

교 량 내 진 성 능 평 가

응암1교(성남)

보강전 내진성능평가 계산서

2026. 04

◆ 목 차 ◆

0. 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 지진하중산정

6. 받침부 평가 (교대)

7. 기초부 평가

8. 지지길이평가

0. 내진성능평가 결과 요약

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,040	892	1.165	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	1,459	892	1.635	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	807	892	0.904	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	2.917	5.143	O.K
		연직 압축지지력		1,756	1,494	1.176	O.K
		연직 인발지지력		550.0	439.6	1.251	O.K
	말뚝 응력 검토	힘인장응력		210.0	49.2	4.270	O.K
		힘압축응력		210.0	143.3	1.465	O.K
		힘전단응력		120.0	12.5	9.611	O.K
	단면 검토	벽체	힘	15,027	4,163	3.610	O.K
			전단	10,416	3,404	3.060	O.K
		앞굽	힘	11,546	10,371	1.113	O.K
			전단	10,416	9,741	1.069	O.K
		뒷굽	힘	11,546	9,440	1.223	O.K
			전단	10,416	4,041	2.578	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,311	329	3.981	O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	2,210	1,785	1.238	O.K
			교직	1,170	892	1.311	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,101	892	2.354	O.K
			교직	2,101	892	2.354	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	6,369	1,785	3.568	O.K
			교직	837	892	0.938	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	9.880	1.518	O.K
		연직 압축지지력		2,016	1,510	1.335	O.K
		연직 인발지지력		752.7	589.3	1.277	O.K
	말뚝 응력 검토	힘인장응력		199.5	-	0.000	O.K
		힘압축응력		199.5	193.1	1.033	O.K
		힘전단응력		120.0	11.7	10.237	O.K
	단면 검토	벽체	힘	17,366	3,245	5.351	O.K
			전단	9,573	3,315	2.888	O.K
		앞굽	힘	10,605	8,548	1.241	O.K
			전단	11,080	9,988	1.109	O.K
		뒷굽	힘	10,605	5,482	1.935	O.K
			전단	9,573	5,950	1.609	O.K
지지길이(mm)		교축	1,324	323	4.100	O.K	

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	응암1교(성남)	준공년도	2017 년
교량위치	경기도 이천시 부발읍 응암리	받침종류	포트받침
상부구조		하부구조	
형식	HD-BOX GIRDER	교각형식	-
교량폭원	10.125m	기초형식	-
콘크리트	27Mpa	콘크리트	-
교량연장	1@52=52.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S3, 교직 : S3
해석방법	상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 최대지반가속도를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향, 횡방향 및 수직방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이 때 최대지반가속도는 암반지반(S1)의 경우는 유효수평지반가속도(S)로 하고, 토사지반(S2~S5)의 경우는 유효수평지반가속도(S)와 단주기 지반증폭계수(Fa)를 곱한 값으로 한다.

지반운동의 고려방향 결정 근거

- 내진설계에 수직방향 지진의 영향 미고려(수평방향만 고려)
- 교량받침에 부반력이 발생하지 않으며, 상부구조가 연직하중에 대체로 안전

지반분류 근거

- '기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령, 2020' 에 제시된 표준관입시험

N값과의 경험적 상관식 중 'Sun et al. 2013'의 식을 활용

for all soils,	$V_s = 65.54N^{0.407}$
for sand soils (풍화암),	$V_s = 107.94N^{0.418}$
for sand soils (풍화토),	$V_s = 75.76N^{0.371}$
for sand and silt soils (사질토),	$V_s = 82.01N^{0.319}$
for Gravel (자갈층),	$V_s = 78.63N^{0.361}$

1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
탄성지진력산정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	ELASTIC LINK 스프링 모델
	기초와 지반의 연결부 상세	말뚝기초 스프링 강성 적용 / 직접기초 Fixed 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

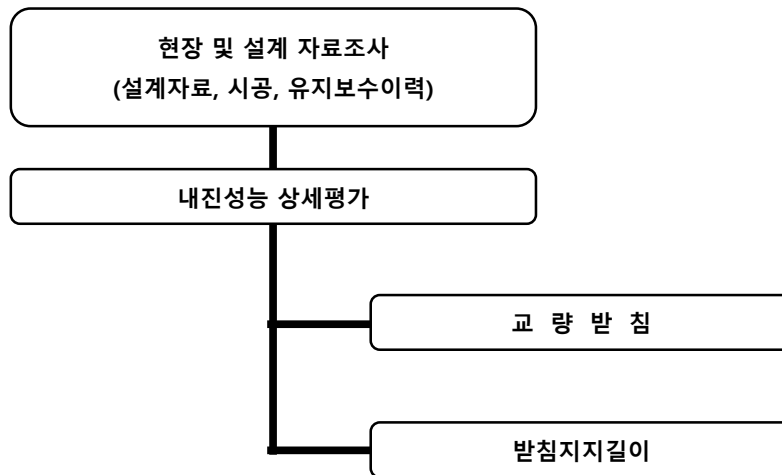
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

평가요령은 기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준한다.

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2022)

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

교량내진설계기준(한계상태설계법)[KDS 24 17 11](국토교통부, 2021)

콘크리트구조 설계(강도설계법)[KDS 14 20 00](국토교통부, 2021)

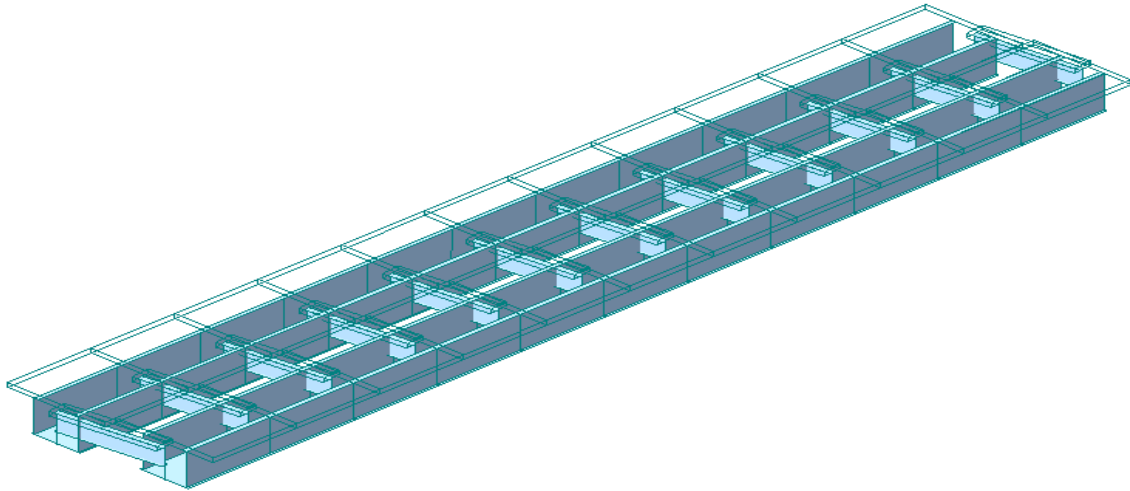
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2020)

2. 하중산정

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : HD-BOX GIRDER
- 적용 받침 : 포트받침



해석대상 구조물 모델링

2.2 하중산정 조건

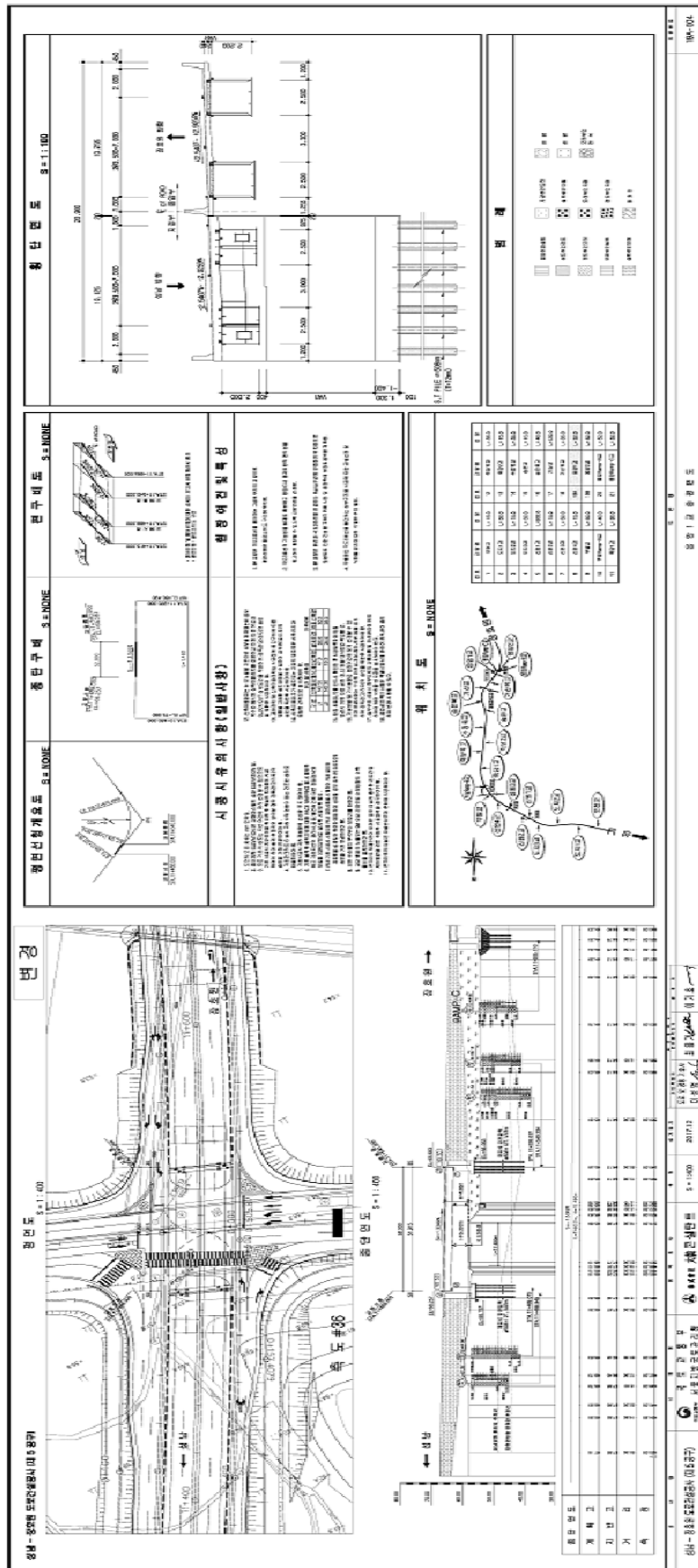
- 1차 고정하중 : Midas Civil 구조해석 프로그램에서 Self Weight 자동으로 계산
- 구조계산서 반력집계 적용

구 분		합성 전 고정하중		합성 후 고정하중	총 고정하중
		Steel+HD	Slab		
A1	G1	433.541	719.062	541.847	1694.450
	G2	684.639	991.083	264.902	1940.624
A2	G1	651.937	993.934	648.108	2293.979
	G2	466.055	721.237	164.092	1351.384

$$\begin{aligned}
 G1 \sum &= 3988.429 \text{ kN} \\
 G1 : \text{Beam Load} &= 76.70 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G2 \sum &= 3292.008 \text{ kN} \\
 G2 : \text{Beam Load} &= 63.31 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.3 설계도면 자료

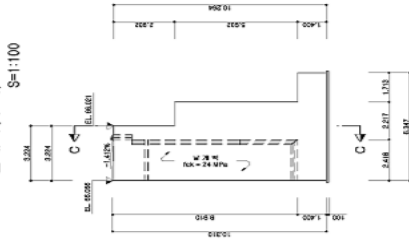
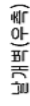
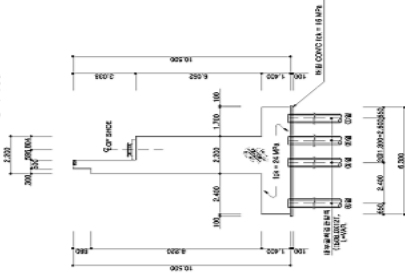
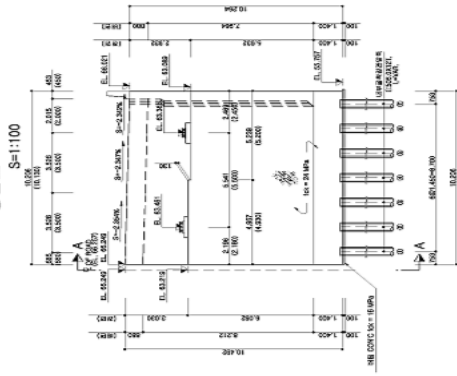
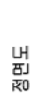


너
 품
 0
 K0

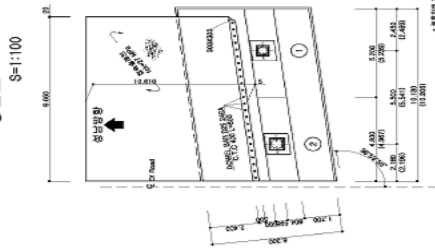
성남 ~ 장호원 도로건설공사 [제 5 공구]

응암1교 교내1 일반도(1)

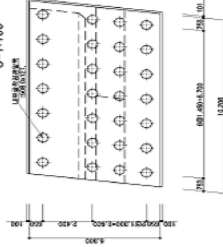
열 전 계 열 : 온도 열 계 열
 열 전 계 열 계 열 계 열 : $f_{\text{ca}} = 24 \text{ MPa}$
 열 전 계 열 계 열 계 열 : $f_y = 300 \text{ MPa}$
 열 전 계 열 계 열 : DB-24.0L-24.M-60



५४५०



나
정
정
기
초



연단거리 테이블

項目	測定方法	測定結果
断面寸法		$S = 210 \pm 5.0$; 209 ± 5.0 (52.3 $\pm$ 4.0 mm)
断面形状		$H = 1700 \pm 60$; 1710 ± 60 (1710.50 $\pm$ 7.49 mm) $W = 1000 \pm 60$; 1000 ± 60 (1000.00 $\pm$ 6.00 mm)

NOTE

1. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
2. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
3. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
4. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
5. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
6. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
7. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
8. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
9. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로
10. 어떤 종류의 자금을 어떤 목적으로

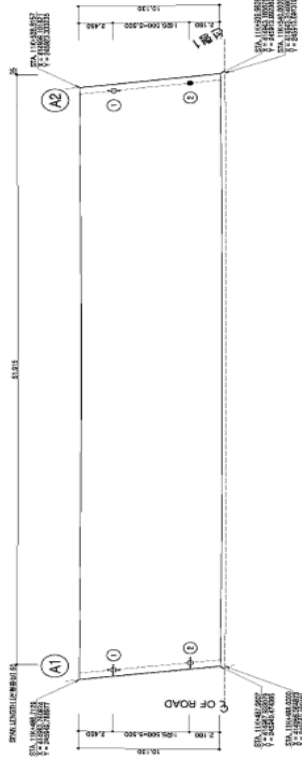
한복 라이 테이블

$S=1:100$

구분	1	2	3	4	5	6	7
1층	13000	13000	13000	6000	6000	6000	6000
2층	13000	13000	13000	6000	6000	6000	6000
3층	13000	13000	13000	6000	6000	6000	6000
4층	13000	13000	13000	6000	6000	6000	6000

성남 ~ 장호원 도로건설공사 (제 5 공구)

응암1교 받침배치도(1)
[성남 방향]



교량방형 리스트

分 類		A1	A2	A3
2000 年	二級地	0	1	1
	地積割合(%)	0	0	0
	地積割合(%) ²	0	0	0
4000 年	二級地	1	0	1
	地積割合(%)	1	0	0
	地積割合(%) ²	0	0	0
注		1	1	2

50

2015 第 1 卷	+
2015 第 2 卷	+
2015 第 3 卷	+
第 4 卷	+

표준 모형

A1			A2		
구분	구분명	기준	구분	구분명	기준
①	5000 이하의 주택	414,000원/254.60	①	4000 이하의 주택	299,744.40원
②	4000 이하의 주택	414,000원/254.60	②	3000 이하의 주택	299,744.40원
			③	2000 이하의 주택	299,744.40원

[illegible]

받침배치도

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	1795.7	3,000	O.K	-	-
	2	1844.6	4,000	O.K	1040.0	-
A2	1	2192.7	4,000	O.K	1040.0	-
	2	1447.6	3,000	O.K	1170.0	-

4. 설계 지진동

4.1 지진구역 구분

지진구역	행정구역		계수(Z)
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시, 세종특별자치시	0.11g
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도	
Ⅱ	도	강원도 북부, 제주도	0.07g

4.2 위험도계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400	4800
위험도 계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00	2.60

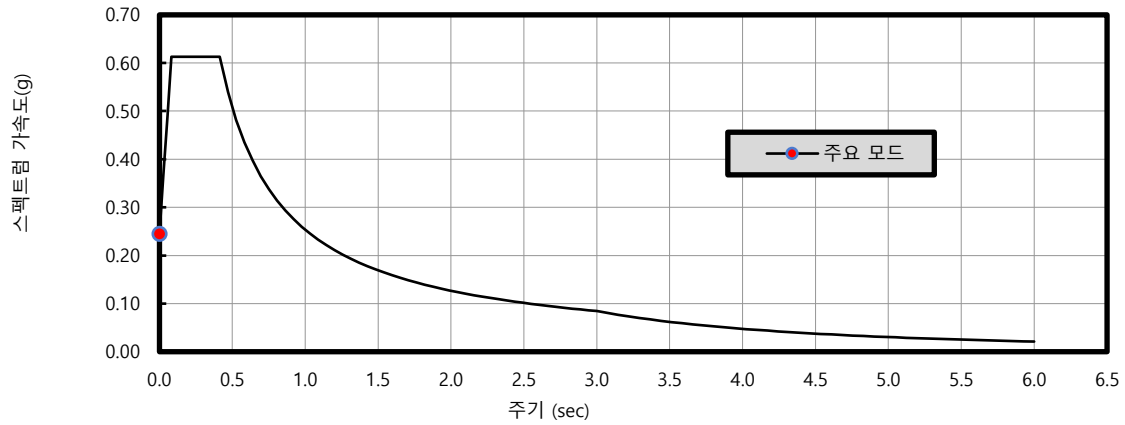
4.3 지반분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

4.4 지반증폭계수(Fa, Fv)

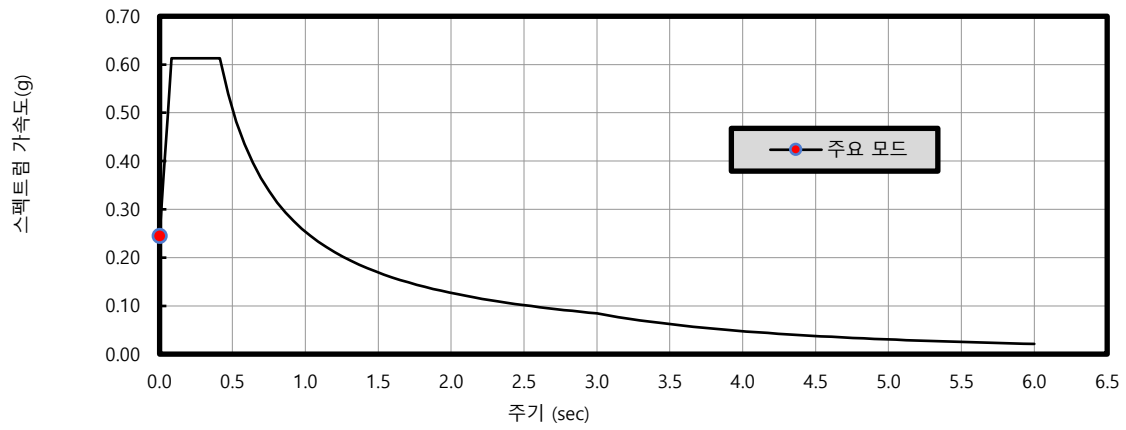
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

4.5 스펙트럼 가속도(교축방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.245	2.494	0.102
0.028	0.368	2.550	0.099
0.055	0.490	2.606	0.097
0.083	0.613	2.663	0.095
0.113	0.613	2.719	0.093
0.143	0.613	2.775	0.091
0.173	0.613	2.831	0.090
0.203	0.613	2.888	0.088
0.233	0.613	2.944	0.086
0.263	0.613	3.000	0.084
0.293	0.613	3.073	0.081
0.323	0.613	3.146	0.077
0.353	0.613	3.220	0.073
0.383	0.613	3.293	0.070
0.414	0.613	3.366	0.067
0.470	0.540	3.439	0.064
0.526	0.482	3.512	0.062
0.582	0.435	3.585	0.059
0.638	0.397	3.659	0.057
0.695	0.365	3.732	0.055
0.751	0.338	3.805	0.053
0.807	0.314	3.878	0.051
0.863	0.294	3.951	0.049
0.920	0.276	4.024	0.047
0.976	0.260	4.098	0.045
1.032	0.246	4.171	0.044
1.088	0.233	4.244	0.042
1.145	0.221	4.317	0.041
1.201	0.211	4.390	0.039
1.257	0.202	4.463	0.038
1.313	0.193	4.537	0.037
1.369	0.185	4.610	0.036
1.426	0.178	4.683	0.035
1.482	0.171	4.756	0.034
1.538	0.165	4.829	0.033
1.594	0.159	4.902	0.032
1.651	0.154	4.976	0.031
1.707	0.149	5.049	0.030
1.763	0.144	5.122	0.029
1.819	0.139	5.195	0.028
1.875	0.135	5.268	0.027
1.932	0.131	5.341	0.027
1.988	0.128	5.415	0.026
2.044	0.124	5.488	0.025
2.100	0.121	5.561	0.025
2.157	0.118	5.634	0.024
2.213	0.115	5.707	0.023
2.269	0.112	5.780	0.023
2.325	0.109	5.854	0.022
2.382	0.106	5.927	0.022
2.438	0.104	6.000	0.021

4.6 스펙트럼 가속도(교직방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.245	2.494	0.102
0.028	0.368	2.550	0.099
0.055	0.490	2.606	0.097
0.083	0.613	2.663	0.095
0.113	0.613	2.719	0.093
0.143	0.613	2.775	0.091
0.173	0.613	2.831	0.090
0.203	0.613	2.888	0.088
0.233	0.613	2.944	0.086
0.263	0.613	3.000	0.084
0.293	0.613	3.073	0.081
0.323	0.613	3.146	0.077
0.353	0.613	3.220	0.073
0.383	0.613	3.293	0.070
0.414	0.613	3.366	0.067
0.470	0.540	3.439	0.064
0.526	0.482	3.512	0.062
0.582	0.435	3.585	0.059
0.638	0.397	3.659	0.057
0.695	0.365	3.732	0.055
0.751	0.338	3.805	0.053
0.807	0.314	3.878	0.051
0.863	0.294	3.951	0.049
0.920	0.276	4.024	0.047
0.976	0.260	4.098	0.045
1.032	0.246	4.171	0.044
1.088	0.233	4.244	0.042
1.145	0.221	4.317	0.041
1.201	0.211	4.390	0.039
1.257	0.202	4.463	0.038
1.313	0.193	4.537	0.037
1.369	0.185	4.610	0.036
1.426	0.178	4.683	0.035
1.482	0.171	4.756	0.034
1.538	0.165	4.829	0.033
1.594	0.159	4.902	0.032
1.651	0.154	4.976	0.031
1.707	0.149	5.049	0.030
1.763	0.144	5.122	0.029
1.819	0.139	5.195	0.028
1.875	0.135	5.268	0.027
1.932	0.131	5.341	0.027
1.988	0.128	5.415	0.026
2.044	0.124	5.488	0.025
2.100	0.121	5.561	0.025
2.157	0.118	5.634	0.024
2.213	0.115	5.707	0.023
2.269	0.112	5.780	0.023
2.325	0.109	5.854	0.022
2.382	0.106	5.927	0.022
2.438	0.104	6.000	0.021

5. 지진하중산정

5.1 지진하중 산정

$V = W \times S \times Fa$

여기서, W = 상부 중량

S = 유효 수평지반 가속도계수

Fa = 단주기 지반 증폭계수

구 분	설계지진하중 (kN)	
	교축방향	교직방향
교대 1	0.000	892.474
교대 2	1784.948	892.474

6. 받침부 평가 (교대)

6.1 교대 A1

6.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_{B1} = 1,040.00 \text{ kN}$$

(2) 보유성능 : 횡방향 저항용량 F_{BC} : 받침 1기당의 저항용량*저항하는 받침 개수

- 교직방향

$$F_{BC1} = 1,040.00 \times 1 = 1,040.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb}} = 892.47 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,040.00}{892.47} = 1.165 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	540	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	540	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	75	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	30	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	230	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	450	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수 , (교축 = 2 ea, 교직 = 2 ea)
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	707	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 물힘길이	h_{ef}	$=$	230	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	6082	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = \max [n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}, \mu_D N]$$

$\mu_D = 0.45, N = D + D_{eqH} - D_{eqV}$

교직방향:	V_{saT}	$=$	4	$\times$	0.6	$\times$	707	$\times$	860	$=$	1,459	kN
	$\mu_D N$	$=$	0.45	$\times$	0.88	$\times$	1,820			$=$	721	kN
	V_{sa}	$=$	$\max[V_{saL}, \mu_D N]$						$=$	1,459	kN	

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	892.47 / 1	$=$	892	kN
-------	------------	-----	-----------------	-----	------------	-----	-----	----

3) 평가

교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{1,459}{892}$	$=$	1.635	$>$	1.0	OK
------	----------------------------	-----	---------------------	-----	-------	-----	-----	----

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = V_{cbgo} + 0.6N \quad (\leq 1.6V_{cbgo})$$

$$V_{cbgo} = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

A_{vc} : 단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad \quad \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * C_{a2} / 1.5C_{a1}$$

$\Phi_{c,v}$: 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\Phi_{h,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_e/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,394 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,394 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 557 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 557 \text{ mm}$$

$$S_L = 450 \text{ mm}$$

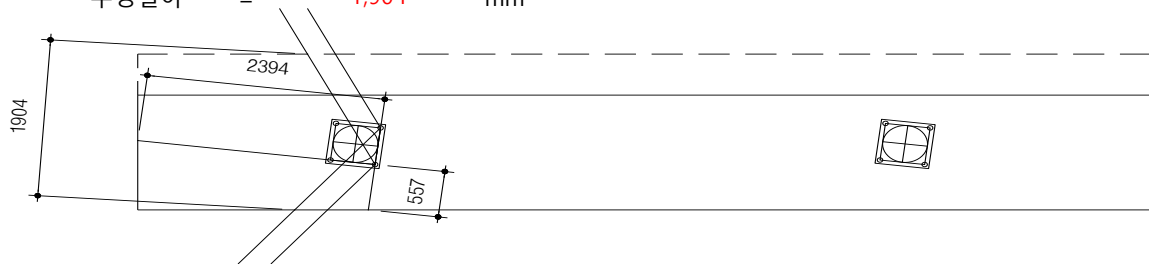
$$1.5C_{a1} = 3,591 \text{ mm}$$

$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 6,082 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,591 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,904 \text{ mm}$$



- 콘크리트파괴 저항면적 산정 시 3면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,394 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,591 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 557 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,591 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{cop} = 6,082 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,591 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 6,837,264 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,394^2 = 25,790,562 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 6,837,264 < 2 \times 25,790,562 = 51,581,124 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.747$$

$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$V_b = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{230^{0.2}}{75} \times \sqrt{75} \times \sqrt{24} \times 2,394^{1.5}$$

$$= 3,730.84 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,394^{1.5} = 2,123.213 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [3,730.84, 2,123.213] = 2,123.213 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 230 \text{ mm}$$

$$V_{cbg0}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

$$= \frac{6,837,264}{25,790,562} \times 0.747 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,123 = 504 \text{ kN}$$

$$V_{cbg}^T = V_{cbg0}^T + 0.6N (\leq 1.6V_{cbg0}^T)$$

$$\therefore V_{cbg}^T = \text{min} [1,465.275, 806.799] = 806.799 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 892 \times 1 = 892 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{807}{892} = 0.904 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1820.125 = 1601.71 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 807 \times 0.25 = 201.69975 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	1,040	892	1.165	OK
	앵커볼트	교직	1,459	892	1.635	OK
	콘크리트	교직	807	892	0.904	NG

6. 받침부 평가 (교대)

6.2 교대 A2

6.2.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_{B1} = 1,170.00 \text{ kN} \qquad f_{B1} = 1,040.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_{B1} = 1,170.00 \text{ kN}$$

(2) 보유성능 : 횡방향 저항용량 F_{BC} : 받침 1기당의 저항용량*저항하는 받침 개수

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC1} &= 1,170.00 \times 1 = 1,170.00 \text{ kN} \\ &= 1,040.00 \times 1 = 1,040.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$F_{BC1} = 1,170.00 \times 1 = 1,170.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,784.95 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 892.47 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,210.00}{1,784.95} = 1.238 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{892.47} = 1.311 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	505	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	505	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	270	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	395	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	395	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수 , (교축 = 2 ea, 교직 = 2 ea)
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	1018	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	270	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	5063	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	$V_{sa} = \max [n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}, \mu_D N]$									
	$\mu_D = 0.45, N = D + D_{eqH} - D_{eqV}$									
교축방향:	V _{saL}	=	4	X	0.6	X	1,018	X	860	= 2,101 kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	1,820			= 721 kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	0.6	X	1,018	X	860	= 2,101 kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	1,820			= 721 kN
	V _{sa}	=	max[	V _{saL}	,	μ _D N	]			= 2,101 kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력	F _{ASD}									
교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL}	/	n ^L	=	1784.95	/	2	= 892 kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT}	/	n ^T	=	892.47	/	1	= 892 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{2,101}{892}$	=	2.354	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{2,101}{892}$	=	2.354	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = V_{cbgo} + 0.6N \quad (\leq 1.6V_{cbgo})$$

$$V_{cbgo} = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

A_{vc} : 단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * C_{a2} / 1.5C_{a1}$$

$\Phi_{c,v}$: 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\Phi_{h,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_e/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 998 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 998 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,975 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,975 \quad mm$$

$$S_L = 395 \quad mm$$

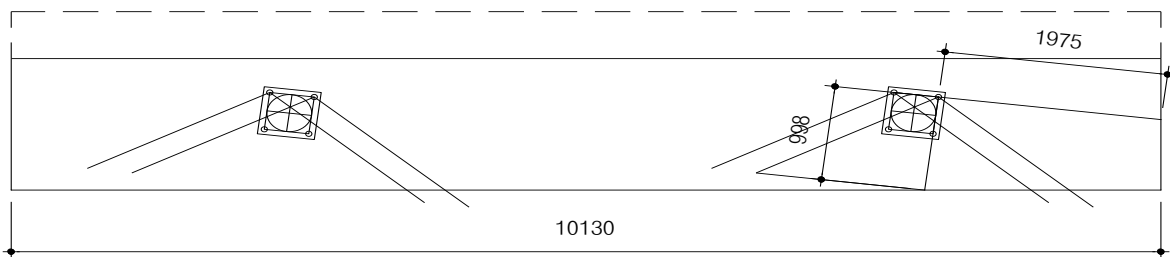
$$1.5C_{a1} = 1,497 \quad mm$$

$$S_T = 395 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,063 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,497 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,130 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 15,164,610 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 998^2 = 4,482,018 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 15,164,610 < 4 \times 4,482,018 = 17,928,072 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 1.000$$

$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$V_b = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 998^{1.5}$$

$$= 1,095.21 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 270 \text{ mm}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 998^{1.5} = 571.483 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [1,095.21, 571.483] = 571.483 \text{ kN}$$

$$V_{cbgo}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b$$

$$= \frac{15,164,610}{4,482,018} \times 1.000 \times 1.200 \times 1.000 \times 1,095 = 4,447 \text{ kN}$$

$$V_{cbg}^L = V_{cbgo}^L + 0.6N (\leq 1.6V_{cbgo}^L)$$

$$\therefore V_{cbg}^L = \min [6,368.750, 7114.708] = 6368.750 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,370 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,370 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 603 \text{ mm}$$

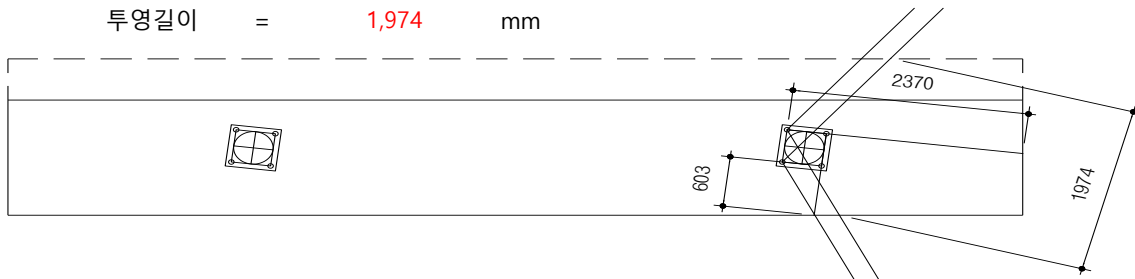
$$C_{a2}' = 603 \text{ mm}$$

$$S_L = 395 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 3,555 \text{ mm}$$

$$S_T = 395 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 5,063 \text{ mm} \quad h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,555 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,974 \text{ mm}$$



- 콘크리트파괴 저항면적 산정 시 3면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$\begin{aligned} 1\text{면} \quad C_{a1} &= 2,370 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,555 \text{ mm} \\ 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 603 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,555 \text{ mm} \\ 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 5,063 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,555 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3) = 2,370 \text{ mm} \\ 1.5C_{a1}' &= 3,555 \text{ mm} \\ \therefore C_{a1} &= 2,370 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 3,555 \text{ mm} \\ A_{vc} &= 7,017,570 \text{ mm}^2 \\ A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,370^2 = 25,276,050 \text{ mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 7,017,570 < 2 \times 25,276,050 = 50,552,100 \text{ mm}^2 \\ \Phi_{ed,v} &= 0.751 \quad \Phi_{h,v} = 1.000 \\ V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,370^{1.5} \\ &= 4,007.97 \text{ kN} \\ V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,370^{1.5} = 2,091.365 \text{ kN} \\ \therefore V_b &= \text{MIN} [4,007.97, 2,091.365] = 2,091.365 \text{ kN} \\ l_e &= \text{MIN}[h_{\text{efr}} 8d_a] = 270 \text{ mm} \\ V_{\text{cbg0}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{7,017,570}{25,276,050} \times 0.751 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,091 = 523 \text{ kN} \\ V_{\text{cbg}}^T &= V_{\text{cbg0}}^T + 0.6N (\leq 1.6V_{\text{cbg0}}^T) \\ \therefore V_{\text{cbg}}^T &= \text{min} [1,484.223, 837.110] = 837.110 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 892 \times 2 = 1,785 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 892 \times 1 = 892 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} &= \frac{6,369}{1,785} = 3.568 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} &= \frac{837}{892} = 0.938 < 1.0 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1820.130 = 1601.7144 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 637 \times 0.25 = 159.21875 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 837 \times 0.25 = 209.2775 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

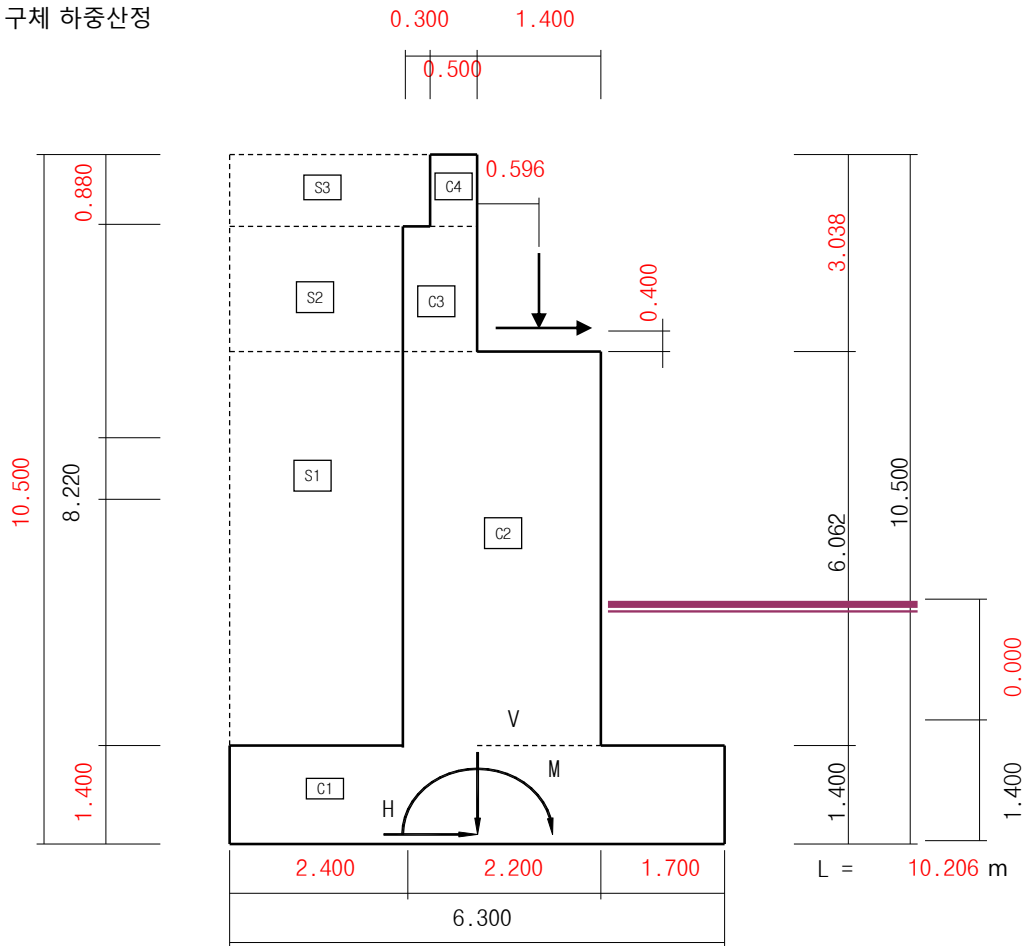
(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,210	1,785	1.238	OK
		교직	1,170	892	1.311	OK
	앵커볼트	교축	2,101	892	2.354	OK
		교직	2,101	892	2.354	OK
	콘크리트	교축	6,369	1,785	3.568	OK
		교직	837	892	0.938	NG

7. 기초부 평가

7.1 교대 A1 하중산정

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	90.017	25.00	2250.423	0.108	242.60	3.150	0.700	7088.832	169.817
	C2	184.565	25.00	4614.133	0.108	497.403	2.800	5.510	12919.571	2740.693
	C3	17.620	25.00	440.491	0.108	47.485	2.350	6.383	1035.154	303.096
	C4	4.491	25.00	112.266	0.108	12.102	3.750	10.060	420.998	121.749
	소계	296.693		7417.313		799.586			21464.555	3335.355
뒷채움	S1	126.930	20.00	2538.600	0.108	273.661	2.900	5.510	7361.939	1507.872
	S2	52.859	20.00	1057.178	0.108	113.964	5.100	9.620	5391.609	1096.332
	S3	6.467	20.00	129.330	0.108	13.942	1.700	1.400	219.862	19.519
	소계	186.255		3725.108		401.567			12973.410	2623.723
총 계				11142.421		1201.153			34437.965	5959.078

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A$ Fa)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	18.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	30	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
수평지진계수	$K_h = 0.5 \times F_a \times S$	-	0.108	
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 지점부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	1796	1845					
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.300$$

ϕ : 뒷채움흙의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각	=	0.00 °
i : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
θ : $\tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$	=	3.085 °

② 토압 산정

구 분		계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 10.5 \times 0.3 \times 10.206$	3380.135346 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 9.1 \times 0.3 \times 10.206$	2538.857215 kN

H(안정검토) = 10.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 5.25 m

H(단면검토) = 1.400 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 0.7 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_1	$= q_1 \times B_{q1} = 102.06 \times 1.9$	193.914 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 102.1 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.9 m

X = 상재하중 작용 위치 = 5.35 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3640 \div (1 / \sin(90-7))$	3613 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3640 kN

⑤ 가동단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	65.21274 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 7.226 kN

F_2 = $K_h \times R_u$ = 57.987 kN

7.2 교대 A1 검토

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력 V	수평력 H	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M _V	M _H
교대구체	7417.313	799.586	-	-	21464.555	3335.355
뒷채움제	3725.108	401.567	-	-	12973.410	2623.723
배면토압	-	3380.135	-	5.250	-	17745.711
연직반력	3613.000	778.963	1.104	7.862	3988.752	6124.206
관성력	-	65.213	-	7.462	-	486.617
하중조합	14755.421	5425.464	-	-	38426.717	30315.612

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 6.300 / 2 - (38426.717 - 30315.612) / 14755.421 \\
 &= 2.600 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 14755.421 \times 2.600 = 38368.471 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	10.800

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	1756 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$Ru = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 3513 \text{ kN}$$

q_d : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_u \times A = 2027 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

$$q_u : \text{말뚝 선단 지반의 일축압축강도} = 10000 \text{ kN/m}^2$$

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	2.0	25	50	100.00
사질토	3.5	43	86	301.00
풍화토	5.3	50	100	530.00
$\sum(li \cdot fi) =$				931.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	550 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1486 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 55 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	173301 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.574	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	10800	mm

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	143554 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	100820 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	100820 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	141614 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.7119	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	201183	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	466667	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	70000	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	0.9212	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.5987	m ⁻¹
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
Ip	: 말뚝의 단면 2차 모멘트	=	0.000474	m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
β·λ	0.292 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.172	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	10781	kN/m ³
E	$= 8,500^3 \times f_{cu}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.700	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.400	m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.002917 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003041 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002231 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	4019521
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2822961
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4852420
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	20888019

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	2.500	1004880	0	-705740	1213105	0	8573207
2열	7	1.200	1004880	0	-705740	1213105	0	2738172
3열	7	-0.100	1004880	0	-705740	1213105	0	1003432
4열	7	-2.500	1004880	0	-705740	1213105	0	8573207

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.002917	0.008618	1493.584	193.767	21.889
2열	0.002917	0.005718	990.949	193.767	21.889
3열	0.002917	0.002818	488.315	193.767	21.889
4열	0.002917	-0.002537	-439.625	193.767	21.889

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	2.917	5.143	O.K
	연직압축지지력(kN)	1756	1494	1.176	O.K
	연직인발지지력(kN)	550	440	1.251	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	2.482444	21.889	0.000	-193.767
2	1.080	0.896955	-73.375	-87.722	-12.143
3	2.160	0.064232	-53.590	-58.446	33.542
4	3.240	-0.149923	-19.940	-20.092	24.957
5	4.320	-0.113689	-1.771	-0.829	9.421
6	5.400	-0.043534	3.104	3.765	0.915
7	6.480	-0.004578	2.449	2.686	-1.415
8	7.560	0.006303	0.965	0.981	-1.139
9	8.640	0.005183	0.116	0.076	-0.455
10	9.720	0.002099	-0.130	-0.160	-0.058
11	10.800	0.000285	-0.111	-0.123	0.059

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1+\beta \times h_o) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_o \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\text{고정}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_o \times \cos(\beta x) + (1+\beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

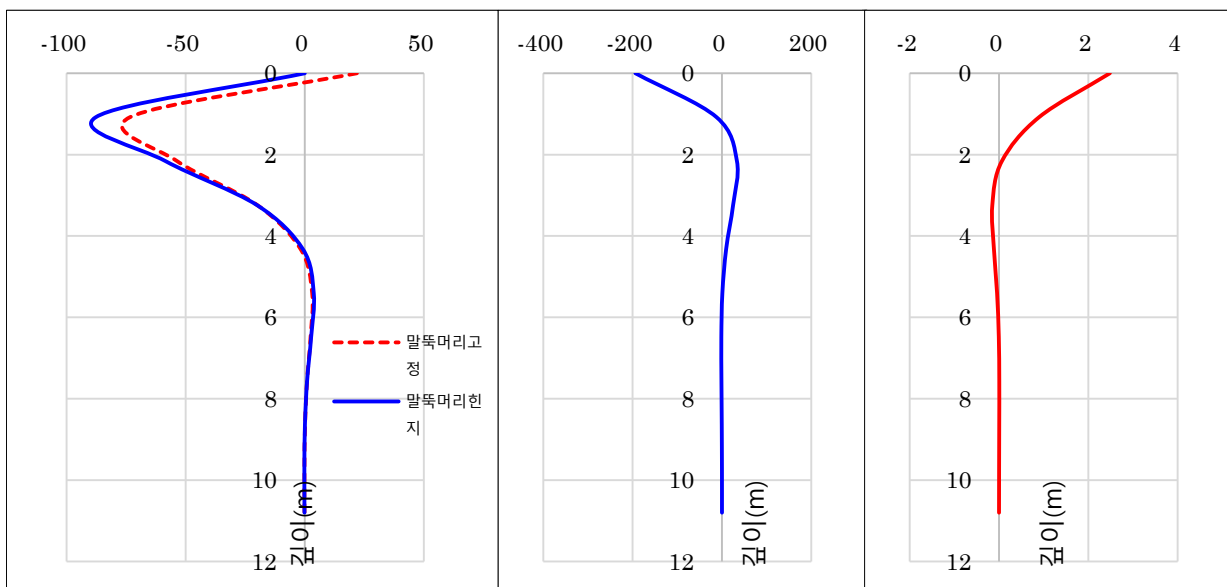
$$M_{\text{힌지}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1+2 \times \beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 193.767 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.712 \quad \text{m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = -112.968 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1226 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-74.231 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1103 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-87.747 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	87.747 kN·m
	$S_{max} = S $	193.767 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 49.180 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 143.299 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 12.485 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d - n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	2538.857	2538.857	0.700	1777.200
교대구체	799.586 kN	799.586	2.984	2385.751
관성력	65.213	65.213	0	0.000
단면력		3403.656		4162.951

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 799.586 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 2385.751 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.984\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 15027 \geq 4163$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10416 \geq 3404$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10206 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 25 - 81 ea

$$A_s = 41043 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

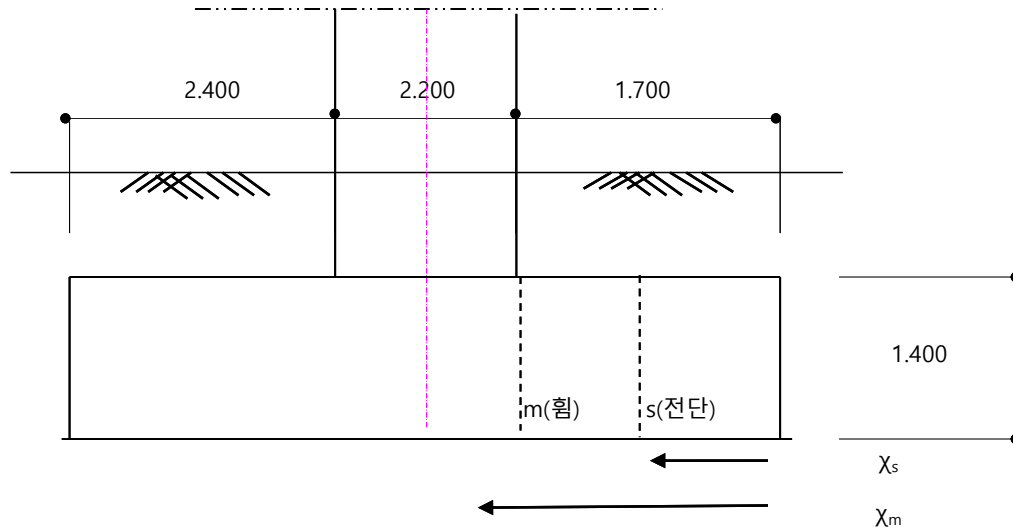
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10416 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.700 m
전단	$\chi_s = 1.700 - 1.250/2$	1.075 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1493.584	$\times$	7	10455 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	607 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	714 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.050$	10978 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	10455 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	10371 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	9741 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11546 \geq 10371$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10416 \geq 9741$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10206 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 81 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 31355 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

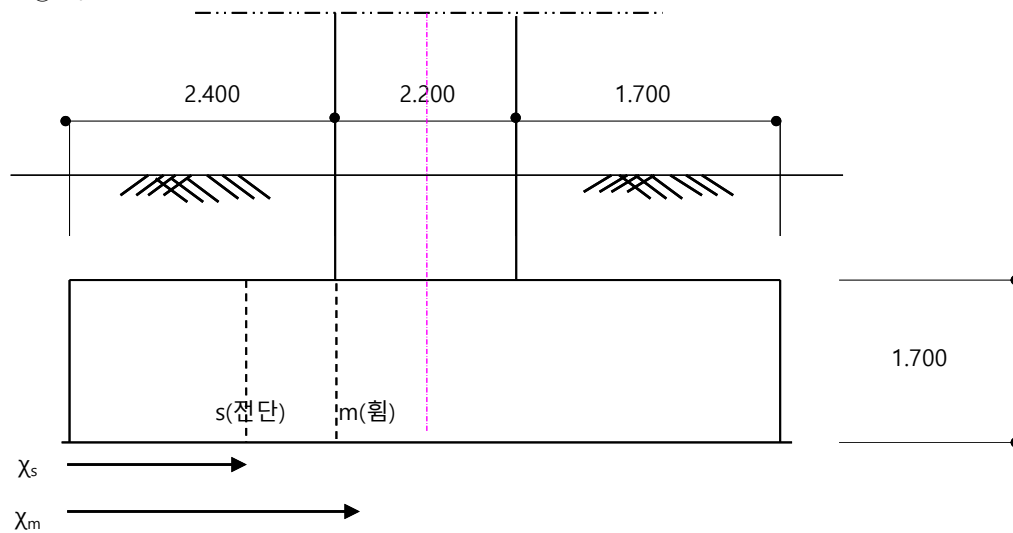
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10416 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\chi_m =$	2.400 m
전단	$\chi_s = 2.400 - 1.250/2$	1.775 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1493.584	$\times$	7	10455 kN
R2	990.949	$\times$	7	6937 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	9.100	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	3725.108	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.849	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	193.914	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	5.350	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	1040 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	1224 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-7640 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	4846 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	281 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	344 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.750 + R_2 \times 0.450$	3121 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	10455 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	9440 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	4041 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11546 \geq 9440$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10416 \geq 4041$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d-a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10206 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 22 - 81 ea

$$A_s = 31355 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10416 \text{ kN}$$

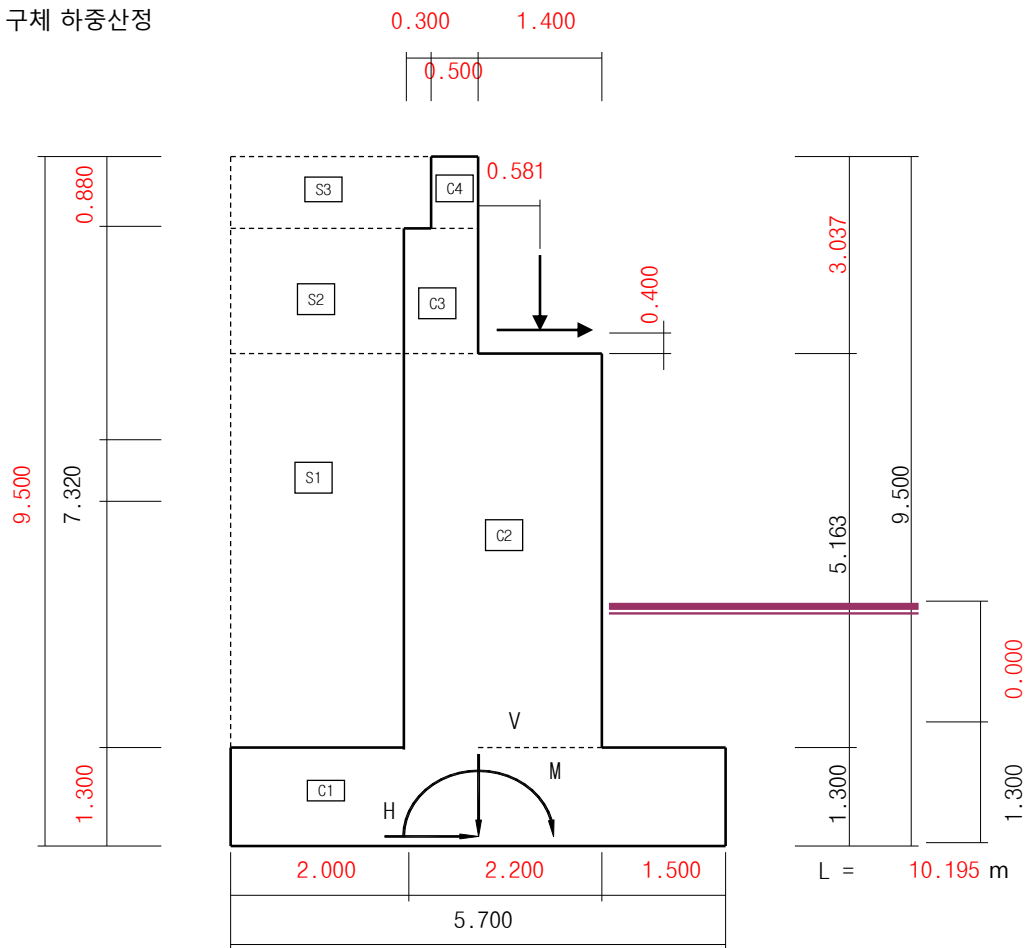
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	2.917	5.143	O.K
	연직 압축지지력		1756	1494	1.176	O.K
	연직 인발지지력		550	440	1.251	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	49.180	4.270	O.K
	힘압축응력		210.000	143.299	1.465	O.K
	힘전단응력		120.000	12.485	9.611	O.K
단면검토	벽체	휨	15027	4163	3.610	O.K
		전단	10416	3404	3.060	O.K
	압굽	휨	11546	10371	1.113	O.K
		전단	10416	9741	1.069	O.K
	뒷굽	휨	11546	9440	1.223	O.K
		전단	10416	4041	2.578	O.K

7. 기초부 평가

7.3 교대 A2 하중산정

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	75.545	25.00	1888.624	0.108	203.59	2.850	0.650	5382.578	132.336
	C2	164.180	25.00	4104.507	0.108	442.466	2.600	4.960	10671.718	2194.631
	C3	17.592	25.00	439.812	0.108	47.412	2.150	5.385	945.596	255.289
	C4	4.486	25.00	112.145	0.108	12.089	3.550	9.060	398.115	109.528
	소계	261.804		6545.088		705.560			17398.007	2691.784
뒷채움	S1	87.330	20.00	1746.607	0.108	188.284	2.500	4.960	4366.519	933.890
	S2	43.981	20.00	879.625	0.108	94.824	4.700	8.620	4134.236	817.379
	S3	5.383	20.00	107.659	0.108	11.606	1.500	1.300	161.489	15.087
	소계	136.695		2733.891		294.713			8662.243	1766.356
총 계				9278.979		1000.273			26060.250	4458.140

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$ (수평지진계수, $K_h = 0.5A Fa$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	18.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	30	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
수평지진계수	$K_h = 0.5 \times F_a \times S$	-	0.108	
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 지점부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	2193	1448					
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.300$$

ϕ : 뒷채움흙의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각	=	0.00 °
i : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
θ : $\tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$	=	3.085 °

② 토압 산정

구 분		계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 9.5 \times 0.3 \times 10.195$	2763.976645 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.2 \times 0.3 \times 10.195$	2059.277447 kN

H(안정검토) = 9.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.75 m

H(단면검토) = 1.300 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 0.65 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 101.95 \times 1.5$	152.925 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 102.0 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.5 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.95 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3640 \div (1 / \sin(90-6.44))$	3617 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3640 kN

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	549.784 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 7.234 kN

F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\Theta)$ = 542.550 kN

7.4 교대 A2 검토

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력 V	수평력 H	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M _V	M _H
교대구체	6545.088	705.560	-	-	17398.007	2691.784
뒷채움제	2733.891	294.713	-	-	8662.243	1766.356
배면토압	-	2763.977	-	4.750	-	13128.889
연직반력	3617.000	779.825	0.919	6.863	3324.023	5351.940
관성력	-	549.784	-	6.463	-	3553.254
하중조합	12895.979	5093.859	-	-	29384.273	26492.223

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (29384.273 - 26492.223) / 12895.979 \\
 &= 2.626 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 12895.979 \times 2.626 = 33861.491 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	16.600

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	2016 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$Ru = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 4033 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_u \times A = 2027 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

$$q_u : \text{말뚝 선단 지반의 일축압축강도} = 10000 \text{ kN/m}^2$$

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.8	8	16	76.80
사질토	6.0	50	100	600.00
풍화토	5.8	50	100	580.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1256.80

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	753 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 2006 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 84 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	135343 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.689	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	16600	mm

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	31503 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	36681 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	36681 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	85419 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.4294	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	26631	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	74667	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	11200	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	1.1861	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.3611	m ⁻¹
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
Ip	: 말뚝의 단면 2차 모멘트	=	0.000474	m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
β·λ	0.262 < 1.000	강체취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.175	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	9316	kN/m ³
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.500	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.300	m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.009880 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003403 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.003526 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	882094
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1027067
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3789617
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	12481587

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	2.200	220524	0	-256767	947404	0	5183370
2열	7	0.900	220524	0	-256767	947404	0	1365330
3열	7	-0.400	220524	0	-256767	947404	0	749517
4열	7	-2.200	220524	0	-256767	947404	0	5183370

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.009880	0.011160	1510.433	181.924	-61.233
2열	0.009880	0.006576	890.060	181.924	-61.233
3열	0.009880	0.001993	269.687	181.924	-61.233
4열	0.009880	-0.004354	-589.291	181.924	-61.233

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	9.880	1.518	O.K
	연직압축지지력(kN)	2016	1510	1.335	O.K
	연직인발지지력(kN)	753	589	1.277	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	13.218794	-61.233	0.000	-181.924
2	1.660	4.367308	-178.169	-135.828	7.718
3	3.320	0.062405	-117.440	-100.750	49.449
4	4.980	-1.003363	-44.290	-42.086	34.824
5	6.640	-0.759243	-4.626	-7.003	13.946
6	8.300	-0.322018	7.213	4.921	1.975
7	9.960	-0.056378	6.462	5.333	-1.887
8	11.620	0.035577	3.060	2.773	-1.874
9	13.280	0.039939	0.716	0.775	-0.937
10	14.940	0.021074	-0.204	-0.091	-0.244
11	16.600	0.006033	-0.324	-0.254	0.044

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1+\beta \times h_o) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_o \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\text{고정}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_o \times \cos(\beta x) + (1+\beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

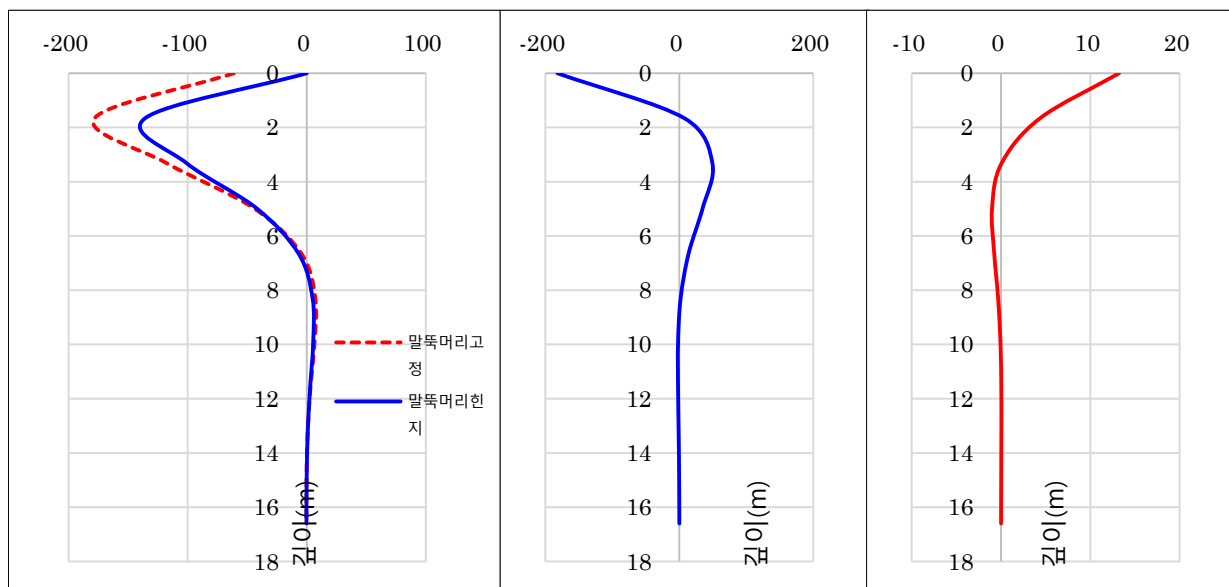
$$M_{\text{힌지}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1+2 \times \beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 181.924 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.429 \quad \text{m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 336.584 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1536 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-178.655 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1829 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-136.583 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	178.655 kN·m
	$S_{max} = S $	181.924 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 199.500$	O.K
	$f_c = 193.139 \leq 199.500$	O.K
	$f_s = 11.722 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

$$f_{ta} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

$$f_{ca} : \text{말뚝의 허용 휨압축응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

$$f_{sa} : \text{말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.050$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d - n , 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.050$$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	2059.277	2059.277	0.650	1338.530
교대구체	705.56 kN	705.56	2.703	1906.891
관성력	549.784	549.784	0	0.000
단면력		3314.621		3245.421

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 705.56 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 1906.891 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.703\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 17366 \geq 3245$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9573 \geq 3315$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10195 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 29 - 81 ea

$$A_s = 52034 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 75.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

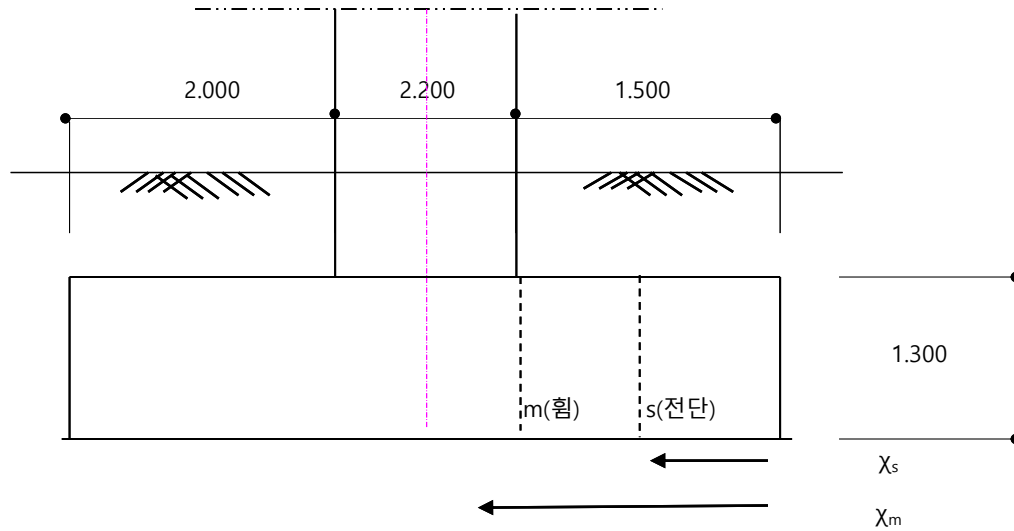
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9573 \text{ kN}$$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.500 m
전단	$\chi_s = 1.500 - 1.150/2$	0.925 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1510.433	$\times$	7	10573 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	439 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	585 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 0.850$	8987 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	10573 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	8548 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	9988 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10605 \geq 8548$	O.K
전단	$\Phi V_n = 11080 \geq 9988$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10195 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 81 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 31355 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토} \quad D \quad 16 \quad - \quad 11 \quad \text{ea}$$

$$A_v = 2185 \text{ mm}^2$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9573 \text{ kN}$$

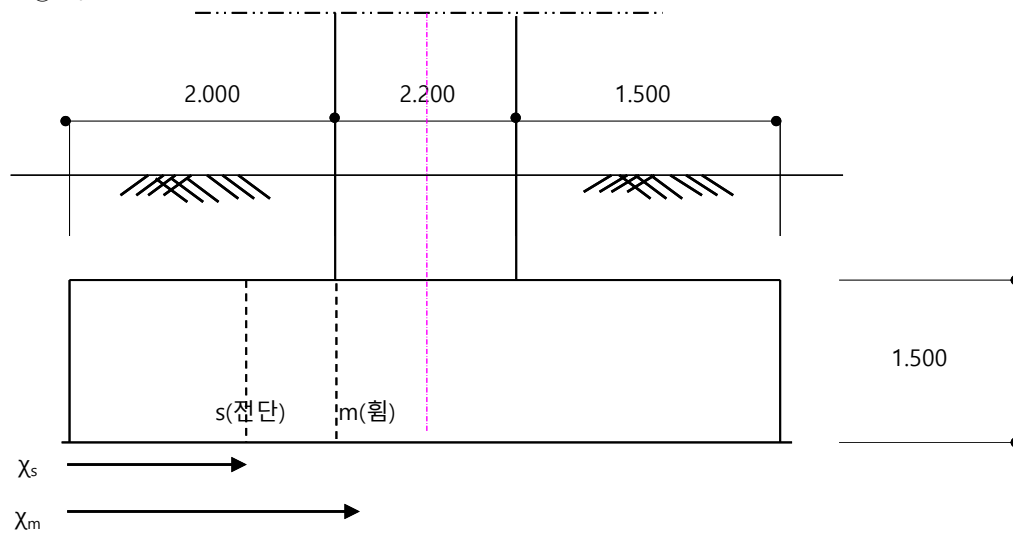
$$\Phi V_s = \Phi \times A_v \times f_y \times d / s = 1507 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	2.000 m
전단	$\chi_s = 2.000 - 1.150/2$	1.425 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1510.433	$\times$	7	10573 kN
R2	890.060	$\times$	7	6230 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.200	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2733.891	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.492	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	152.925	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.950	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	675 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	900 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-6036 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3506 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	191 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	218 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.350 + R_2 \times 0.050$	312 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	10573 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	5482 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	5950 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10605 \geq 5482$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9573 \geq 5950$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d-a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

f_{ck}	=	24	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	10195	mm	d	=	1150	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 22 - 81 ea

A_s	=	31355	mm ²
a	=	45.2	mm

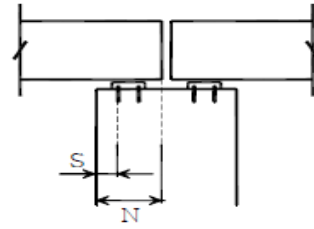
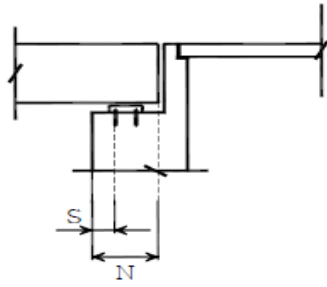
- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$	=	9573	kN
---	---	------	----

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	9.880	1.518	O.K
	연직 압축지지력		2016	1510	1.335	O.K
	연직 인발지지력		753	589	1.277	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		199.500	0.000	-	O.K
	힘압축응력		199.500	193.139	1.033	O.K
	힘전단응력		120.000	11.722	10.237	O.K
단면검토	벽체	힘	17366	3245	5.351	O.K
		전단	9573	3315	2.888	O.K
	압굽	힘	10605	8548	1.241	O.K
		전단	11080	9988	1.109	O.K
	뒷굽	힘	10605	5482	1.935	O.K
		전단	9573	5950	1.609	O.K

8. 지지길이평가



8.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1311.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[3.46, 329.35] = 329.35 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 329.35 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 6.082 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 7.0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1311}{329} = 3.980 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

8.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1324.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[1.50, 322.89] = 322.89 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 322.89 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 5.163 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

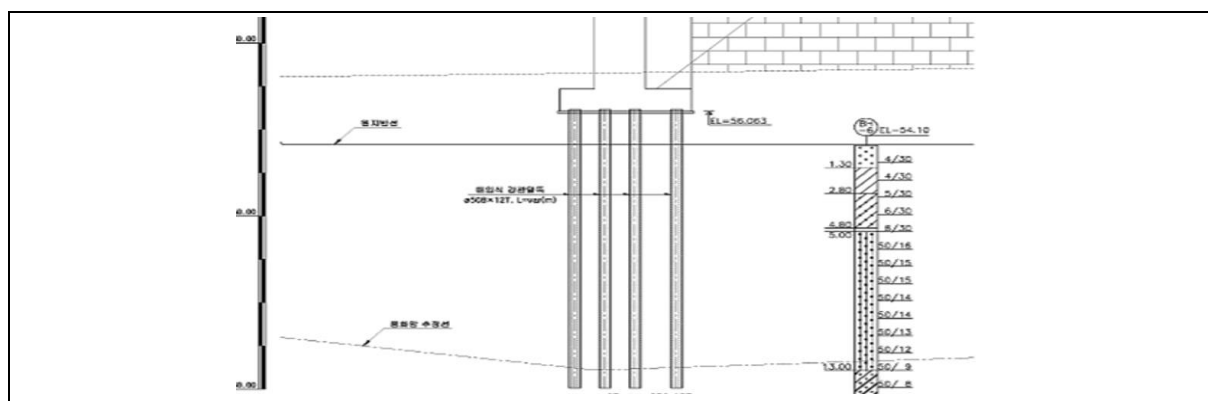
- $\theta = 6.44^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1324}{323} = 4.100 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

수량명 : 응암1교

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6		부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반	

[illegible]

응암1교

- 교량명 : 응암1교
- 보링 위치 : -
- 지반 등급 : S3
- 지하수위 : 2m
- 지반정보

○ ER : 65
○ 단위중량

구분	사질토	자갈층	풍화토	풍화암
단위중량	19.5	19.5	19.5	21.5

- 액상화 예비평가 및 본평가

[illegible]

- 액상화 본평가

[illegible]