

교 량 내 진 성 능 평 가

수기2교(하)

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)	6,923	1,374	5.038	O.K
			교직(하단)	6,873	1,277	5.382	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15	0.367	40.921	O.K
			교직	15	0.350	42.877	O.K
		연직압축지지력	교축	3,704	954	3.883	O.K
			교직	3,704	951	3.896	O.K
	말뚝응력 검토	힘인장응력	교축	210	46.9	4.479	O.K
			교직	210	48.2	4.355	O.K
		힘압축응력	교축	210	75.9	2.767	O.K
			교직	210	74.3	2.825	O.K
		힘전단응력	교축	120	3.5	33.922	O.K
			교직	120	3.3	36.504	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	19,768	7,906	2.500	O.K
			교직	19,768	7,871	2.511	O.K
		전단	교축	14,391	3,664	3.928	O.K
			교직	14,391	3,647	3.946	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,541	1,261	2.016	O.K
			교직	2,541	1,164	2.183	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	158	2.316	O.K
			교직	365	145	2.508	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	620	158	3.936	O.K
			교직	635	145	4.364	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	360	158	2.285	O.K	
		교직	320	145	2.200	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)	6,927	1,461	4.741	O.K
			교직(하단)	6,876	1,216	5.657	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15	0.428	35.068	O.K
			교직	15	0.365	41.084	O.K
		연직압축지지력	교축	3,738	966	3.868	O.K
			교직	3,738	920	4.065	O.K
	말뚝응력 검토	힘인장응력	교축	210	48.9	4.298	O.K
			교직	210	48.6	4.323	O.K
		힘압축응력	교축	210	75.5	2.781	O.K
			교직	210	72.8	2.885	O.K
		힘전단응력	교축	120	3.8	31.902	O.K
			교직	120	3.1	38.348	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	19,768	8,127	2.432	O.K
			교직	19,768	7,639	2.588	O.K
		전단	교축	14,391	3,767	3.820	O.K
			교직	14,391	3,534	4.072	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,541	1,409	1.804	O.K
			교직	2,541	1,133	2.242	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	176	2.073	O.K
			교직	365	142	2.577	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	620	176	3.523	O.K
			교직	609	142	4.303	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	176	2.045	O.K
교직			320	142	2.259	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,270	703	1.808	O.K
			교직	1,270	524	2.424	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	176	2.078	O.K
			교직	365	131	2.786	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	893	176	5.083	O.K
			교직	433	131	3.308	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	176	2.049	O.K
			교직	320	131	2.443	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,400	404	3.469

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,270	608	2.090	O.K
			교직	1,270	596	2.133	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	365	152	2.402	O.K
			교직	365	149	2.450	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	893	152	5.876	O.K
			교직	433	149	2.910	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	360	152	2.369	O.K
			교직	320	149	2.149	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,400	404	3.469

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	수기2교(하)	준공년도	2015.12 년
소재지	경기도 화성시 세자로396번길 16	받침종류	탄성
상부구조		하부구조	
형식	P.F Beam교	교각형식	T형교각
교량폭원	10.145m	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

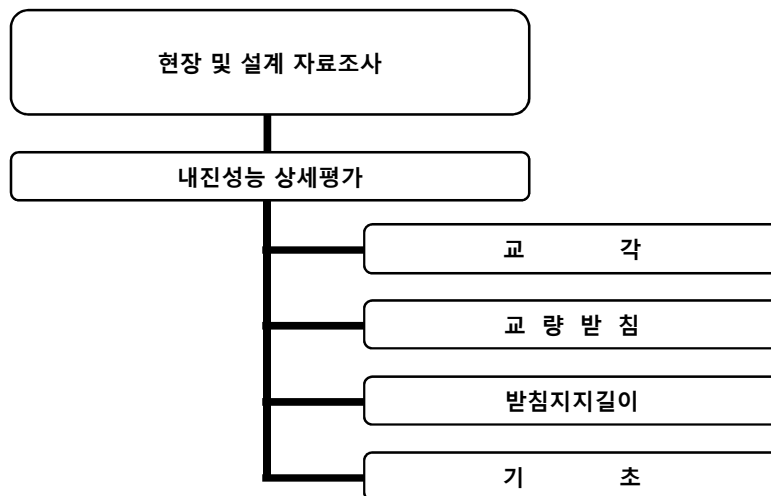
1) 내진성능상세평가 방법

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)

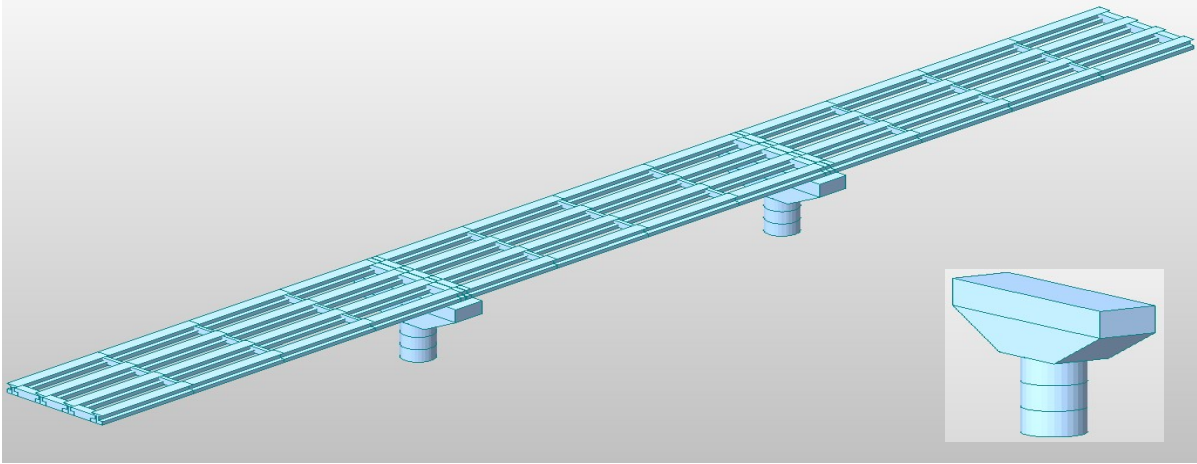
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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 :	$10.145 \times 0.25 \times 105 \times 25.0$	=	6657.66	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	=	17037.75 kN

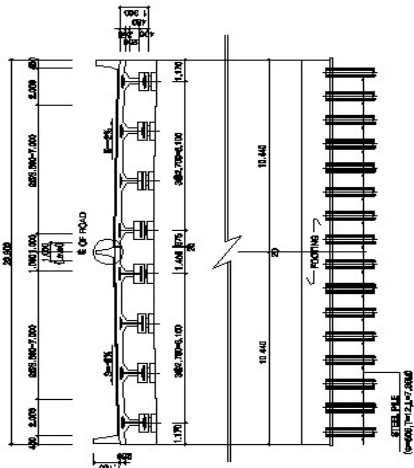
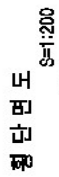
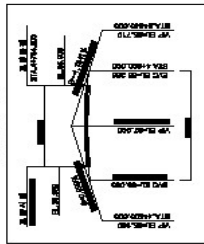
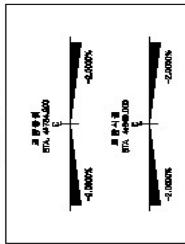
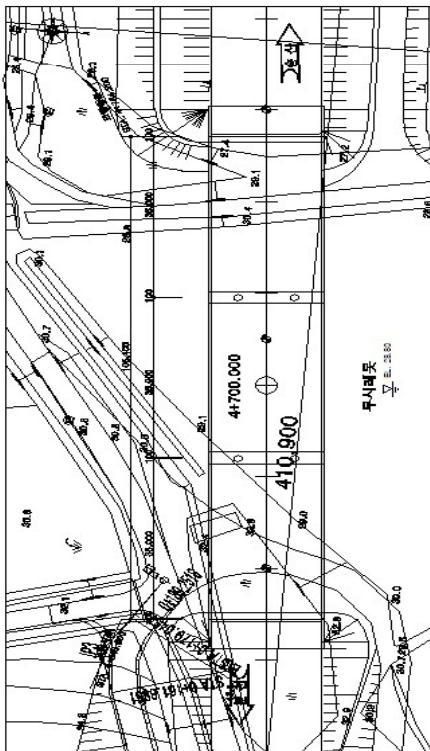
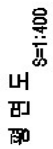
-2차 고정하중

① 아스콘포장 :	(T = 80mm)	$(10.145 - 0.45) \times 0.080 \times 105.0 \times 23.0$	=	1873.07	kN
② 방호벽 :	$0.360 \times 105.0 \times 25.0 \times 1EA$		=	945.00	kN
③ 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	=	3896.39 kN

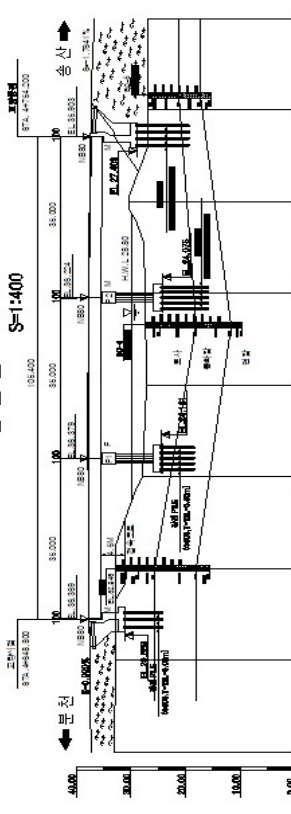
-단위질량 산정

① 총 중량 : 1차 고정하중 + 2차 고정하중	=	17037.7	+	3896.4	
				=	20934.1 kN
② Beam 본당 단위중량 :	20934.13275	÷	105.0	÷	4 EA = 49.84 kN/m

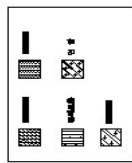
나
금
140
K/0



한
민
국
국
가



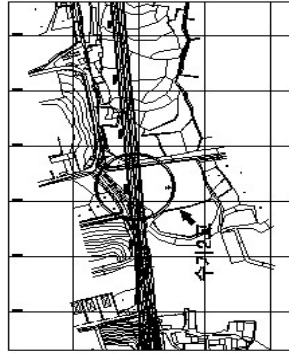
॥ ३॥



시공시주역사방

- [illegible]

부처도

[illegible][illegible]

너
ㅍ
ㅊ
ㅋ

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정
A1	1	826.440	1750	O.K
	2	892.740	1750	O.K
	3	892.740	1750	O.K
	4	826.440	1750	O.K
P1	1	854.600	1750	O.K
	2	910.030	1750	O.K
	3	910.030	1750	O.K
	4	854.600	1750	O.K
	5	844.090	1750	O.K
	6	897.810	1750	O.K
	7	897.810	1750	O.K
	8	844.090	1750	O.K
P2	1	844.090	1750	O.K
	2	897.810	1750	O.K
	3	897.810	1750	O.K
	4	844.090	1750	O.K
	5	855.770	1750	O.K
	6	911.350	1750	O.K
	7	911.350	1750	O.K
	8	855.770	1750	O.K
A2	1	828.810	1750	O.K
	2	892.870	1750	O.K
	3	892.870	1750	O.K
	4	828.810	1750	O.K

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	8720.04	9233.20	
P2	1	8725.03	9230.12	

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

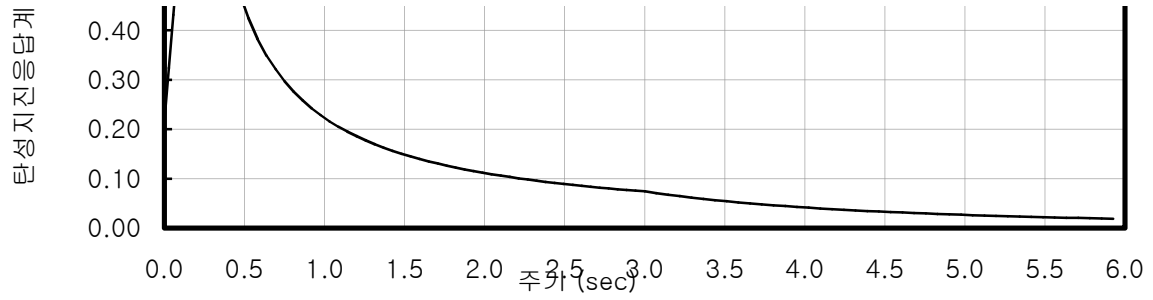
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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



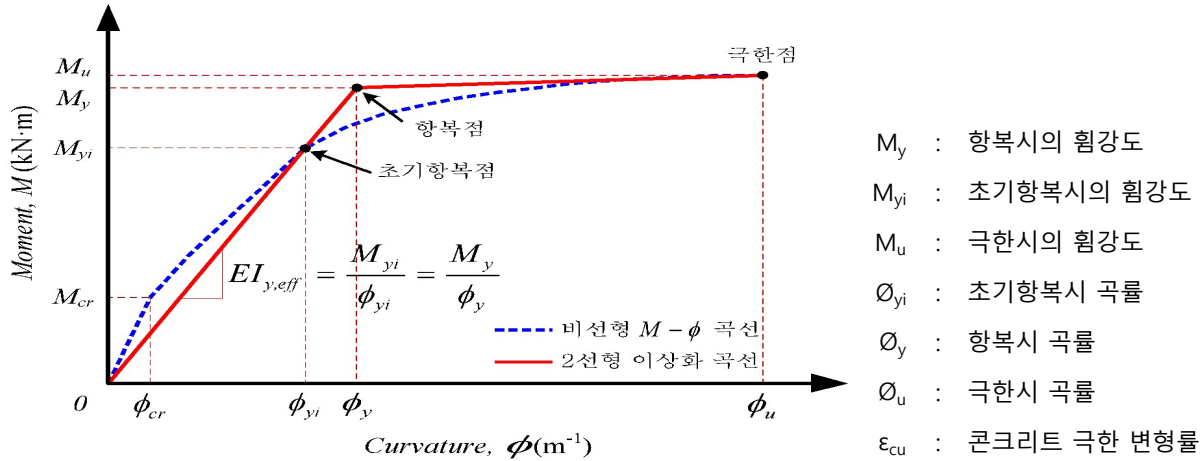


주기 (sec)	탄성지진 응답계수	주기 (sec)	탄성지진 응답계수
0.000	0.216	2.494	0.089
0.028	0.323	2.550	0.087
0.055	0.431	2.606	0.085
0.083	0.539	2.663	0.084
0.113	0.539	2.719	0.082
0.143	0.539	2.775	0.080
0.173	0.539	2.831	0.079
0.203	0.539	2.888	0.077
0.233	0.539	2.944	0.076
0.263	0.539	3.000	0.074
0.293	0.539	3.073	0.071
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

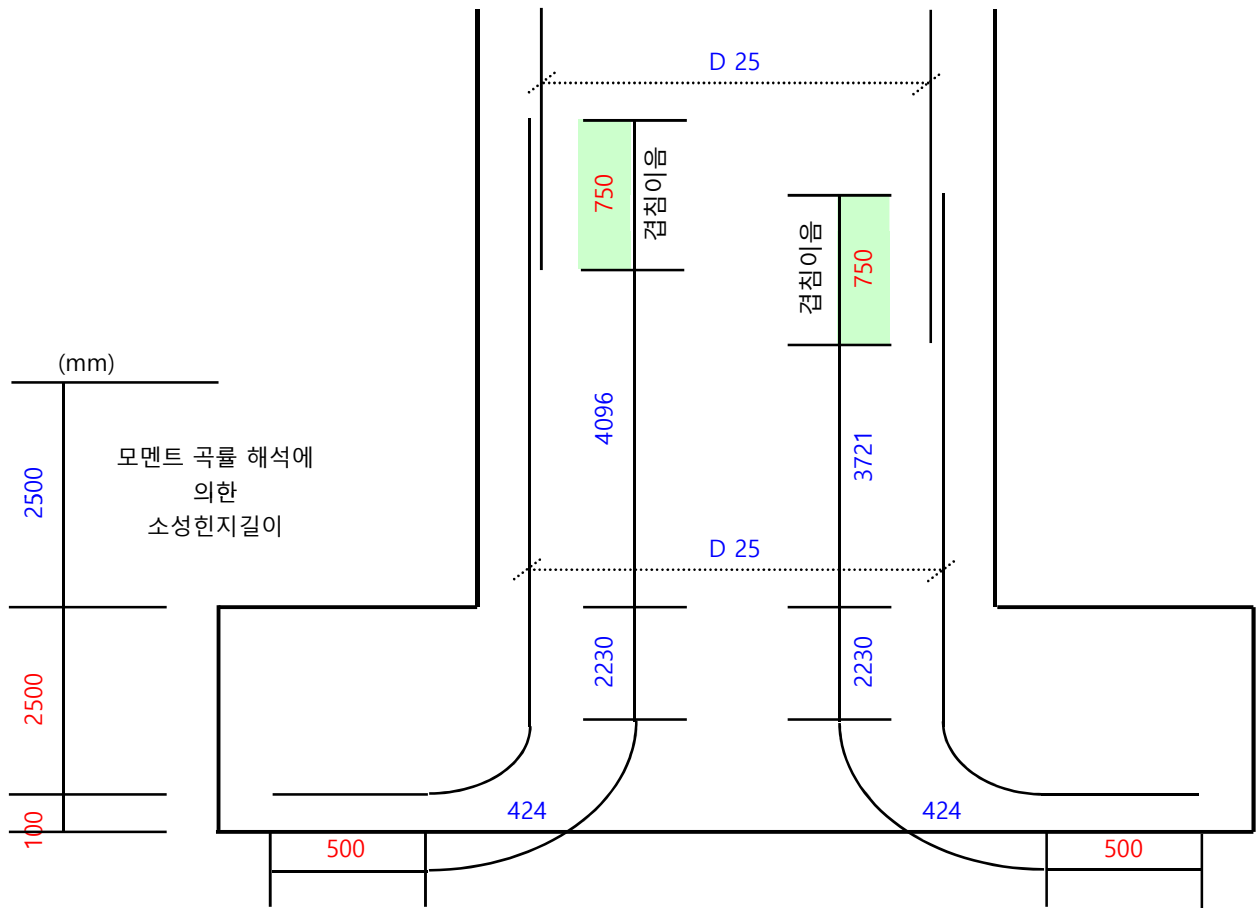
- 교축방향

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
	④	0.0015 H _e	=	0.0015 H _e	기둥 직경으로 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

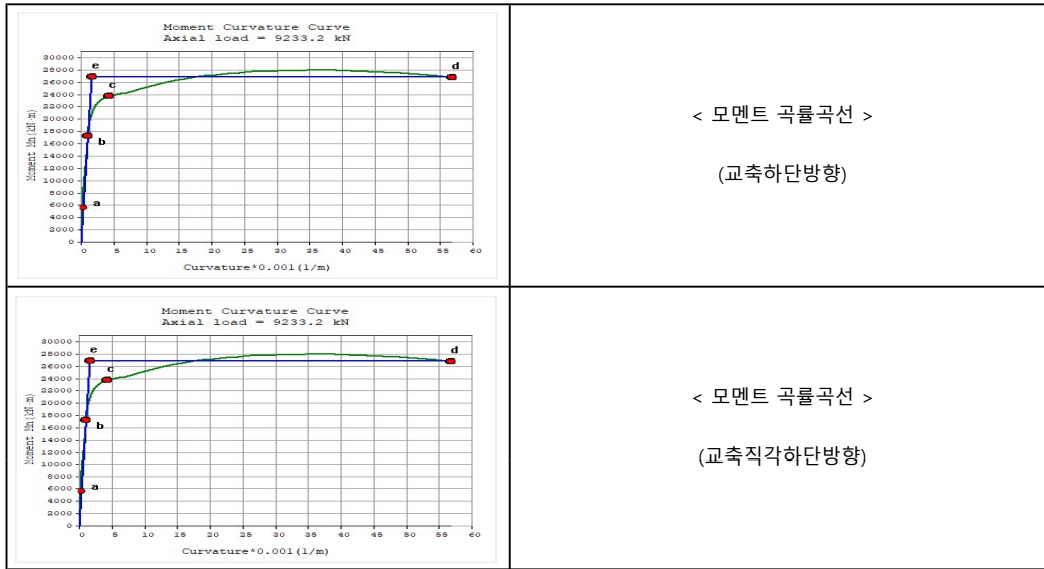
5.5.1 교각1

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M_y^L)	17,252 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001012 m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	26,810 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001573 m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	26,810 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.056781 m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	17,252 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001012 m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	26,810 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001573 m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	26,810 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.056781 m^{-1}



5.5.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.660 / 1.917 = 0.344$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,810}{0.00157292 \times 25,811,006} = 0.660$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.660 / 1.917 = 0.344$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,810}{0.00157292 \times 25,811,006} = 0.660$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.344 \times 1.917 = 0.660 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.344 \times 1.917 = 0.660 \text{ m}^4$$

- 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

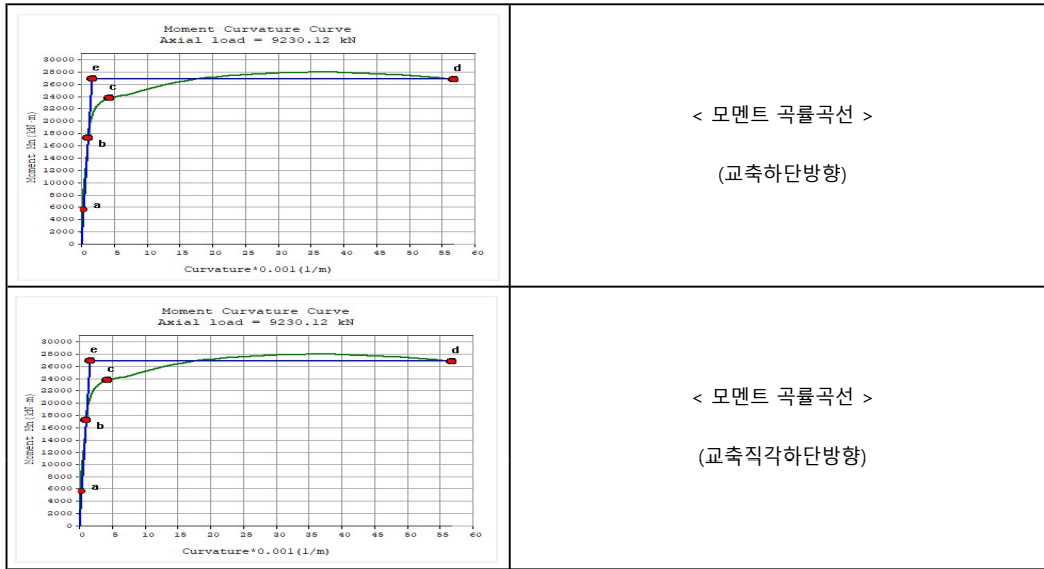
5.5.1 교각2

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M_y^L)	17,250 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001012 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	26,809 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001573 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	26,809 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.056787 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	17,250 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001012 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	26,809 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001573 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	26,809 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.056787 m ⁻¹



5.5.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.660 / 1.917 = 0.344$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,809}{0.00157294 \times 25,811,006} = 0.660$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.660 / 1.917 = 0.344$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{26,809}{0.00157294 \times 25,811,006} = 0.660$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.344 \times 1.917 = 0.660 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.344 \times 1.917 = 0.660 \text{ m}^4$$

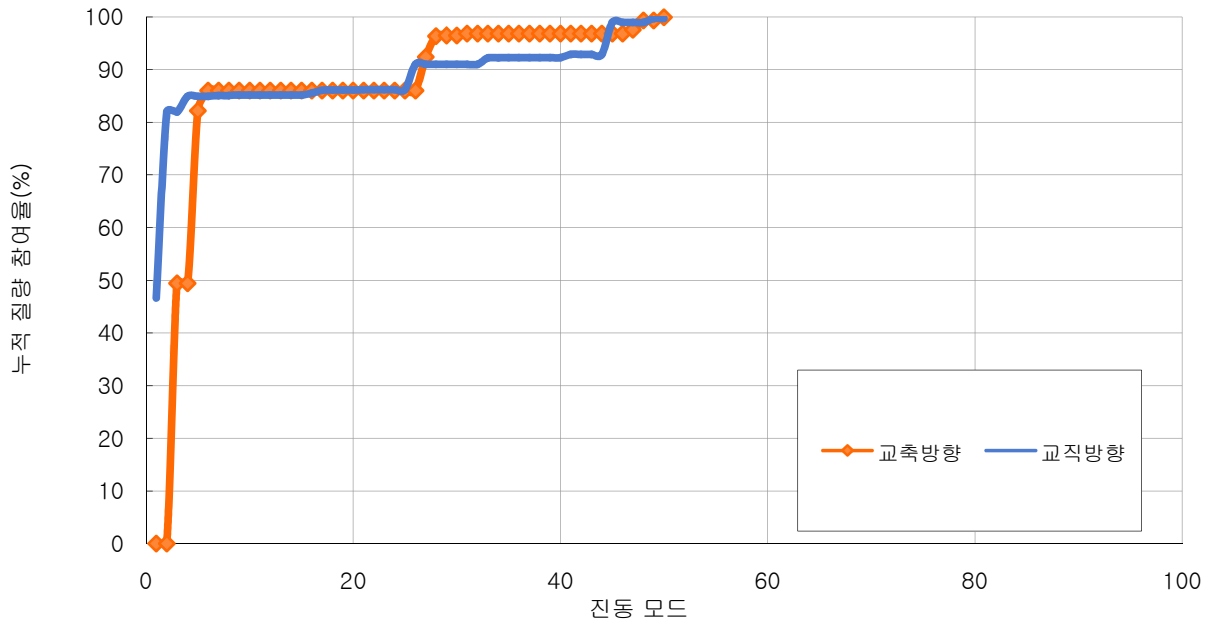
- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고, 이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.41	0.00	46.62	0.00	0.00	46.62	0.00	
2	1.33	0.00	35.32	0.00	0.00	81.93	0.00	
3	1.32	49.42	0.00	0.00	49.42	81.93	0.00	
4	1.27	0.00	2.95	0.00	49.42	84.89	0.00	
5	1.24	32.78	0.00	0.00	82.20	84.89	0.00	
6	1.19	3.81	0.00	0.00	86.01	84.89	0.00	
7	0.85	0.00	0.18	0.00	86.01	85.07	0.00	
8	0.80	0.00	0.01	0.00	86.01	85.08	0.00	
9	0.76	0.00	0.10	0.00	86.01	85.18	0.00	
10	0.55	0.00	0.00	20.20	86.01	85.18	20.20	
11	0.55	0.00	0.00	20.09	86.01	85.18	40.29	
12	0.53	0.00	0.00	19.80	86.01	85.18	60.09	
13	0.48	0.00	0.00	0.00	86.01	85.18	60.09	
14	0.47	0.00	0.00	0.00	86.01	85.18	60.09	
15	0.45	0.00	0.00	0.00	86.01	85.18	60.09	
16	0.28	0.00	0.31	0.00	86.01	85.49	60.09	
17	0.28	0.00	0.59	0.00	86.01	86.07	60.09	
18	0.28	0.00	0.05	0.00	86.01	86.12	60.09	
19	0.28	0.00	0.00	0.00	86.01	86.12	60.09	
20	0.27	0.00	0.00	0.00	86.01	86.12	60.09	
21	0.27	0.00	0.07	0.00	86.01	86.19	60.09	
22	0.22	0.00	0.01	0.00	86.01	86.20	60.09	
23	0.21	0.00	0.00	0.00	86.01	86.20	60.10	
24	0.21	0.00	0.00	0.00	86.01	86.20	60.10	
25	0.21	0.00	0.00	0.00	86.01	86.20	60.11	
26	0.20	0.00	4.80	0.00	86.01	91.00	60.11	
27	0.17	6.39	0.00	0.00	92.40	91.00	60.11	
28	0.17	3.96	0.00	0.00	96.36	91.00	60.11	
29	0.15	0.08	0.00	0.00	96.44	91.00	60.11	
30	0.15	0.04	0.00	0.01	96.48	91.00	60.12	
31	0.14	0.34	0.00	0.00	96.82	91.00	60.12	
32	0.14	0.00	0.00	0.00	96.82	91.01	60.12	
33	0.14	0.00	1.21	0.00	96.82	92.21	60.12	
34	0.13	0.00	0.03	0.00	96.82	92.24	60.12	
35	0.11	0.00	0.00	0.00	96.82	92.24	60.12	
36	0.11	0.00	0.00	0.01	96.82	92.24	60.13	
37	0.11	0.00	0.00	0.00	96.83	92.24	60.13	
38	0.10	0.00	0.00	0.13	96.83	92.24	60.26	
39	0.09	0.00	0.00	0.26	96.83	92.24	60.52	
40	0.08	0.01	0.00	0.00	96.83	92.24	60.52	
41	0.07	0.00	0.62	0.00	96.83	92.87	60.52	
42	0.07	0.00	0.00	0.19	96.83	92.87	60.72	
43	0.07	0.00	0.00	0.07	96.83	92.87	60.78	
44	0.05	0.00	0.01	0.46	96.83	92.88	61.24	
45	0.04	0.00	6.06	0.00	96.83	98.94	61.24	
46	0.03	0.00	0.01	0.00	96.83	98.95	61.24	
47	0.03	0.72	0.00	0.00	97.55	98.95	61.24	
48	0.02	1.78	0.00	0.00	99.33	98.95	61.24	
49	0.01	0.00	0.74	0.00	99.33	99.69	61.24	
50	0.01	0.61	0.00	0.01	99.94	99.69	61.25	

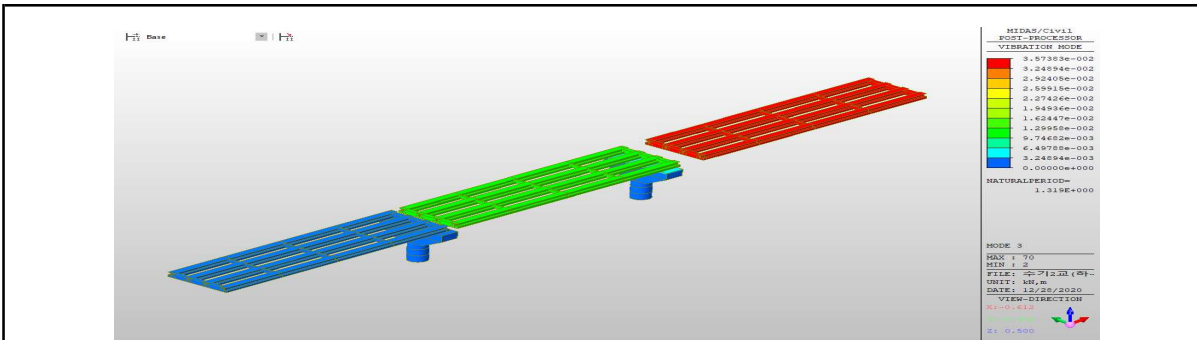
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



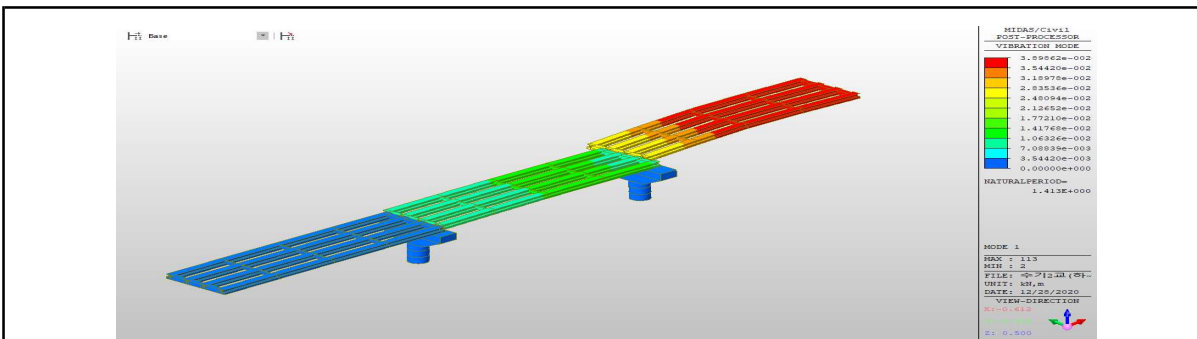
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.3189 sec) - 3 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.4135 sec) - 1 Mode



7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	64.72	0	0	0.00	0	0
P1	69.88	1371	10034	0.00	3	3
P2	80.56	1456	10641	0.00	1	1
A2	80.62	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	10.83	1352	4282	0.00	0	1
P2	11.29	1439	4617	0.00	2	4
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	2.78	0	0	52.04	0	0
P1	2.13	4	4	69.07	1276	10208
P2	2.60	1	2	65.82	1215	9622
A2	2.04	0	0	84.68	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	5	6	11.31	1256	5025
P2	0.10	2	2	10.46	1194	4787
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	8,720	2	4	9,233	0	0
P2	8,725	5	64	9,230	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	42	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)	8,720.0		8,720.0	
하단축력(kN)	9,233.2		9,233.2	
상단변위(mm)	10.8	0.0	0.1	11.3
상단전단력(kN)	1,352.5	0.5	4.5	1,255.7
하단전단력(kN)	1,370.7	2.6	4.1	1,276.2
상단모멘트(kN·m)	4,282.3	0.9	6.0	5,024.6
하단모멘트(kN·m)	10,034.1	2.6	4.2	10,208.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,720.0		8,720.0	
하단축력(kN)	9,233.2		9,233.2	
상단변위(mm)	10.8	3.4	3.3	11.3
상단전단력(kN)	1,353.8	377.2	410.3	1,255.8
하단전단력(kN)	1,371.9	385.5	415.3	1,277.0
상단모멘트(kN·m)	4,284.1	1,508.2	1,290.7	5,024.9
하단모멘트(kN·m)	10,035.4	3,065.0	3,014.4	10,208.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,720.0		8,720.0	
하단축력(kN)	9,233.2		9,233.2	
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)	13.7	0.0	13.7	0.0
하단모멘트(kN·m)	4.1	0.0	4.1	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,720.0	8,720.0	P
하단축력(kN)	9,233.2	9,233.2	Pbot
상단변위(mm)	10.9	11.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,356.1	1,255.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,374.2	1,277.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,297.8	5,024.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,039.4	10,208.9	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,725.0		8,725.0	
하단축력(kN)	9,230.1		9,230.1	
상단변위(mm)	11.3	0.0	0.1	10.5
상단전단력(kN)	1,439.0	1.8	2.2	1,194.2
하단전단력(kN)	1,455.8	1.2	0.7	1,215.2
상단모멘트(kN·m)	4,617.1	3.9	2.0	4,787.4
하단모멘트(kN·m)	10,640.7	0.9	2.4	9,621.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,725.0		8,725.0	
하단축력(kN)	9,230.1		9,230.1	
상단변위(mm)	11.3	3.1	3.5	10.5
상단전단력(kN)	1,439.7	360.1	433.9	1,194.7
하단전단력(kN)	1,456.0	365.7	437.4	1,215.6
상단모멘트(kN·m)	4,617.7	1,440.1	1,387.2	4,788.6
하단모멘트(kN·m)	10,641.4	2,887.4	3,194.7	9,622.0

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,725.0		8,725.0	
하단축력(kN)	9,230.1		9,230.1	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	5.3	0.0	5.3	0.0
하단전단력(kN)	5.3	0.0	5.3	0.0
상단모멘트(kN·m)	42.3	0.0	42.3	0.0
하단모멘트(kN·m)	64.4	0.0	64.4	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,725.0	8,725.0	P
하단축력(kN)	9,230.1	9,230.1	Pbot
상단변위(mm)	11.4	10.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,444.9	1,194.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,461.2	1,215.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,660.1	4,788.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,705.8	9,622.0	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	9233.2	1374.2	10039.4
	교직	9233.2	1277.0	10208.9
P2	교축	9230.1	1461.2	10705.8
	교직	9230.1	1215.6	9622.0

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	177	131
P1	164	147
P2	190	142
A2	152	149

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	703	524
P1	1261	1164
P2	1409	1133
A2	608	596

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)	1.319	1.413	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{y_i}^L &= M_{y_i}^L / H_e = 26,810 / 7.764 = 3,453.168 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 26,810 / 7.764 = 3,453.168 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{y_i}^T &= M_{y_i}^T / H_e = 26,810 / 8.814 = 3,041.797 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 26,810 / 8.814 = 3,041.797 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$F_{y_i}^L, F_{y_i}^T$: 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

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

$M_{y_i}^L, M_{y_i}^T$: 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)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 7.764 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.789 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.05678 - 0.00157) \times 0.789 = 0.0436 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{26,810}{26,810} - 1 \right) \times 0.03161 + 0.04356 \times \left(7.764 - \frac{0.789}{2} \right) \\
 &= 0.3210 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03160 + 0.32100 = 0.3526 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3526}{0.0316} = 11.156 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재})
 \end{aligned}$$

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03161 = 0.06321 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03161 = 0.15803 \text{ m}$$

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04073 = 0.08146 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04073 = 0.20366 \text{ m}$$

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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,720 \times 2.500}{7.764} = 421 \text{ kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,720 \text{ kN}$ (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

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,720 \times 2.500}{8.814} = 371 \text{ kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,720 \text{ kN}$ (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
	$=$	$6,923$	kN	
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$	$=$	0.06321	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	0	$+$	730
			$+$	421

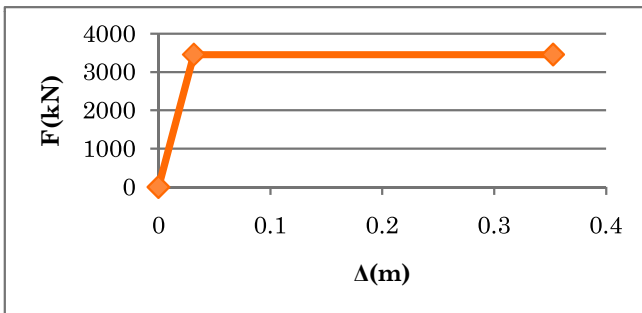
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

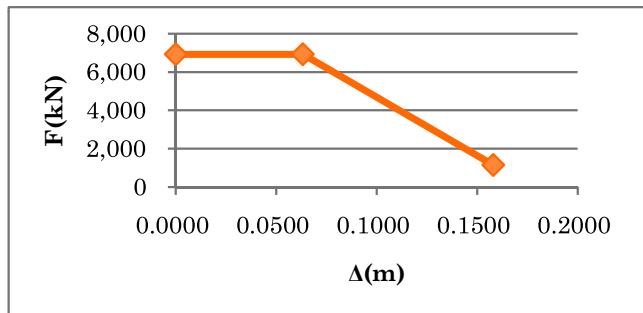
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771 + 730 + 371
			=	6,873 kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.08146	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0 + 730 + 371
			=	1,101 kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.20366	m	

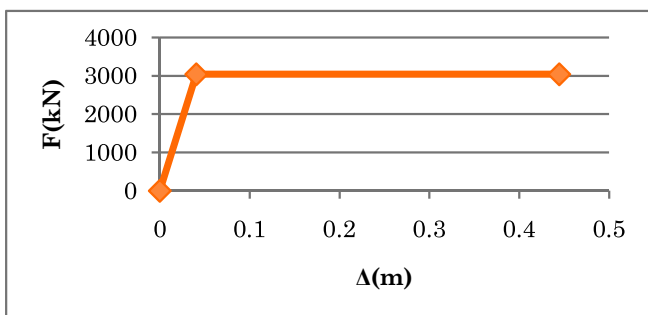
※ 힘·전단성능 곡선



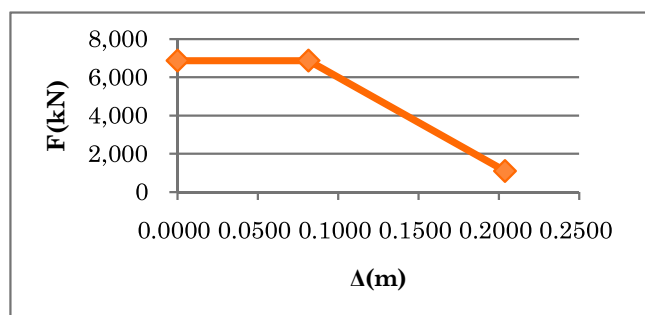
교축방향 힘성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



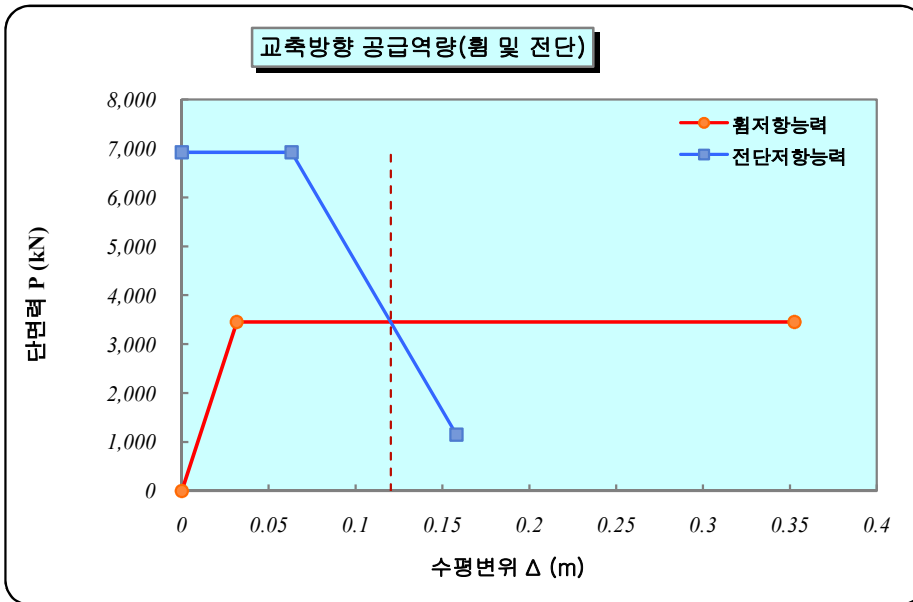
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

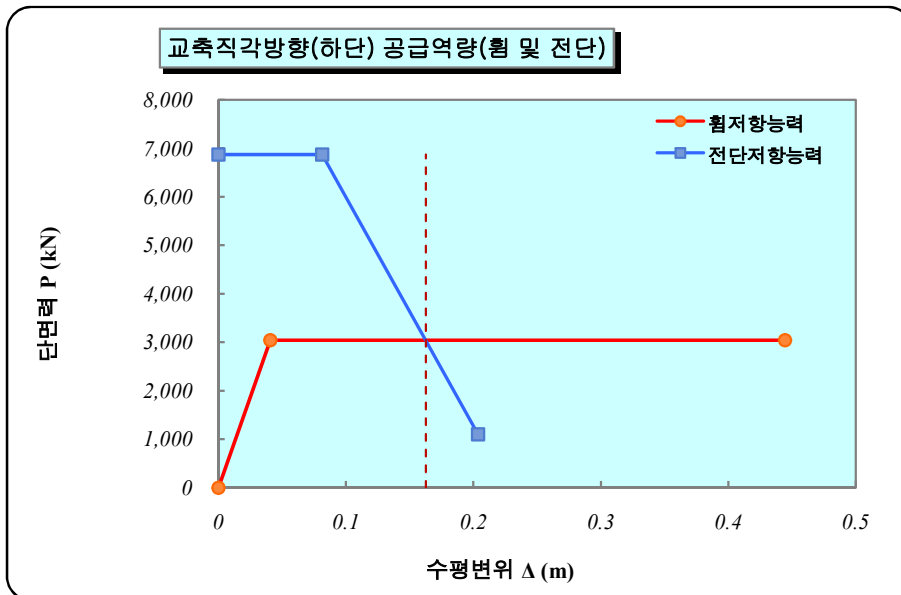
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
3,453 (kN)
전단강도(V_n)
6,923 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0316 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1202 (m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,042 (kN)
전단강도(V_n)
6,873 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0407 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1626 (m)
변위연성도(μ)
1.800

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,039 + 8,720 \times 1.5 \times 0.01086 \\
 &= 10,181 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{10,181}{26,810} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.3189 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 10,209 + 8,720 \times 1.5 \times 0.011 = 10,357 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{10,357}{26,810} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.4135 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

- 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

$$V_n = 6.923$$

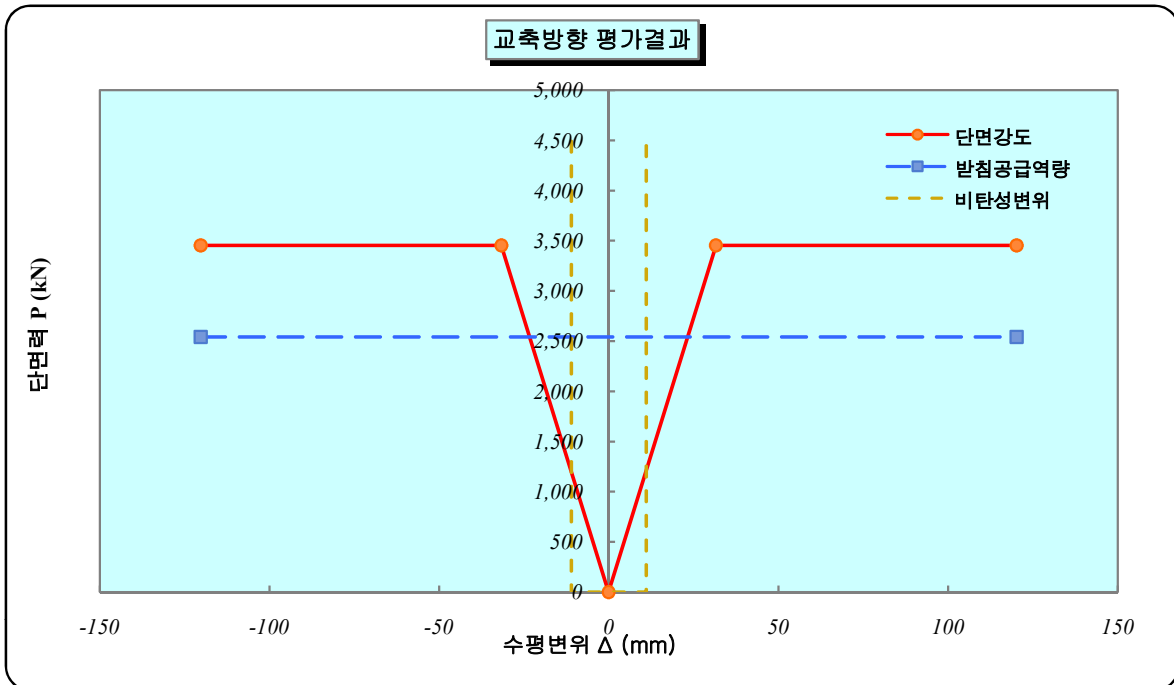


∴ 교축직각방향(하단)

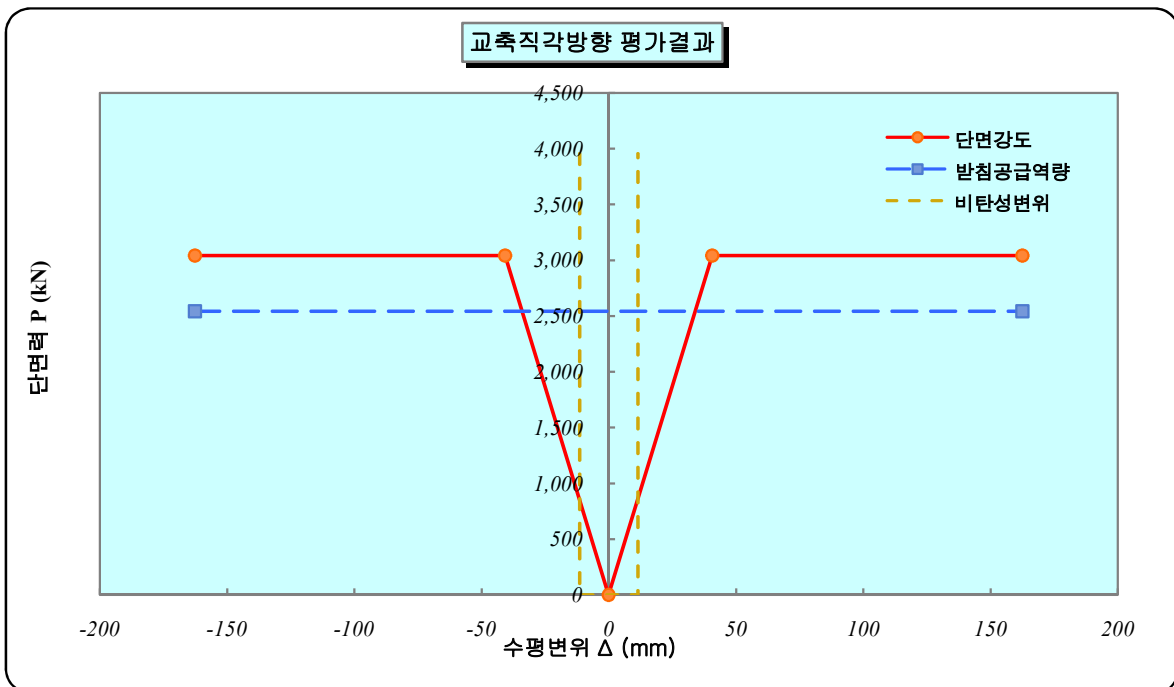
$$\frac{V_n}{V_E} = \frac{6,873}{1,277} = 5.382 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

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)	1.319	1.413	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 26,809 / 7.697 = 3,483.006 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 26,809 / 7.697 = 3,483.006 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 26,809 / 8.747 = 3,064.902 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 26,809 / 8.747 = 3,064.902 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

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

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 7.697^2}{3} = 0.0311 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 7.697 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.783 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.05679 - 0.00157) \times 0.783 = 0.0432 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{26,809}{26,809} - 1 \right) \times 0.03106 + 0.04323 \times \left(7.697 - \frac{0.783}{2} \right) \\
 &= 0.3158 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03110 + 0.31580 = 0.3469 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3469}{0.0311} = 11.168 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재})
 \end{aligned}$$

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03106 = 0.06212 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03106 = 0.15531 \text{ m}$$

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04012 = 0.08023 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04012 = 0.20058 \text{ m}$$

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)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

$= 2341.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,725 \times 2.500}{7.697} = 425 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,725 \text{ kN}$ (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

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,725 \times 2.500}{8.747} = 374 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,725 \text{ kN}$ (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
	$=$	$6,927$	kN	
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$	$=$	0.06212	m	

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
$\bullet V_n = V_c + V_s + V_p$	$=$	0	$+$	730
			$+$	425

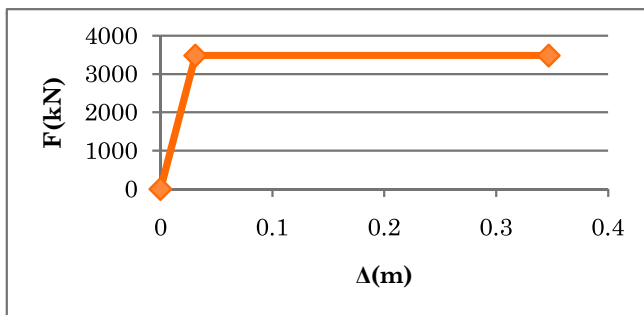
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

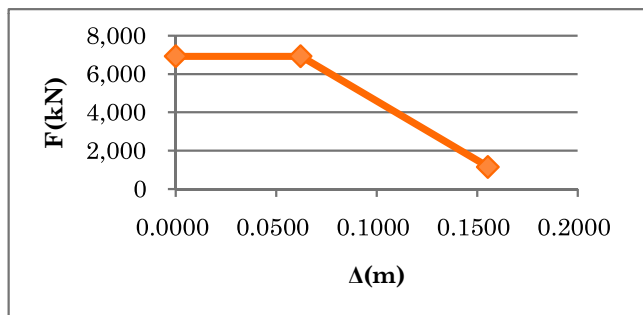
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 730 + 374
			=	6,876	kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.08023	m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 730 + 374
			=	1,104	kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.20058	m

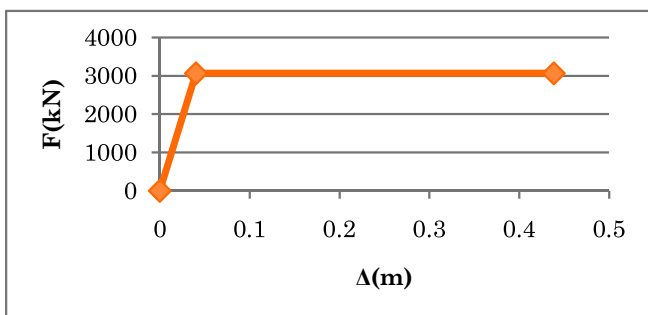
※ 힘·전단성능 곡선



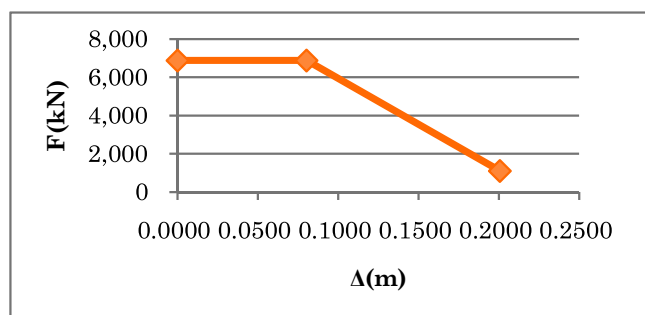
교축방향 힘성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



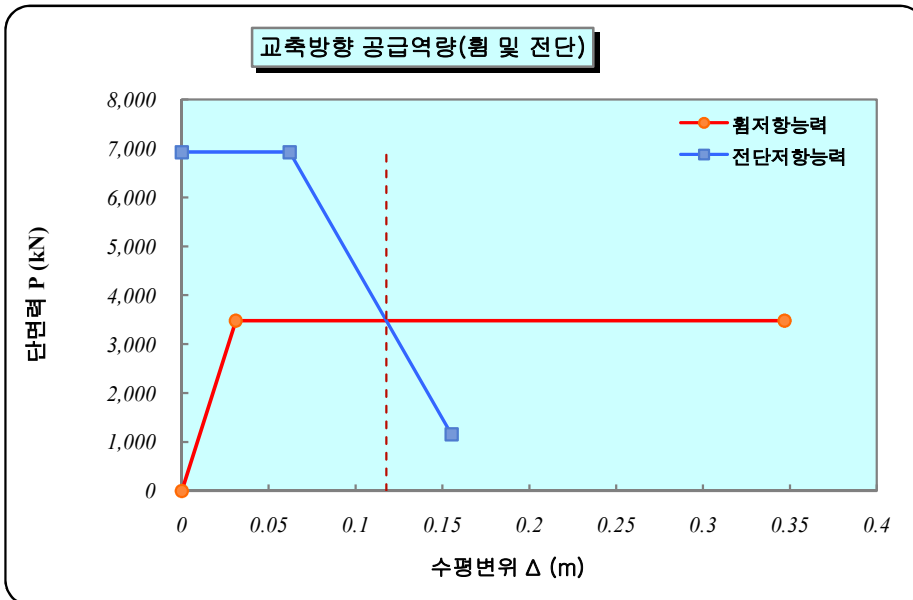
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

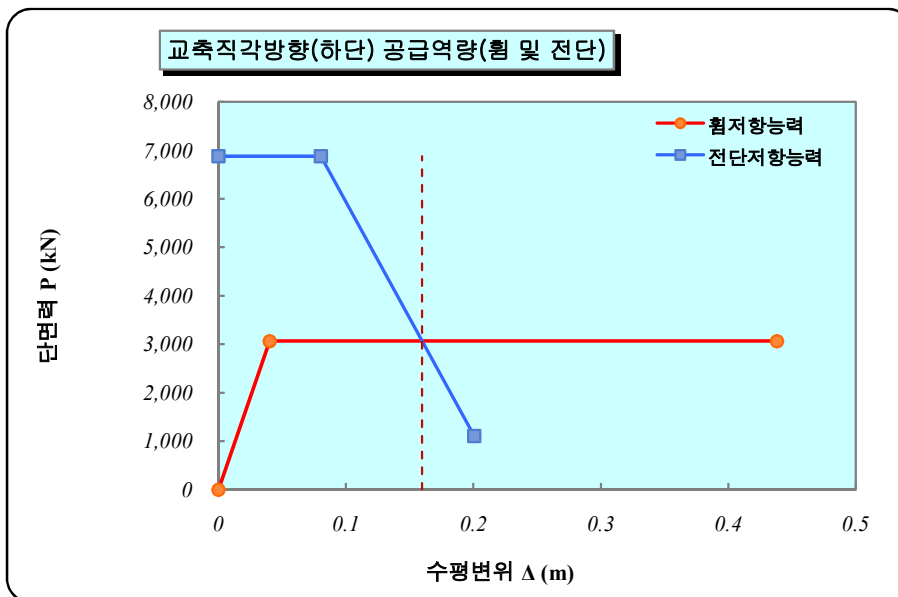
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
3,483 (kN)
전단강도(V_n)
6,927 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0311 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1177 (m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,065 (kN)
전단강도(V_n)
6,876 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0401 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.1597 (m)
변위연성도(μ)
1.800

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,706 + 8,725 \times 1.5 \times 0.01139 \\
 &= 10,855 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{10,855}{26,809} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.3189 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

$$\begin{aligned} M_{E, pd}^T &= M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 9,622 + 8,725 \times 1.5 \times 0.010 \\ &= 9,759 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{9,759}{26,809} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

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

- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4135 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

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

② 소요역량

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

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

$$V_n = 6.927$$

!!!

!!!

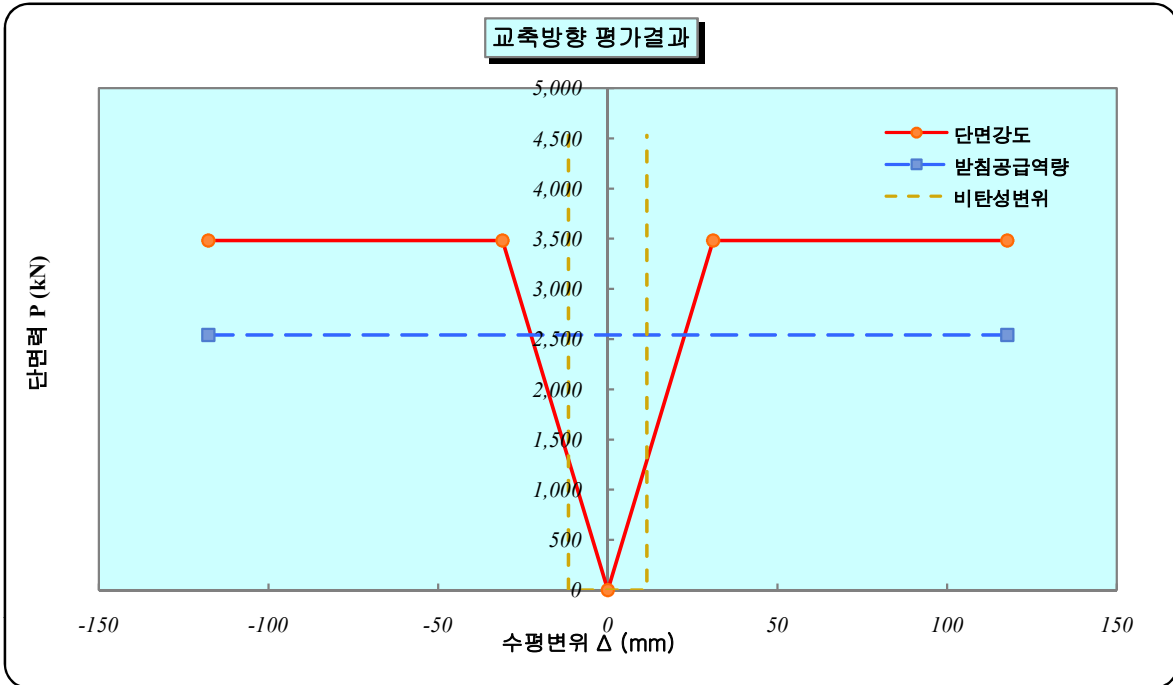


∴ 교축직각방향(하단)

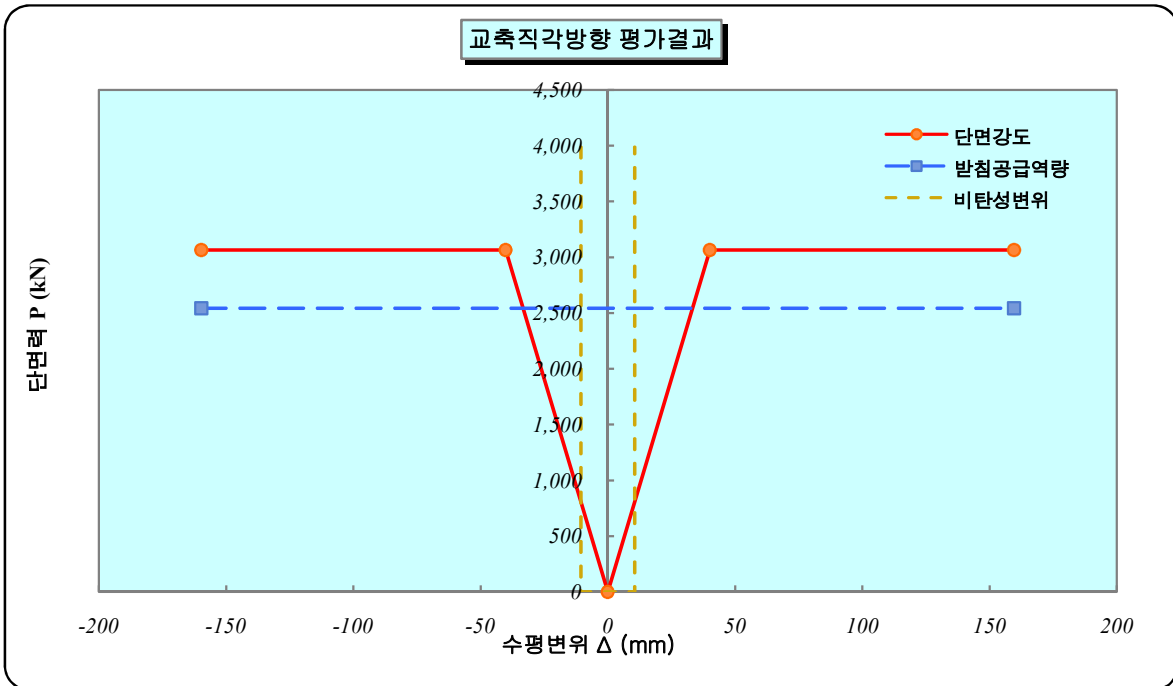
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{6,876}{1,216} = 5.657 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,453, 1,261] = 1,260.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,042, 1,164] = 1,163.86 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,260.57} = 2.016 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,163.86} = 2.183 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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 묻힘길이	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	=	1260.57	/	8	=	158	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT}	/	n^T	=	1163.86	/	8	=	145	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{365}{158}$	=	2.316	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{365}{145}$	=	2.508	>	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

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

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

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

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

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

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

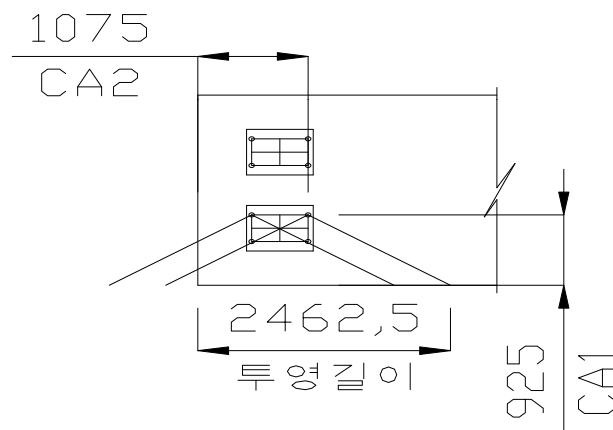
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 2,463 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

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

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

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

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

$$= 749.54 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

② 교직방향

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

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

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

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

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

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

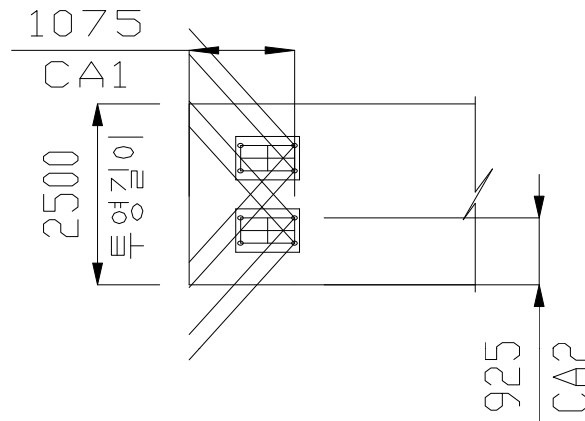
$$S_T = 550 \quad \text{mm}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 158 \quad \times \quad 1 = 158 \quad \text{kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 145 \quad \times \quad 1 = 145 \quad \text{kN}$$

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{620}{158} = 3.936 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{635}{145} = 4.364 > 1.0$	OK

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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(mm²)

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

단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm²)

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$\phi_{ed,N}$: 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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

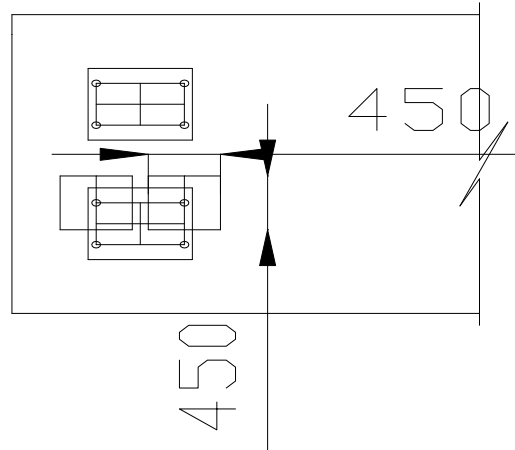
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

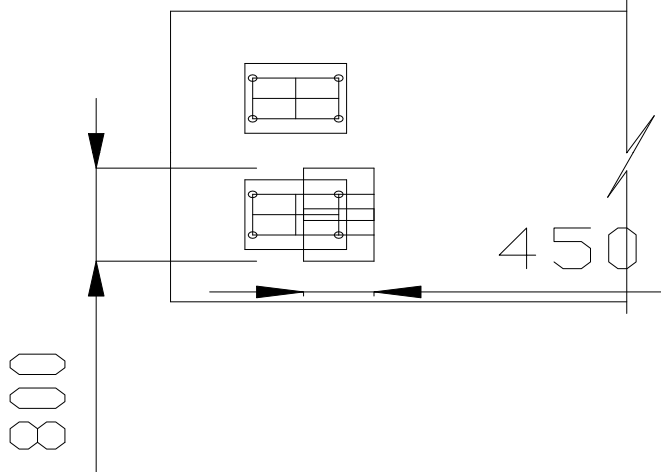
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 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}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 158 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 145 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{158} = 2.285 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{145} = 2.200 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,541	1,261	2.016	OK
		교직	2,541	1,164	2.183	OK
	앵커볼트	교축	365	158	2.316	OK
		교직	365	145	2.508	OK
	콘크리트	교축	620	158	3.936	OK
		교직	635	145	4.364	OK
	프라이아웃	교축	360	158	2.285	OK
		교직	320	145	2.200	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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,483, 1,409] = 1,408.51 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,065, 1,133] = 1,133.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,408.51} = 1.804 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,540.80}{1,133.06} = 2.242 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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 묻힘길이	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	=	1408.51	/	8	=	176	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT}	/	n^T	=	1133.06	/	8	=	142	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{365}{176}$	=	2.073	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{365}{142}$	=	2.577	>	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

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

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

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

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

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

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

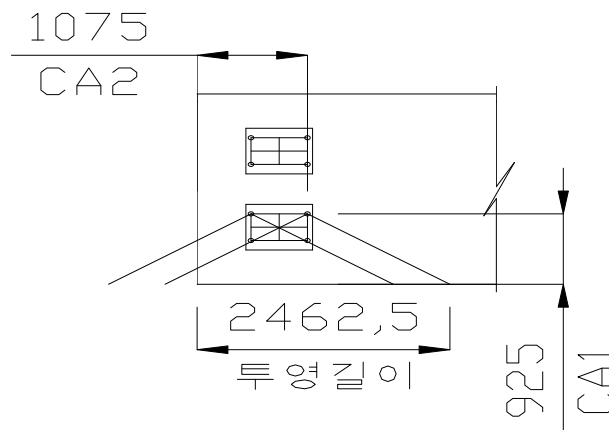
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 2,463 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

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

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

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

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

$$= 749.54 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

② 교직방향

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

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

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

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

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

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

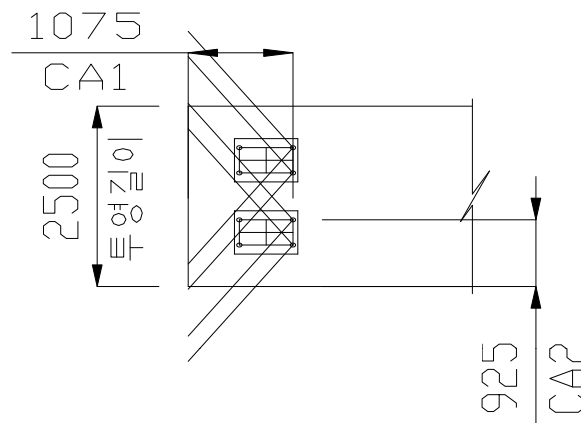
$$S_T = 550 \quad \text{mm}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 176 \quad \times \quad 1 = 176 \quad \text{kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 142 \quad \times \quad 1 = 142 \quad \text{kN}$$

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{620}{176} = 3.523 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{609}{142} = 4.303 > 1.0$	OK

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

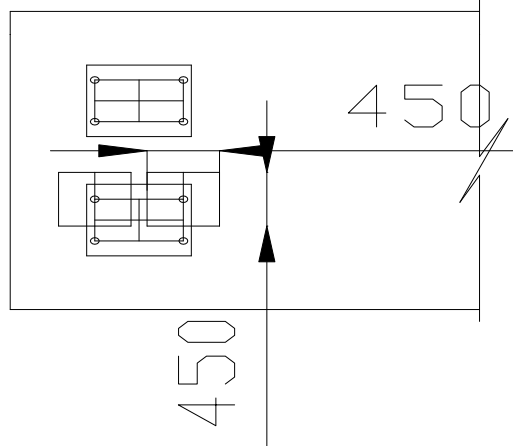
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

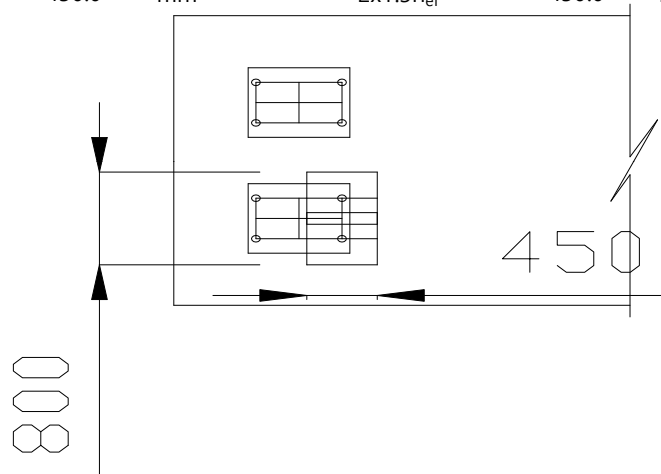
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 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}

교축방향: $F_{ASDL} = 176 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 142 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{176} = 2.045 > 1.0 \text{ OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{142} = 2.259 > 1.0 \text{ OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,541	1,409	1.804	OK
		교직	2,541	1,133	2.242	OK
	앵커볼트	교축	365	176	2.073	OK
		교직	365	142	2.577	OK
	콘크리트	교축	620	176	3.523	OK
		교직	609	142	4.303	OK
	프라이아웃	교축	360	176	2.045	OK
		교직	320	142	2.259	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

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 702.62 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 524.02 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{702.62} = 1.808 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{524.02} = 2.424 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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:	$F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 702.62 / 4 = 176$	kN
교직방향:	$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 524.02 / 4 = 131$	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{365}{176} = 2.078 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{365}{131} = 2.786 > 1.0$	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

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

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

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

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

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

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

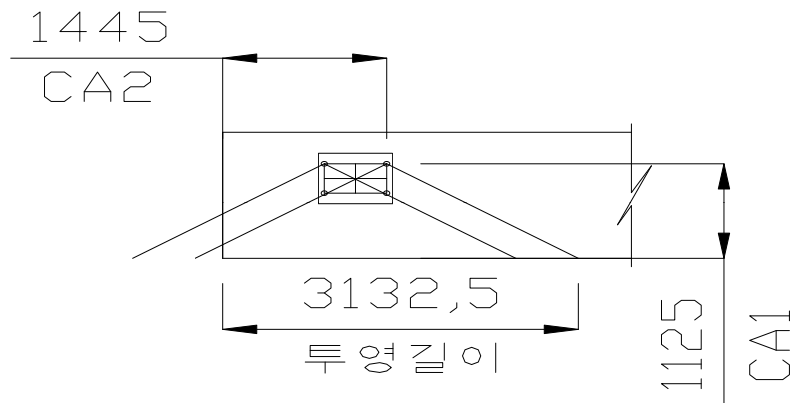
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 3,133 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

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

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

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

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

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

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

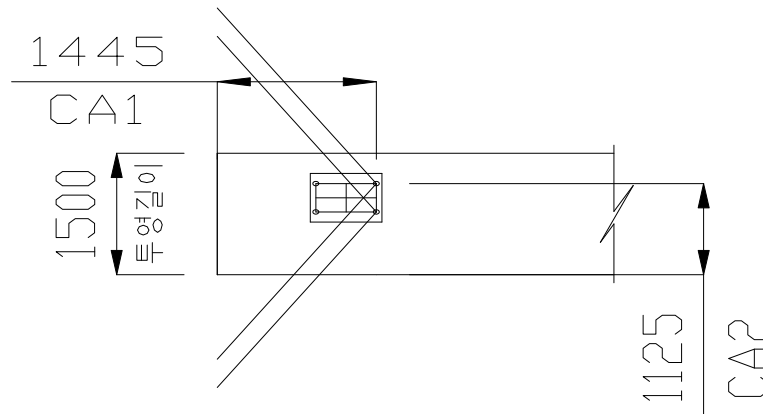
$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

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

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



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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned}
\text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 176 \times 1 = 176 \text{ kN} \\
\text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 131 \times 1 = 131 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
\text{교축방향} & \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{893}{176} = 5.083 > 1.0 \quad \text{OK} \\
\text{교직방향} & \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{433}{131} = 3.305 > 1.0 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

(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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

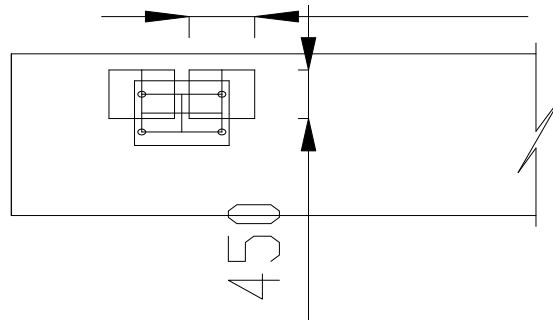
$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

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

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

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

450



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

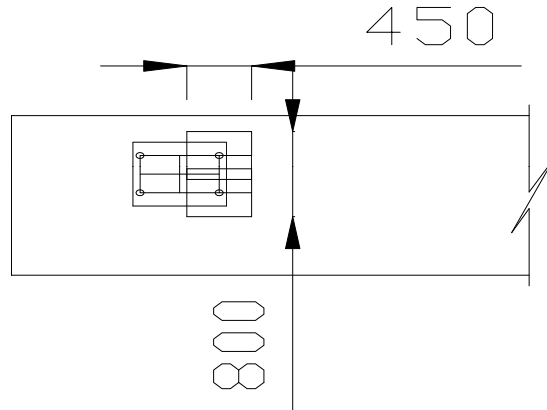
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 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: $F_{ASDL} = 176 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 131 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{176} = 2.049 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{131} = 2.443 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,270	703	1.808	OK
		교직	1,270	524	2.424	OK
	앵커볼트	교축	365	176	2.078	OK
		교직	365	131	2.786	OK
	콘크리트	교축	893	176	5.083	OK
		교직	433	131	3.308	OK
	프라이아웃	교축	360	176	2.049	OK
		교직	320	131	2.443	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

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 607.79 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 595.70 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{607.79} = 2.090 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,270.40}{595.70} = 2.133 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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:	$F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 607.79 / 4 = 152$	kN
교직방향:	$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 595.70 / 4 = 149$	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{365}{152} = 2.402 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{365}{149} = 2.450 > 1.0$	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

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

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

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

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

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

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

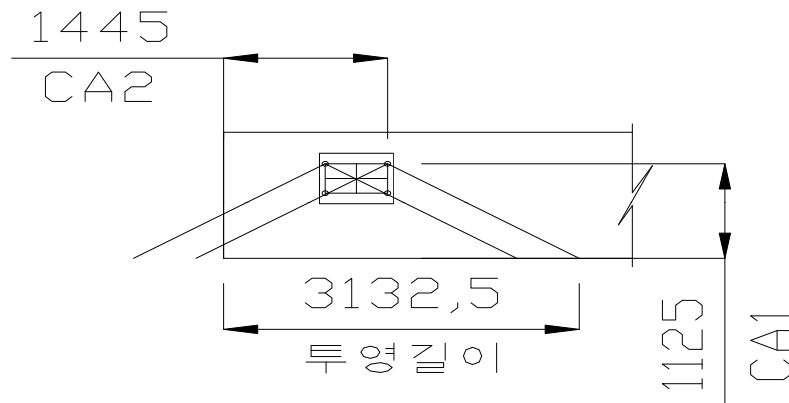
$$S_T = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 3,133 \text{ mm}$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

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

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

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

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

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

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

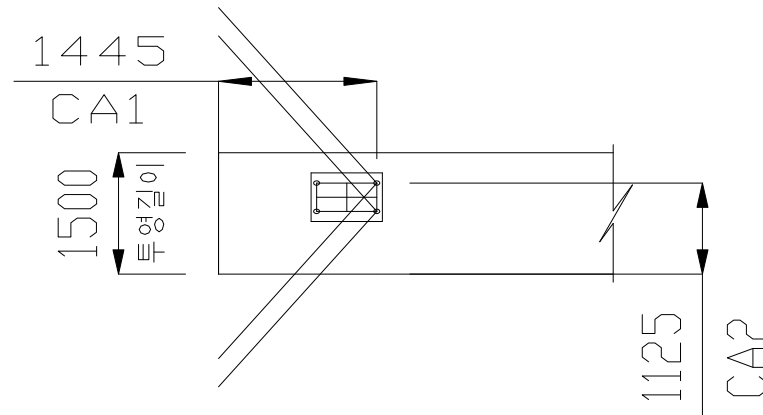
$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

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

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



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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned}
\text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 152 \times 1 = 152 \text{ kN} \\
\text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 149 \times 1 = 149 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{893}{152} = 5.876 > 1.0 \quad \text{OK} \\
\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{433}{149} = 2.899 > 1.0 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

(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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

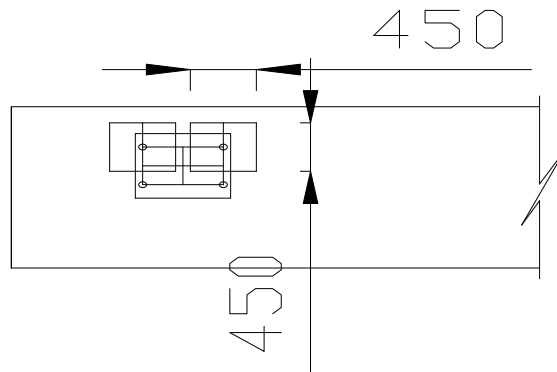
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

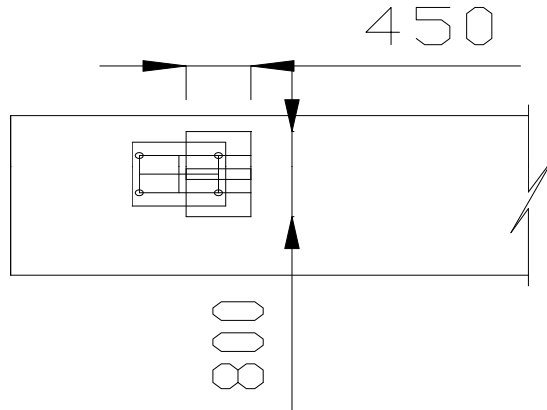
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 180 = 360 \text{ kN}$$

- 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: $F_{ASDL} = 152 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 149 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{360}{152} = 2.369 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{320}{149} = 2.149 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,270	608	2.090	OK
		교직	1,270	596	2.133	OK
	앵커볼트	교축	365	152	2.402	OK
		교직	365	149	2.450	OK
	콘크리트	교축	893	152	5.876	OK
		교직	433	149	2.910	OK
	프라이아웃	교축	360	152	2.369	OK
		교직	320	149	2.149	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [26,810, 10,039] \\ &= 10,039 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,453, 1,374] \\ &= 1,374 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [26,810, 10,209] \\ &= 10,209 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,042, 1,277] \\ &= 1,277 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,233 \times 1 = 9,233 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,374 \times 1 = 1,374 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,039 \times 1 = 10,039 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,233 \times 1 = 9,233 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,277 \times 1 = 1,277 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,209 \times 1 = 10,209 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,233	1,374	10,039	
교축직각방향	9,233	1,277	10,209	

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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [26,809, 10,706] \\ &= 10,706 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,483, 1,461] \\ &= 1,461 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [26,809, 9,622] \\ &= 9,622 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,065, 1,216] \\ &= 1,216 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,230 \times 1 = 9,230 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,461 \times 1 = 1,461 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,706 \times 1 = 10,706 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 9,230 \times 1 = 9,230 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,216 \times 1 = 1,216 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 9,622 \times 1 = 9,622 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

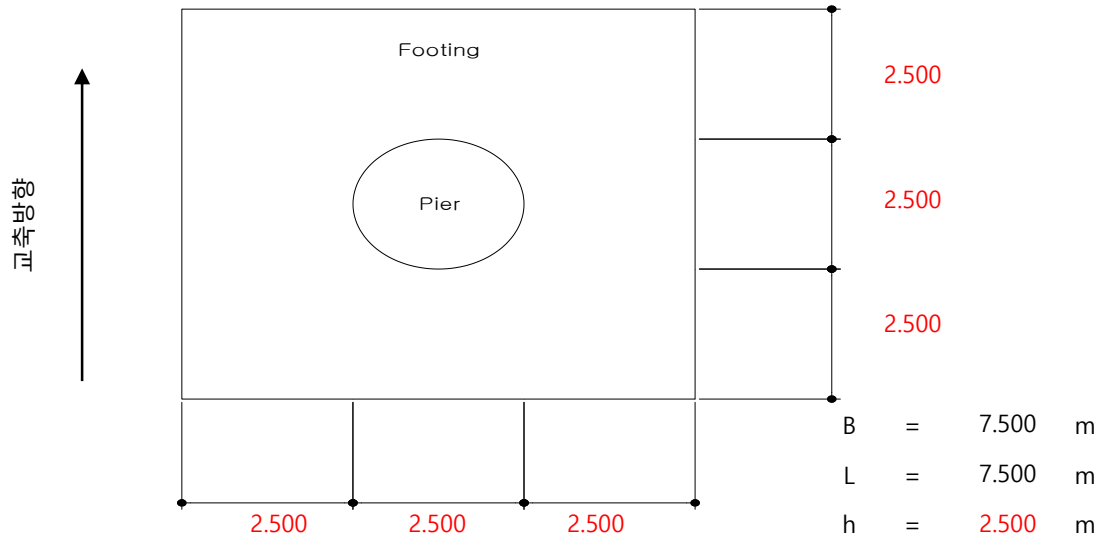
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,230	1,461	10,706	
교축직각방향	9,230	1,216	9,622	

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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000367 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.001256 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000261 \text{ rad}$
교 축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000350 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.001256 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000258 \text{ rad}$
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	0.000367	0.002038	953.893	54.966	-9.859
2열	0.000367	0.001647	770.942	54.966	-9.859
3열	0.000367	0.001256	587.992	54.966	-9.859
4열	0.000367	0.000865	405.041	54.966	-9.859
5열	0.000367	0.000475	222.090	54.966	-9.859

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	0.000350	0.002031	950.578	51.079	-7.828

3열	0.000350	0.001256	587.992	51.079	-7.828
4열	0.000350	0.000869	406.699	51.079	-7.828
5열	0.000350	0.000482	225.406	51.079	-7.828

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	0.367	40.921	O.K
	연직압축지지력(kN)	3704	954	3.883	O.K
	연직인발지지력(kN)	129	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.350	42.877	O.K
	연직압축지지력(kN)	3704	951	3.896	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	0.502654	-9.859	0.000	-54.966
2	0.586	0.242828	-26.529	-18.481	-7.553
3	1.172	0.073214	-24.196	-19.325	11.862
4	1.758	-0.010737	-15.764	-13.563	15.118
5	2.344	-0.037547	-7.785	-7.235	11.544
6	2.930	-0.035401	-2.474	-2.690	6.637
7	3.516	-0.023519	0.212	-0.212	2.789
8	4.102	-0.011867	1.111	0.746	0.531
9	4.688	-0.003953	1.086	0.856	-0.448
10	5.274	0.000132	0.736	0.627	-0.659
11	5.860	0.001559	0.379	0.348	-0.528

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

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

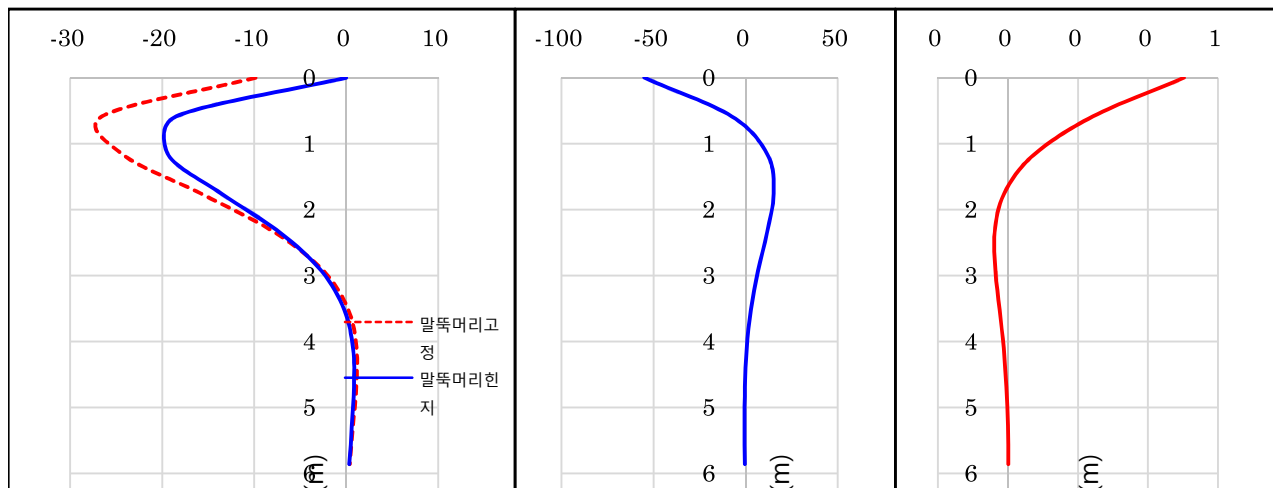
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 54.966 \text{ kN}$$

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

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 179.358 \text{ mm}$$



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
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-27.106 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-20.301 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	27.106 kN·m
	$S_{max} = S $	54.966 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 46.888 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 75.891 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.537 \leq 120.000$	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	0.457899	-7.828	0.000	-51.079
2	0.586	0.223543	-23.564	-17.174	-7.702
3	1.172	0.069138	-21.826	-17.958	10.308
4	1.758	-0.008067	-14.351	-12.604	13.548
5	2.344	-0.033290	-7.160	-6.724	10.460
6	2.930	-0.031909	-2.328	-2.499	6.068
7	3.516	-0.021399	0.140	-0.197	2.584
8	4.102	-0.010904	0.983	0.693	0.521
9	4.688	-0.003710	0.978	0.795	-0.384
10	5.274	0.000041	0.669	0.582	-0.589
11	5.860	0.001376	0.348	0.323	-0.478

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

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

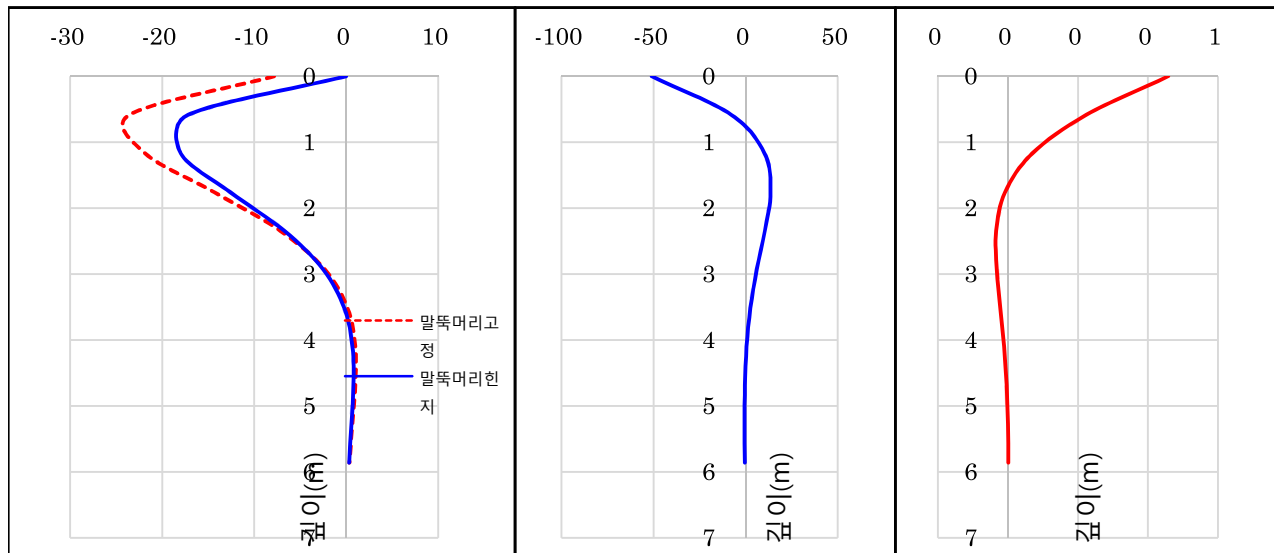
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 51.079 \text{ kN}$$

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

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 153.251 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	765 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-24.221 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm

최대 부재력	$M_{\max} = \max[M_{\text{고정}} , M_{\text{한지}} , M_{\text{mf}} , M_{\text{mh}}]$			24.221 kN·m	
	$S_{\max} = S $			51.079 kN	
말뚝 응력 검토	$f_t =$	48.218	$\leq$	210.000	O.K
	$f_c =$	74.348	$\leq$	210.000	O.K
	$f_s =$	3.287	$\leq$	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

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

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

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

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

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

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

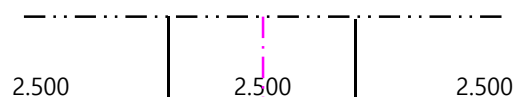
2) 단면 평가

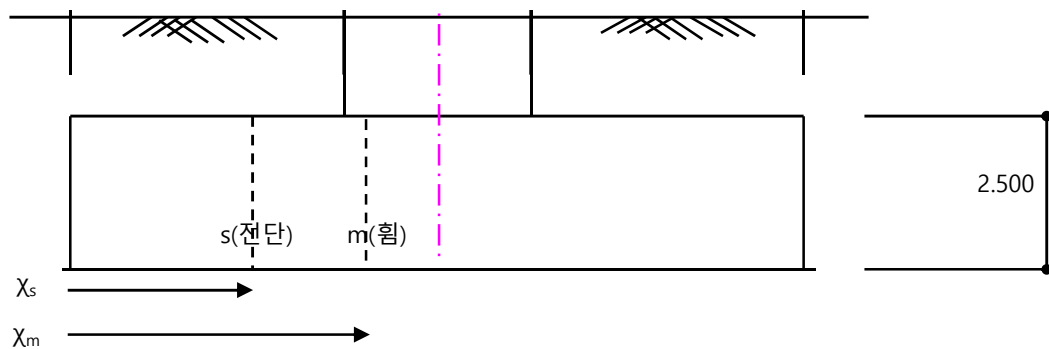
(a) 교축방향

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	953.893	$\times$	5	4769 kN
R2	770.942	$\times$	5	3855 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	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10537 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4769 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7906 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3664 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
-----	---------	-----

전단	ΦV_n	=	14391	≥	3664	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

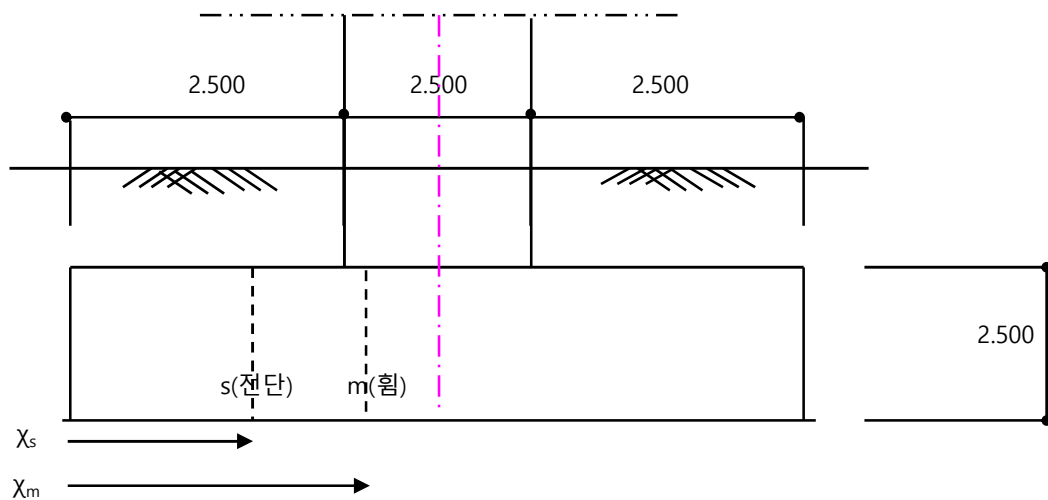
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

(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	950.578	×	5	4753 kN
R2	769.285	×	5	3846 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	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	995 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	418 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10502 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4753 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7871 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3647 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 19768 \geq 7871$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14391 \geq 3647$	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	

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

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

$$= 55.6 \text{ mm}$$

- 전단 검토

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

$$= 14391 \text{ kN}$$

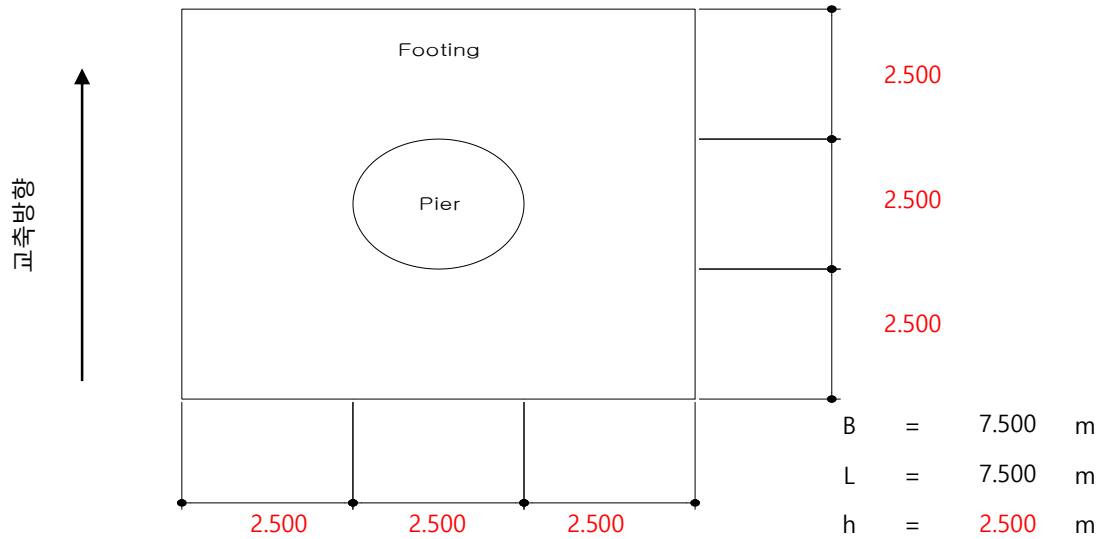
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.367	40.921	O.K
		교축직각	15.000	0.350	42.877	O.K
	연직 압축지지력	교축	3704	954	3.883	O.K
		교축직각	3704	951	3.896	O.K
말뚝 응력 검토	힘인장응력	교축	210.000	46.888	4.479	O.K
		교축직각	210.000	48.218	4.355	O.K
	힘압축응력	교축	210.000	75.891	2.767	O.K
		교축직각	210.000	74.348	2.825	O.K
	힘전단응력	교축	120.000	3.537	33.922	O.K
		교축직각	120.000	3.287	36.504	O.K
단면 검토	힘	교축	19768	7906	2.500	O.K
		교축직각	19768	7871	2.511	O.K
	전단	교축	14391	3664	3.928	O.K
		교축직각	14391	3647	3.946	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(R_a)

구 분	계 산 과 정	결 과
R_a	$\gamma/n \times R_u$	3738 kN

R_a : 말뚝의 허용연직압축지지력

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

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)

R_u : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 7476 \text{ kN}$$

q_d : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_{u0} \times A = 7111 \text{ kN}$$

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

q_u : 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

l_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

f_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	l_i (m)	N	f_i (kN/m ²)	$l_i \cdot f_i$ (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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000428 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.001547 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000343 \text{ rad}$
교 축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000365 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.001547 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000302 \text{ rad}$
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	0.000428	0.002577	966.288	58.448	-4.983
2열	0.000428	0.002062	773.176	58.448	-4.983
3열	0.000428	0.001547	580.065	58.448	-4.983
4열	0.000428	0.001032	386.953	58.448	-4.983
5열	0.000428	0.000517	193.842	58.448	-4.983

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	0.000365	0.002453	919.558	48.623	-2.803

3열	0.000365	0.001547	580.065	48.623	-2.803
4열	0.000365	0.001094	410.318	48.623	-2.803
5열	0.000365	0.000642	240.571	48.623	-2.803

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	0.428	35.068	O.K
	연직압축지지력(kN)	3738	966	3.868	O.K
	연직인발지지력(kN)	161	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.365	41.084	O.K
	연직압축지지력(kN)	3738	920	4.065	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	0.496529	-4.983	0.000	-58.448
2	0.775	0.185884	-24.873	-21.311	-1.797
3	1.550	0.019045	-18.432	-16.896	13.681
4	2.325	-0.032943	-8.185	-7.888	11.311
5	3.100	-0.031040	-1.725	-1.887	5.432
6	3.875	-0.016095	0.747	0.543	1.383
7	4.650	-0.004738	1.039	0.918	-0.307
8	5.425	0.000403	0.630	0.587	-0.601
9	6.200	0.001544	0.231	0.229	-0.397
10	6.975	0.001120	0.020	0.029	-0.160
11	7.750	0.000489	-0.044	-0.036	-0.024

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

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

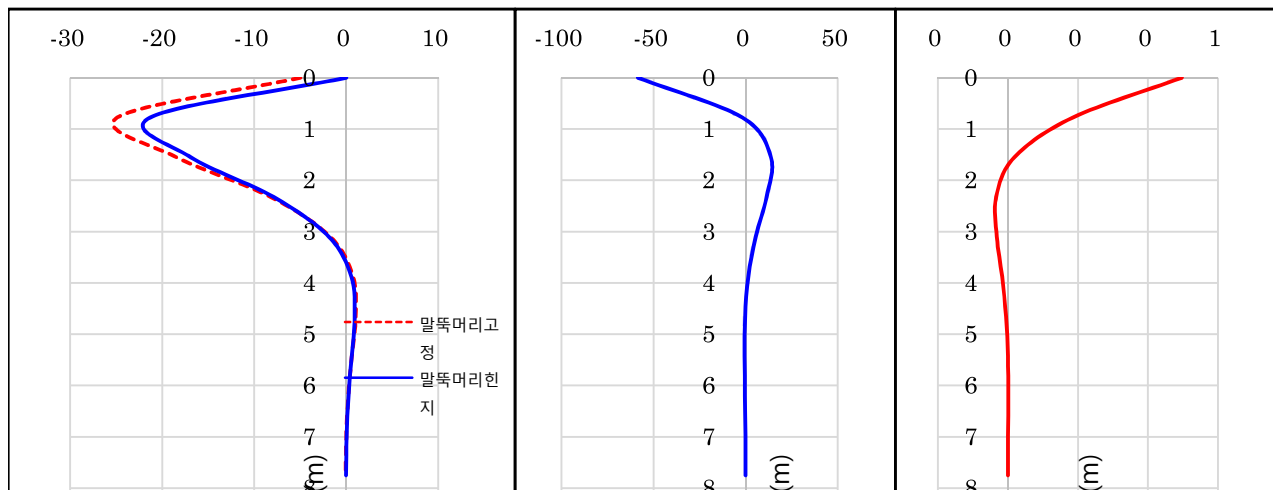
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 58.448 \text{ kN}$$

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

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = 85.252 \text{ mm}$$



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
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-24.913 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-21.587 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	24.913 kN·m
	$S_{max} = S $	58.448 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 48.859 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 75.516 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.762 \leq 120.000$	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	0.403793	-2.803	0.000	-48.623
2	0.775	0.153912	-19.732	-17.729	-2.241
3	1.550	0.017664	-14.920	-14.056	10.790
4	2.325	-0.025774	-6.729	-6.562	9.134
5	3.100	-0.025000	-1.479	-1.570	4.453
6	3.875	-0.013159	0.567	0.451	1.170
7	4.650	-0.003972	0.831	0.764	-0.223
8	5.425	0.000252	0.513	0.489	-0.479
9	6.200	0.001226	0.192	0.190	-0.322
10	6.975	0.000907	0.019	0.024	-0.132
11	7.750	0.000402	-0.034	-0.030	-0.021

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

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

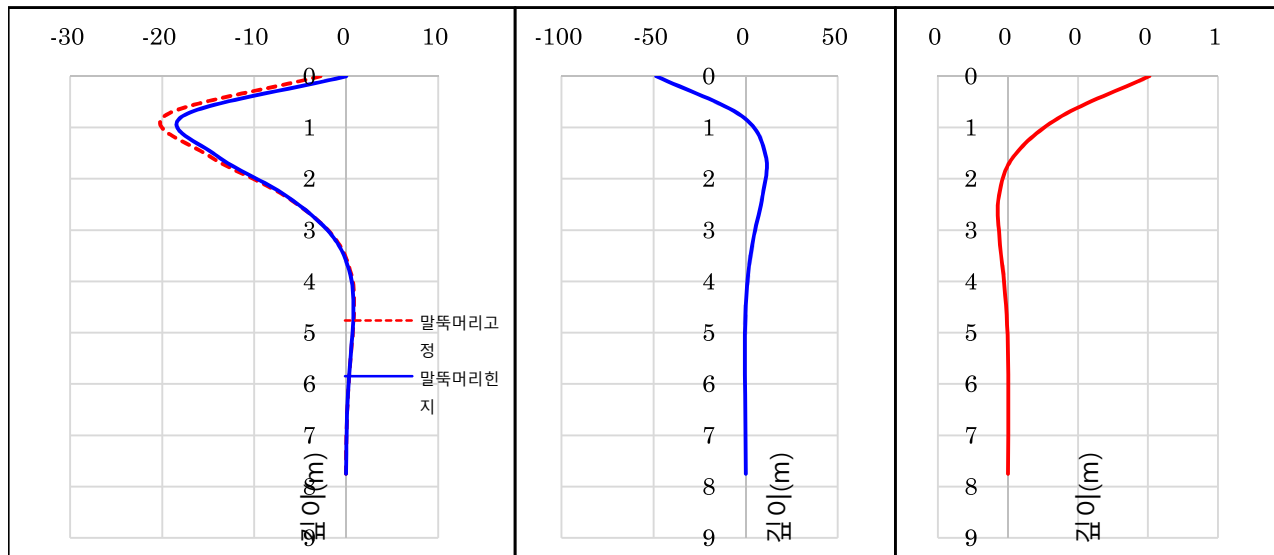
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 48.623 \text{ kN}$$

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

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 57.641 \text{ mm}$$



< 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
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-19.809 kN·m
말뚝머리	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	900 mm

최대 부재력	$M_{\max} = \max[M_{\text{고정}} , M_{\text{한지}} , M_{\text{mf}} , M_{\text{mh}}]$			19.809 kN·m	
	$S_{\max} = S $			48.623 kN	
말뚝 응력 검토	$f_t =$	48.583	$\leq$	210.000	O.K
	$f_c =$	72.785	$\leq$	210.000	O.K
	$f_s =$	3.129	$\leq$	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

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

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

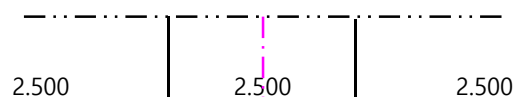
2) 단면 평가

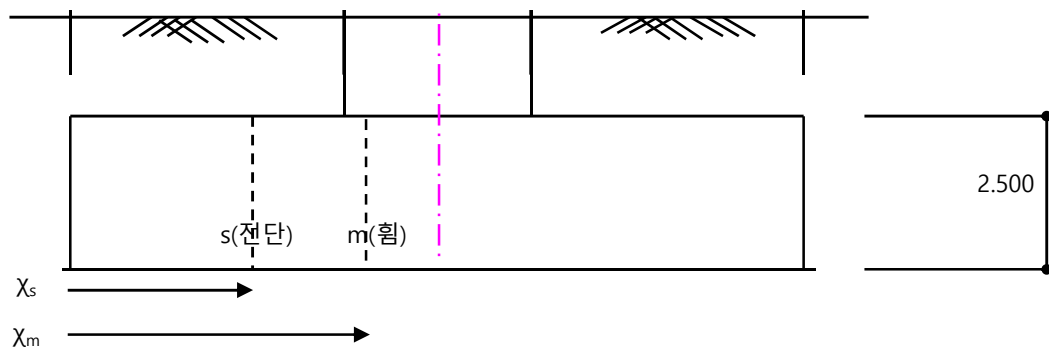
(a) 교축방향

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	966.288	$\times$	5	4831 kN
R2	773.176	$\times$	5	3866 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	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10658 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4831 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8127 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3767 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
-----	---------	-----

전단	ΦV_n	=	14391	≥	3767	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

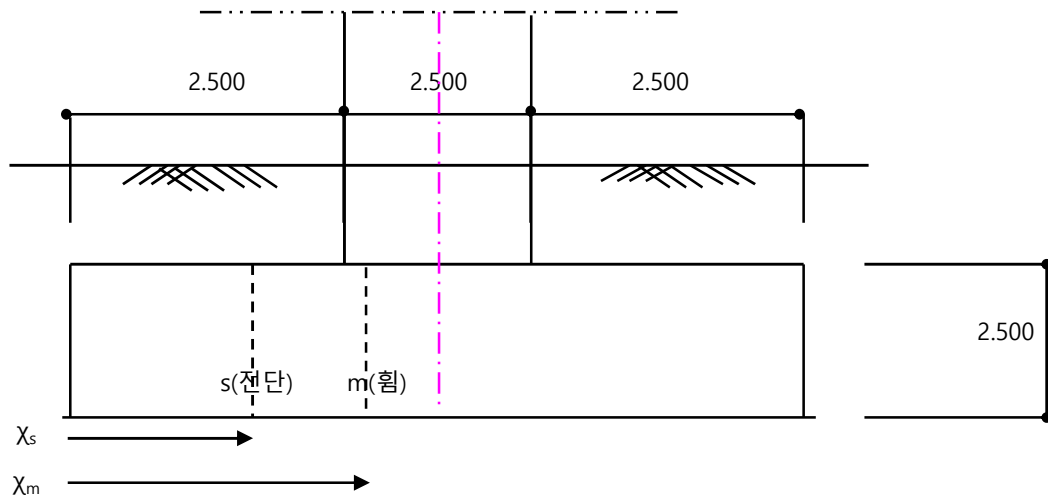
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14391 \text{ kN}$$

(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	919.558	x	5	4598 kN
R2	749.811	x	5	3749 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	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	895 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	376 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.892 + R2 \times 0.392$	10170 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4598 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7639 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3534 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 19768 \geq 7639$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14391 \geq 3534$	O.K

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

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

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

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

$$\phi_f = 1.000 \quad \phi_v = 1.000$$

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

- 전단 검토

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

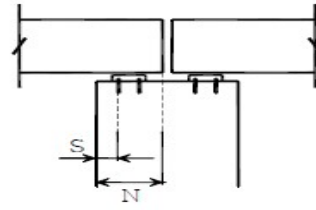
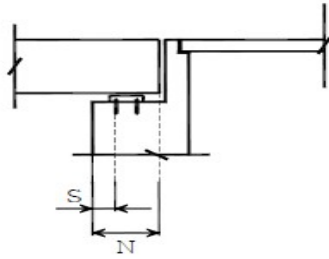
$$= 55.6 \text{ mm}$$

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

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.428	35.068	O.K
		교축직각	15.000	0.365	41.084	O.K
	연직 압축지지력	교축	3738	966	3.868	O.K
		교축직각	3738	920	4.065	O.K
말뚝 응력 검토	힘인장응력	교축	210.000	48.859	4.298	O.K
		교축직각	210.000	48.583	4.323	O.K
	힘압축응력	교축	210.000	75.516	2.781	O.K
		교축직각	210.000	72.785	2.885	O.K
	힘전단응력	교축	120.000	3.762	31.902	O.K
		교축직각	120.000	3.129	38.348	O.K
단면 검토	힘	교축	19768	8127	2.432	O.K
		교축직각	19768	7639	2.588	O.K
	전단	교축	14391	3767	3.820	O.K
		교축직각	14391	3534	4.072	O.K

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1400.00 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[64.72, 403.53] = 403.53 \text{ mm}$

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

- $L = 105.00 \text{ m}$ (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

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[80.62, 403.53] = 403.53 \text{ mm}$

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

- $L = 105.00 \text{ m}$ (연속경간장)

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

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

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