

교 량 내 진 성 능 평 가

물곡2교(청평방향)

보강전 내진성능평가 계산서

2021. 04

◆ 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)	1.800	1.000	1.800 O.K
			교직(하단)	1.800	1.000	1.800 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.667	0.975	2.736 O.K
			교직	3.000	1.394	2.152 O.K
		지지력	교축	10.889	2.000	5.444 O.K
			교직	9.927	2.000	4.964 O.K
		활동	교축	12.205	1.200	10.171 O.K
			교직	10.110	1.200	8.425 O.K
	기초 단면검토	힘	교축	24,432	11,473	2.130 O.K
			교직	21,560	15,796	1.365 O.K
		전단	교축	13,962	5,556	2.513 O.K
			교직	12,411	6,927	1.792 O.K
	받침부	본체 (kN)	교직	3,120	722	4.324 O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	14,778	722	20.479 O.K
		콘크리트 (kN)	교직	995	722	1.378 O.K
		프라이아웃 (kN)	교직	1,510	722	2.092 O.K

- 교각 2

P 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.800	1.000	1.800	O.K
			교직(하단)	1.800	1.000	1.800	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	4.000	2.398	1.668	O.K
			교직	3.000	1.560	1.923	O.K
		지지력	교축	12.496	2.000	6.248	O.K
			교직	12.375	2.000	6.188	O.K
		활동	교축	5.695	1.200	4.746	O.K
			교직	8.702	1.200	7.252	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	38,169	30,867	1.237	O.K
			교직	51,626	17,632	2.928	O.K
		전단	교축	17,636	9,580	1.841	O.K
			교직	23,515	6,995	3.362	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	6,240	2,186	2.855	O.K
			교직	3,120	1,283	2.433	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	14,778	1,093	13.523	O.K
			교직	14,778	1,283	11.522	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	1,627	1,093	1.489	O.K
			교직	995	1,283	0.776	N.G
프라이아웃 (kN)		교축	1,510	1,093	1.382	O.K	
		교직	1,510	1,283	1.177	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,170	894	1.309	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	12,742	894	14.257	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	617	894	0.690	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	735	894	0.823	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,300	607	2.140	O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,170	746	1.569	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	12,742	746	17.087	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	629	746	0.844	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	735	746	0.986	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,415	607	2.330	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	물곡2교(청평방향)	준공년도	2010. 12 년
소재지	경기도 가평군 상면 태봉리	받침종류	스페리컬
상부구조		하부구조	
형식	Steel Box Girder	교각형식	T형 교각
교량폭원	10.77m	기초형식	직접기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	47.5 + 55.0 + 47.5 = 150.0m		

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

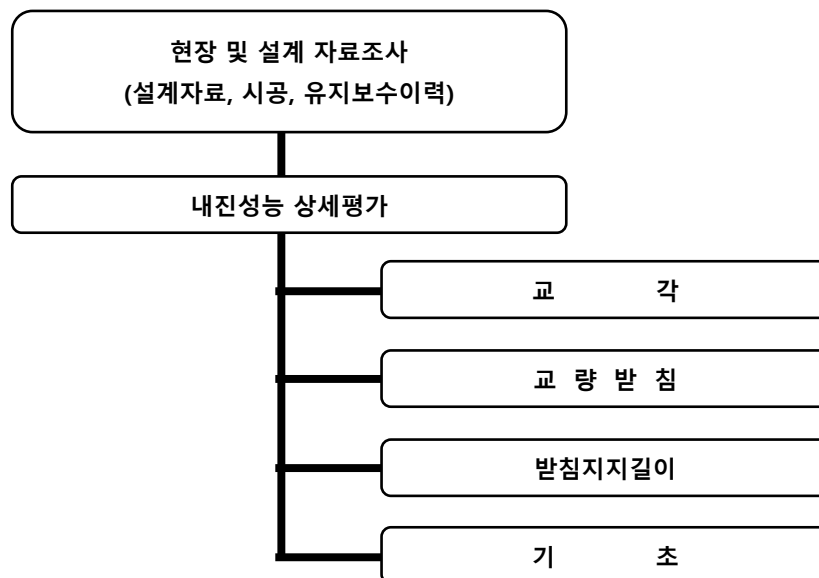
1) 내진성능상세평가 방법

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)

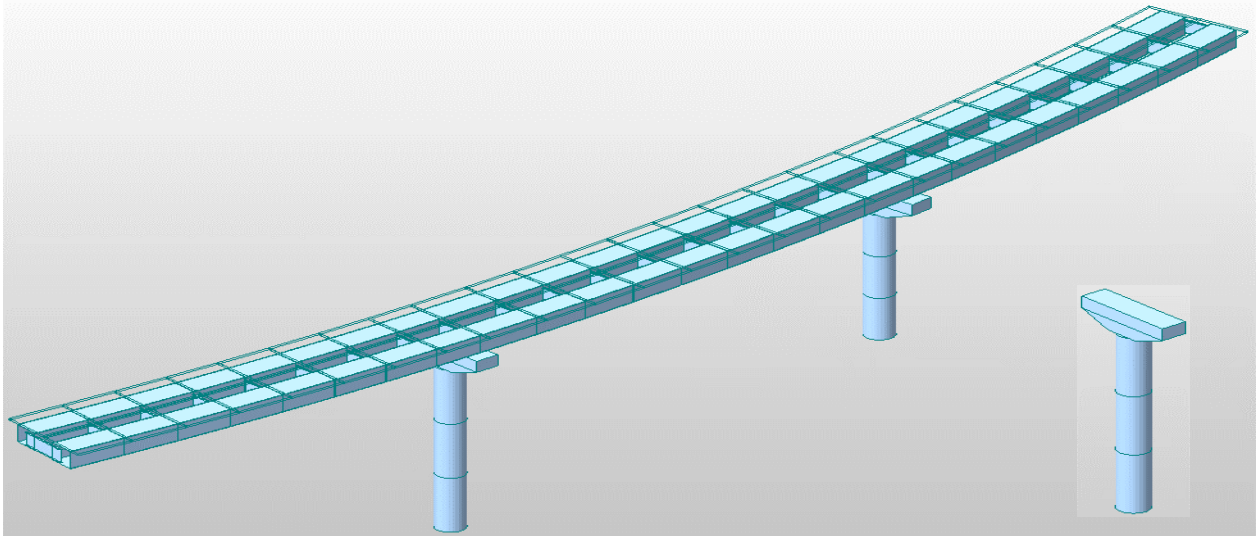
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : Steel Box Girder
- 적용 받침 : 스페리컬



해석대상 구조물 모델링

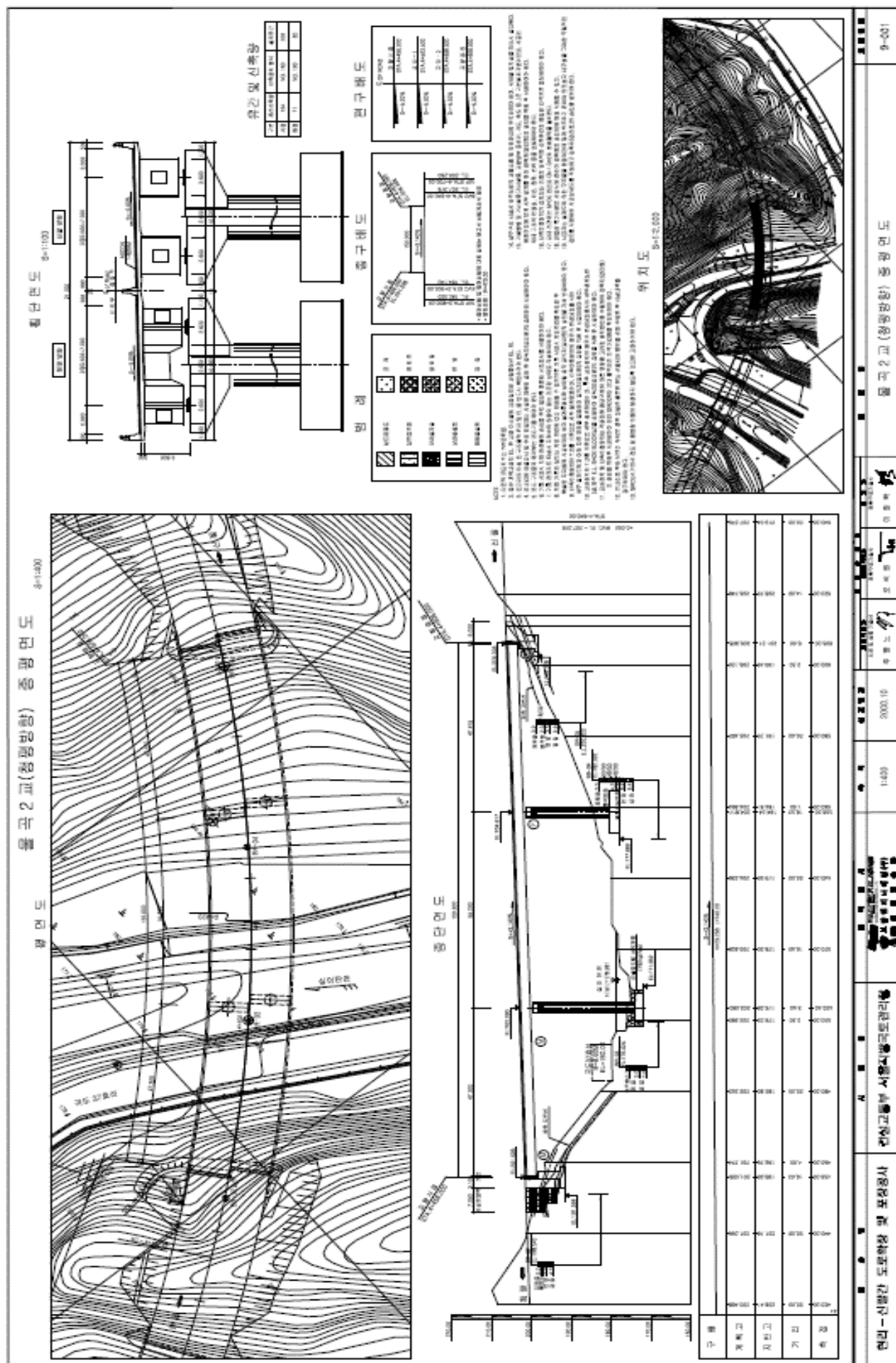
2.2 하중산정 조건

- 1차 고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동으로 적용
- 구조계산서 반력집계

구 분	Girder 1		Girder 2	
	합성전 사하중	합성후 사하중	합성전 사하중	합성후 사하중
A1	886.07	195	1189.71	422.13
P1	3526.93	812.67	3678.63	1223.33
P2	3533.33	814.45	3684.74	1225.23
A2	887.99	195.56	1193.23	423.22

Girder 1	TOTAL WEIGHT =	10852	kN
	BEAM LOAD =	72.35	kN/m
Girder 2	TOTAL WEIGHT =	13040.22	kN
	BEAM LOAD =	86.93	kN/m

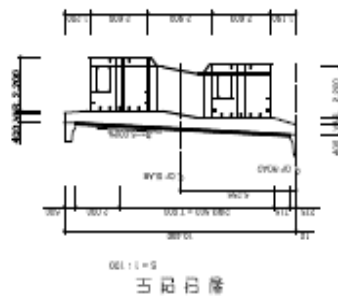
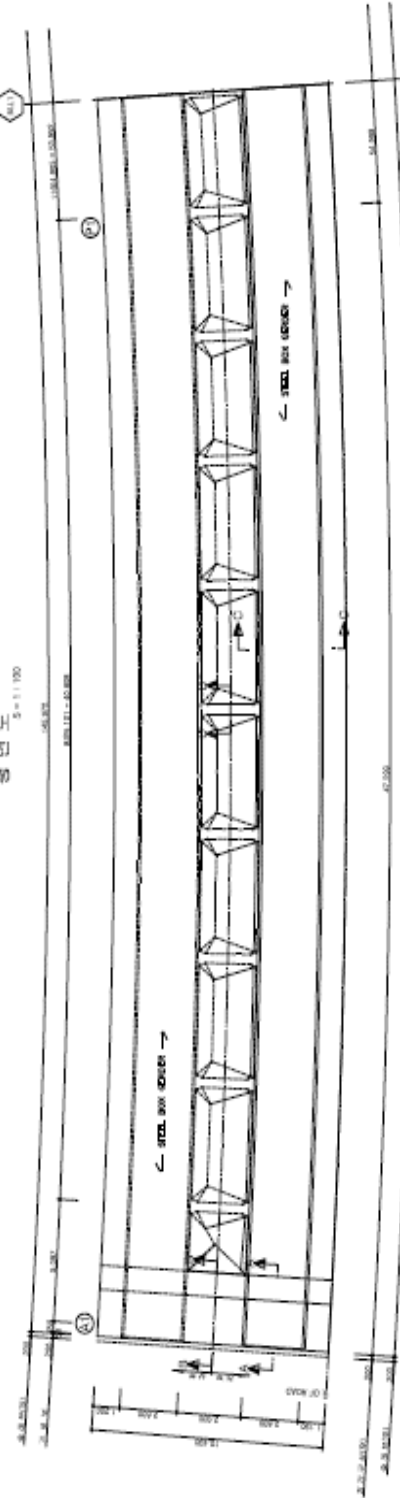
2.4 설계도면 자료



(1) 4회 실시

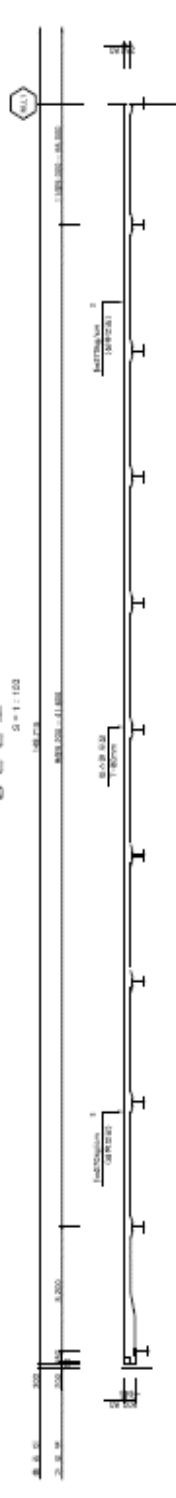
내
집
앞

190



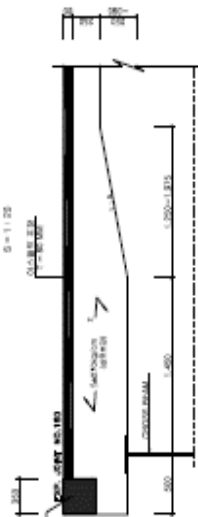
44
 45
 46
 47

100



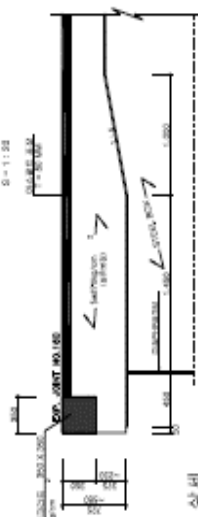
ಇ - ಇ - ಉ - ಊ

100

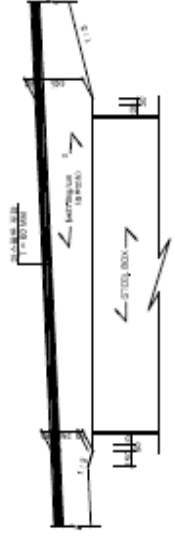


प्र

100

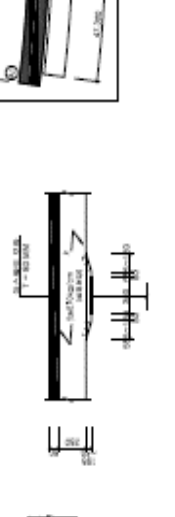


○
○
○
○
○

$$x = 1 = 2^0$$


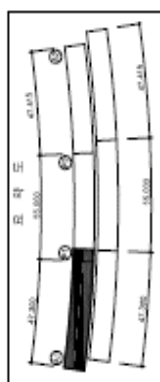
四一〇

10



2150

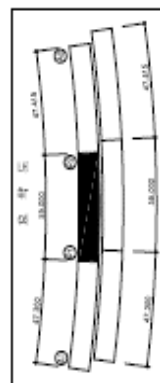
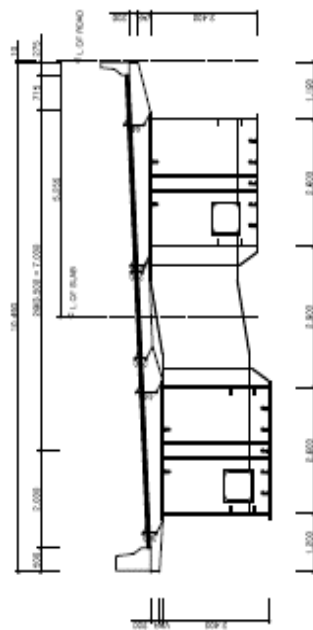
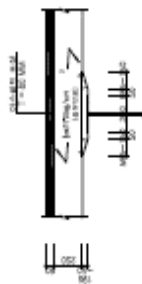
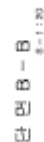
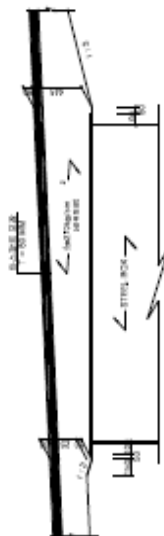
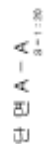
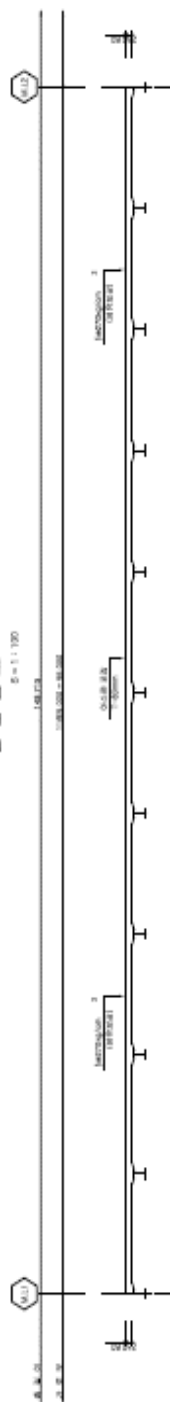
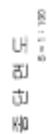
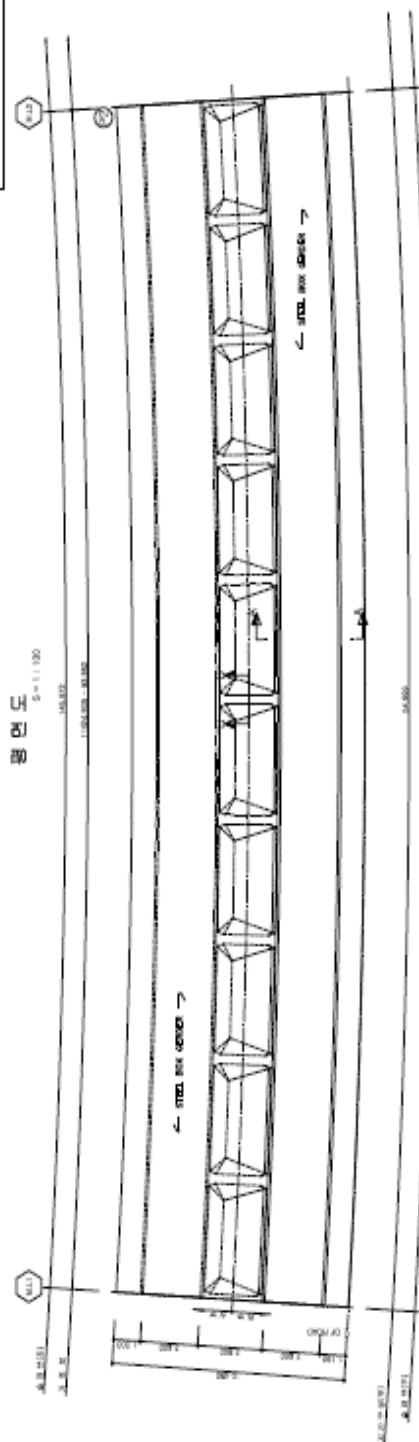
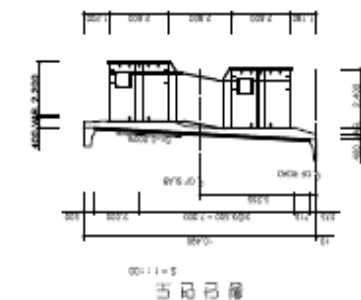
- [illegible]



출 사 일	사 명	출 입 점 검	주 소	신 고 호	신 신 도	신 신 지	신 신 지	신 신 지
현리 - 신평간 도로확장 및 포장공사	건설교통부 서울지방국토관리청 서울특별시 강남구 테헤란로 17길 9 02-6208-1111	NONE	2000.10	주 소 도	인 체 관	신 신 지	신 신 지	신 신 지
9-003	제 2 회 (행정청) 공공 안전 관리 제도 (1)							

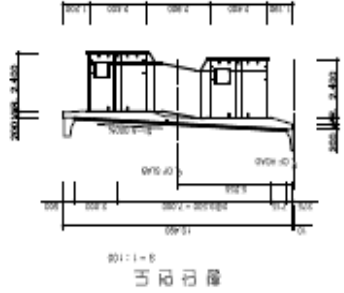
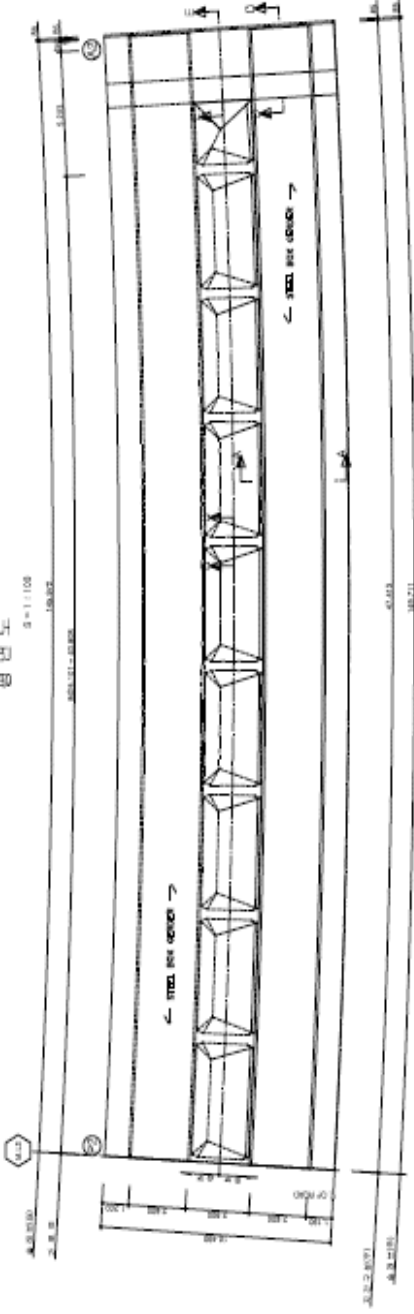
노회익파장

수출액 (2)

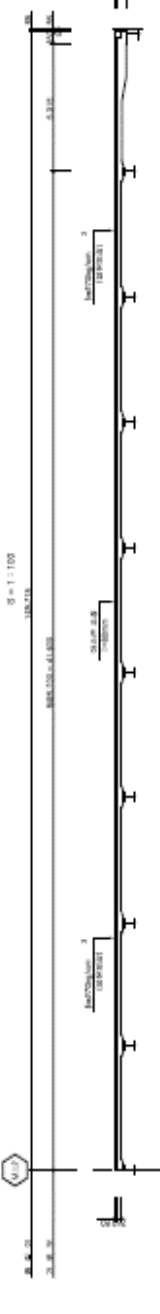
[illegible][illegible]

슬래브 일 반 도 (3)

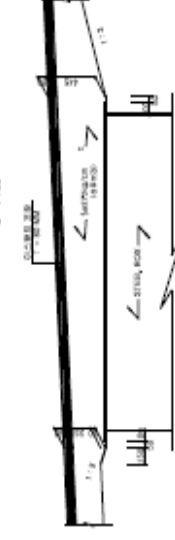
평면도



슬래브 일 반 도



단면 A-A

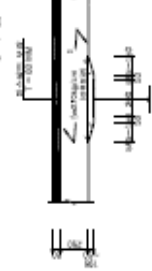


단면 D-D

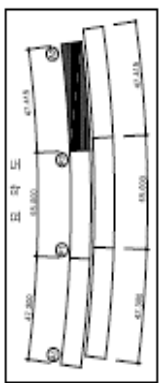
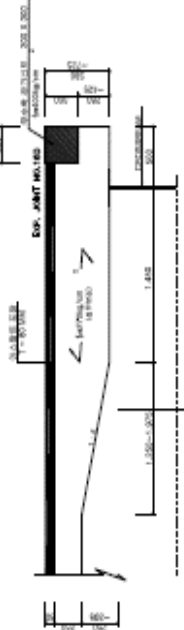


* NOTE
1. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.
2. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.
3. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.
4. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.
5. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.
6. 본 도면은 슬래브의 평면도를 나타내며, 단면도는 별도로 작성함.

단면 B-B

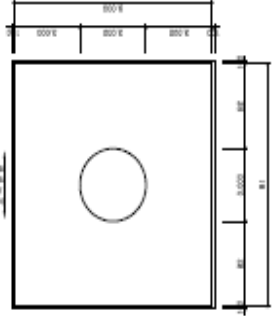
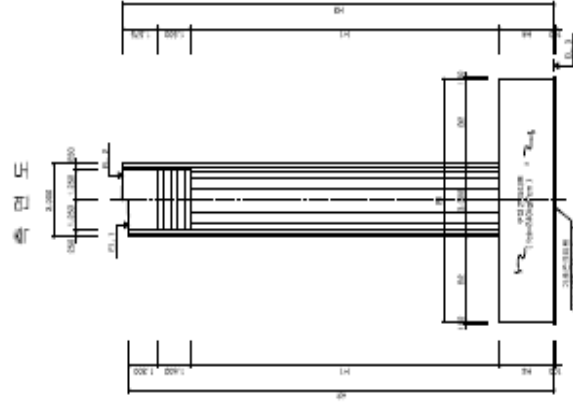
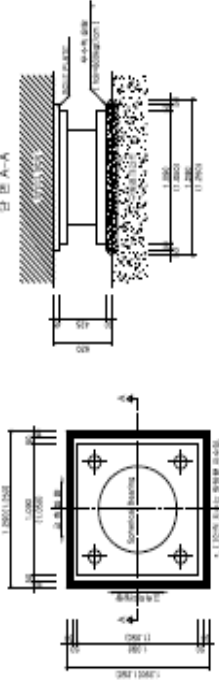


단면 E-E



제도명	제도번호	제도일자	제도인	제도소	제도장	제도비고
슬래브 일 반 도 (3)	9-005					

상부 일 반 도(3)

$$S=1:1:00$$
교과장 치상세
S=1:25

● 中国 2006 年 10 月 1 日起实施的《劳动合同法》中，明确规定了用人单位在解除劳动合同时，应当向劳动者支付经济补偿金。用人单位在解除劳动合同时，应当向劳动者支付经济补偿金。用人单位在解除劳动合同时，应当向劳动者支付经济补偿金。

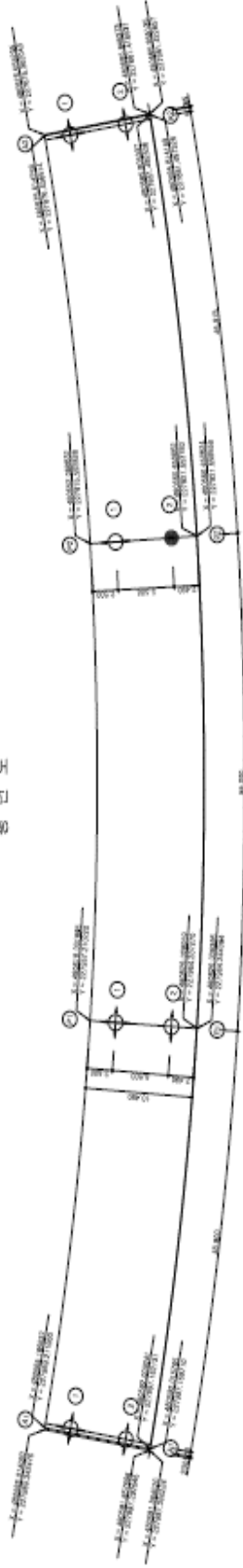
교직원치용량

二、 業		取得年月	取得価額	償還期
貸倒引当金	貸倒引当金	1975/4	168,170	1975/4
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
貸倒引当金	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1
	貸倒引当金	1975/5/1	800,000	1975/5/1

[illegible][illegible]

교량반침 배치도

평면도



교량반침 좌표

구분	A1		P1		P2		A2		비고
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
①	485081.1762	217180.1767	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	
②	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	
③	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	485081.1844	217180.1844	

교량반침 LIST

구분	A1	P1	P2	A2	비고
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	
교량반침	1	1	1	1	

범례

구분	기호	비고
교량반침	●	교량반침
교량반침	○	교량반침
교량반침	△	교량반침

설계 - 신철근 도로약장 및 포장공사

건설교통부 서울지방국토관리청

서울지방국토관리청

NONE

2000.10

주장 노

모의도면

이정복

서울시 (서울지방국토관리청)

9-058

반침배치도

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정
A1	1	1040.970	3,000	O.K
	2	1768.090	3,000	O.K
P1	1	4092.250	8,000	O.K
	2	4786.580	8,000	O.K
P2	1	4093.940	8,000	O.K
	2	4805.660	8,000	O.K
A2	1	1046.890	3,000	O.K
	2	1768.410	3,000	O.K

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	10462.62	14470.13	
P2	1	10483.31	13572.34	

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

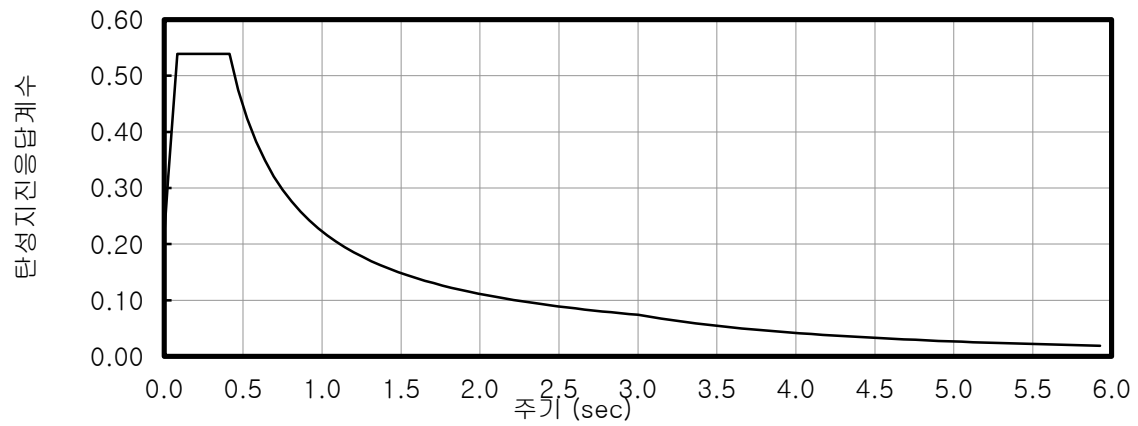
4.3 지반분류

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 (C_s)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (C_s)
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

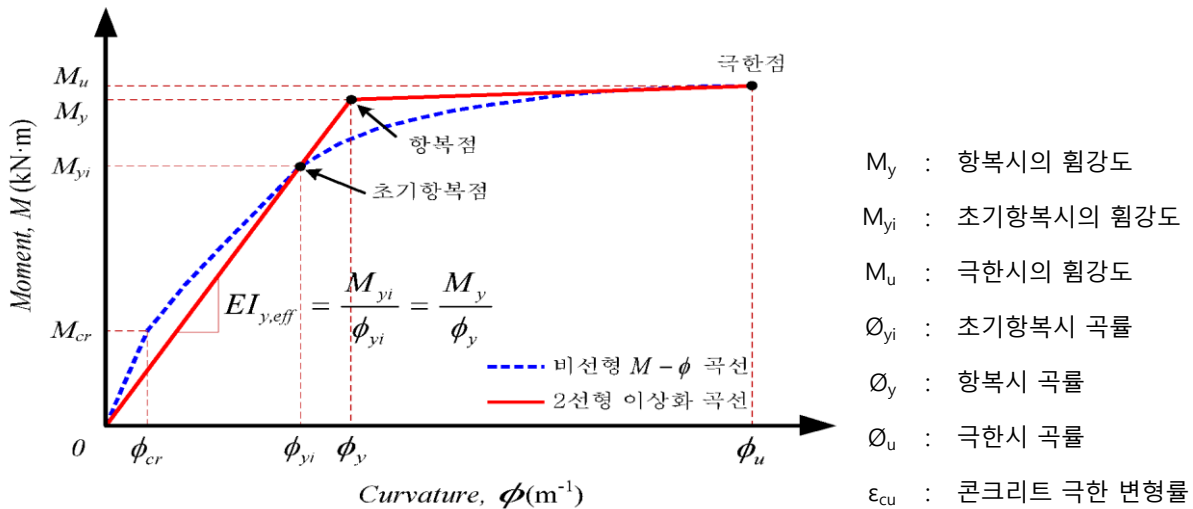
5. 유효강성 산정

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	0.002	-	
	$f'_{co}=f'_{cc}$: 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	D32	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	

축방향철근 상세			콘크리트 극한변형률 ϵ_{cu}				최대공급 변위연성도 $\mu_{\Delta,max}$	
종류	배근 상태	비율						
단일 철근	모두	0%	$0.004+\alpha_{sh}(\alpha_{sh}=(1.4\rho_{sh}f_{sh}\epsilon_{su})/(f_{cc}'))$					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	$\ell_{sp}/D > 0.5$		$0.0086\ell_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$		
				$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때		0.002		
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007	
					천이	$1.5 < B/H < 4$	$0.00278-0.00052B/H$	
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002	
			교직방향		0.002			
							1.500	

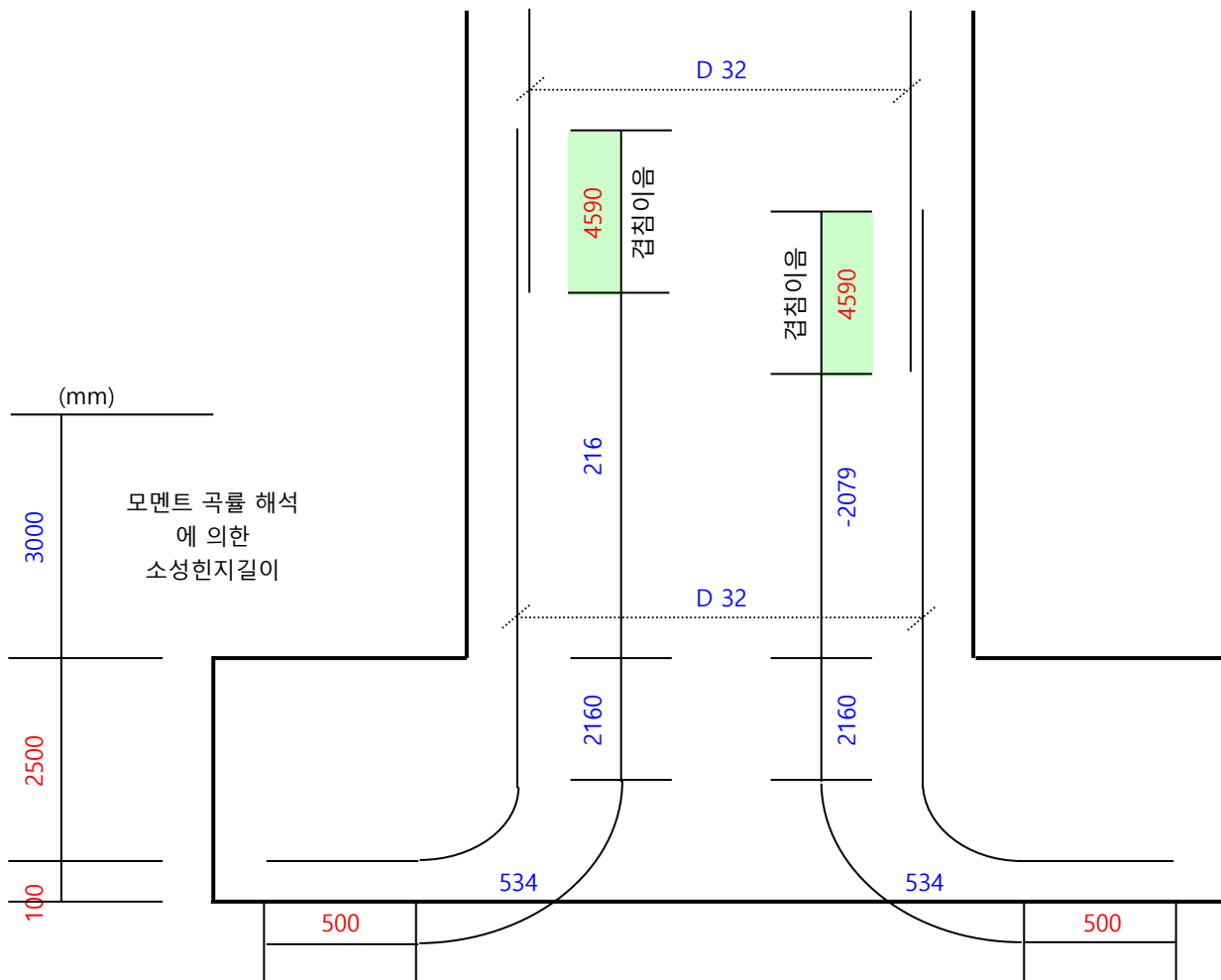
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.013 f_y d_{bl}$	=	1.797	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.422	
	③	D	=	3.000	기둥 직경으로 산정
	④	$H / 6$	=	2.971	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	3.000	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.013 f_y d_{bl}$	=	1.942	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.422	
	③	D	=	3.000	기둥 직경으로 산정
	④	$H / 6$	=	2.971	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	3.000	



∴ 교각 기둥의 소성한지길이 내 겹침이음이 100%이므로 변형율 0.002 및 변위연성도(μ) 1.8 제한 적용

5.5 모멘트-곡률 해석

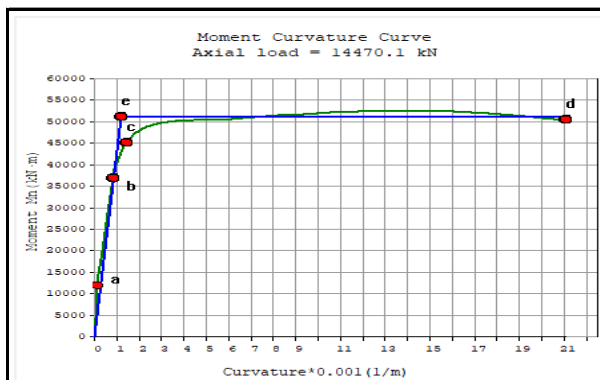
5.5.1 교각1

1) 교축방향

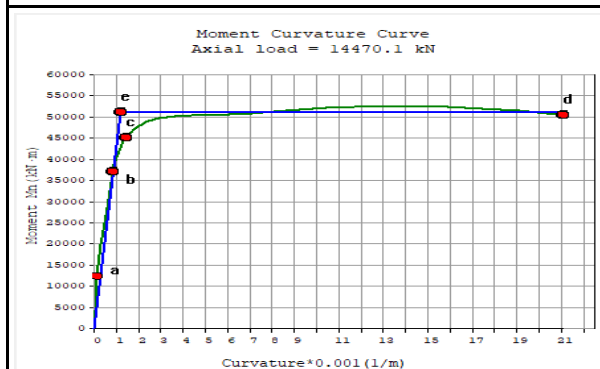
초기항복시	모멘트(M_y^L)	36,890	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.000841	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	51,182	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001166	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	51,182	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.021086	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	36,963	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000841	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	51,174	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001165	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	51,174	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.021076	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)

5.5.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 1.700 / 3.976 = 0.428$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{51,182}{0.00116638 \times 25,811,006} = 1.700$$

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

$$I_g = 3.976 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 1.702 / 3.976 = 0.428$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{51,174}{0.00116481 \times 25,811,006} = 1.702$$

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

$$I_g = 3.976 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.428 \times 3.976 = 1.700 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.428 \times 3.976 = 1.702 \text{ m}^4$$

- 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

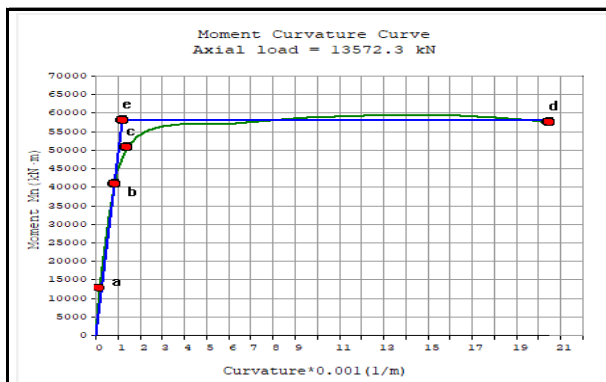
5.5.2 교각2

1) 교축방향

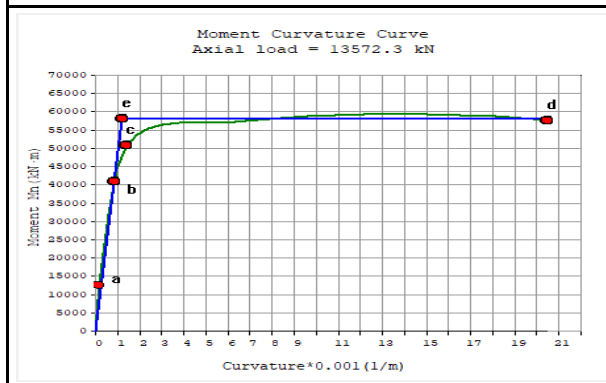
초기항복시	모멘트(M_y^L)	40,917	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.000845	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	57,932	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001196	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	57,932	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.020467	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	40,904	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000845	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	57,939	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001197	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	57,939	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.020468	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)

5.5.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 1.877 / 3.976 = 0.472$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{57,932}{0.00119608 \times 25,811,006} = 1.877$$

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

$$I_g = \quad \quad \quad = 3.976 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 1.875 / 3.976 = 0.472$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{57,939}{0.00119718 \times 25,811,006} = 1.875$$

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

$$I_g = \quad \quad \quad = 3.976 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.472 \times I_g = 1.877 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.472 \times I_g = 1.875 \text{ m}^4$$

- 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

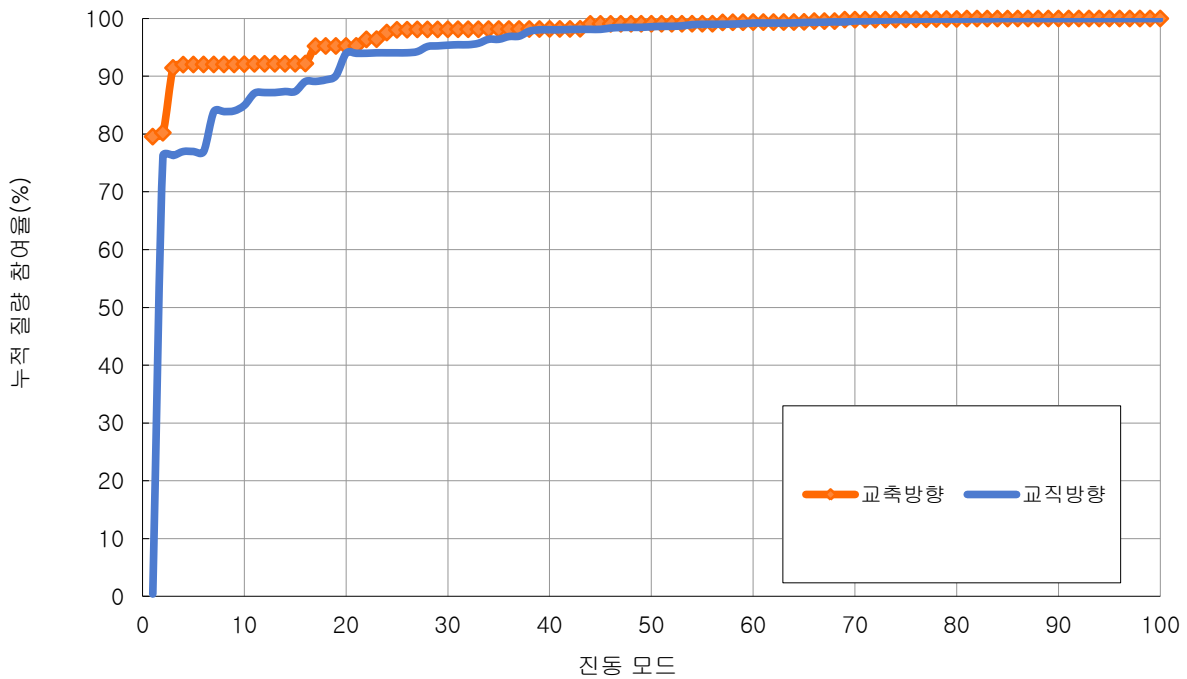
6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	2.54	79.56	0.40	0.00	79.56	0.40	0.00	
2	1.79	0.67	75.83	0.01	80.23	76.24	0.01	
3	1.07	11.22	0.06	0.00	91.45	76.29	0.01	
4	0.88	0.57	0.69	0.00	92.02	76.99	0.01	
5	0.63	0.02	0.00	0.08	92.04	76.99	0.09	
6	0.45	0.01	0.00	0.00	92.05	76.99	0.09	
7	0.43	0.00	6.90	0.07	92.05	83.88	0.16	
8	0.40	0.00	0.00	0.00	92.05	83.89	0.17	
9	0.37	0.00	0.14	53.64	92.05	84.02	53.80	
10	0.28	0.05	0.96	0.22	92.10	84.98	54.02	
11	0.25	0.04	2.10	0.32	92.15	87.08	54.34	
12	0.22	0.01	0.11	0.00	92.16	87.19	54.34	
13	0.22	0.00	0.00	0.07	92.16	87.19	54.42	
14	0.19	0.00	0.18	0.07	92.16	87.37	54.49	
15	0.18	0.01	0.01	0.00	92.17	87.38	54.49	
16	0.17	0.03	1.73	0.03	92.21	89.11	54.52	
17	0.15	3.02	0.01	0.00	95.22	89.12	54.52	
18	0.14	0.03	0.28	0.67	95.25	89.40	55.19	
19	0.14	0.00	0.72	0.03	95.25	90.12	55.21	
20	0.13	0.00	3.86	0.01	95.25	93.98	55.22	
21	0.12	0.00	0.01	0.00	95.26	93.98	55.22	
22	0.12	1.14	0.01	0.03	96.39	93.99	55.25	
23	0.11	0.03	0.07	0.00	96.42	94.07	55.25	
24	0.11	1.15	0.00	0.03	97.57	94.07	55.28	
25	0.10	0.47	0.00	0.00	98.04	94.07	55.28	
26	0.10	0.02	0.02	0.16	98.06	94.08	55.44	
27	0.09	0.05	0.19	4.48	98.11	94.28	59.92	
28	0.09	0.00	0.88	0.08	98.11	95.16	60.00	
29	0.09	0.00	0.11	0.32	98.11	95.27	60.32	
30	0.08	0.02	0.12	0.01	98.13	95.39	60.33	
31	0.08	0.00	0.08	2.12	98.14	95.47	62.45	
32	0.08	0.01	0.01	6.89	98.14	95.47	69.33	
33	0.07	0.00	0.25	0.05	98.14	95.72	69.38	
34	0.07	0.01	0.69	0.09	98.16	96.41	69.47	
35	0.06	0.01	0.00	0.05	98.17	96.41	69.51	
36	0.06	0.00	0.48	0.35	98.17	96.89	69.86	
37	0.06	0.01	0.06	0.00	98.18	96.95	69.86	
38	0.06	0.00	0.86	0.18	98.18	97.81	70.04	
39	0.06	0.01	0.24	0.14	98.18	98.05	70.18	
40	0.06	0.02	0.01	0.01	98.20	98.06	70.20	
41	0.05	0.00	0.00	0.36	98.20	98.06	70.56	
42	0.05	0.00	0.05	1.94	98.20	98.11	72.50	
43	0.05	0.01	0.02	0.53	98.22	98.13	73.03	
44	0.05	0.85	0.00	0.00	99.07	98.13	73.03	
45	0.05	0.00	0.00	0.49	99.07	98.13	73.53	
46	0.05	0.00	0.23	0.13	99.07	98.36	73.66	
47	0.05	0.00	0.09	0.07	99.08	98.45	73.73	
48	0.05	0.01	0.03	0.17	99.09	98.48	73.89	
49	0.05	0.00	0.00	3.44	99.09	98.48	77.33	
50	0.05	0.00	0.10	0.04	99.09	98.58	77.37	

51	0.05	0.00	0.07	0.25	99.09	98.65	77.62	
52	0.04	0.00	0.01	0.23	99.09	98.66	77.84	
53	0.04	0.00	0.07	0.56	99.09	98.73	78.41	
54	0.04	0.00	0.21	0.16	99.10	98.94	78.57	
55	0.04	0.00	0.05	0.00	99.10	99.00	78.57	
56	0.04	0.00	0.02	2.33	99.10	99.01	80.91	
57	0.04	0.23	0.01	0.21	99.33	99.02	81.12	
58	0.04	0.02	0.02	0.79	99.35	99.04	81.90	
59	0.04	0.01	0.07	1.12	99.36	99.11	83.03	
60	0.04	0.02	0.11	1.22	99.38	99.22	84.25	
61	0.04	0.00	0.00	0.00	99.38	99.22	84.25	
62	0.04	0.01	0.00	0.02	99.38	99.22	84.27	
63	0.04	0.00	0.00	0.11	99.39	99.22	84.37	
64	0.04	0.00	0.03	1.83	99.39	99.25	86.20	
65	0.04	0.03	0.07	1.34	99.42	99.32	87.54	
66	0.04	0.13	0.02	0.48	99.55	99.34	88.02	
67	0.04	0.00	0.04	0.24	99.55	99.38	88.26	
68	0.03	0.00	0.04	0.47	99.55	99.42	88.72	
69	0.03	0.24	0.00	0.01	99.80	99.42	88.73	
70	0.03	0.01	0.17	0.13	99.80	99.59	88.86	
71	0.03	0.00	0.01	1.08	99.80	99.60	89.94	
72	0.03	0.00	0.09	0.01	99.81	99.69	89.95	
73	0.03	0.01	0.04	0.31	99.81	99.74	90.27	
74	0.03	0.00	0.08	0.02	99.81	99.82	90.29	
75	0.03	0.04	0.01	0.07	99.85	99.83	90.35	
76	0.03	0.01	0.03	0.28	99.86	99.86	90.64	
77	0.03	0.00	0.05	0.00	99.86	99.91	90.64	
78	0.03	0.05	0.00	0.01	99.91	99.91	90.65	
79	0.03	0.00	0.00	0.09	99.91	99.91	90.74	
80	0.02	0.00	0.00	0.08	99.92	99.91	90.82	
81	0.02	0.07	0.00	0.01	99.99	99.91	90.84	
82	0.02	0.00	0.02	0.00	99.99	99.94	90.84	
83	0.02	0.01	0.00	0.00	99.99	99.94	90.84	
84	0.02	0.00	0.06	0.01	99.99	99.99	90.85	
85	0.02	0.00	0.01	0.00	99.99	100.00	90.85	
86	0.02	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	90.86	
87	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	90.86	
88	0.02	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	90.87	
89	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	90.88	
90	0.02	0.00	0.00	0.03	100.00	100.00	90.90	
91	0.01	0.00	0.00	0.04	100.00	100.00	90.95	
92	0.01	0.00	0.00	1.08	100.00	100.00	92.03	
93	0.01	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	92.03	
94	0.01	0.00	0.00	1.46	100.00	100.00	93.49	
95	0.01	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	93.50	
96	0.01	0.00	0.00	0.99	100.00	100.00	94.48	
97	0.01	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	94.49	
98	0.01	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	94.50	
99	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	94.50	
100	0.00	0.00	0.00	0.02	100.00	100.00	94.53	

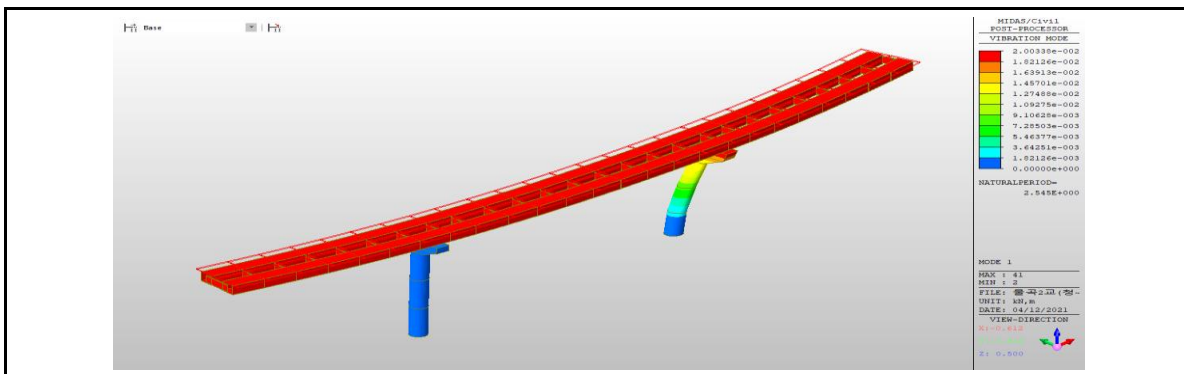
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



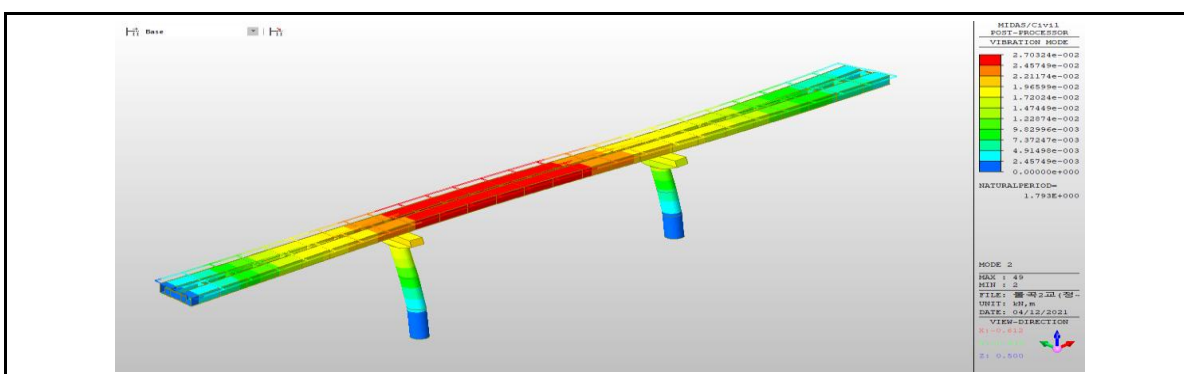
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 2.5449 sec) - 1 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.7926 sec) - 2 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	142.32	0	0	25.10	0	0
P1	142.82	936	16661	24.09	159	3313
P2	141.09	2314	46883	9.20	234	4455
A2	139.35	0	0	24.57	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	77.90	612	889	16.32	135	376
P2	140.97	2234	6651	9.10	220	536
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	14.28	0	0	3.11	0	0
P1	12.02	65	1173	108.15	1079	22364
P2	13.68	300	6056	84.25	1502	28156
A2	22.92	0	0	4.34	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	9.26	43	62	107.40	889	2426
P2	13.68	288	825	83.16	1367	3974
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	10,463	0	9	14,470	26	1421
P2	10,483	0	13	13,572	1	2175
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	0.59	0	9	9.31	26	2030
P2	0.53	0	10	8.22	1	2156
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)	10,462.6		10,462.6	
하단축력(kN)	14,470.1		14,470.1	
상단변위(mm)	77.9	16.3	9.3	107.4
상단전단력(kN)	611.9	134.5	42.8	889.1
하단전단력(kN)	935.6	159.4	65.0	1,078.8
상단모멘트(kN·m)	889.4	376.3	62.3	2,425.8
하단모멘트(kN·m)	16,661.3	3,313.0	1,173.1	22,364.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	10,462.6		10,462.6	
하단축력(kN)	14,470.1		14,470.1	
상단변위(mm)	80.7	48.5	32.6	112.3
상단전단력(kN)	624.7	401.2	226.4	929.5
하단전단력(kN)	955.1	483.0	345.7	1,126.6
상단모멘트(kN·m)	908.1	1,104.1	329.2	2,538.7
하단모멘트(kN·m)	17,013.3	10,022.2	6,171.5	23,358.0

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	10,462.6		10,462.6	
하단축력(kN)	14,470.1		14,470.1	
상단변위(mm)	0.6	9.3	0.6	9.3
상단전단력(kN)	0.0	26.3	0.0	26.3
하단전단력(kN)	0.0	26.3	0.0	26.3
상단모멘트(kN·m)	8.6	2,029.7	8.6	2,029.7
하단모멘트(kN·m)	8.6	1,420.6	8.6	1,420.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	10,462.6	10,462.6	P
하단축력(kN)	14,470.1	14,470.1	Pbot
상단변위(mm)	81.3	121.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	624.7	955.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	955.1	1,152.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	916.7	4,568.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,021.9	24,778.6	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	10,483.3		10,483.3	
하단축력(kN)	13,572.3		13,572.3	
상단변위(mm)	141.0	9.1	13.7	83.2
상단전단력(kN)	2,233.9	219.9	287.6	1,366.5
하단전단력(kN)	2,313.6	234.4	299.8	1,501.7
상단모멘트(kN·m)	6,650.8	536.1	825.3	3,974.0
하단모멘트(kN·m)	46,882.7	4,454.8	6,056.2	28,156.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	10,483.3		10,483.3	
하단축력(kN)	13,572.3		13,572.3	
상단변위(mm)	145.1	34.0	56.0	85.9
상단전단력(kN)	2,320.2	629.9	957.8	1,432.5
하단전단력(kN)	2,403.5	684.9	993.9	1,572.0
상단모멘트(kN·m)	6,898.4	1,728.3	2,820.5	4,134.8
하단모멘트(kN·m)	48,699.6	12,901.6	20,121.0	29,492.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	10,483.3		10,483.3	
하단축력(kN)	13,572.3		13,572.3	
상단변위(mm)	0.5	8.2	0.5	8.2
상단전단력(kN)	0.1	1.1	0.1	1.1
하단전단력(kN)	0.1	1.1	0.1	1.1
상단모멘트(kN·m)	10.3	2,156.1	10.3	2,156.1
하단모멘트(kN·m)	12.9	2,175.1	12.9	2,175.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	10,483.3	10,483.3	P
하단축력(kN)	13,572.3	13,572.3	Pbot
상단변위(mm)	145.6	94.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	2,320.3	1,433.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	2,403.7	1,573.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	6,908.7	6,290.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	48,712.5	31,667.6	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	14470.1	955.1	17021.9
	교직	14470.1	1152.9	24778.6
P2	교축	13572.3	2403.7	48712.5
	교직	13572.3	1573.1	31667.6

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	894
P1	0	722
P2	1218	1283
A2	0	746

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	894
P1	0	722
P2	2186	1283
A2	0	746

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
겹이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	23.125	23.125	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	26.200	28.020	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.545	1.793	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 51,182 / 26.200 = 1,953.504 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 51,182 / 26.200 = 1,953.504 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 51,174 / 28.020 = 1,826.328 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 51,174 / 28.020 = 1,826.328 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00117 \times 26.200^2}{3} = 0.2669 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 26.2 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 2.285 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.02109 - 0.00117) \times 2.285 = 0.0455 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\
 &= \left(\frac{51,182}{51,182} - 1 \right) \times 0.26688 + 0.04552 \times \left(26.200 - \frac{2.285}{2} \right) \\
 &= 1.1405 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.26690 + 1.14050 = 1.4074 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{1.4074}{0.2669} = 5.273 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재})
 \end{aligned}$$

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.800** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.800** 로 제한
(힘파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	1954	1954	1826	1826			
변위 Δ (m)	0.2669	1.4074	0.3048	1.6022			

힘강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 8,311 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 7.069 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.26688 = 0.53377 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.26688 = 1.33442 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 8,311 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 7.069 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.30484 = 0.60968 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.30484 = 1.52419 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet \quad V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,847.7}{150} = 5,126 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 3000 - 2 × 100.0 + 28.6 + 19.1

= 2,847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s}$$

$$= \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,847.7}{150} = 5,126.2 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 3000 - 2 × 100.0 + 28.6 + 19.1

= 2847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{10,463 \times 3.000}{26.200} = 180 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 10,463 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 3.000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 26.200 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{10,463 \times 3.000}{28.020} = 168 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 10,463 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 3.000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 28.020 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 8,311 & + & 5,126 & + & 180 \\ & &= & 13,617 & \text{ kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.53377 \text{ m}$

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 0 & + & 5,126 & + & 180 \\ & &= & 5,306 & \text{ kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 1.33442 \text{ m}$

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 8,311 & + & 5,126 & + & 168 \\ & &= & 13,605 & \text{ kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.60968 \text{ m}$

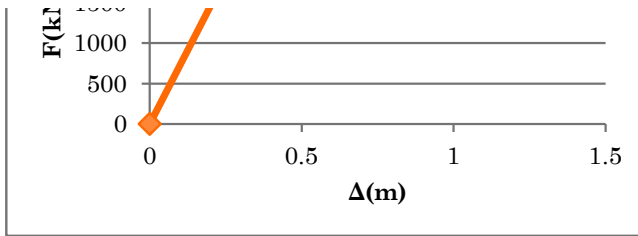
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 0 & + & 5,126 & + & 168 \\ & &= & 5,294 & \text{ kN} \end{aligned}$$

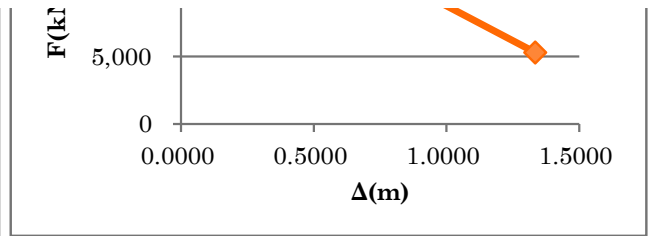
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 1.52419 \text{ m}$

※ 휨-전단성능 곡선

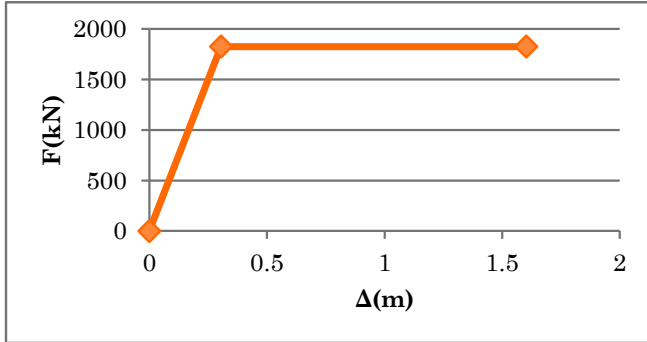




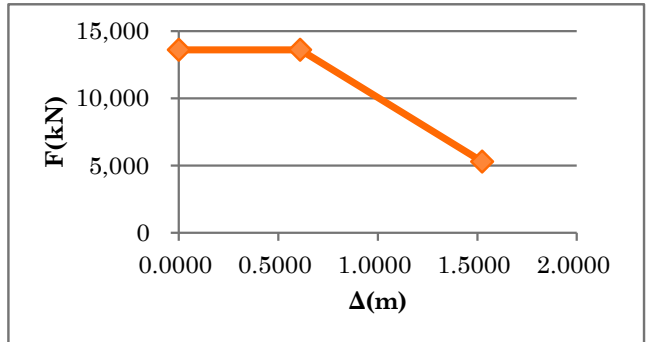
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



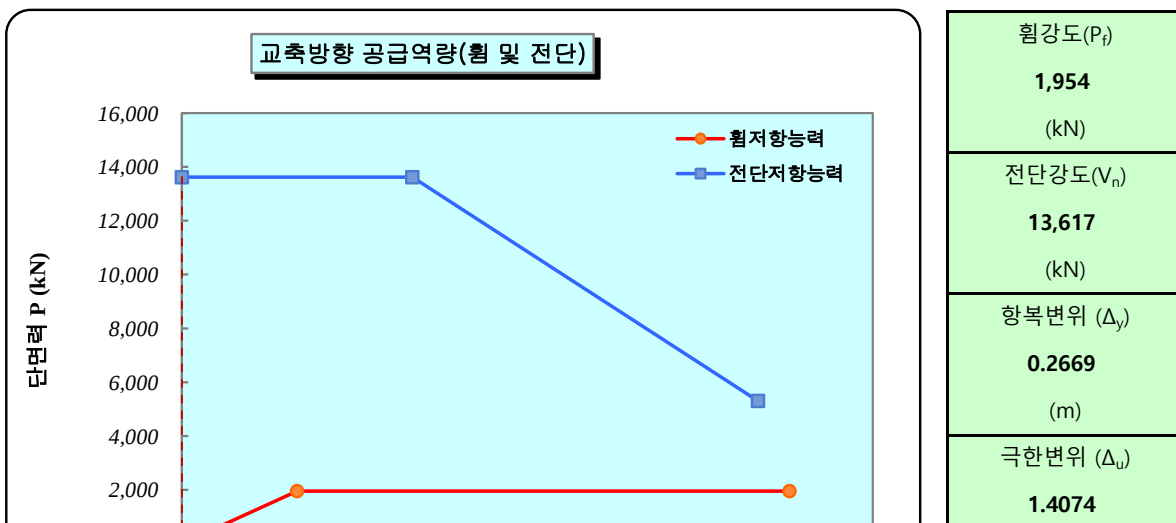
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선

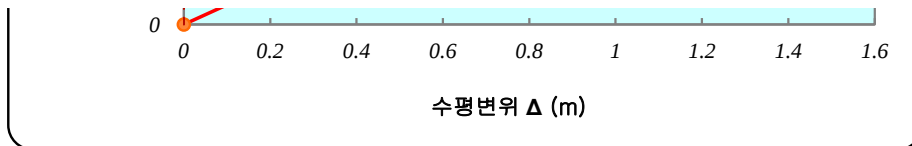


교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

9.1.5 파괴모드 결정

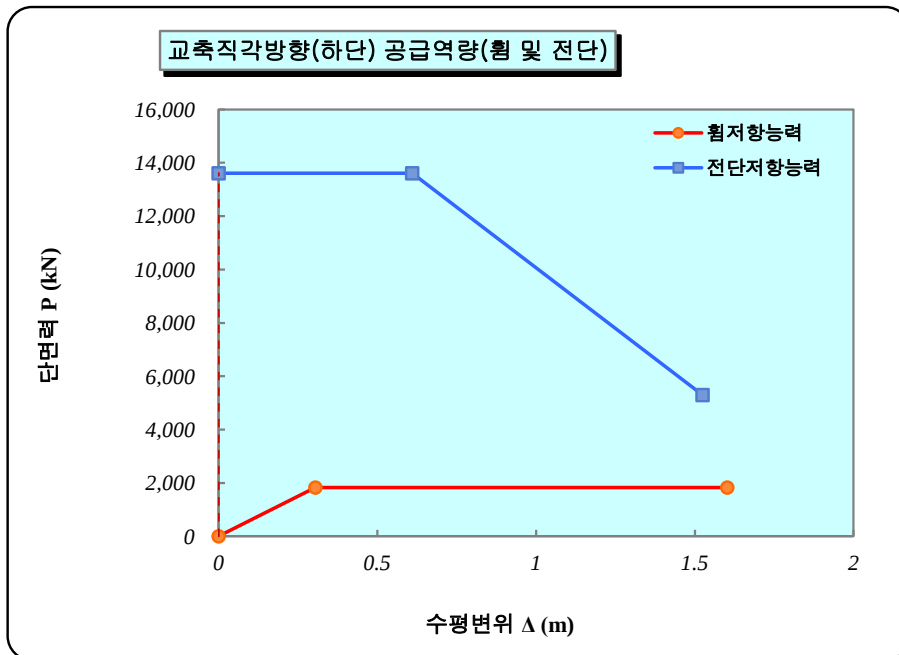
1) 교축방향





(m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,826
(kN)
전단강도(V_n)
13,605
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.3048
(m)
극한변위 (Δ_u)
1.6022
(m)
변위연성도(μ)
1.800

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 17,022 + 10,463 \times 1.5 \times 0.08126 \\
 &= 18,297 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{18,297}{51,182} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$\begin{aligned}
 &T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1 \\
 &T < 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1 / R_S)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{지반종류는 } S2 \text{ 이고, 주기}(T) \text{는 } 2.5449 \text{ 초 이므로} \\
 &T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000
 \end{aligned}$$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 24,779 + 10,463 \times 1.5 \times 0.122$$

$$= 26,687 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{26,687}{51,174} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.7926** 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

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

② 소요역량

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

③ 평가

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

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

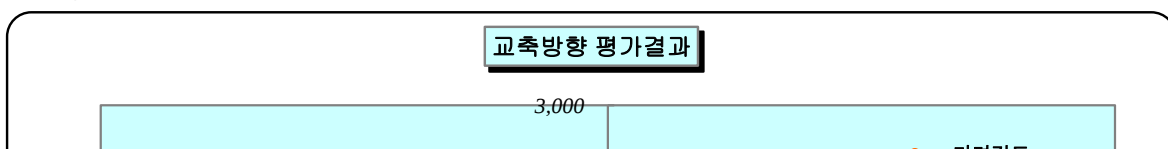
!!! ④ 전단력평가

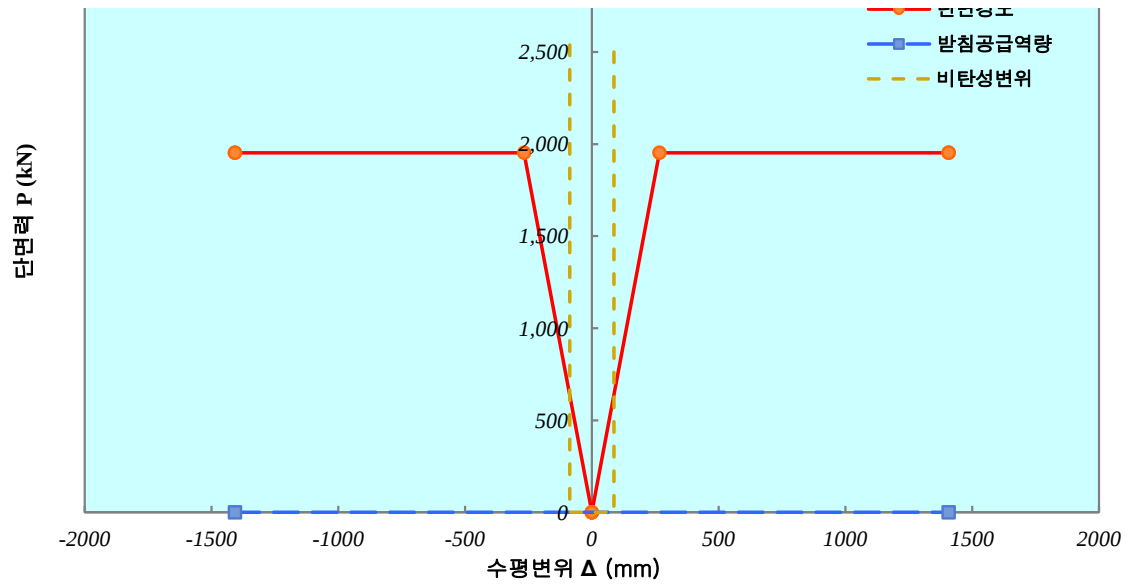
$$\therefore \text{교축방향} \quad \frac{V_n}{VE} = \frac{13,617}{955} = 14.258 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향(하단)} \quad \frac{V_n}{VE} = \frac{13,605}{1,153} = 11.800 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

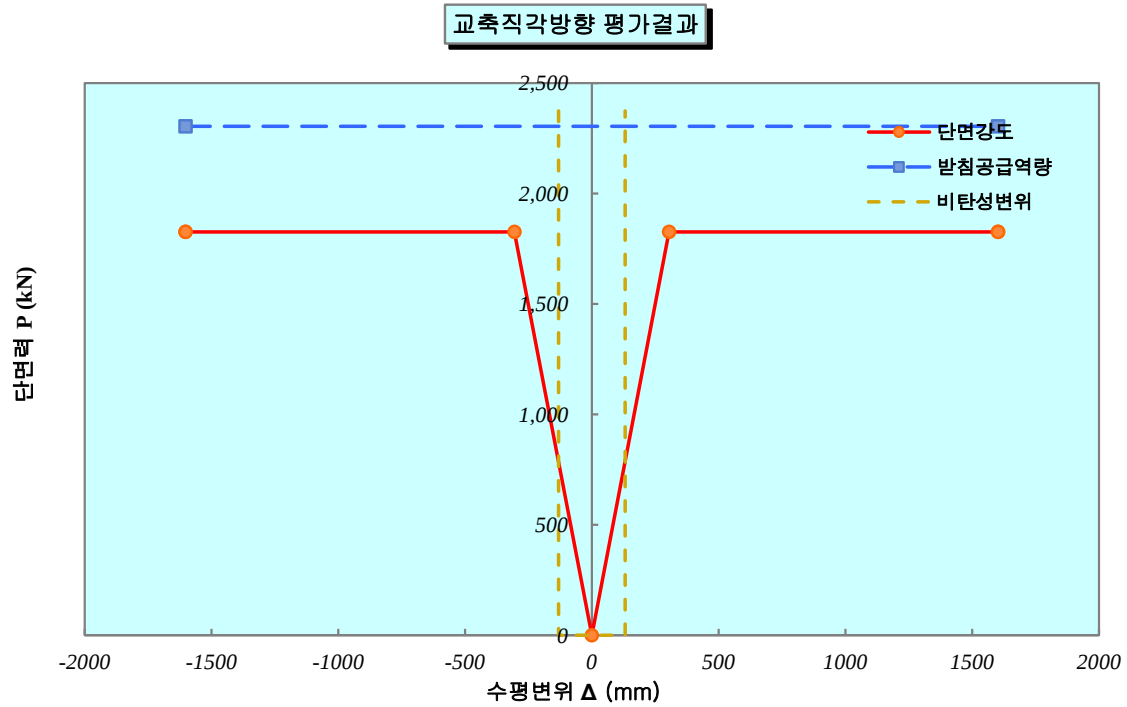
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향





- 교축직각방향



9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	1 (켄틸레버식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겹이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	17.825	17.825	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	20.900	22.720	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.545	1.793	해석결과

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 57,932 / 20.900 = 2,771.880 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^L &= M_n^L / H_e = 57,932 / 20.900 = 2,771.880 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 57,939 / 22.720 = 2,550.150 \text{ kN} \\
 \bullet F_f^T &= M_n^T / H_e = 57,939 / 22.720 = 2,550.150 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

9.2.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00120 \times 20.900^2}{3} = 0.1742 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 20.9 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.882 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.02047 - 0.00120) \times 1.882 = 0.0363 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\
 &= \left(\frac{57,932}{57,932} - 1 \right) \times 0.17415 + 0.03627 \times \left(20.900 - \frac{1.882}{2} \right) \\
 &= 0.7239 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.17420 + 0.72390 = 0.8981 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.8981}{0.1742} = 5.157 \leq 1.8 \text{ 제한} \\
 &= 1.800 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재})
 \end{aligned}$$

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.800** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.800** 로 제한
(힘파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	2772	2772	2550	2550			
변위 Δ (m)	0.1742	0.8981	0.2060	1.0547			

힘강도, 항복 및 극한변위

9.2.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 8,311 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 7.069 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.17415 = 0.34831 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.17415 = 0.87077 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 8,311 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 5.6549 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 7.069 = 5.6549 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 7.069 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.20599 = 0.41199 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.20599 = 1.02997 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet \quad V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,850.9}{150} = 5,132 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 3000 - 2 × 100.0 + 31.8 + 19.1

= 2,850.9 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s}$$

$$= \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,850.9}{150} = 5,132.0 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 3000 - 2 × 100.0 + 31.8 + 19.1

= 2850.9 mm (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{10,483 \times 3.000}{20.900} = 226 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 10,483 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 3.000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 20.900 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{10,483 \times 3.000}{22.720} = 208 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 10,483 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 3.000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 22.720 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p$	=	8,311	+	5,132	+	226
	=	13,669	kN			

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$

	=	0.34831	m	
--	---	---------	---	--

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p$	=	0	+	5,132	+	226
	=	5,358	kN			

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$

	=	0.87077	m	
--	---	---------	---	--

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p$	=	8,311	+	5,132	+	208
	=	13,651	kN			

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$

	=	0.41199	m	
--	---	---------	---	--

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우

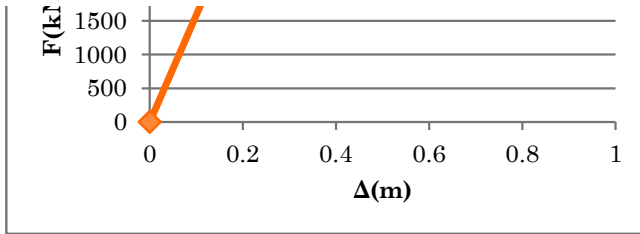
• $V_n = V_c + V_s + V_p$	=	0	+	5,132	+	208
	=	5,340	kN			

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$

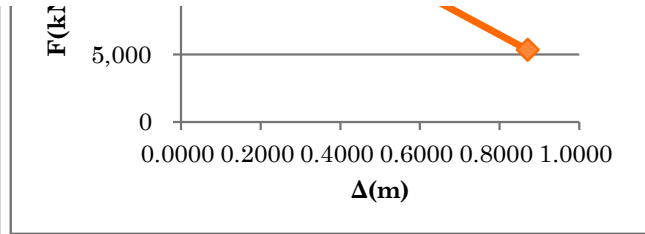
	=	1.02997	m	
--	---	---------	---	--

※ 휨·전단성능 곡선

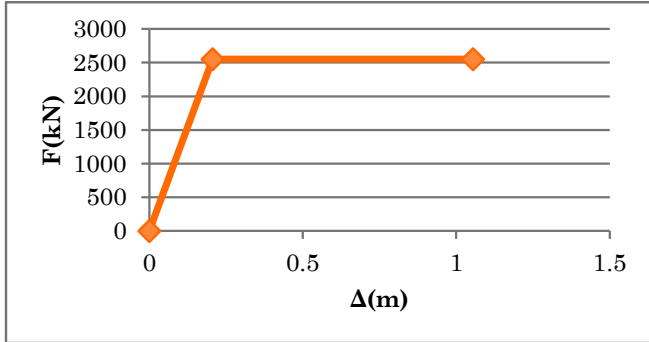




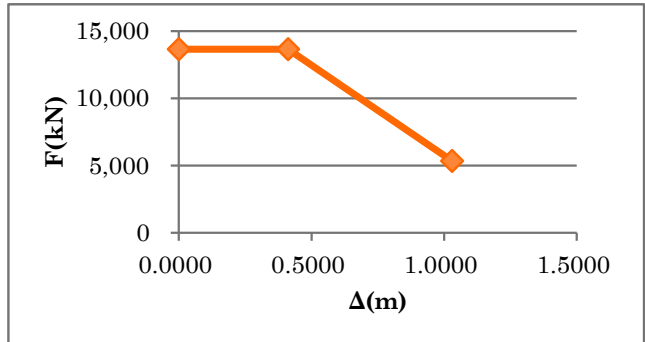
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



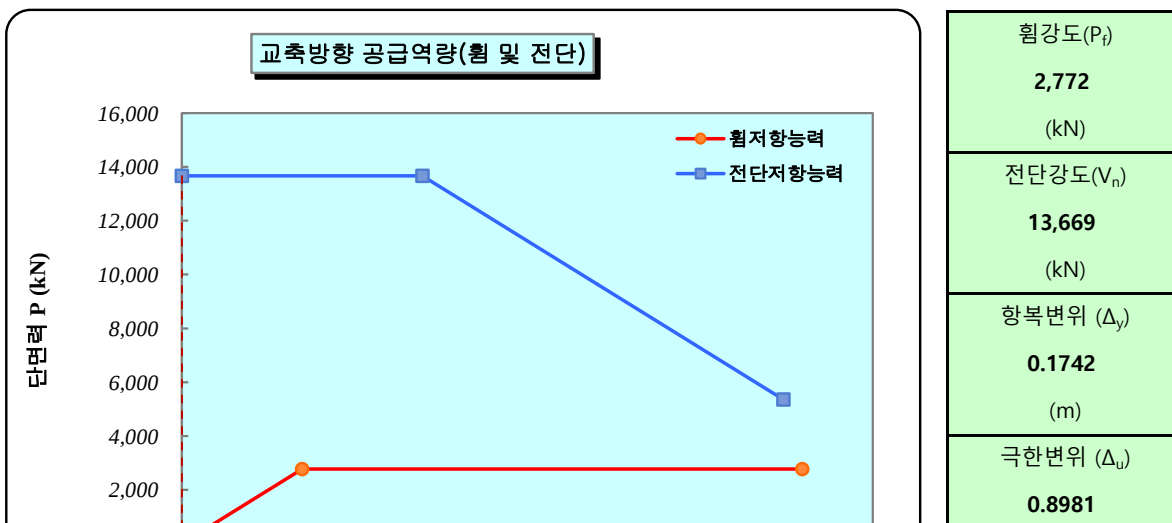
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선

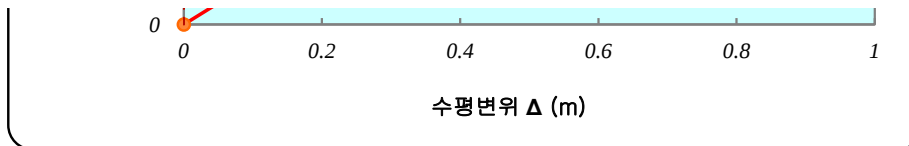


교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

9.2.5 파괴모드 결정

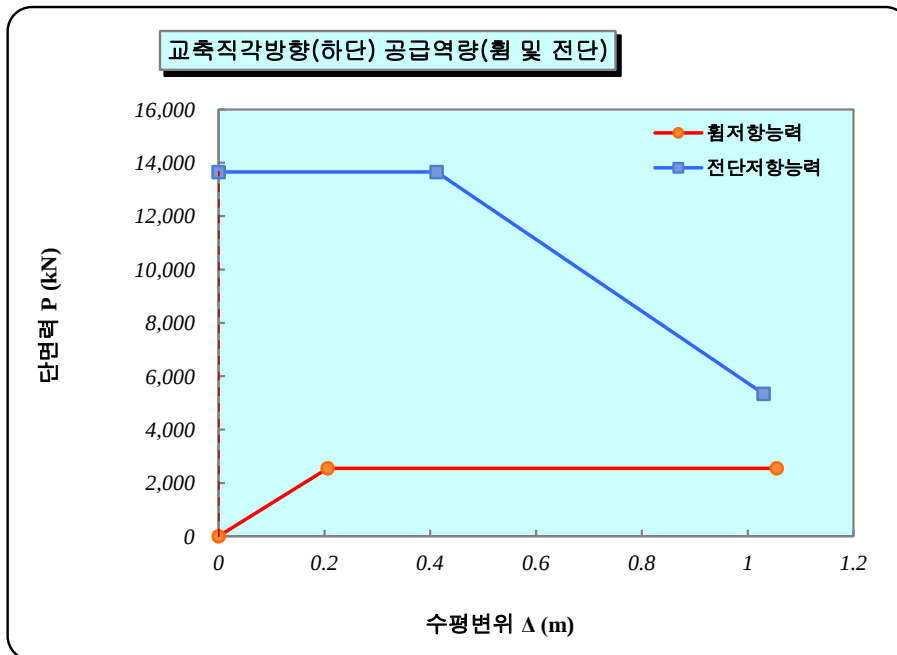
1) 교축방향





(m)
변위연성도(μ)
1.800

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
2,550
(kN)
전단강도(V_n)
13,651
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.2060
(m)
극한변위 (Δ_u)
1.0547
(m)
변위연성도(μ)
1.800

9.2.6 소요역량 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 48,712 + 10,483 \times 1.5 \times 0.14560 \\
 &= 51,002 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{51,002}{57,932} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **2.5449** 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 31,668 + 10,483 \times 1.5 \times 0.094$$

$$= 33,148 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{33,148}{57,939} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.7926** 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 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

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

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

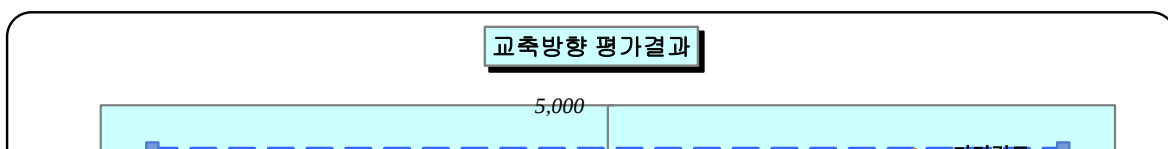
④ 전단력평가

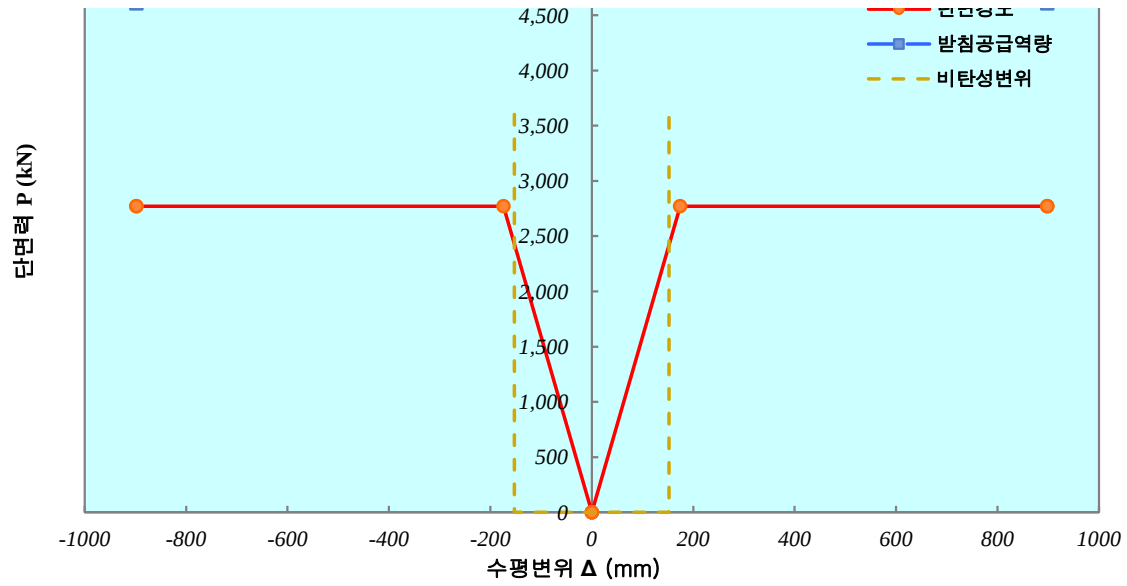
$$\therefore \text{교축방향} \quad \frac{V_n}{VE} = \frac{13,669}{2,404} = 5.687 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향(하단)} \quad \frac{V_n}{VE} = \frac{13,651}{1,573} = 8.678 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

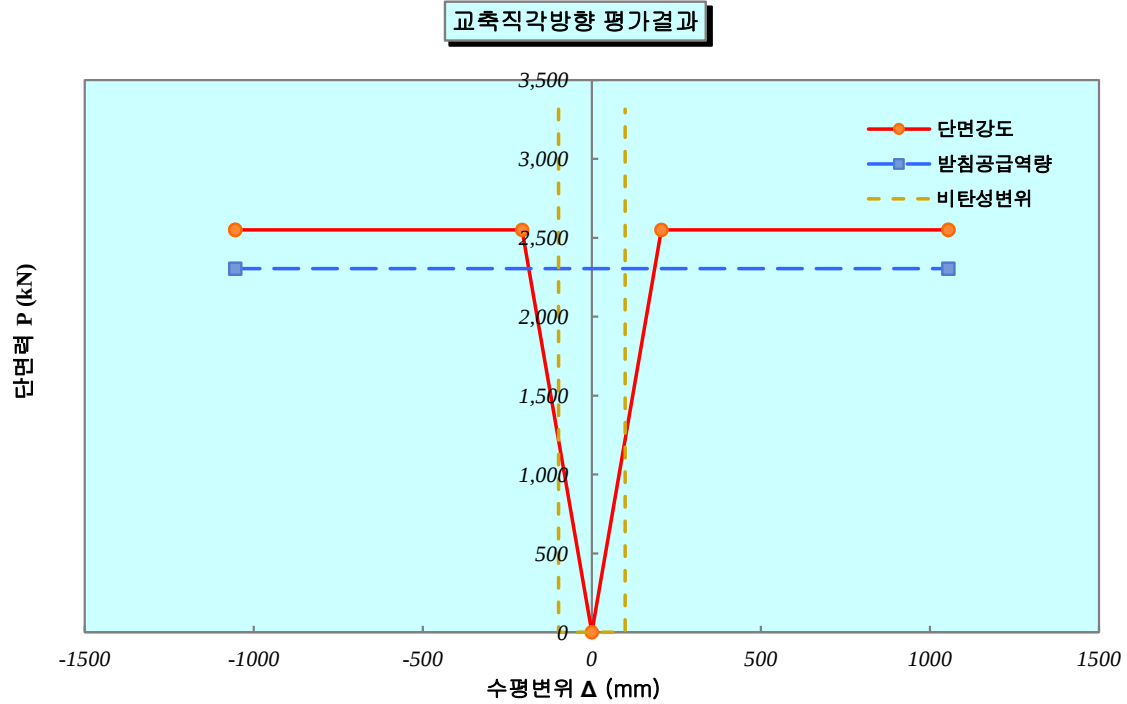
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 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)

- 교직방향

$$f_b = 3,120.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

$$F_{BC} = 3,120.00 \times 1 = 3,120.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,826, 722] = 721.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,120.00}{721.61} = 4.324 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	800	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	800	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	180	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	140	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	480	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	670	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	670	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	15394	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	400	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	480	mm

코핑부 깊이 $h_{cop} = 1300 \text{ mm}$

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n: \text{앵커 개수}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 15,394 \times 400 = 14,778 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 721.61 / 1 = 722 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{14,778}{722} = 20.479 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

$\Phi_{c,v}$: 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 : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,585 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 867 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 915 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 915 \text{ mm}$$

$$S_L = 670 \text{ mm}$$

$$S_T = 670 \text{ mm}$$

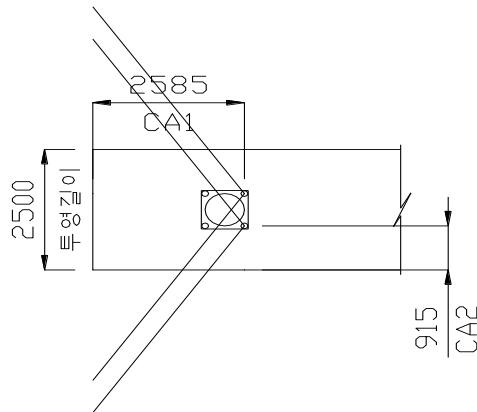
$$h_{cop} = 1,300 \text{ mm}$$

$$1.5 C_{a1} = 3,878 \text{ mm}$$

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

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 1,300 \text{ mm}$$

투영길이 = 2,500 mm



$$A_{vc} = 3,250,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 867^2 = 3,380,000 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 3,250,000 < 2 \times 3,380,000 = 6,760,000 \text{ mm}^2$

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

$$= 0.6 \frac{480^{0.2}}{140} \times \sqrt{140} \times \sqrt{24} \times 867^{1.5}$$

$$= 1,135.33 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.911$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 480 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{3,250,000}{3,380,000} \times 0.911 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,135 = 995 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 722 \times 1 = 722 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{995}{722} = 1.378 > 1.0 \text{ OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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(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 강도N

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

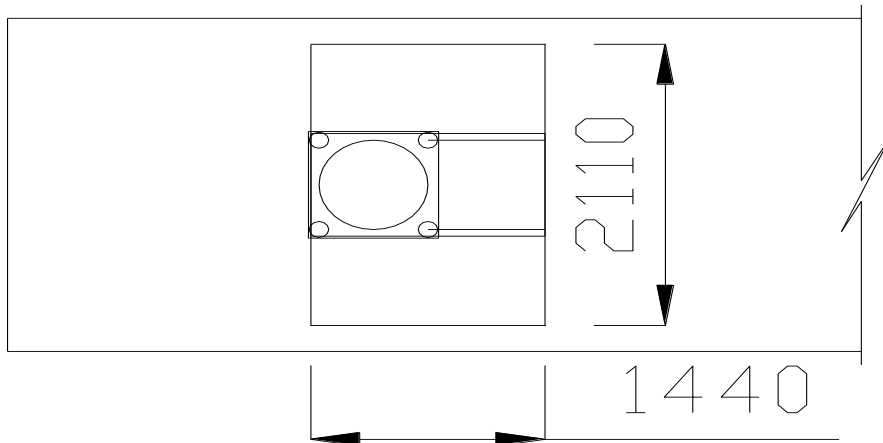
$\phi_{c,N}$: 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

선설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.25$

후설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.40$

② 교직방향

C_{a1}	=	2,585	mm	S_L	=	670	mm
C_{a1}'	=	867	mm	S_T	=	670	mm
C_{a2}	=	915	mm	S_{ax}	=	0	mm
C_{a2}'	=	915	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	480	mm	h_{ef}'	=	480	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	720.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	720.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,440.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	1,440.0	mm



$$A_{nc} = 3,038,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2,073,600 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 3,038,400 < 2 \times 2,073,600 = 4,147,200 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 515.19 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{3,038,400}{2,073,600} \times 1.000 \times 1.000 \times 515.2 = 754.9 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 755 = 1,510 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 1,510 / 1 = 1,510 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 722 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,510}{722} = 2.092 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	3,120	722	4.324	OK
	앵커볼트	교직	14,778	722	20.479	OK
	콘크리트	교직	995	722	1.378	OK
	프라이아웃	교직	1,510	722	2.092	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2

10.2.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 3,120.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 3,120.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 3,120.00 \times 2 = 6,240.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 3,120.00 \times 1 = 3,120.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_{n,r}[V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[2,772, 2,186] = 2,185.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_{n,r}[V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[2,550, 1,283] = 1,282.56 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{6,240.00}{2,185.58} = 2.855 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,120.00}{1,282.56} = 2.433 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

$$C = 800 \text{ mm} \quad \text{받침 교축방향 길이 (하판)}$$

$$B = 800 \text{ mm} \quad \text{받침 교축직각방향 길이 (하판)}$$

$$d_a = 180 \text{ mm} \quad \text{받침부 앵커소켓 직경}$$

$$d_b = 140 \text{ mm} \quad \text{받침부 앵커볼트 직경}$$

h_{ef}	=	480	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	=	670	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	=	670	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	=	15394	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	400	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	=	480	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	=	1300	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\text{교축방향: } V_{saL} = 4 \times 0.6 \times 15,394 \times 400 = 14,778 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 15,394 \times 400 = 14,778 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 2185.58 / 2 = 1,093 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 1282.56 / 1 = 1,283 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{14,778}{1,093} = 13.523 > 1.0 && \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{14,778}{1,283} = 11.522 > 1.0 && \text{OK} \end{aligned}$$

(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

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

$$C_{a1} = 1,585 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,585 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,915 \text{ mm}$$

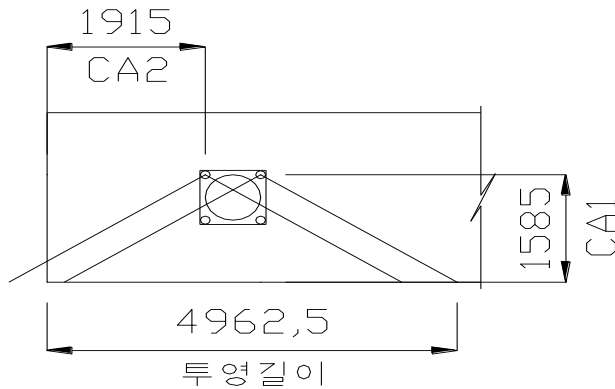
$$C_{a2}' = 1,915 \text{ mm}$$

$$S_L = 670 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 2,378 \text{ mm}$$

$$S_T = 670 \text{ mm} \quad S_{ax} = 5500 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 1,300 \text{ mm} \quad h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,300 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 4,963 \text{ mm}$$



‘- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 6,451,250 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,585^2 = 11,305,013 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 6,451,250 < 2 \times 11,305,013 = 22,610,025 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{480^{0.2}}{180} \times \sqrt{180} \times \sqrt{24} \times 1,585^{1.5}$$

$$= 3,027.82 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.942 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

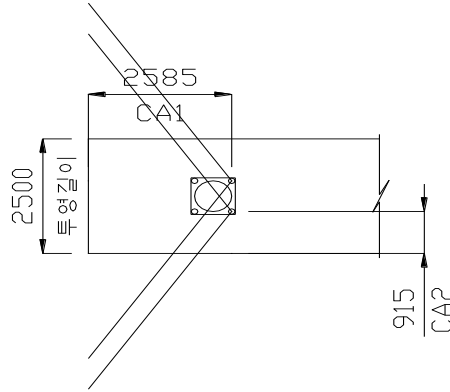
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 480 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{6,451,250}{11,305,013} \times 0.942 \times 1.000 \times 1.000 \times 3,028 = 1,627 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 2,585 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 867 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 915 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 915 \text{ mm} \\
 S_L &= 670 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 3,878 \text{ mm} \\
 S_T &= 670 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 1,300 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,300 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 3,250,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 867^2 = 3,380,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 3,250,000 < 2 \times 3,380,000 = 6,760,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{480^{0.2}}{140} \times \sqrt{140} \times \sqrt{24} \times 867^{1.5} \\
 &= 1,135.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.911 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 480 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b \\
 &= \frac{3,250,000}{3,380,000} \times 0.911 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,135 = 995 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned}
 \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 1,093 \times 1 = 1,093 \text{ kN} \\
 \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 1,283 \times 1 = 1,283 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
 \text{교축방향} \quad \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{1,627}{1,093} = 1.489 > 1.0 \quad \text{OK} \\
 \text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{995}{1,283} = 0.776 < 1.0 \quad \text{NG}
 \end{aligned}$$

(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

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

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

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도N

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

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

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

선설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.25$

후설치앵커 : $\phi_{c,N} = 1.40$

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,585 \text{ mm}$$

$$S_L = 670 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,585 \text{ mm}$$

$$S_T = 670 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,915 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 5,500 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,915 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 480 \text{ mm}$$

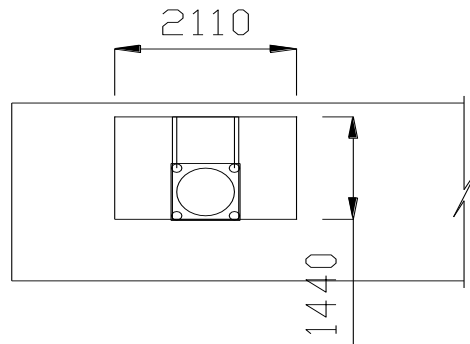
$$h_{ef}' = 480 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 720.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 720.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,440.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,440.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 480 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 3,038,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삼도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2,073,600 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 3,038,400 < 2 \times 2,073,600 = 4,147,200 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 515.19 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{3,038,400}{2,073,600} \times 1.000 \times 1.000 \times 515.2 = 755 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

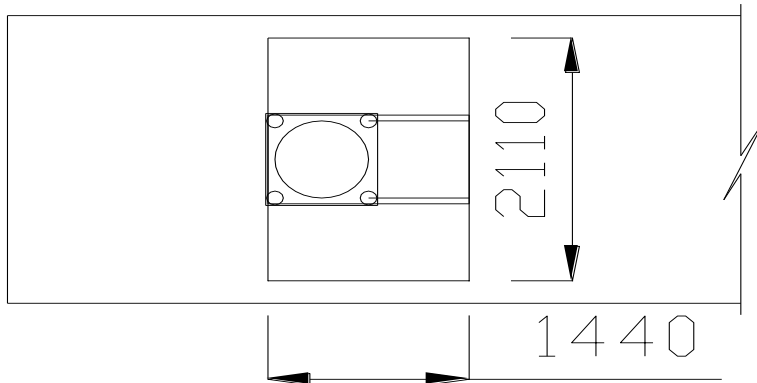
$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 755 = 1,510 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,510 / 1 = 1,510 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	2,585	mm	S_L	=	670	mm
C_{a1}'	=	867	mm	S_T	=	670	mm
C_{a2}	=	915	mm	S_{ax}	=	5,500	mm
C_{a2}'	=	915	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	480	mm	h_{ef}'	=	480	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	720.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	720.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,440.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	1,440.0	mm



$$A_{nc} = 3,038,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2,073,600 \text{ mm}^2$$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 3,038,400 < 2 \times 2,073,600 = 4,147,200 \text{ mm}^2$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 515.19 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{3,038,400}{2,073,600} \times 1.000 \times 1.000 \times 515.2 = 754.9 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 755 = 1,510 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,510 / 1 = 1,510 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 1,093 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 1,283 \text{ kN}$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,510}{1,093} = 1.382 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,510}{1,283} = 1.177 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	6,240	2,186	2.855	OK
		교직	3,120	1,283	2.433	OK
	앵커볼트	교축	14,778	1,093	13.523	OK
		교직	14,778	1,283	11.522	OK
	콘크리트	교축	1,627	1,093	1.489	OK
		교직	995	1,283	0.776	NG
	프라이아웃	교축	1,510	1,093	1.382	OK
		교직	1,510	1,283	1.177	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교대 A1

10.3.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_B = 1,170.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 893.75 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{893.75} = 1.309 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	490	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	490	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	130	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	90	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	300	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	400	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	400	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격

$n = 4$ ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	$f_{ck} = 24$ MPa
앵커의 유효단면적	$A_{se} = 13273$ mm ²
앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa
앵커의 유효 물힘길이	$h_{ef} = 300$ mm
교대부 깊이	$h_{cop} = 3168$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n : \text{앵커갯수}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 13,273 \times 400 = 12,742 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 893.75 / 1 = 894 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{12,742}{894} = 14.257 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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 : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,695 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,112 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 600 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 600 \text{ mm}$$

$$S_L = 400 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 4,043 \text{ mm}$$

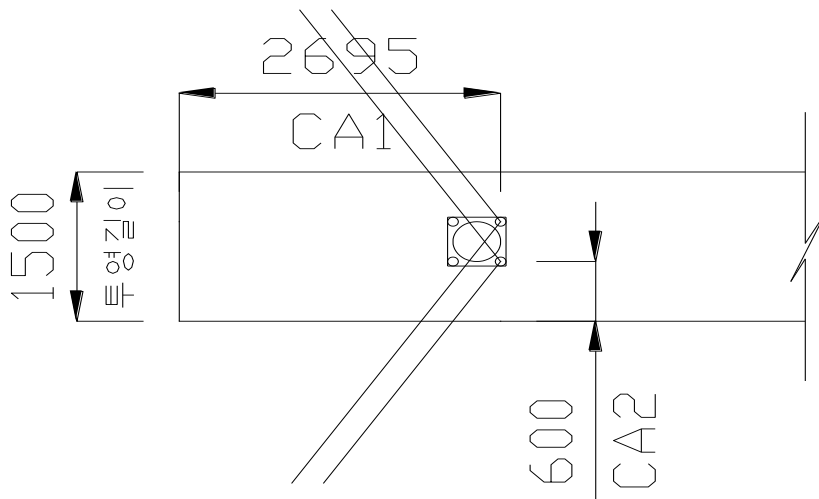
$$S_T = 400 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,168 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,168 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,500 \text{ mm}$$



$$A_{vc} = 4,752,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,112^2 = 20,072,448 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 4,752,000 < 2 \times 20,072,448 = 40,144,896 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{300^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,112^{1.5}$$

$$= 3,443.46 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.757$$

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

$$l_e = \min[h_{efr}, 8d_a] = 300 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{4,752,000}{20,072,448} \times 0.757 \times 1.000 \times 1.000 \times 3,443 = 617 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 894 \times 1 = 894 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{617}{894} = 0.690 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

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

$$k_{cp} : \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \quad \begin{array}{ll} h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 1 \\ h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 2 \end{array}$$

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

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

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

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

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

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

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

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

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

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

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,695 \text{ mm}$$

$$S_L = 400 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,112 \text{ mm}$$

$$S_T = 400 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 600 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2}' = 600 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 300 \text{ mm}$$

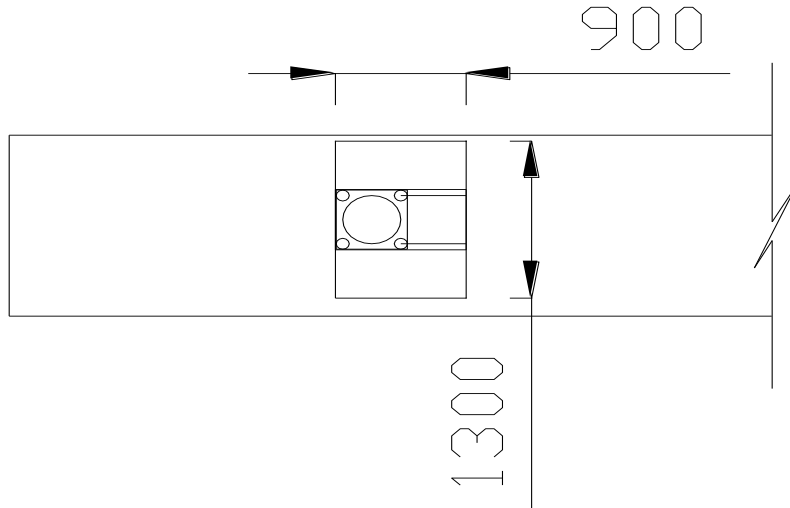
$$h_{ef}' = 300 \text{ mm (유효물힘깊이)}$$

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

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

$$2 \times 1.5 h_{ef} = 900.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5 h_{ef}' = 900.0 \text{ mm}$$



$$A_{nc} = 1,170,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9 h_{ef}^2 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,170,000 < 2 \times 810,000 = 1,620,000 \text{ mm}$$

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

$$N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 254.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,170,000}{810,000} \times 1.000 \times 1.000 \times 254.6 = 368 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 368 = 735 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유능력

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 735 / 1 = 735 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 894 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{735}{894} = 0.823 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	1,170	894	1.309	OK
	앵커볼트	교직	12,742	894	14.257	OK
	콘크리트	교직	617	894	0.690	NG
	프라이아웃	교직	735	894	0.823	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A2

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_B = 1,170.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 745.72 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{745.72} = 1.569 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	490	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	490	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	130	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	90	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	300	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	400	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	400	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격

$n = 4$ ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	$f_{ck} = 24$ MPa
앵커의 유효단면적	$A_{se} = 13273$ mm ²
앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa
앵커의 유효 물힘길이	$h_{ef} = 300$ mm
교대부 깊이	$h_{cop} = 3208$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n : \text{앵커갯수}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 13,273 \times 400 = 12,742 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 745.72 / 1 = 746 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{12,742}{746} = 17.087 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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 : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,700 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,139 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 715 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 715 \text{ mm}$$

$$S_L = 400 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 4,050 \text{ mm}$$

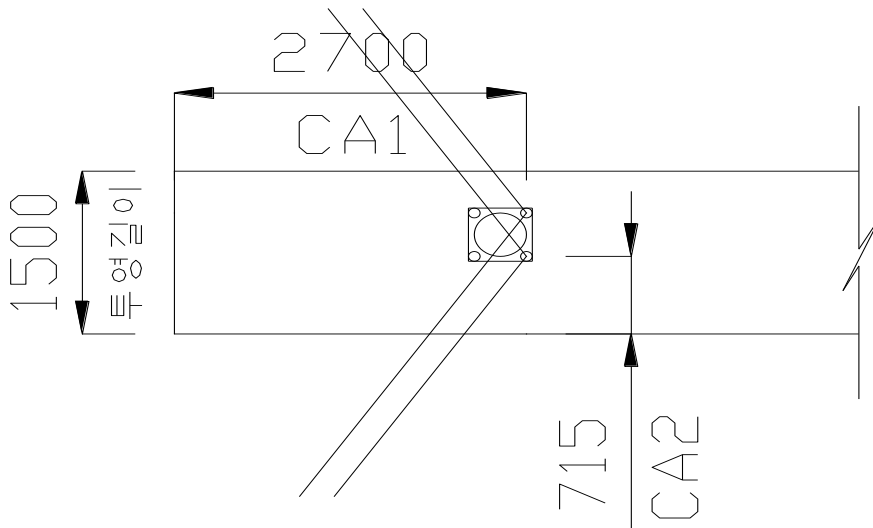
$$S_T = 400 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,208 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,208 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,500 \text{ mm}$$



$$A_{vc} = 4,812,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,139^2 = 20,582,528 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 4,812,000 < 2 \times 20,582,528 = 41,165,056 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{300^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,139^{1.5}$$

$$= 3,508.88 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.767$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 300 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{4,812,000}{20,582,528} \times 0.767 \times 1.000 \times 1.000 \times 3,509 = 629 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 746 \times 1 = 746 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{629}{746} = 0.844 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

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

$$k_{cp} : \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \quad \begin{array}{ll} h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 1 \\ h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 2 \end{array}$$

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

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

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

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

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

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

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

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

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

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

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,700 \text{ mm}$$

$$S_L = 400 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,139 \text{ mm}$$

$$S_T = 400 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 715 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2}' = 715 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 300 \text{ mm}$$

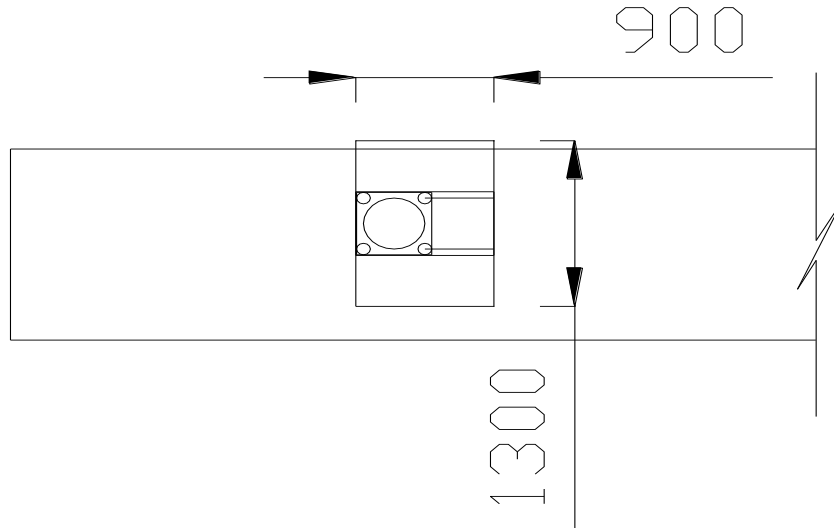
$$h_{ef}' = 300 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

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

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

$$2 \times 1.5 h_{ef} = 900.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5 h_{ef}' = 900.0 \text{ mm}$$



$$A_{nc} = 1,170,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9 h_{ef}^2 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,170,000 < 2 \times 810,000 = 1,620,000 \text{ mm}$$

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

$$N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 254.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,170,000}{810,000} \times 1.000 \times 1.000 \times 254.6 = 368 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 368 = 735 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 735 / 1 = 735 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 746 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{735}{746} = 0.986 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	1,170	746	1.569	OK
	앵커볼트	교직	12,742	746	17.087	OK
	콘크리트	교직	629	746	0.844	NG
	프라이아웃	교직	735	746	0.986	NG

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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [51,182, 17,022] \\ &= 17,022 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,954, 955] \\ &= 955 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [51,174, 24,779] \\ &= 24,779 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,826, 1,153] \\ &= 1,153 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 14,470 \times 1 = 14,470 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 955 \times 1 = 955 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 17,022 \times 1 = 17,022 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 14,470 \times 1 = 14,470 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,153 \times 1 = 1,153 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 24,779 \times 1 = 24,779 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	14,470	955	17,022	
교축직각방향	14,470	1,153	24,779	

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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [57,932, 48,712] \\ &= 48,712 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,772, 2,404] \\ &= 2,404 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [57,939, 31,668] \\ &= 31,668 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [2,550, 1,573] \\ &= 1,573 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 13,572 \times 1 = 13,572 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 2,404 \times 1 = 2,404 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 48,712 \times 1 = 48,712 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 13,572 \times 1 = 13,572 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,573 \times 1 = 1,573 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 31,668 \times 1 = 31,668 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

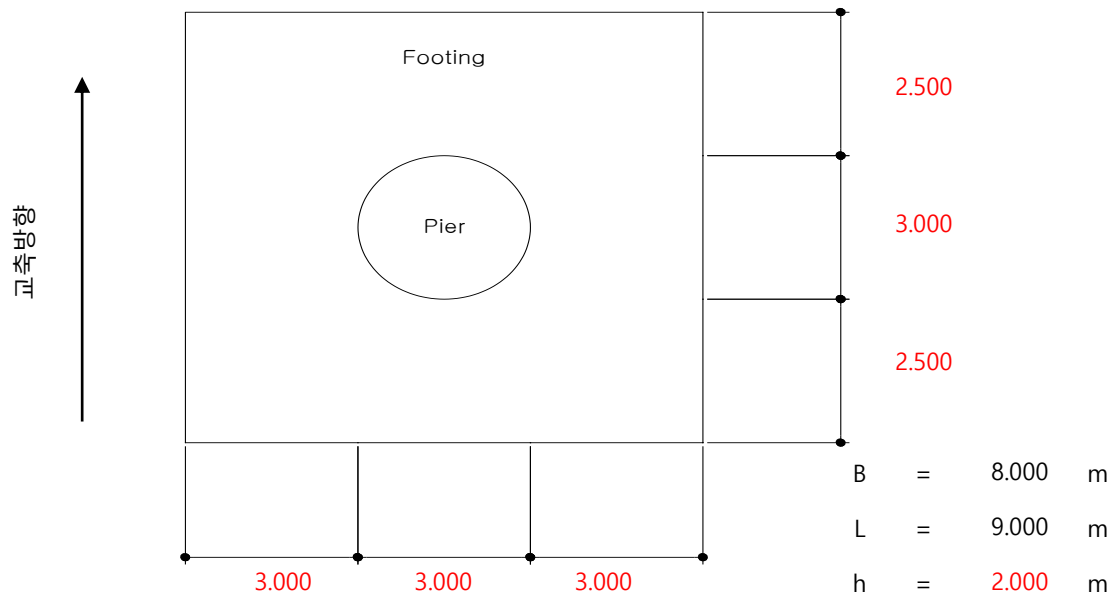
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	13,572	2,404	48,712	
교축직각방향	13,572	1,573	31,668	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	0.547 < 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.182	m^{-1}
$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 76099	kN/m^3
$K_{V0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	= 933333	kN/m^3
$E_0 = 2800 \times N$	= 140000	kN/m^2
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 25811	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$	= 3.000	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.975 \leq 2.667$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.394 \leq 3.000$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. ($e < B/3$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.051 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 6.212 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 3.100 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.146 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.218 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.267 \quad \beta = 0.411$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.794 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.979 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.719$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.359$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.758$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.379$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.197$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.098$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.192$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.096$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.085 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.168 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.704
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.610
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.682
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$			=		1.742
			$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$			=		0.600
			$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$			=		1.719
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$				=		1.205
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$				=		1.130
d_q	=	1				=		1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Lf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$				=		1.200
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$				=		1.127
d_q	=	1				=		1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$				=		1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$				=		1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$				=		1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교 축	5.146 MPa	6.794 MPa	5.085 MPa	5.085 MPa
교 축 직 각	5.218 MPa	6.979 MPa	5.168 MPa	5.168 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.076 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.467 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.073 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 9.318 > 9.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.521 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.019 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 10.889 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 9.927 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 12.205 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 10.110 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_b \times A' + V \times \tan \Phi_b$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_b = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_b = 0.6$$

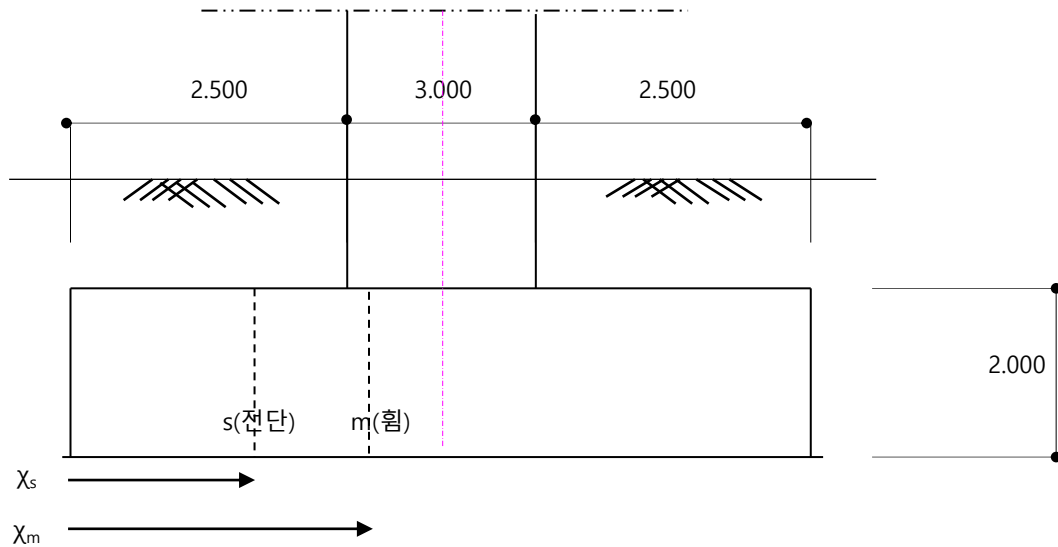
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.500 + (3.000 - 2.659)/2$	2.671 m
전단	$\chi_s = 2.671 - 1.900/2$	1.721 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.351 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.392 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1605 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	774 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	671 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	324 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	13748 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	6653 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	11473 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	5556 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 24432 \geq 11473$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13962 \geq 5556$	O.K

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

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

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

$$b = 9000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 29 - 68 ea

$$A_s = 43683 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 71.4 \text{ mm}$$

- 전단 검토

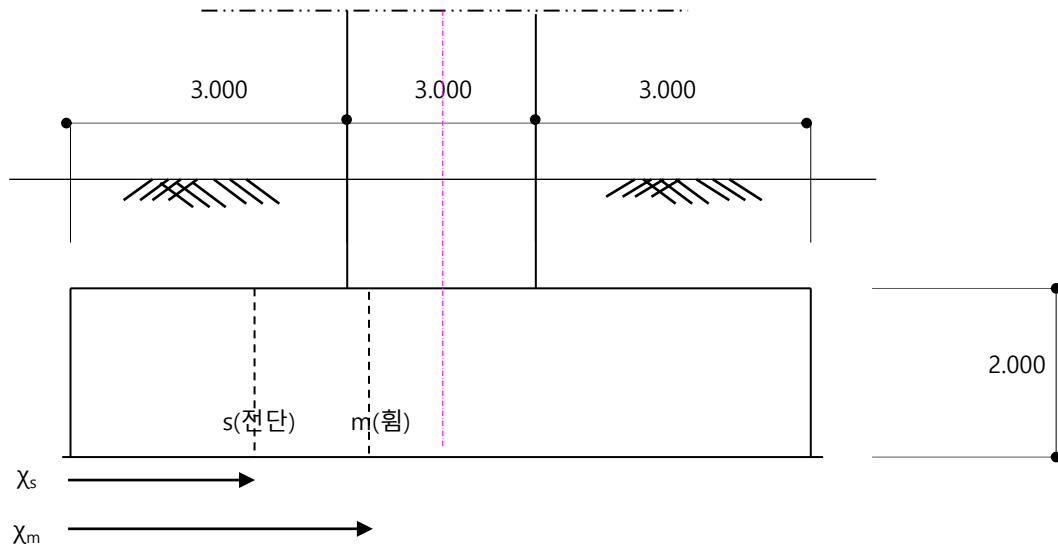
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13962 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (3.000 - 2.659)/2$	3.171 m
전단	$\chi_s = 3.171 - 1.900/2$	2.221 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_m) / \chi_T) + q_{min}$	0.350 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_s) / \chi_T) + q_{min}$	0.401 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	2011 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	888 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	840 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	371 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times B$	18647 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times B$	8187 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	15796 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6927 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 21560 \geq 15796$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 6927$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 29 - 60 ea

$$A_s = 38544 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

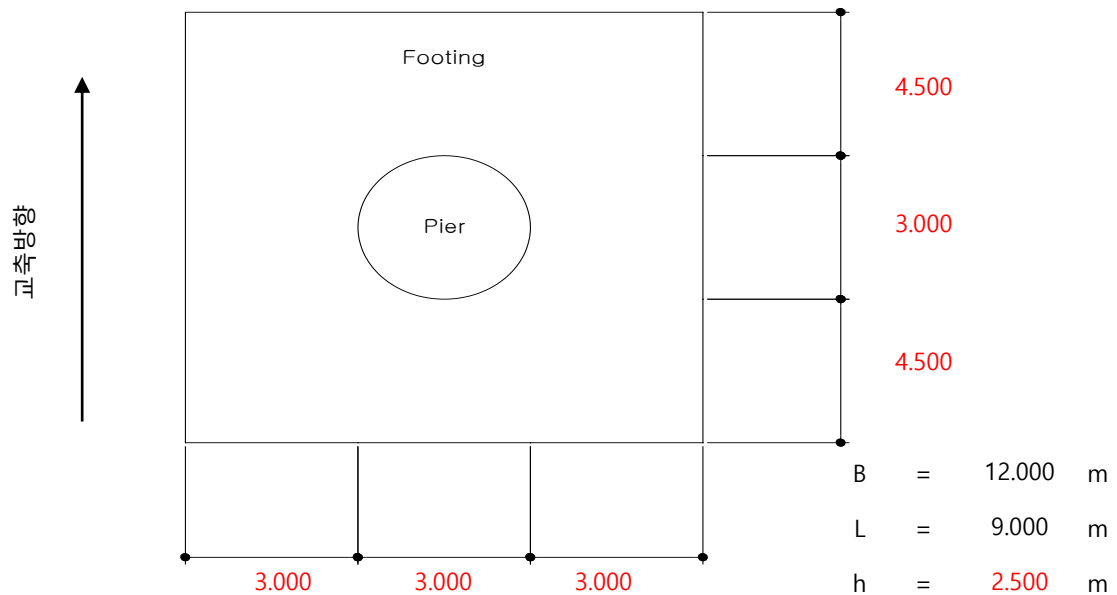
4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.667	0.975	2.736	O.K
		교축직각	3.000	1.394	2.152	O.K
	지지력	교축	10.889	2.000	5.444	O.K
		교축직각	9.927	2.000	4.964	O.K
	활동	교축	12.205	1.200	10.171	O.K
		교축직각	10.110	1.200	8.425	O.K
단면 검토	힘	교축	24432	11473	2.130	O.K
		교축직각	21560	15796	1.365	O.K
	전단	교축	13962	5556	2.513	O.K
		교축직각	12411	6927	1.792	O.K

11. 기초부 평가

11.2 교각 2

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta\lambda$	0.654	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.145	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 60136	kN/m^3
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	= 858667	kN/m^3
E_0	$= 2800 \times N$	= 128800	kN/m^2
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 25811	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 4.500	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	2.398 ≤ 4.000	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	1.560 ≤ 3.000	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. ($e < B/3$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 7.203 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 5.879 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 3.800 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.864 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.336 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.400 \quad \beta = 0.367$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.773 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.196 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.904$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.452$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.602$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.301$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.203$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.101$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.248$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.124$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.564 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.751 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교축방향 형상계수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.885			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.858			
교축직각방향 형상계수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	1.590			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.674			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	1.572			
교축방향 깊이계수,		$(D_f \leq B_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$		=	1.211			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$		=	1.134			
d_q	=	1		=	1.000			
교축직각방향 깊이계수,		$(D_f \leq L_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.259			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.165			
d_q	=	1		=	1.000			
지반계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$		=	1.000			
기초계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교축	5.864 MPa	8.773 MPa	6.564 MPa	5.864 MPa
교축직각	5.336 MPa	7.196 MPa	5.751 MPa	5.336 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 10.805 \leq 12.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{max} = 0.469 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 8.819 \leq 9.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{max} = (2 \times V)/(B \times x_T)$	$q_{max} = 0.431 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.000 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 12.496 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 12.375 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 5.695 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 8.702 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

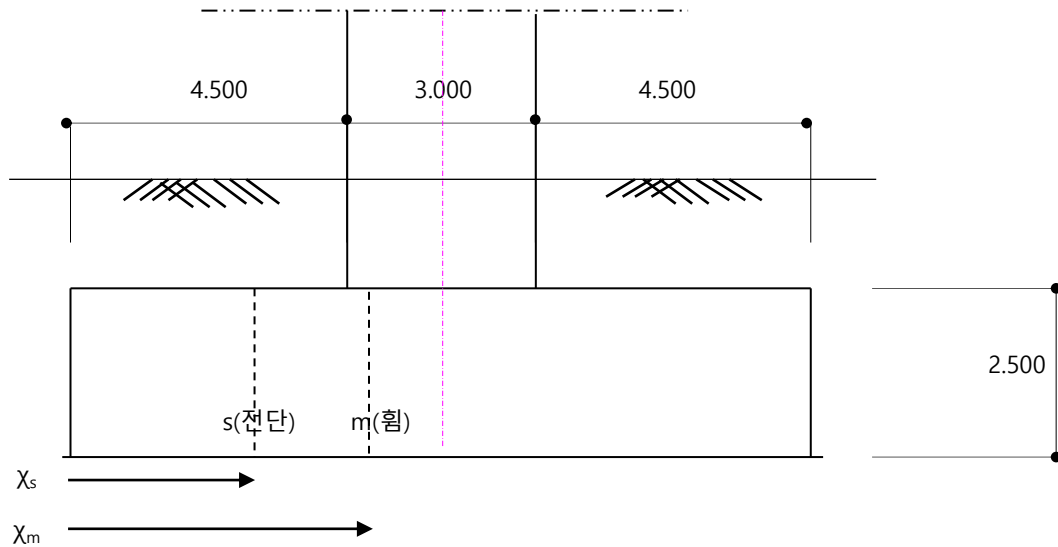
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 4.500 + (3.000 - 2.659)/2$	4.671 m
전단	$\chi_s = 4.671 - 2.400/2$	3.471 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.266 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.319 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	6135 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1952 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2425 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	772 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	39428 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	12303 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	30867 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	9580 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 38169 \geq 30867$	O.K
전단	$\Phi V_n = 17636 \geq 9580$	O.K

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

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

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

$$b = 9000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 68 ea

$$A_s = 54006 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 88.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

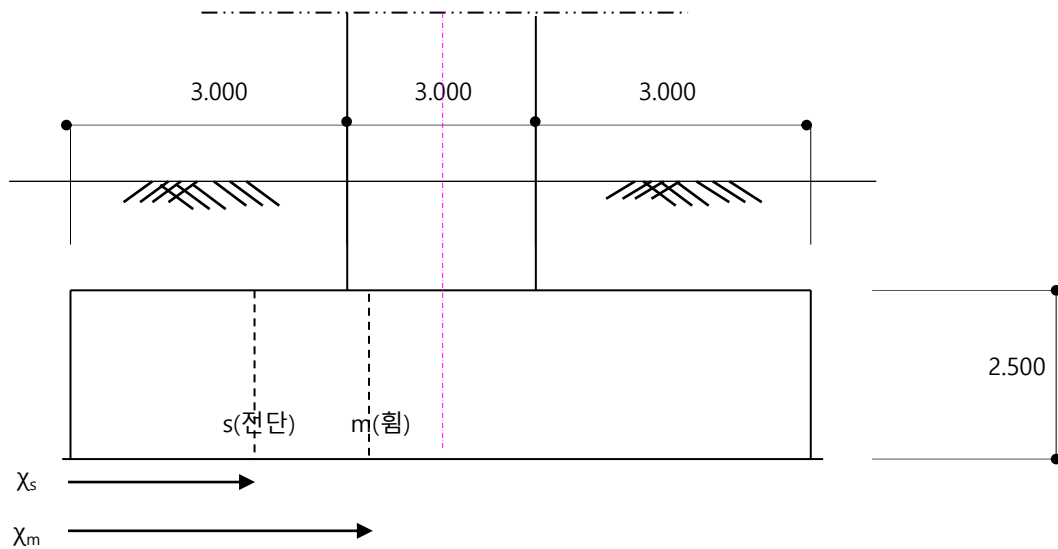
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 17636 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (3.000 - 2.659)/2$	3.171 m
전단	$\chi_s = 3.171 - 2.400/2$	1.971 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_m) / \chi_T) + q_{min}$	0.276 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_s) / \chi_T) + q_{min}$	0.335 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	3770 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	1478 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	1490 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	584 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times B$	22891 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times B$	9057 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	17632 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6995 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 51626 \geq 17632$	O.K
전단	$\Phi V_n = 23515 \geq 6995$	O.K

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

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

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

$$b = 12000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 92 ea

$$A_s = 73066 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.5 \text{ mm}$$

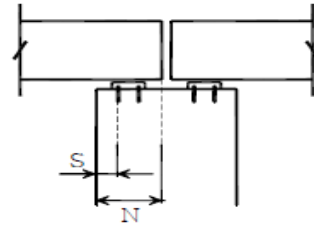
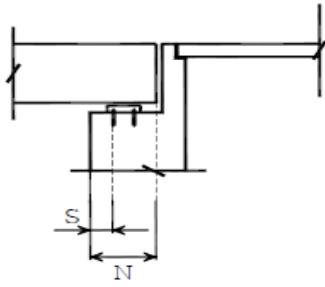
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 23515 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	4.000	2.398	1.668	O.K
		교축직각	3.000	1.560	1.923	O.K
	지지력	교축	12.496	2.000	6.248	O.K
		교축직각	12.375	2.000	6.188	O.K
	활동	교축	5.695	1.200	4.746	O.K
		교축직각	8.702	1.200	7.252	O.K
단면 검토	힘	교축	38169	30867	1.237	O.K
		교축직각	51626	17632	2.928	O.K
	전단	교축	17636	9580	1.841	O.K
		교축직각	23515	6995	3.362	O.K

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1300.00 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[142.32, 607.34] = 607.34 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 607.34 \text{ mm}$

- $L = 150.0 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 23.55 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1300}{607} = 2.140 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

12.2 교대 2

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1415.00 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[139.35, 607.34] = 607.34 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 607.34 \text{ mm}$

- $L = 150.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 23.55 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1415}{607} = 2.330 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$