667 \times 0.00695 / (435.391 \times 11.130)$$

$$= 0.014 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 9.558 / 0.550$$

$$= 17.378 \leq 31.347 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1141.196$, $M_2=5161.391$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.221$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 528.741 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1424.947 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1211.205 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2144982.264 = 43757.638 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6952.931 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3468.617 \text{ kN} \\ P_n &= 43757.638 + 6952.931 - 3468.617 = 47241.952 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 40.740 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24978.987 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 528.746)| &= 0.0052 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1424.947 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1211.205 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1424.95) / 1424.95 = 0.0014 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 47241.952 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 47241.952 = 30707.269 \text{ kN} \geq P_u = 9761.667 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.529 = 16236.181 \text{ kN.m} \geq M_u = 5161.390 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

③ 편심최대 : (부재 17, UEB18)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	7418.867	5161.390	695.711

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 7418.867 \times 0.00695 / (435.391 \times 11.130)$$

$$= 0.011 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 9.558 / 0.550$$

$$= 17.378 \leq 31.347 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1141.196$, $M_2=5161.391$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.221$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 695.711 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1240.260 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1054.221 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 1800048.297 = 36720.985 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6302.374 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5228.623 \text{ kN} \\ P_n &= 36720.985 + 6302.374 - 5228.623 = 37794.736 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 49.171 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26294.009 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 695.706)| &= 0.0058 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

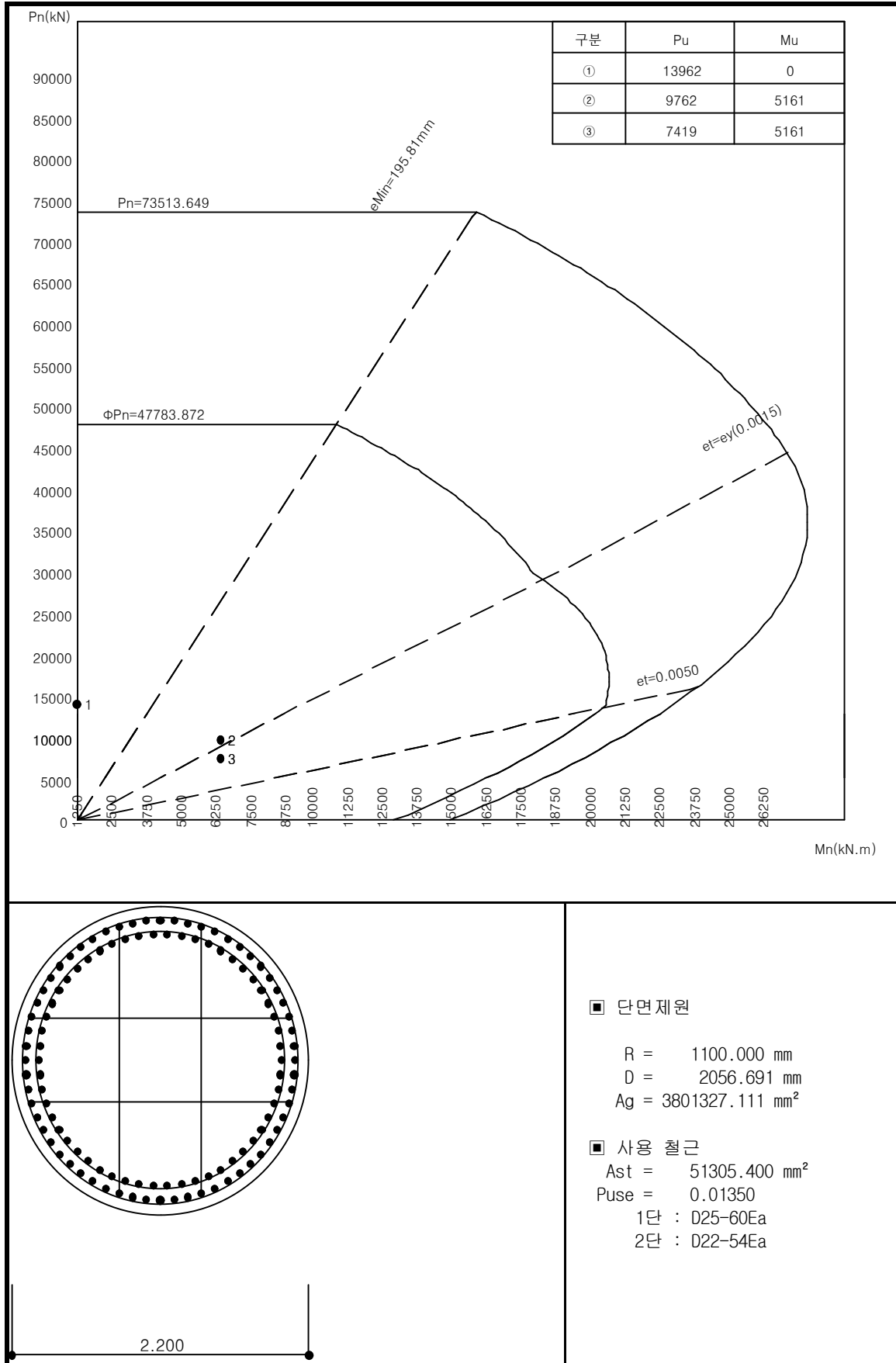
㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1240.260 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1054.221 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1240.26) / 1240.26 = 0.0021 \\ \rightarrow \text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g &\text{보다 작고, } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } \epsilon_t = 0.0040 \text{를 적용한다.} \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.} \\ \phi &= 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793 \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 37794.736 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.79 \times 37794.736 = 29965.827 \text{ kN} \geq P_u = 7418.867 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.696 = 20847.566 \text{ kN.m} \geq M_u = 5161.390 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-13962.087	0.000	3714.890	3714.890	축력최대
UL10	-9761.667	5161.390	3935.960	6490.896	모멘트최대
UE10	-7418.867	5161.390	3383.180	6171.374	편심최대
UL03	-10152.134	733.420	4439.420	4499.595	모멘트최대
UE18	-7028.400	677.000	3641.270	3703.671	편심최대

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

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

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	43669.615	13961.349	3714.890	3.128	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	27649.349	10339.056	6490.896	2.674	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	27650.657	8183.278	6171.374	3.379	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	35587.010	10755.953	4499.595	3.309	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	40134.071	7772.793	3703.671	5.163	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	13961.349	3714.890	266.084

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉞ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 266.084 \text{ mm})$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1845.140 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1568.369 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2899161.737 = 59142.899 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8559.020 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 517.897 \text{ kN}$

$P_n = 59142.899 + 8559.020 - 517.897 = 67184.022 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 22.678 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17876.858 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 266.088)| = 0.0040 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$

$c = 1845.140 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1568.369 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1845.14) / 1845.14 = 0.0004$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\phi = 0.65$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 67184.022 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.65 \times 67184.022 = 43669.615 \text{ kN} \geq P_u = 13961.349 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.266 = 11619.781 \text{ kN.m} \geq M_u = 3714.890 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 17, UL010)

【 기동 : 하부 , 2/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=37.328^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10339.056	6490.896	627.804

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 627.804 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1313.911 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1116.825 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1937751.629 = 39530.133 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6546.186 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4613.588 \text{ kN}$

$P_n = 39530.133 + 6546.186 - 4613.588 = 41462.731 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 45.780 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26030.374 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 627.802)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$

$c = 1313.911 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1116.825 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1313.91) / 1313.91 = 0.0018$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.67$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0018 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.667$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 41462.731 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.67 \times 41462.731 = 27649.349 \text{ kN} \geq P_u = 10339.056 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.628 = 17358.359 \text{ kN.m} \geq M_u = 6490.896 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 편심최대 : (부재 17, UE010)

【 기동 : 하부 , 3/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=33.244^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	8183.278	6171.374	754.144

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 754.144 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1181.359 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1004.155 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1690136.075 = 34478.776 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6067.961 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5672.034 \text{ kN}$

$P_n = 34478.776 + 6067.961 - 5672.034 = 34874.703 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 51.908 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26300.673 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 754.148)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$

$c = 1181.359 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1004.155 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1181.36) / 1181.36 = 0.0023$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 34874.703 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.79 \times 34874.703 = 27650.657 \text{ kN} \geq P_u = 8183.278 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.754 = 20852.590 \text{ kN.m} \geq M_u = 6171.374 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

④ 모멘트최대 : (부재 17, UL003)

【 기동 : 하부 , 4/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=80.619^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10755.953	4499.595	418.335

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 418.335 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1573.053 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1337.095 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2418305.073 = 49333.423 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 7508.200 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2092.378 \text{ kN}$

$P_n = 49333.423 + 7508.200 - 2092.378 = 54749.246 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 34.170 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22903.196 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=418.329)| = 0.0063 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$

$c = 1573.053 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1337.095 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1573.05) / 1573.05 = 0.0010$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 54749.246 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 54749.246 = 35587.010 \text{ kN} \geq P_u = 10755.953 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.418 = 14887.303 \text{ kN.m} \geq M_u = 4499.595 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

⑤ 편심최대 : (부재 17, UE018)

【 기동 : 하부 , 5/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=79.468^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	7772.793	3703.671	476.492

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 476.492 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1490.066 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1266.556 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2265773.119 = 46221.772 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 7206.219 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2808.442 \text{ kN}$

$P_n = 46221.772 + 7206.219 - 2808.442 = 50619.549 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 37.828 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24120.010 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=476.496)| = 0.0043 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$

$c = 1490.066 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1266.556 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1490.07) / 1490.07 = 0.0012$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 50619.549 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.79 \times 50619.549 = 40134.071 \text{ kN} \geq P_u = 7772.793 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.476 = 19123.548 \text{ kN.m} \geq M_u = 3703.671 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

4) PM 상관도

