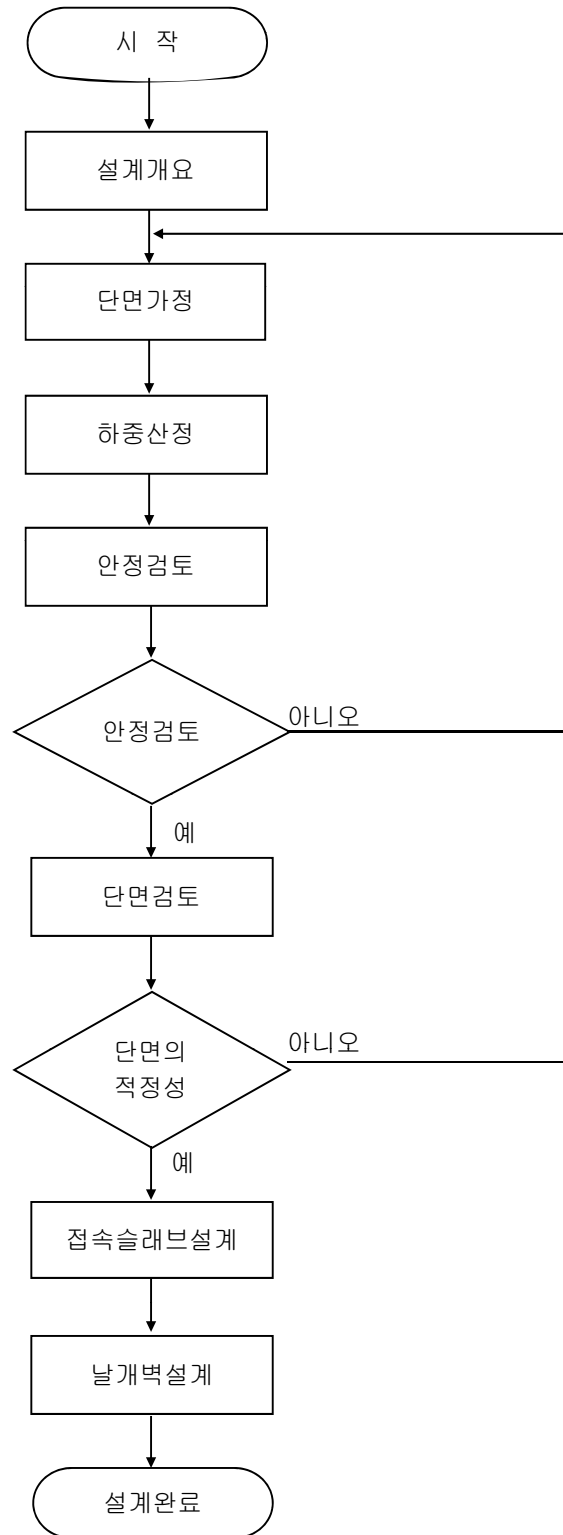


A2 구조계산서



■ 설계단계 흐름도



목 차

■ 해 석 결 과 요 약

- 말뚝 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산

- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒤편 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토

- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계

- 1) 흙벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토

- 1.1 흙벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계

- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계

- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토

- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산

- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

결과 요약

말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	872.709	0.K
	허용인발력(kN/EA)	205.1	-	0.K
	휨응력(MPa)	140	125.167	0.K
	전단응력(MPa)	80	15.107	0.K
	수평변위(mm)	15	9.912	0.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1147.194	0.K
	허용인발력(kN/EA)	307.65	-46.423	0.K
	휨응력(MPa)	210	146.242	0.K
	전단응력(MPa)	120	25.098	0.K
	수평변위(mm)	15	9.279	0.K

단면 휨 설계

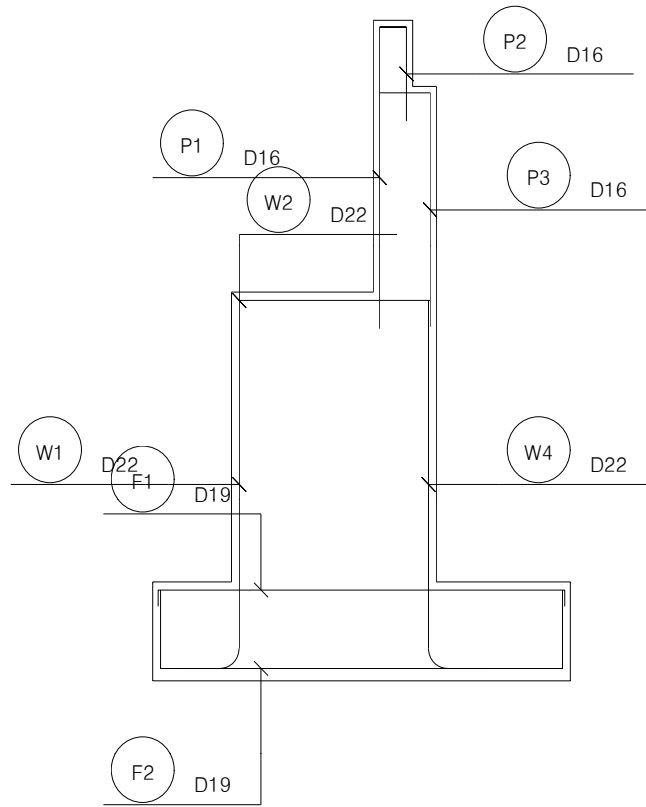
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
		H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1200	150	1063.03	2292	282.508	603.833	2.137	0.K
후면저판		1200	100	1021.01	2292	284.439	633.056	2.226	0.K
벽체 : H=7.352		2600	100	1802.24	3096.8	1142.839	1956.228	1.712	0.K
홍벽		800	80	1089.34	1588.8	197.778	286.971	1.451	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1348.24	3096.8	182.245	408.448	2.241	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	4383.44	5139.2	567.572	658.147	1.16	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	1108.04	3096.8	150.275	408.448	2.718	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	1564.96	3096.8	210.903	408.448	1.937	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1239.99	3096.8	167.864	408.448	2.433	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	2852.86	4053.6	377.578	527.371	1.397	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	1435.88	3096.8	193.855	408.448	2.107	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	2725.27	3096.8	361.344	408.448	1.13	0.K

사용성 검토

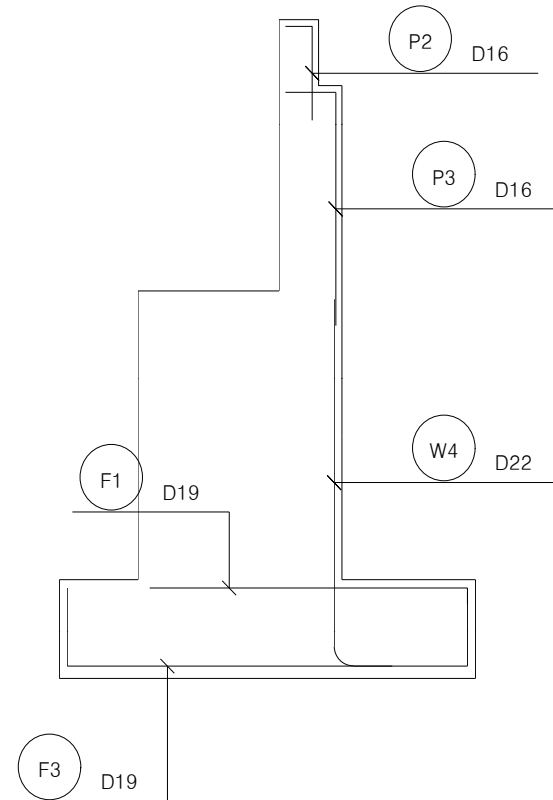
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		82.644	150	125	601.637	0.K
후면저판		59.056	150	125	1066.791	0.K
벽체 : H=7.352		60.371	150	125	1043.548	0.K
홍벽		107.469	150	125	552.772	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	69.833	150	125	902.15	0.K
	A(T=620 mm)	133.892	150	125	424.413	0.K
	B(T=620 mm)	57.583	150	125	1094.071	0.K
	C(T=620 mm)	80.815	150	125	779.561	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	64.323	150	125	979.438	0.K
	A(T=620 mm)	111.742	150	125	535.999	0.K
	B(T=620 mm)	74.282	150	125	848.12	0.K
	C(T=620 mm)	138.461	150	125	396.251	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

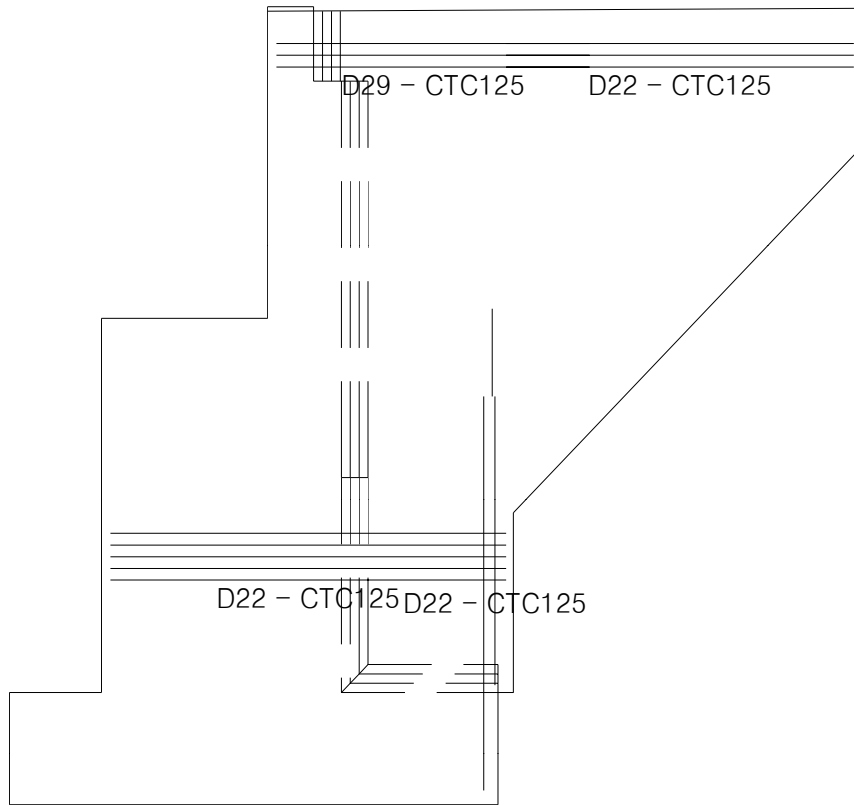


- ② Cycle (CTC = 250)

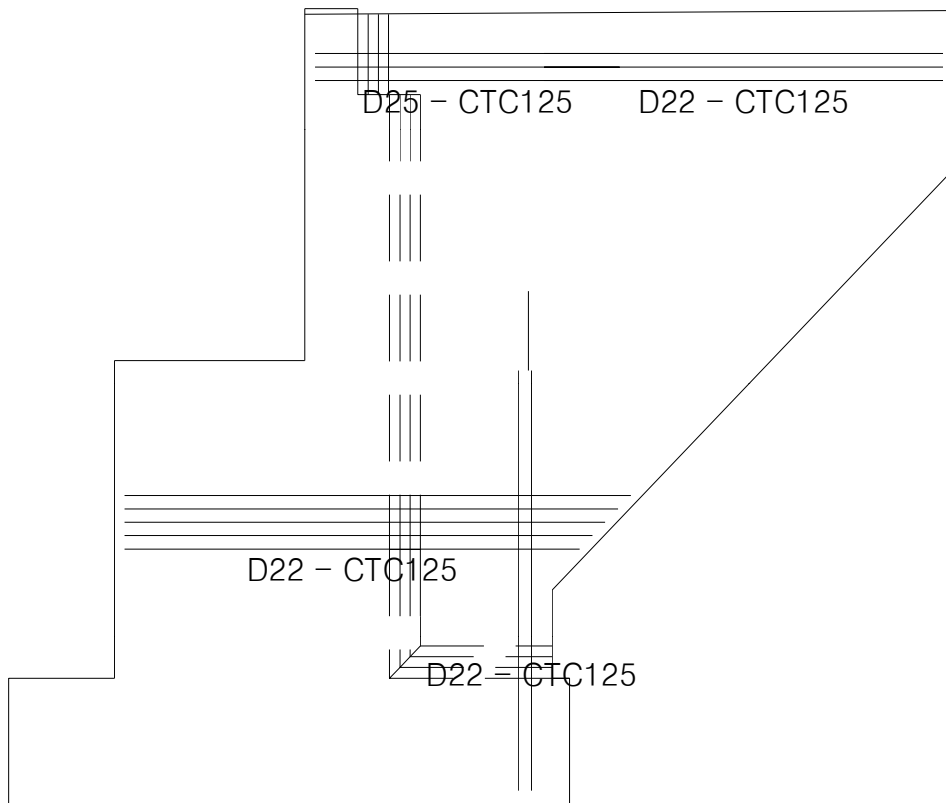


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 25.546 M
(5) 교 대 총높이	: H = 8.552 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 74.700 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒤틀음재의 단위중량	: $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$	
(4) 과 재 하 중	: $q_l = 10.000 \text{ kN/m}$	
(5) 상부 고정하중 반력	: $R_d = 495.935 \text{ kN/m}$	
(6) 상부 활하중 반력	: $R_l = 113.986 \text{ kN/m}$	
(7) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.150$	

3) 지 반 조 건

(1) 뒤틀음재의 내부마찰각	: $\phi_1 = 35.000^\circ$	
(2) 기초지반의 N치	: $N = 5.000$	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 23.660^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$	
(4) 기초지반의 점착력	: $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$	
(5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.282$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$	: 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$; 위험도계수 $\times$ 지진구역계수	
- 내진 등급	: I 등급	- 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	: I 구역	- 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: $f_{ck} = 24.000 \text{ MPa}$	
- 탄성계수	: $E_c = 26986.000 \text{ MPa}$	[도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: $f_y = 300.000 \text{ MPa}$	
- 탄성계수	: $E_s = 200000.000 \text{ MPa}$	[도로교 설계기준 2.3.3]

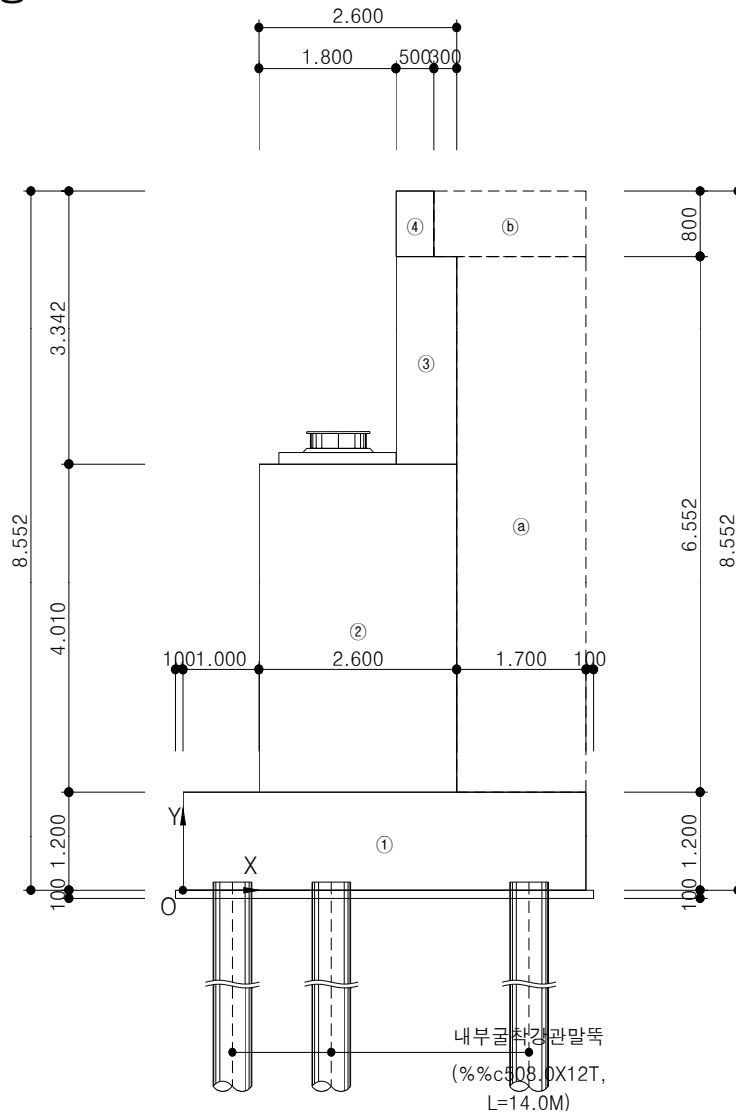
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

- | | |
|-----------------|-------------------|
| (1) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2007) |
| (2) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2010) |
| (3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2000) |
| (4) 도로설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표

(단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
고정하중	1464.937	1427.676	1381.133	1366.690	1365.011	1362.146	1377.140
활하중	352.451	377.176	363.809	336.563	328.299	344.744	336.886
구 분	8	9	계				
고정하중	1422.660	1501.541	12668.934				
활하중	280.941	190.973	2911.842				

※ 지진하중 집계표

(단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
교축방향	242.010	242.230	242.370	242.500	242.620	242.740	242.860
직각방향	216.920	217.350	217.510	217.580	217.620	217.640	217.630
구 분	8	9	계				
교축방향	242.990	243.230	2183.550				
직각방향	217.560	217.670	1957.480				

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)	단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m ³	kN/m ³	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.200 = 6.360	25.000	159.000	12.243
	②	2.600 × 4.010 = 10.426	25.000	260.651	20.070
	③	0.800 × 2.542 = 2.033	25.000	50.833	3.914
	④	0.500 × 0.800 = 0.400	25.000	10.000	0.770
	소 계	= 19.219		480.484	36.997
뒷채움재	㉠	1.700 × 6.552 = 11.138	20.000	222.756	17.152
	㉡	2.000 × 0.800 = 1.600	20.000	32.000	2.464
	소 계	= 12.738		254.756	19.616
총 계				735.240	56.613

註) 수평력(지진시 관성력) $H_i = K_h \times V_i$ ($K_h = A/2 = 0.077$)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.600	421.350	7.346
	②	2.300	3.205	599.498	64.325
	③	3.200	6.481	162.664	25.367
	④	3.050	8.152	30.500	6.277
	소 계			1214.012	103.314
뒷채움재	㉠	4.450	4.476	991.264	76.770
	㉡	4.300	8.152	137.600	20.086
	소 계			1128.864	96.856
총 계				2342.876	200.170

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 1214.012 / 480.484 = 2.527$ m
 $Y = 103.314 / 36.997 = 2.792$ m
- 뒷채움재 : $X = 1128.864 / 254.756 = 4.431$ m
 $Y = 96.856 / 19.616 = 4.938$ m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \theta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

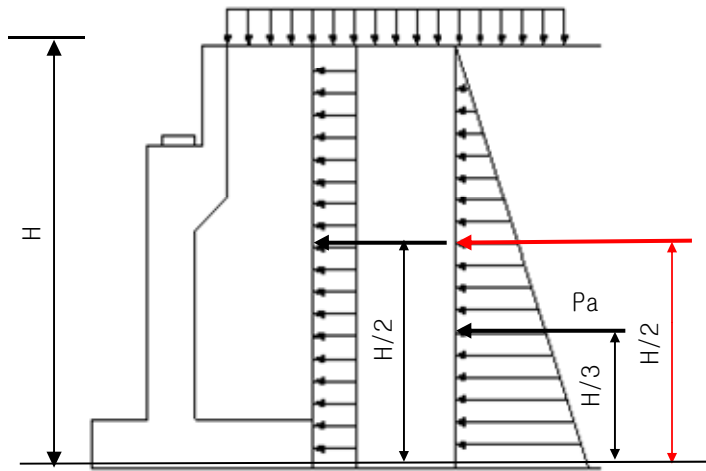
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

$\theta = \tan^{-1}[Kh/(1-K_v)]$, $K_v = 0$

kh = 수평지진계수 = $A/2$ (변위를 허용한 교대), $A=0.154$

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
K_a, K_{ae}	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.552 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.552^2 \times \cos(0.000) \\ &= 198.184 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.851 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 (H = 8.552 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 8.552^2 \times \cos(0.000) \\ &= 229.630 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.276 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.352 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 7.352^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 132.855 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.451 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 (H = 7.352 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 7.352^2 \times \cos(0.000 + 0.000) \\ &= 169.707 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.676 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 12668.934 \div (24.640 / \sin 74.700) = 495.935 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2911.842 \div (24.640 / \sin 74.700) = 113.986 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$$\begin{aligned}\delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3 \\ &= 0.012575 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{교량받침의 개수} : N = 9 \text{ EA}$$

$$\text{교대의 폭원} : B = 25.546 \text{ m}$$

$$\text{탄성받침의 전단탄성계수} : kH = 2875.800 \text{ kN/m}$$

- 단위폭당 작용 수평력

$$\begin{aligned}Ph &= kH \times \delta \times N / B \\ &= 2875.800 \times 0.012575 \times 9 / 25.546 \\ &= 12.741 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$$F_m = F_{m1} + F_{m2}$$

$$F_{m1} = H_1 \times \cos \theta$$

$$F_{m2} = H_2 \times \sin \theta \quad (H_2 \leq kH \times \delta \text{ 일때})$$

$$\sum (kH \times \delta) \times \sin \theta \quad (H_2 > kH \times \delta \text{ 일때})$$

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8
δ (m)	0.08649	0.08657	0.08663	0.08668	0.08673	0.08677	0.08682	0.08687	0.08696

$$\begin{aligned}F_m &= 76.627 \times \cos 74.7 + 85.477 \times \sin 74.7 \\ &= 102.667 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$H_1 = 1957.480 \div (24.640 / \sin 74.7) = 76.627 \text{ kN/m} : \text{직각방향 수평력}$$

$$H_2 = 2183.550 \div (24.640 / \sin 74.7) = 85.477 \text{ kN/m} : \text{교축방향 수평력}$$

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$$R \times k_h \times \sin \theta \rightarrow H_2 \quad (\text{교축방향 수평력})$$

$$R \times k_h \times \cos \theta \rightarrow H_1 \quad (\text{직각방향 수평력})$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.552 m)

$$\begin{aligned}Pa_1 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 8.552 \times \cos 0.000 \\ &= 23.175 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.276 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 (H = 7.352 m)

$$\begin{aligned}Pa_2 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 7.352 \times \cos 11.667 \\ &= 18.071 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.676 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
1. 교대구체(평상시)	480.484	-	2.527	2.792	1214.012	-
2. 교대구체(지진시)	480.484	36.997	2.527	2.792	1214.012	103.314
3. 뒤택움재(평상시)	254.756	-	4.431	4.938	1128.864	-
4. 뒤택움재(지진시)	254.756	19.616	4.431	4.938	1128.864	96.855
5. 배면토압(평상시)	-	198.184	-	2.851	-	564.933
6. 배면토압(지진시)	-	229.630	-	4.276	-	981.857
7. 뒤택움 상재하중	20.000	23.175	4.300	4.276	86.000	99.092
8. 상부 고정하중반력	495.935	-	2.042	-	1012.699	-
9. 상부 활하중반력	113.986	-	2.042	-	232.759	-
10. 교량받침마찰력	-	12.741	-	5.610	-	71.477
11. 상부관성력	-	102.667	-	5.610	-	575.964

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	755.240	221.359	2428.876	664.025
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	735.240	198.184	2342.876	564.933
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.876	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1365.161	234.100	3674.334	735.502
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1231.175	210.925	3355.575	636.410
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+11)	1231.175	388.910	3355.575	1757.990

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum M_r - \sum M_o$$

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.383) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	17.000	11.050	-
2 열	1.950	17.000	33.150	-
3 열	4.550	17.000	77.350	-
계	-	51.000	121.550	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)	19293.361	5654.837	0.047	906.788
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	18782.441	5062.808	-0.035	-657.385
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)	34874.403	5980.319	0.231	8055.987
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	31451.597	5388.290	0.175	5504.029
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 25.546 m)을 고려한 결과값임.

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 203371.333 \times 51 / (25.546 \times 5.300) = 76607.083 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 25.546 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 51 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

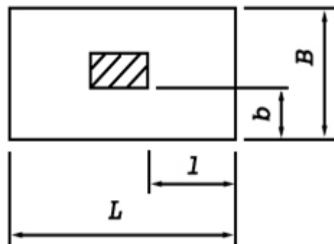
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 76607.083) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.265 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 1.700) = 1.700$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

$$b \geq B/2 \text{이면 } b = B/2 = 2.650, \text{ 뒷규기준으로 검토}$$

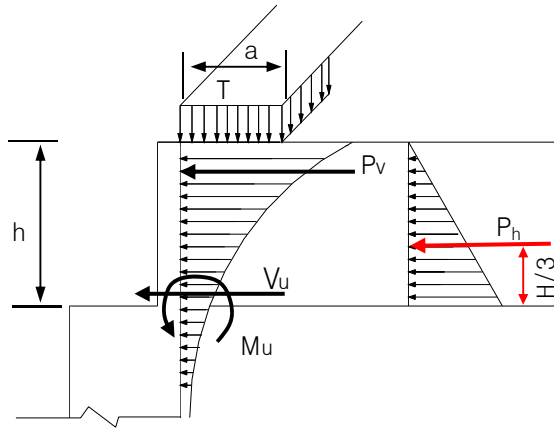


$$\beta \lambda = 0.265 \times 1.700 = 0.450 \leq 1.0, \therefore O.K$$

5. 단 면 설 계

1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.342 - 0.36) &= 85.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.342^2 \times \cos 11.667^\circ &= 27.449 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.342 \times 27.449 &= 30.575 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 27.449 &= 95.563 \text{ kN} \\ M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 85.765 + 1.70 \times 30.575 &= 197.778 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$\begin{aligned} p_1 &= 2.542 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 &= 3.914 \text{ kN} \\ p_2 &= 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 &= 0.770 \text{ kN} \\ P_w &= 3.914 + 0.770 &= 4.684 \text{ kN} \\ M_w &= 3.914 \times 2.542/2 + 0.770 \times (2.542 + 0.800/2) &= 7.239 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 3.342^2 \times \cos 0.000^\circ &= 35.063 \text{ kN} \\ M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 3.342 \times 35.063 &= 58.583 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.00 \times P_w + 1.00 \times P_h \\
 &= 1.00 \times 4.684 + 1.00 \times 35.063 &= 39.747 \text{ kN} \\
 M_u &= 1.00 \times M_w + 1.00 \times M_e \\
 &= 1.00 \times 7.239 + 1.00 \times 58.583 &= 65.822 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	95.563	197.778	
지진시	39.747	65.822	
설계단면력	95.563	197.778	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : $H = 7.352 \text{ m}$ 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.754	2.677	-	1.000	24.754	66.263
2. 배면토압(평상시)	132.855	2.451	1.700	-	225.854	553.465
3. 배면토압(지진시)	169.707	3.676	-	1.000	169.707	623.813
4. 뒷채움 상재하중	18.071	3.676	1.700	-	30.721	112.924
5. 교량받침마찰력	12.741	4.410	1.300	-	16.563	73.045
6. 상부관성력	102.667	4.410	-	1.000	102.667	452.764

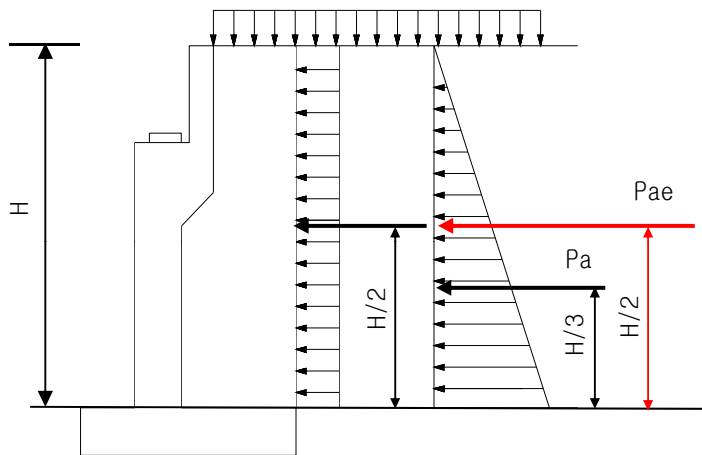
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치($H = 1.200 \text{ m}$)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{4}) = 24.754 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.200) \sim H\textcircled{4} \times (y\textcircled{4} - 1.200)] = 66.263 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 66.263 / 24.754 = 2.677$$



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시($H = 7.352 \text{ m}$)	273.138	739.434	
지진시($H = 7.352 \text{ m}$)	297.128	1142.840	
설계단면력	297.128	1142.839	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
1. 교대구체(평상시)	480.484	-	2.527	2.792	1214.012	-
2. 교대구체(지진시)	480.484	36.997	2.527	2.792	1214.012	103.314
3. 뒹개움재(평상시)	254.756	-	4.431	4.938	1128.864	-
4. 뒹개움재(지진시)	254.756	19.616	4.431	4.938	1128.864	96.855
5. 배면토압(평상시)	-	198.184	-	2.851	-	564.933
6. 배면토압(지진시)	-	229.630	-	4.276	-	981.857
7. 토압의 연직분력	29.618	-	4.733	-	140.192	-
8. 뒹개움 상재하중	20.000	23.175	4.300	4.276	86.000	99.092
9. 상부 고정하중반력	495.935	-	2.042	-	1012.699	-
10. 상부 활하중반력	113.986	-	2.042	-	232.759	-
11. 교량받침마찰력	-	12.741	-	5.610	-	71.477
12. 상부관성력	-	102.667	-	5.610	-	575.964

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1049.163	376.310	3468.965	1128.843
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1006.163	336.913	3284.065	960.386
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.876	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1938.948	392.874	5285.906	1221.763
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1650.878	353.476	4600.574	1053.306
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+10+12)	1231.175	388.910	3355.575	1757.990

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

: 활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 2} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

$$\text{COMB 4} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 5} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 6} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$$

e = 말뚝도심(=2.383) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

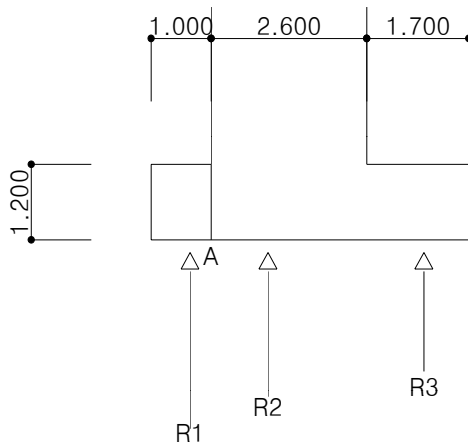
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	26801.908	9613.223	0.153	4100.692
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	25703.430	8606.774	0.074	1902.054
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5+7)	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	49532.366	10036.349	0.287	14215.789
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	42173.332	9029.900	0.235	9910.733
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5+7+9+11)	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(25.546 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞급)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	722.400	574.750	459.260
COMB 2	658.900	542.720	473.250
COMB 3	639.290	436.030	124.240
COMB 4	1296.630	1052.580	741.490
COMB 5	1084.960	891.440	666.770
COMB 6	1147.190	749.320	64.720

- 기초자중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 1.200 \times -0.050 \times 25.000 &= 0.000 &\text{kN} \\ M_a &= 1.200 \times 1.000 \times 25.000 \times 1.000 / 2 &= 15.000 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 0.00 \\ M_a &= R1 \times 0.350 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	168.259	0.000	148.759
COMB 2	0.000	153.469	0.000	133.969
COMB 3	0.000	148.902	0.000	133.902
COMB 4	0.000	302.008	0.000	282.508
COMB 5	0.000	252.706	0.000	233.206
COMB 6	0.000	267.200	0.000	252.200

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

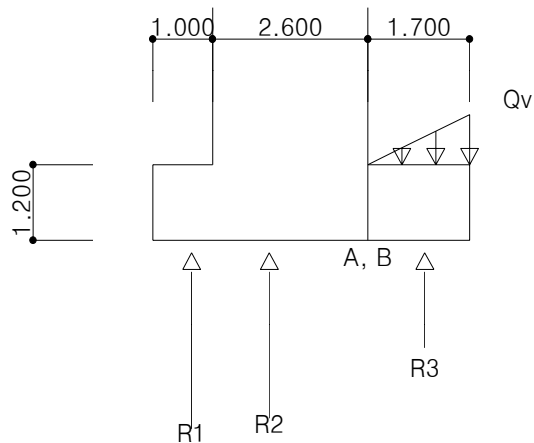
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	578.540	538.780	279.440
COMB 2	528.580	510.140	310.350
COMB 3	563.510	417.090	29.530
COMB 4	1155.010	1017.170	564.460
COMB 5	955.060	858.960	504.390
COMB 6	1058.280	727.090	-46.420

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.200 \times 1.700 \times 25.000 = 51.000 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.200 \times 1.700 \times 25.000 \times 1.700 / 2 = 43.350 \text{ kN.m}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 254.756 \text{ kN} \quad \text{『작용하중 집계표』 참조} &= 254.756 \text{ kN} \\ M_a &= 254.756 \times (4.431 - 3.600) &= 211.743 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 1.700 &= 17.000 \text{ kN} \\ M_a &= 10.000 \times 1.700 \times 1.700 / 2 &= 14.450 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 7.352^2 \times \sin 11.667 \\ &= 29.618 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 29.618 / 1.700 \\ &= 34.845 \text{ kN} \\ V_b &= 34.845 \times 1.700 / 2 &= 29.618 \text{ kN} \\ M_a &= 34.845 \times 1.700 \times 1.700 / 3 &= 33.567 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_3 \\ M_a &= R_3 \times 0.950 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	185.961	176.663	298.422	243.089
COMB 2	206.531	196.205	241.302	192.480
COMB 3	19.652	18.669	286.104	236.424
COMB 4	375.636	356.854	108.748	62.898
COMB 5	335.661	318.878	112.173	69.807
COMB 6	-30.891	-29.347	336.647	284.439

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\begin{aligned} \text{COMB 1} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 2} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 3} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \\ \text{COMB 4} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 5} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 6} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \end{aligned}$$

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1050.00	150.00	282.51	0.00

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1063.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.156]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1063.031 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(1063.031, 1800.000) / bd = 0.00171$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00218$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1050.00 - a/2) = 603.833 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 282.508 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.137]}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 mm² < 1986.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 0.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	284.44	336.65

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1021.013 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.245]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1021.013 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(1021.013, 1800.000) / bd = 0.00164$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00208$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1100.00 - a/2) = 633.056 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 284.439 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.226]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1100.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1100.00 = 718.517 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 336.647 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

$$D16 - CTC 150 = 2648.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 1200.0 \times 1000.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$ < 2648.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1324.0 mm² ∴ 0.K

3) 벽체 : H=7.352

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2600.00	2500.00	100.00	1142.84	297.13

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2500.00 - 53.578) / 53.578 = 0.13698$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1802.242 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.718]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00124$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (2500.00 - a/2) = 1956.228 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1142.839 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.712]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 2500.00 = 1632.993 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 297.128 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &: D19 - CTC 300 \\ &D19 - CTC 300 = 1910.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{필요철근량} &: 0.0015 \times 2600.0 \times 1000.0 = 3900.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2 \\ &(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2) \end{aligned}$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : D19 - CTC 300 = 955.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 홍벽

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	197.78	95.56

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 300.00 = 476640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.365 \text{ mm, } c = 23.365 / \beta_1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1089.339 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.458]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00221$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.365 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (720.00 - a/2) = 286.971 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 197.778 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.451]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 720.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 720.00 = 470.302 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 95.563 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300
D19 - CTC 300 = 1910.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm² < 1910.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ 0.K

7. 사용성 검토

1) 홍벽 설계

① 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.342 - 0.36) &= 85.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.342^2 \times \cos 11.667^\circ &= 27.449 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.342 \times 27.449 &= 30.575 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 27.449 &= 56.213 \text{ kN} \\ M_s &= 85.765 + 30.575 &= 116.340 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 7.352 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.754	2.677	-	1.000	24.754	66.263
2. 배면토압(평상시)	132.855	2.451	1.000	-	132.855	325.568
3. 배면토압(지진시)	169.707	3.676	-	1.000	169.707	623.813
4. 뒷채움 상재하중	18.071	3.676	1.000	-	18.071	66.426
5. 교량받침마찰력	12.741	4.410	1.000	-	12.741	56.188
6. 상부관성력	102.667	4.410	-	1.000	102.667	452.764

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H_{\text{②}} \sim H_{\text{④}}) = 24.754 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H_{\text{②}} \times (y_{\text{②}} - 1.200) \sim H_{\text{④}} \times (y_{\text{④}} - 1.200)] = 66.263 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 66.263 / 24.754 = 2.677$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	163.667	448.182	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	784.858	221.359	2569.069	664.025
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	764.858	198.184	2483.069	564.933
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.877	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1394.779	234.100	3814.527	735.503
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1260.793	210.925	3495.768	636.410
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1231.175	388.910	3355.576	1757.990

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$$

e = 말뚝도심(=2.383) - $\Sigma M / \Sigma V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

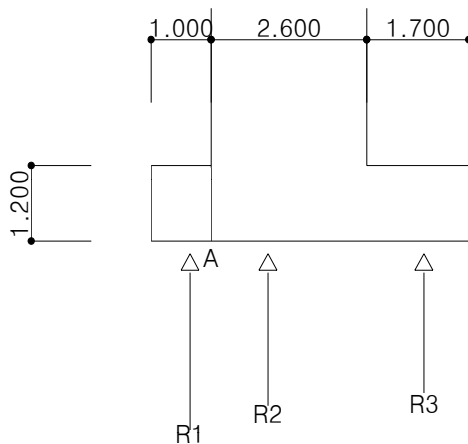
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	20049.982	5654.837	-0.044	-882.199
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	19539.062	5062.808	-0.124	-2422.844
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	35631.024	5980.319	0.176	6271.060
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	32208.218	5388.290	0.115	3703.945
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(25.546 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	475.950	402.710	363.650
COMB 2	437.980	385.710	378.910
COMB 3	639.290	436.030	124.240
COMB 4	872.710	731.040	553.620
COMB 5	765.730	653.950	527.750
COMB 6	1147.190	749.320	64.720

- 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.200 \times -0.050 \times 25.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 1.200 \times 1.000 \times 25.000 \times 1.000 / 2 = 15.000 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = 0.00$$

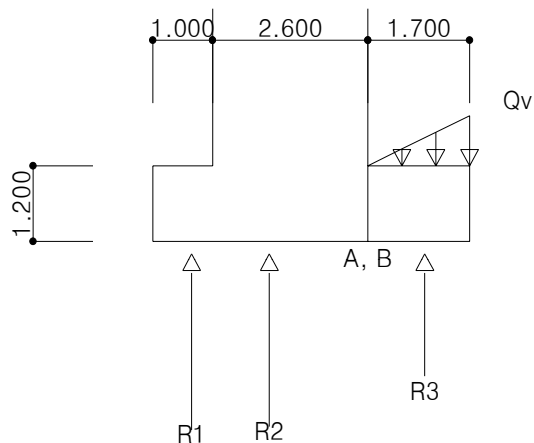
$$M_a = R_1 \times 0.350$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	110.857	0.000	95.857
COMB 2	0.000	102.013	0.000	87.013
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	203.269	0.000	188.269
COMB 5	0.000	178.352	0.000	163.352
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R_1 = R_{u1} \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R_2 = R_{u2} \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

$$R_3 = R_{u3} \times 17\text{본} / 25.546 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	390.020	381.230	256.250
COMB 2	359.780	366.160	281.170
COMB 3	563.510	417.090	29.530
COMB 4	787.960	709.850	447.690
COMB 5	687.860	634.490	430.410
COMB 6	1058.280	727.090	-46.420

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 뒤택움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_3$$

$$M_a = R_3 \times 0.950$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	170.529	162.002	181.845	141.107
COMB 2	187.112	177.757	148.262	110.903
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	297.928	283.032	54.446	20.078
COMB 5	286.428	272.107	48.946	16.553
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 188.269 \times 1000000 / [2292.000 \times (1050.000 - 168.211/3)] \\ = 82.644 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1050.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 168.211 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 19/2 = 140.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 82.64) - 2.5 \times 140.50 = 601.64 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 82.64) = 762.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 601.64 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 601.64 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 후면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 141.107 \times 1000000 / [2292.000 \times (1100.000 - 172.514/3)] \\ = 59.056 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1100.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 172.514 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 59.06) - 2.5 \times 90.50 = 1107.24 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 59.06) = 1066.79 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1066.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1066.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 벽체 : H=7.352

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 448.182 \times 1000000 / [3096.800 \times (2500.000 - 308.259/3)] \\ = 60.371 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 2500.0 / (7 \times 3096.800)} \\ = 308.259 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 60.37) - 2.5 \times 89.00 = 1081.94 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 60.37) = 1043.55 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1043.55 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1043.55 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 흉벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 116.340 \times 1000000 / [1588.800 \times (720.000 - 115.917/3)] \\ = 107.469 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 1588.800 / 1000.0 + 7 \times 1588.800 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0 / (7 \times 1588.800)}$$

$$= 115.917 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 107.47) - 2.5 \times 72.00 = 552.77 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 107.47) = 586.22 \text{ mm}$$

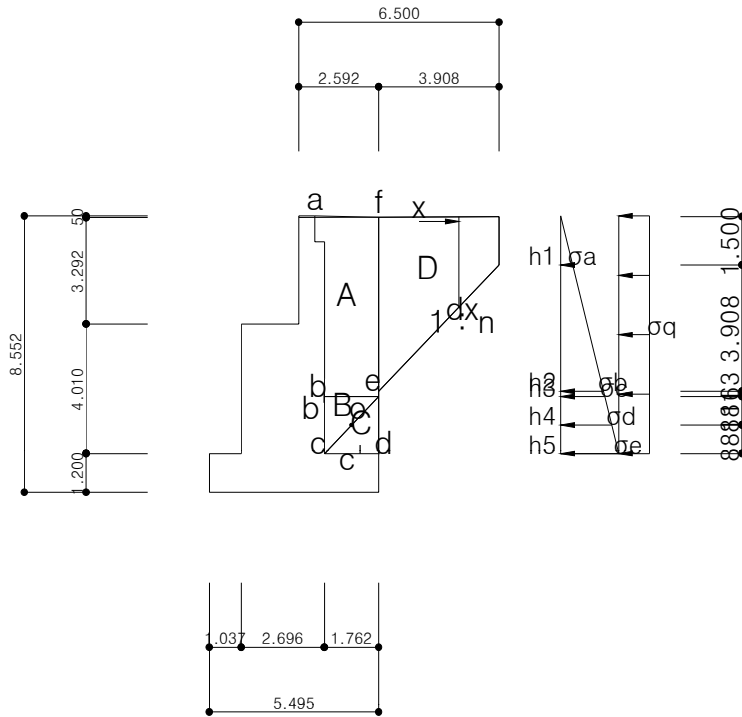
S_a 는 작은 값인 552.77 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 552.77 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

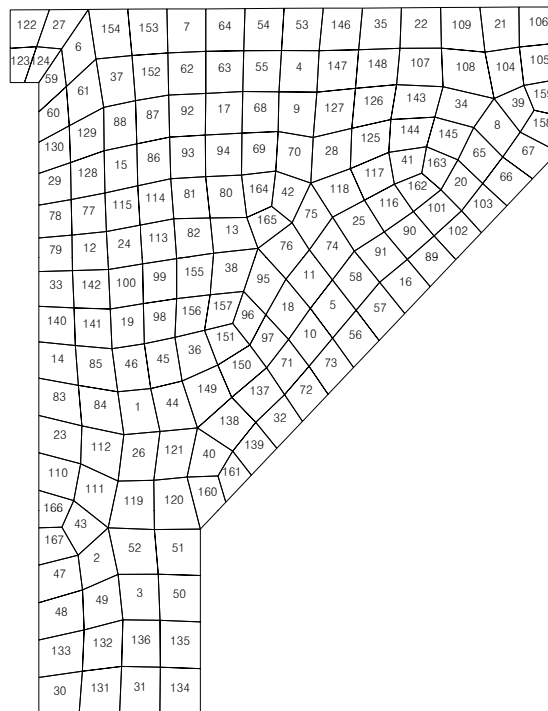


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	182.245	567.572	150.275	210.903
전단력(kN)	142.915	199.805	128.015	136.198

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	107.203	333.866	88.397	124.061
전단력(kN)	84.068	117.532	75.303	80.116

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	182.25	142.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1348.242 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.297]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 182.245 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.241]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 142.915 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	567.57	199.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 300.00 = 1541760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 75.576 \text{ mm, } c = 75.576 / \beta_1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01522$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4383.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.172]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00952$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 75.576 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 658.147 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 567.572 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.160]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 199.805 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	150.28	128.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1108.042 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.795]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 150.275 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.718]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 128.015 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	210.90	136.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1564.962 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.979]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 210.903 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.937]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 136.198 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 107.203 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 69.833 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 69.83) - 2.5 \times 69.00 = 955.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 69.83) = 902.15 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 902.15 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 902.15 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 333.866 \times 1000000 / [5139.200 \times (540.000 - 164.392/3)] \\ = 133.892 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 164.392 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 133.89) - 2.5 \times 65.50 = 424.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 133.89) = 470.53 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 424.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 424.41 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 88.397 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 57.583 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 57.58) - 2.5 \times 69.00 = 1195.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 57.58) = 1094.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1094.07 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1094.07 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 124.061 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ &= 80.815 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ &= 132.860 \text{ mm} \end{aligned}$$

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 80.81) - 2.5 \times 69.00 = 801.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 80.81) = 779.56 \text{ mm}$$

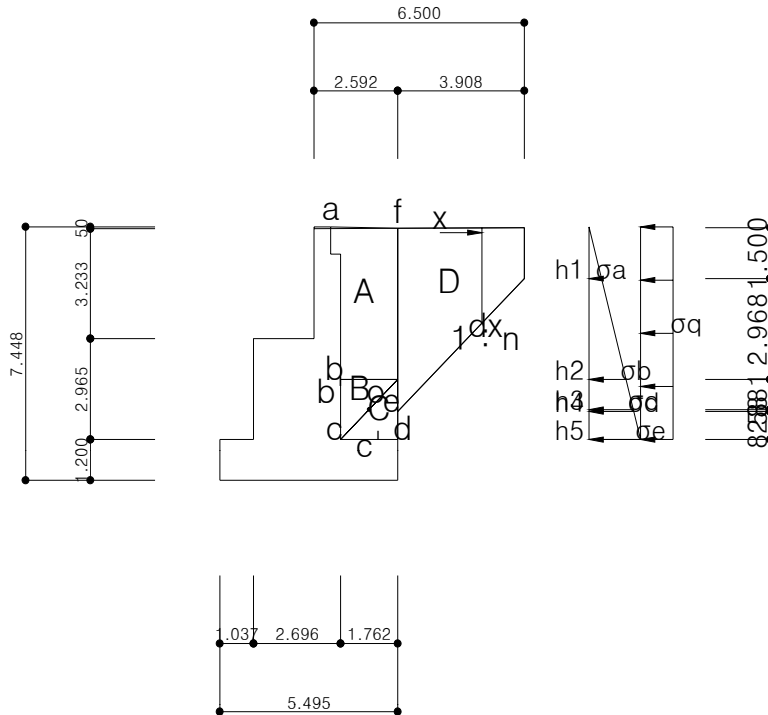
S_a 는 작은 값인 779.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 779.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

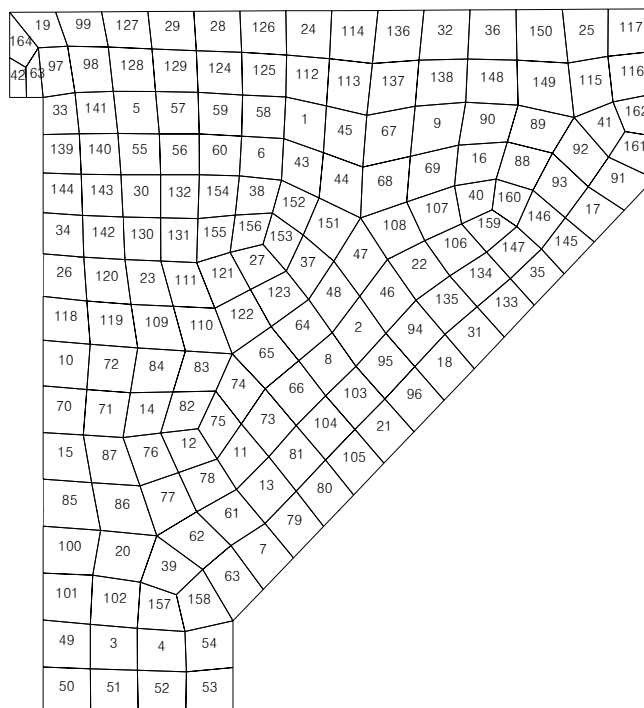


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	167.864	377.578	193.855	361.344
전단력(kN)	87.542	197.019	159.741	214.631

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	98.743	222.105	114.032	212.555
전단력(kN)	51.495	115.893	93.965	126.254

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	167.86	87.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1239.990 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.497]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 167.864 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.433]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 87.542 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	377.58	197.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 300.00 = 1216080.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 59.612 \text{ mm, } c = 59.612 / \beta_1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2852.856 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.421]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00751$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.612 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 527.371 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 377.578 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.397]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 197.019 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	193.86	159.74

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1435.878 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.157]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 193.855 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.107]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 159.741 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	361.34	214.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2725.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.136]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 361.344 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.130]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 214.631 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 98.743 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 64.323 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 64.32) - 2.5 \times 69.00 = 1051.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 64.32) = 979.44 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 979.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 979.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 222.105 \times 1000000 / [4053.600 \times (540.000 - 148.967/3)] \\ = 111.742 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 148.967 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 111.74) - 2.5 \times 67.50 = 536.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 111.74) = 563.80 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 536.00 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 536.00 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 114.032 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 74.282 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.28) - 2.5 \times 69.00 = 887.65 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 74.28) = 848.12 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 848.12 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 848.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 212.555 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)]$$

$$= 138.461 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 3096.800 / 1000.0 + 7 \times 3096.800 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 3096.800)}$$

$$= 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 138.46) - 2.5 \times 69.00 = 396.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 138.46) = 455.00 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 396.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 396.25 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

$$L_p = 0.70 \times 11.894 = 8.326 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.550 = 13.750 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

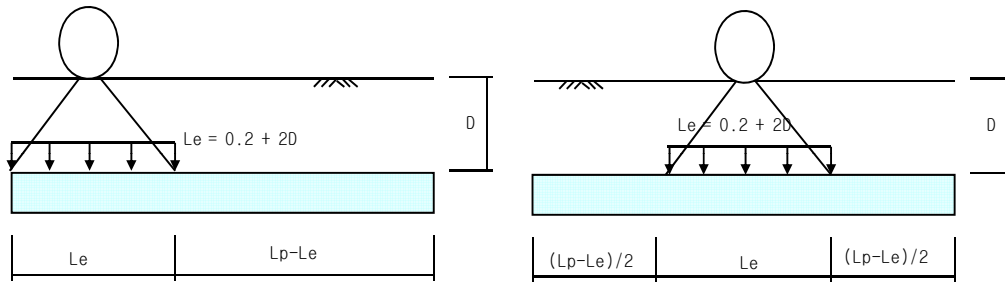
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 13.750 \times 8.326 / 2 = 57.606 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 13.750 \times 8.326^2 / 8 = 119.141 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



$$\begin{aligned} P_s &= 2 \times 96.0 \times (1 + i) / [3 \times (0.2 + 2D)] \\ &= 2 \times 96.0 \times (1 + 0.300) / [3 \times (0.2 + 2 \times 0.000)] \\ &= 416.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_l &= P_s \times L_e - (P_s \times L_e^2 + 2 \times P_s \times L_e \times d) / (2 \times L_p) \\ &= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.450) / (2 \times 8.326) \\ &= 77.704 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= P_s \times L_p / 2 \times L_e / 2 - P_s \times L_e / 2 \times L_e / 4 \\ &= 416.000 \times 8.326 / 2 \times 0.200 / 2 - 416.000 \times 0.200 / 2 \times 0.200 / 4 \\ &= 171.096 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

④ 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l \\ &= 1.30 \times 57.606 + 2.15 \times 77.704 \\ &= 233.431 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l \\ &= 1.30 \times 119.141 + 2.15 \times 171.096 \\ &= 522.740 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	450.00	100.00	522.74	233.43

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (450.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00981$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3678.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.397]

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.01142$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (450.00 - a/2) = 708.042 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 522.740 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.354]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 450.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 450.00 = 311.769 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 233.431 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

$$55/\sqrt{6.090} = 22.29\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 3678.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 3678.7 \times 0.223 = 819.9 \text{ mm}^2 < 2580.7 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times B \times T$$

$$= 0.0020 \times 1000 \times 550 = 1100.0 \text{ mm}^2 < 3871.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 노출면 300mm² 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 1290.3 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 290.237 \times 1000000 / [5139.200 \times (450.000 - 147.523/3)]$$

$$= 140.897 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 5139.200 / 1000.0 + 7 \times 5139.200 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 450.0 / (7 \times 5139.200)}$$

$$= 147.523 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 140.90) - 2.5 \times 85.50 = 345.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 140.90) = 447.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 345.17 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 345.17 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

9.2 접속슬래브 검토(우측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

$$L_p = 0.70 \times 12.194 = 8.536 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.550 = 13.750 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

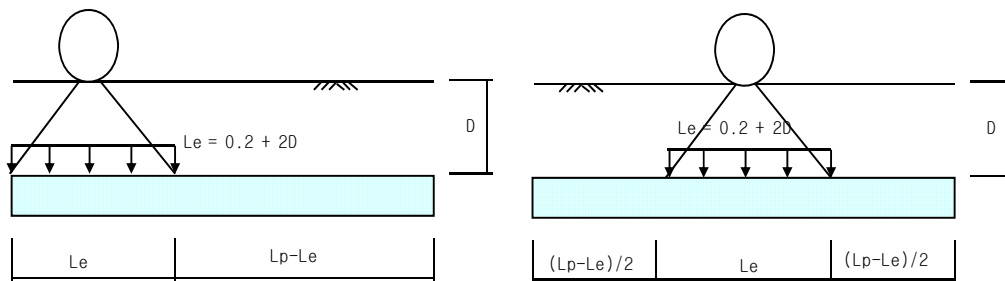
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 13.750 \times 8.536 / 2 - 13.750 \times 0. = 52.496 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 13.750 \times 8.536^2 / 8 = 125.227 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



$$P_s = 2 \times 96.0 \times (1 + i) / [3 \times (0.2 + 2D)]$$

$$= 2 \times 96.0 \times (1 + 0.300) / [3 \times (0.2 + 2 \times 0.000)]$$

$$= 416.000 \text{ kN}$$

$$V_l = P_s \times L_e - (P_s \times L_e^2 + 2 \times P_s \times L_e \times d) / (2 \times L_p)$$

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.450) / (2 \times 8.536)$$

$$= 77.839 \text{ kN.m}$$

$$M_l = P_s \times L_p/2 \times L_e/2 - P_s \times L_e/2 \times L_e/4$$

$$= 416.000 \times 8.536/2 \times 0.200/2 - 416.000 \times 0.200/2 \times 0.200/4$$

$$= 175.464 \text{ kN.m}$$

④ 단면력 산정

$$V_u = 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l$$

$$= 1.30 \times 52.496 + 2.15 \times 77.839$$

$$= 235.599 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l$$

$$= 1.30 \times 125.227 + 2.15 \times 175.464$$

$$= 540.043 \text{ kN/m}$$

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	450.00	100.00	540.04	235.60

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (450.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00981$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3810.947 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.349]

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.01142$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (450.00 - a/2) = 708.042 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 540.043 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 } 1.311]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 450.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 450.00 = 311.769 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 235.599 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

$$55/\sqrt{6.300} = 21.91\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 3810.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 3810.9 \times 0.219 = 835.1 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times B \times T$$

$$= 0.0020 \times 1000 \times 550 = 1100.0 \text{ mm}^2 < 2865.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 노출면 300mm² 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 300.691 \times 1000000 / [5139.200 \times (450.000 - 147.523/3)]$$

$$= 145.972 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 5139.200 / 1000.0 + 7 \times 5139.200 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 450.0 / (7 \times 5139.200)}$$

$$= 147.523 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 100.0 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

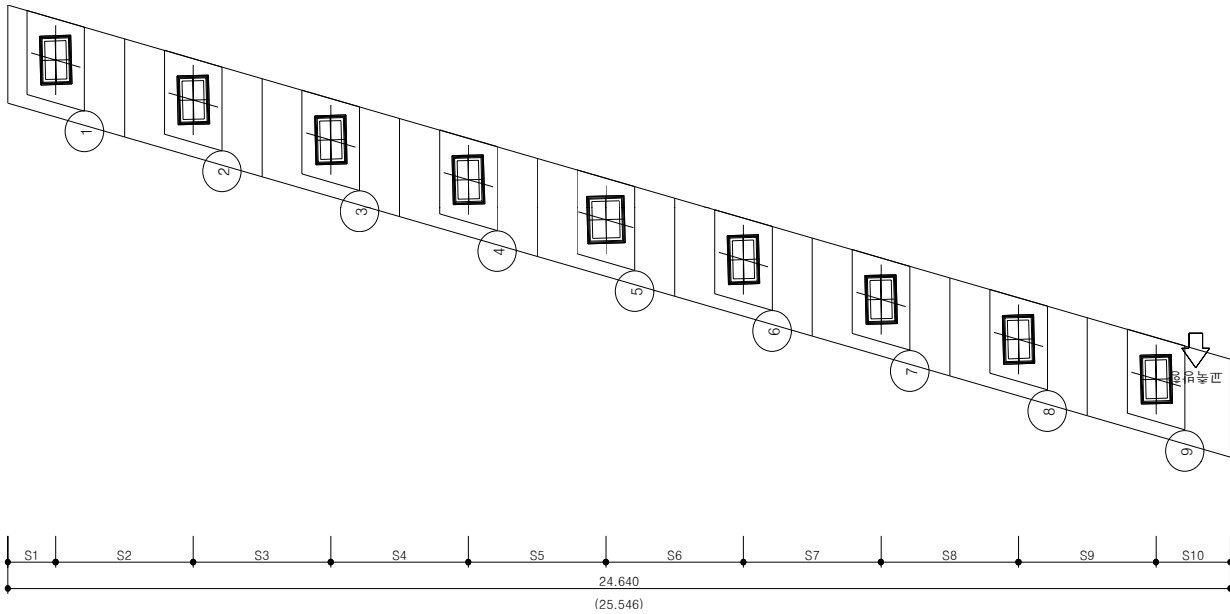
$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 145.97) - 2.5 \times 85.50 = 325.74 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 145.97) = 431.59 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 325.74 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 325.74 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 50.300 = 451.499 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.499	730.000	430.000	630.282	0.K
2	451.499	730.000	430.000	629.282	0.K
3	451.499	730.000	430.000	628.282	0.K
4	451.499	730.000	430.000	627.282	0.K
5	451.499	700.000	550.000	623.204	0.K
6	451.499	730.000	430.000	625.282	0.K
7	451.499	730.000	430.000	624.282	0.K
8	451.499	730.000	430.000	623.282	0.K
9	451.499	730.000	430.000	622.282	0.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 74.7° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.30°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 100.660 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 15.30^2) \\
 &= 433.287 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1866 - 80 - 50 = 1736 \text{ mm} \geq 433 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1904.184	0.K	310.586	302.512	0.K
SHOE 2	2000.000	1861.189	0.K	310.586	302.787	0.K
SHOE 3	2000.000	1783.864	0.K	310.586	302.962	0.K
SHOE 4	2000.000	1741.341	0.K	310.586	303.125	0.K
SHOE 5	2000.000	1719.245	0.K	310.586	303.275	0.K
SHOE 6	2000.000	1728.256	0.K	310.586	303.425	0.K
SHOE 7	2000.000	1771.123	0.K	310.586	303.575	0.K
SHOE 8	2000.000	1853.908	0.K	310.586	303.737	0.K
SHOE 9	2000.000	1949.380	0.K	310.586	304.037	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1904.184	227.453	203.872	1472.000	1694.500	
2	1861.189	227.660	204.276	1471.000	2099.025	
3	1783.864	227.791	204.427	1470.000	2098.025	
4	1741.341	227.914	204.492	1469.000	2097.025	
5	1719.245	228.026	370.850	1588.000	2081.025	
6	1728.256	228.139	204.549	1467.000	2095.025	
7	1771.123	228.252	204.539	1466.000	2094.025	
8	1853.908	228.374	204.474	1465.000	2093.025	
9	1949.380	228.600	204.577	1464.000	2148.350	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3578.306	4369.200	0.K	3825.341	5163.600	0.K
2	3532.083	3574.800	0.K	3843.427	5163.600	0.K
3	3448.270	3574.800	0.K	3741.330	5163.600	0.K
4	3402.105	3574.800	0.K	3685.071	5163.600	0.K
5	3419.406	3574.800	0.K	4764.662	5163.600	0.K
6	3387.510	3574.800	0.K	3668.000	5163.600	0.K
7	3433.557	3574.800	0.K	3725.094	5163.600	0.K
8	3522.684	3574.800	0.K	3835.035	5163.600	0.K
9	3626.085	4369.200	0.K	3963.020	5163.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1516.353	9135.600	0.K	1359.148	9135.600	0.K
2	1517.732	9135.600	0.K	1361.842	9135.600	0.K
3	1518.609	9135.600	0.K	1362.845	9135.600	0.K
4	1519.424	9135.600	0.K	1363.283	9135.600	0.K
5	1520.175	9135.600	0.K	2472.336	9135.600	0.K
6	1520.927	9135.600	0.K	1363.659	9135.600	0.K
7	1521.679	9135.600	0.K	1363.596	9135.600	0.K
8	1522.494	9135.600	0.K	1363.158	9135.600	0.K
9	1523.997	9135.600	0.K	1363.847	9135.600	0.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1949.380 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$\begin{aligned} \delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3 \\ &= 0.012575 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= kh \times \delta : kh \text{ 탄성받침의 전단탄성계수, } \delta \text{ 상부구조의 신축량} \\ &= 2875.800 \times 0.012575 \\ &= 36.163 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Hx1 = 36.163 / 1.15 = 31.446 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 304.038 / 1.33 = 228.600 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 228.600 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$H_{y1} = 0 \text{ kN}$: 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

$H_{y2} = 272.087 / 1.33 = 204.577 \text{ kN}$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 204.577 kN 를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b_{1x} = 730.000 \text{ mm} \quad b_{1y} = 430.000 \text{ mm}$$

$$b_{2x} = 1034.000 \text{ mm} \quad b_{2y} = 1498.700 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b_{2x} = 2068.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3650.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b_{2y} = 2997.400 \text{ mm} > 5 \times b_{1y} = 2150.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As_{x1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 730.000/2068.000) \times 1949.380 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 2102.088 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 430.000/2150.000) \times 1949.380 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 2599.173 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} As_{x2} &= H_x/f_{sa} \\ &= 228.600 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1523.997 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y2} &= H_y/f_{sa} \\ &= 204.577 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1363.847 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 730.000 + 1498.700 = 2228.700 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1034.000 mm 가 $B_{xo}/2 = 1114.350 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y})/2 = 1034.000 + (730.000 + 1498.700)/2 = 2148.350 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 430.000 + 1034.000 = 1464.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$As_y = As_{y1} + As_{y2} = 2599.173 + 1363.847 = 3963.020 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 2148.350 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 26 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 26 = 5163.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축방향

$$As_x = As_{x1} + As_{x2} = 2102.088 + 1523.997 = 3626.085 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1464.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 22 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 22 = 4369.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/fsa = 204.577 \times 10^3 / 150.000 = 1363.847 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

$$As = 198.600 \times 26 + 198.600 \times 20 = 9135.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/fsa = 228.600 \times 10^3 / 150.000 = 1523.997 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

$$As = 198.600 \times 26 + 198.600 \times 20 = 9135.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	13.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0 \text{ MPa}$

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 \text{ m}^4$

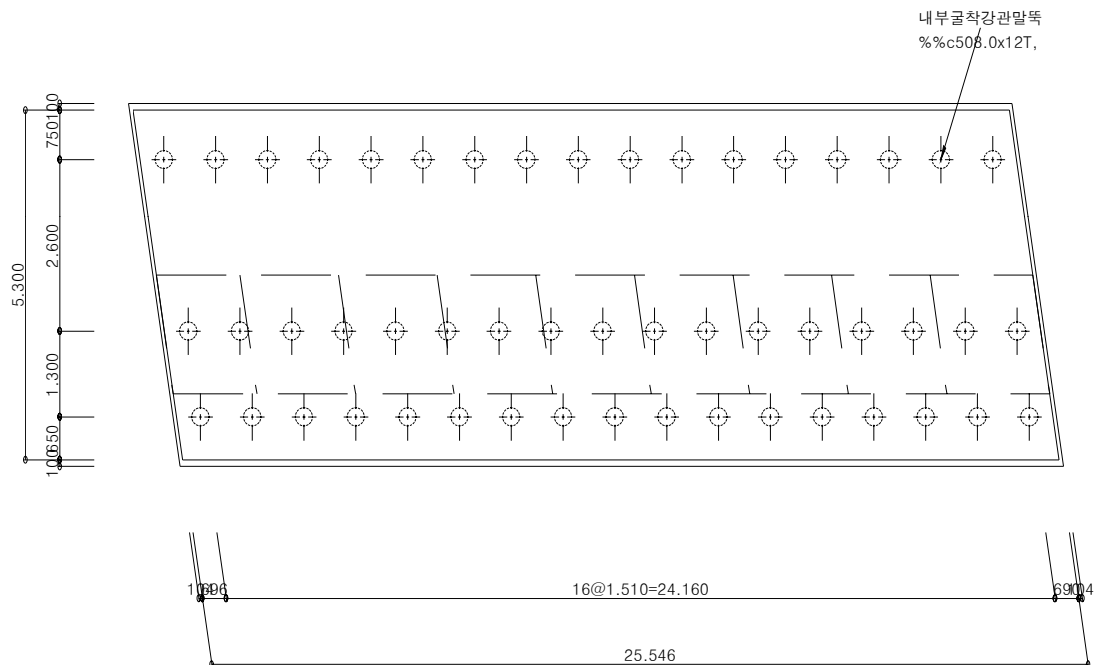
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 15$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 30$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용 하중	COMBO 1	19293.361	5654.837	906.788	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	18782.441	5062.808	-657.385	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	18782.441	7312.364	15101.083	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	34874.403	5980.319	8055.987	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	31451.597	5388.290	5504.029	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+9)
	COMBO 6	31451.597	9935.095	34156.434	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)
계수 하중	COMBO 1	26801.908	9613.223	4100.692	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	25703.430	8606.774	1902.054	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	18782.441	7312.364	15101.083	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	49532.366	10036.349	14215.789	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	42173.332	9029.900	9910.733	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 6	31451.597	9935.095	34156.434	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$A_p = \pi/4 \times (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 \text{ m}^2 ; \text{ 말뚝의 순단면적}$$

$$a = 0.013 \times (L/D) + 0.53 = 0.889$$

$$K_v = a \times A_p \times E_p / L = 203371.333 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 15 = 15000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	2.184	33883.48
2.184	2.506	19552.32
2.506	2.538	18569.99
2.538	2.541	18480.47
2.541	2.541	18472.09
2.541	2.541	18471.31
2.541	2.541	18471.24

$$K_h = 18471.23 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.393 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.393 \times 13.9000 = 5.469 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	1.836	67766.97
1.836	2.073	41730.13
2.073	2.097	39875.76
2.097	2.099	39706.19
2.099	2.099	39690.34
2.099	2.099	39688.85
2.099	2.099	39688.71

$$K_h = 39688.70 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.476 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.476 \times 13.9000 = 6.622 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	23659.354	41988.577	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	30064.185	44069.178	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	30064.185	44069.178	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	76405.738	92505.750	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1206627.1	2141417.4
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1533273.4	-2247528.1
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10371938.0	10371938.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	31163365.1	31984465.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0050385	0.0018602	0.0002770	COMBO 1	0.0086767	0.0025841	0.0005585
COMBO 2	0.0044471	0.0018109	0.0001977	COMBO 2	0.0076913	0.0024782	0.0004395
COMBO 3	0.0042216	0.0018109	0.0007688	COMBO 3	0.0042216	0.0018109	0.0007688
COMBO 4	0.0056372	0.0033624	0.0005359	COMBO 4	0.0094907	0.0047756	0.0009231
COMBO 5	0.0050028	0.0030324	0.0004228	COMBO 5	0.0084137	0.0040661	0.0007320
COMBO 6	0.0062190	0.0030324	0.0015049	COMBO 6	0.0062190	0.0030324	0.0015049

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.219 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0050385	0.0023403	0.0002770	475.945	110.879	-130.313
	2	0.0050385	0.0019802	0.0002770	402.712	110.879	-130.313
	3	0.0050385	0.0012600	0.0002770	256.246	110.879	-130.313
COMBO 2	1	0.0044471	0.0021536	0.0001977	437.976	99.271	-118.591
	2	0.0044471	0.0018966	0.0001977	385.706	99.271	-118.591
	3	0.0044471	0.0013825	0.0001977	281.167	99.271	-118.591
COMBO 3	1	0.0042216	0.0031435	0.0007688	639.289	143.380	-114.926
	2	0.0042216	0.0021440	0.0007688	436.035	143.380	-114.926
	3	0.0042216	0.0001452	0.0007688	29.526	143.380	-114.926
COMBO 4	1	0.0056372	0.0042912	0.0005359	872.709	117.261	-128.533
	2	0.0056372	0.0035946	0.0005359	731.036	117.261	-128.533
	3	0.0056372	0.0022013	0.0005359	447.690	117.261	-128.533
COMBO 5	1	0.0050028	0.0037652	0.0004228	765.726	105.653	-118.103
	2	0.0050028	0.0032156	0.0004228	653.955	105.653	-118.103
	3	0.0050028	0.0021164	0.0004228	430.413	105.653	-118.103
COMBO 6	1	0.0062190	0.0056409	0.0015049	1147.194	194.806	-134.852
	2	0.0062190	0.0036845	0.0015049	749.322	194.806	-134.852
	3	0.0062190	-0.0002283	0.0015049	-46.423	194.806	-134.852

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0086767	0.0035521	0.0005585	722.401	188.495	-218.186
	2	0.0086767	0.0028261	0.0005585	574.746	188.495	-218.186
	3	0.0086767	0.0013740	0.0005585	279.435	188.495	-218.186
COMBO 2	1	0.0076913	0.0032399	0.0004395	658.902	168.760	-197.657
	2	0.0076913	0.0026686	0.0004395	542.717	168.760	-197.657
	3	0.0076913	0.0015260	0.0004395	310.347	168.760	-197.657
COMBO 3	1	0.0042216	0.0031435	0.0007688	639.289	143.380	-114.926
	2	0.0042216	0.0021440	0.0007688	436.035	143.380	-114.926
	3	0.0042216	0.0001452	0.0007688	29.526	143.380	-114.926
COMBO 4	1	0.0094907	0.0063757	0.0009231	1296.634	196.791	-214.799
	2	0.0094907	0.0051756	0.0009231	1052.576	196.791	-214.799
	3	0.0094907	0.0027755	0.0009231	564.460	196.791	-214.799
COMBO 5	1	0.0084137	0.0053349	0.0007320	1084.962	177.057	-197.024
	2	0.0084137	0.0043833	0.0007320	891.437	177.057	-197.024
	3	0.0084137	0.0024801	0.0007320	504.385	177.057	-197.024
COMBO 6	1	0.0062190	0.0056409	0.0015049	1147.194	194.806	-134.852
	2	0.0062190	0.0036845	0.0015049	749.322	194.806	-134.852
	3	0.0062190	-0.0002283	0.0015049	-46.423	194.806	-134.852

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	475.945	110.879	-130.313	17
	2	0.433	0	402.712	110.879	-130.313	17
	3	-2.167	0	256.246	110.879	-130.313	17
	계			19293.361	5654.837	906.788	51
COMBO 2	1	1.733	0	437.976	99.271	-118.591	17
	2	0.433	0	385.706	99.271	-118.591	17
	3	-2.167	0	281.167	99.271	-118.591	17
	계			18782.441	5062.808	-657.385	51
COMBO 3	1	1.733	0	639.289	143.380	-114.926	17
	2	0.433	0	436.035	143.380	-114.926	17
	3	-2.167	0	29.526	143.380	-114.926	17
	계			18782.441	7312.364	15101.083	51
COMBO 4	1	1.733	0	872.709	117.261	-128.533	17
	2	0.433	0	731.036	117.261	-128.533	17
	3	-2.167	0	447.690	117.261	-128.533	17
	계			34874.403	5980.319	8055.987	51
COMBO 5	1	1.733	0	765.726	105.653	-118.103	17
	2	0.433	0	653.955	105.653	-118.103	17
	3	-2.167	0	430.413	105.653	-118.103	17
	계			31451.597	5388.290	5504.029	51
COMBO 6	1	1.733	0	1147.194	194.806	-134.852	17
	2	0.433	0	749.322	194.806	-134.852	17
	3	-2.167	0	-46.423	194.806	-134.852	17
	계			31451.597	9935.095	34156.434	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	722.401	188.495	-218.186	17
	2	0.433	0	574.746	188.495	-218.186	17
	3	-2.167	0	279.435	188.495	-218.186	17
	계			26801.908	9613.223	4100.692	51
COMBO 2	1	1.733	0	658.902	168.760	-197.657	17
	2	0.433	0	542.717	168.760	-197.657	17
	3	-2.167	0	310.347	168.760	-197.657	17
	계			25703.430	8606.774	1902.054	51
COMBO 3	1	1.733	0	639.289	143.380	-114.926	17
	2	0.433	0	436.035	143.380	-114.926	17
	3	-2.167	0	29.526	143.380	-114.926	17
	계			18782.441	7312.364	15101.083	51
COMBO 4	1	1.733	0	1296.634	196.791	-214.799	17
	2	0.433	0	1052.576	196.791	-214.799	17
	3	-2.167	0	564.460	196.791	-214.799	17
	계			49532.366	10036.349	14215.789	51
COMBO 5	1	1.733	0	1084.962	177.057	-197.024	17
	2	0.433	0	891.437	177.057	-197.024	17
	3	-2.167	0	504.385	177.057	-197.024	17
	계			42173.332	9029.900	9910.733	51
COMBO 6	1	1.733	0	1147.194	194.806	-134.852	17
	2	0.433	0	749.322	194.806	-134.852	17
	3	-2.167	0	-46.423	194.806	-134.852	17
	계			31451.597	9935.095	34156.434	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

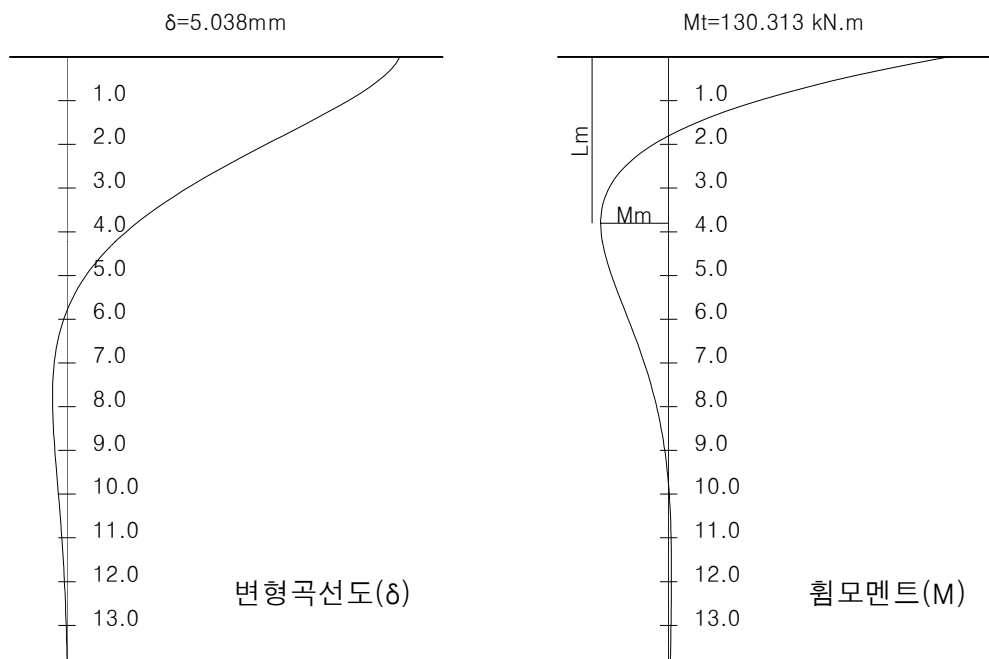
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.658 kN.m, 3.802 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.038 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.038 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	130.313	-110.879	5.038	
0.927	47.035	-69.876	4.342	
1.853	-1.813	-37.198	3.205	
2.780	-25.037	-14.569	2.064	
3.707	-31.613	-0.965	1.133	
4.633	-28.947	5.774	0.475	
5.560	-22.315	7.957	0.070	
6.487	-14.996	7.541	-0.139	
7.413	-8.697	5.948	-0.213	
8.340	-4.053	4.081	-0.210	
9.267	-1.065	2.427	-0.170	
10.193	0.573	1.181	-0.119	
11.120	1.257	0.362	-0.072	
12.047	1.355	-0.100	-0.037	
12.973	1.152	-0.304	-0.013	
13.900	0.841	-0.346	0.001	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

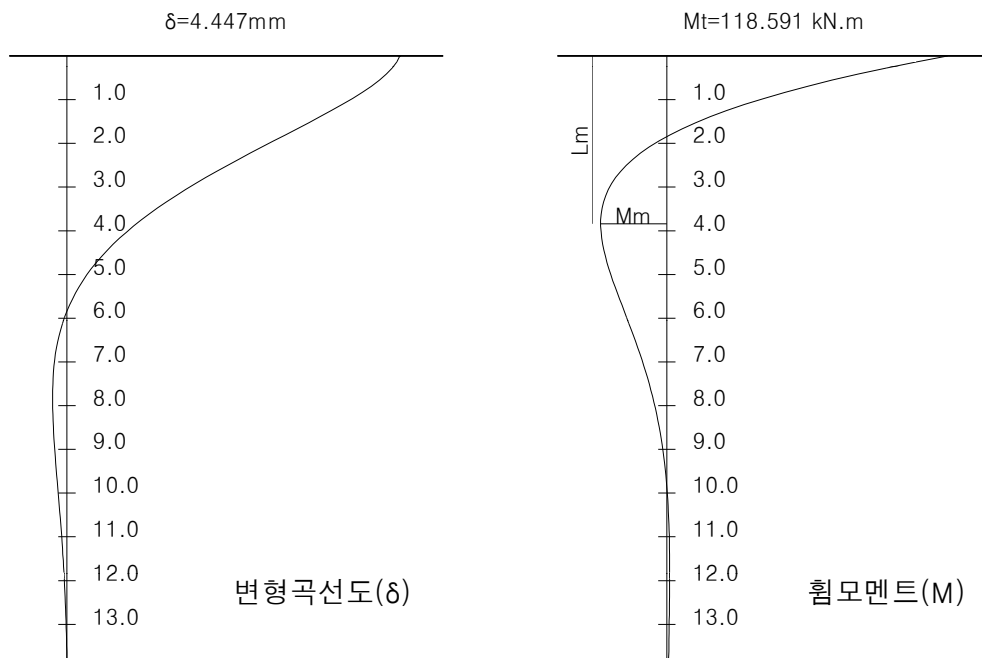
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.889 kN.m, 3.840 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.447 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.447 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.591	-99.271	4.447	
0.927	43.833	-62.935	3.862	
1.853	-0.315	-33.789	2.867	
2.780	-21.548	-13.493	1.857	
3.707	-27.809	-1.214	1.028	
4.633	-25.693	4.933	0.438	
5.560	-19.928	6.986	0.072	
6.487	-13.468	6.686	-0.117	
7.413	-7.865	5.307	-0.187	
8.340	-3.710	3.662	-0.186	
9.267	-1.022	2.192	-0.151	
10.193	0.464	1.078	-0.107	
11.120	1.094	0.342	-0.065	
12.047	1.196	-0.076	-0.033	
12.973	1.025	-0.264	-0.012	
13.900	0.753	-0.305	0.001	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

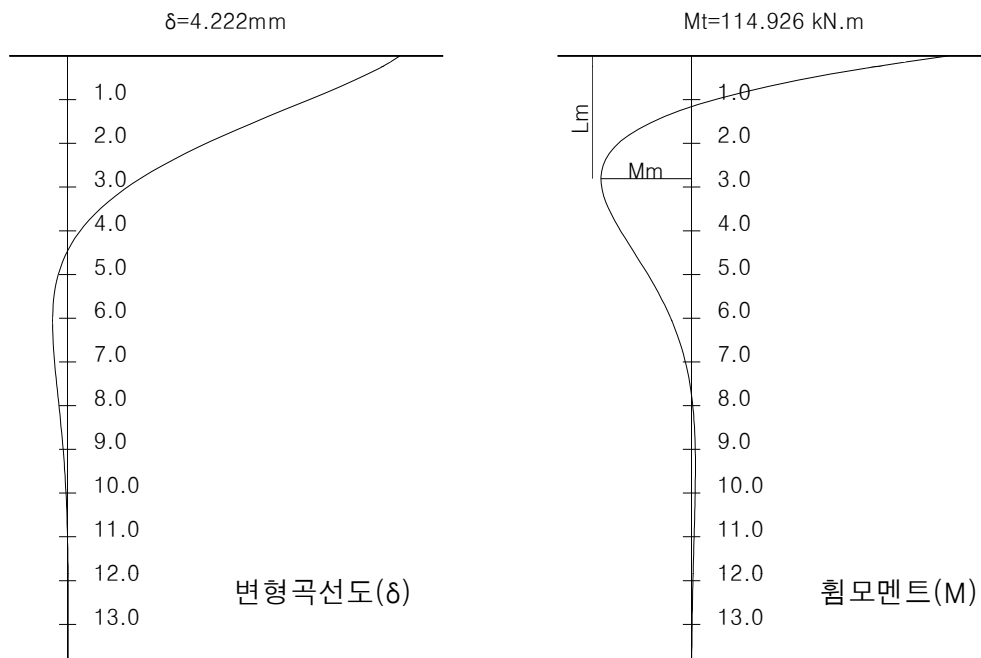
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.539 kN.m, 2.810 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.222 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.222 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	114.926	-143.380	4.222	
0.927	15.704	-74.058	3.171	
1.853	-29.268	-26.823	1.942	
2.780	-40.531	-0.564	0.947	
3.707	-35.028	10.438	0.298	
4.633	-23.971	12.371	-0.045	
5.560	-13.389	10.069	-0.176	
6.487	-5.656	6.593	-0.186	
7.413	-1.040	3.503	-0.143	
8.340	1.130	1.346	-0.090	
9.267	1.744	0.117	-0.045	
10.193	1.561	-0.421	-0.015	
11.120	1.094	-0.538	0.001	
12.047	0.626	-0.451	0.007	
12.973	0.276	-0.302	0.008	
13.900	0.062	-0.165	0.006	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

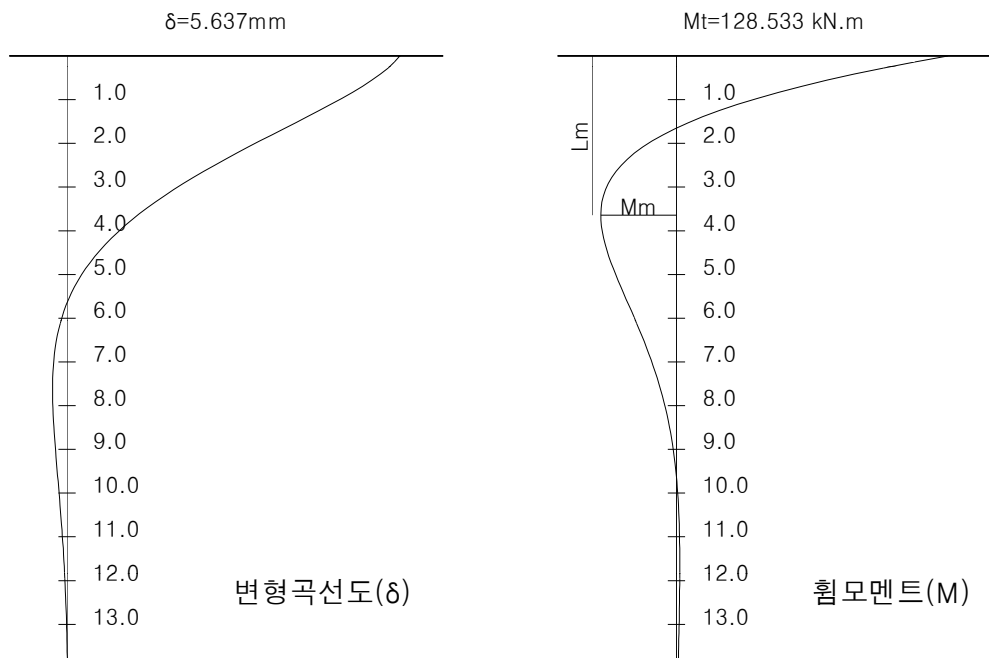
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.840 kN.m, 3.645 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.637 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.637 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	128.533	-117.261	5.637	
0.927	41.423	-72.090	4.716	
1.853	-8.237	-36.992	3.401	
2.780	-30.666	-13.234	2.139	
3.707	-35.819	0.667	1.135	
4.633	-31.690	7.248	0.441	
5.560	-23.847	9.084	0.025	
6.487	-15.660	8.291	-0.180	
7.413	-8.820	6.378	-0.246	
8.340	-3.893	4.278	-0.232	
9.267	-0.797	2.475	-0.183	
10.193	0.843	1.148	-0.125	
11.120	1.478	0.296	-0.074	
12.047	1.511	-0.169	-0.036	
12.973	1.248	-0.362	-0.011	
13.900	0.891	-0.389	0.003	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

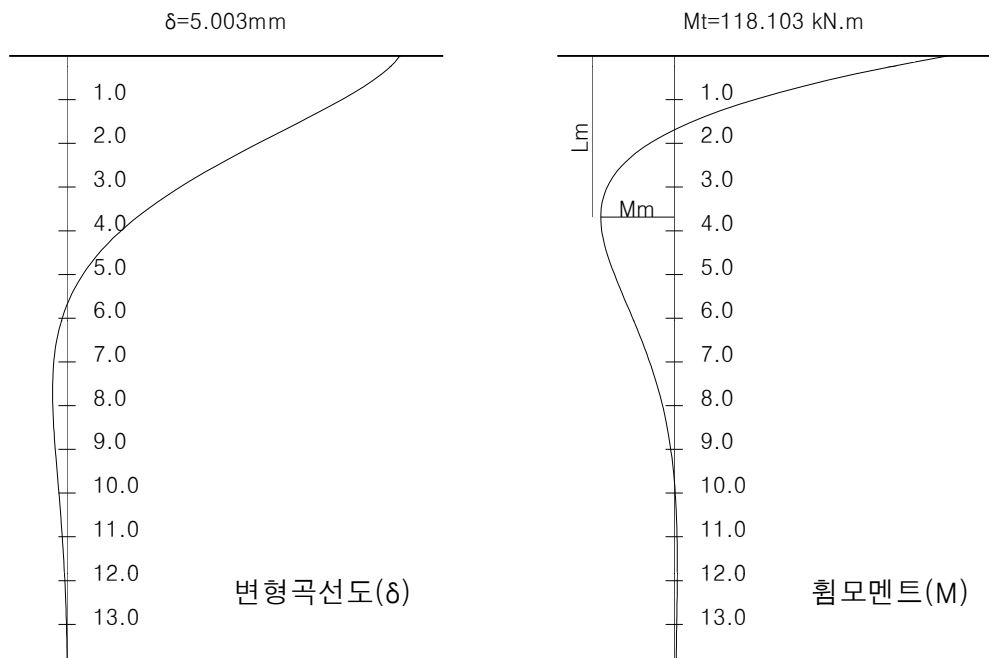
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.685 kN.m, 3.688 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.003 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.103	-105.653	5.003	
0.927	39.379	-65.400	4.219	
1.853	-5.859	-33.910	3.061	
2.780	-26.595	-12.461	1.938	
3.707	-31.683	0.184	1.038	
4.633	-28.287	6.248	0.413	
5.560	-21.425	8.019	0.035	
6.487	-14.159	7.392	-0.154	
7.413	-8.040	5.725	-0.217	
8.340	-3.605	3.864	-0.207	
9.267	-0.800	2.252	-0.164	
10.193	0.701	1.059	-0.113	
11.120	1.295	0.288	-0.067	
12.047	1.342	-0.137	-0.033	
12.973	1.117	-0.316	-0.010	
13.900	0.802	-0.345	0.002	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

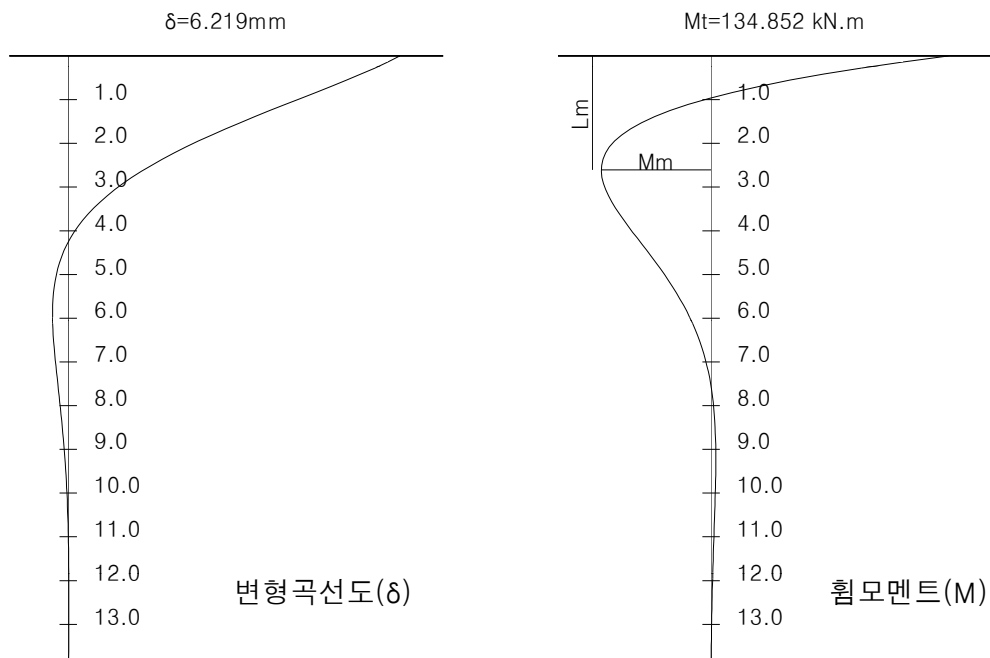
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -62.336 kN.m, 2.608 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.219 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.219 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	134.852	-194.806	6.219	
0.927	3.104	-95.046	4.457	
1.853	-52.161	-29.961	2.611	
2.780	-61.942	4.467	1.193	
3.707	-50.459	17.586	0.307	
4.633	-33.060	18.603	-0.136	
5.560	-17.577	14.360	-0.285	
6.487	-6.767	9.005	-0.275	
7.413	-0.600	4.533	-0.202	
8.340	2.101	1.547	-0.121	
9.267	2.691	-0.076	-0.057	
10.193	2.261	-0.728	-0.017	
11.120	1.516	-0.815	0.004	
12.047	0.828	-0.647	0.012	
12.973	0.336	-0.415	0.012	
13.900	0.048	-0.215	0.009	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

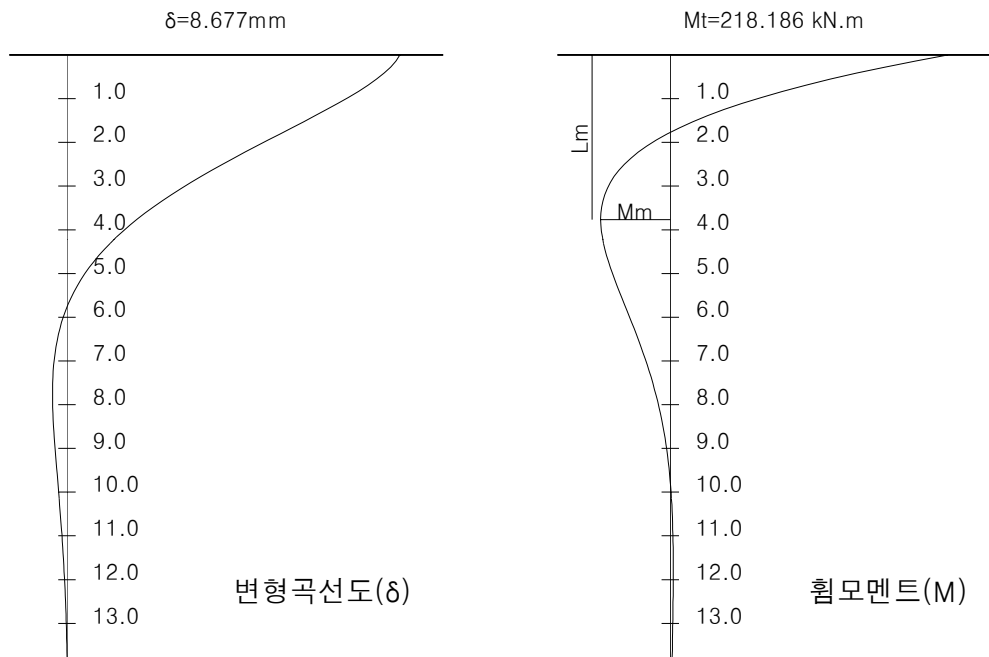
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.633 kN.m, 3.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.677 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.677 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	218.186	-188.495	8.677	
0.927	76.960	-118.137	7.427	
1.853	-5.361	-62.390	5.452	
2.780	-44.072	-23.983	3.493	
3.707	-54.603	-1.032	1.903	
4.633	-49.598	10.227	0.785	
5.560	-38.025	13.769	0.101	
6.487	-25.422	12.934	-0.248	
7.413	-14.649	10.143	-0.370	
8.340	-6.749	6.924	-0.361	
9.267	-1.692	4.093	-0.290	
10.193	1.059	1.972	-0.202	
11.120	2.190	0.585	-0.122	
12.047	2.331	-0.192	-0.061	
12.973	1.969	-0.531	-0.021	
13.900	1.430	-0.597	0.003	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

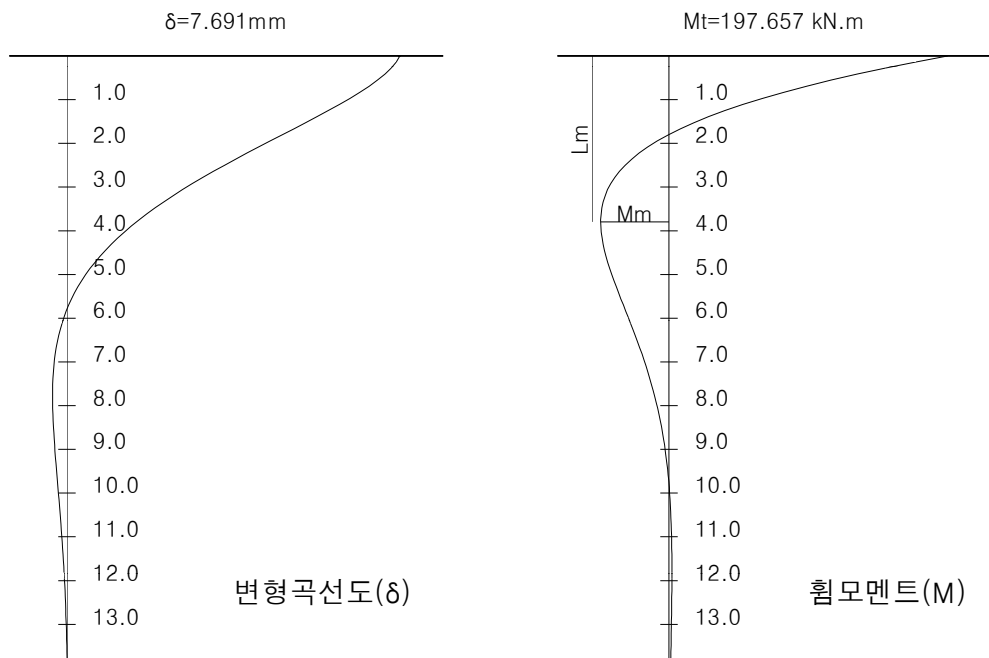
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.349 kN.m, 3.793 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.691 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.691 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.657	-168.760	7.691	
0.927	70.977	-106.220	6.618	
1.853	-3.225	-56.443	4.879	
2.780	-38.414	-22.014	3.139	
3.707	-48.291	-1.345	1.720	
4.633	-44.137	8.872	0.718	
5.560	-33.983	12.161	0.102	
6.487	-22.810	11.501	-0.214	
7.413	-13.210	9.059	-0.326	
8.340	-6.140	6.208	-0.321	
9.267	-1.597	3.687	-0.259	
10.193	0.889	1.790	-0.181	
11.120	1.924	0.545	-0.110	
12.047	2.068	-0.156	-0.056	
12.973	1.755	-0.466	-0.019	
13.900	1.280	-0.529	0.002	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

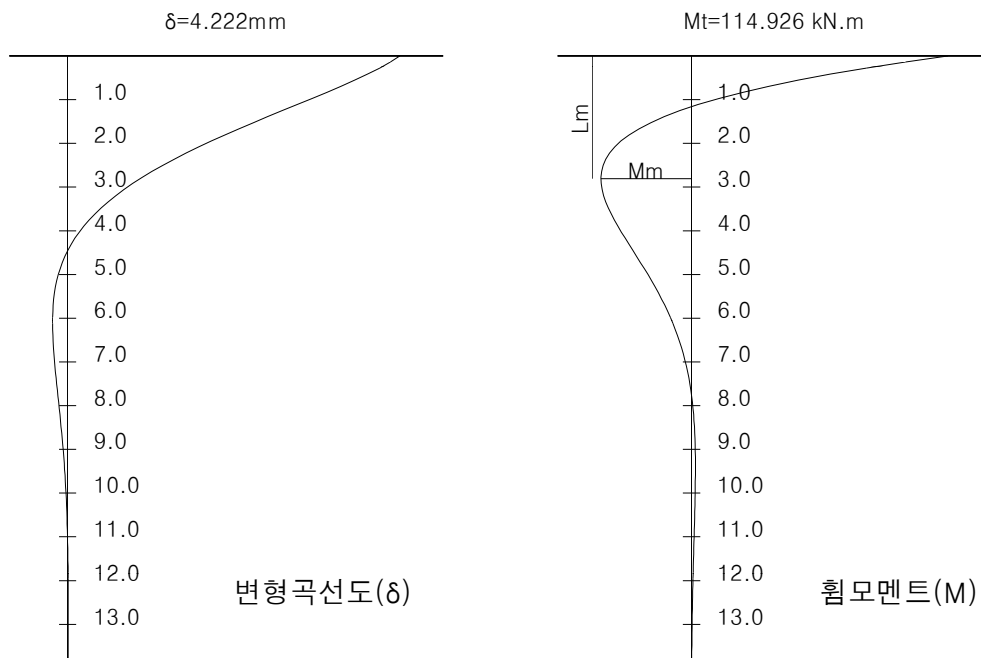
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.539 kN.m, 2.810 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.222 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.222 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	114.926	-143.380	4.222	
0.927	15.704	-74.058	3.171	
1.853	-29.268	-26.823	1.942	
2.780	-40.531	-0.564	0.947	
3.707	-35.028	10.438	0.298	
4.633	-23.971	12.371	-0.045	
5.560	-13.389	10.069	-0.176	
6.487	-5.656	6.593	-0.186	
7.413	-1.040	3.503	-0.143	
8.340	1.130	1.346	-0.090	
9.267	1.744	0.117	-0.045	
10.193	1.561	-0.421	-0.015	
11.120	1.094	-0.538	0.001	
12.047	0.626	-0.451	0.007	
12.973	0.276	-0.302	0.008	
13.900	0.062	-0.165	0.006	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

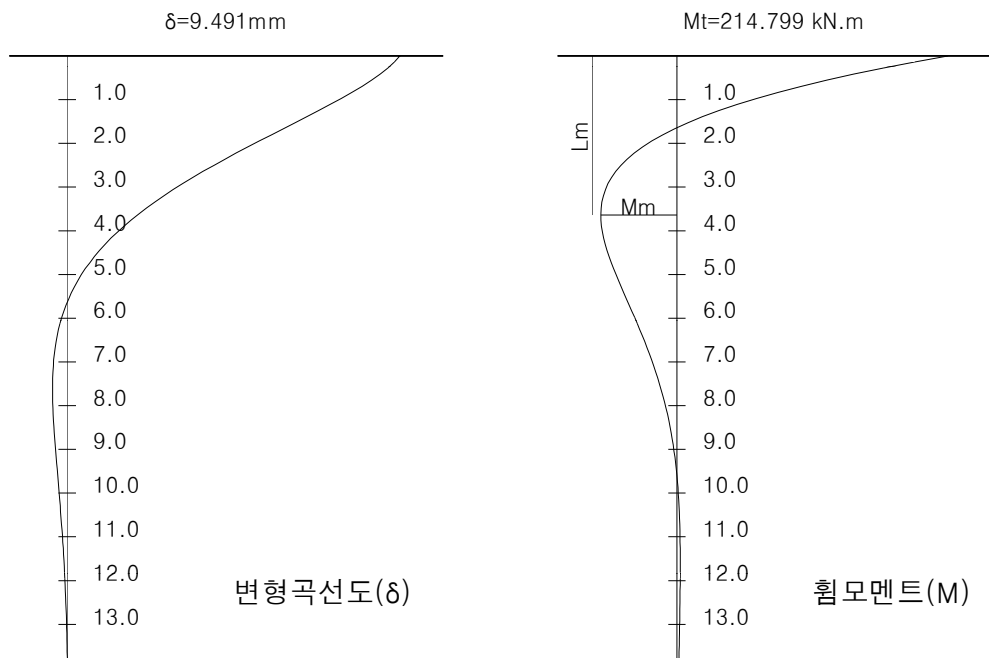
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -60.393 kN.m, 3.636 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.491 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.491 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	214.799	-196.791	9.491	
0.927	68.702	-120.806	7.927	
1.853	-14.444	-61.851	5.709	
2.780	-51.875	-21.997	3.585	
3.707	-60.347	1.285	1.899	
4.633	-53.289	12.276	0.735	
5.560	-40.044	15.310	0.038	
6.487	-26.262	13.946	-0.305	
7.413	-14.765	10.713	-0.414	
8.340	-6.494	7.175	-0.391	
9.267	-1.306	4.144	-0.307	
10.193	1.437	1.917	-0.210	
11.120	2.495	0.489	-0.124	
12.047	2.544	-0.290	-0.060	
12.973	2.098	-0.612	-0.018	
13.900	1.496	-0.654	0.006	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

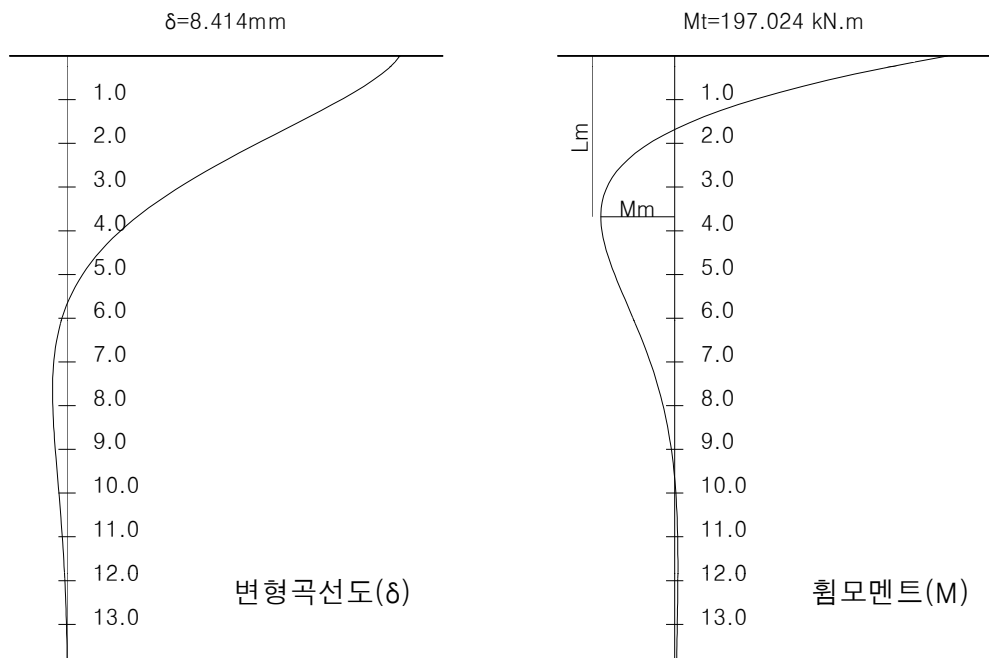
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.334 kN.m, 3.678 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.414 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.414 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.024	-177.057	8.414	
0.927	65.188	-109.425	7.082	
1.853	-10.431	-56.601	5.132	
2.780	-44.974	-20.673	3.243	
3.707	-53.327	0.472	1.734	
4.633	-47.508	10.582	0.686	
5.560	-35.928	13.504	0.054	
6.487	-23.709	12.419	-0.261	
7.413	-13.438	9.603	-0.365	
8.340	-6.003	6.471	-0.347	
9.267	-1.309	3.766	-0.275	
10.193	1.197	1.766	-0.189	
11.120	2.184	0.475	-0.113	
12.047	2.257	-0.235	-0.055	
12.973	1.875	-0.534	-0.017	
13.900	1.345	-0.580	0.004	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

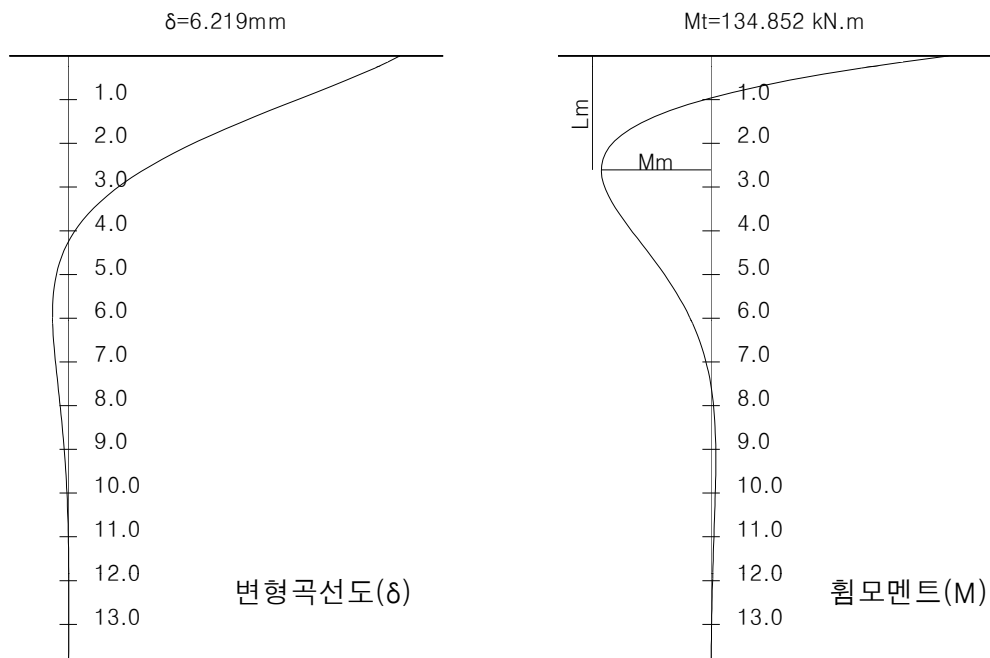
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -62.336 kN.m, 2.608 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.219 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.219 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	134.852	-194.806	6.219	
0.927	3.104	-95.046	4.457	
1.853	-52.161	-29.961	2.611	
2.780	-61.942	4.467	1.193	
3.707	-50.459	17.586	0.307	
4.633	-33.060	18.603	-0.136	
5.560	-17.577	14.360	-0.285	
6.487	-6.767	9.005	-0.275	
7.413	-0.600	4.533	-0.202	
8.340	2.101	1.547	-0.121	
9.267	2.691	-0.076	-0.057	
10.193	2.261	-0.728	-0.017	
11.120	1.516	-0.815	0.004	
12.047	0.828	-0.647	0.012	
12.973	0.336	-0.415	0.012	
13.900	0.048	-0.215	0.009	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11829.677	20994.288	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	603313.5	1070708.7
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10371938.0	10371938.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	27266672.5	27266672.5
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0093730	0.0018602	0.0000333	COMBO 1	0.0159340	0.0025841	0.0001504
COMBO 2	0.0083917	0.0018109	-0.0000241	COMBO 2	0.0142658	0.0024782	0.0000698
COMBO 3	0.0068295	0.0018109	0.0005538	COMBO 3	0.0068295	0.0018109	0.0005538
COMBO 4	0.0099125	0.0033624	0.0002955	COMBO 4	0.0166354	0.0047756	0.0005214
COMBO 5	0.0089312	0.0030324	0.0002019	COMBO 5	0.0149672	0.0040661	0.0003635
COMBO 6	0.0092790	0.0030324	0.0012527	COMBO 6	0.0092790	0.0030324	0.0012527

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.912 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0093730	0.0019178	0.0000333	390.024	110.879	0.000
	2	0.0093730	0.0018746	0.0000333	381.232	110.879	0.000
	3	0.0093730	0.0017881	0.0000333	363.647	110.879	0.000
COMBO 2	1	0.0083917	0.0017691	-0.0000241	359.784	99.271	0.000
	2	0.0083917	0.0018004	-0.0000241	366.158	99.271	0.000
	3	0.0083917	0.0018631	-0.0000241	378.907	99.271	0.000
COMBO 3	1	0.0068295	0.0027709	0.0005538	563.514	143.380	0.000
	2	0.0068295	0.0020509	0.0005538	417.091	143.380	0.000
	3	0.0068295	0.0006109	0.0005538	124.245	143.380	0.000
COMBO 4	1	0.0099125	0.0038745	0.0002955	787.962	117.261	0.000
	2	0.0099125	0.0034904	0.0002955	709.849	117.261	0.000
	3	0.0099125	0.0027222	0.0002955	553.625	117.261	0.000
COMBO 5	1	0.0089312	0.0033823	0.0002019	687.855	105.653	0.000
	2	0.0089312	0.0031198	0.0002019	634.487	105.653	0.000
	3	0.0089312	0.0025950	0.0002019	527.751	105.653	0.000
COMBO 6	1	0.0092790	0.0052037	0.0012527	1058.281	194.806	0.000
	2	0.0092790	0.0035752	0.0012527	727.094	194.806	0.000
	3	0.0092790	0.0003182	0.0012527	64.719	194.806	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0159340	0.0028448	0.0001504	578.542	188.495	0.000
	2	0.0159340	0.0026492	0.0001504	538.781	188.495	0.000
	3	0.0159340	0.0022582	0.0001504	459.259	188.495	0.000
COMBO 2	1	0.0142658	0.0025991	0.0000698	528.579	168.760	0.000
	2	0.0142658	0.0025084	0.0000698	510.136	168.760	0.000
	3	0.0142658	0.0023270	0.0000698	473.251	168.760	0.000
COMBO 3	1	0.0068295	0.0027709	0.0005538	563.514	143.380	0.000
	2	0.0068295	0.0020509	0.0005538	417.091	143.380	0.000
	3	0.0068295	0.0006109	0.0005538	124.245	143.380	0.000
COMBO 4	1	0.0166354	0.0056793	0.0005214	1155.008	196.791	0.000
	2	0.0166354	0.0050015	0.0005214	1017.169	196.791	0.000
	3	0.0166354	0.0036460	0.0005214	741.491	196.791	0.000
COMBO 5	1	0.0149672	0.0046961	0.0003635	955.056	177.057	0.000
	2	0.0149672	0.0042236	0.0003635	858.960	177.057	0.000
	3	0.0149672	0.0032786	0.0003635	666.768	177.057	0.000
COMBO 6	1	0.0092790	0.0052037	0.0012527	1058.281	194.806	0.000
	2	0.0092790	0.0035752	0.0012527	727.094	194.806	0.000
	3	0.0092790	0.0003182	0.0012527	64.719	194.806	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	390.024	110.879	0.000	17
	2	0.433	0	381.232	110.879	0.000	17
	3	-2.167	0	363.647	110.879	0.000	17
	계			19293.361	5654.837	0.000	51
COMBO 2	1	1.733	0	359.784	99.271	0.000	17
	2	0.433	0	366.158	99.271	0.000	17
	3	-2.167	0	378.907	99.271	0.000	17
	계			18782.441	5062.808	0.000	51
COMBO 3	1	1.733	0	563.514	143.380	0.000	17
	2	0.433	0	417.091	143.380	0.000	17
	3	-2.167	0	124.245	143.380	0.000	17
	계			18782.441	7312.364	0.000	51
COMBO 4	1	1.733	0	787.962	117.261	0.000	17
	2	0.433	0	709.849	117.261	0.000	17
	3	-2.167	0	553.625	117.261	0.000	17
	계			34874.403	5980.319	0.000	51
COMBO 5	1	1.733	0	687.855	105.653	0.000	17
	2	0.433	0	634.487	105.653	0.000	17
	3	-2.167	0	527.751	105.653	0.000	17
	계			31451.597	5388.290	0.000	51
COMBO 6	1	1.733	0	1058.281	194.806	0.000	17
	2	0.433	0	727.094	194.806	0.000	17
	3	-2.167	0	64.719	194.806	0.000	17
	계			31451.597	9935.095	0.000	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	578.542	188.495	0.000	17
	2	0.433	0	538.781	188.495	0.000	17
	3	-2.167	0	459.259	188.495	0.000	17
	계			26801.908	9613.223	0.000	51
COMBO 2	1	1.733	0	528.579	168.760	0.000	17
	2	0.433	0	510.136	168.760	0.000	17
	3	-2.167	0	473.251	168.760	0.000	17
	계			25703.430	8606.774	0.000	51
COMBO 3	1	1.733	0	563.514	143.380	0.000	17
	2	0.433	0	417.091	143.380	0.000	17
	3	-2.167	0	124.245	143.380	0.000	17
	계			18782.441	7312.364	0.000	51
COMBO 4	1	1.733	0	1155.008	196.791	0.000	17
	2	0.433	0	1017.169	196.791	0.000	17
	3	-2.167	0	741.491	196.791	0.000	17
	계			49532.366	10036.349	0.000	51
COMBO 5	1	1.733	0	955.056	177.057	0.000	17
	2	0.433	0	858.960	177.057	0.000	17
	3	-2.167	0	666.768	177.057	0.000	17
	계			42173.332	9029.900	0.000	51
COMBO 6	1	1.733	0	1058.281	194.806	0.000	17
	2	0.433	0	727.094	194.806	0.000	17
	3	-2.167	0	64.719	194.806	0.000	17
	계			31451.597	9935.095	0.000	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

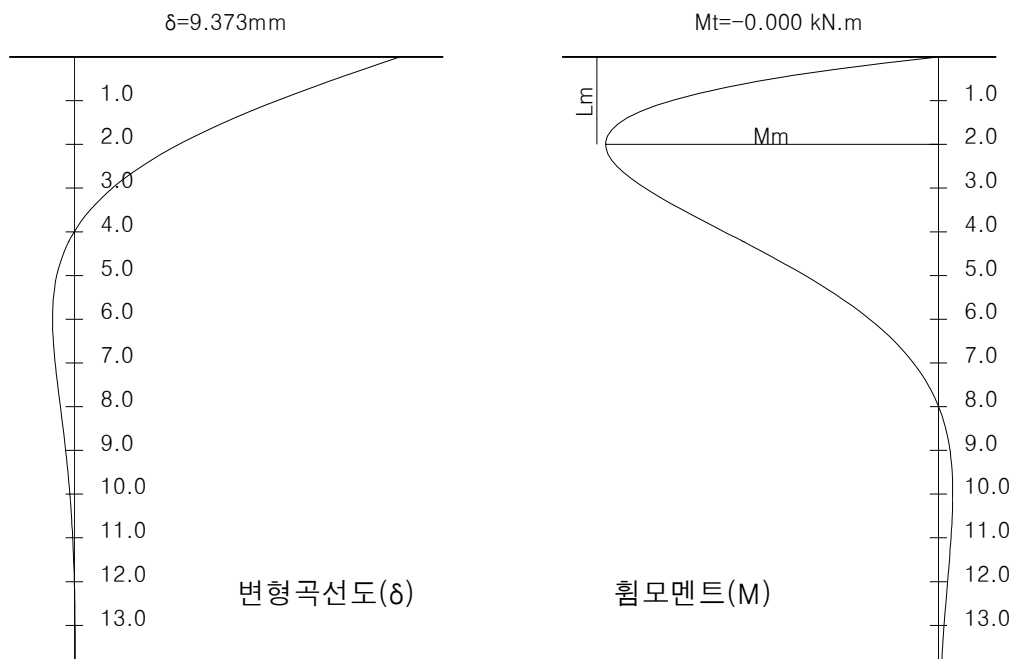
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -90.848 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.373 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.373 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-110.879	9.373	
0.927	-69.783	-44.480	6.081	
1.853	-90.551	-4.244	3.371	
2.780	-83.845	15.945	1.441	
3.707	-65.127	22.736	0.244	
4.633	-44.073	21.813	-0.378	
5.560	-25.781	17.340	-0.608	
6.487	-12.198	11.980	-0.607	
7.413	-3.395	7.183	-0.494	
8.340	1.478	3.543	-0.349	
9.267	3.555	1.133	-0.214	
10.193	3.900	-0.238	-0.110	
11.120	3.346	-0.856	-0.039	
12.047	2.461	-0.995	0.002	
12.973	1.580	-0.879	0.022	
13.900	0.863	-0.660	0.027	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

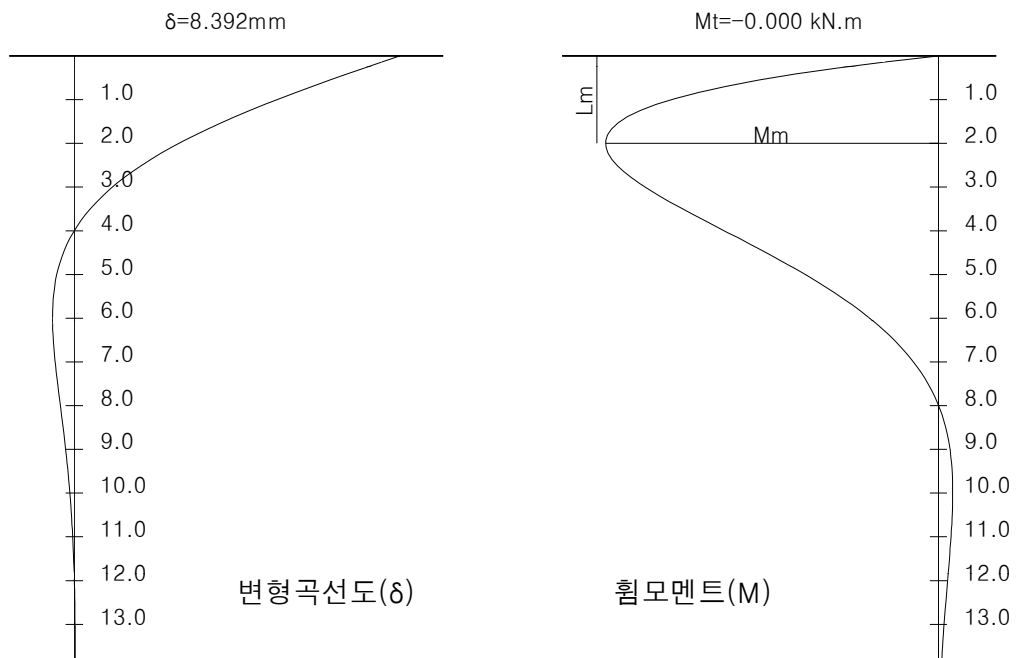
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.337 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.392 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.392 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.271	8.392	
0.927	-62.478	-39.823	5.445	
1.853	-81.071	-3.800	3.018	
2.780	-75.067	14.275	1.290	
3.707	-58.309	20.356	0.219	
4.633	-39.459	19.530	-0.338	
5.560	-23.082	15.524	-0.545	
6.487	-10.921	10.726	-0.543	
7.413	-3.039	6.431	-0.443	
8.340	1.323	3.172	-0.312	
9.267	3.182	1.015	-0.192	
10.193	3.492	-0.213	-0.098	
11.120	2.996	-0.766	-0.035	
12.047	2.204	-0.891	0.002	
12.973	1.415	-0.787	0.019	
13.900	0.773	-0.591	0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

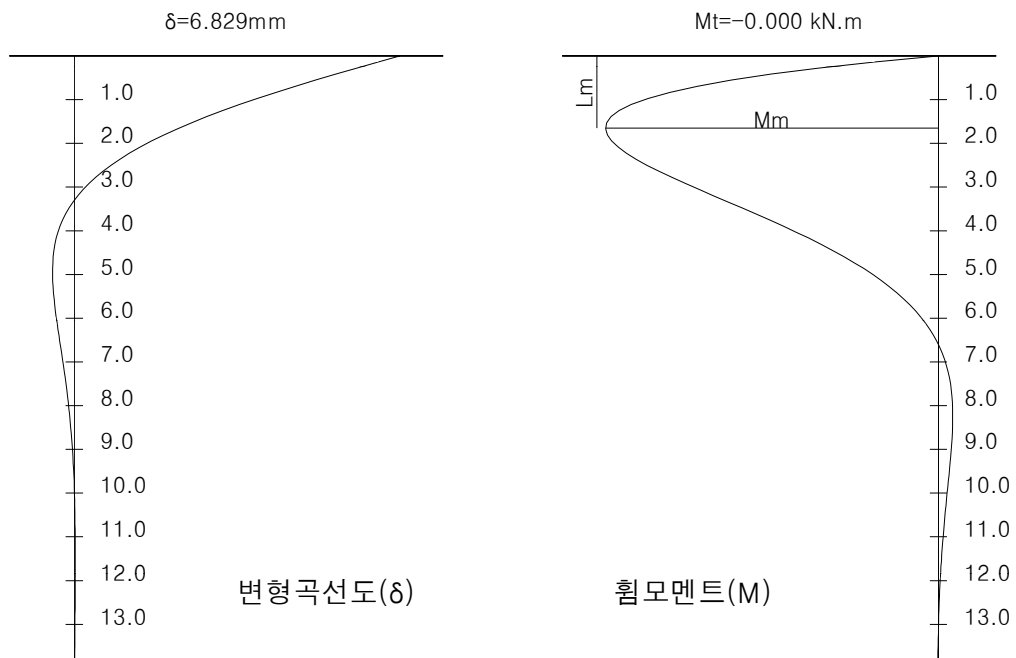
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.031 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.829 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.829 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-143.380	6.829	
0.927	-82.697	-43.971	3.971	
1.853	-96.167	8.165	1.793	
2.780	-77.630	27.680	0.443	
3.707	-50.503	28.812	-0.226	
4.633	-26.623	22.057	-0.447	
5.560	-10.073	13.734	-0.426	
6.487	-0.703	6.849	-0.310	
7.413	3.348	2.285	-0.185	
8.340	4.184	-0.176	-0.087	
9.267	3.481	-1.149	-0.024	
10.193	2.318	-1.264	0.008	
11.120	1.256	-0.994	0.019	
12.047	0.501	-0.634	0.019	
12.973	0.064	-0.326	0.014	
13.900	-0.133	-0.117	0.009	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

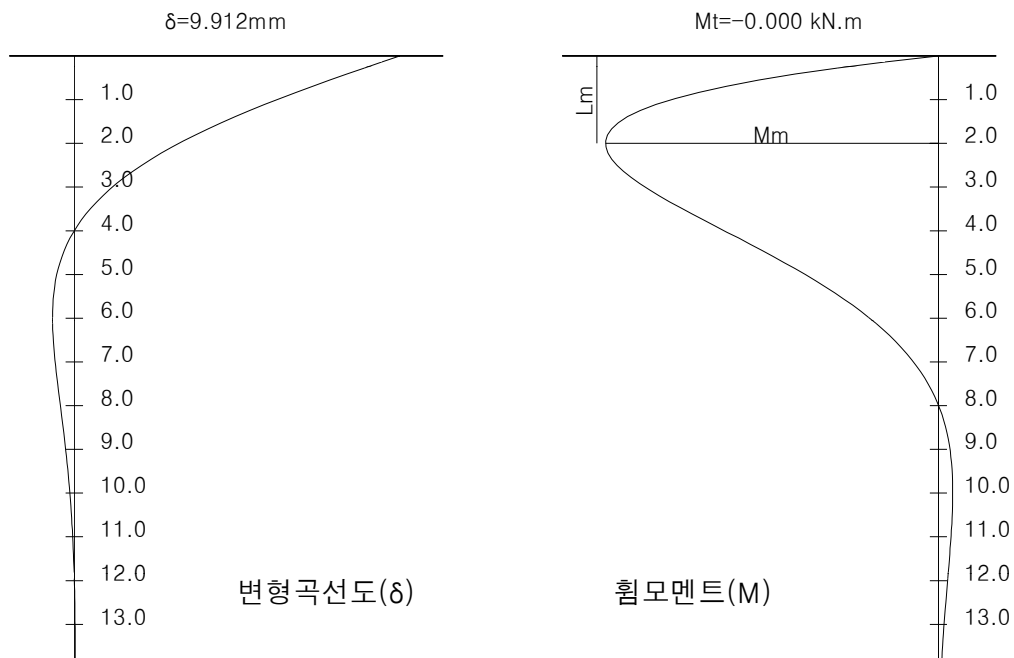
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -96.077 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.912 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.912 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-117.261	9.912	
0.927	-73.800	-47.040	6.431	
1.853	-95.763	-4.488	3.565	
2.780	-88.671	16.862	1.524	
3.707	-68.876	24.045	0.258	
4.633	-46.610	23.069	-0.400	
5.560	-27.265	18.338	-0.643	
6.487	-12.900	12.670	-0.642	
7.413	-3.590	7.597	-0.523	
8.340	1.563	3.747	-0.369	
9.267	3.759	1.199	-0.226	
10.193	4.124	-0.252	-0.116	
11.120	3.539	-0.905	-0.041	
12.047	2.603	-1.053	0.002	
12.973	1.671	-0.930	0.023	
13.900	0.913	-0.699	0.029	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

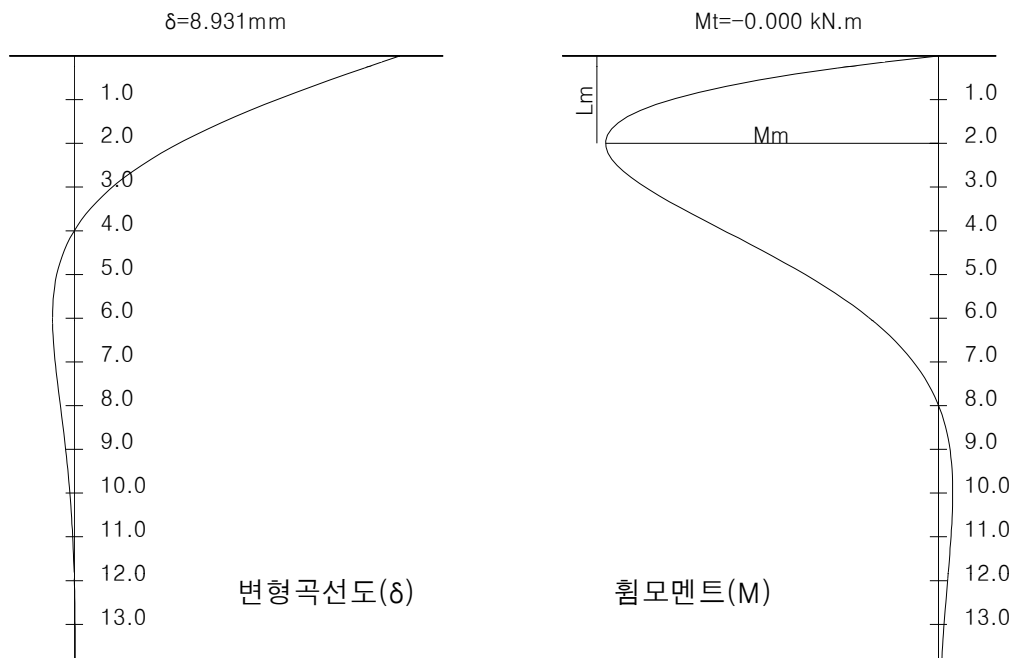
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.566 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.931 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.931 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.653	8.931	
0.927	-66.494	-42.383	5.795	
1.853	-86.283	-4.044	3.212	
2.780	-79.893	15.193	1.373	
3.707	-62.057	21.665	0.233	
4.633	-41.996	20.785	-0.360	
5.560	-24.566	16.523	-0.580	
6.487	-11.623	11.416	-0.578	
7.413	-3.235	6.845	-0.471	
8.340	1.408	3.376	-0.332	
9.267	3.387	1.080	-0.204	
10.193	3.716	-0.227	-0.104	
11.120	3.188	-0.815	-0.037	
12.047	2.345	-0.948	0.002	
12.973	1.505	-0.837	0.021	
13.900	0.822	-0.629	0.026	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

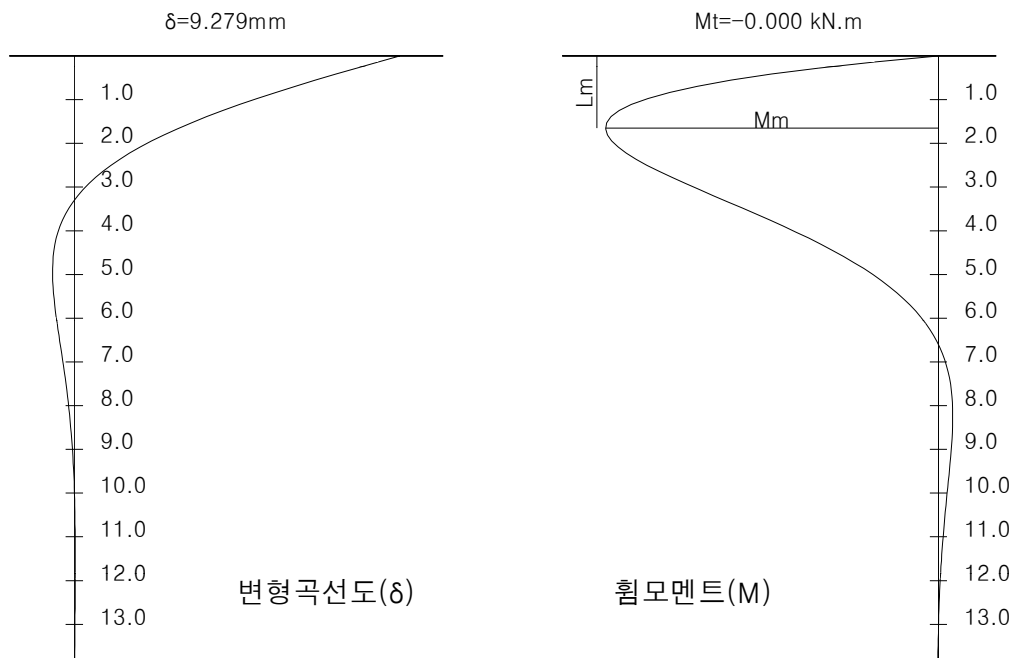
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -131.834 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.279 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.279 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.806	9.279	
0.927	-112.358	-59.742	5.395	
1.853	-130.660	11.094	2.436	
2.780	-105.474	37.608	0.602	
3.707	-68.617	39.146	-0.308	
4.633	-36.172	29.969	-0.607	
5.560	-13.686	18.660	-0.578	
6.487	-0.955	9.306	-0.422	
7.413	4.549	3.104	-0.251	
8.340	5.685	-0.239	-0.118	
9.267	4.730	-1.562	-0.033	
10.193	3.149	-1.717	0.010	
11.120	1.706	-1.351	0.026	
12.047	0.681	-0.861	0.026	
12.973	0.087	-0.442	0.019	
13.900	-0.181	-0.158	0.012	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

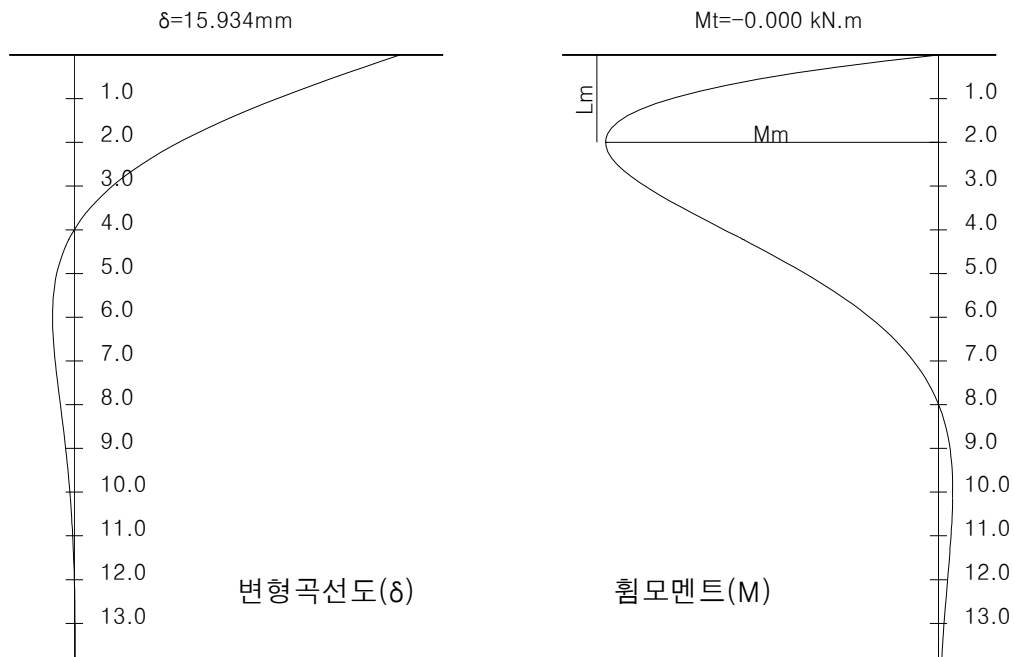
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -154.442 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.934 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.934 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.495	15.934	
0.927	-118.632	-75.616	10.338	
1.853	-153.937	-7.214	5.730	
2.780	-142.536	27.106	2.450	
3.707	-110.716	38.652	0.415	
4.633	-74.925	37.083	-0.643	
5.560	-43.827	29.478	-1.034	
6.487	-20.737	20.367	-1.032	
7.413	-5.771	12.211	-0.840	
8.340	2.512	6.023	-0.593	
9.267	6.043	1.927	-0.364	
10.193	6.630	-0.405	-0.186	
11.120	5.688	-1.454	-0.066	
12.047	4.184	-1.692	0.004	
12.973	2.686	-1.494	0.037	
13.900	1.467	-1.123	0.046	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

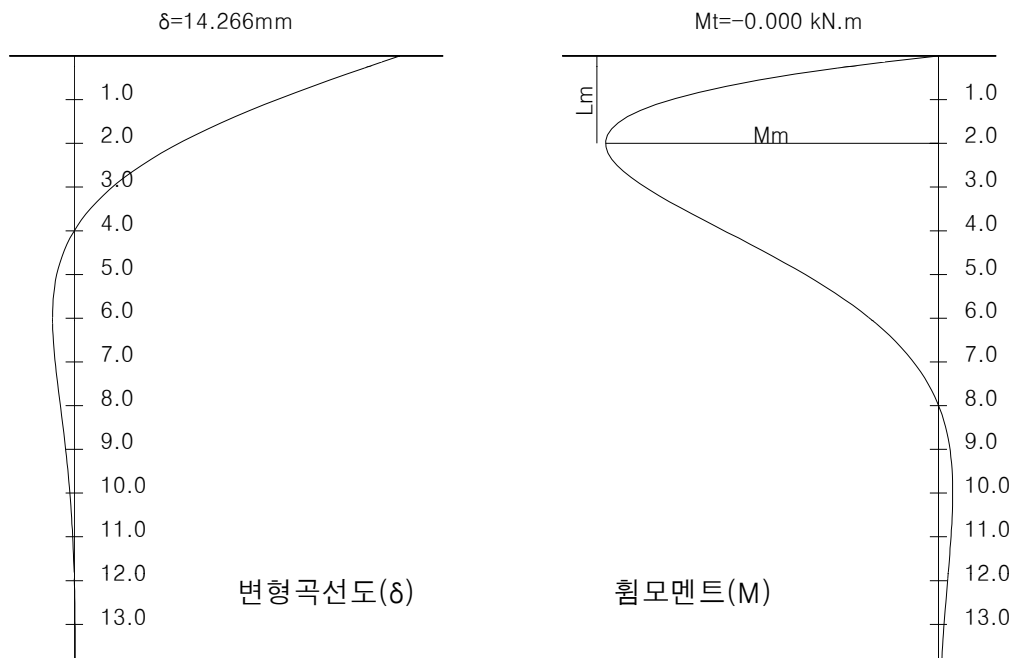
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -138.273 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.266 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.266 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-168.760	14.266	
0.927	-106.212	-67.700	9.256	
1.853	-137.821	-6.459	5.130	
2.780	-127.614	24.268	2.193	
3.707	-99.125	34.605	0.372	
4.633	-67.081	33.200	-0.575	
5.560	-39.239	26.392	-0.926	
6.487	-18.566	18.234	-0.924	
7.413	-5.167	10.933	-0.752	
8.340	2.249	5.393	-0.531	
9.267	5.410	1.725	-0.326	
10.193	5.936	-0.362	-0.167	
11.120	5.093	-1.302	-0.059	
12.047	3.746	-1.515	0.003	
12.973	2.405	-1.338	0.033	
13.900	1.314	-1.005	0.041	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

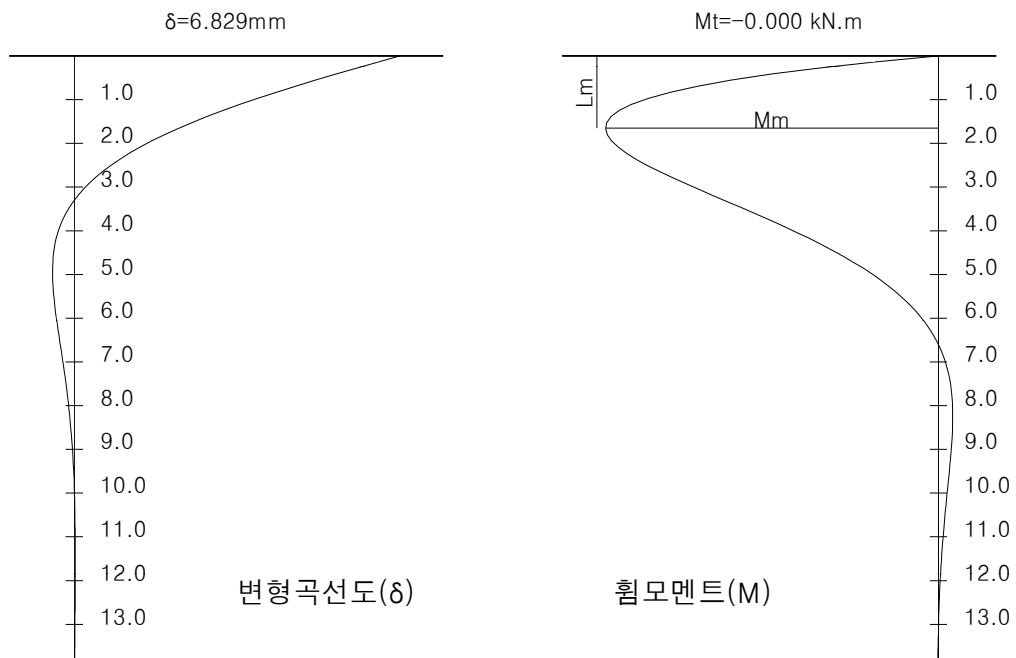
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.031 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.829 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.829 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-143.380	6.829	
0.927	-82.697	-43.971	3.971	
1.853	-96.167	8.165	1.793	
2.780	-77.630	27.680	0.443	
3.707	-50.503	28.812	-0.226	
4.633	-26.623	22.057	-0.447	
5.560	-10.073	13.734	-0.426	
6.487	-0.703	6.849	-0.310	
7.413	3.348	2.285	-0.185	
8.340	4.184	-0.176	-0.087	
9.267	3.481	-1.149	-0.024	
10.193	2.318	-1.264	0.008	
11.120	1.256	-0.994	0.019	
12.047	0.501	-0.634	0.019	
12.973	0.064	-0.326	0.014	
13.900	-0.133	-0.117	0.009	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

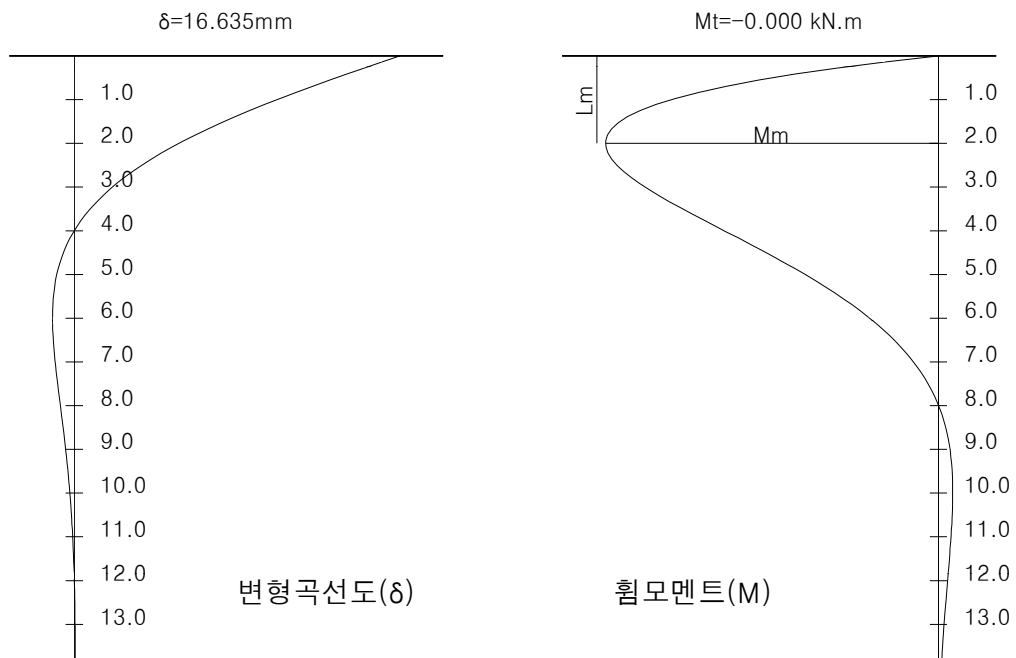
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -161.240 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.635 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.635 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-196.791	16.635	
0.927	-123.853	-78.944	10.793	
1.853	-160.712	-7.532	5.982	
2.780	-148.810	28.299	2.558	
3.707	-115.590	40.353	0.434	
4.633	-78.223	38.715	-0.671	
5.560	-45.757	30.775	-1.080	
6.487	-21.649	21.263	-1.077	
7.413	-6.025	12.749	-0.877	
8.340	2.622	6.289	-0.619	
9.267	6.309	2.012	-0.380	
10.193	6.921	-0.422	-0.195	
11.120	5.939	-1.518	-0.069	
12.047	4.368	-1.766	0.004	
12.973	2.804	-1.560	0.039	
13.900	1.532	-1.172	0.048	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

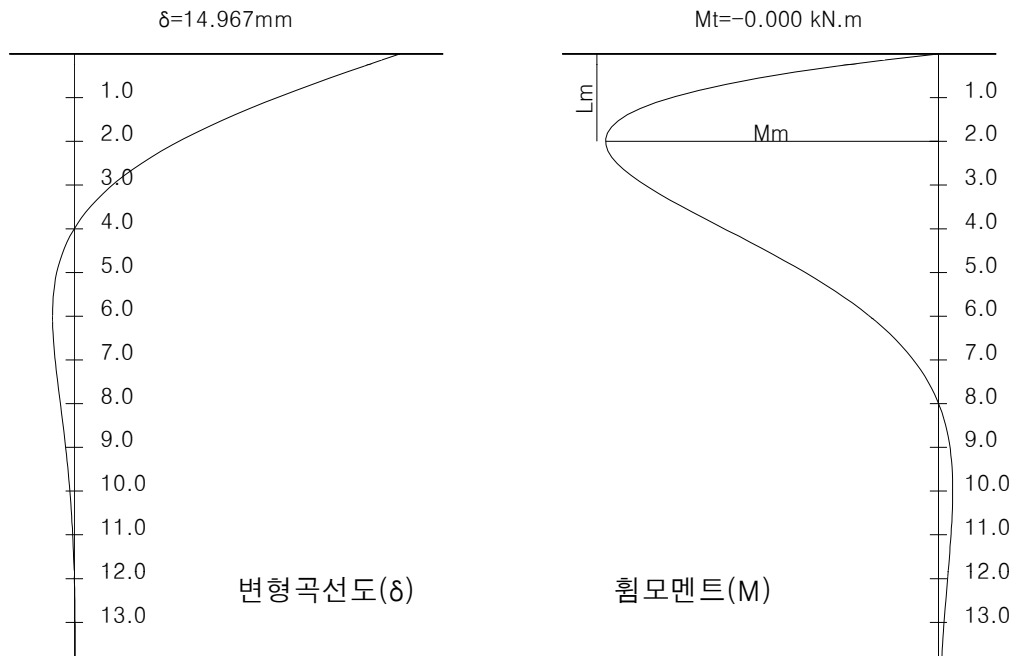
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -145.071 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.967 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.967 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-177.057	14.967	
0.927	-111.433	-71.028	9.711	
1.853	-144.596	-6.777	5.382	
2.780	-133.887	25.461	2.301	
3.707	-103.998	36.307	0.390	
4.633	-70.378	34.832	-0.604	
5.560	-41.168	27.689	-0.971	
6.487	-19.478	19.131	-0.969	
7.413	-5.421	11.471	-0.789	
8.340	2.359	5.658	-0.557	
9.267	5.676	1.810	-0.342	
10.193	6.227	-0.380	-0.175	
11.120	5.343	-1.366	-0.062	
12.047	3.930	-1.589	0.004	
12.973	2.523	-1.404	0.035	
13.900	1.378	-1.055	0.043	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

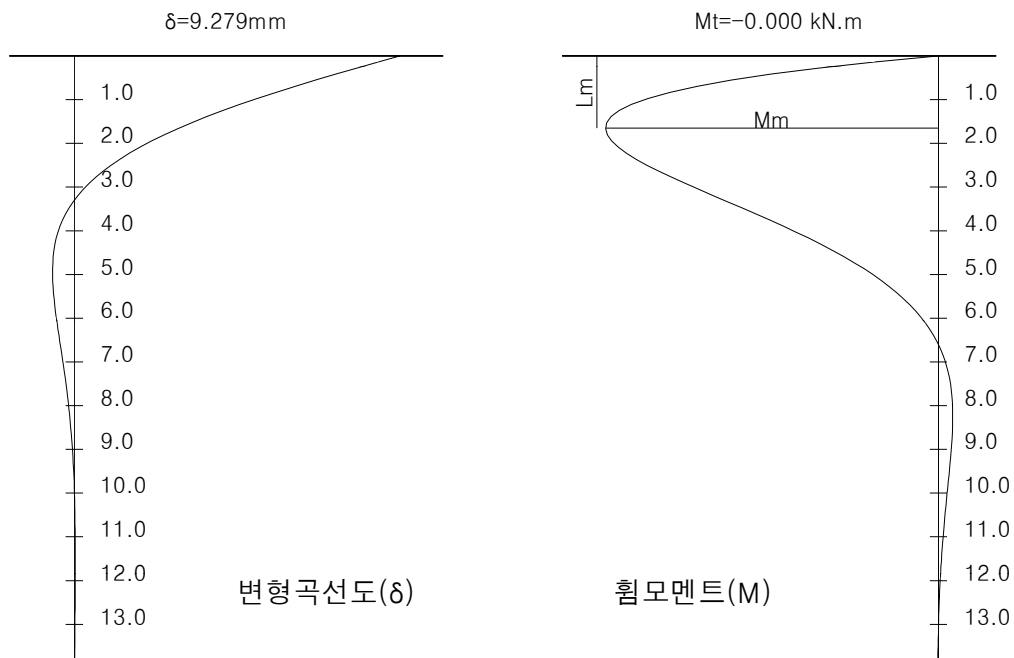
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -131.834 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.279 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.279 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.806	9.279	
0.927	-112.358	-59.742	5.395	
1.853	-130.660	11.094	2.436	
2.780	-105.474	37.608	0.602	
3.707	-68.617	39.146	-0.308	
4.633	-36.172	29.969	-0.607	
5.560	-13.686	18.660	-0.578	
6.487	-0.955	9.306	-0.422	
7.413	4.549	3.104	-0.251	
8.340	5.685	-0.239	-0.118	
9.267	4.730	-1.562	-0.033	
10.193	3.149	-1.717	0.010	
11.120	1.706	-1.351	0.026	
12.047	0.681	-0.861	0.026	
12.973	0.087	-0.442	0.019	
13.900	-0.181	-0.158	0.012	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 9.9125 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 9.2790 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 205.100 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 307.650 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	475.945	256.246	1586.000	205.100	0.K
	HINGE	390.024	363.647	1586.000	205.100	0.K
COMBO 2	FIX	437.976	281.167	1586.000	205.100	0.K
	HINGE	378.907	359.784	1586.000	205.100	0.K
COMBO 3	FIX	639.289	29.526	2379.000	307.650	0.K
	HINGE	563.514	124.245	2379.000	307.650	0.K
COMBO 4	FIX	872.709	447.690	1586.000	205.100	0.K
	HINGE	787.962	553.625	1586.000	205.100	0.K
COMBO 5	FIX	765.726	430.413	1586.000	205.100	0.K
	HINGE	687.855	527.751	1586.000	205.100	0.K
COMBO 6	FIX	1147.194	-46.423	2379.000	307.650	0.K
	HINGE	1058.281	64.719	2379.000	307.650	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 14.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.90/0.508 = 27.362 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 140.000 \text{ MPa}$ (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

$f = V/A_p \pm M \times y/I_o$

= $V/0.016 \pm M \times 0.508/2 / 0.00047$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	475.945	130.313	100.556	140.00	0.K
	HINGE	390.024	90.848	73.854	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	437.976	118.591	91.823	140.00	0.K
	HINGE	378.907	81.337	68.037	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	639.289	114.926	102.828	210.00	0.K
	HINGE	563.514	97.031	88.349	210.00	0.K
COMBO 4	FIX	872.709	128.533	125.167	140.00	0.K
	HINGE	787.962	96.077	102.300	140.00	0.K
COMBO 5	FIX	765.726	118.103	112.680	140.00	0.K
	HINGE	687.855	86.566	90.748	140.00	0.K
COMBO 6	FIX	1147.194	134.852	146.242	210.00	0.K
	HINGE	1058.281	131.834	138.894	210.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 80.000 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 120.000 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

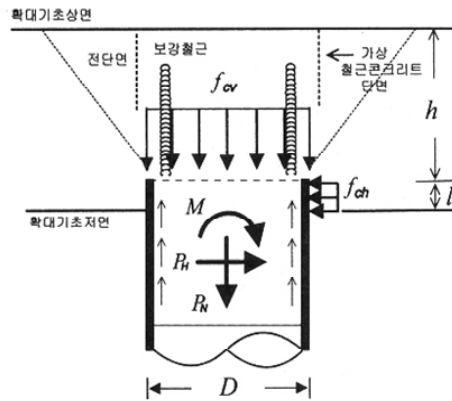
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$$

$$= 1.999 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	110.879	14.285	80.000	0.K
	HINGE	110.879	14.285	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	99.271	12.790	80.000	0.K
	HINGE	99.271	12.790	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	143.380	18.472	120.000	0.K
	HINGE	143.380	18.472	120.000	0.K
COMBO 4	FIX	117.261	15.107	80.000	0.K
	HINGE	117.261	15.107	80.000	0.K
COMBO 5	FIX	105.653	13.612	80.000	0.K
	HINGE	105.653	13.612	80.000	0.K
COMBO 6	FIX	194.806	25.098	120.000	0.K
	HINGE	194.806	25.098	120.000	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$: 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 ($f_{ca'}$)	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 872709.0 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 4.306 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 1147194.4 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 5.660 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

τ_{a3}' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 872709.0 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.157 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 1147194.4 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.206 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 117261.149 / (508 \times 100) \\ &= 2.308 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 194805.782 / (508 \times 100) \\ &= 3.835 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 7.980 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h)} \leq \tau_{a3}$$

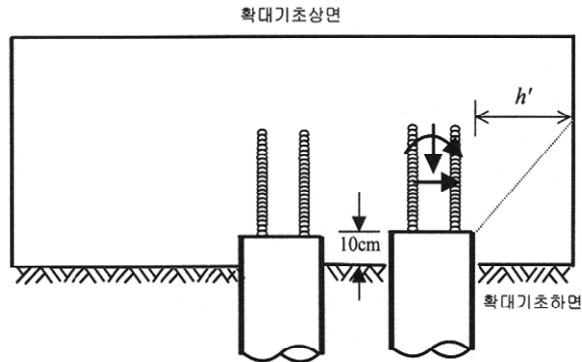
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 117261.149 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.197 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 194805.782 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.328 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm²) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

d₁ : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d ₁ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, A _{st} (mm ²)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f _{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ _{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, L_o ≥ L_{omin} = 35d₁ 로 하는 것이 좋다. L_{omin} = 35 x 19.1 = 668.5 mm

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.600 \times 60.000) = 447.656 (\leq 668.500) \\ = 668.5 \text{ (mm)}$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 24.0 \times 202683.0) \\ &= 2894313.121 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1296633.532 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times (\text{말뚝직경} + d)$

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{24.0} \times 4894.6 \times 1050 \right) \\ &= 6713994.455 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1296633.532 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$