

P11 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

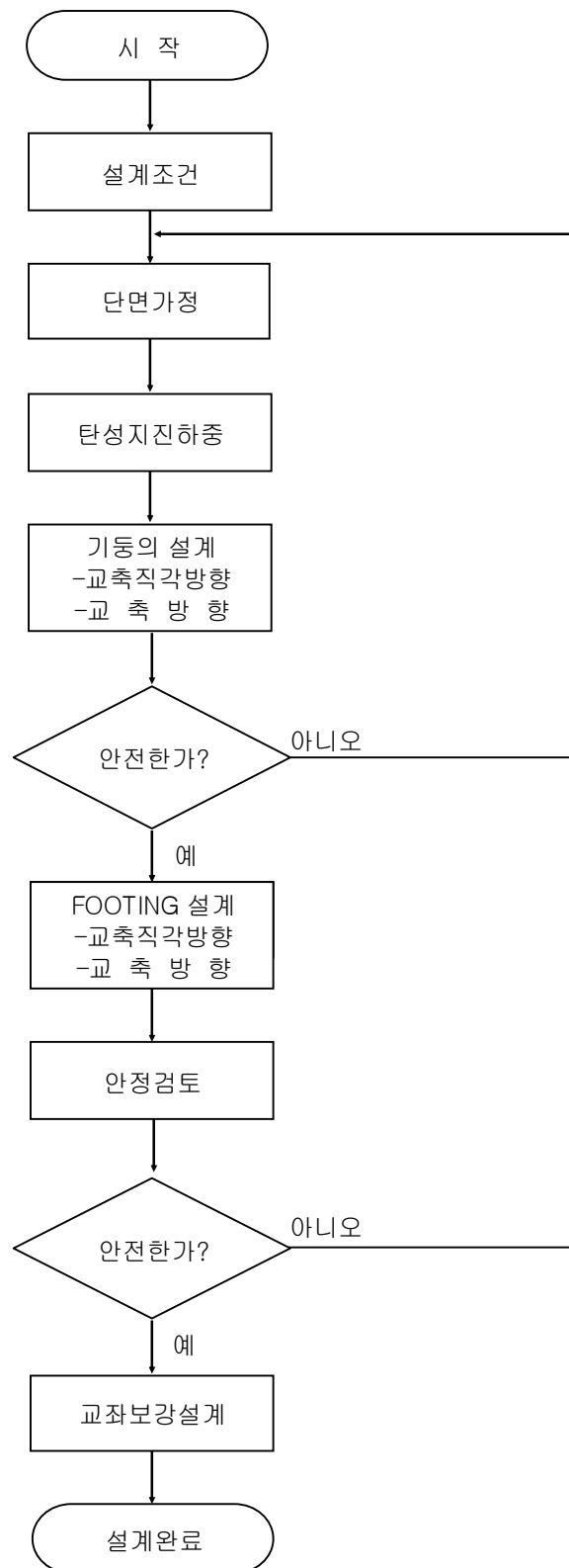
10. 기 초 설 계

- 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)	102723.467	9122.494	11.26	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8754.330	939.952	9.31	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	283.116	0.35	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	121753.439	0.000	∞	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	10376.108	0.000	∞	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	476.225	264.971	1.80	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	206781.005	10448.423	19.79	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8754.330	725.466	12.07	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	100.000	257.444	0.39	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	245088.092	1073.511	228.31	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	10376.108	9.892	1048.94	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	427.338	268.453	1.59	1.00	0.K

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φ Pn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	19032.999	47783.873	2.511	0.K
	모멘트최대	0.014	13085.005	30793.766	2.353	0.K
	편심최대	0.014	9944.603	25892.300	2.604	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	19032.184	47783.873	2.511	0.K
	모멘트최대	0.014	14367.090	43295.598	3.014	0.K
	편심최대	0.014	10188.154	41427.855	4.066	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	19032.184	47783.873	2.511	0.K
	모멘트최대	0.014	13812.469	29892.453	2.164	0.K
	편심최대	0.014	10738.694	26002.968	2.421	0.K
	모멘트최대	0.014	14367.090	42842.630	2.982	0.K
	편심최대	0.014	10188.154	40766.009	4.001	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	32643.820	33323.900	-	-	1.020	0.K
	우측내민보	2499.7	100.0	32066.545	33323.900	-	-	1.040	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	18620.248	33323.900	10968.194	19323.091	1.760	0.K
	내부지간1중	2356.4	100.0	7590.051	33323.900	4245.751	18104.876	4.260	0.K
	내부지간1우	2499.7	100.0	18836.259	33323.900	11092.892	19323.091	1.740	0.K
	교량받침1	2835.4	813.3	566.764	33323.900	285.673	16114.400	56.410	N.G
	교량받침2	2356.4	100.0	7590.051	33323.900	4245.751	18104.876	4.260	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	42045.034	48387.500	20156.974	23160.516	1.150	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	0.000	19742.100	0.000	9470.141	#####	0.K
	교직-중양부	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	110.580	150.000	103.448	498.404	0.K
	우측내민보	115.837	150.000	103.448	466.083	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	111.295	150.000	103.448	-1289.370	N.G
	내부지간1중양부	46.490	150.000	103.448	1355.137	0.K
	내부지간1우측지점부	122.263	150.000	103.448	430.355	0.K
	교량받침1	5.162	150.000	103.448	12204.082	0.K
	교량받침2	46.490	150.000	103.448	1355.137	0.K
	교량받침3	11.351	150.000	103.448	5550.339	0.K
기 초	교축방향	187.835	150.000	124.000	196.750	0.K
	교직-지점부	0.000	150.000	150.980	#####	0.K
	교직-중양부	0.217	150.000	150.980	290604.064	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: 27849 MPa | |
| | 기둥: 27849 MPa | |
| | 기초: 27849 MPa | [도로교 설계기준 P41] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : $f_y =$ 두부분: 300 MPa | |
| | 기둥: 300 MPa | |
| | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 P40] |

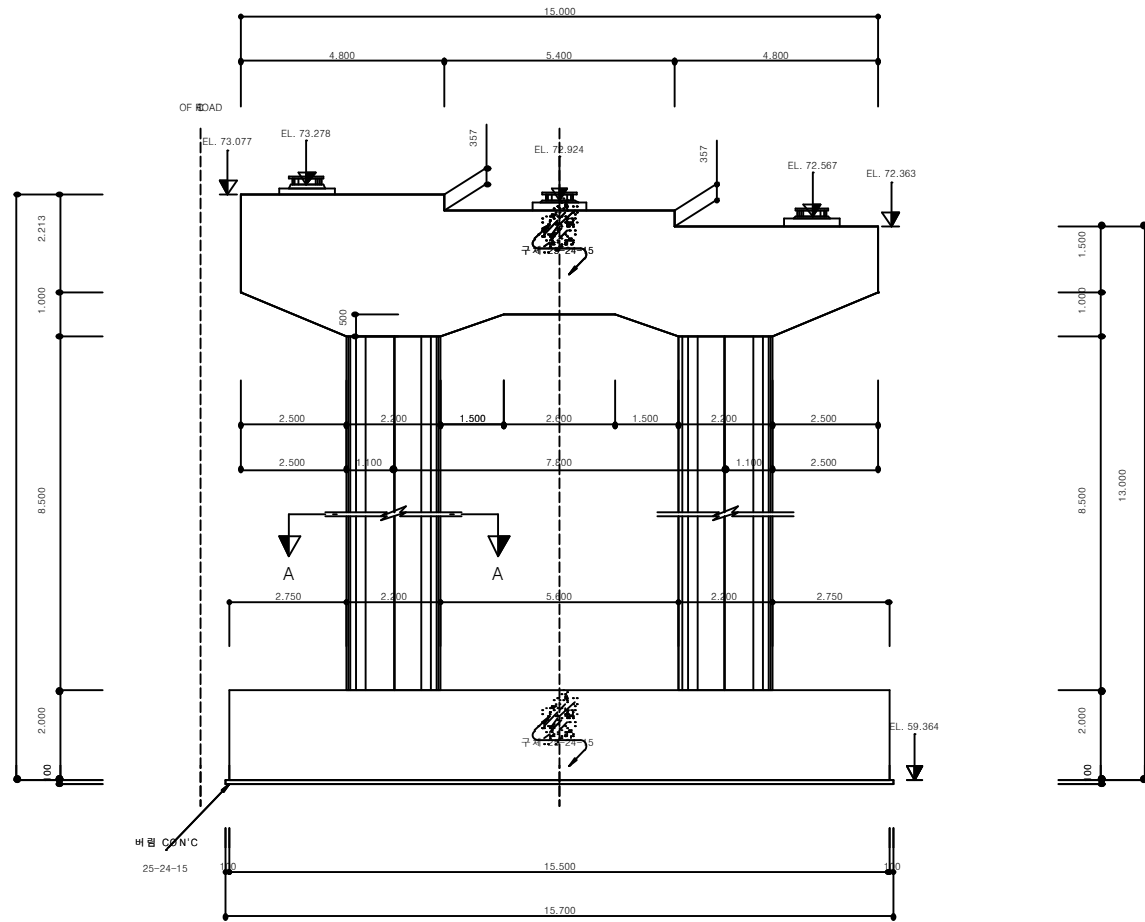
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단면 가정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	5228.954	1659.836	0.000	0.000
2	5262.459	1686.609	0.000	0.000
3	5323.700	1596.402	0.000	0.000
계	15815.113	4942.847	0.000	0.000

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

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

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

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

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

$$= 652.777 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

$$P_h = 3 \times 2784900 \times 1.14990 \times 2EA \times 0.03120 / 11.713^3 \times \sin 90.0$$

$$= 3730.539 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 15815.113 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 15815.113 \times 0.050 \times \sin 90.0$$

$$= 790.756 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 790.756 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 790.756 \times (0.400 + 2.213/2) = 1191.273 \text{ kN.m}$$

5.5 유수압 (Q1-TR)

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

$$= 4.946 \text{ kN}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

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

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.007 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

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

$$= 12.500 \text{ kN}$$

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.366 \text{ m}$ (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

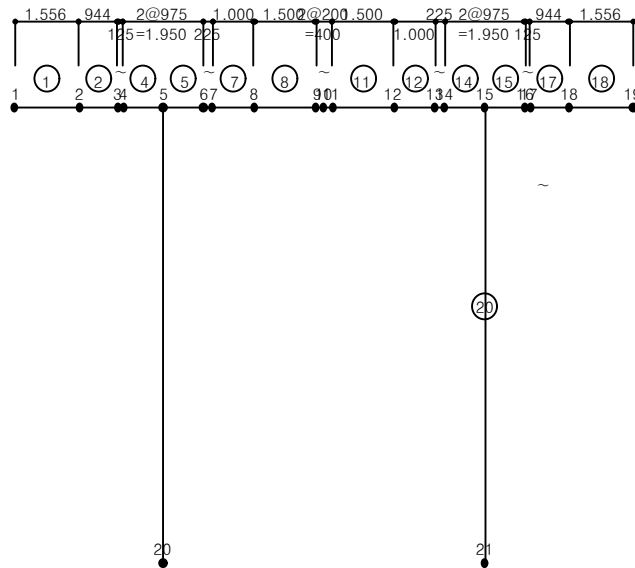
구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	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			

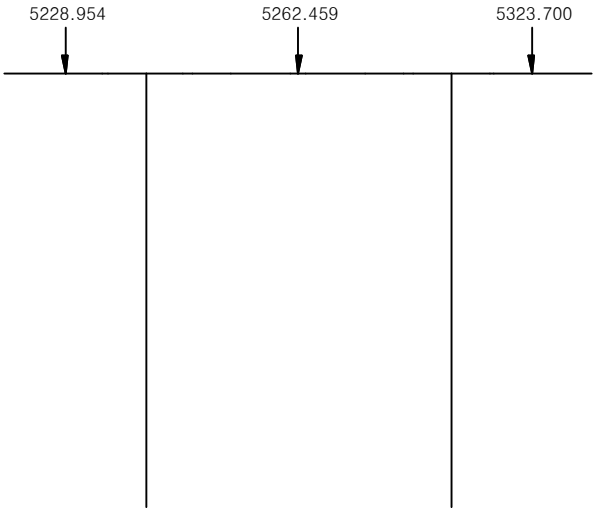
6.3 단면 제원

구분	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

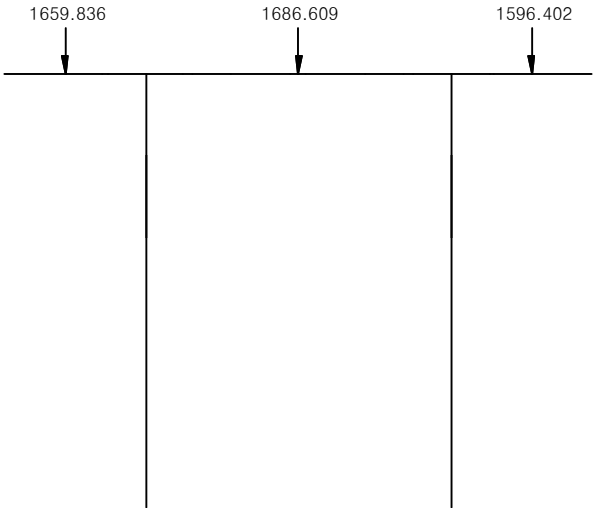
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



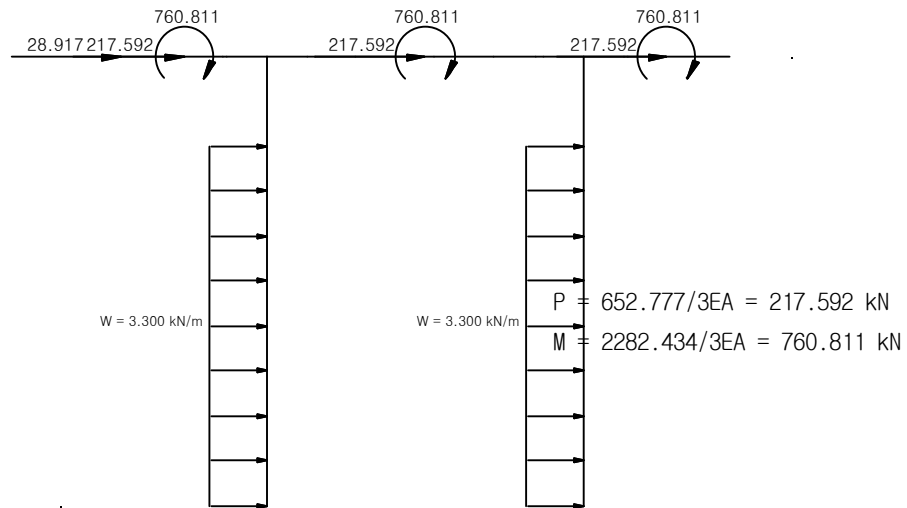
② 활하중 : 만재하시 (L1)



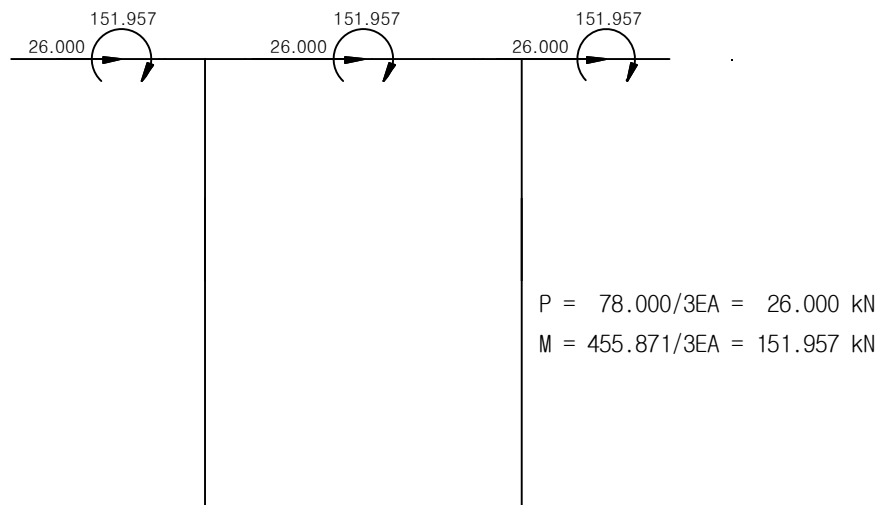
2) 수평하중

① 교축직각 방향

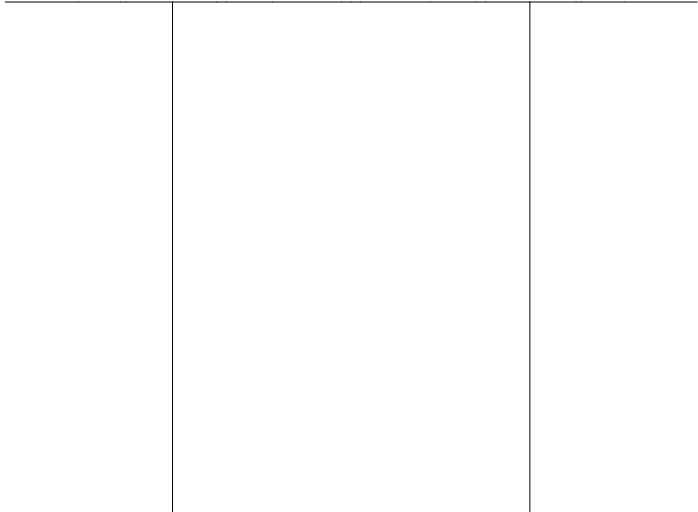
② 품하중 : 구조물에 재하되는 품하중 (W-TR)



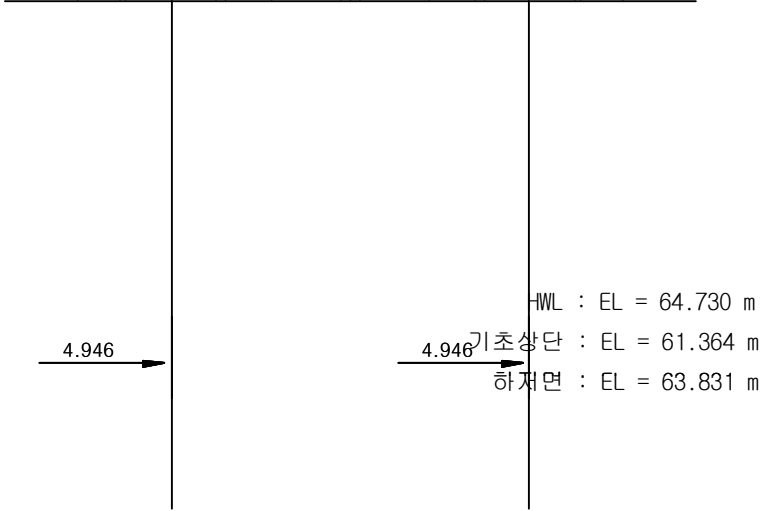
④ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



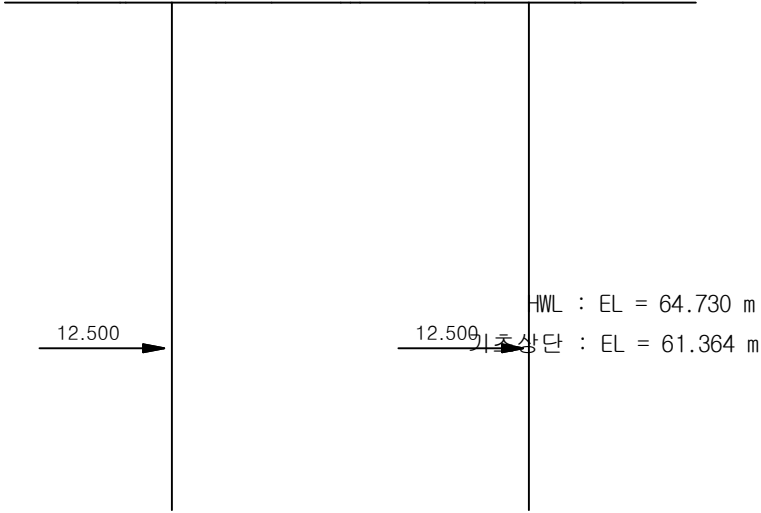
㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$



㉕ 유수압 (Q1-TR)

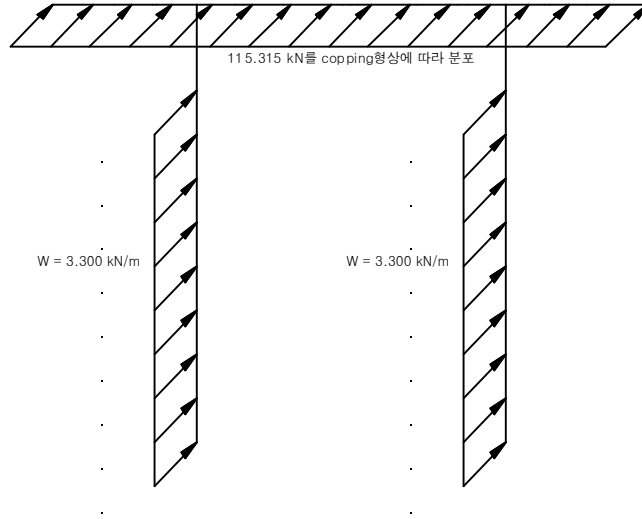


㉖ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

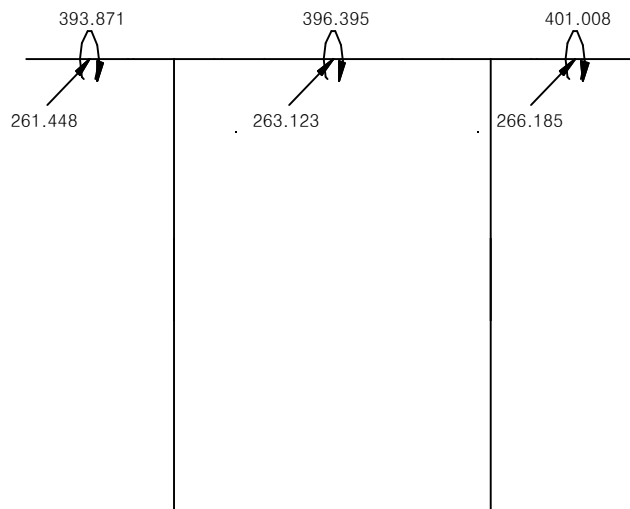


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 790.756 / 3EA = 263.585 \text{ kN}$ $M = 1191.273 / 3EA = 397.091 \text{ kN.m}$



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	-9660.221	-1663.201	-323.355	-10468.004	1085.315	-323.355	
L1	-2523.067	-485.769	-93.560	-2523.067	309.491	-93.560	
W-L0	0.000	-106.487	62.017	0.000	-734.078	78.958	
W-TR	805.064	-1347.527	-353.452	805.064	1757.258	-370.393	
WL	114.813	-146.552	-40.665	114.813	199.104	-40.665	
G-L02	0.000	-1437.943	392.984	0.000	-4778.311	392.984	
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	0.627	-2.506	-0.011	0.627	12.437	-4.957	
COL-TR	1.988	-7.945	-0.036	1.988	34.389	-12.536	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9438.134	1783.444	323.355	-10245.916	-965.072	323.355	
L1	-2419.783	511.489	93.560	-2419.783	-283.771	93.560	
W-L0	0.000	-136.423	53.297	0.000	-689.893	70.238	
W-TR	-805.064	-1213.556	-328.241	-805.064	1676.934	-345.182	
WL	-114.813	-128.810	-37.335	-114.813	188.534	-37.335	
G-L02	0.000	-1419.059	397.772	0.000	-4800.117	397.772	
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	-0.627	-2.384	0.011	-0.627	12.365	-4.935	
COL-TR	-1.988	-7.561	0.036	-1.988	34.161	-12.464	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
L1	-1774.369	1659.840	-1706.552	-1596.400	
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	-5670.332	-3168.469	2179.755	-3222.410	-5507.931	3108.321	
L1	-1673.987	-863.227	0.000	0.000	-1566.409	823.383	
W-L0	0.000	0.000	272.228	114.813	0.000	0.000	
W-TR	1886.808	805.064	-726.498	-1.633	-1699.729	805.064	
WL	246.396	114.813	0.000	0.000	-221.637	114.813	
G-L02	0.000	0.000	6.083	1.988	0.000	0.000	
G-TR	-735.681	-1.633	2836.480	-4085.637	-726.865	-1.633	
E-L0	0.000	0.000	2179.755	-3222.410	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	2179.755	-3222.410	0.000	0.000	
Q1-TR	1.777	0.627	2179.755	-3222.410	-1.608	0.627	
COL-TR	5.635	1.988	2836.480	-4085.637	-5.100	1.988	

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	5523.501	2179.755	2661.304	155.013	5535.044
L1	0.000	1659.840	656.726	863.227	0.000	1596.400
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	0.000	0.000	473.945	805.064	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	0.084	0.627	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.268	1.988	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	-12182.661	-2151.476	-416.926	-12990.444	1407.243	-421.872	
SV002	-9659.594	-1665.707	-323.366	-10467.377	1097.752	-328.312	
SV003	-8854.530	-3013.234	-676.818	-9662.312	2855.009	-698.705	
SV004	-11665.316	-2971.792	-634.318	-12473.099	2484.976	-647.734	
SV005	-9142.249	-2486.023	-540.758	-9950.032	2175.485	-554.174	
SV006	-12184.294	-1686.476	-287.499	-12992.076	772.109	-292.445	
SV007	-12182.661	-2151.476	-416.926	-12990.444	1407.243	-421.872	
SV008	-9661.227	-1200.706	-193.939	-10469.009	462.618	-198.885	
SV009	-9659.594	-1665.707	-323.366	-10467.377	1097.752	-328.312	
SV010	-8856.162	-2548.234	-547.391	-9663.945	2219.875	-569.277	
SV011	-8854.530	-3013.234	-676.818	-9662.312	2855.009	-698.705	
SV012	-11666.949	-2506.791	-504.890	-12474.731	1849.842	-518.307	
SV013	-11665.316	-2971.792	-634.318	-12473.099	2484.976	-647.734	
SV014	-9143.882	-2021.022	-411.330	-9951.664	1540.351	-424.746	
SV015	-9142.249	-2486.023	-540.758	-9950.032	2175.485	-554.174	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11858.544	2292.549	416.926	-12666.326	-1236.478	411.980	
SV002	-9438.761	1781.059	323.366	-10246.543	-952.707	318.420	
SV003	-10243.825	567.504	-4.875	-11051.608	724.227	-26.761	
SV004	-12375.889	1556.961	215.471	-13183.671	-209.477	202.055	
SV005	-9956.106	1045.472	121.911	-10763.888	74.294	108.495	
SV006	-11856.911	1840.282	287.499	-12664.694	-588.611	282.553	
SV007	-11858.544	2292.549	416.926	-12666.326	-1236.478	411.980	
SV008	-9437.128	1328.793	193.939	-10244.911	-304.839	188.993	
SV009	-9438.761	1781.059	323.366	-10246.543	-952.707	318.420	
SV010	-10242.193	115.237	-134.302	-11049.975	1372.094	-156.189	
SV011	-10243.825	567.504	-4.875	-11051.608	724.227	-26.761	
SV012	-12374.256	1104.694	86.044	-13182.039	438.390	72.627	
SV013	-12375.889	1556.961	215.471	-13183.671	-209.477	202.055	
SV014	-9954.473	593.205	-7.516	-10762.256	722.161	-20.933	
SV015	-9956.106	1045.472	121.911	-10763.888	74.294	108.495	

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	-12183.288	0.000	0.000	-12991.071	0.000	0.000	
SVB02	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
SVB03	-9660.221	-106.487	62.017	-10468.004	-734.078	78.958	
SVB04	-12183.288	-53.244	31.009	-12991.071	-367.039	39.479	
SVB05	-9660.221	-53.244	31.009	-10468.004	-367.039	39.479	
SVB06	-12183.288	-1437.943	392.984	-12991.071	-4778.311	392.984	
SVB07	-12183.288	0.000	0.000	-12991.071	0.000	0.000	
SVB08	-9660.221	-1437.943	392.984	-10468.004	-4778.311	392.984	
SVB09	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
SVB10	-9660.221	-1544.430	455.002	-10468.004	-5512.388	471.943	
SVB11	-9660.221	-106.487	62.017	-10468.004	-734.078	78.958	
SVB12	-12183.288	-1491.186	423.993	-12991.071	-5145.349	432.464	
SVB13	-12183.288	-53.244	31.009	-12991.071	-367.039	39.479	
SVB14	-9660.221	-1491.186	423.993	-10468.004	-5145.349	432.464	
SVB15	-9660.221	-53.244	31.009	-10468.004	-367.039	39.479	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11857.917	0.000	0.000	-12665.699	0.000	0.000	
SVB02	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
SVB03	-9438.134	-136.423	53.297	-10245.916	-689.893	70.238	
SVB04	-11857.917	-68.212	26.649	-12665.699	-344.946	35.119	
SVB05	-9438.134	-68.212	26.649	-10245.916	-344.946	35.119	
SVB06	-11857.917	-1419.059	397.772	-12665.699	-4800.117	397.772	
SVB07	-11857.917	0.000	0.000	-12665.699	0.000	0.000	
SVB08	-9438.134	-1419.059	397.772	-10245.916	-4800.117	397.772	
SVB09	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
SVB10	-9438.134	-1555.482	451.069	-10245.916	-5490.010	468.010	
SVB11	-9438.134	-136.423	53.297	-10245.916	-689.893	70.238	
SVB12	-11857.917	-1487.271	424.420	-12665.699	-5145.063	432.891	
SVB13	-11857.917	-68.212	26.649	-12665.699	-344.946	35.119	
SVB14	-9438.134	-1487.271	424.420	-10245.916	-5145.063	432.891	
SVB15	-9438.134	-68.212	26.649	-10245.916	-344.946	35.119	

3) 두부분

① 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8026.334	7427.562	-7875.567	-7318.500	
SV002	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
SV003	-5491.154	5767.722	-6929.826	-5722.100	
SV004	-7493.972	7427.562	-8407.929	-7318.500	
SV005	-5719.603	5767.722	-6701.377	-5722.100	
SV006	-8026.334	7427.562	-7875.567	-7318.500	
SV007	-8026.334	7427.562	-7875.567	-7318.500	
SV008	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
SV009	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
SV010	-5491.154	5767.722	-6929.826	-5722.100	
SV011	-5491.154	5767.722	-6929.826	-5722.100	
SV012	-7493.972	7427.562	-8407.929	-7318.500	
SV013	-7493.972	7427.562	-8407.929	-7318.500	
SV014	-5719.603	5767.722	-6701.377	-5722.100	
SV015	-5719.603	5767.722	-6701.377	-5722.100	

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	-7342.542	-4031.069	2836.565	-3523.904	-7075.947	3932.331	
SV002	-5668.555	-3167.842	2179.839	-2660.677	-5509.539	3108.948	
SV003	-3781.747	-2362.778	2653.784	3406.847	-7209.268	3914.012	
SV004	-6152.743	-3513.724	3161.895	3942.511	-8147.448	4449.676	
SV005	-4478.756	-2650.497	2505.170	3119.128	-6581.040	3626.293	
SV006	-8078.223	-4032.702	2105.292	-3525.537	-7802.813	3930.698	
SV007	-7342.542	-4031.069	2836.565	-3523.904	-7075.947	3932.331	
SV008	-6404.236	-3169.475	1448.566	-2662.310	-6236.404	3107.315	
SV009	-5668.555	-3167.842	2179.839	-2660.677	-5509.539	3108.948	
SV010	-4517.428	-2364.411	1922.512	3405.214	-7936.133	3912.379	
SV011	-3781.747	-2362.778	2653.784	3406.847	-7209.268	3914.012	
SV012	-6888.423	-3515.357	2430.623	3940.878	-8874.314	4448.043	
SV013	-6152.743	-3513.724	3161.895	3942.511	-8147.448	4449.676	
SV014	-5214.436	-2652.130	1773.897	3117.495	-7307.905	3624.660	
SV015	-4478.756	-2650.497	2505.170	3119.128	-6581.040	3626.293	

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	7183.341	2836.565	3523.904	155.013	7131.444
SV002	219.748	5523.501	2179.839	2660.677	155.013	5535.044
SV003	541.063	5523.501	2653.784	3406.847	915.824	5535.044
SV004	312.614	7183.341	3161.895	3942.511	687.376	7131.444
SV005	312.614	5523.501	2505.170	3119.128	687.376	5535.044
SV006	219.748	7183.341	2105.292	3525.537	155.013	7131.444
SV007	219.748	7183.341	2836.565	3523.904	155.013	7131.444
SV008	219.748	5523.501	1448.566	2662.310	155.013	5535.044
SV009	219.748	5523.501	2179.839	2660.677	155.013	5535.044
SV010	541.063	5523.501	1922.512	3405.214	915.824	5535.044
SV011	541.063	5523.501	2653.784	3406.847	915.824	5535.044
SV012	312.614	7183.341	2430.623	3940.878	687.376	7131.444
SV013	312.614	7183.341	3161.895	3942.511	687.376	7131.444
SV014	312.614	5523.501	1773.897	3117.495	687.376	5535.044
SV015	312.614	5523.501	2505.170	3119.128	687.376	5535.044

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	-17982.066	-3209.822	-621.530	-19032.184	2092.483	-627.960	
UL002	-12557.472	-2165.419	-420.376	-13607.590	1427.077	-426.806	
UL003	-11510.889	-3917.205	-879.864	-12561.006	3711.512	-908.316	
UL004	-15164.911	-3863.329	-824.613	-16215.028	3230.469	-842.054	
UL005	-11884.924	-3231.829	-702.985	-12935.041	2828.130	-720.426	
UL006	-15839.582	-2192.418	-373.748	-16889.699	1003.742	-380.178	
UL007	-15837.459	-2796.919	-542.004	-16887.577	1829.416	-548.434	
UL008	-12559.595	-1560.918	-252.120	-13609.712	601.403	-258.550	
UL009	-12557.472	-2165.419	-420.376	-13607.590	1427.077	-426.806	
UL010	-11070.203	-3185.292	-684.238	-12079.931	2774.844	-711.597	
UL011	-11068.162	-3766.543	-846.023	-12077.890	3568.762	-873.381	
UL012	-14583.686	-3133.489	-631.113	-15593.414	2312.303	-647.883	
UL013	-14581.645	-3714.740	-792.897	-15591.373	3106.220	-809.668	
UL014	-11429.852	-2526.278	-514.163	-12439.580	1925.439	-530.933	
UL015	-11427.811	-3107.528	-675.947	-12437.540	2719.356	-692.718	
UL016	-9659.594	-1665.707	-323.366	-10467.377	1097.752	-328.312	
UL017	-15837.459	-2796.919	-542.004	-16887.577	1829.416	-548.434	
UL018	-10625.436	-3615.881	-812.182	-11594.775	3426.011	-838.446	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17472.922	3415.079	621.530	-18523.040	-1848.627	615.100	
UL002	-12270.389	2315.377	420.376	-13320.506	-1238.519	413.946	
UL003	-13316.973	737.755	-6.337	-14367.090	941.495	-34.790	
UL004	-16088.655	2024.049	280.113	-17138.773	-272.321	262.671	
UL005	-12942.937	1359.113	158.485	-13993.055	96.582	141.043	
UL006	-15413.985	2392.366	373.748	-16464.102	-765.194	367.318	
UL007	-15416.107	2980.313	542.004	-16466.224	-1607.422	535.574	
UL008	-12268.267	1727.430	252.120	-13318.384	-396.291	245.690	
UL009	-12270.389	2315.377	420.376	-13320.506	-1238.519	413.946	
UL010	-12802.741	144.046	-167.878	-13812.469	1715.118	-195.236	
UL011	-12804.781	709.380	-6.093	-13814.510	905.284	-33.452	
UL012	-15467.820	1380.868	107.555	-16477.549	547.988	90.784	
UL013	-15469.861	1946.201	269.339	-16479.589	-261.847	252.569	
UL014	-12443.092	741.506	-9.395	-13452.820	902.702	-26.166	
UL015	-12445.132	1306.840	152.389	-13454.860	92.867	135.619	
UL016	-9438.761	1781.059	323.366	-10246.543	-952.707	318.420	
UL017	-15416.107	2980.313	542.004	-16466.224	-1607.422	535.574	
UL018	-12292.590	681.005	-5.850	-13261.929	869.072	-32.114	

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	-15084.000	-2710.862	-524.524	-15891.783	1766.889	-530.953	
UE002	-9659.406	-1666.459	-323.370	-10467.189	1101.483	-329.799	
UE003	-8612.822	-3418.244	-782.857	-9420.605	3385.918	-811.310	
UE004	-12266.845	-3364.369	-727.607	-13074.627	2904.875	-745.048	
UE005	-8986.857	-2732.869	-605.979	-9794.640	2502.536	-623.420	
UE006	-12941.515	-1693.458	-276.742	-13749.298	678.147	-283.172	
UE007	-12939.393	-2297.958	-444.998	-13747.176	1503.821	-451.427	
UE008	-9661.528	-1061.958	-155.114	-10469.311	275.809	-161.544	
UE009	-9659.406	-1666.459	-323.370	-10467.189	1101.483	-329.799	
UE010	-8172.136	-2686.332	-587.232	-8939.530	2449.250	-614.590	
UE011	-8170.096	-3267.582	-749.016	-8937.489	3243.167	-776.375	
UE012	-11685.619	-2634.529	-534.106	-12453.013	1986.708	-550.877	
UE013	-11683.579	-3215.779	-695.891	-12450.972	2780.626	-712.661	
UE014	-8531.786	-2027.317	-417.156	-9299.179	1599.844	-433.927	
UE015	-8529.745	-2608.568	-578.941	-9297.139	2393.762	-595.711	
UE016	-9659.594	-1665.707	-323.366	-10467.377	1097.752	-328.312	
UE017	-12939.393	-2297.958	-444.998	-13747.176	1503.821	-451.427	
UE018	-7727.369	-3116.921	-715.176	-8454.374	3100.417	-741.440	

② 기동 : 부재번호 20

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14641.482	2880.046	524.524	-15449.265	-1559.105	518.094	
UE002	-9438.949	1780.344	323.370	-10246.731	-948.997	316.940	
UE003	-10485.533	202.722	-103.344	-11293.315	1231.017	-131.796	
UE004	-13257.215	1489.016	183.106	-14064.998	17.201	165.665	
UE005	-10111.497	824.080	61.478	-10919.280	386.104	44.037	
UE006	-12582.544	1857.333	276.742	-13390.327	-475.672	270.312	
UE007	-12584.667	2445.280	444.998	-13392.449	-1317.900	438.568	
UE008	-9436.827	1192.397	155.114	-10244.609	-106.770	148.684	
UE009	-9438.949	1780.344	323.370	-10246.731	-948.997	316.940	
UE010	-9971.301	-390.987	-264.884	-10738.694	2004.639	-292.243	
UE011	-9973.341	174.347	-103.100	-10740.735	1194.805	-130.458	
UE012	-12636.380	845.834	10.548	-13403.774	837.509	-6.222	
UE013	-12638.421	1411.168	172.333	-13405.814	27.675	155.562	
UE014	-9611.651	206.473	-106.402	-10379.045	1192.223	-123.172	
UE015	-9613.692	771.807	55.383	-10381.086	382.389	38.612	
UE016	-9438.761	1781.059	323.366	-10246.543	-952.707	318.420	
UE017	-12584.667	2445.280	444.998	-13392.449	-1317.900	438.568	
UE018	-9461.150	145.971	-102.856	-10188.154	1158.594	-129.120	

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	-17982.881	0.000	0.000	-19032.999	0.000	0.000	
ULB02	-12558.287	0.000	0.000	-13608.405	0.000	0.000	
ULB03	-12558.287	-138.433	80.623	-13608.405	-954.301	102.646	
ULB04	-15838.274	-69.217	40.311	-16888.392	-477.150	51.323	
ULB05	-12558.287	-69.217	40.311	-13608.405	-477.150	51.323	
ULB06	-15838.274	-1869.325	510.880	-16888.392	-6211.804	510.880	
ULB07	-15838.274	0.000	0.000	-16888.392	0.000	0.000	
ULB08	-12558.287	-1869.325	510.880	-13608.405	-6211.804	510.880	
ULB09	-12558.287	0.000	0.000	-13608.405	0.000	0.000	
ULB10	-12075.276	-1930.537	568.752	-13085.005	-6890.485	589.928	
ULB11	-12075.276	-133.109	77.522	-13085.005	-917.597	98.698	
ULB12	-15229.110	-1863.983	529.991	-16238.838	-6431.687	540.579	
ULB13	-15229.110	-66.555	38.761	-16238.838	-458.799	49.349	
ULB14	-12075.276	-1863.983	529.991	-13085.005	-6431.687	540.579	
ULB15	-12075.276	-66.555	38.761	-13085.005	-458.799	49.349	
ULB16	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
ULB17	-15838.274	0.000	0.000	-16888.392	0.000	0.000	
ULB18	-11592.265	-127.785	74.421	-12561.604	-880.893	94.750	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17472.107	0.000	0.000	-18522.225	0.000	0.000	
ULB02	-12269.574	0.000	0.000	-13319.691	0.000	0.000	
ULB03	-12269.574	-177.350	69.287	-13319.691	-896.860	91.309	
ULB04	-15415.292	-88.675	34.643	-16465.409	-448.430	45.655	
ULB05	-12269.574	-88.675	34.643	-13319.691	-448.430	45.655	
ULB06	-15415.292	-1844.777	517.103	-16465.409	-6240.152	517.103	
ULB07	-15415.292	0.000	0.000	-16465.409	0.000	0.000	
ULB08	-12269.574	-1844.777	517.103	-13319.691	-6240.152	517.103	
ULB09	-12269.574	0.000	0.000	-13319.691	0.000	0.000	
ULB10	-11797.667	-1944.353	563.836	-12807.396	-6862.512	585.012	
ULB11	-11797.667	-170.529	66.622	-12807.396	-862.366	87.798	
ULB12	-14822.396	-1859.088	530.525	-15832.124	-6431.329	541.113	
ULB13	-14822.396	-85.265	33.311	-15832.124	-431.183	43.899	
ULB14	-11797.667	-1859.088	530.525	-12807.396	-6431.329	541.113	
ULB15	-11797.667	-85.265	33.311	-12807.396	-431.183	43.899	
ULB16	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
ULB17	-15415.292	0.000	0.000	-16465.409	0.000	0.000	
ULB18	-11325.761	-163.708	63.957	-12295.100	-827.871	84.286	

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	-15084.815	0.000	0.000	-15892.598	0.000	0.000	
UEB02	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
UEB03	-9660.221	-138.433	80.623	-10468.004	-954.301	102.646	
UEB04	-12940.208	-69.217	40.311	-13747.991	-477.150	51.323	
UEB05	-9660.221	-69.217	40.311	-10468.004	-477.150	51.323	
UEB06	-12940.208	-1869.325	510.880	-13747.991	-6211.804	510.880	
UEB07	-12940.208	0.000	0.000	-13747.991	0.000	0.000	
UEB08	-9660.221	-1869.325	510.880	-10468.004	-6211.804	510.880	
UEB09	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
UEB10	-9177.210	-1930.537	568.752	-9944.603	-6890.485	589.928	
UEB11	-9177.210	-133.109	77.522	-9944.603	-917.597	98.698	
UEB12	-12331.044	-1863.983	529.991	-13098.437	-6431.687	540.579	
UEB13	-12331.044	-66.555	38.761	-13098.437	-458.799	49.349	
UEB14	-9177.210	-1863.983	529.991	-9944.603	-6431.687	540.579	
UEB15	-9177.210	-66.555	38.761	-9944.603	-458.799	49.349	
UEB16	-9660.221	0.000	0.000	-10468.004	0.000	0.000	
UEB17	-12940.208	0.000	0.000	-13747.991	0.000	0.000	
UEB18	-8694.199	-127.785	74.421	-9421.203	-880.893	94.750	

② 기둥 : 부재번호 20

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14640.667	0.000	0.000	-15448.450	0.000	0.000	
UEB02	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
UEB03	-9438.134	-177.350	69.287	-10245.916	-896.860	91.309	
UEB04	-12583.852	-88.675	34.643	-13391.634	-448.430	45.655	
UEB05	-9438.134	-88.675	34.643	-10245.916	-448.430	45.655	
UEB06	-12583.852	-1844.777	517.103	-13391.634	-6240.152	517.103	
UEB07	-12583.852	0.000	0.000	-13391.634	0.000	0.000	
UEB08	-9438.134	-1844.777	517.103	-10245.916	-6240.152	517.103	
UEB09	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
UEB10	-8966.227	-1944.353	563.836	-9733.621	-6862.512	585.012	
UEB11	-8966.227	-170.529	66.622	-9733.621	-862.366	87.798	
UEB12	-11990.956	-1859.088	530.525	-12758.349	-6431.329	541.113	
UEB13	-11990.956	-85.265	33.311	-12758.349	-431.183	43.899	
UEB14	-8966.227	-1859.088	530.525	-9733.621	-6431.329	541.113	
UEB15	-8966.227	-85.265	33.311	-9733.621	-431.183	43.899	
UEB16	-9438.134	0.000	0.000	-10245.916	0.000	0.000	
UEB17	-12583.852	0.000	0.000	-13391.634	0.000	0.000	
UEB18	-8494.320	-163.708	63.957	-9221.325	-827.871	84.286	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-11942.448	11066.694	-11688.805	-10870.990	
UL002	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
UL003	-7138.501	7498.038	-9008.774	-7438.730	
UL004	-9742.163	9655.830	-10930.308	-9514.050	
UL005	-7435.484	7498.038	-8711.791	-7438.730	
UL006	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
UL007	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
UL008	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
UL009	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
UL010	-6863.943	7209.652	-8662.282	-7152.625	
UL011	-6863.943	7209.652	-8662.282	-7152.625	
UL012	-9367.465	9284.452	-10509.911	-9148.125	
UL013	-9367.465	9284.452	-10509.911	-9148.125	
UL014	-7149.503	7209.652	-8376.722	-7152.625	
UL015	-7149.503	7209.652	-8376.722	-7152.625	
UL016	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
UL017	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
UL018	-6589.385	6921.266	-8315.791	-6866.520	

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	-10968.194	-5974.133	4245.751	-5314.819	-10530.179	5811.905	
UL002	-7369.122	-4118.195	2833.791	-3458.881	-7162.401	4041.632	
UL003	-4916.271	-3071.611	3449.920	4428.901	-9372.048	5088.216	
UL004	-7998.566	-4567.842	4110.464	5125.264	-10591.683	5784.578	
UL005	-5822.382	-3445.647	3256.721	4054.866	-8555.352	4714.180	
UL006	-10501.690	-5242.513	2736.880	-4583.198	-10143.656	5109.907	
UL007	-9545.305	-5240.390	3687.534	-4581.076	-9198.732	5112.030	
UL008	-8325.506	-4120.317	1883.136	-3461.003	-8107.325	4039.510	
UL009	-7369.122	-4118.195	2833.791	-3458.881	-7162.401	4041.632	
UL010	-5646.785	-2955.513	2403.139	4256.518	-9920.166	4890.474	
UL011	-4727.184	-2953.473	3317.230	4258.559	-9011.585	4892.515	
UL012	-8610.529	-4394.196	3038.278	4926.098	-11092.892	5560.054	
UL013	-7690.929	-4392.156	3952.369	4928.138	-10184.311	5562.094	
UL014	-6518.045	-3315.162	2217.371	3896.869	-9134.881	4530.825	
UL015	-5598.444	-3313.122	3131.462	3898.909	-8226.300	4532.866	
UL016	-5668.555	-3167.842	2179.839	-2660.677	-5509.539	3108.948	
UL017	-9545.305	-5240.390	3687.534	-4581.076	-9198.732	5112.030	
UL018	-4538.097	-2835.334	3184.541	4088.216	-8651.121	4696.814	

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	10749.207	4245.751	5314.819	201.517	10627.817
UL002	285.673	7180.551	2833.791	3458.881	201.517	7195.557
UL003	703.381	7180.551	3449.920	4428.901	1190.572	7195.557
UL004	406.398	9338.343	4110.464	5125.264	893.588	9270.877
UL005	406.398	7180.551	3256.721	4054.866	893.588	7195.557
UL006	285.673	9338.343	2736.880	4583.198	201.517	9270.877
UL007	285.673	9338.343	3687.534	4581.076	201.517	9270.877
UL008	285.673	7180.551	1883.136	3461.003	201.517	7195.557
UL009	285.673	7180.551	2833.791	3458.881	201.517	7195.557
UL010	676.328	6904.376	2403.139	4256.518	1144.780	6918.805
UL011	676.328	6904.376	3317.230	4258.559	1144.780	6918.805
UL012	390.768	8979.176	3038.278	4926.098	859.220	8914.305
UL013	390.768	8979.176	3952.369	4928.138	859.220	8914.305
UL014	390.768	6904.376	2217.371	3896.869	859.220	6918.805
UL015	390.768	6904.376	3131.462	3898.909	859.220	6918.805
UL016	219.748	5523.501	2179.839	2660.677	155.013	5535.044
UL017	285.673	9338.343	3687.534	4581.076	201.517	9270.877
UL018	649.275	6628.201	3184.541	4088.216	1098.989	6642.052

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]

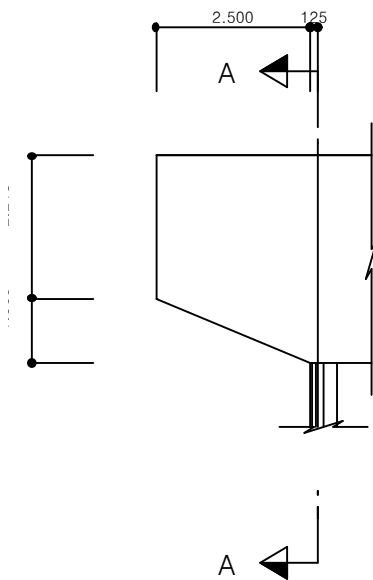
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 11066.694 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 11942.448 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11942.448 / 11066.694 = 1.079 \text{ m}$$

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

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

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)	$V_u(\text{kN})$
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	2831.3	11066.7

$a = 1079.134 \text{ mm}$, $d = 2355.625 \text{ mm}$

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

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2831.346 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.625 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 11066.694 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 11066.694 = 2213.339 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 11942.448 + 2213.339 \times (2.500 - 2.356)$
 $= 12261.380 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33920.995 = 25440.746 \text{ kN} \geq V_u (=11066.694 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$= 11066694.000 / (0.75 \times 300 \times 1.4)$$

$$= 35132.362 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 11942.448 + 2213.339 \times (2.500 - 2.356) = 12261.380 \text{ kN.m}$

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

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

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

$$= 22200.960 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 11066.694 = 2213.339 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 9222.245 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰값을 취한다.
 $\rightarrow A_s = 32643.820 \text{ mm}^2$

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

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

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

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

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

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

$$\text{Use } A_s \geq 32643.820 \text{ mm}^2, 22613.996 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스톱, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (32643.820 - 9222.245)$$

$$= 11710.787 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : D25 - 32.00 EA = 16214.400 \text{ mm}^2 \geq 11710.787 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

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

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

$$- Vu = 10905.305 \text{ kN} - "UL0-01$$

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

$V_{ui} = 10749.207 \text{ kN}$ (I단), $V_{uj} = 11027.536 \text{ kN}$ (J단)

검토위치(L_c) = 2.085 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned} Vu &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - I \text{단 좌표}) \\ &= 10749.207 + (11027.536 - 10749.207)/0.944 \times (2.085 - 1.556) \\ &= 10905.305 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	2158.3	2355.6	10905.3	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq Vu (= 10905.305 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< Vu (= 10905.305 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 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

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

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+Ln/d)/12 + A_{vh}/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 6664.590 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6664.590 + 5770.078) \\ &= 9326.002 \text{ kN} < Vu (= 10905.305 \text{ kN}) \quad \therefore \text{N.G} \end{aligned}$$

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 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 57.070]
 1단 : D25 - 13.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 7871.9 mm²)

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 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

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8026.334 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ = 110.580 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 110.58) - 2.5 \times 85.50 = 498.40 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 110.58) = 569.72 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 498.40 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 E_a = 103.45 \leq S_a (= 498.40 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

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

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

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]

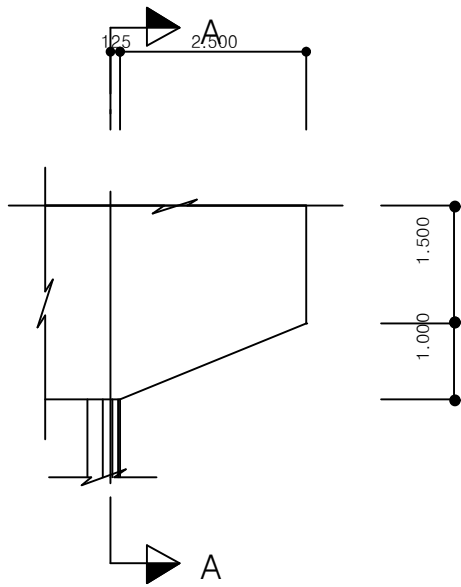
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 10870.990 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 11688.805 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11688.805 / 10870.990 = 1.075 \text{ m}$$

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

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

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	10871.0

$$a = 1075.229 \text{ mm}, d = 2355.625 \text{ mm}$$

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

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2119.628 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.625 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 10870.990 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 10870.990 = 2174.198 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 11688.805 + 2174.198 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 12002.097 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33920.995 = 25440.746 \text{ kN} \geq V_u (=10870.990 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 ; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 10870990.000 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 34511.079 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$\begin{aligned} M_u &= 11688.805 + 2174.198 \times (2.500 - 2.356) = 12002.097 \text{ kN.m} \\ &= A_f \times f_y \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= 21720.374 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$\begin{aligned} N_{uc} &= 0.20 \times 10870.990 = 2174.198 \text{ kN} \\ A_n &= N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 9059.158 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

$$\begin{aligned} &\text{주인장철근의 단면적은 } (A_f + A_n) \text{과 } (2/3 A_{vf} + A_n) \text{ 중 큰값을 취한다.} \\ \rightarrow A_s &= 32066.545 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Use } A_s &= 33323.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm}) \\ 1\text{단} &: D29-15.0\text{EA} + D29-14.0\text{EA} \quad , \quad d_1 = 100.00 \text{ mm} \\ 2\text{단} &: D25-15.0\text{EA} + D25-14.0\text{EA} \quad , \quad d_2 = 200.00 \text{ mm} \\ \text{Use } A_s &\geq 32066.545 \text{ mm}^2 \quad , \quad 22613.996 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑥ 폐쇄 스티럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (32066.545 - 9059.158) \\ &= 11503.693 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

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

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : D25 - 32.00 \text{ EA} = 16214.400 \text{ mm}^2 \geq 11503.693 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

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

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

$$- V_u = 10747.550 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

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

$$V_{ui} = -10840.521 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -10627.817 \text{ kN (J단)}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -10840.521 + (-10627.817 - -10840.521)/0.944 \times (12.913 - 12.500) \\ &= -10747.550 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	2150.5	2355.6	10747.6	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 10747.550 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10747.550 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 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

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

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+Ln/d)/12 + A_{vh}/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 6665.450 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6665.450 + 5770.078) \\ &= 9326.646 \text{ kN} < V_u (= 10747.550 \text{ kN}) \quad \therefore \text{N.G.}\end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

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

★ 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

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8407.929 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ = 115.837 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

* 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 115.84) - 2.5 \times 85.50 = 466.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 115.84) = 543.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 466.08 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 466.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

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

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	10968.2	5974.1

* 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

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 18620.248 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 857.4 mm), [사용률 = 1.790]

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

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

* 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

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

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

$$\geq M_u (= 10968.194 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.762]}$$

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

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

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

$$< V_u (= 5974.133 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (5974.133 - 4327.559) \times 200.00 / (300 \times 2355.62 \times \Phi) \times 1000 = 621.331 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

$$\Phi V_n = 0.75 \times (5770.078 + 4049.319) = 7364.548 \text{ kN} \geq 5974.133 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8078.223 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)]$$

$$= 111.295 \text{ MPa}$$

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

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

$$= 532.468 \text{ mm}$$

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

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

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

★ 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 111.29) - 2.5 \times 798.78 = -1289.37 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 111.29) = 566.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 -1289.37 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 > S_a (= -1289.37 \text{ mm}) \quad \therefore \text{N.G}$$

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	4245.8	5314.8

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7590.051 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 4.390]

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

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

★ 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

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

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

$$\geq M_u (= 4245.751 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 4.264]$$

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

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2212.26 = 4064.190 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5314.819 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5314.819 - 4064.190) \times 200.00 / (300 \times 2212.26 \times \Phi) \times 1000 = 502.503 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (D19-4.0 \text{ EA, C.T.C } 200 \text{ mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2212.26 / 200.00 \times 1000 = 3802.883 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2212.26 \times 1000 = 21675.678 \text{ kN} \geq 3802.883 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5418.919 + 3802.883) = 6916.352 \text{ kN} \geq 5314.819 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3161.895 \times 1000000 / [33323.900 \times (2212.265 - 513.919/3)] \\ &= 46.490 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2212.3)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 513.919 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 144.1 mm}) \\ \text{1단 : D29 - 29.0 EA} & \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 29.0 EA} & \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.49) - 2.5 \times 85.50 = 1480.17 \text{ mm} \\ & \quad 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 46.49) = 1355.14 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 1355.14 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 1355.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	11092.9	5811.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 18836.259 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.769]

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

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

★ 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

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

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

$$\geq M_u (= 11092.892 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.742]$$

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

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5811.905 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5811.905 - 4327.559) \times 200.00 / (300 \times 2355.62 \times \Phi) \times 1000 = 560.114 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (D19-4.0 \text{ EA, C.T.C } 200 \text{ mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2355.62 / 200.00 \times 1000 = 4049.319 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2355.62 \times 1000 = 23080.313 \text{ kN} \geq 4049.319 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (} d/2, 600 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5770.078 + 4049.319) = 7364.548 \text{ kN} \geq 5811.905 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8874.314 \times 1000000 / [33323.900 \times (2355.625 - 532.468/3)] \\ &= 122.263 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2355.6)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 532.468 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.1 \text{ mm}) \\ \text{1단 : } &D29 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : } &D25 - 29.0 \text{ EA} \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 종심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 122.26) - 2.5 \times 85.50 = 430.35 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 122.26) = 515.28 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 430.35 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 430.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-01(부재 8)

$$\begin{aligned}- \quad d &= 2.356 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 1.463 \text{ m}) \\ - \quad V_u &= 5659.017 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : } &8 \text{ (I단 : 절점8, J단 : 절점9)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.500 \text{ m} \\ V_{ui} &= -5715.124 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -5360.761 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치(Lc)} &= 6.038 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)} \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -5715.124 + (-5360.761 - -5715.124)/1.500 \times (6.038 - 5.800) \\ &= -5659.017 \text{ kN}\end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5850.3	2355.6	5659.0	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 5659.017 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5659.017 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 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

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6258.098 + 5770.078) \\ &= 9021.132 \text{ kN} \geq V_u (= 5659.017 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

② 우측 지점부 : UL-01(부재 11)

$$\begin{aligned}- \quad d &= 2.356 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 1.463 \text{ m}) \\ - \quad V_u &= 5496.789 \text{ kN}\end{aligned}$$

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

$V_{ui} = 5198.533 \text{ kN}$ (I단), $V_{uj} = 5552.897 \text{ kN}$ (J단)

검토위치(L_c) = 8.963 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned}V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 5198.533 + (5552.897 - 5198.533)/1.500 \times (8.963 - 7.700) \\ &= 5496.789 \text{ kN}\end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5850.3	2355.6	5496.8	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 3000.00 \times 2355.62 \\ &= 21637.794 \text{ kN} \geq V_u (= 5496.789 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2355.62 = 4327.559 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5496.789 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

★ 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

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (6258.098 + 5770.078) \\ &= 9021.132 \text{ kN} \geq V_u (= 5496.789 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

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	10749.2

* 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 mm² (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 ($d = 1978.02 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 1978.02 = 3633.863 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10749.207 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (10749.207 - 3633.863) \times 200.00 / (300 \times 1978.02 \times \Phi) \times 1000 = 3197.508 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 1978.02 / 200.00 \times 1000 = 3400.224 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 1978.02 \times 1000 = 19380.604 \text{ kN} \geq 3400.224 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (4845.151 + 3400.224) = 6184.032 \text{ kN} < 10749.207 \text{ kN} \quad \therefore \text{N.G}\end{aligned}$$

- 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

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

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	4245.8	5314.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 7590.051 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33323.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 4.390]

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

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

★ 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

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

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

$$\geq M_u (= 4245.751 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 4.264]$$

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

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 2212.26 = 4064.190 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5314.819 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (5314.819 - 4064.190) \times 200.00 / (300 \times 2212.26 \times \Phi) \times 1000 = 502.503 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (D19-4.0 \text{ EA, C.T.C } 200 \text{ mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 2212.26 / 200.00 \times 1000 = 3802.883 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 2212.26 \times 1000 = 21675.678 \text{ kN} \geq 3802.883 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (5418.919 + 3802.883) = 6916.352 \text{ kN} \geq 5314.819 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3161.895 \times 1000000 / [33323.900 \times (2212.265 - 513.919/3)] \\ &= 46.490 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 33323.900/3000.0 + 7 \times 33323.900/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 3000.0 \times 2212.3)/(7 \times 33323.900)]} \\ &= 513.919 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 33323.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 144.1 mm}) \\ \text{1단 : D29 - 29.0 EA} & \quad (= 18629.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 29.0 EA} & \quad (= 14694.3 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.49) - 2.5 \times 85.50 = 1480.17 \text{ mm} \\ &300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 46.49) = 1355.14 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 1355.14 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 3000.00 / 29.00 \text{ Ea} = 103.45 \leq S_a (= 1355.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	10627.8

★ 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

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

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

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

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 3000.00 \times 1978.02 = 3633.863 \text{ kN} \\ &< V_u (= 10627.817 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v_req} &= (10627.817 - 3633.863) \times 200.00 / (300 \times 1978.02 \times \Phi) \times 1000 = 3142.958 \text{ mm}^2 \\ A_{v_min} &= 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 3000.0 \times 200.0 / 300.0 = 700.000 \text{ mm}^2 \quad (\geq 0.35b_s/f_y) \\ A_{v_use} &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{D19-4.0 EA, C.T.C 200 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족} \\ V_s &= 1146.000 \times 300.0 \times 1978.02 / 200.00 \times 1000 = 3400.224 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{s_Max} &= 2\sqrt{24.0} / 3 \times 3000.00 \times 1978.02 \times 1000 = 19380.604 \text{ kN} \geq 3400.224 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ s &= 200.000 \leq 600.000 \text{ (d/2, 600 mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi V_n &= 0.75 \times (4845.151 + 3400.224) = 6184.032 \text{ kN} < 10627.817 \text{ kN} \quad \therefore \text{N.G}\end{aligned}$$

- 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	-13608.405	-19032.184	2092.483	3415.079	-627.960	0.00019	축력최대
UL003	-13608.405	-14367.090	3711.512	3917.205	-908.316	0.00142	모멘트최대
UE018	-9421.204	-10188.154	3100.417	3116.921	-741.440	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	19032.184	3415.080	2.511	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	43295.598	14367.090	3917.210	3.014	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	41427.855	10188.154	3116.920	4.066	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	19032.184	3415.080	179.437

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 19032.184 \times 0.00019 / (-627.960 \times 10.607)$$

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

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 26.647 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=2092.483$, $M_2=3415.079$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.613$$

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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, \quad e = M_u / P_u = 179.437 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 2041.164 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1734.989 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 3215771.490 = 65601.738 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 9449.838 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 38.622 \text{ kN} \\ P_n &= 65601.738 + 9449.838 - 38.622 = 75012.954 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 15.028 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13460.206 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 179.438)| &= 0.0013 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 2041.164 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1734.989 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 2041.16) / 2041.16 = 0.0001 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 75012.954 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 19032.184 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.179 = 8574.200 \text{ kN.m} \geq M_u = 3415.080 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 19, UL003)

㉠ 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	14367.090	3917.210	272.652

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 14367.090 \times 0.00142 / (-908.316 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 22.630 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3711.512$, $M_2=3917.205$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.947$$

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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 272.652 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1831.724 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1556.966 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2876399.468 = 58678.549 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8501.502 \text{ kN}, \sum T_{si} = 571.440 \text{ kN} \\ P_n &= 58678.549 + 8501.502 - 571.440 = 66608.612 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 23.223 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 18160.393 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 272.643)| &= 0.0083 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1831.724 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1556.966 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1831.72) / 1831.72 = 0.0004 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 66608.612 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 66608.612 = 43295.598 \text{ kN} \geq P_u = 14367.090 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.273 = 11804.614 \text{ kN.m} \geq M_u = 3917.210 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

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	10188.154	3116.920	305.936

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 10188.154 \times 0.00128 / (-741.440 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 22.064 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3100.417$, $M_2=3116.921$)

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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 305.936 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1765.389 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1500.581 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2762175.102 = 56348.372 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8254.489 \text{ kN}, \sum T_{si} = 867.700 \text{ kN} \\ P_n &= 56348.372 + 8254.489 - 867.700 = 63735.162 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 25.956 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19498.294 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 305.927)| &= 0.0089 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

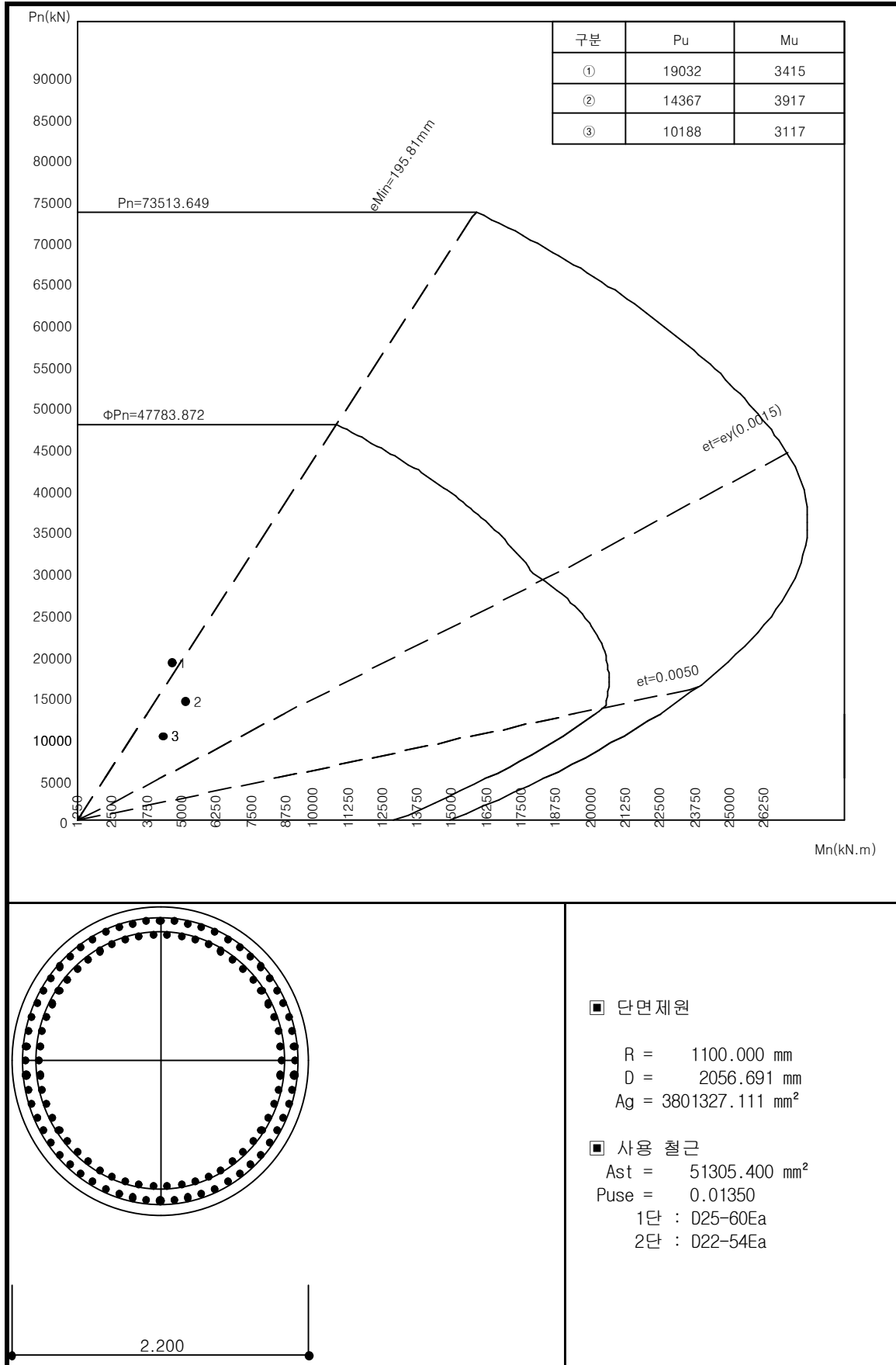
㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1765.389 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1500.581 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1765.39) / 1765.39 = 0.0006 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 63735.162 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 63735.162 = 41427.855 \text{ kN} \geq P_u = 10188.154 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.306 = 12674.260 \text{ kN.m} \geq M_u = 3116.920 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

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	-13608.405	-19032.999	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-13085.005	-13085.005	1944.353	6890.485	589.928	0.00847	모멘트최대
UEB10	-9944.604	-9944.603	1944.353	6890.485	589.928	0.00847	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	19032.999	0.000	2.511	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	30793.766	13085.005	6890.490	2.353	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	25892.300	9944.603	6890.490	2.604	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	19032.999	0.000	0.000

㉞ 철근비 검토

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

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

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

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

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

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

$$\Phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 19032.999 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

② 모멘트최대 : (부재 19, ULB03)

㉠ 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	13085.005	6890.490	526.594

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 13085.005 \times 0.00847 / (589.928 \times 10.607)$$

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

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 30.614 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1944.353$, $M_2=6890.485$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.282$$

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

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 526.594 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1427.477 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1213.356 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2149689.300 = 43853.662 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6963.204 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3441.841 \text{ kN} \\ P_n &= 43853.662 + 6963.204 - 3441.841 = 47375.025 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 40.626 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24947.243 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 526.591)| &= 0.0038 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1427.477 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1213.356 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1427.48) / 1427.48 = 0.0014 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 47375.025 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 47375.025 = 30793.766 \text{ kN} \geq P_u = 13085.005 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.527 = 16215.824 \text{ kN.m} \geq M_u = 6890.490 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

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)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	9944.603	6890.490	692.887

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 9944.603 \times 0.00847 / (589.928 \times 10.607)$$

$$= 0.013 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.607 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 8.500 / 0.550$$

$$= 15.455 \leq 30.614 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1944.353$, $M_2=6890.485$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.282$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.500 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 692.887 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1243.202 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1056.722 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 1805545.800 = 36833.134 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 6313.995 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5205.906 \text{ kN} \\ P_n &= 36833.134 + 6313.995 - 5205.906 = 37941.223 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 49.035 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26288.939 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 692.886)| &= 0.0015 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

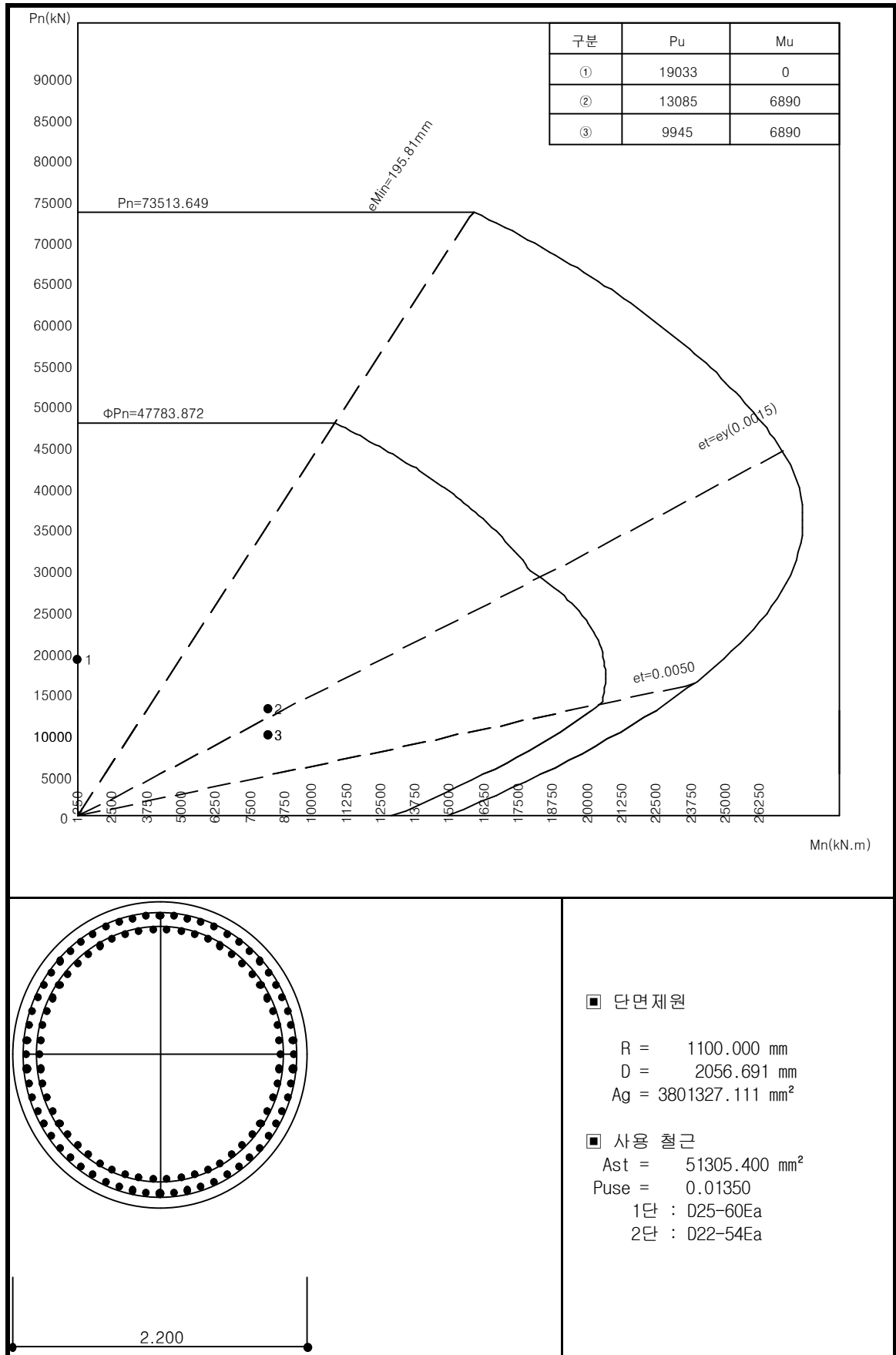
㉗ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1243.202 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1056.722 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1243.20) / 1243.20 = 0.0021 \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi &= 0.68 \text{ 를 적용한다.} \\ \phi &= 0.650 + (0.0021 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.682 \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 37941.223 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.68 \times 37941.223 = 25892.300 \text{ kN} \geq P_u = 9944.603 \text{ kN} \therefore 0.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.693 = 17940.448 \text{ kN.m} \geq M_u = 6890.490 \text{ kN.m} \therefore 0.K \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-19032.999	0.000	3415.080	3415.080	축력최대
UL10	-13085.005	6890.490	3185.290	7591.108	모멘트최대
UE10	-9944.603	6890.490	2686.330	7395.622	편심최대
UL03	-13608.405	954.300	3917.210	4031.777	모멘트최대
UE18	-9421.203	880.890	3116.920	3239.006	편심최대

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

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

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	47783.873	19032.184	3415.080	2.511	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	29892.453	13812.469	7591.108	2.164	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	26002.968	10738.694	7395.622	2.421	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	42842.630	14367.090	4031.777	2.982	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	40766.009	10188.154	3239.006	4.001	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)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2056.691	19032.184	3415.080	179.437

㉞ 철근비 검토

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

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

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

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

㉞ 평형하중 산정

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

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

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

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

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 179.437 \text{ mm})$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2041.164 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1734.989 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3215771.490 = 65601.738 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9449.838 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 38.622 \text{ kN}$

$P_n = 65601.738 + 9449.838 - 38.622 = 75012.954 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 15.028 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13460.206 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=179.438)| = 0.0013 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

$c = 2041.164 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1734.989 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 2041.16) / 2041.16 = 0.0001$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 75012.954 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 19032.184 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.179 = 8574.200 \text{ kN.m} \geq M_u = 3415.080 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 19, UL010)

【 기동 : 하부 , 2/5 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=24.810^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	13812.469	7591.108	549.584

㉡ 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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 549.584 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1400.567 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1190.482 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2099581.416 = 42831.461 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6894.581 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3737.653 \text{ kN}$

$P_n = 42831.461 + 6894.581 - 3737.653 = 45988.389 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 41.839 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25274.443 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 549.583)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1400.567 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1190.482 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1400.57) / 1400.57 = 0.0015$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 45988.389 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 45988.389 = 29892.453 \text{ kN} \geq P_u = 13812.469 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.550 = 16428.406 \text{ kN.m} \geq M_u = 7591.108 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 편심최대 : (부재 19, UE010)

【 기동 : 하부 , 3/5 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=21.299^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10738.694	7395.622	688.689

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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 688.689 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1247.616 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1060.473 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1813792.971 = 37001.377 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6331.324 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5172.032 \text{ kN}$

$P_n = 37001.377 + 6331.324 - 5172.032 = 38160.669 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 48.831 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26280.898 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 688.691)| = 0.0016 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1247.616 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1060.473 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1247.62) / 1247.62 = 0.0020$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 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

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 38160.669 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.68 \times 38160.669 = 26002.968 \text{ kN} \geq P_u = 10738.694 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.689 = 17907.962 \text{ kN.m} \geq M_u = 7395.622 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

④ 모멘트최대 : (부재 19, UL003)

【 기동 : 하부 , 4/5 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=76.308^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	14367.090	4031.777	280.626

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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 280.626 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1815.602 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1543.261 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2848887.989 = 58117.315 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8433.674 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 639.250 \text{ kN}$

$P_n = 58117.315 + 8433.674 - 639.250 = 65911.739 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 23.882 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 18496.911 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=280.632)| = 0.0057 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1815.602 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1543.261 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1815.60) / 1815.60 = 0.0005$

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

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 65911.739 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 65911.739 = 42842.630 \text{ kN} \geq P_u = 14367.090 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.281 = 12022.749 \text{ kN.m} \geq M_u = 4031.777 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

⑤ 편심최대 : (부재 19, UE018)

【 기동 : 하부 , 5/5 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=74.219^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10188.154	3239.006	317.919

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 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 317.919 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1742.794 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1481.375 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2722678.933 = 55542.650 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8159.536 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 985.249 \text{ kN}$

$P_n = 55542.650 + 8159.536 - 985.249 = 62716.937 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 26.899 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19938.955 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 317.920)| = 0.0010 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1742.794 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1481.375 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1742.79) / 1742.79 = 0.0006$

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

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 62716.937 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 62716.937 = 40766.009 \text{ kN} \geq P_u = 10188.154 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.318 = 12960.280 \text{ kN.m} \geq M_u = 3239.006 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

4) PM 상관도

