

교 량 내 진 성 능 평 가

수기2교(상)

보강전 내진성능평가 계산서

2020.12

◆ 목 차 ◆

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정 및 모델링

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 유효강성 산정

6. 고유치 해석

7. 지진 해석

8. 하중조합에 따른 단면력

9. 교각부 평가

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

11. 기초부 평가

12. 지지길이평가

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 1

P 1	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.8	1.0	1.800	O.K
			교직(하단)	1.8	1.0	1.800	O.K
	교각부 전단평가		교축(하단)	6,936	1,390	4.990	O.K
			교직(하단)	6,884	1,296	5.311	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15	0.371	40.421	O.K
			교직	15	0.355	42.228	O.K
		연직압축지지력	교축	3,704	970	3.820	O.K
			교직	3,704	967	3.829	O.K
	말뚝응력 검토	힘인장응력	교축	210	47.7	4.398	O.K
			교직	210	49.1	4.277	O.K
		힘압축응력	교축	210	77.1	2.725	O.K
			교직	210	75.5	2.780	O.K
		힘전단응력	교축	120	3.6	33.533	O.K
			교직	120	3.3	35.966	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	19,768	8,081	2.446	O.K
			교직	19,768	8,055	2.454	O.K
		전단	교축	14,391	3,742	3.845	O.K
			교직	14,391	3,730	3.858	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,541	1,286	1.975	O.K
			교직	2,541	1,186	2.143	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	161	2.270	O.K
			교직	365	148	2.462	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	620	161	3.857	O.K
			교직	635	148	4.284	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	161	2.239	O.K
교직			320	148	2.159	O.K	

P 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.8	1.0	1.800	O.K
			교직(하단)	1.8	1.0	1.800	O.K
	교각부 전단평가		교축(하단)	6,940	1,478	4.694	O.K
			교직(하단)	6,888	1,232	5.591	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15	0.433	34.637	O.K
			교직	15	0.370	40.525	O.K
		연직압축지지력	교축	3,738	982	3.806	O.K
			교직	3,738	935	3.997	O.K
	말뚝응력 검토	힘인장응력	교축	210	49.7	4.222	O.K
			교직	210	49.5	4.246	O.K
		힘압축응력	교축	210	76.7	2.739	O.K
			교직	210	73.9	2.840	O.K
		힘전단응력	교축	120	3.8	31.529	O.K
			교직	120	3.2	37.840	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	19,768	8,303	2.381	O.K
			교직	19,768	7,813	2.530	O.K
		전단	교축	14,391	3,847	3.741	O.K
			교직	14,391	3,612	3.984	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,541	1,436	1.769	O.K
교직			2,541	1,154	2.202	O.K	
앵커볼트 (kN)		교축	365	180	2.033	O.K	
		교직	365	144	2.531	O.K	
콘크리트 (kN)		교축	620	180	3.455	O.K	
		교직	609	144	4.226	O.K	
프라이아웃 (kN)		교축	360	180	2.006	O.K	
		교직	320	144	2.219	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,270	717	1.772	O.K
			교직	1,270	535	2.376	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	179	2.036	O.K
			교직	365	134	2.730	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	893	179	4.983	O.K
			교직	433	134	3.242	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	179	2.009	O.K
			교직	320	134	2.394	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,400	404	3.469

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,270	620	2.051	O.K
			교직	1,270	607	2.093	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	155	2.356	O.K
			교직	365	152	2.405	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	893	155	5.765	O.K
			교직	433	152	2.855	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	155	2.324	O.K
			교직	320	152	2.109	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,400	404	3.469

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	수기2교(상)	준공년도	2015.12 년
소재지	경기도 화성시 세자로396번길 16	받침종류	탄성
상부구조		하부구조	
형식	P.F Beam교	교각형식	T형교각
교량폭원	10.735m	기초형식	강관파일기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	35.0 + 35.0 + 35.0 = 105.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.4
지반종류	S2
해석방법	응답스펙트럼해석법
고유치 해석	Ritz Vectors
MODE 조합	C.Q.C 방법

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 (풍화잔류토),	$V_s = 107.94N^{0.418}$
for sand soils (풍화암),	$V_s = 75.76N^{0.371}$
for sand and silt soils (충적토),	$V_s = 82.01N^{0.319}$
for Gravel (충적토),	$V_s = 78.63N^{0.361}$

1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
기동 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법
	콘크리트 모델	MANDER 모델
	철근 모델	PARK 모델
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL
탄 성 지 진 력 산 정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	ELASTIC LINK 스프링 모델
	기초와 지반의 연결부 상세	기동 하단 Fixed Support 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

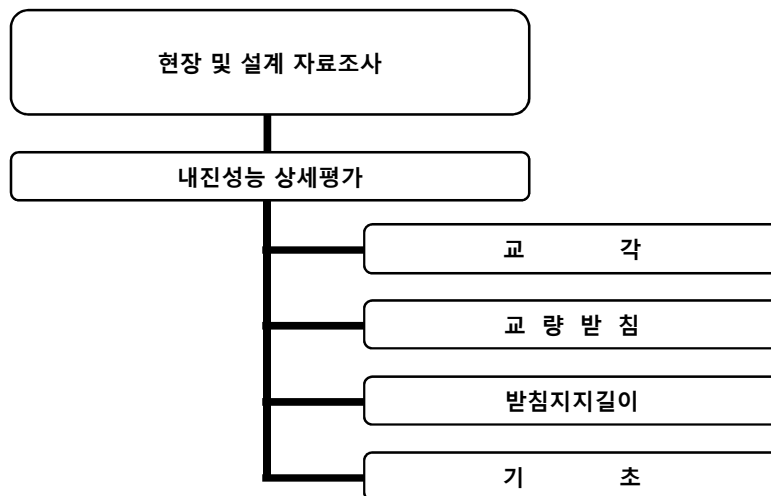
1) 내진성능상세평가 방법

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

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

교량내진설계기준(한계상태설계법)[KDS 24 17 11](국토교통부, 2018)

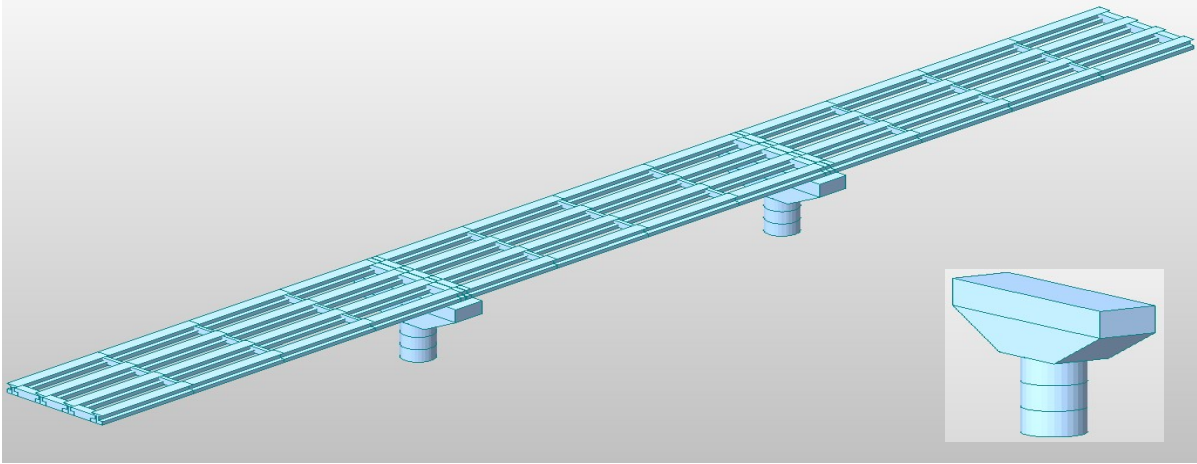
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : P.F Beam교
- 적용 받침 : 탄성



해석대상 구조물 모델링

2.2 하중산정 조건

-1차 고정하중

① 슬래브 자중 :	$10.735 \times 0.25 \times 105 \times 25.0$	=	7044.84	kN
② 빔 자중 :	$24.0405 \times 25.0 \times 12EA$	=	7212.15	kN
③ Preflex 합성형 강재 :	$(277.66 \times 6) + (250.33 \times 6)$	=	3167.94	kN
(준공도서 강형제작도 총괄표 참조)		Σ	=	17424.93 kN

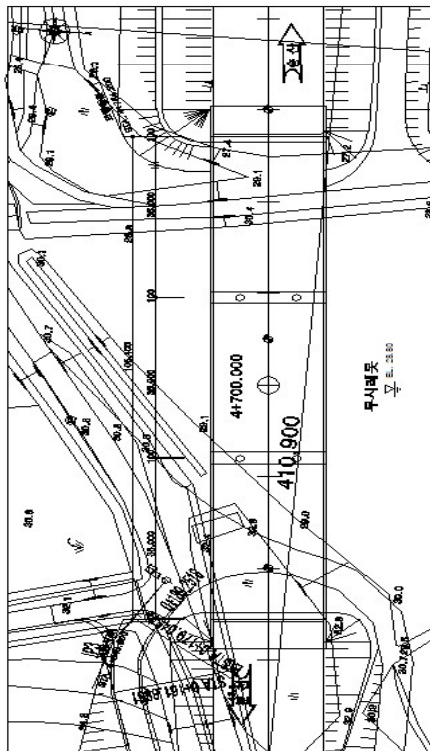
-2차 고정하중

① 아스콘포장 :	(T = 80mm)	$(10.735 - 0.45 - 0.57) \times 0.080 \times 105.0 \times 23.0$	=	1876.94	kN
② 방호벽 :	$0.360 \times 105.0 \times 25.0 \times 1EA$	=	945.00	kN	
③ 중분대 :	$0.079 \times 105.0 \times 25.0 \times 2EA$	=	414.75	kN	
④ 가로보 :					
- 단부 가로보 :	$0.595 \times 2.7 \times 25.0 \times 18EA$	=	722.93	kN	
- 지점부 가로보 :	$0.195 \times 2.7 \times 25.0 \times 27EA$	=	355.39	kN	
		Σ	=	4315.00	kN

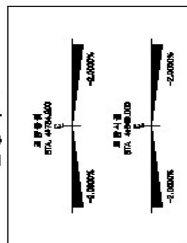
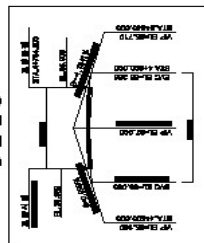
-단위질량 산정

① 총 중량 : 1차 고정하중 + 2차 고정하중	=	17424.9	+	4315.0	
			=	21739.9	kN
② Beam 본당 단위중량 :	$21739.93425 \div 105.0 \div 4 EA$	=	51.76	kN/m	

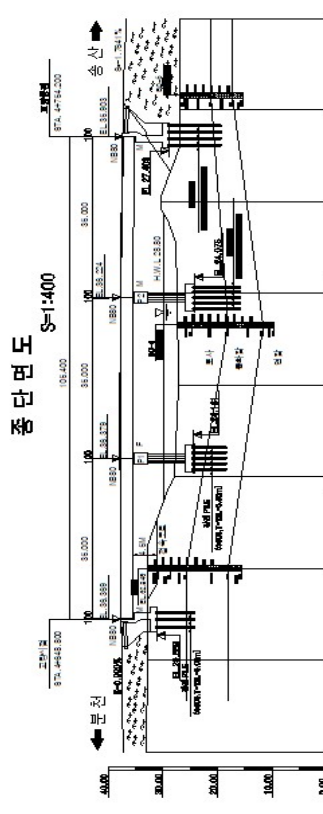
比例尺 1:400



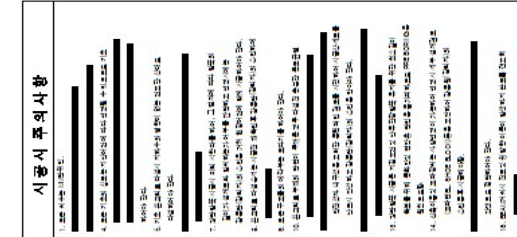
0.5 1.0 1.5
S=1:400

도
경
사
도
편

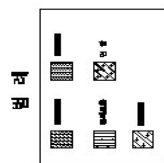
卷之四



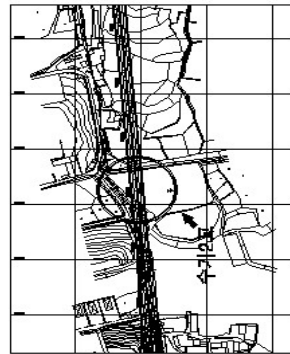
450 1:400



한글서체



५
३०



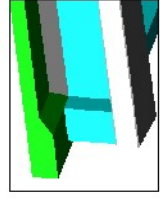
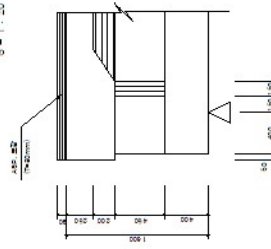
५५५

[illegible][illegible]

너
 품
 께
 켜

$$\begin{array}{c} \leq |n| \\ 2 \\ |m| \\ 0 \\ 2 \\ |m| \\ 2 \\ |m| \end{array} \quad (3)$$

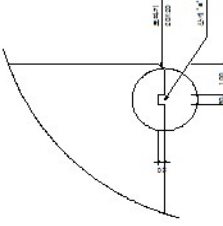
다항식 (3D)



PREFLEX 하프스프링다마노

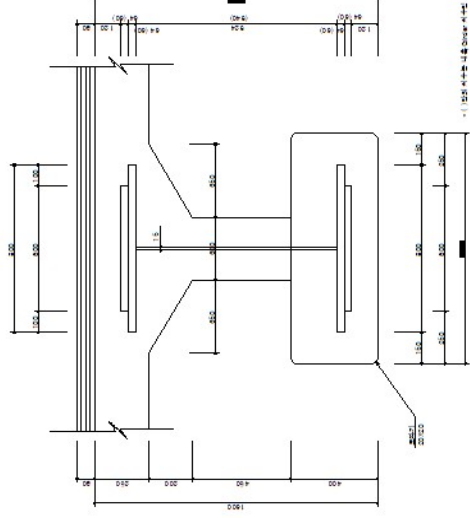
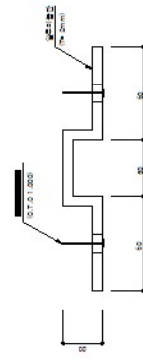
9-1:10

NOTCH 상세



상세 "a"

9-NONE



= () 앞의 세수를 나눴을 때의 몫

[illegible]

양파 잎마름병 (3)

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정
A1	1	858.280	1750	O.K
	2	927.130	1750	O.K
	3	927.130	1750	O.K
	4	858.280	1750	O.K
P1	1	887.520	1750	O.K
	2	945.080	1750	O.K
	3	945.080	1750	O.K
	4	887.520	1750	O.K
	5	876.610	1750	O.K
	6	932.400	1750	O.K
	7	932.400	1750	O.K
	8	876.610	1750	O.K
P2	1	876.610	1750	O.K
	2	932.400	1750	O.K
	3	932.400	1750	O.K
	4	876.610	1750	O.K
	5	888.740	1750	O.K
	6	946.460	1750	O.K
	7	946.460	1750	O.K
	8	888.740	1750	O.K
A2	1	860.740	1750	O.K
	2	927.270	1750	O.K
	3	927.270	1750	O.K
	4	860.740	1750	O.K

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	8990.21	9503.36	
P2	1	8995.38	9500.48	

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

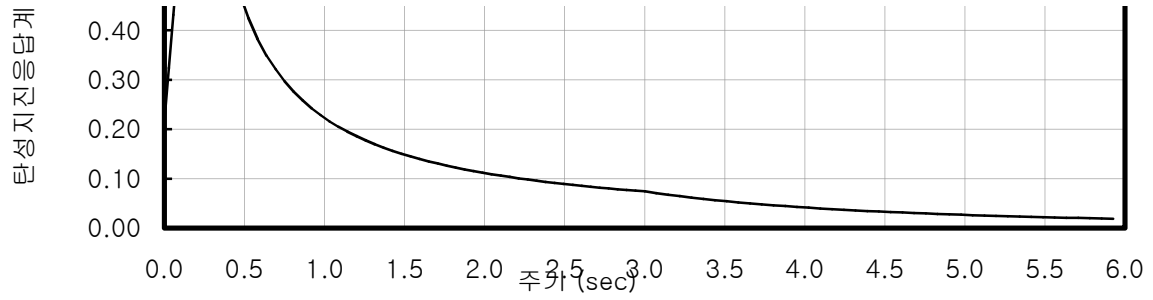
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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 탄성지진 응답계수



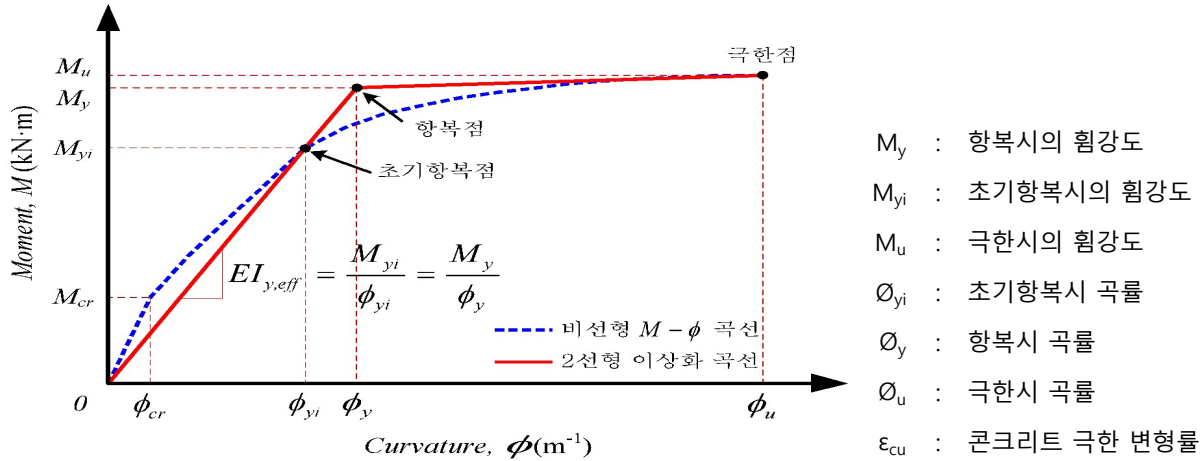


주기 (sec)	탄성지진 응답계수	주기 (sec)	탄성지진 응답계수
0.000	0.216	2.494	0.089
0.028	0.323	2.550	0.087
0.055	0.431	2.606	0.085
0.083	0.539	2.663	0.084
0.113	0.539	2.719	0.082
0.143	0.539	2.775	0.080
0.173	0.539	2.831	0.079
0.203	0.539	2.888	0.077
0.233	0.539	2.944	0.076
0.263	0.539	3.000	0.074
0.293	0.539	3.073	0.071
0.323	0.539	3.146	0.067
0.353	0.539	3.220	0.064
0.383	0.539	3.293	0.062
0.413	0.539	3.366	0.059
0.469	0.474	3.439	0.056
0.526	0.424	3.512	0.054
0.582	0.383	3.585	0.052
0.638	0.349	3.659	0.050
0.694	0.321	3.732	0.048
0.751	0.297	3.805	0.046
0.807	0.276	3.878	0.044
0.863	0.258	3.951	0.043
0.919	0.242	4.024	0.041
0.976	0.228	4.098	0.040
1.032	0.216	4.171	0.038
1.088	0.205	4.244	0.037
1.144	0.195	4.317	0.036
1.200	0.186	4.390	0.035
1.257	0.177	4.463	0.034
1.313	0.170	4.537	0.032
1.369	0.163	4.610	0.031
1.425	0.156	4.683	0.030
1.482	0.150	4.756	0.030
1.538	0.145	4.829	0.029
1.594	0.140	4.902	0.028
1.650	0.135	4.976	0.027
1.707	0.130	5.049	0.026
1.763	0.126	5.122	0.025
1.819	0.122	5.195	0.025
1.875	0.119	5.268	0.024
1.932	0.115	5.341	0.023
1.988	0.112	5.415	0.023
2.044	0.109	5.488	0.022
2.100	0.106	5.561	0.022
2.156	0.103	5.634	0.021
2.213	0.101	5.707	0.021
2.269	0.098	5.780	0.020
2.325	0.096	5.854	0.019
2.381	0.094	5.927	0.019
2.438	0.091	6.000	0.019

5. 유효강성 산정

5.1 개요

교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 Midas Civil을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



5.2 콘크리트 모델

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} =$ 24MPa	$\epsilon_{co} = \epsilon_{cc}$: 콘크리트의 압축변형률	0.002	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	-
	$f'_{co} = f_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	24	MPa	f_{ck}

5.3 철근모델

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y =$ 300MPa	ϵ_y : 항복변형률	0.00150	$f_y/E_s = 300/200000$	
	ϵ_{sh} : 경화시 변형률	0.0115	D25	CALTRANS SDC
	ϵ_{su} : 극한시 변형률	0.125	D35이하	한국도로공사지침
	f_{sy} : 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 극한강도	440	SD300 (MPa)	KSD3504

5.4 단면형상

교각 위치	교각단면 형상
교각	

	배근	배근비	단일철근				$\rho_{s,max}$	
단일 철근	모두	0%	$0.004 + \alpha_{sh} (\alpha_{sh} = (1.4 \rho_{sh} f_{sh} / f_{cc}'))$				제한 없음	
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$\ell_{sp}/D > 0.5$		$0.0043 \ell_{sp}/D + 0.00085 \leq 0.004$		
				$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때		0.003		
			사각형					
	1단 배근	100%	원 형	$\ell_{sp}/D > 0.5$		$0.0086 \ell_{sp}/D - 0.0023 \leq 0.004$		1.800
				$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때		0.002		
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007	1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	$0.00278 - 0.00052B/H$	$1.8 - 0.2B/H$
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002	1.500
교직방향		0.002						

5.5 교각의 겹침이음 판단

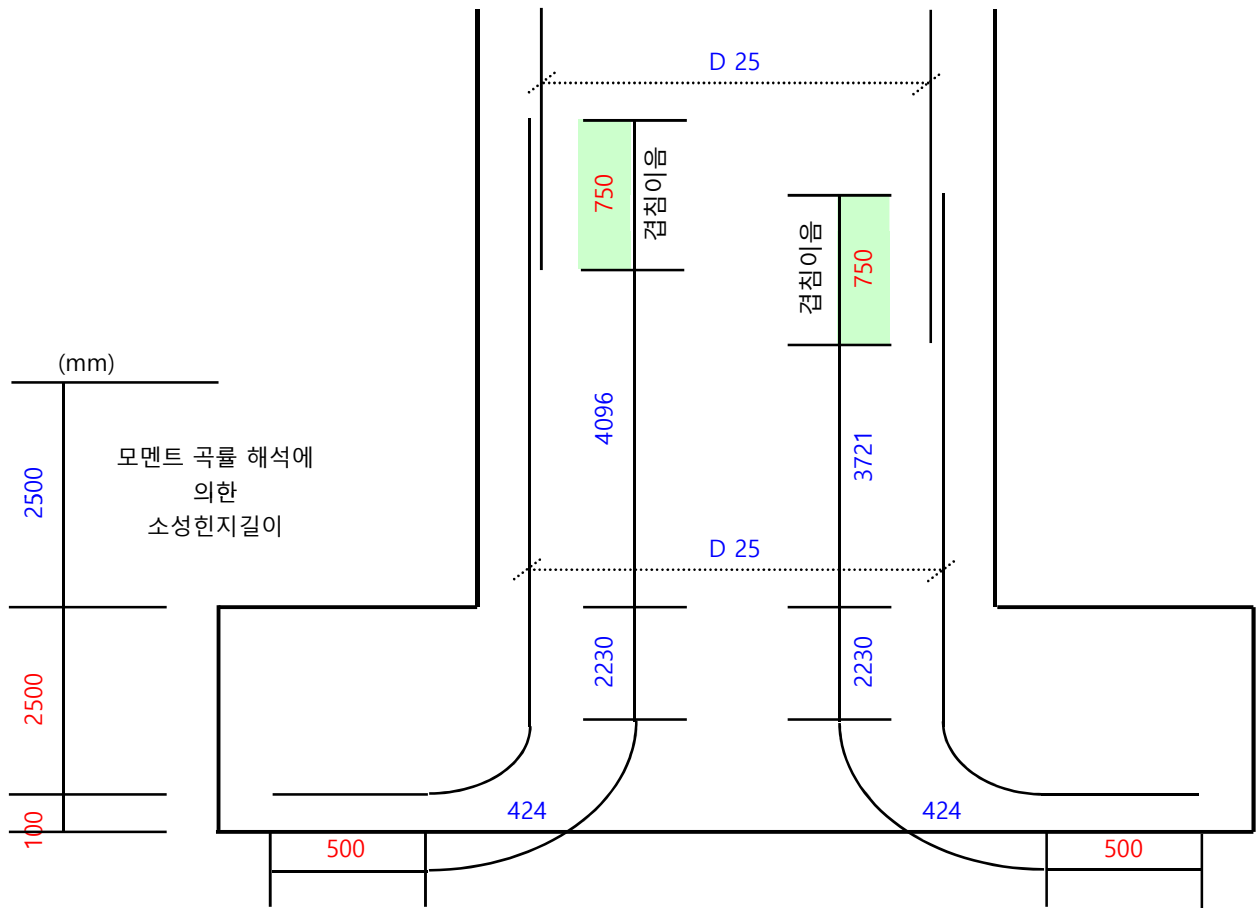
- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.786	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.330	
	③	D	=	2.500	기둥 직경으로 산정
	-	최대값		2.500	최대값으로 산정

	소성힌지길이 산정	=	2.500	
--	-----------	---	-------	--

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.870	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.330	
	③	D	=	2.500	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	0.711	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
		소성힌지길이 산정	=	2.500	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

5.5 모멘트-곡률 해석

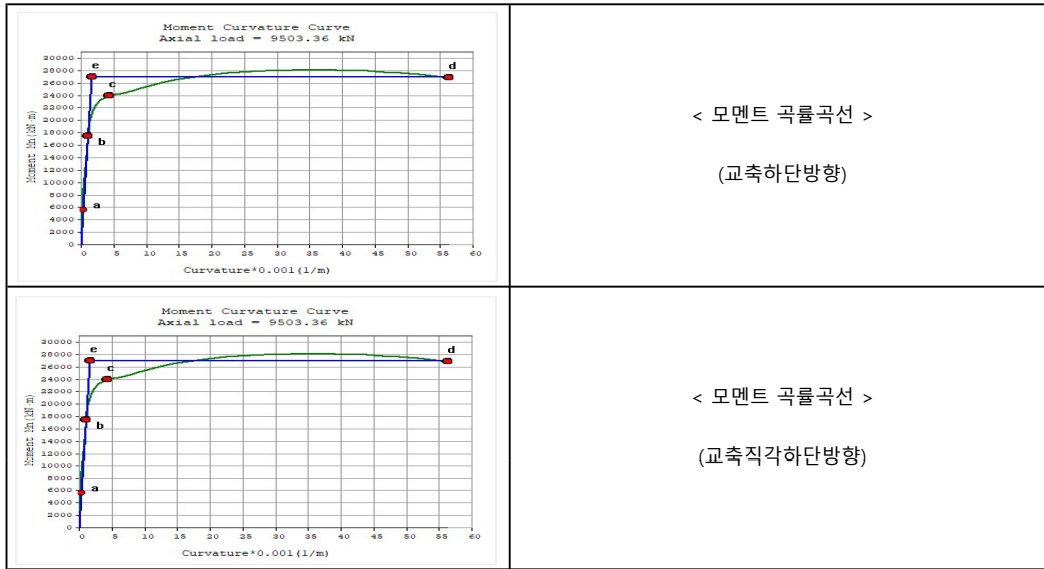
5.5.1 교각1

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M_y^L)	17,427 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001016 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	26,961 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	26,961 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.056248 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	17,427 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001016 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	26,961 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	26,961 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.056248 m ⁻¹



5.5.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.664 / 1.917 = 0.347$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,961}{0.00157215 \times 25,811,006} = 0.664$$

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.664 / 1.917 = 0.347$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,961}{0.00157215 \times 25,811,006} = 0.664$$

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.347 \times 1.917 = 0.664 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.347 \times 1.917 = 0.664 \text{ m}^4$$

- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고, 이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

5.5 모멘트-곡률 해석

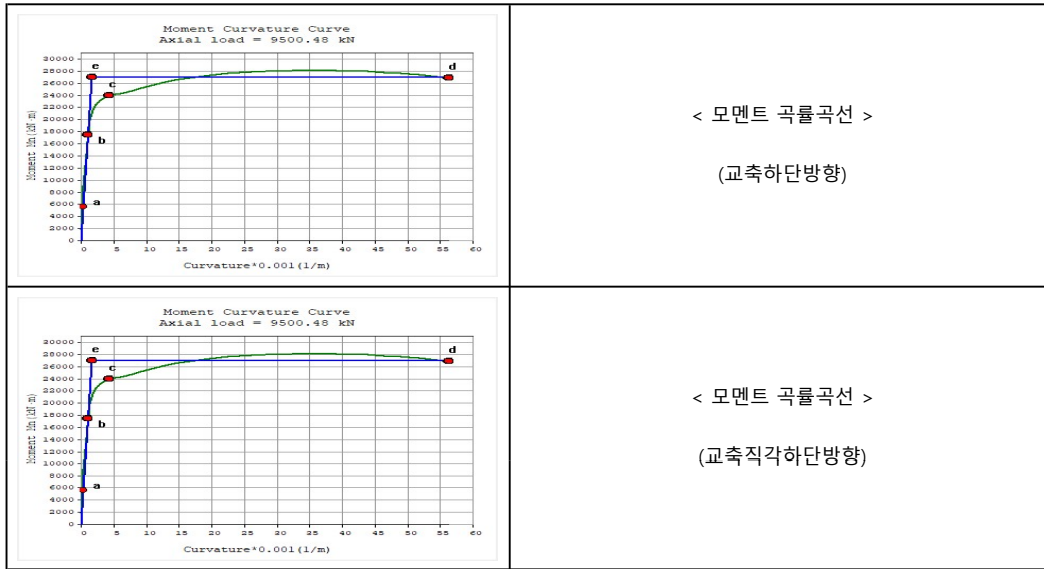
5.5.1 교각2

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M_y^L)	17,425 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001016 m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	26,960 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001572 m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	26,960 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.056253 m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	17,425 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001016 m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	26,960 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001572 m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	26,960 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.056253 m^{-1}



5.5.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.664 / 1.917 = 0.346$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,960}{0.00157216 \times 25,811,006} = 0.664$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.664 / 1.917 = 0.346$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,960}{0.00157216 \times 25,811,006} = 0.664$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.346 \times 1.917 = 0.664 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.346 \times 1.917 = 0.664 \text{ m}^4$$

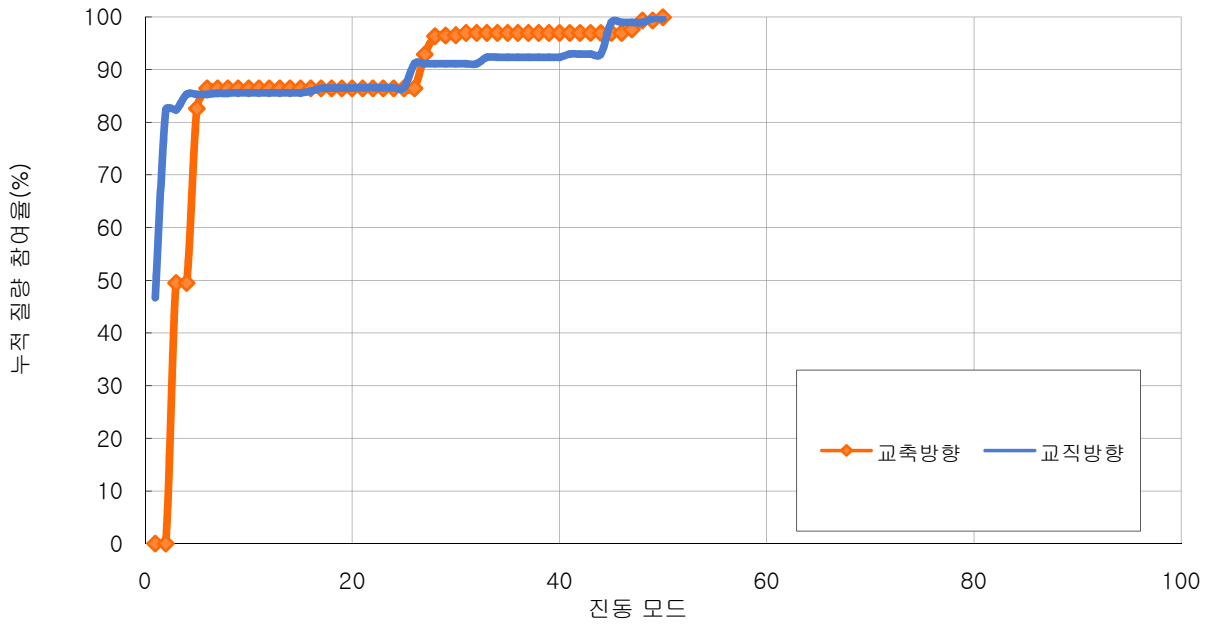
- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고, 이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.44	0.00	46.64	0.00	0.00	46.64	0.00	
2	1.36	0.00	35.68	0.00	0.00	82.33	0.00	
3	1.34	49.48	0.00	0.00	49.48	82.33	0.00	
4	1.30	0.00	2.98	0.00	49.48	85.30	0.00	
5	1.26	33.10	0.00	0.00	82.59	85.30	0.00	
6	1.21	3.84	0.00	0.00	86.42	85.30	0.00	
7	0.87	0.00	0.18	0.00	86.42	85.49	0.00	
8	0.82	0.00	0.01	0.00	86.42	85.49	0.00	
9	0.78	0.00	0.10	0.00	86.42	85.59	0.00	
10	0.56	0.00	0.00	20.33	86.43	85.59	20.33	
11	0.56	0.00	0.00	20.22	86.43	85.59	40.55	
12	0.54	0.00	0.00	19.92	86.43	85.59	60.47	
13	0.49	0.00	0.00	0.00	86.43	85.59	60.47	
14	0.47	0.00	0.00	0.00	86.43	85.59	60.47	
15	0.46	0.00	0.00	0.00	86.43	85.59	60.47	
16	0.29	0.00	0.29	0.00	86.43	85.89	60.47	
17	0.28	0.00	0.56	0.00	86.43	86.45	60.47	
18	0.28	0.00	0.05	0.00	86.43	86.50	60.47	
19	0.28	0.00	0.00	0.00	86.43	86.50	60.47	
20	0.28	0.00	0.00	0.00	86.43	86.50	60.47	
21	0.28	0.00	0.07	0.00	86.43	86.57	60.47	
22	0.22	0.00	0.01	0.00	86.43	86.57	60.47	
23	0.21	0.00	0.00	0.00	86.43	86.57	60.47	
24	0.21	0.00	0.00	0.00	86.43	86.57	60.48	
25	0.21	0.00	0.00	0.01	86.43	86.57	60.48	
26	0.20	0.00	4.53	0.00	86.43	91.10	60.48	
27	0.17	6.43	0.00	0.00	92.86	91.10	60.48	
28	0.17	3.50	0.00	0.00	96.36	91.10	60.48	
29	0.15	0.09	0.00	0.00	96.45	91.10	60.49	
30	0.15	0.05	0.00	0.01	96.50	91.10	60.49	
31	0.14	0.41	0.00	0.00	96.92	91.10	60.49	
32	0.14	0.00	0.00	0.00	96.92	91.10	60.49	
33	0.14	0.00	1.21	0.00	96.92	92.32	60.49	
34	0.13	0.00	0.03	0.00	96.92	92.35	60.49	
35	0.11	0.00	0.00	0.00	96.92	92.35	60.49	
36	0.11	0.00	0.00	0.01	96.92	92.35	60.50	
37	0.11	0.00	0.00	0.00	96.92	92.35	60.50	
38	0.10	0.00	0.00	0.02	96.92	92.35	60.52	
39	0.09	0.00	0.00	0.01	96.92	92.35	60.53	
40	0.08	0.01	0.00	0.00	96.93	92.35	60.53	
41	0.08	0.00	0.61	0.00	96.93	92.96	60.53	
42	0.07	0.00	0.00	0.03	96.93	92.96	60.56	
43	0.06	0.00	0.00	0.05	96.93	92.96	60.61	
44	0.05	0.00	0.00	0.95	96.93	92.96	61.56	
45	0.04	0.00	6.01	0.00	96.93	98.97	61.56	
46	0.03	0.00	0.01	0.00	96.93	98.98	61.56	
47	0.03	0.67	0.00	0.00	97.60	98.98	61.56	
48	0.02	1.75	0.00	0.00	99.35	98.98	61.56	
49	0.01	0.00	0.72	0.00	99.35	99.69	61.56	
50	0.01	0.58	0.00	0.01	99.93	99.69	61.57	

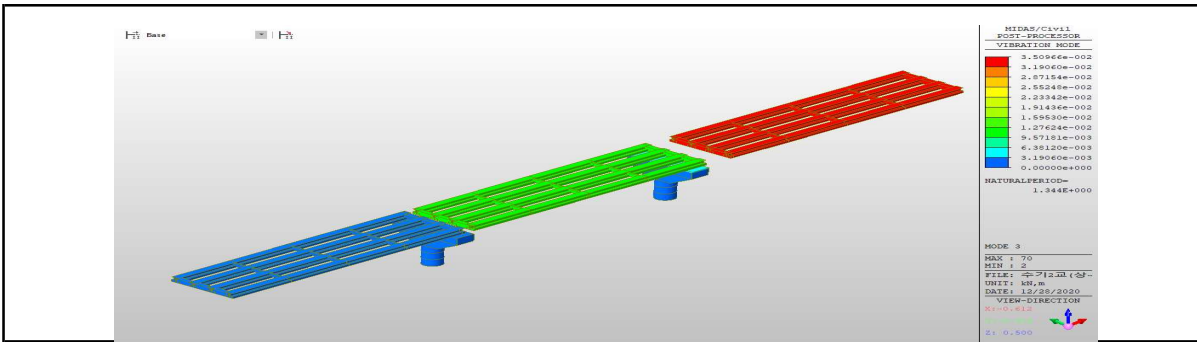
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



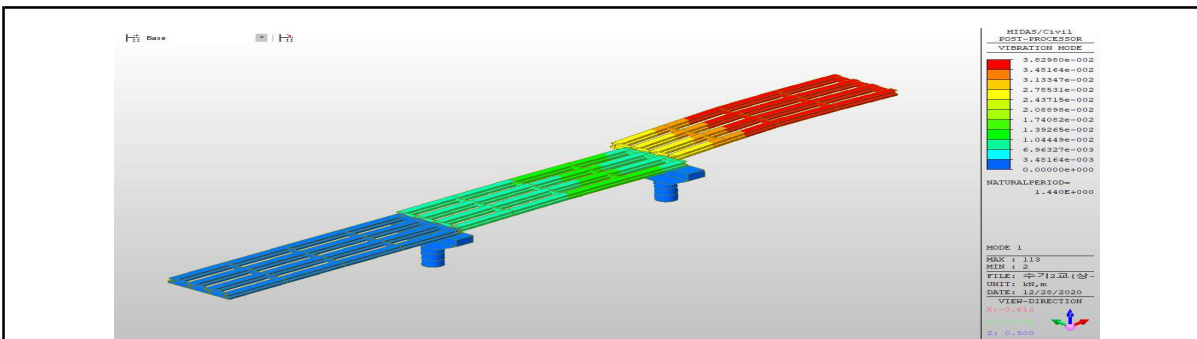
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.3438 sec) - 3 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.4402 sec) - 1 Mode



7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	65.95	0	0	0.00	0	0
P1	71.07	1388	10178	0.00	1	1
P2	82.01	1473	10786	0.00	0	0
A2	82.07	0	0	0.00	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	10.90	1370	4353	0.00	0	0
P2	11.38	1457	4689	0.00	1	2
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	2.82	0	0	53.10	0	0
P1	2.16	1	1	70.31	1296	10374
P2	2.65	0	1	66.95	1232	9761
A2	2.09	0	0	86.29	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	0.05	1	1	11.40	1275	5114
P2	0.10	0	0	10.55	1211	4864
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력	교축방향		하단 축력	교축방향	
		교각하단	교각하단		교각하단	교각하단
	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	8,990	2	4	9,503	0	0
P2	8,995	5	67	9,500	0	0
A2	0.00	0	0	0	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	0.01	2	14	0.00	0	0
P2	0.08	5	44	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,990.2		8,990.2	
하단축력(kN)	9,503.4		9,503.4	
상단변위(mm)	10.9	0.0	0.1	11.4
상단전단력(kN)	1,369.6	0.2	0.9	1,275.1
하단전단력(kN)	1,387.5	1.1	0.9	1,295.8
상단모멘트(kN·m)	4,353.1	0.4	1.2	5,114.3
하단모멘트(kN·m)	10,178.2	1.1	0.9	10,374.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,990.2		8,990.2	
하단축력(kN)	9,503.4		9,503.4	
상단변위(mm)	10.9	3.4	3.3	11.4
상단전단력(kN)	1,369.9	382.7	411.8	1,275.2
하단전단력(kN)	1,387.8	389.8	417.1	1,296.1
상단모멘트(kN·m)	4,353.5	1,534.7	1,307.1	5,114.4
하단모멘트(kN·m)	10,178.4	3,113.5	3,054.3	10,374.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,990.2		8,990.2	
하단축력(kN)	9,503.4		9,503.4	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	2.3	0.0	2.3	0.0
하단전단력(kN)	2.3	0.0	2.3	0.0
상단모멘트(kN·m)	14.2	0.0	14.2	0.0
하단모멘트(kN·m)	4.3	0.0	4.3	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,990.2	8,990.2	P
하단축력(kN)	9,503.4	9,503.4	Pbot
상단변위(mm)	10.9	11.4	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,372.2	1,275.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,390.1	1,296.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,367.7	5,114.4	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,182.7	10,374.8	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,995.4		8,995.4	
하단축력(kN)	9,500.5		9,500.5	
상단변위(mm)	11.4	0.0	0.1	10.6
상단전단력(kN)	1,456.5	0.8	0.4	1,210.5
하단전단력(kN)	1,472.9	0.5	0.3	1,231.7
상단모멘트(kN·m)	4,688.8	1.6	0.5	4,864.4
하단모멘트(kN·m)	10,786.0	0.4	0.6	9,761.2

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,995.4		8,995.4	
하단축력(kN)	9,500.5		9,500.5	
상단변위(mm)	11.4	3.2	3.5	10.6
상단전단력(kN)	1,456.6	363.9	437.4	1,210.8
하단전단력(kN)	1,473.0	370.0	442.2	1,231.9
상단모멘트(kN·m)	4,689.0	1,460.9	1,407.1	4,864.8
하단모멘트(kN·m)	10,786.2	2,928.7	3,236.4	9,761.3

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,995.4		8,995.4	
하단축력(kN)	9,500.5		9,500.5	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	5.5	0.0	5.5	0.0
하단전단력(kN)	5.5	0.0	5.5	0.0
상단모멘트(kN·m)	44.0	0.0	44.0	0.0
하단모멘트(kN·m)	66.9	0.0	66.9	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,995.4	8,995.4	P
하단축력(kN)	9,500.5	9,500.5	Pbot
상단변위(mm)	11.5	10.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,462.1	1,210.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,478.5	1,231.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,732.9	4,864.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,853.1	9,761.3	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	9503.4	1390.1	10182.7
	교직	9503.4	1296.1	10374.8
P2	교축	9500.5	1478.5	10853.1
	교직	9500.5	1231.9	9761.3

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	180	134
P1	167	150
P2	194	144
A2	155	152

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	717	535
P1	1286	1186
P2	1436	1154
A2	620	607

9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	1 (켄틸레버식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	4.264	4.264	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.764	8.814	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.344	1.440	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 26,961 / 7.764 = 3,472.604 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 26,961 / 7.764 = 3,472.604 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 26,961 / 8.814 = 3,058.918 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 26,961 / 8.814 = 3,058.918 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

F_f^L, F_f^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)

M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 7.764^2}{3} = 0.0316 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 7.764 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.789 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.05625 - 0.00157) \times 0.789 = 0.0431 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{26,961}{26,961} - 1 \right) \times 0.03159 + 0.04314 \times \left(7.764 - \frac{0.789}{2} \right) \\
 &= 0.3179 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03160 + 0.31790 = 0.3495 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3495}{0.0316} = 11.064 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 굽이음 존재})
 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.800 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03159 = 0.06318 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03159 = 0.15795 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

$$k = 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04071 = 0.08142 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04071 = 0.20356 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 2,341.3}{\times 300} = 730 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

$$= 2,341.3 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_c) - 교각 하단

$$= \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6 \times 300 \times 2,341.3}{300} = 730.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$\Rightarrow (D16 - 1 \text{ EA}) \quad 1 \text{ 단 배근}$

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$

$= 2341.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,990 \times 2.500}{7.764} = 434 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,990 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 7.764 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,990 \times 2.500}{8.814} = 382 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,990 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8.814 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	$5,771$	$+$	730
	$=$	$6,936$	kN	
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$	$=$	0.06318	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	0	$+$	730
			$+$	434

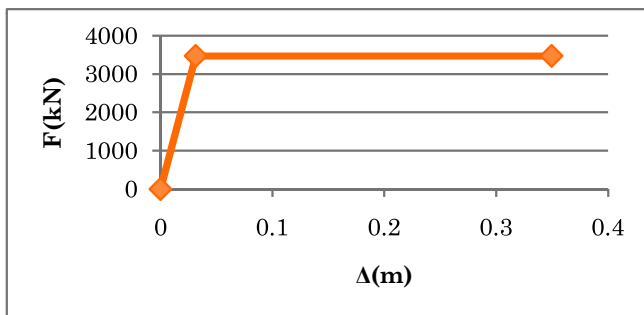
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

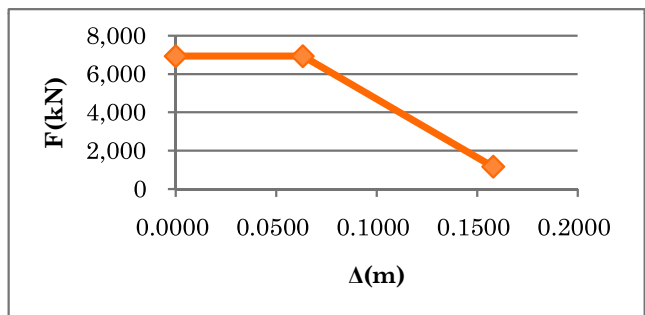
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 730 + 382
			=	6,884	kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.08142	m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 730 + 382
			=	1,113	kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.20356	m

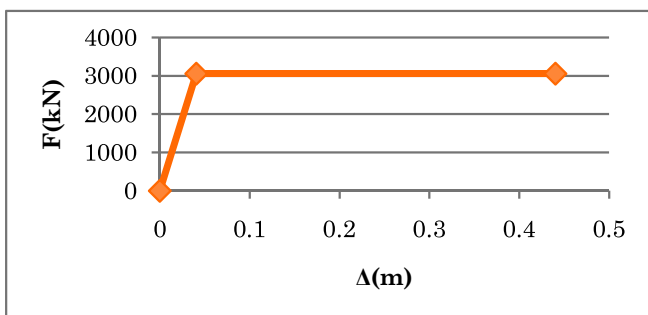
※ 힘·전단성능 곡선



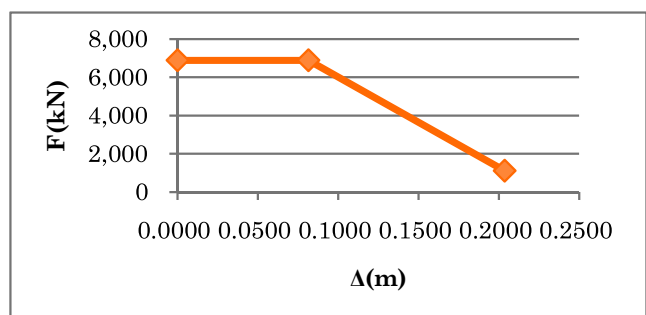
교축방향 힘성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



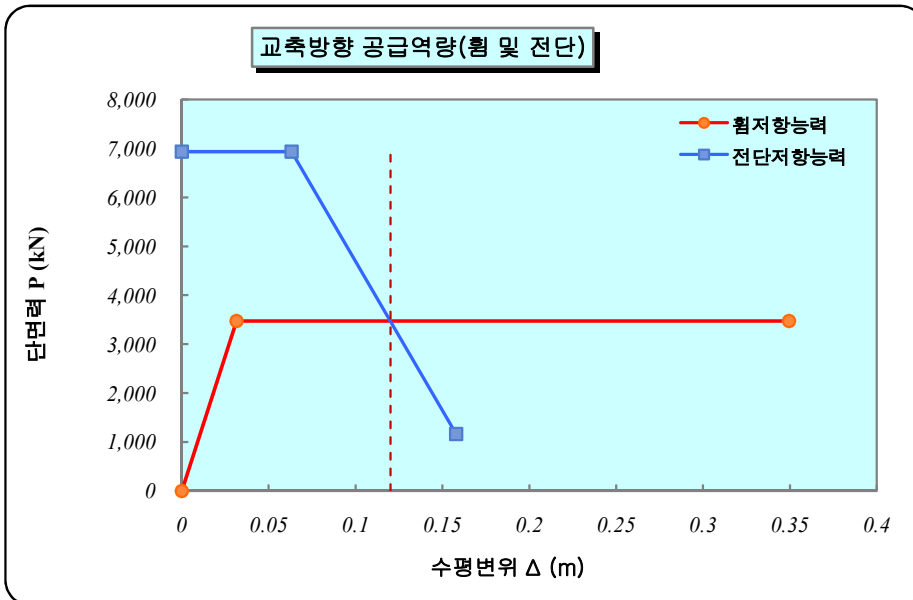
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

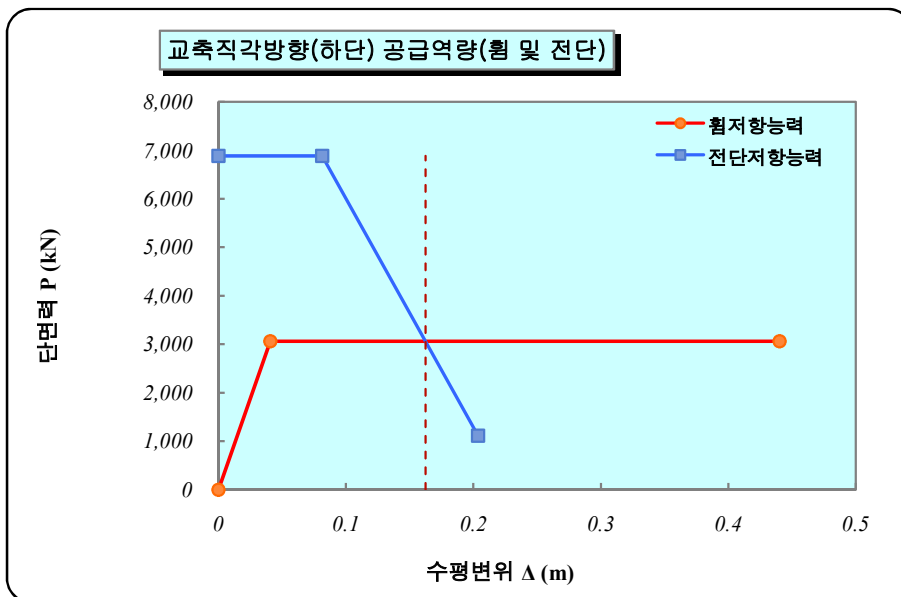
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
3,473
(kN)
전단강도(V_n)
6,936
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0316
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1201
(m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,059
(kN)
전단강도(V_n)
6,884
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0407
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1624
(m)
변위연성도(μ)
1.800

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,183 + 8,990 \times 1.5 \times 0.01093 \\
 &= 10,330 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{10,330}{26,961} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.3438 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 10,375 + 8,990 \times 1.5 \times 0.011$
 $= 10,529 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{10,529}{26,961} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T) + 1/R_s$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4402 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 1.800$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.800$

② 소요역량

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.800}{1.000} = 1.800 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.800}{1.000} = 1.800 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 전단력평가

$$V_n = 6.936$$

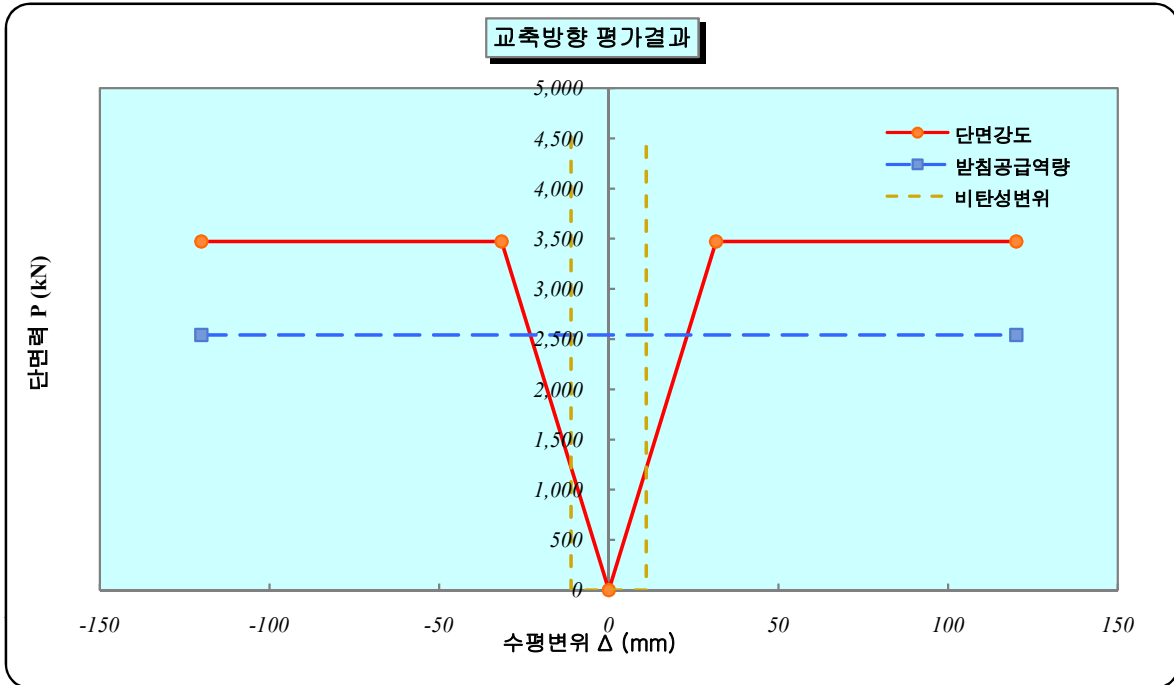


∴ 교축직각방향(하단)

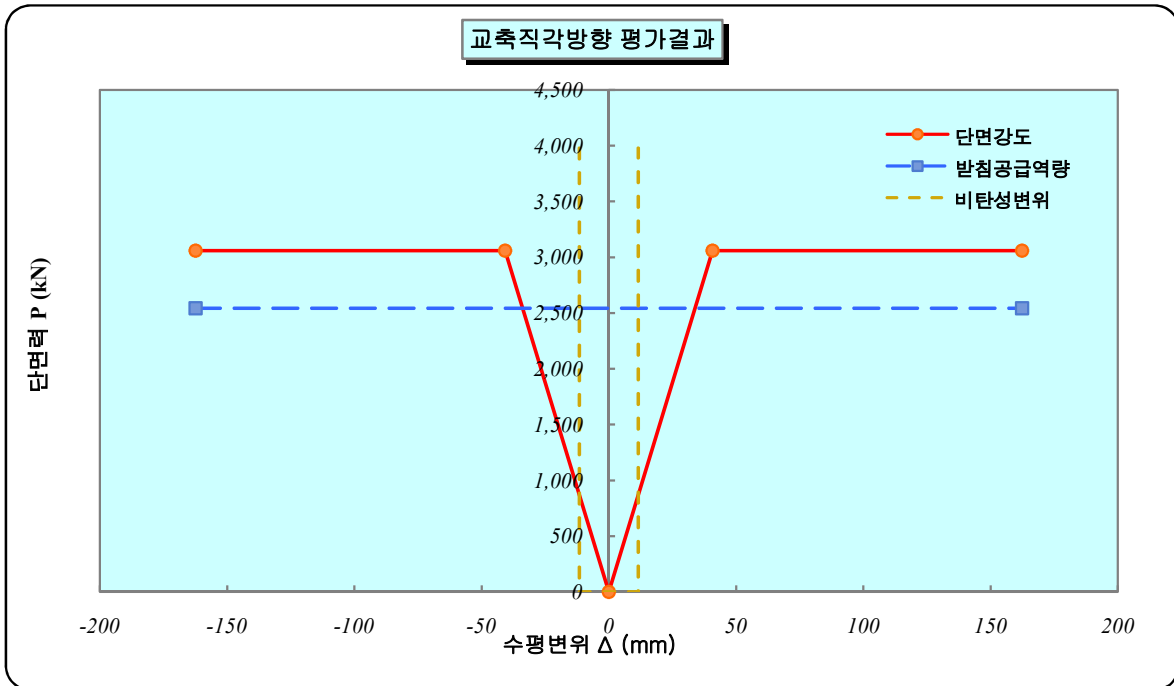
$$\frac{V_n}{V_E} = \frac{6,884}{1,296} = 5.311 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



9. 교각부 평가

9.1 교각 2

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	1 (켄틸레버식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	4.197	4.197	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.697	8.747	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.344	1.440	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 26,960 / 7.697 = 3,502.611 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 26,960 / 7.697 = 3,502.611 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 26,960 / 8.747 = 3,082.154 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 26,960 / 8.747 = 3,082.154 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

F_f^L, F_f^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)

M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 7.697^2}{3} = 0.0310 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 7.697 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.783 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.05625 - 0.00157) \times 0.783 = 0.0428 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{26,960}{26,960} - 1 \right) \times 0.03105 + 0.04282 \times \left(7.697 - \frac{0.783}{2} \right) \\
 &= 0.3128 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03100 + 0.31280 = 0.3438 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3438}{0.0310} = 11.074 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 굽이음 존재})
 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.800 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03105 = 0.06209 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03105 = 0.15523 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

$$k = 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04010 = 0.08019 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04010 = 0.20048 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 2,341.3}{\times 300} = 730 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

$$= 2,341.3 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_c) - 교각 하단

$$= \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6 \times 300 \times 2,341.3}{300} = 730.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$\Rightarrow (D16 - 1 \text{ EA}) \quad 1 \text{ 단 배근}$

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$

$= 2341.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,995 \times 2.500}{7.697} = 438 \text{ kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,995 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 7.697 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,995 \times 2.500}{8.747} = 386 \text{ kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,995 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8.747 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	$5,771$	$+$	730
	$=$	$6,940$	kN	
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$	$=$	0.06209	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	0	$+$	730
			$+$	438

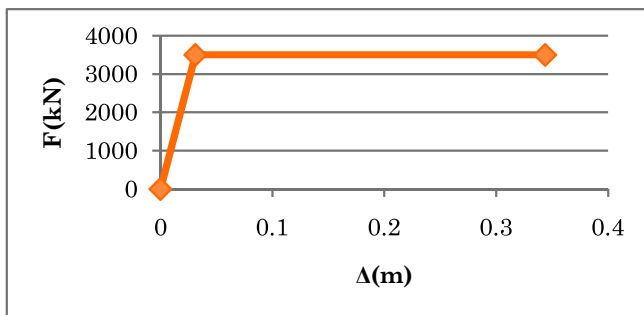
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

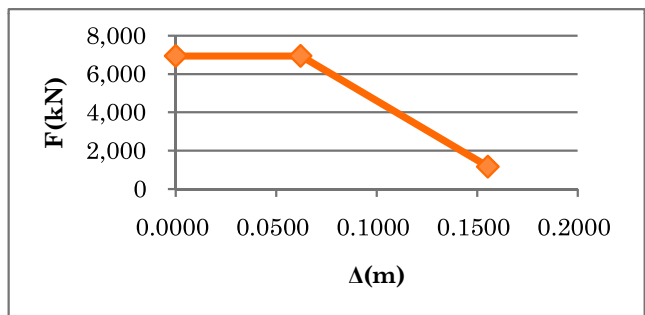
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	$=$	5,771	+ 730 + 386
		$=$	6,888	kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	$=$	0.08019	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	$=$	0	+ 730 + 386
		$=$	1,116	kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	$=$	0.20048	m	

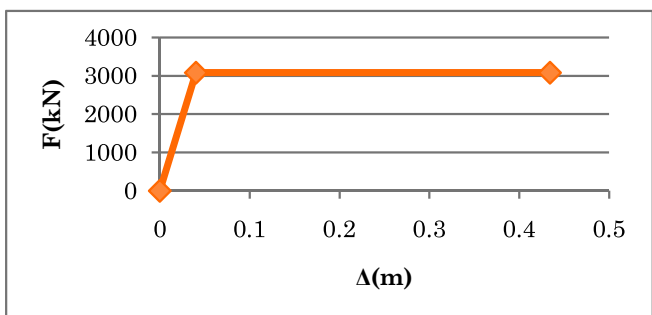
※ 힘·전단성능 곡선



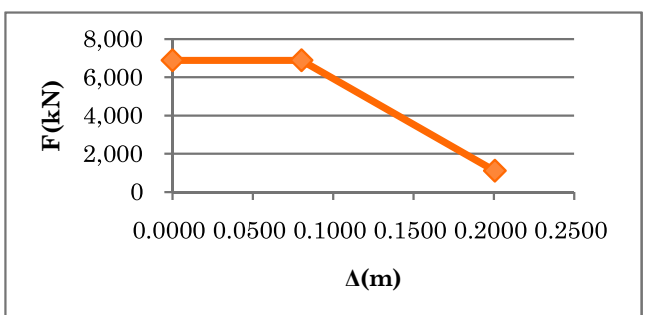
교축방향 힘성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



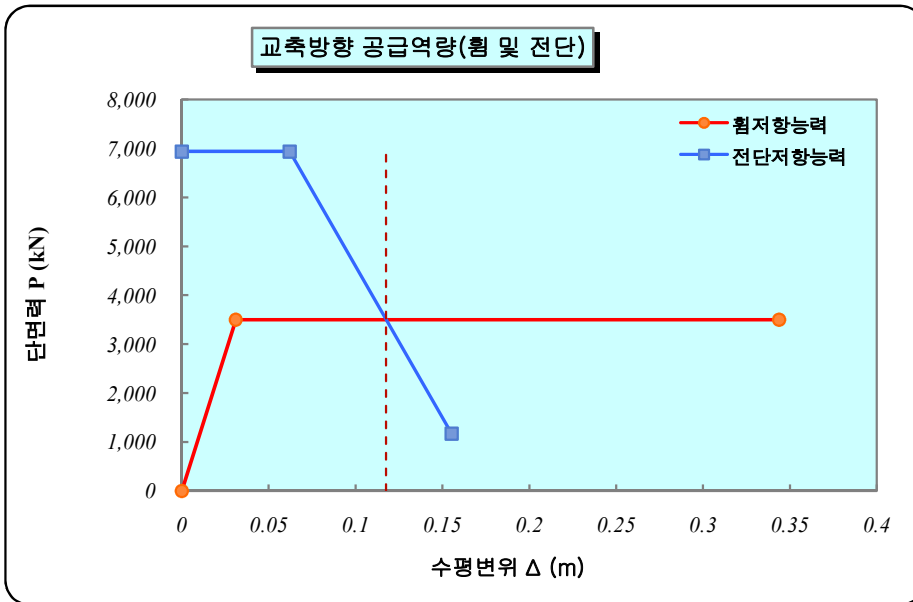
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

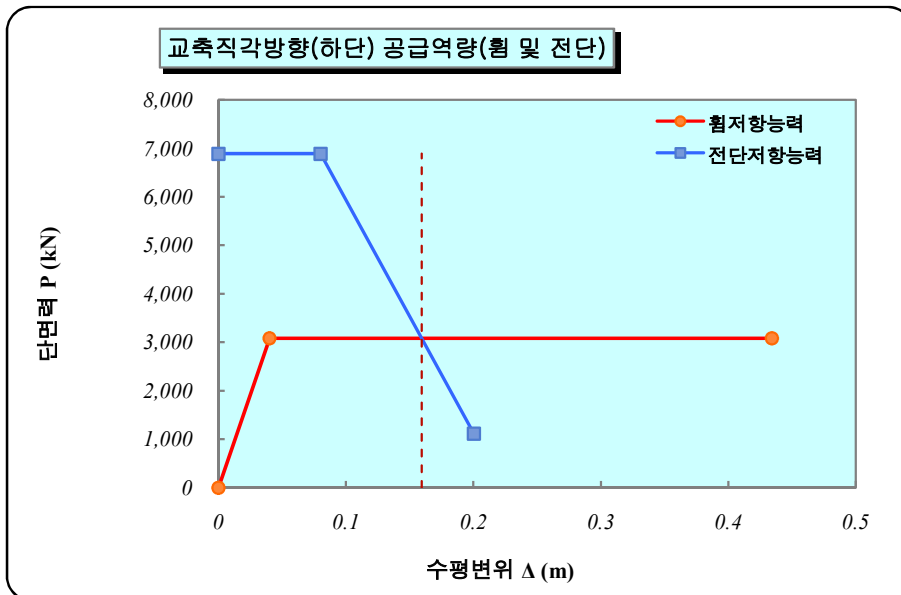
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
3,503 (kN)
전단강도(V_n)
6,940 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0310 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1176 (m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,082 (kN)
전단강도(V_n)
6,888 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0401 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1595 (m)
변위연성도(μ)
1.800

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,853 + 8,995 \times 1.5 \times 0.01149 \\
 &= 11,008 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{11,008}{26,960} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.3438 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned} M_{E, pd}^T &= M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 9,761 + 8,995 \times 1.5 \times 0.011 \\ &= 9,904 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{9,904}{26,960} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

$$T < 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$$

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4402 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 교축방향(변위연성도)} & \mu_{\Delta C}^L = 1.800 \\ \bullet \text{ 교축직각방향 하단(변위연성도)} & \mu_{\Delta C}^T = 1.800 \end{aligned}$$

② 소요역량

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 교축방향(변위연성도)} & \mu_{\Delta d}^L = 1.000 \\ \bullet \text{ 교축직각방향 하단(변위연성도)} & \mu_{\Delta d}^T = 1.000 \end{aligned}$$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.800}{1.000} = 1.800 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.800}{1.000} = 1.800 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 전단력평가

$$V_n = 6.940$$

!!!

!!!

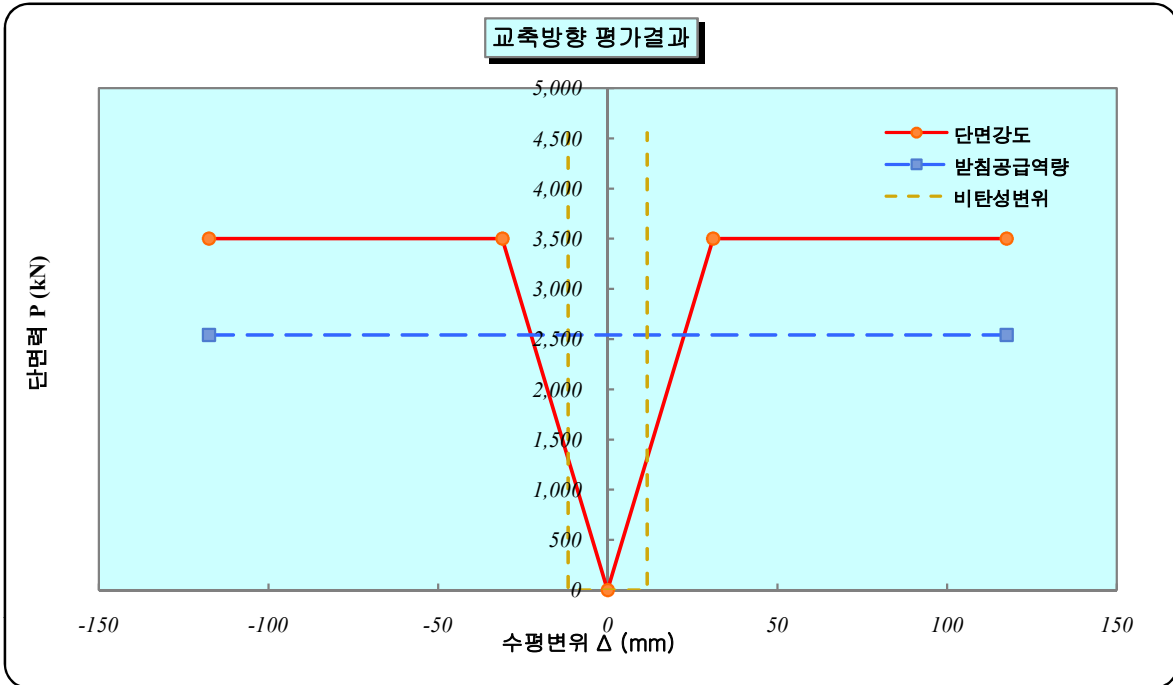


∴ 교축직각방향(하단)

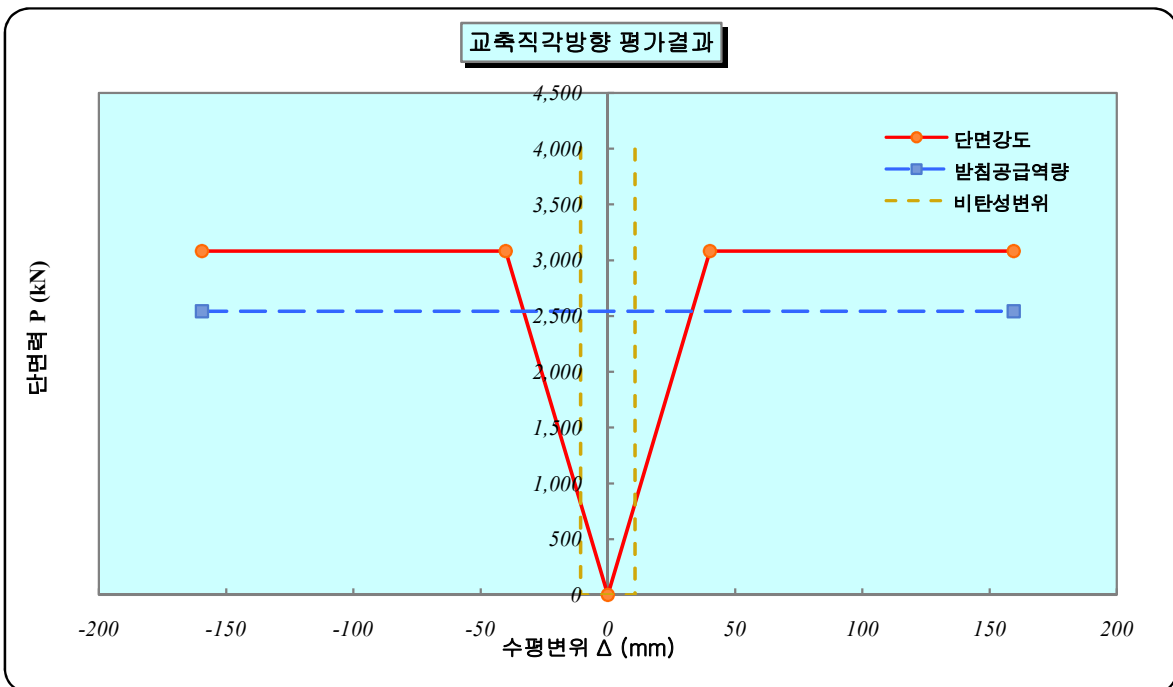
$$\frac{V_n}{V_E} = \frac{6,888}{1,232} = 5.591 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P1

10.1.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 8 = 2,540.80 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 8 = 2,540.80 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,473, 1,286] = 1,286.34 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,059, 1,186] = 1,185.64 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,286.34} = 1.975 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,185.64} = 2.143 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

B	=	800	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	350	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	550	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	400	MPa
앵커의 유효 문힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	3500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

n : 앵커 개수

교축방향:	V_{saL}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN
교직방향:	V_{saT}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	=	F_{BDL}	/	n^L	=	1286.34	/	8	=	161	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT}	/	n^T	=	1185.64	/	8	=	148	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{365}{161}$	=	2.270	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{365}{148}$	=	2.462	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 :

콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5 C_{a1}$$

$$, \Phi_{ed,v} = 1.0$$

$$C_{a2} < 1.5 C_{a1}$$

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

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 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

$$C_{a1} = 925 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 925 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,075 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,388 \text{ mm}$$

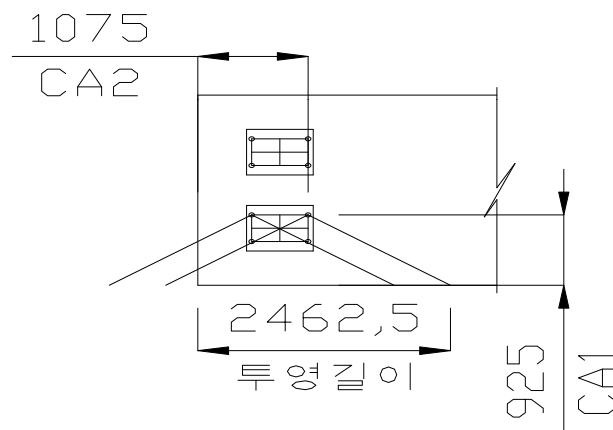
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2700 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 3,500 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,388 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,463 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 3,416,719 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 925^2 = 3,850,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,416,719 < 2 \times 3,850,313 = 7,700,625 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 925^{1.5}$$

$$= 749.54 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.932$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$- \quad 3,850,313 \quad \wedge \quad 0.952 \quad \wedge \quad 1.000 \quad \wedge \quad 1.000 \quad \wedge \quad 1.000 \quad - \quad 0.20 \quad \text{KN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,075 \quad \text{mm}$$

$$C_{a1}' = 1,075 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2} = 925 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2}' = 925 \quad \text{mm}$$

$$S_L = 350 \quad \text{mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,613 \quad \text{mm}$$

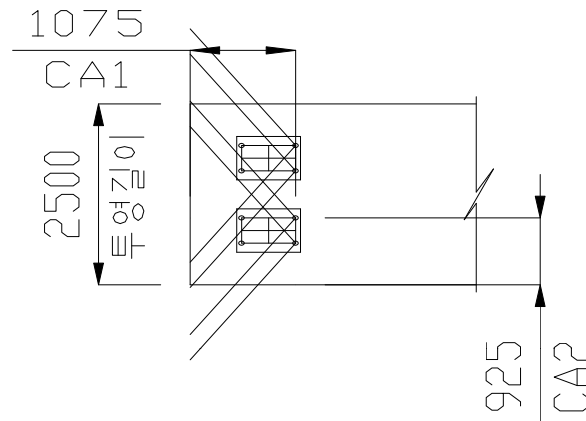
$$S_T = 550 \quad \text{mm}$$

$$S_{ay} = 1000 \quad \text{mm}$$

$$h_{cop} = 3,500 \quad \text{mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,613 \quad \text{mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \quad \text{mm}$$



$$A_{vc} = 4,031,250 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,075^2 = 5,200,313 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 4,031,250 < 4 \times 5,200,313 = 20,801,250 \quad \text{mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1,075^{1.5}$$

$$= 939.07 \quad \text{kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.872$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \quad \text{mm}$$

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

$$= \frac{4,031,250}{5,200,313} \times 0.872 \times 1.000 \times 1.000 \times 939 = 635 \quad \text{kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 161 \quad \times \quad 1 = 161 \quad \text{kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 148 \quad \times \quad 1 = 148 \quad \text{kN}$$

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{620}{161} = 3.857 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{635}{148} = 4.284 > 1.0$	OK

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유능력 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

$$V_{cpq} = k_{cp} * N_{cbg}$$

k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도계수

$$\begin{aligned}
 h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우 } & k_{cp} = 1 \\
 h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우 } & k_{cp} = 2
 \end{aligned}$$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

A_{nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

A_{nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적}(\text{mm}^2) \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$\phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도 N

$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

선설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.25$

후설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.40$

① 교축방향

$$C_{a1} = 925 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 925 \text{ mm}$$

$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 1,000 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

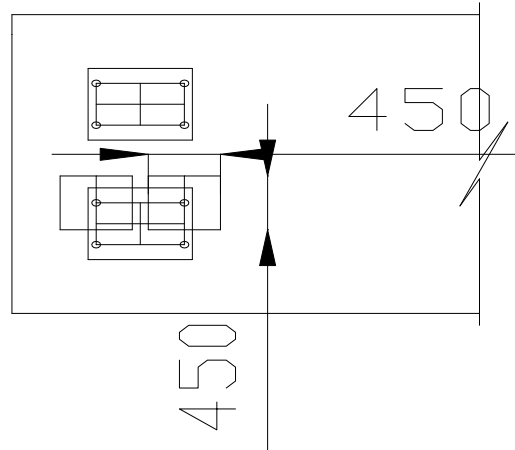
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 405,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 405,000 > 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 180 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

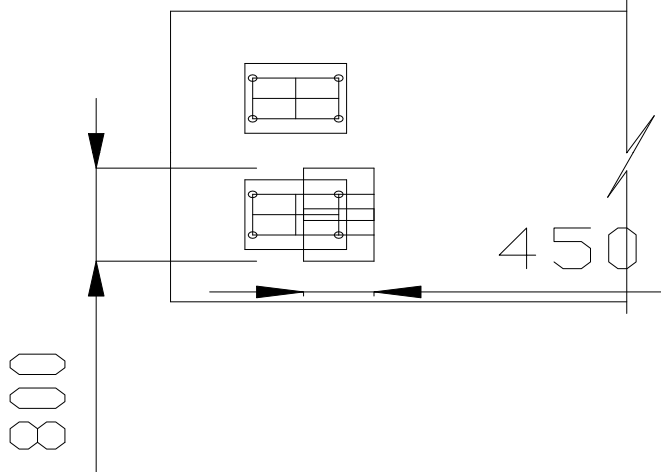
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 360 / 1 = 360 \text{ kN}$$

② 교직방향

$C_{a1} = 1,075 \text{ mm}$	$S_L = 350 \text{ mm}$
$C_{a1}' = 1,075 \text{ mm}$	$S_T = 550 \text{ mm}$
$C_{a2} = 925 \text{ mm}$	$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$
$C_{a2}' = 925 \text{ mm}$	$S_{ay} = 1,000 \text{ mm}$
$h_{ef} = 150 \text{ mm}$	$h_{ef}' = 150 \text{ mm}$ (유효물침깊이)
$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$	$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$	$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



$$A_{nc} = 360,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 360,000 < 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{360,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 160.0 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 160 = 320 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 320 / 1 = 320 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 161 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 148 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{161} = 2.239 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{148} = 2.159 > 1.0 \text{ OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,541	1,286	1.975	OK
		교직	2,541	1,186	2.143	OK
	앵커볼트	교축	365	161	2.270	OK
		교직	365	148	2.462	OK
	콘크리트	교축	620	161	3.857	OK
		교직	635	148	4.284	OK
	프라이아웃	교축	360	161	2.239	OK
		교직	320	148	2.159	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P2

10.1.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 8 = 2,540.80 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 8 = 2,540.80 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,503, 1,436] = 1,436.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,082, 1,154] = 1,153.64 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,436.04} = 1.769 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,153.64} = 2.202 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

B	=	800	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	350	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	550	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	400	MPa
앵커의 유효 문힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	3500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

n : 앵커 개수

교축방향:	V_{saL}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN
교직방향:	V_{saT}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	=	F_{BDL}	/	n^L	=	1436.04	/	8	=	180	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT}	/	n^T	=	1153.64	/	8	=	144	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{365}{180}$	=	2.033	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{365}{144}$	=	2.531	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 :

콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5 C_{a1}$$

$$, \Phi_{ed,v} = 1.0$$

$$C_{a2} < 1.5 C_{a1}$$

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

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 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

$$C_{a1} = 925 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 925 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,075 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,388 \text{ mm}$$

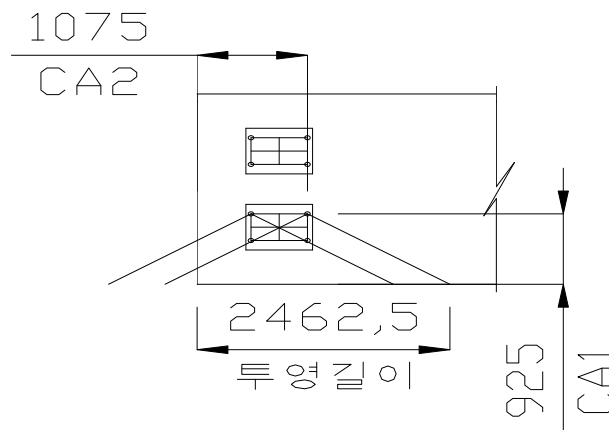
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2700 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 3,500 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,388 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,463 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 3,416,719 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 925^2 = 3,850,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,416,719 < 2 \times 3,850,313 = 7,700,625 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 925^{1.5}$$

$$= 749.54 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.932$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= 3,850,313 \quad \wedge \quad 0.952 \quad \wedge \quad 1.000 \quad \wedge \quad 1.000 \quad \wedge \quad 1.000 \quad - \quad 0.20 \quad \text{KN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,075 \quad \text{mm}$$

$$C_{a1}' = 1,075 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2} = 925 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2}' = 925 \quad \text{mm}$$

$$S_L = 350 \quad \text{mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,613 \quad \text{mm}$$

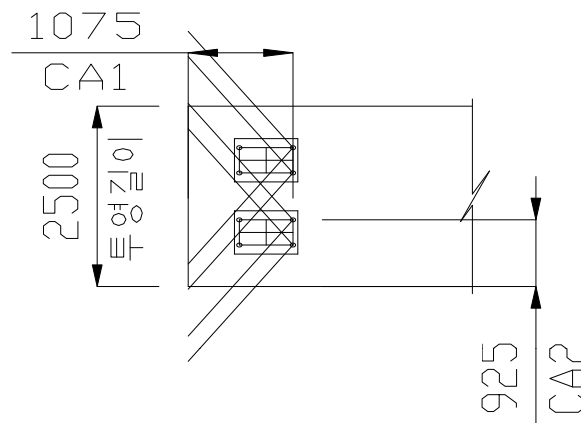
$$S_T = 550 \quad \text{mm}$$

$$S_{ay} = 1000 \quad \text{mm}$$

$$h_{cop} = 3,500 \quad \text{mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,613 \quad \text{mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,400 \quad \text{mm}$$



$$A_{vc} = 3,870,000 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,075^2 = 5,200,313 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,870,000 < 4 \times 5,200,313 = 20,801,250 \quad \text{mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1,075^{1.5}$$

$$= 939.07 \quad \text{kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.872$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \quad \text{mm}$$

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

$$= \frac{3,870,000}{5,200,313} \times 0.872 \times 1.000 \times 1.000 \times 939 = 609 \quad \text{kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 180 \times 1 = 180 \quad \text{kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 144 \times 1 = 144 \quad \text{kN}$$

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{620}{180} = 3.455 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{609}{144} = 4.226 > 1.0$	OK

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유능력 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

$$V_{cpq} = k_{cp} * N_{cbg}$$

k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도계수

$h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 1$
$h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 2$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도 $N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$

A_{nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

A_{nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) $A_{nco} = 9h_{ef}^2$

$\phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도 N

$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

선설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.25$

후설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.40$

① 교축방향

$$C_{a1} = 925 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 925 \text{ mm}$$

$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,075 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 1,000 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

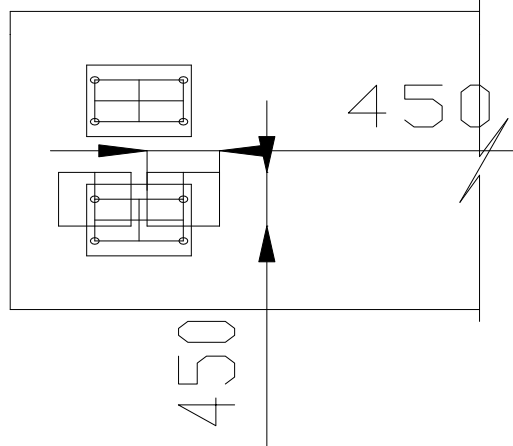
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 405,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 405,000 > 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 180 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

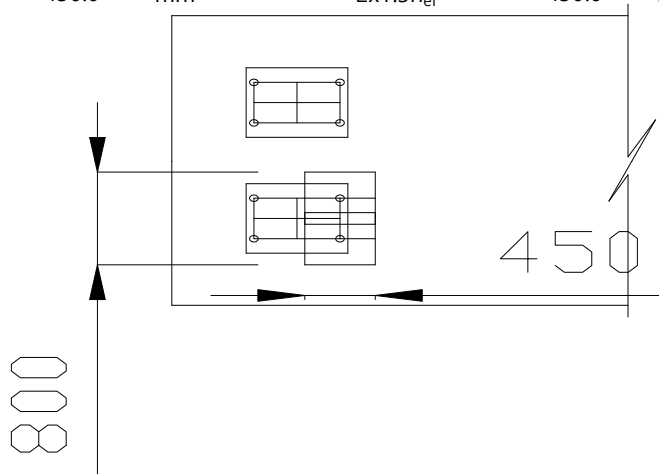
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 360 / 1 = 360 \text{ kN}$$

② 교직방향

$C_{a1} = 1,075 \text{ mm}$	$S_L = 350 \text{ mm}$
$C_{a1}' = 1,075 \text{ mm}$	$S_T = 550 \text{ mm}$
$C_{a2} = 925 \text{ mm}$	$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$
$C_{a2}' = 925 \text{ mm}$	$S_{ay} = 1,000 \text{ mm}$
$h_{ef} = 150 \text{ mm}$	$h_{ef}' = 150 \text{ mm}$ (유효물침깊이)
$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$	$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$	$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



$$A_{nc} = 360,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 360,000 < 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{360,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 160.0 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpG} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 160 = 320 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpG} / N (\text{받침개수}) = 320 / 1 = 320 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 180 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 144 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{180} = 2.006 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{144} = 2.219 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,541	1,436	1.769	OK
		교직	2,541	1,154	2.202	OK
	앵커볼트	교축	365	180	2.033	OK
		교직	365	144	2.531	OK
	콘크리트	교축	620	180	3.455	OK
		교직	609	144	4.226	OK
	프라이아웃	교축	360	180	2.006	OK
		교직	320	144	2.219	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교대 A1

10.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 4 = 1,270.40 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 4 = 1,270.40 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 716.79 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 534.68 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{716.79} = 1.772 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{534.68} = 2.376 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

$$C = 450 \text{ mm} \quad \text{받침 교축방향 길이 (하판)}$$

d_a	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	=	350	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	=	550	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	400	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	=	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	=	4708	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

n : 앵커갯수

교축방향:	V_{saL}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN
교직방향:	V_{saT}	=	4	X	0.6	X	380	X	400	=	365	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F_{ASDL}	=	F_{BDL}	/	n^L	=	716.79	/	4	=	179	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT}	/	n^T	=	534.68	/	4	=	134	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{365}{179}$	=	2.036	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{365}{134}$	=	2.730	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 :

콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

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

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

$$C_{a1} = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,445 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}$$

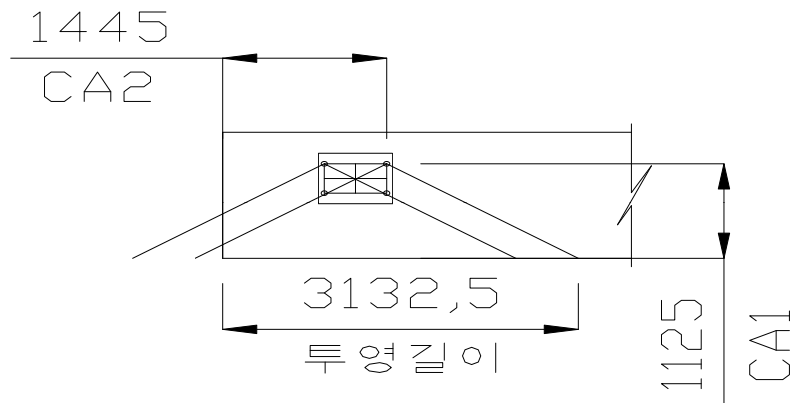
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2700 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 4,708 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,688 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 3,133 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 5,286,094 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1125^2 = 5,695,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 5,286,094 < 2 \times 5,695,313 = 11,390,625 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1125^{1.5}$$

$$= 1,005.34 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.957$$

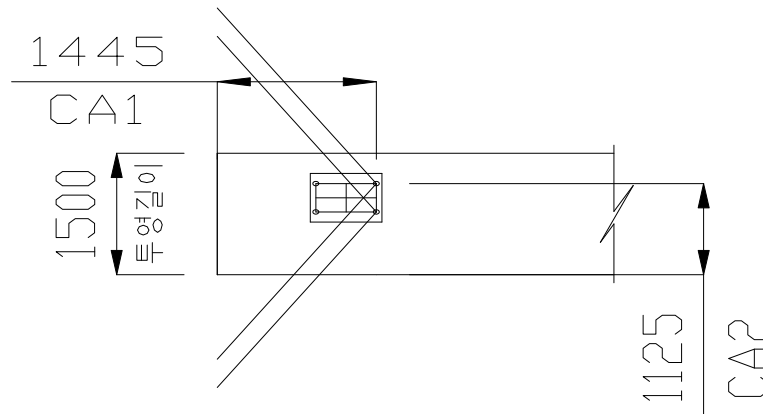
$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{5,286,094}{5,695,313} \times 0.957 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,005 = 893 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
C_{a1} &= 1,445 \text{ mm} \\
C_{a1}' &= 1,445 \text{ mm} \\
C_{a2} &= 1,125 \text{ mm} \\
C_{a2}' &= 1,125 \text{ mm} \\
S_L &= 350 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 2,168 \text{ mm} \\
S_T &= 550 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
h_{cop} &= 4,708 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 2,168 \text{ mm} \\
\text{투영길이} &= 1,500 \text{ mm}
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
A_{vc} &= 3,251,250 \text{ mm}^2 \\
A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,445^2 = 9,396,113 \text{ mm}^2 \\
\text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 3,251,250 < 2 \times 9,396,113 = 18,792,225 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
&= 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1,445^{1.5} \\
&= 1,463.48 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{ed,v} &= 0.856 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm} \\
V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
&= \frac{3,251,250}{9,396,113} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,463 = 433 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned}
\text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 179 \times 1 = 179 \text{ kN} \\
\text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 134 \times 1 = 134 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{893}{179} = 4.983 > 1.0 \quad \text{OK} \\
\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{433}{134} = 3.231 > 1.0 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$$

k_{cp}	: 콘크리트 프라이아웃 강도계수	$h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 1$
		$h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 2$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도 $N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$

A_{nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

A_{nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) $A_{nco} = 9h_{ef}^2$

$\phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \varphi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \varphi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도N

$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{선설치앵커} : \phi_{c,N} = 1.25$$

$$\text{후설치앵커} : \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,125 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,125 \text{ mm}$$

$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 0 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

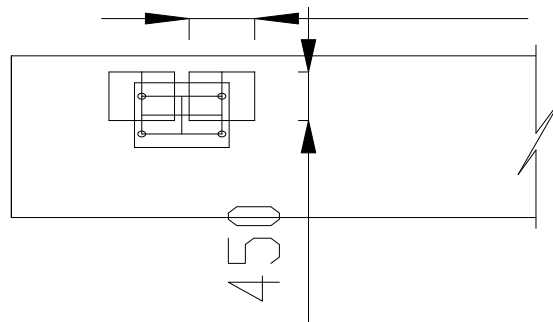
$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$

450



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 405,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 405,000 > 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 180 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

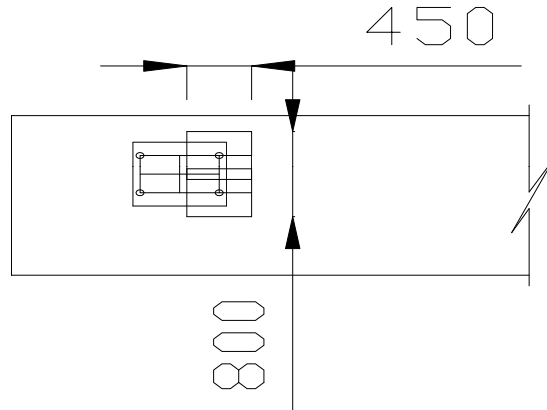
$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 360 / 1 = 360 \text{ kN}$$

② 교직방향

$C_{a1} = 1,445 \text{ mm}$	$S_L = 350 \text{ mm}$
$C_{a1}' = 1,445 \text{ mm}$	$S_T = 550 \text{ mm}$
$C_{a2} = 1,125 \text{ mm}$	$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$
$C_{a2}' = 1,125 \text{ mm}$	$S_{ay} = 0 \text{ mm}$
$h_{ef} = 150 \text{ mm}$	$h_{ef}' = 150 \text{ mm}$ (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$	$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$	$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



$$A_{nc} = 360,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 360,000 < 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{360,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 160 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 160 = 320 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 320 / 1 = 320 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 179 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 134 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{179} = 2.009 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{134} = 2.394 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,270	717	1.772	OK
		교직	1,270	535	2.376	OK
	앵커볼트	교축	365	179	2.036	OK
		교직	365	134	2.730	OK
	콘크리트	교축	893	179	4.983	OK
		교직	433	134	3.242	OK
	프라이아웃	교축	360	179	2.009	OK
		교직	320	134	2.394	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교대 A1

10.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 317.60 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 4 = 1,270.40 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 317.60 \times 4 = 1,270.40 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 619.52 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 607.04 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{619.52} = 2.051 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{607.04} = 2.093 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

$$C = 450 \text{ mm} \quad \text{받침 교축방향 길이 (하판)}$$

d_a	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	=	350	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	=	550	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	400	MPa
앵커의 유효 물림길이	h_{ef}	=	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	=	4708	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	V_{sa}	
$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$	n : 앵커갯수	
교축방향:	$V_{saL} = 4 \times 0.6 \times 380 \times 400 = 365$	kN
교직방향:	$V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 380 \times 400 = 365$	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력	F_{ASD}	
교축방향:	$F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 619.52 / 4 = 155$	kN
교직방향:	$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 607.04 / 4 = 152$	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{365}{155} = 2.356 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{365}{152} = 2.405 > 1.0$	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

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

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

$$C_{a1} = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,445 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}$$

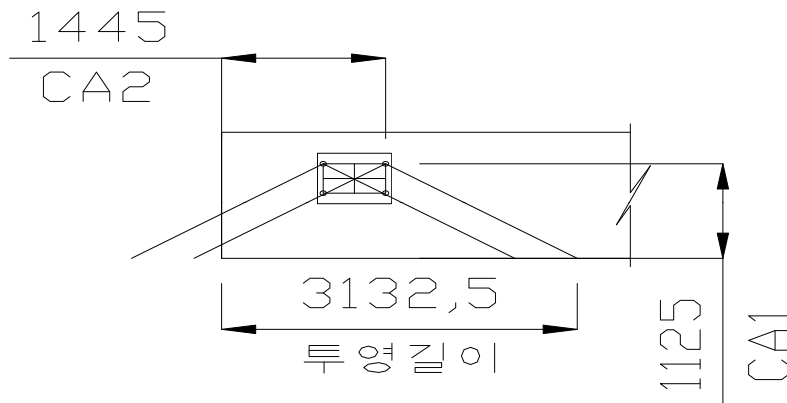
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2700 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 4,708 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,688 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 3,133 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 5,286,094 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1125^2 = 5,695,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 5,286,094 < 2 \times 5,695,313 = 11,390,625 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{55} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1125^{1.5}$$

$$= 1,005.34 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.957$$

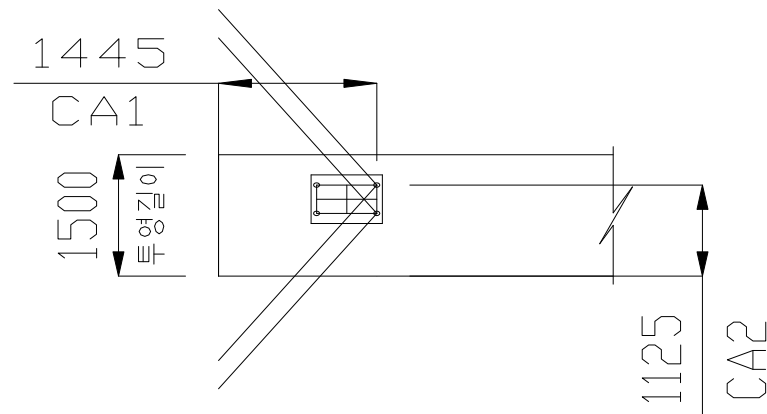
$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{5,286,094}{5,695,313} \times 0.957 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,005 = 893 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
C_{a1} &= 1,445 \text{ mm} \\
C_{a1}' &= 1,445 \text{ mm} \\
C_{a2} &= 1,125 \text{ mm} \\
C_{a2}' &= 1,125 \text{ mm} \\
S_L &= 350 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 2,168 \text{ mm} \\
S_T &= 550 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
h_{cop} &= 4,708 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 2,168 \text{ mm} \\
\text{투영길이} &= 1,500 \text{ mm}
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
A_{vc} &= 3,251,250 \text{ mm}^2 \\
A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,445^2 = 9,396,113 \text{ mm}^2 \\
\text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 3,251,250 < 2 \times 9,396,113 = 18,792,225 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
&= 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1,445^{1.5} \\
&= 1,463.48 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{ed,v} &= 0.856 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm} \\
V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
&= \frac{3,251,250}{9,396,113} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,463 = 433 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned}
\text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 155 \times 1 = 155 \text{ kN} \\
\text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 152 \times 1 = 152 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{893}{155} = 5.765 > 1.0 \quad \text{OK} \\
\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{433}{152} = 2.848 > 1.0 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$$

k_{cp}	: 콘크리트 프라이아웃 강도계수	$h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 1$
		$h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우	$k_{cp} = 2$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도 $N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$

A_{nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

A_{nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) $A_{nco} = 9h_{ef}^2$

$\phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \varphi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \varphi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도N

$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{선설치앵커} : \phi_{c,N} = 1.25$$

$$\text{후설치앵커} : \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,125 \text{ mm}$$

$$S_L = 350 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,125 \text{ mm}$$

$$S_T = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,445 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 0 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

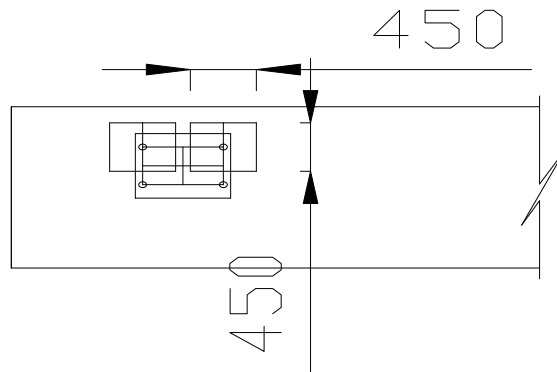
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 405,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 405,000 > 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \times \varphi_{ed,N} \times \phi_{c,N} \times N_b$$

$$= \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 180 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

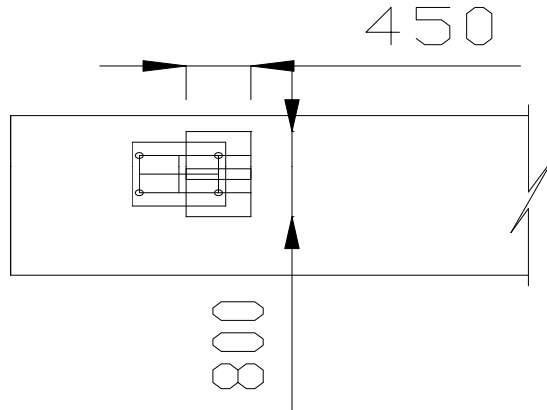
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 360 / 1 = 360 \text{ kN}$$

② 교직방향

$C_{a1} = 1,445 \text{ mm}$	$S_L = 350 \text{ mm}$
$C_{a1}' = 1,445 \text{ mm}$	$S_T = 550 \text{ mm}$
$C_{a2} = 1,125 \text{ mm}$	$S_{ax} = 2,700 \text{ mm}$
$C_{a2}' = 1,125 \text{ mm}$	$S_{ay} = 0 \text{ mm}$
$h_{ef} = 150 \text{ mm}$	$h_{ef}' = 150 \text{ mm}$ (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$	$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$	$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



$$A_{nc} = 360,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 360,000 < 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.000$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{360,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.000 \times 90.0 = 160 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 160 = 320 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 320 / 1 = 320 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 155 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 152 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{155} = 2.324 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{152} = 2.109 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,270	620	2.051	OK
		교직	1,270	607	2.093	OK
	앵커볼트	교축	365	155	2.356	OK
		교직	365	152	2.405	OK
	콘크리트	교축	893	155	5.765	OK
		교직	433	152	2.855	OK
	프라이아웃	교축	360	155	2.324	OK
		교직	320	152	2.109	OK

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 산정하였다.

(1) P1

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [26,961, 10,183] \\ &= 10,183 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,473, 1,390] \\ &= 1,390 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [26,961, 10,375] \\ &= 10,375 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,059, 1,296] \\ &= 1,296 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,503 \times 1 = 9,503 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,390 \times 1 = 1,390 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,183 \times 1 = 10,183 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,503 \times 1 = 9,503 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,296 \times 1 = 1,296 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,375 \times 1 = 10,375 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,503	1,390	10,183	
교축직각방향	9,503	1,296	10,375	

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 산정하였다.

(1) P2

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [26,960, 10,853] \\ &= 10,853 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,503, 1,478] \\ &= 1,478 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [26,960, 9,761] \\ &= 9,761 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,082, 1,232] \\ &= 1,232 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,500 \times 1 = 9,500 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,478 \times 1 = 1,478 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,853 \times 1 = 10,853 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,500 \times 1 = 9,500 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,232 \times 1 = 1,232 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 9,761 \times 1 = 9,761 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

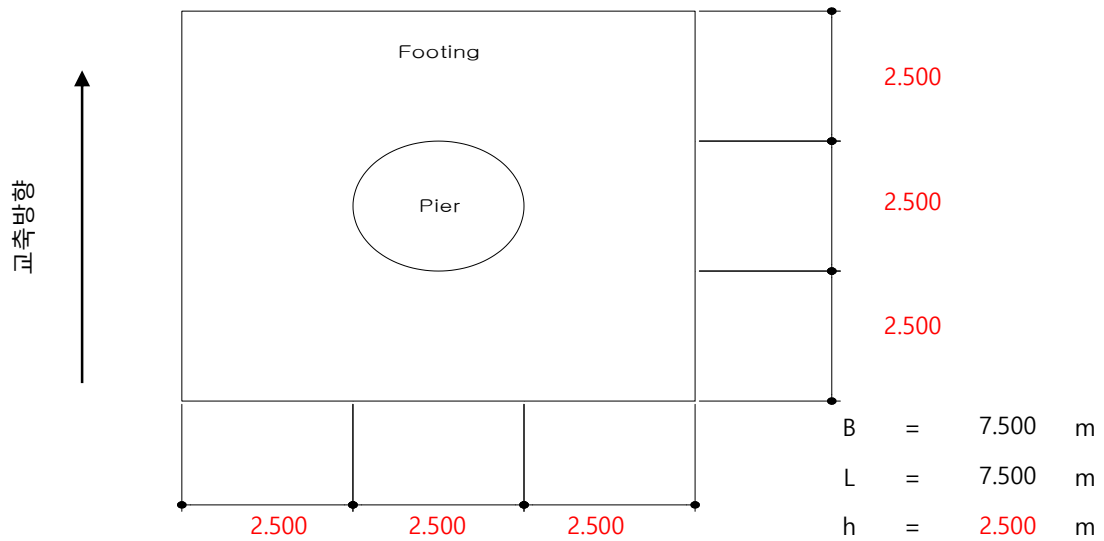
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,500	1,478	10,853	
교축직각방향	9,500	1,232	9,761	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times Ru$	3704 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

$$Ru = qd + U \times \sum (li \cdot fi) = 7407 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$qd = \alpha \times qu \times A = 7111 \text{ kN}$$

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

qu : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

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

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.598 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	5.800	16	32	185.60

			0	0.00
$\sum(li-fi) =$				185.60

⑤ 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	129 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li-fi) = 297 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 30 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	468050 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 0.883$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504.6 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15538 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 5860 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	252947 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	144884 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	144884 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	165974 kN·m/rad

$$\beta = \sqrt[4]{(kh \times D) / (4 \times E_p \times I_p)} = 0.8729 \text{ m}^{-1}$$

$$kh = kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 434143 \text{ kN/m}^3$$

$$kh_0 = 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3$$

$$E_o = 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 깊이에서의 } N \text{치}) = 140000 \text{ kN/m}^2$$

$$BH = \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.8324 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{상시}} = \sqrt[4]{((\alpha \times E_o)^8 \times D^5) / (0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} = 0.7340 \text{ m}^{-1}$$

$$E_p : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.496	< 1.000	강체취급
$\beta = \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$		= 0.198	m^{-1}
$k = K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$		= 208022	kN/m^3
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$		= 25811	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 2.500	m
$h = \text{직접기초의 두께}$		= 2.500	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000371 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.001279 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000264 \text{ rad}$
교 축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000355 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.001279 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000262 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	6323668
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3622090
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11701257
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	56805003

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	5	3.000	1264734	0	-724418	2340251	0	21892132

3열	5	0.000	1264734	0	-724418	2340251	0	829869
4열	5	-1.500	1264734	0	-724418	2340251	0	6095435
5열	5	-3.000	1264734	0	-724418	2340251	0	21892132

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	6323668
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3622090
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11701257
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	56805003

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	5	3.000	1264734	0	-724418	2340251	0	21892132
2열	5	1.500	1264734	0	-724418	2340251	0	6095435
3열	5	0.000	1264734	0	-724418	2340251	0	829869
4열	5	-1.500	1264734	0	-724418	2340251	0	6095435
5열	5	-3.000	1264734	0	-724418	2340251	0	21892132

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000371	0.002072	969.631	55.604	-9.933
2열	0.000371	0.001675	784.215	55.604	-9.933
3열	0.000371	0.001279	598.798	55.604	-9.933
4열	0.000371	0.000883	413.381	55.604	-9.933
5열	0.000371	0.000487	227.965	55.604	-9.933

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

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

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

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

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

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000355	0.002066	967.150	51.844	-7.925

3열	0.000355	0.001279	598.798	51.844	-7.925
4열	0.000355	0.000886	414.622	51.844	-7.925
5열	0.000355	0.000492	230.446	51.844	-7.925

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
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.371	40.421	O.K
	연직압축지지력(kN)	3704	970	3.820	O.K
	연직인발지지력(kN)	129	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.355	42.228	O.K
	연직압축지지력(kN)	3704	967	3.829	O.K
	연직인발지지력(kN)	129	0	-	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	0.508208	-9.933	0.000	-55.604
2	0.586	0.245582	-26.804	-18.696	-7.662
3	1.172	0.074097	-24.457	-19.549	11.978
4	1.758	-0.010804	-15.937	-13.721	15.279
5	2.344	-0.037934	-7.873	-7.319	11.670
6	2.930	-0.035782	-2.503	-2.721	6.711
7	3.516	-0.023778	0.213	-0.214	2.821
8	4.102	-0.012001	1.122	0.754	0.538
9	4.688	-0.004000	1.097	0.866	-0.452
10	5.274	0.000131	0.744	0.634	-0.666
11	5.860	0.001575	0.383	0.352	-0.534

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

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

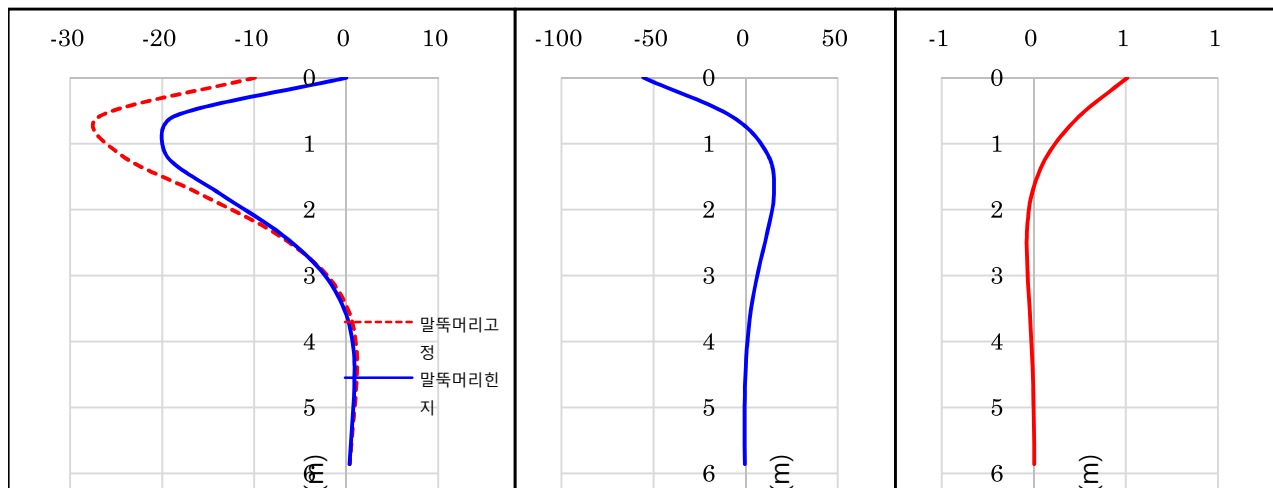
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 55.604 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.873 \text{ m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 178.629 \text{ mm}$$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	746 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-27.391 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-20.536 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	27.391 kN·m
	$S_{max} = S $	55.604 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 47.749 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 77.056 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.579 \leq 120.000$	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

ii) 교축직각방향

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	0.464620	-7.925	0.000	-51.844
2	0.586	0.226859	-23.901	-17.431	-7.828
3	1.172	0.070190	-22.143	-18.227	10.452
4	1.758	-0.008160	-14.562	-12.793	13.743
5	2.344	-0.033764	-7.266	-6.824	10.613
6	2.930	-0.032372	-2.363	-2.537	6.157
7	3.516	-0.021712	0.141	-0.199	2.623
8	4.102	-0.011066	0.997	0.703	0.529
9	4.688	-0.003766	0.992	0.807	-0.390
10	5.274	0.000040	0.679	0.591	-0.598
11	5.860	0.001396	0.353	0.328	-0.485

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

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

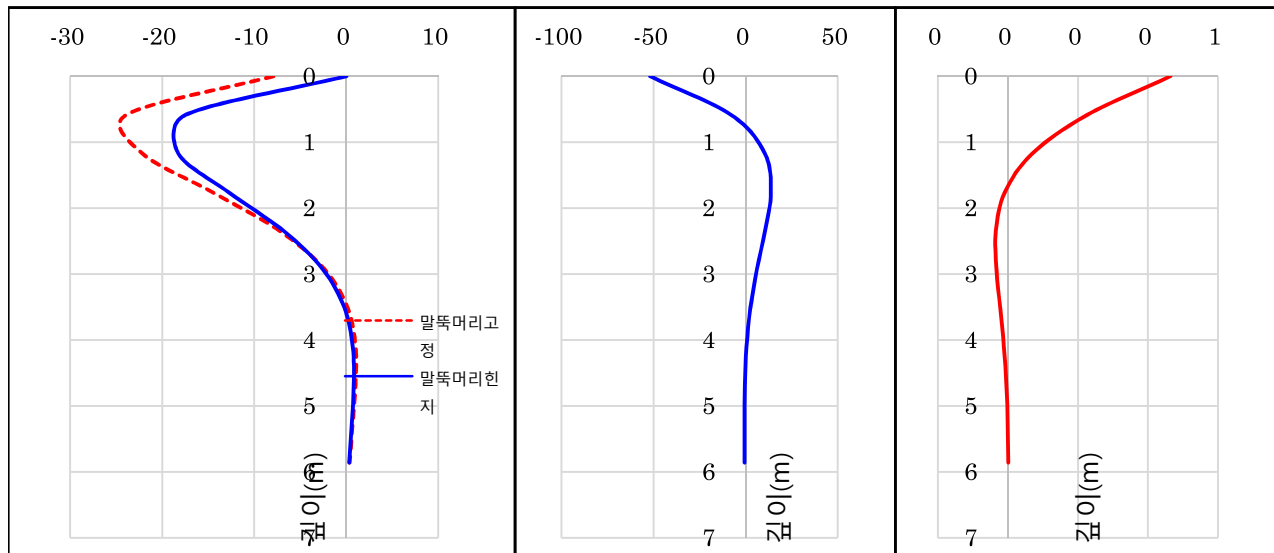
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 51.844 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.873 \text{ m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 152.868 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times h_o)]$	765 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-24.569 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm

최대 부재력	$M_{\max} = \max[M_{\text{고정}} , M_{\text{한지}} , M_{\text{mf}} , M_{\text{mh}}]$			24.569 kN·m	
	$S_{\max} = S $			51.844 kN	
말뚝 응력 검토	$f_t =$	49.099	$\leq$	210.000	O.K
	$f_c =$	75.547	$\leq$	210.000	O.K
	$f_s =$	3.337	$\leq$	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

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

$$f_{ta} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{ca} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

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

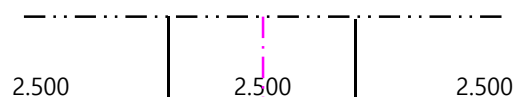
2) 단면 평가

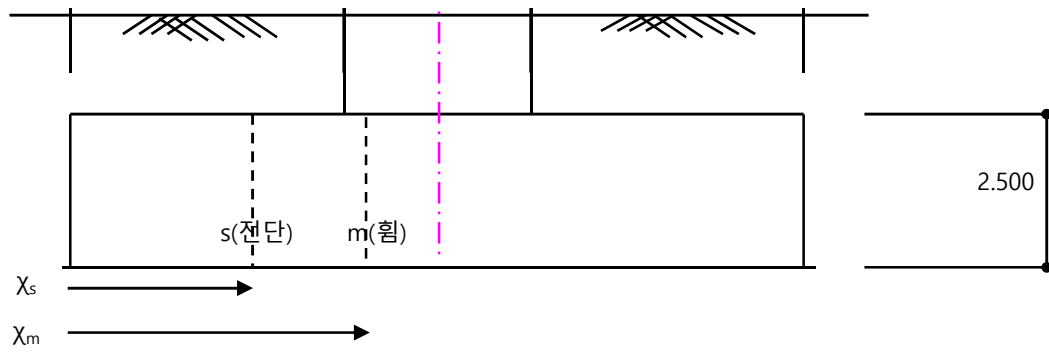
(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.500 + (2.500 - 2.216)/2$	2.642 m
전단	$\chi_s = 2.642 - 2.350/2$	1.467 m

② 교축방향 위험단면





③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	969.631	$\times$	5	4848 kN
R2	784.215	$\times$	5	3921 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	688 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	995 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	418 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10712 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4848 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8081 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3742 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
-----	---------	-----

전단	ΦV_n	=	14391	≥	3742	O.K
----	------------	---	-------	---	------	-----

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

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

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

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2350 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 56 ea

$$A_s = 28375 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.6 \text{ mm}$$

- 전단 검토

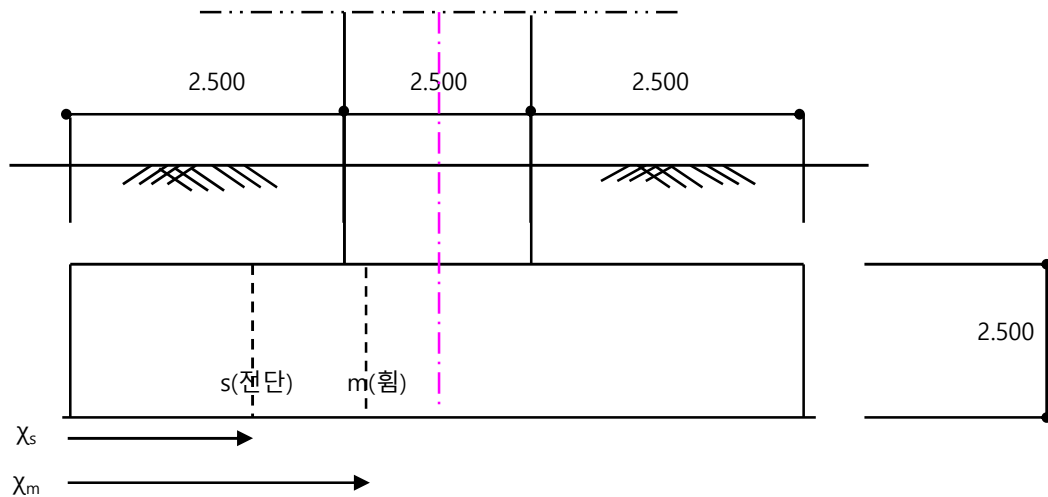
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\chi_m = 2.500 + (2.500 - 2.216)/2$	2.642 m
전단	$\chi_s = 2.642 - 2.350/2$	1.467 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	x	n	
R1	967.150	x	5	4836 kN
R2	782.974	x	5	3915 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	1636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	688 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	995 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	418 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10686 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4836 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8055 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3730 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 19768 \geq 8055$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14391 \geq 3730$	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	=	7500	mm	d	=	2350	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

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

- 전단 검토

$$A_s = 28375 \text{ mm}^2$$

$$= 55.6 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

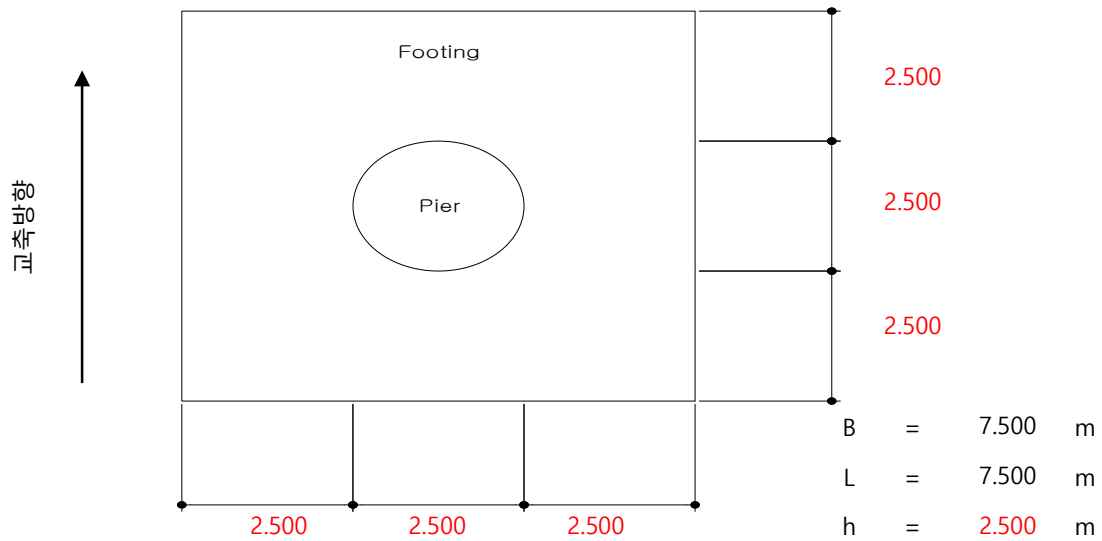
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.371	40.421	O.K
		교축직각	15.000	0.355	42.228	O.K
	연직 압축지지력	교축	3704	970	3.820	O.K
		교축직각	3704	967	3.829	O.K
말뚝 응력 검토	힘인장응력	교축	210.000	47.749	4.398	O.K
		교축직각	210.000	49.099	4.277	O.K
	힘압축응력	교축	210.000	77.056	2.725	O.K
		교축직각	210.000	75.547	2.780	O.K
	힘전단응력	교축	120.000	3.579	33.533	O.K
		교축직각	120.000	3.337	35.966	O.K
단면 검토	힘	교축	19768	8081	2.446	O.K
		교축직각	19768	8055	2.454	O.K
	전단	교축	14391	3742	3.845	O.K
		교축직각	14391	3730	3.858	O.K

11. 기초부 평가

11.1 교각 2

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times Ru$	3738 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

$$Ru = qd + U \times \sum (li \cdot fi) = 7476 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$qd = \alpha \times qu \times A = 7111 \text{ kN}$$

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

qu : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

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

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.598 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	5.800	16	32	185.60

			0	0.00
$\sum(li-fi) =$				228.50

⑤ 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	161 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li-fi) = 365 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 39 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	374933 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 0.935$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504.6 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15538 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 7750 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	252947 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	144884 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	144884 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	165974 kN·m/rad

$$\beta = \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 0.8729 \text{ m}^{-1}$$

$$kh = kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 434143 \text{ kN/m}^3$$

$$kh_0 = 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3$$

$$E_o = 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 깊이에서의 } N \text{치}) = 140000 \text{ kN/m}^2$$

$$BH = \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.8324 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{상시}} = \sqrt[4]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} = 0.7340 \text{ m}^{-1}$$

$$E_p : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.469	< 1.000	강체취급
$\beta = \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$		= 0.188	m^{-1}
$k = K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$		= 166637	kN/m^3
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$		= 25811	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 2.500	m
$h = \text{직접기초의 두께}$		= 2.500	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000433 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.001576 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000348 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000370 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.001576 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000306 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	6323668
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3622090
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	9373332
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	46329341

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	5	3.000	1264734	0	-724418	1874666	0	17701867

3열	5	0.000	1264734	0	-724418	1874666	0	829869
4열	5	-1.500	1264734	0	-724418	1874666	0	5047869
5열	5	-3.000	1264734	0	-724418	1874666	0	17701867

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	6323668
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3622090
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	9373332
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	46329341

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	5	3.000	1264734	0	-724418	1874666	0	17701867
2열	5	1.500	1264734	0	-724418	1874666	0	5047869
3열	5	0.000	1264734	0	-724418	1874666	0	829869
4열	5	-1.500	1264734	0	-724418	1874666	0	5047869
5열	5	-3.000	1264734	0	-724418	1874666	0	17701867

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000433	0.002620	982.194	59.139	-5.003
2열	0.000433	0.002098	786.536	59.139	-5.003
3열	0.000433	0.001576	590.879	59.139	-5.003
4열	0.000433	0.001054	395.222	59.139	-5.003
5열	0.000433	0.000532	199.565	59.139	-5.003

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$
 $\delta_{yi} = \delta_x \times \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$
 $P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$
 $M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000370	0.002494	935.187	49.275	-2.821

3열	0.000370	0.001576	590.879	49.275	-2.821
4열	0.000370	0.001117	418.725	49.275	-2.821
5열	0.000370	0.000658	246.571	49.275	-2.821

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
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.433	34.637	O.K
	연직압축지지력(kN)	3738	982	3.806	O.K
	연직인발지지력(kN)	161	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.370	40.525	O.K
	연직압축지지력(kN)	3738	935	3.997	O.K
	연직인발지지력(kN)	161	0	-	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	0.502126	-5.003	0.000	-59.139
2	0.775	0.188060	-25.139	-21.563	-1.840
3	1.550	0.019323	-18.638	-17.096	13.826
4	2.325	-0.033285	-8.279	-7.981	11.437
5	3.100	-0.031383	-1.747	-1.909	5.494
6	3.875	-0.016279	0.755	0.549	1.400
7	4.650	-0.004795	1.050	0.929	-0.310
8	5.425	0.000405	0.637	0.594	-0.608
9	6.200	0.001561	0.234	0.231	-0.402
10	6.975	0.001133	0.021	0.030	-0.161
11	7.750	0.000495	-0.044	-0.036	-0.024

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

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

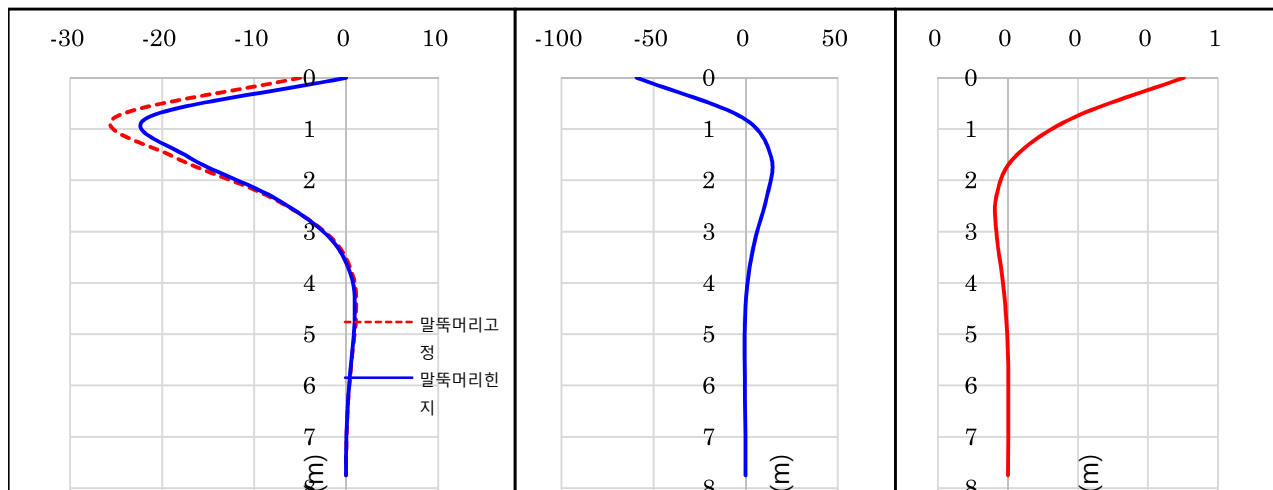
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 59.139 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.873 \text{ m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 84.593 \text{ mm}$$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	821 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-25.181 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-21.842 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	25.181 kN·m
	$S_{max} = S $	59.139 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 49.740 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 76.682 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.806 \leq 120.000$	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

ii) 교축직각방향

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	0.409085	-2.821	0.000	-49.275
2	0.775	0.155969	-19.983	-17.967	-2.282
3	1.550	0.017927	-15.114	-14.245	10.926
4	2.325	-0.026097	-6.818	-6.650	9.252
5	3.100	-0.025324	-1.499	-1.591	4.512
6	3.875	-0.013333	0.573	0.458	1.186
7	4.650	-0.004025	0.842	0.774	-0.226
8	5.425	0.000254	0.519	0.495	-0.486
9	6.200	0.001242	0.194	0.193	-0.327
10	6.975	0.000919	0.020	0.025	-0.133
11	7.750	0.000408	-0.035	-0.030	-0.021

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

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

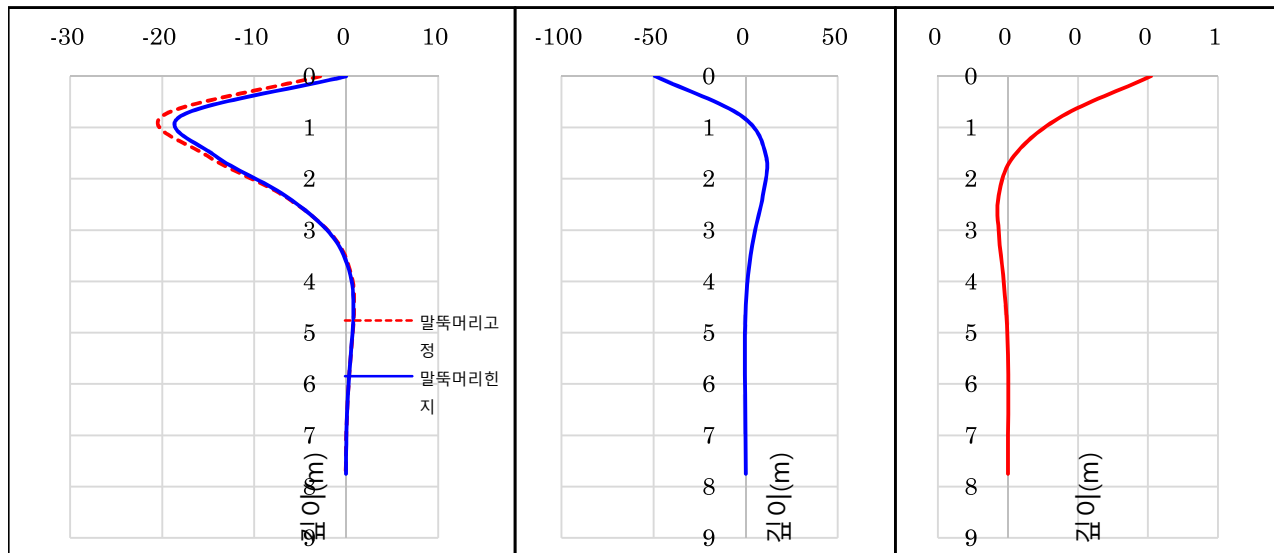
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 49.275 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.873 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 57.257 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	845 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-20.062 kN·m
말뚝머리	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm

최대 부재력	$M_{\max} = \max[M_{\text{고정}} , M_{\text{한지}} , M_{\text{mf}} , M_{\text{mh}}]$			20.062 kN·m	
	$S_{\max} = S $			49.275 kN	
말뚝 응력 검토	$f_t =$	49.453	$\leq$	210.000	O.K
	$f_c =$	73.944	$\leq$	210.000	O.K
	$f_s =$	3.171	$\leq$	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

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

$$f_{ta} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{ca} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

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

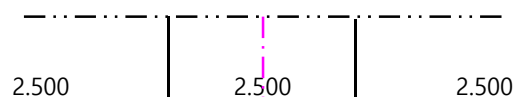
2) 단면 평가

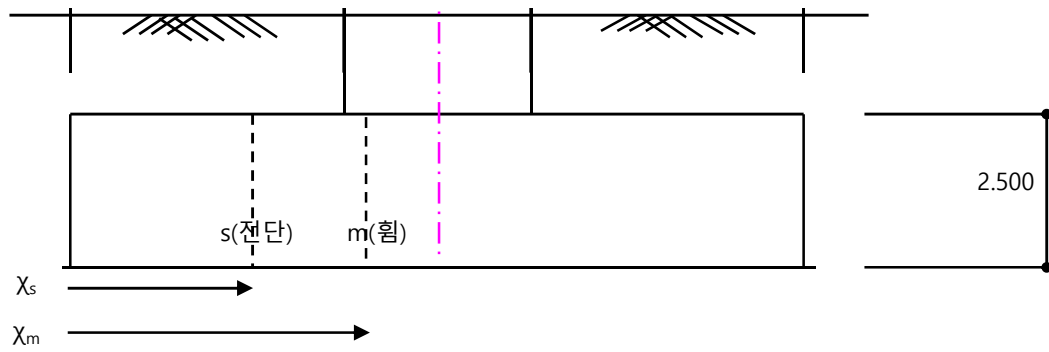
(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.500 + (2.500 - 2.216)/2$	2.642 m
전단	$\chi_s = 2.642 - 2.350/2$	1.467 m

② 교축방향 위험단면





③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	982.194	$\times$	5	4911 kN
R2	786.536	$\times$	5	3933 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	688 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	895 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	376 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10835 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4911 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8303 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3847 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
-----	---------	-----

전단	ΦV_n	=	14391	≥	3847	O.K
----	------------	---	-------	---	------	-----

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

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

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

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2350 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 56 ea

$$A_s = 28375 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.6 \text{ mm}$$

- 전단 검토

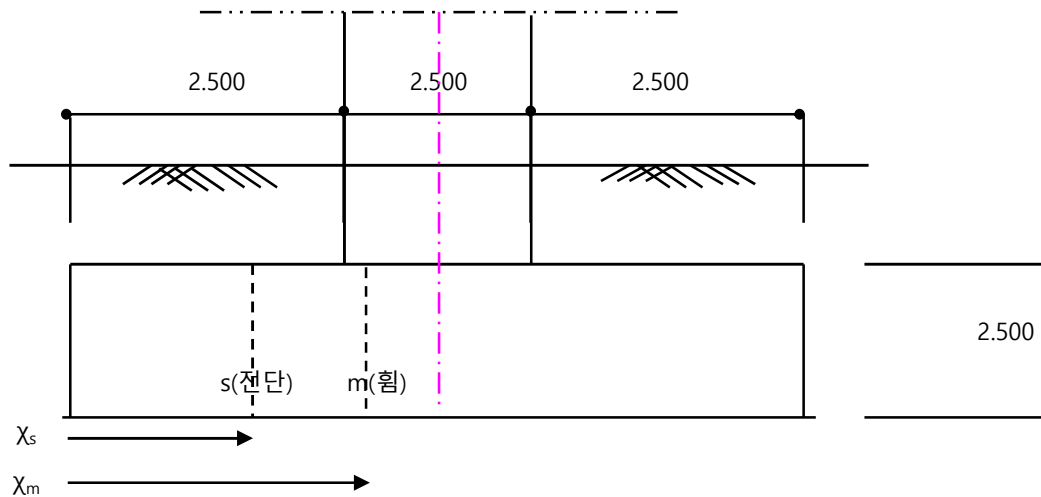
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\chi_m = 2.500 + (2.500 - 2.216)/2$	2.642 m
전단	$\chi_s = 2.642 - 2.350/2$	1.467 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	×	n	
R1	935.187	×	5	4676 kN
R2	763.033	×	5	3815 kN
R3		×		
R4		×		
R5		×		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	1636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	688 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	895 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	376 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10344 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4676 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7813 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3612 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 19768 \geq 7813$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14391 \geq 3612$	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	=	7500	mm	d	=	2350	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

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

- 전단 검토

$$A_s = 28375 \text{ mm}^2$$

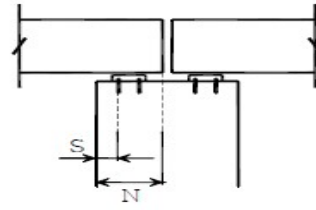
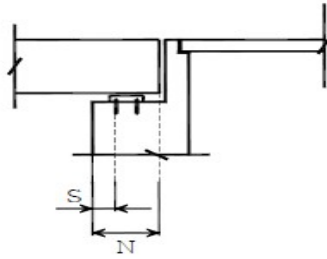
$$= 55.6 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.433	34.637	O.K
		교축직각	15.000	0.370	40.525	O.K
	연직 압축지지력	교축	3738	982	3.806	O.K
		교축직각	3738	935	3.997	O.K
말뚝 응력 검토	힘인장응력	교축	210.000	49.740	4.222	O.K
		교축직각	210.000	49.453	4.246	O.K
	힘압축응력	교축	210.000	76.682	2.739	O.K
		교축직각	210.000	73.944	2.840	O.K
	힘전단응력	교축	120.000	3.806	31.529	O.K
		교축직각	120.000	3.171	37.840	O.K
단면 검토	힘	교축	19768	8303	2.381	O.K
		교축직각	19768	7813	2.530	O.K
	전단	교축	14391	3847	3.741	O.K
		교축직각	14391	3612	3.984	O.K

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1400.00 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [65.95 , 403.53] = 403.53 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 403.53 \text{ mm}$

- $L = 105.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 4.231 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1400}{404} = 3.470 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$

12.2 교대 2

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1400.00 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [82.07 , 403.53] = 403.53 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 403.53 \text{ mm}$

- $L = 105.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 4.231 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1400}{404} = 3.470 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$