

P9 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 림 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
 - 8.4 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

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

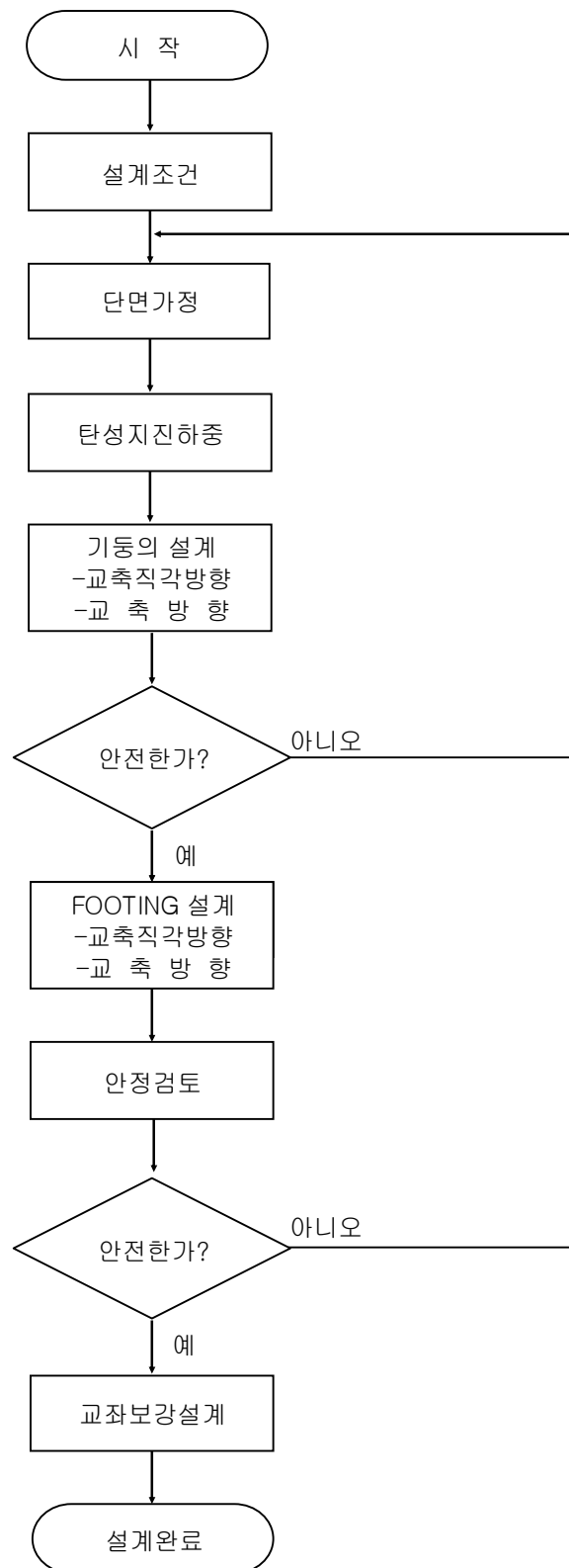
10. 기 초 설 계

- 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)	102637.959	9101.570	11.28	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8747.043	933.382	9.37	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	282.793	0.35	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	121431.002	0.000	∞	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	10348.629	0.000	∞	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	476.225	264.269	1.80	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	206608.878	10426.761	19.82	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8747.043	724.440	12.07	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	257.188	0.39	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	244439.030	1069.871	228.48	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	10348.629	14.326	722.37	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	427.338	267.739	1.60	1.00	0.K

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	18957.390	47783.873	2.521	0.K
	모멘트최대	0.014	13074.460	30840.662	2.359	0.K
	편심최대	0.014	9936.590	25932.680	2.610	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	18955.625	47783.873	2.521	0.K
	모멘트최대	0.014	14349.418	43310.960	3.018	0.K
	편심최대	0.014	10175.974	41439.281	4.072	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	18955.625	47783.873	2.521	0.K
	모멘트최대	0.014	13795.477	29929.073	2.169	0.K
	편심최대	0.014	10725.834	26034.373	2.427	0.K
	모멘트최대	0.014	14349.418	42869.185	2.988	0.K
	편심최대	0.014	10175.974	40793.731	4.009	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	2499.7	100.0	32471.826	33323.900	-	-	1.030	0.K
	우측내민보	2499.7	100.0	31873.779	33323.900	-	-	1.050	0.K
	좌측내민보수	3000.0	100.0	137.935	7871.900	101.989	5774.790	56.620	0.K
	우측내민보수	3000.0	100.0	137.935	7871.900	101.989	5774.790	56.620	0.K
	내부지간1좌	3213.0	813.3	18511.769	33323.900	10905.550	19323.091	1.770	0.K
	내부지간1중	2356.4	100.0	7614.158	33323.900	4259.121	18104.876	4.250	0.K
	내부지간1우	2499.7	100.0	18757.912	33323.900	11047.671	19323.091	1.750	0.K
	교량받침1	2835.4	813.3	566.764	33323.900	285.673	16114.400	56.410	N.G
	교량받침2	2356.4	100.0	7614.158	33323.900	4259.121	18104.876	4.250	0.K
	교량받침3	2122.1	100.0	399.720	33323.900	201.517	16114.400	79.970	N.G
기 초	교축방향	2000.0	100.0	41862.653	48387.500	20070.462	23160.516	1.150	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	0.000	19742.100	0.000	9470.141	#####	0.K
	교직-중앙부	2000.0	100.0	16.066	19742.100	7.784	9470.141	#####	0.K

□ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	110.125	150.000	103.448	501.345	0.K
	우측내민보	115.313	150.000	103.448	469.175	0.K
	좌측내민보수평	4.647	150.000	166.648	13556.563	0.K
	우측내민보수평	4.647	150.000	166.648	13556.563	0.K
	내부지간1좌측지점부	110.827	150.000	103.448	-1286.382	N.G
	내부지간1중앙부	46.657	150.000	103.448	1350.275	0.K
	내부지간1우측지점부	121.764	150.000	103.448	432.991	0.K
	교량받침1	5.162	150.000	103.448	12204.082	0.K
	교량받침2	46.657	150.000	103.448	1350.275	0.K
	교량받침3	11.351	150.000	103.448	5550.339	0.K
기 초	교축방향	187.265	150.000	124.000	198.027	0.K
	교직-지점부	0.000	150.000	150.980	#####	0.K
	교직-중앙부	0.217	150.000	150.980	290604.919	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 | : $\mu = 0.328$ | ; $\tan(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 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: 25811 MPa | |
| | 기둥: 25811 MPa | |
| | 기초: 25811 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] |

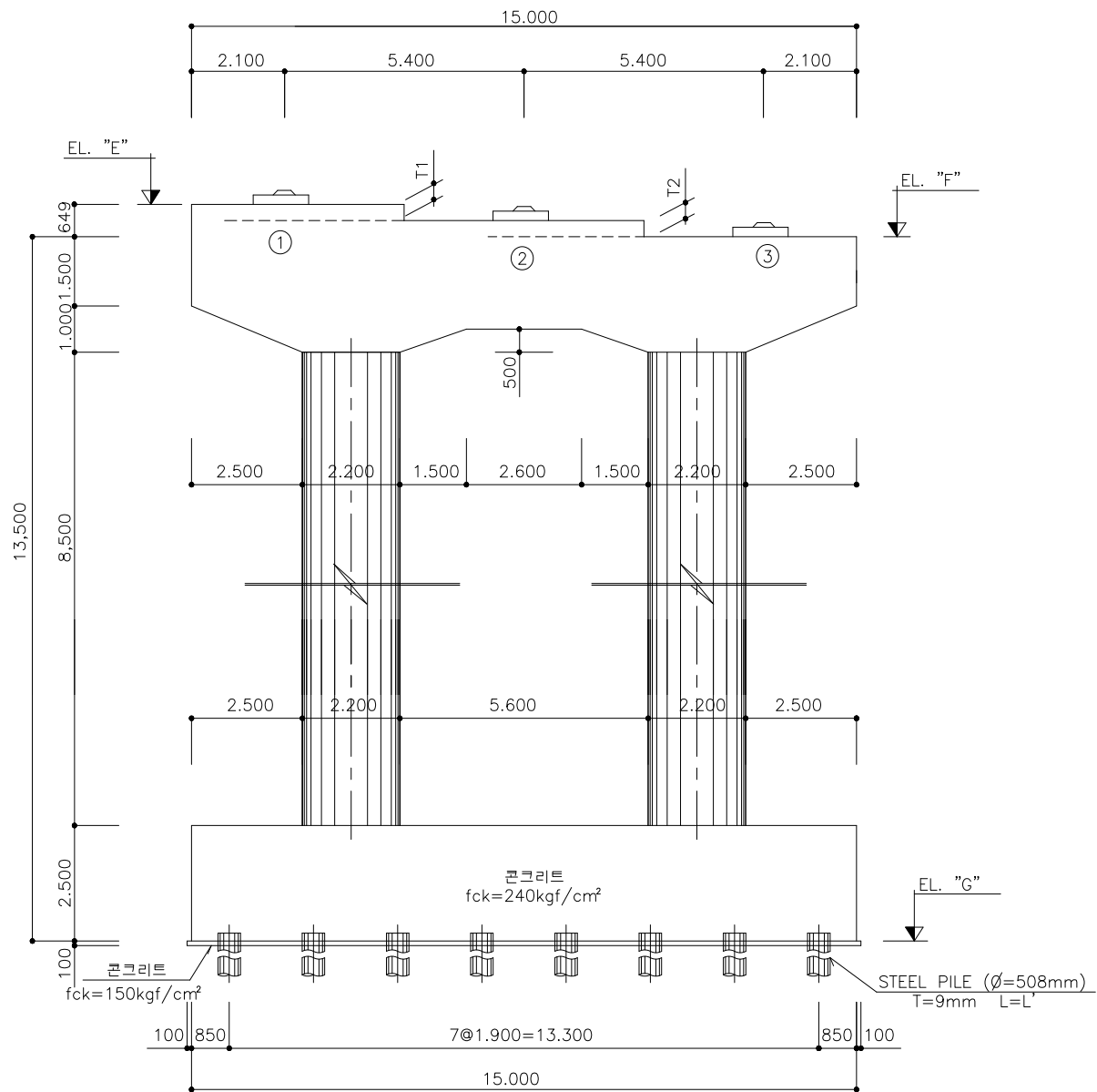
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	5219.437	1638.467	1638.467	1638.467
2	5262.953	1668.862	1668.862	1668.862
3	5310.511	1573.983	1573.983	1573.983
계	15792.901	4881.312	4881.312	4881.312

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 16.833 / 3.980 = 4.229 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (16.833 / 3.980)] \times 3.980 = 12.6 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.553 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 12.553 \times (52.000 + 52.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 652.777 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 2.213/2 = 3.496 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 652.777 \times 3.496 = 2282.43 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.213 \times 3.000 = 28.917 \text{ kN}$$

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

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 115.315 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

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

※ 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]

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

$$\text{작용위치 } h = 3.238 + 1.500 + 2.213/2 = 5.844 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 78.000 \times 5.844 = 455.871 \text{ kN.m}$$

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

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 52.0 = 0.0156 \text{ m}$$

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

$$P_h = 3 \times 2784900 \times 1.14990 \times 2EA \times 0.01560 / 11.713^3 \times \sin 90.0 \\ = 1865.27 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 15792.901 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 15792.901 \times 0.050 \times \sin 90.0 \\ = 789.645 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 789.645 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 789.645 \times (0.400 + 2.213/2) = 1189.6 \text{ kN.m}$$

5.5 유수압 (Q1-TR)

$$P = 10 \text{ K v}^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.500^2 \times 2.865 \\ = 7.163 \text{ kN}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 1.302 \times 2.200 = 2.865 \text{ m}^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.672 \text{ m}$ (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 $h = 4.193 \text{ m}$ (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

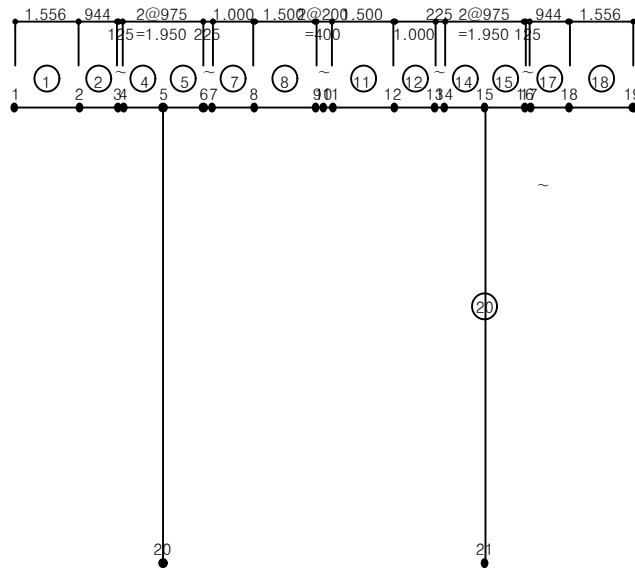
구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	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	10.607	7	4.800	10.607	13	10.200	10.607	19	15.000	10.607
2	1.556	10.607	8	5.800	10.607	14	10.425	10.607	20	3.600	0.000
3	2.500	10.607	9	7.300	10.607	15	11.400	10.607	21	11.400	0.000
4	2.625	10.607	10	7.500	10.607	16	12.375	10.607			
5	3.600	10.607	11	7.700	10.607	17	12.500	10.607			
6	4.575	10.607	12	9.200	10.607	18	13.444	10.607			

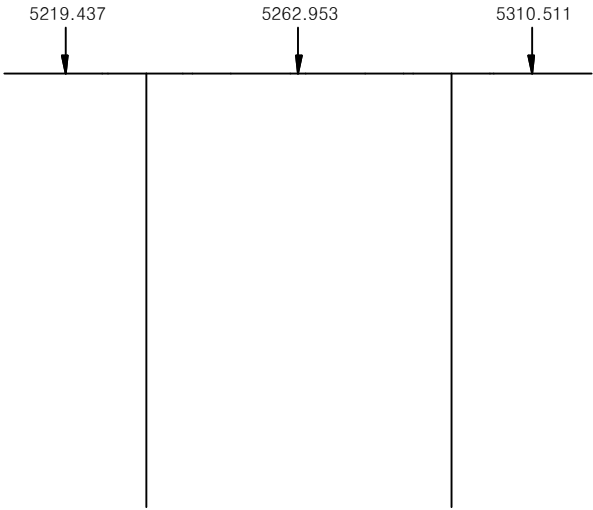
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	3.000	1.500	4.500	3.375000	0.843750	19
②	3.000	2.122	6.366	4.774500	2.388780	18
③	3.000	2.213	6.639	4.979250	2.709469	1
④	3.000	2.356	7.068	5.301000	3.269384	9~11
⑤	3.000	2.466	7.398	5.548500	3.749033	13
⑥	3.000	2.490	7.470	5.602500	3.859562	8, 12
⑦	3.000	2.500	7.500	5.625000	3.906250	14~17
⑧	3.000	2.823	8.469	6.351750	5.624354	7
⑨	3.000	2.835	8.505	6.378750	5.696383	2
⑩	3.000	3.180	9.540	7.155000	8.039358	
⑪	3.000	3.213	9.639	7.229250	8.292246	3~6
⑫	2.200	0.000	3.801	1.149901	1.149901	기둥부재

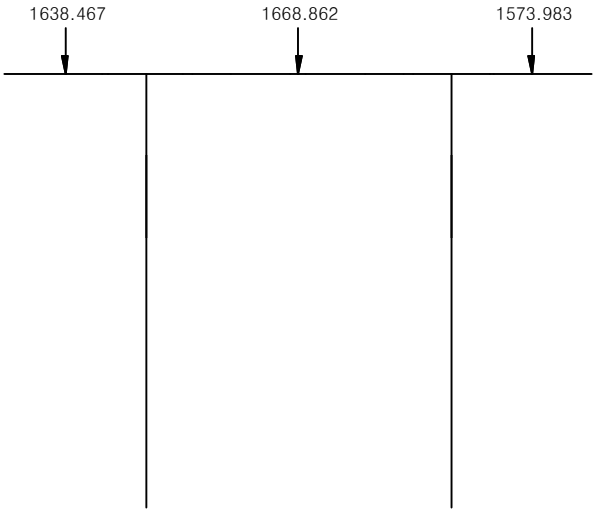
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



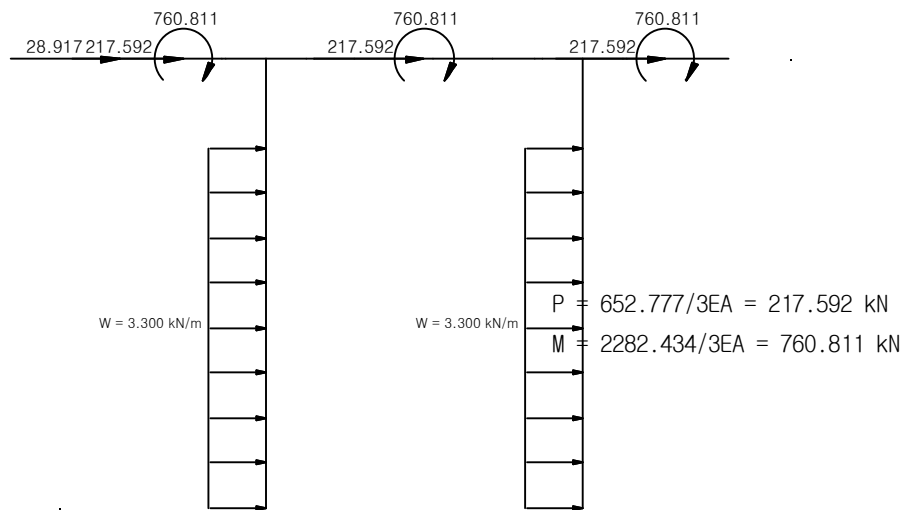
② 활하중 : 만재하시 (L1)



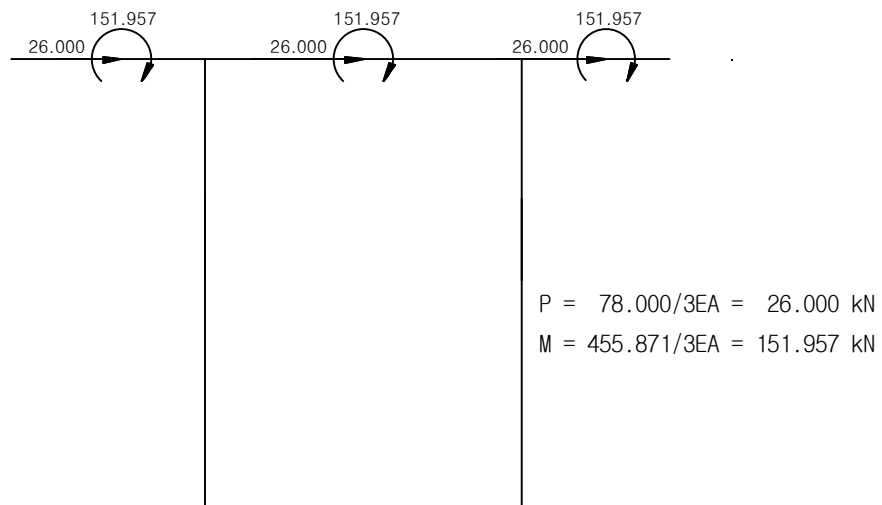
2) 수평하중

① 교축직각 방향

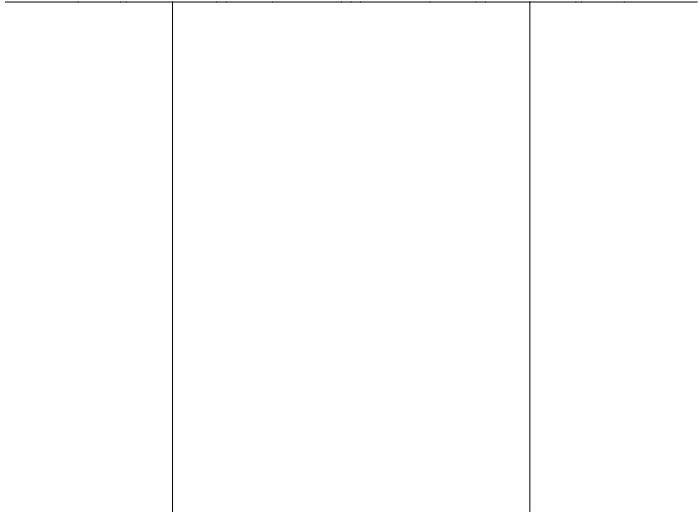
② 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



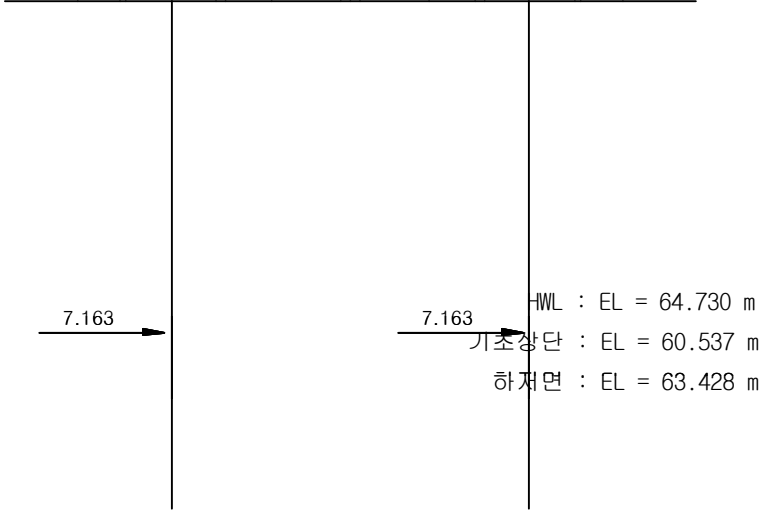
④ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



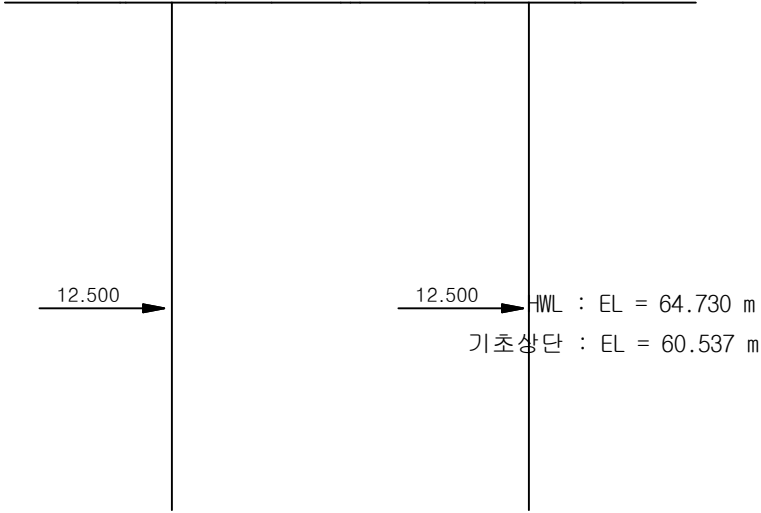
㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$



㉕ 유수압 (Q1-TR)

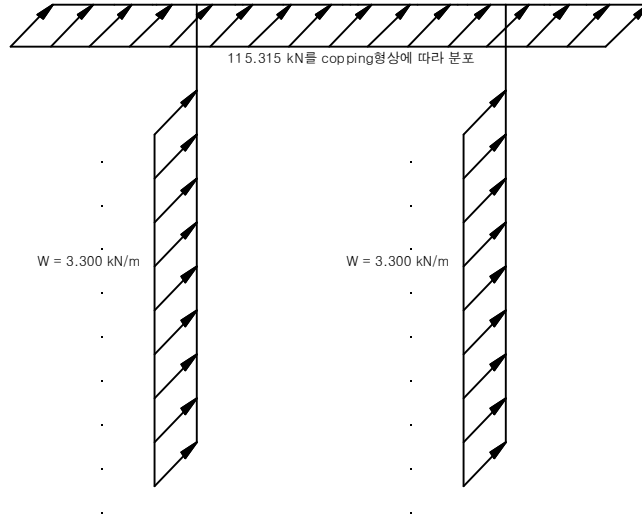


㉖ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

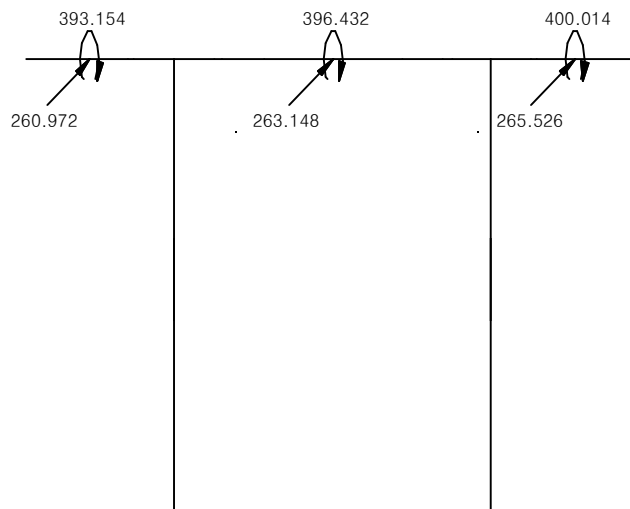


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 789.645 / 3EA = 263.215 \text{ kN}$ $M = 1189.600 / 3EA = 396.533 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 19

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9651.785	-1655.775	-321.863	-10459.568	1080.058	-321.863	
L1	-2493.001	-477.632	-91.963	-2493.001	304.050	-91.963	
W-L0	0.000	-106.487	62.017	0.000	-723.769	76.228	
W-TR	804.515	-1345.330	-353.442	804.515	1749.062	-367.653	
WL	114.813	-146.552	-40.665	114.813	199.104	-40.665	
G-L02	0.000	-1435.658	392.516	0.000	-4772.043	392.516	
G-TR	-1.633	465.000	129.428	-1.633	-635.134	129.428	
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	1.357	-5.424	-0.025	1.357	21.072	-7.188	
COL-TR	3.087	-12.336	-0.056	3.087	40.509	-12.556	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9424.359	1774.966	321.863	-10232.142	-960.868	321.863	
L1	-2388.309	502.599	91.963	-2388.309	-279.083	91.963	
W-L0	0.000	-136.423	53.297	0.000	-679.584	67.508	
W-TR	-804.515	-1211.465	-328.251	-804.515	1668.801	-342.461	
WL	-114.813	-128.810	-37.335	-114.813	188.534	-37.335	
G-L02	0.000	-1417.331	397.130	0.000	-4792.938	397.130	
G-TR	1.633	-452.267	-129.428	1.633	647.867	-129.428	
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	-1.357	-5.162	0.025	-1.357	20.916	-7.138	
COL-TR	-3.087	-11.740	0.056	-3.087	40.154	-12.444	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
L1	-1751.524	1638.470	-1682.585	-1573.980	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	760.811	0.000	-760.811	0.000	
WL	151.957	0.000	-151.957	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 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5660.174	-3169.544	2192.814	-3223.485	-5493.293	3107.736	
L1	-1652.244	-854.531	0.000	0.000	-1543.701	814.329	
W-L0	0.000	0.000	272.228	114.813	0.000	0.000	
W-TR	1885.249	804.515	-726.498	-1.633	-1698.318	804.515	
WL	246.396	114.813	0.000	0.000	-221.637	114.813	
G-L02	0.000	0.000	9.444	3.087	0.000	0.000	
G-TR	-735.681	-1.633	2847.803	-4078.015	-726.865	-1.633	
E-L0	0.000	0.000	2192.814	-3223.485	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	2192.814	-3223.485	0.000	0.000	
Q1-TR	3.847	1.357	2192.814	-3223.485	-3.482	1.357	
COL-TR	8.750	3.087	2847.803	-4078.015	-7.918	3.087	

⑤ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점 10)		S3(절점 18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	219.748	5513.991	2192.814	2662.379	155.013	5521.854
L1	0.000	1638.470	654.988	854.531	0.000	1573.980
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	760.811	0.000	473.871	804.515	0.000	0.000
WL	151.957	0.000	88.358	114.813	0.000	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	731.273	1.633	0.000	0.000
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	0.000	0.000	0.183	1.357	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.416	3.087	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12143.429	-2138.832	-413.850	-12951.211	1405.180	-421.013	
SV002	-9650.428	-1661.199	-321.887	-10458.211	1101.130	-329.050	
SV003	-8845.914	-3006.530	-675.329	-9653.696	2850.191	-696.703	
SV004	-11626.359	-2958.049	-631.236	-12434.141	2478.815	-645.505	
SV005	-9133.358	-2480.417	-539.274	-9941.141	2174.765	-553.542	
SV006	-12145.061	-1673.831	-284.422	-12952.844	770.046	-291.585	
SV007	-12143.429	-2138.832	-413.850	-12951.211	1405.180	-421.013	
SV008	-9652.061	-1196.199	-192.460	-10459.843	465.996	-199.623	
SV009	-9650.428	-1661.199	-321.887	-10458.211	1101.130	-329.050	
SV010	-8847.546	-2541.529	-545.902	-9655.329	2215.057	-567.275	
SV011	-8845.914	-3006.530	-675.329	-9653.696	2850.191	-696.703	
SV012	-11627.991	-2493.048	-501.809	-12435.774	1843.681	-516.077	
SV013	-11626.359	-2958.049	-631.236	-12434.141	2478.815	-645.505	
SV014	-9134.991	-2015.416	-409.846	-9942.773	1539.631	-424.115	
SV015	-9133.358	-2480.417	-539.274	-9941.141	2174.765	-553.542	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11814.026	2272.403	413.850	-12621.809	-1219.035	406.687	
SV002	-9425.717	1769.804	321.887	-10233.499	-939.951	314.724	
SV003	-10230.231	558.339	-6.364	-11038.014	728.849	-27.737	
SV004	-12331.096	1537.861	212.390	-13138.879	-196.100	198.122	
SV005	-9942.787	1035.262	120.427	-10750.569	82.983	106.159	
SV006	-11812.393	1820.136	284.422	-12620.176	-571.167	277.259	
SV007	-11814.026	2272.403	413.850	-12621.809	-1219.035	406.687	
SV008	-9424.084	1317.537	192.460	-10231.867	-292.084	185.297	
SV009	-9425.717	1769.804	321.887	-10233.499	-939.951	314.724	
SV010	-10228.599	106.072	-135.791	-11036.381	1376.717	-157.165	
SV011	-10230.231	558.339	-6.364	-11038.014	728.849	-27.737	
SV012	-12329.464	1085.594	82.962	-13137.246	451.767	68.694	
SV013	-12331.096	1537.861	212.390	-13138.879	-196.100	198.122	
SV014	-9941.154	582.995	-9.000	-10748.937	730.850	-23.269	
SV015	-9942.787	1035.262	120.427	-10750.569	82.983	106.159	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-12144.786	0.000	0.000	-12952.569	0.000	0.000	
SVB02	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
SVB03	-9651.785	-106.487	62.017	-10459.568	-723.769	76.228	
SVB04	-12144.786	-53.244	31.009	-12952.569	-361.885	38.114	
SVB05	-9651.785	-53.244	31.009	-10459.568	-361.885	38.114	
SVB06	-12144.786	-1435.658	392.516	-12952.569	-4772.043	392.516	
SVB07	-12144.786	0.000	0.000	-12952.569	0.000	0.000	
SVB08	-9651.785	-1435.658	392.516	-10459.568	-4772.043	392.516	
SVB09	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
SVB10	-9651.785	-1542.145	454.533	-10459.568	-5495.812	468.744	
SVB11	-9651.785	-106.487	62.017	-10459.568	-723.769	76.228	
SVB12	-12144.786	-1488.901	423.525	-12952.569	-5133.927	430.630	
SVB13	-12144.786	-53.244	31.009	-12952.569	-361.885	38.114	
SVB14	-9651.785	-1488.901	423.525	-10459.568	-5133.927	430.630	
SVB15	-9651.785	-53.244	31.009	-10459.568	-361.885	38.114	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11812.669	0.000	0.000	-12620.451	0.000	0.000	
SVB02	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
SVB03	-9424.359	-136.423	53.297	-10232.142	-679.584	67.508	
SVB04	-11812.669	-68.212	26.649	-12620.451	-339.792	33.754	
SVB05	-9424.359	-68.212	26.649	-10232.142	-339.792	33.754	
SVB06	-11812.669	-1417.331	397.130	-12620.451	-4792.938	397.130	
SVB07	-11812.669	0.000	0.000	-12620.451	0.000	0.000	
SVB08	-9424.359	-1417.331	397.130	-10232.142	-4792.938	397.130	
SVB09	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
SVB10	-9424.359	-1553.755	450.427	-10232.142	-5472.522	464.638	
SVB11	-9424.359	-136.423	53.297	-10232.142	-679.584	67.508	
SVB12	-11812.669	-1485.543	423.779	-12620.451	-5132.730	430.884	
SVB13	-11812.669	-68.212	26.649	-12620.451	-339.792	33.754	
SVB14	-9424.359	-1485.543	423.779	-10232.142	-5132.730	430.884	
SVB15	-9424.359	-68.212	26.649	-10232.142	-339.792	33.754	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7993.323	7396.682	-7837.499	-7282.890	
SV002	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
SV003	-5480.988	5758.212	-6915.726	-5708.910	
SV004	-7460.961	7396.682	-8369.862	-7282.890	
SV005	-5709.437	5758.212	-6687.277	-5708.910	
SV006	-7993.323	7396.682	-7837.499	-7282.890	
SV007	-7993.323	7396.682	-7837.499	-7282.890	
SV008	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
SV009	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
SV010	-5480.988	5758.212	-6915.726	-5708.910	
SV011	-5480.988	5758.212	-6915.726	-5708.910	
SV012	-7460.961	7396.682	-8369.862	-7282.890	
SV013	-7460.961	7396.682	-8369.862	-7282.890	
SV014	-5709.437	5758.212	-6687.277	-5708.910	
SV015	-5709.437	5758.212	-6687.277	-5708.910	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7308.571	-4022.717	2847.986	-3515.552	-7040.476	3923.423	
SV002	-5656.326	-3168.187	2192.997	-2661.022	-5496.775	3109.093	
SV003	-3771.077	-2363.672	2666.868	3406.443	-7195.093	3913.608	
SV004	-6119.550	-3505.647	3173.279	3933.328	-8111.272	4440.493	
SV005	-4467.306	-2651.116	2518.291	3118.999	-6567.570	3626.164	
SV006	-8044.251	-4024.350	2116.713	-3517.185	-7767.341	3921.790	
SV007	-7308.571	-4022.717	2847.986	-3515.552	-7040.476	3923.423	
SV008	-6392.007	-3169.819	1461.724	-2662.654	-6223.640	3107.461	
SV009	-5656.326	-3168.187	2192.997	-2661.022	-5496.775	3109.093	
SV010	-4506.757	-2365.304	1935.595	3404.811	-7921.958	3911.976	
SV011	-3771.077	-2363.672	2666.868	3406.443	-7195.093	3913.608	
SV012	-6855.231	-3507.280	2442.006	3931.695	-8838.137	4438.860	
SV013	-6119.550	-3505.647	3173.279	3933.328	-8111.272	4440.493	
SV014	-5202.987	-2652.749	1787.018	3117.366	-7294.435	3624.531	
SV015	-4467.306	-2651.116	2518.291	3118.999	-6567.570	3626.164	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)		S3(절점18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	219.748	7152.461	2847.986	3515.552	155.013	7095.834
SV002	219.748	5513.991	2192.997	2661.022	155.013	5521.854
SV003	541.063	5513.991	2666.868	3406.443	915.824	5521.854
SV004	312.614	7152.461	3173.279	3933.328	687.376	7095.834
SV005	312.614	5513.991	2518.291	3118.999	687.376	5521.854
SV006	219.748	7152.461	2116.713	3517.185	155.013	7095.834
SV007	219.748	7152.461	2847.986	3515.552	155.013	7095.834
SV008	219.748	5513.991	1461.724	2662.654	155.013	5521.854
SV009	219.748	5513.991	2192.997	2661.022	155.013	5521.854
SV010	541.063	5513.991	1935.595	3404.811	915.824	5521.854
SV011	541.063	5513.991	2666.868	3406.443	915.824	5521.854
SV012	312.614	7152.461	2442.006	3931.695	687.376	7095.834
SV013	312.614	7152.461	3173.279	3933.328	687.376	7095.834
SV014	312.614	5513.991	1787.018	3117.366	687.376	5521.854
SV015	312.614	5513.991	2518.291	3118.999	687.376	5521.854

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17905.508	-3186.469	-616.173	-18955.625	2085.177	-625.485	
UL002	-12545.557	-2159.559	-418.454	-13595.674	1431.469	-427.765	
UL003	-11499.688	-3908.488	-877.928	-12549.805	3705.249	-905.714	
UL004	-15114.266	-3845.463	-820.607	-16164.384	3222.460	-839.156	
UL005	-11873.366	-3224.542	-701.056	-12923.483	2827.194	-719.605	
UL006	-15788.580	-2175.981	-369.749	-16838.697	1001.060	-379.061	
UL007	-15786.457	-2780.481	-538.005	-16836.575	1826.734	-547.317	
UL008	-12547.679	-1555.059	-250.198	-13597.796	605.795	-259.510	
UL009	-12545.557	-2159.559	-418.454	-13595.674	1431.469	-427.765	
UL010	-11059.433	-3176.911	-682.377	-12069.161	2768.822	-709.094	
UL011	-11057.392	-3758.162	-844.162	-12067.120	3562.739	-870.879	
UL012	-14534.989	-3116.311	-627.261	-15544.717	2304.602	-645.097	
UL013	-14532.948	-3697.561	-789.046	-15542.677	3098.519	-806.881	
UL014	-11418.738	-2519.270	-512.308	-12428.467	1924.539	-530.143	
UL015	-11416.698	-3100.521	-674.092	-12426.426	2718.456	-691.928	
UL016	-9650.428	-1661.199	-321.887	-10458.211	1101.130	-329.050	
UL017	-15786.457	-2780.481	-538.005	-16836.575	1826.734	-547.317	
UL018	-10615.096	-3607.836	-810.395	-11584.435	3420.230	-836.044	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17388.297	3381.333	616.173	-18438.414	-1821.966	606.861	
UL002	-12253.432	2300.745	418.454	-13303.549	-1221.937	409.142	
UL003	-13299.301	725.841	-8.273	-14349.418	947.504	-36.058	
UL004	-16030.425	1999.219	276.107	-17080.542	-254.930	257.558	
UL005	-12925.623	1345.840	156.556	-13975.740	107.878	138.007	
UL006	-15356.111	2366.177	369.749	-16406.229	-742.517	360.437	
UL007	-15358.234	2954.124	538.005	-16408.351	-1584.745	528.693	
UL008	-12251.309	1712.798	250.198	-13301.427	-379.709	240.886	
UL009	-12253.432	2300.745	418.454	-13303.549	-1221.937	409.142	
UL010	-12785.748	132.590	-169.739	-13795.477	1720.896	-196.456	
UL011	-12787.789	697.924	-7.954	-13797.517	911.062	-34.671	
UL012	-15411.829	1356.993	103.703	-16421.558	564.709	85.868	
UL013	-15413.870	1922.326	265.487	-16423.598	-245.125	247.652	
UL014	-12426.443	728.743	-11.250	-13436.171	913.563	-29.086	
UL015	-12428.483	1294.077	150.534	-13438.212	103.729	132.699	
UL016	-9425.717	1769.804	321.887	-10233.499	-939.951	314.724	
UL017	-15358.234	2954.124	538.005	-16408.351	-1584.745	528.693	
UL018	-12276.277	670.007	-7.636	-13245.617	874.619	-33.285	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-15009.972	-2689.736	-519.614	-15817.755	1761.159	-528.926	
UE002	-9650.021	-1662.827	-321.895	-10457.804	1107.451	-331.207	
UE003	-8604.152	-3411.756	-781.369	-9411.935	3381.231	-809.155	
UE004	-12218.731	-3348.731	-724.049	-13026.513	2898.442	-742.597	
UE005	-8977.830	-2727.809	-604.497	-9785.613	2503.177	-623.046	
UE006	-12893.044	-1679.248	-273.190	-13700.827	677.043	-282.502	
UE007	-12890.922	-2283.749	-441.446	-13698.704	1502.717	-450.758	
UE008	-9652.143	-1058.326	-153.639	-10459.926	281.777	-162.951	
UE009	-9650.021	-1662.827	-321.895	-10457.804	1107.451	-331.207	
UE010	-8163.897	-2680.179	-585.819	-8931.291	2444.804	-612.536	
UE011	-8161.856	-3261.429	-747.603	-8929.250	3238.722	-774.320	
UE012	-11639.453	-2619.578	-530.702	-12406.847	1980.584	-548.538	
UE013	-11637.413	-3200.828	-692.487	-12404.806	2774.502	-710.322	
UE014	-8523.203	-2022.538	-415.749	-9290.596	1600.521	-433.584	
UE015	-8521.162	-2603.788	-577.533	-9288.556	2394.439	-595.369	
UE016	-9650.428	-1661.199	-321.887	-10458.211	1101.130	-329.050	
UE017	-12890.922	-2283.749	-441.446	-13698.704	1502.717	-450.758	
UE018	-7719.561	-3111.103	-713.837	-8446.565	3096.212	-739.485	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14560.989	2848.844	519.614	-15368.772	-1533.705	510.302	
UE002	-9426.124	1768.255	321.895	-10233.906	-933.677	312.583	
UE003	-10471.993	193.351	-104.831	-11279.775	1235.765	-132.617	
UE004	-13203.117	1466.730	179.548	-14010.900	33.330	160.999	
UE005	-10098.315	813.350	59.997	-10906.097	396.138	41.448	
UE006	-12528.804	1833.687	273.190	-13336.586	-454.257	263.878	
UE007	-12530.926	2421.634	441.446	-13338.709	-1296.485	432.134	
UE008	-9424.001	1180.308	153.639	-10231.784	-91.449	144.327	
UE009	-9426.124	1768.255	321.895	-10233.906	-933.677	312.583	
UE010	-9958.441	-399.900	-266.298	-10725.834	2009.156	-293.015	
UE011	-9960.481	165.434	-104.513	-10727.875	1199.322	-131.230	
UE012	-12584.522	824.503	7.144	-13351.915	852.969	-10.691	
UE013	-12586.562	1389.836	168.929	-13353.956	43.135	151.093	
UE014	-9599.135	196.254	-107.809	-10366.528	1201.823	-125.644	
UE015	-9601.176	761.587	53.975	-10368.569	391.989	36.140	
UE016	-9425.717	1769.804	321.887	-10233.499	-939.951	314.724	
UE017	-12530.926	2421.634	441.446	-13338.709	-1296.485	432.134	
UE018	-9448.970	137.517	-104.195	-10175.974	1162.880	-129.843	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17907.272	0.000	0.000	-18957.390	0.000	0.000	
ULB02	-12547.321	0.000	0.000	-13597.438	0.000	0.000	
ULB03	-12547.321	-138.433	80.623	-13597.438	-940.900	99.096	
ULB04	-15788.222	-69.217	40.311	-16838.339	-470.450	49.548	
ULB05	-12547.321	-69.217	40.311	-13597.438	-470.450	49.548	
ULB06	-15788.222	-1866.355	510.271	-16838.339	-6203.655	510.271	
ULB07	-15788.222	0.000	0.000	-16838.339	0.000	0.000	
ULB08	-12547.321	-1866.355	510.271	-13597.438	-6203.655	510.271	
ULB09	-12547.321	0.000	0.000	-13597.438	0.000	0.000	
ULB10	-12064.732	-1927.681	568.167	-13074.460	-6869.765	585.930	
ULB11	-12064.732	-133.109	77.522	-13074.460	-904.711	95.285	
ULB12	-15180.982	-1861.127	529.406	-16190.711	-6417.409	538.287	
ULB13	-15180.982	-66.555	38.761	-16190.711	-452.356	47.643	
ULB14	-12064.732	-1861.127	529.406	-13074.460	-6417.409	538.287	
ULB15	-12064.732	-66.555	38.761	-13074.460	-452.356	47.643	
ULB16	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
ULB17	-15788.222	0.000	0.000	-16838.339	0.000	0.000	
ULB18	-11582.142	-127.785	74.421	-12551.482	-868.523	91.474	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17386.532	0.000	0.000	-18436.650	0.000	0.000	
ULB02	-12251.667	0.000	0.000	-13301.785	0.000	0.000	
ULB03	-12251.667	-177.350	69.287	-13301.785	-883.459	87.760	
ULB04	-15356.469	-88.675	34.643	-16406.587	-441.730	43.880	
ULB05	-12251.667	-88.675	34.643	-13301.785	-441.730	43.880	
ULB06	-15356.469	-1842.531	516.269	-16406.587	-6230.819	516.269	
ULB07	-15356.469	0.000	0.000	-16406.587	0.000	0.000	
ULB08	-12251.667	-1842.531	516.269	-13301.785	-6230.819	516.269	
ULB09	-12251.667	0.000	0.000	-13301.785	0.000	0.000	
ULB10	-11780.449	-1942.194	563.034	-12790.178	-6840.652	580.798	
ULB11	-11780.449	-170.529	66.622	-12790.178	-849.480	84.385	
ULB12	-14765.836	-1856.929	529.724	-15775.564	-6415.912	538.605	
ULB13	-14765.836	-85.265	33.311	-15775.564	-424.740	42.192	
ULB14	-11780.449	-1856.929	529.724	-12790.178	-6415.912	538.605	
ULB15	-11780.449	-85.265	33.311	-12790.178	-424.740	42.192	
ULB16	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
ULB17	-15356.469	0.000	0.000	-16406.587	0.000	0.000	
ULB18	-11309.231	-163.708	63.957	-12278.570	-815.501	81.009	

4) 교축방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 19

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-15011.737	0.000	0.000	-15819.519	0.000	0.000	
UEB02	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
UEB03	-9651.785	-138.433	80.623	-10459.568	-940.900	99.096	
UEB04	-12892.686	-69.217	40.311	-13700.469	-470.450	49.548	
UEB05	-9651.785	-69.217	40.311	-10459.568	-470.450	49.548	
UEB06	-12892.686	-1866.355	510.271	-13700.469	-6203.655	510.271	
UEB07	-12892.686	0.000	0.000	-13700.469	0.000	0.000	
UEB08	-9651.785	-1866.355	510.271	-10459.568	-6203.655	510.271	
UEB09	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
UEB10	-9169.196	-1927.681	568.167	-9936.590	-6869.765	585.930	
UEB11	-9169.196	-133.109	77.522	-9936.590	-904.711	95.285	
UEB12	-12285.447	-1861.127	529.406	-13052.840	-6417.409	538.287	
UEB13	-12285.447	-66.555	38.761	-13052.840	-452.356	47.643	
UEB14	-9169.196	-1861.127	529.406	-9936.590	-6417.409	538.287	
UEB15	-9169.196	-66.555	38.761	-9936.590	-452.356	47.643	
UEB16	-9651.785	0.000	0.000	-10459.568	0.000	0.000	
UEB17	-12892.686	0.000	0.000	-13700.469	0.000	0.000	
UEB18	-8686.607	-127.785	74.421	-9413.611	-868.523	91.474	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14559.225	0.000	0.000	-15367.007	0.000	0.000	
UEB02	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
UEB03	-9424.359	-177.350	69.287	-10232.142	-883.459	87.760	
UEB04	-12529.162	-88.675	34.643	-13336.944	-441.730	43.880	
UEB05	-9424.359	-88.675	34.643	-10232.142	-441.730	43.880	
UEB06	-12529.162	-1842.531	516.269	-13336.944	-6230.819	516.269	
UEB07	-12529.162	0.000	0.000	-13336.944	0.000	0.000	
UEB08	-9424.359	-1842.531	516.269	-10232.142	-6230.819	516.269	
UEB09	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
UEB10	-8953.141	-1942.194	563.034	-9720.535	-6840.652	580.798	
UEB11	-8953.141	-170.529	66.622	-9720.535	-849.480	84.385	
UEB12	-11938.528	-1856.929	529.724	-12705.922	-6415.912	538.605	
UEB13	-11938.528	-85.265	33.311	-12705.922	-424.740	42.192	
UEB14	-8953.141	-1856.929	529.724	-9720.535	-6415.912	538.605	
UEB15	-8953.141	-85.265	33.311	-9720.535	-424.740	42.192	
UEB16	-9424.359	0.000	0.000	-10232.142	0.000	0.000	
UEB17	-12529.162	0.000	0.000	-13336.944	0.000	0.000	
UEB18	-8481.923	-163.708	63.957	-9208.928	-815.501	81.009	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-11880.116	11008.386	-11618.946	-10805.640	
UL002	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
UL003	-7125.284	7485.675	-8990.444	-7421.583	
UL004	-9699.249	9615.686	-10880.820	-9467.757	
UL005	-7422.268	7485.675	-8693.460	-7421.583	
UL006	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
UL007	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
UL008	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
UL009	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
UL010	-6851.235	7197.765	-8644.657	-7136.137	
UL011	-6851.235	7197.765	-8644.657	-7136.137	
UL012	-9326.201	9245.852	-10462.327	-9103.612	
UL013	-9326.201	9245.852	-10462.327	-9103.612	
UL014	-7136.796	7197.765	-8359.097	-7136.137	
UL015	-7136.796	7197.765	-8359.097	-7136.137	
UL016	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
UL017	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
UL018	-6577.186	6909.854	-8298.871	-6850.692	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10905.550	-5955.883	4259.121	-5296.569	-10464.765	5792.630	
UL002	-7353.224	-4118.643	2850.897	-3459.328	-7145.807	4041.821	
UL003	-4902.400	-3072.774	3466.929	4428.376	-9353.621	5087.690	
UL004	-7955.416	-4557.341	4125.263	5113.326	-10544.653	5772.641	
UL005	-5807.498	-3446.451	3273.778	4054.698	-8537.842	4714.013	
UL006	-10457.527	-5231.655	2751.726	-4572.340	-10097.543	5098.327	
UL007	-9501.142	-5229.532	3702.381	-4570.218	-9152.619	5100.450	
UL008	-8309.609	-4120.765	1900.242	-3461.450	-8090.732	4039.699	
UL009	-7353.224	-4118.643	2850.897	-3459.328	-7145.807	4041.821	
UL010	-5633.447	-2956.631	2419.494	4256.013	-9902.448	4889.969	
UL011	-4713.846	-2954.590	3333.585	4258.054	-8993.866	4892.010	
UL012	-8569.039	-4384.100	3052.508	4914.619	-11047.671	5548.575	
UL013	-7649.438	-4382.059	3966.599	4916.660	-10139.090	5550.616	
UL014	-6503.733	-3315.936	2233.772	3896.707	-9118.044	4530.664	
UL015	-5584.133	-3313.896	3147.863	3898.748	-8209.463	4532.704	
UL016	-5656.326	-3168.187	2192.997	-2661.022	-5496.775	3109.093	
UL017	-9501.142	-5229.532	3702.381	-4570.218	-9152.619	5100.450	
UL018	-4525.292	-2836.406	3200.242	4087.732	-8634.112	4696.330	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점10)		S3(절점18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	285.673	10690.899	4259.121	5296.569	201.517	10562.467
UL002	285.673	7168.188	2850.897	3459.328	201.517	7178.410
UL003	703.381	7168.188	3466.929	4428.376	1190.572	7178.410
UL004	406.398	9298.199	4125.263	5113.326	893.588	9224.584
UL005	406.398	7168.188	3273.778	4054.698	893.588	7178.410
UL006	285.673	9298.199	2751.726	4572.340	201.517	9224.584
UL007	285.673	9298.199	3702.381	4570.218	201.517	9224.584
UL008	285.673	7168.188	1900.242	3461.450	201.517	7178.410
UL009	285.673	7168.188	2850.897	3459.328	201.517	7178.410
UL010	676.328	6892.489	2419.494	4256.013	1144.780	6902.317
UL011	676.328	6892.489	3333.585	4258.054	1144.780	6902.317
UL012	390.768	8940.576	3052.508	4914.619	859.220	8869.792
UL013	390.768	8940.576	3966.599	4916.660	859.220	8869.792
UL014	390.768	6892.489	2233.772	3896.707	859.220	6902.317
UL015	390.768	6892.489	3147.863	3898.748	859.220	6902.317
UL016	219.748	5513.991	2192.997	2661.022	155.013	5521.854
UL017	285.673	9298.199	3702.381	4570.218	201.517	9224.584
UL018	649.275	6616.789	3200.242	4087.732	1098.989	6626.224

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

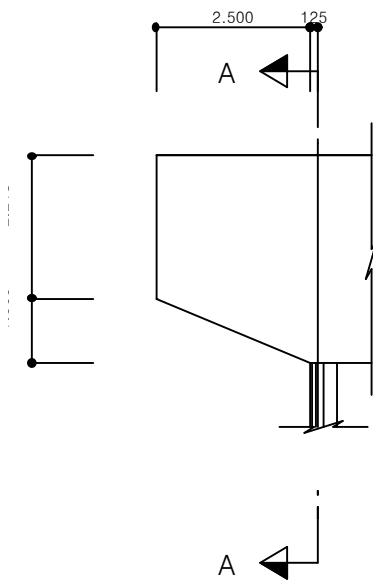
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 11008.386 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 11880.116 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11880.116 / 11008.386 = 1.079 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.079 / 2.356 = 0.458 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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)
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	2831.3	11008.4

$a = 1079.188 \text{ mm}$, $d = 2355.625 \text{ mm}$

$a / d (= 0.458) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2831.325 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.625 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 11008.386 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 11008.386 = 2201.677 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 11880.116 + 2201.677 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 12197.368 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 3000.000 \times 2355.625 = 33920.995 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 3000.000 \times 2355.625 = 39574.494 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33920.995 = 25440.746 \text{ kN} \geq V_u (=11008.386 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 11008386.000 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 34947.257 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 11880.116 + 2201.677 \times (2.500 - 2.356) = 12197.368 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{12197.368}{0.85 \times f_{ck} \times b} \end{aligned}$$

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

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

$$= 22082.265 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 11008.386 = 2201.677 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 9173.655 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰값을 취한다.
 $\rightarrow A_s = 32471.826 \text{ mm}^2$

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

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 3000.000 \times 2355.625$$

$$= 22613.996 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 33323.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

1단 : D29-15.0EA + D29-14.0EA , $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : D25-15.0EA + D25-14.0EA , $d_2 = 200.00 \text{ mm}$

$$\text{Use } A_s \geq 32471.826 \text{ mm}^2 , 22613.996 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스톱, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (32471.826 - 9173.655)$$

$$= 11649.086 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.62 = 1570.42 \text{ mm} \text{ 구간에 } 8.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : D25 - 32.00 \text{ EA} = 16214.400 \text{ mm}^2 \geq 11649.086 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$a = 1.1 < 2d (=4.799) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.540 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 10846.989 \text{ kN} - "UL0-01$$

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 0.944 m

$V_{ui} = 10690.899 \text{ kN}$ (I단), $V_{uj} = 10969.227 \text{ kN}$ (J단)

검토위치(L_c) = 2.085 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned} Vu &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - I \text{단 좌표}) \\ &= 10690.899 + (10969.227 - 10690.899)/0.944 \times (2.085 - 1.556) \\ &= 10846.989 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	2158.4	2355.6	10847.0	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq Vu (= 10846.989 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< Vu (= 10846.989 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = D19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) < 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{N.G}$$

㉡ 수평 전단철근

$$sh = 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = D25 - 4.0 \text{ EA } (=2026.800 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+Ln/d)/12 + A_{vh}/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 6664.579 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6664.579 + 5770.078) \\ &= 9325.993 \text{ kN} < Vu (= 10846.989 \text{ kN}) \quad \therefore \text{N.G} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$w_1 = 2.213 \times 2.625 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 67.095 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.000 \times (2.625 - 0.125) / 2 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 14.437 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.000 \times (2.625 - 2.500) \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 1.444 \text{ kN}$$

$$V_c = 67.095 + 14.437 + 1.444 = 82.977 \text{ kN}$$

$$M_c = 67.095 \times 1.313 + 14.437 \times 0.958 + 1.444 \times 0.063 = 101.989 \text{ kN.m}$$

$$Vu = 0.000 + 82.977(V_c)$$

$$= 82.977 \text{ kN}$$

$$M_u = 0.000 \times 1.069 + 101.989(M_c)$$

$$= 101.989 \text{ kN.m}$$

★ 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)
2499.7	3000.0	2900.0	100.0	102.0	83.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7871.900 \times 300.00 = 2361570.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2499.720 = 50994.288 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 46.310 \text{ mm, } c = 46.310 / \beta_1 = 46.310 / 0.85 = 54.483 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2900.00 - 54.483) / 54.483 = 0.1567$$

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 137.935 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 7871.9 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 57.070]

1단 : D25 - 13.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 7871.9 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00109$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7871.900 \times 300 \times (2900.00 - a/2) = 5774.790 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 46.310 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 101.989 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 56.622]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2499.72 \times 2900.00 = 4439.203 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 82.977 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7993.323 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ = 110.125 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2355.6)/(7 \times 33323.900)]} \\ = 532.468 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 110.13) - 2.5 \times 85.50 = 501.35 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 110.13) = 572.08 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 501.35 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 501.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 101.989 \times 1000000 / [7871.900 \times (2900.000 - 336.202/3)] \\ = 4.647 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7871.900/2499.7 + 7 \times 7871.900/2499.7 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2499.7 \times 2900.0)/(7 \times 7871.900)]} \\ = 336.202 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7871.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 13.0 \text{ EA}, D29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 7871.9 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 4.65) - 2.5 \times 85.50 = 16731.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 4.65) = 13556.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 13556.56 mm 를 적용

$$S = 2499.72 / 15.00 \text{ Ea} = 166.65 \leq S_a (= 13556.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 16)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

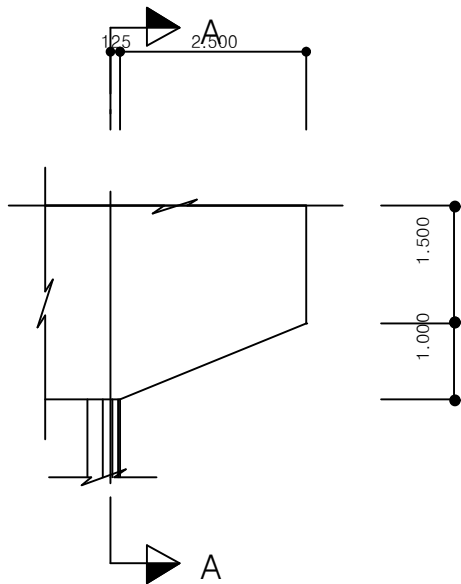
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 10805.640 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 11618.946 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11618.946 / 10805.640 = 1.075 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.075 / 2.356 = 0.456 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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)
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	2119.6	10805.6

$$a = 1075.267 \text{ mm}, d = 2355.625 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.456) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2119.613 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.625 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 10805.640 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 10805.640 = 2161.128 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 11618.946 + 2161.128 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 11930.355 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d , 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 3000.000 \times 2355.625 = 33920.995 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 3000.000 \times 2355.625 = 39574.494 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33920.995 = 25440.746 \text{ kN} \geq V_u (=10805.640 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 ; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 10805640.000 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 34303.619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = 11618.946 + 2161.128 \times (2.500 - 2.356) = 11930.355 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= 21587.487 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 10805.640 = 2161.128 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 9004.700 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 31873.779 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d \\ &= 0.04 \times (24 / 300) \times 3000.000 \times 2355.625 \\ &= 22613.996 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Use } A_s &= 33323.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm}) \\ 1\text{단} &: D29-15.0\text{EA} + D29-14.0\text{EA} \quad , \quad d_1 = 100.00 \text{ mm} \\ 2\text{단} &: D25-15.0\text{EA} + D25-14.0\text{EA} \quad , \quad d_2 = 200.00 \text{ mm} \\ \text{Use } A_s &\geq 31873.779 \text{ mm}^2 \quad , \quad 22613.996 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑥ 폐쇄 스티럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (31873.779 - 9004.700) \\ &= 11434.540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.62 = 1570.42 \text{ mm} \text{ 구간에 } 8.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : D25 - 32.00 \text{ EA} = 16214.400 \text{ mm}^2 \geq 11434.540 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$a = 1.1 < 2d(=4.799) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.538 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 10682.196 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

$$\text{부재번호} : 17 \text{ (I단 : 절점17, J단 : 절점18)} \quad \text{부재길이(L)} : 0.944 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -10775.171 \text{ kN} \text{ (I단)}, V_{uj} = -10562.467 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 12.913 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

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

$$= -10775.171 + (-10562.467 - -10775.171)/0.944 \times (12.913 - 12.500)$$

$$= -10682.196 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	2150.5	2355.6	10682.2	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 10682.196 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10682.196 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= D19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) < 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{N.G.}\end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}s_h &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= D25 - 4.0 \text{ EA } (=2026.800 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6665.442 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6665.442 + 5770.078) \\ &= 9326.640 \text{ kN} < V_u (= 10682.196 \text{ kN}) \quad \therefore \text{N.G.}\end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned}w_1 &= 2.213 \times 2.625 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 67.095 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.000 \times (2.625 - 0.125) / 2 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 14.437 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.000 \times (2.625 - 2.500) \times 3.000 \times 25.000 \times 0.154 = 1.444 \text{ kN} \\ V_c &= 67.095 + 14.437 + 1.444 = 82.977 \text{ kN} \\ M_c &= 67.095 \times 1.313 + 14.437 \times 0.958 + 1.444 \times 0.063 = 101.989 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= 0.000 + 82.977(V_c) \\ &= 82.977 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 0.000 \times 1.069 + 101.989(M_c) \\ &= 101.989 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

★ 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)
2499.7	3000.0	2900.0	100.0	102.0	83.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7871.900 \times 300.00 = 2361570.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2499.720 = 50994.288 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 46.310 \text{ mm, } c = 46.310 / \beta_1 = 46.310 / 0.85 = 54.483 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2900.00 - 54.483) / 54.483 = 0.1567$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 137.935 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 7871.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 57.070]

1단 : D25 - 13.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 7871.9 mm²)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00109$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7871.900 \times 300 \times (2900.00 - a/2) = 5774.790 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 46.310 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 101.989 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 56.622]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

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

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2499.72 \times 2900.00 = 4439.203 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 82.977 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8369.862 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ = 115.313 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2355.6)/(7 \times 33323.900)]} \\ = 532.468 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 115.31) - 2.5 \times 85.50 = 469.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 115.31) = 546.34 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 469.17 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 469.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 101.989 \times 1000000 / [7871.900 \times (2900.000 - 336.202/3)] \\ = 4.647 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 7871.900/2499.7 + 7 \times 7871.900/2499.7 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2499.7 \times 2900.0)/(7 \times 7871.900)]} \\ = 336.202 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7871.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 13.0 \text{ EA}, D29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 7871.9 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 4.65) - 2.5 \times 85.50 = 16731.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 4.65) = 13556.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 13556.56 mm 를 적용

$$S = 2499.72 / 15.00 \text{ Ea} = 166.65 \leq S_a (= 13556.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$\begin{aligned} c_d &= \sqrt{(\pi \times 2.200^2 / 4)} &= 1.950 \text{ m} &: \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 7.800 - 1.950 &= 5.850 \text{ m} \\ d &= 2.713 - 0.100 &= 2.613 \text{ m} \\ L_n/d &= 5.850 / 2.613 &= 2.239 < 4 &\therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-01(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)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.0	3213.0	2355.6	813.3	10905.6	5955.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2399.72 - 192.179) / 192.179 = 0.0345$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 18511.769 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 857.4 mm), [사용률 = 1.800]

$$1 \text{ 단} : D29 - 29.0 \text{ EA} (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2 \text{ 단} : D25 - 29.0 \text{ EA} (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00472$$

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

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (2355.62 - a/2) = 19323.091 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 10905.550 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.772]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2355.62 \text{ mm}$)

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

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 5955.883 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (5955.883 - 4327.559) \times 200.00 / (300 \times 2355.62 \times \Phi) \times 1000 = 614.444 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y)$$

$$A_{v_use} = 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 1146.000 \times 300.0 \times 2355.62 / 200.00 \times 1000 = 4049.319 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2355.62 \times 1000 = 23080.313 \text{ kN} \geq 4049.319 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (5770.078 + 4049.319) = 7364.548 \text{ kN} \geq 5955.883 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8044.251 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)]$$

$$= 110.827 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 33323.900 / 3000.0 + 7 \times 33323.900 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2355.6 / (7 \times 33323.900)}$$

$$= 532.468 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 857.4 mm})$$

$$1\text{단} : \text{D29} - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{D25} - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 813.28 - 29/2 = 798.78 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 110.83) - 2.5 \times 798.78 = -1286.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 110.83) = 568.45 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 -1286.38 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 > S_a (= -1286.38 \text{ mm}) \quad \therefore \text{N.G}$$

② 중앙부 : UL-01(부재 9)

★ 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)
3000.0	2356.4	2212.3	100.0	4259.1	5296.6

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2256.36 - 192.179) / 192.179 = 0.0322$$

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7614.158 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 4.377]

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00502$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (2212.26 - a/2) = 18104.876 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4259.121 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 4.251]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2212.26 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2212.26 = 4064.190 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5296.569 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5296.569 - 4064.190) \times 200.00 / (300 \times 2212.26 \times \Phi) \times 1000 = 495.171 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (D19-4.0 \text{ EA, C.T.C } 200 \text{ mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2212.26 / 200.00 \times 1000 = 3802.883 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2212.26 \times 1000 = 21675.678 \text{ kN} \geq 3802.883 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5418.919 + 3802.883) = 6916.352 \text{ kN} \geq 5296.569 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3173.279 \times 1000000 / [33323.900 \times (2212.265 - 513.919/3)] \\ &= 46.657 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2212.3)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 513.919 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.1 \text{ mm}) \\ \text{1단 : } &D29 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : } &D25 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.66) - 2.5 \times 85.50 = 1474.09 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 46.66) = 1350.28 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 1350.28 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 1350.28 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

③ 우측 지점부 : UL-12, UL-01(부재 13)

★ 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)
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	11047.7	5792.6

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2399.72 - 192.179) / 192.179 = 0.0345$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 18757.912 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.777]

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00472$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (2355.62 - a/2) = 19323.091 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 11047.671 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.749]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2355.62 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5792.630 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5792.630 - 4327.559) \times 200.00 / (300 \times 2355.62 \times \Phi) \times 1000 = 552.841 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \text{ (D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2355.62 / 200.00 \times 1000 = 4049.319 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2355.62 \times 1000 = 23080.313 \text{ kN} \geq 4049.319 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5770.078 + 4049.319) = 7364.548 \text{ kN} \geq 5792.630 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8838.137 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ &= 121.764 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2355.6)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 532.468 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 144.1 mm)} \\ \text{1단 : D29 - 29.0 EA} & \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 29.0 EA} & \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 종심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 121.76) - 2.5 \times 85.50 = 432.99 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 121.76) = 517.39 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 432.99 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 E_a = 103.45 \leq S_a (= 432.99 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-01(부재 8)

$$\begin{aligned}- d &= 2.356 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 1.463 \text{ m}) \\ - V_u &= 5640.767 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : 8 (I단 : 절점8, J단 : 절점9)} & \quad \text{부재길이(L)} : 1.500 \text{ m} \\ V_{ui} &= -5696.875 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -5342.511 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 6.038 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)} \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -5696.875 + (-5342.511 - -5696.875)/1.500 \times (6.038 - 5.800) \\ &= -5640.767 \text{ kN}\end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5850.3	2355.6	5640.8	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 5640.767 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5640.767 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= D19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) < 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{N.G.}\end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}sh &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= D25 - 4.0 \text{ EA } (=2026.800 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+Ln/d)/12 + A_{vh}/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 6258.098 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6258.098 + 5770.078) \\ &= 9021.132 \text{ kN} \geq V_u (= 5640.767 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

② 우측 지점부 : UL-01(부재 11)

$$\begin{aligned}- \quad d &= 2.356 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 1.463 \text{ m}) \\ - \quad V_u &= 5477.513 \text{ kN}\end{aligned}$$

부재번호 : 11 (I단 : 절점11, J단 : 절점12) 부재길이(L) : 1.500 m

$V_{ui} = 5179.257 \text{ kN}$ (I단), $V_{uj} = 5533.621 \text{ kN}$ (J단)

검토위치(L_c) = 8.963 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned}V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 5179.257 + (5533.621 - 5179.257)/1.500 \times (8.963 - 7.700) \\ &= 5477.513 \text{ kN}\end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5850.3	2355.6	5477.5	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 5477.513 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5477.513 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= D19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) < 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{N.G.}\end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}sh &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= D25 - 4.0 \text{ EA } (=2026.800 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/sh \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6258.098 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6258.098 + 5770.078) \\ &= 9021.132 \text{ kN} \geq V_u (= 5477.513 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

* 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)
3000.0	2835.4	1978.0	813.3	285.7	10690.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2022.12 - 192.179) / 192.179 = 0.0286$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 566.764 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33323.9 mm^2 (철근도심 : 857.4 mm), [사용률 = 58.797]

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00562$$

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

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (1978.02 - a/2) = 16114.400 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 285.673 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 56.409]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1978.02 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 1978.02 = 3633.863 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10690.899 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (10690.899 - 3633.863) \times 200.00 / (300 \times 1978.02 \times \Phi) \times 1000 = 3171.306 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 1978.02 / 200.00 \times 1000 = 3400.224 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 1978.02 \times 1000 = 19380.604 \text{ kN} \geq 3400.224 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (4845.151 + 3400.224) = 6184.032 \text{ kN} < 10690.899 \text{ kN} \quad \therefore \text{N.G}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 312.614 \times 1000000 / [33323.900 \times (1978.025 - 482.290/3)] \\ &= 5.162 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 1978.0)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 482.290 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 857.4 mm}) \\ \text{1단 : D29 - 29.0 EA} & \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 29.0 EA} & \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 813.28 - 29/2 = 798.78 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 5.16) - 2.5 \times 798.78 = 13258.15 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 5.16) = 12204.08 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 12204.08 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 E_a = 103.45 \leq S_a (= 12204.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-02(절점 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)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.0	2356.4	2212.3	100.0	4259.1	5296.6

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2256.36 - 192.179) / 192.179 = 0.0322$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7614.158 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 4.377]

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA } (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA } (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00502$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (2212.26 - a/2) = 18104.876 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4259.121 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.251]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2212.26 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2212.26 = 4064.190 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5296.569 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5296.569 - 4064.190) \times 200.00 / (300 \times 2212.26 \times \Phi) \times 1000 = 495.171 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (D19-4.0 \text{ EA, C.T.C } 200 \text{ mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2212.26 / 200.00 \times 1000 = 3802.883 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2212.26 \times 1000 = 21675.678 \text{ kN} \geq 3802.883 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5418.919 + 3802.883) = 6916.352 \text{ kN} \geq 5296.569 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3173.279 \times 1000000 / [33323.900 \times (2212.265 - 513.919/3)] \\ &= 46.657 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2212.3)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 513.919 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.1 \text{ mm}) \\ \text{1단 : } &D29 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : } &D25 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.66) - 2.5 \times 85.50 = 1474.09 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 46.66) = 1350.28 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 1350.28 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 1350.28 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

3) 받침위치3(교량받침3) : UL0-02(절점 18)

★ 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)
3000.0	2122.1	1978.0	100.0	201.5	10562.5

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 33323.900 \times 300.00 = 9997170.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 3000.000 = 61200.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 163.352 \text{ mm, } c = 163.352 / \beta_1 = 163.352 / 0.85 = 192.179 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2022.12 - 192.179) / 192.179 = 0.0286$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 399.720 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 83.368]

$$1\text{단} : D29 - 29.0 \text{ EA} (= 18629.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 29.0 \text{ EA} (= 14694.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00562$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 33323.900 \times 300 \times (1978.02 - a/2) = 16114.400 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 163.352 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 201.517 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 79.965]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1978.02 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 1978.02 = 3633.863 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10562.467 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (10562.467 - 3633.863) \times 200.00 / (300 \times 1978.02 \times \Phi) \times 1000 = 3113.591 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 1978.02 / 200.00 \times 1000 = 3400.224 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 1978.02 \times 1000 = 19380.604 \text{ kN} \geq 3400.224 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (4845.151 + 3400.224) = 6184.032 \text{ kN} < 10562.467 \text{ kN} \quad \therefore \text{N.G}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 687.376 \times 1000000 / [33323.900 \times (1978.025 - 482.290/3)] \\ &= 11.351 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 1978.0)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 482.290 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 144.1 mm}) \\ \text{1단 : D29 - 29.0 EA} & \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 29.0 EA} & \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c & \text{ ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 11.35) - 2.5 \times 85.50 = 6724.17 \text{ mm} \\ & \quad 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 11.35) = 5550.34 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 5550.34 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 E_a = 103.45 \leq S_a (= 5550.34 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-13597.438	-18955.625	2085.177	3381.333	-625.485	0.00020	축력최대
UL003	-13597.438	-14349.418	3705.249	3908.488	-905.714	0.00142	모멘트최대
UE018	-9413.611	-10175.974	3096.212	3111.103	-739.485	0.00128	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	18955.625	3381.330	2.521	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	43310.960	14349.418	3908.490	3.018	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	41439.281	10175.974	3111.100	4.072	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 19, 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	18955.625	3381.330	178.381

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 18955.625 \times 0.00020 / (-625.485 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 26.600 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=2085.177$, $M_2=3381.333$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.617$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 178.381 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 2043.753 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1737.190 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 3219721.781 = 65682.324 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 9463.795 \text{ kN}, \sum T_{si} = 35.877 \text{ kN} \\ P_n &= 65682.324 + 9463.795 - 35.877 = 75110.242 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 14.932 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13398.139 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 178.380)| &= 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 2043.753 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1737.190 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 2043.75) / 2043.75 = 0.0001 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 75110.242 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 18955.625 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.178 = 8523.752 \text{ kN.m} \geq M_u = 3381.330 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 19, 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	14349.418	3908.490	272.380

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 14349.418 \times 0.00142 / (-905.714 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 22.624 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3705.249$, $M_2=3908.488$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.948$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 272.380 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1832.274 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1557.432 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2877333.613 = 58697.606 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8503.846 \text{ kN}, \sum T_{si} = 569.205 \text{ kN} \\ P_n &= 58697.606 + 8503.846 - 569.205 = 66632.247 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 23.201 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 18148.849 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=272.373)| &= 0.0063 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1832.274 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1557.432 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1832.27) / 1832.27 = 0.0004 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 66632.247 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 66632.247 = 43310.960 \text{ kN} \geq P_u = 14349.418 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.272 = 11797.026 \text{ kN.m} \geq M_u = 3908.490 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

③ 편심최대 : (부재 19, 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	10175.974	3111.100	305.730

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 10175.974 \times 0.00128 / (-739.485 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 22.057 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3096.212$, $M_2=3111.103$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.995$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 305.730 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1765.782 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1500.914 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2762858.298 = 56362.309 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8256.170 \text{ kN}, \sum T_{si} = 865.739 \text{ kN} \\ P_n &= 56362.309 + 8256.170 - 865.739 = 63752.740 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 25.939 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19490.555 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 305.721)| &= 0.0089 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

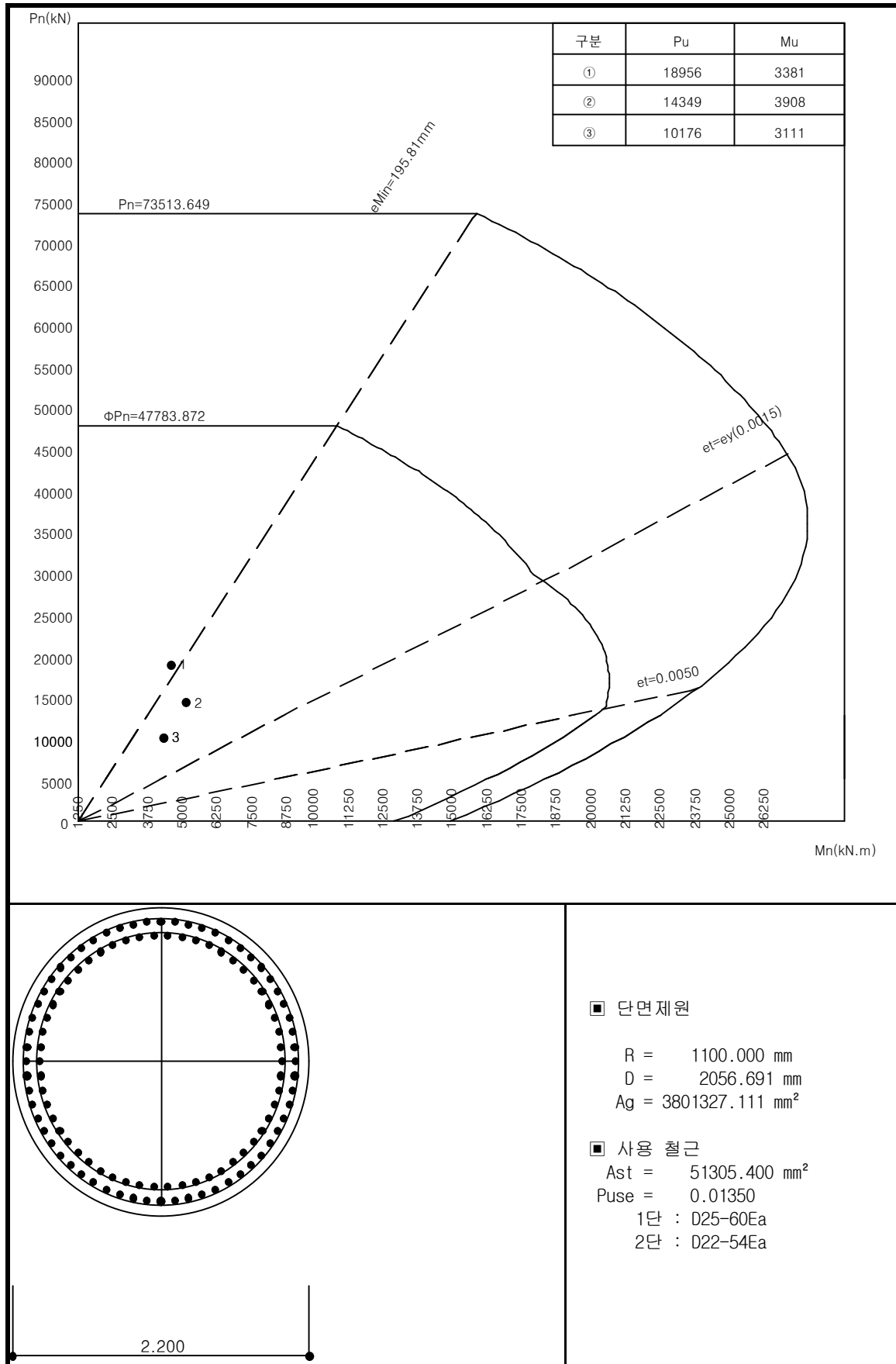
㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1765.782 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1500.914 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1765.78) / 1765.78 = 0.0006 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 63752.740 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 63752.740 = 41439.281 \text{ kN} \geq P_u = 10175.974 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.306 = 12669.229 \text{ kN.m} \geq M_u = 3111.100 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

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	-13597.438	-18957.390	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-13074.460	-13074.460	1942.194	6869.765	585.930	0.00845	모멘트최대
UEB10	-9936.590	-9936.590	1942.194	6869.765	585.930	0.00845	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	18957.390	0.000	2.521	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	30840.662	13074.460	6869.770	2.359	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	25932.680	9936.590	6869.770	2.610	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 19, 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	18957.390	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

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

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

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

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

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

- 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

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

$$\Phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 18957.390 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

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

② 모멘트최대 : (부재 19, 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	13074.460	6869.770	525.434

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 13074.460 \times 0.00845 / (585.930 \times 10.607)$$

$$= 0.018 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 30.607 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1942.194$, $M_2=6869.765$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.283$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 525.434 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1428.850 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1214.523 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2152243.106 = 43905.759 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6968.763 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3427.351 \text{ kN} \\ P_n &= 43905.759 + 6968.763 - 3427.351 = 47447.172 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 40.564 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24929.963 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 525.426)| &= 0.0086 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1428.850 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1214.523 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1428.85) / 1428.85 = 0.0014 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 47447.172 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 47447.172 = 30840.662 \text{ kN} \geq P_u = 13074.460 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.525 = 16204.742 \text{ kN.m} \geq M_u = 6869.770 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

③ 편심최대 : (부재 19, 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)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2056.691	9936.590	6869.770	691.361

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 9936.590 \times 0.00845 / (585.930 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 30.607 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1942.194$, $M_2=6869.765$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.283$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 m)

㉔ 철근비 검토

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

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 691.361 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1244.811 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1058.089 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 1808551.312 = 36894.447 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6320.325 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 5193.533 \text{ kN} \\ P_n &= 36894.447 + 6320.325 - 5193.533 = 38021.238 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 48.961 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26286.070 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 691.352)| &= 0.0086 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

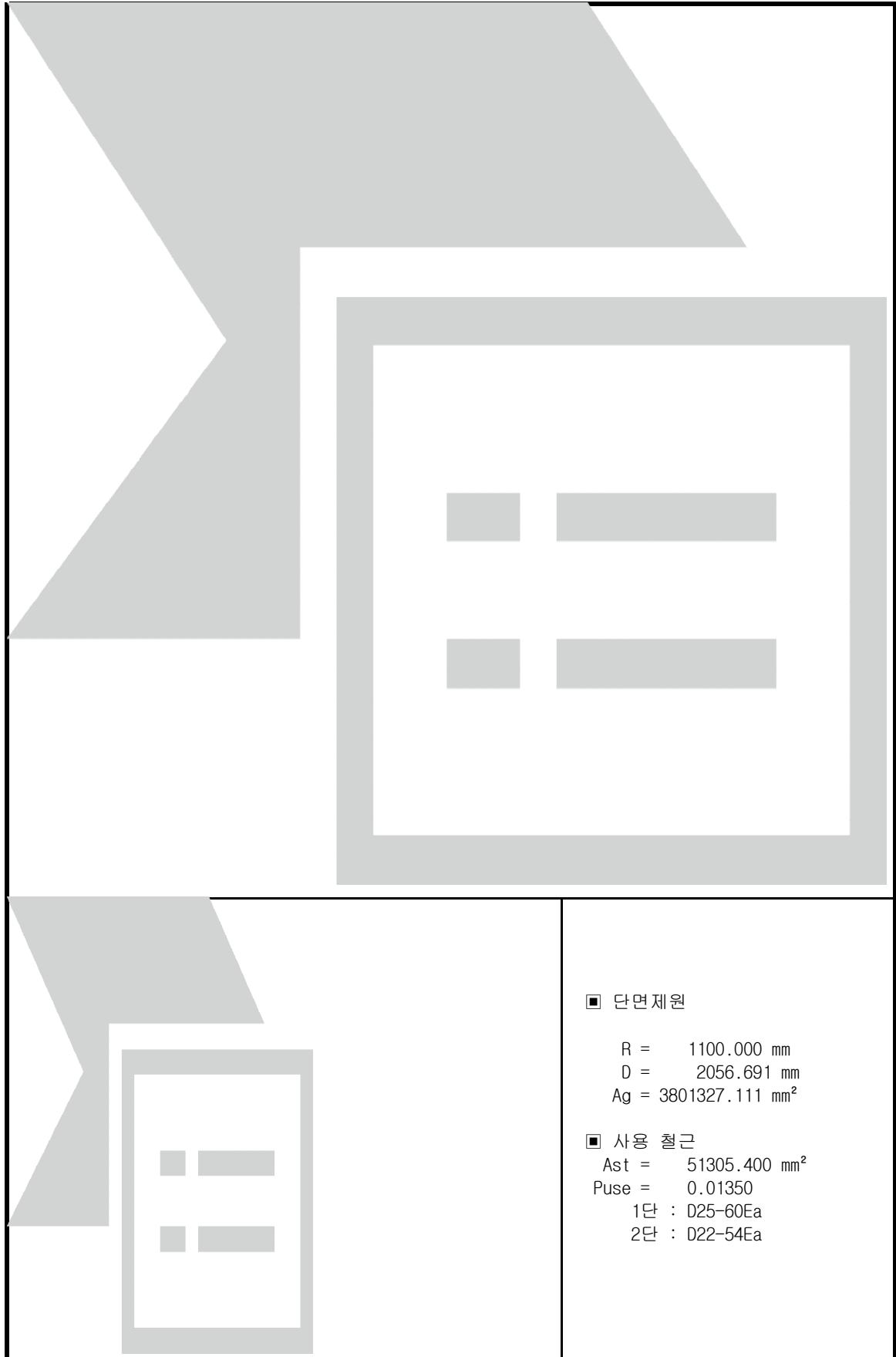
㉗ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1244.811 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1058.089 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1244.81) / 1244.81 = 0.0021 \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi &= 0.68 \text{ 를 적용한다.} \\ \phi &= 0.650 + (0.0021 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.682 \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 38021.238 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.68 \times 38021.238 = 25932.680 \text{ kN} \geq P_u = 9936.590 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.691 = 17928.841 \text{ kN.m} \geq M_u = 6869.770 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-18957.390	0.000	3381.330	3381.330	축력최대
UL10	-13074.460	6869.770	3176.910	7568.784	모멘트최대
UE10	-9936.590	6869.770	2680.180	7374.083	편심최대
UL03	-13597.438	940.900	3908.490	4020.148	모멘트최대
UE18	-9413.611	868.520	3111.100	3230.057	편심최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	47783.873	18955.625	3381.330	2.521	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	29929.073	13795.477	7568.784	2.169	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	26034.373	10725.834	7374.083	2.427	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	42869.185	14349.418	4020.148	2.988	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	40793.731	10175.974	3230.057	4.009	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 19, 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	18955.625	3381.330	178.381

㉟ 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 ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

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

㊱ 평형하중 산정

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

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

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

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

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 178.381 \text{ mm})$

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2043.753 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1737.190 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3219721.781 = 65682.324 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9463.795 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 35.877 \text{ kN}$

$P_n = 65682.324 + 9463.795 - 35.877 = 75110.242 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 14.932 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13398.139 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=178.380)| = 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 2043.753 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1737.190 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 2043.75) / 2043.75 = 0.0001$

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

㊴ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 75110.242 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 18955.625 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.178 = 8523.752 \text{ kN.m} \geq M_u = 3381.330 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 19, UL010)

【 기동 : 하부 , 2/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=24.818^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	13795.477	7568.784	548.642

㉡ 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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 548.642 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1401.626 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1191.382 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2101555.368 = 42871.730 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6898.222 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3725.224 \text{ kN}$

$P_n = 42871.730 + 6898.222 - 3725.224 = 46044.728 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 41.791 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25261.689 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 548.634)| = 0.0088 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1401.626 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1191.382 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1401.63) / 1401.63 = 0.0015$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 46044.728 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 46044.728 = 29929.073 \text{ kN} \geq P_u = 13795.477 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.549 = 16420.360 \text{ kN.m} \geq M_u = 7568.784 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 편심최대 : (부재 19, UE010)

【 기동 : 하부 , 3/5 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=21.313^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10725.834	7374.083	687.507

㉕ 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 ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

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

㉖ 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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 687.507 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1248.871 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1061.540 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1816139.022 = 37049.236 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6336.230 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5162.440 \text{ kN}$

$P_n = 37049.236 + 6336.230 - 5162.440 = 38223.026 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 48.773 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26278.515 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 687.505)| = 0.0019 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1248.871 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1061.540 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1248.87) / 1248.87 = 0.0020$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.68$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0020 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.681$

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 38223.026 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.68 \times 38223.026 = 26034.373 \text{ kN} \geq P_u = 10725.834 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.688 = 17898.808 \text{ kN.m} \geq M_u = 7374.083 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

④ 모멘트최대 : (부재 19, UL003)

【 기동 : 하부 , 4/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=76.465^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	14349.418	4020.148	280.161

㉡ 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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 280.161 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1816.543 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1544.062 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2850499.104 = 58150.182 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8437.521 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.110 \text{ kN}$

$P_n = 58150.182 + 8437.521 - 635.110 = 65952.592 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 23.843 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 18477.389 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 280.162)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1816.543 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1544.062 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1816.54) / 1816.54 = 0.0005$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 65952.592 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 65952.592 = 42869.185 \text{ kN} \geq P_u = 14349.418 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.280 = 12010.275 \text{ kN.m} \geq M_u = 4020.148 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

⑤ 편심최대 : (부재 19, UE018)

【 기동 : 하부 , 5/5 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=74.402^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10175.974	3230.057	317.420

㉕ 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 ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

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

㉖ 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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 317.420 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1743.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1482.175 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2724330.159 = 55576.335 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8163.422 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 980.171 \text{ kN}$

$P_n = 55576.335 + 8163.422 - 980.171 = 62759.586 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 26.860 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19920.794 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 317.414)| = 0.0056 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1743.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1482.175 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1743.74) / 1743.74 = 0.0006$

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

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 62759.586 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 62759.586 = 40793.731 \text{ kN} \geq P_u = 10175.974 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.317 = 12948.745 \text{ kN.m} \geq M_u = 3230.057 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

4) PM 상관도

