

교 량 내 진 성 능 평 가

범안대교(범물동)

보강전 내진성능평가 계산서

2022.05

◆ 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 2

P 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.026	1.016	1.993	O.K
			교직(하단)	2.170	1.000	2.170	O.K
			교직(상단)	2.228	1.000	2.228	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	1.910	1.466	O.K
			교직	6.560	1.753	3.741	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	21.806	2.000	10.903	O.K
		활동	교축	6.668	1.200	5.557	O.K
			교직	3.724	1.200	3.103	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	47,199	28,928	1.632	O.K
			교직	19,465	16,429	1.185	O.K
		전단	교축	32,137	12,751	2.520	O.K
			교직	13,717	7,324	1.873	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	6,630	2,732	2.426	O.K
			교직	4,130	3,901	1.059	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	911	12.150	O.K
			교직	11,066	3,901	2.837	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	12,969	2,732	4.747	O.K
			교직	2,148	3,901	0.551	N.G
프라이아웃 (kN)		교축	3,241	911	3.559	O.K	
		교직	3,241	3,901	0.831	N.G	

- 교각 8

P 8	구분		보유성능	소요성능	평가			
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.236	1.000	2.236	O.K	
			교직(하단)	2.490	1.000	2.490	O.K	
			교직(상단)	2.560	1.000	2.560	O.K	
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	1.082	2.587	O.K	
			교직	5.320	2.013	2.643	O.K	
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####	
			교직	17.714	2.000	8.857	O.K	
		활동	교축	8.018	1.200	6.682	O.K	
			교직	2.434	1.200	2.028	O.K	
		기초 단면검토	휨	교축	37,837	12,712	2.976	O.K
				교직	19,465	12,219	1.593	O.K
	전단		교축	26,063	5,501	4.737	O.K	
			교직	13,717	4,931	2.782	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교직	3,000	5,141	0.584	N.G	
		앵커볼트 (kN)	교직	4,766	2,570	1.854	O.K	
콘크리트 (kN)		교직	1,790	5,141	0.348	N.G		
프라이아웃 (kN)		교직	1,559	2,570	0.607	N.G		

- 교각 9

P 9	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.190	1.112	1.969	O.K
			교직(하단)	2.436	1.000	2.436	O.K
			교직(상단)	2.507	1.000	2.507	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	2.658	1.053	O.K
			교직	5.320	1.386	3.839	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	21.231	2.000	10.615	O.K
		활동	교축	3.465	1.200	2.887	O.K
			교직	3.255	1.200	2.712	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	37,837	36,481	1.037	O.K
			교직	19,465	11,150	1.746	O.K
		전단	교축	26,063	17,146	1.520	O.K
			교직	13,717	5,121	2.679	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	5,430	4,490	1.209	O.K
			교직	3,410	3,764	0.906	N.G
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	1,497	7.393	O.K
			교직	11,066	3,764	2.940	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	10,424	4,490	2.321	O.K
			교직	2,112	3,764	0.561	N.G
프라이아웃 (kN)		교축	3,066	1,497	2.048	O.K	
		교직	3,066	3,764	0.815	N.G	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	310	970	0.320	N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	1,081	970	1.114	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	756	970	0.779	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	651	970	0.672	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,300	382	3.403	O.K

- 교대기초 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가		
	기초부 (교축)	반력 (kN)	수직	1,459	513	2.846	O.K	
			수평	233	30	7.878	O.K	
		인발 지지력 (kN)			0	0	∞	O.K
		수평변위 (mm)	고정	15.000	1.900	7.895	O.K	
			힌지	15.000	0.010	1500.0	O.K	
		응력 검토 (Mpa)			210	128	1.637	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	범안대교(범물동)	준공년도	- 년
본부/지사	-	받침종류	포트받침
상부구조		하부구조	
형식	STB	교각형식	다주식교각
교량폭원	17.5m	기초형식	직접기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	30.0+3@55.0+4@50.0+3@50.0=545.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S2 , 교직 : S2
해석방법	다중모드스펙트럼해석법
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	말뚝기초 스프링 강성 적용 / 직접기초 Fixed 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

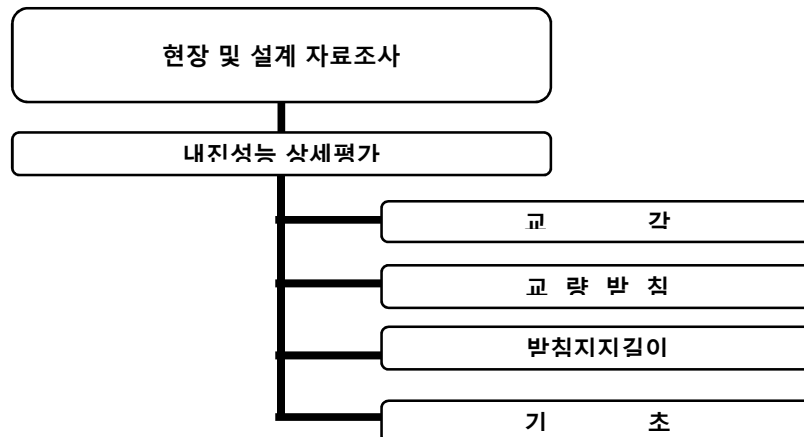
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

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

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

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

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

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

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

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

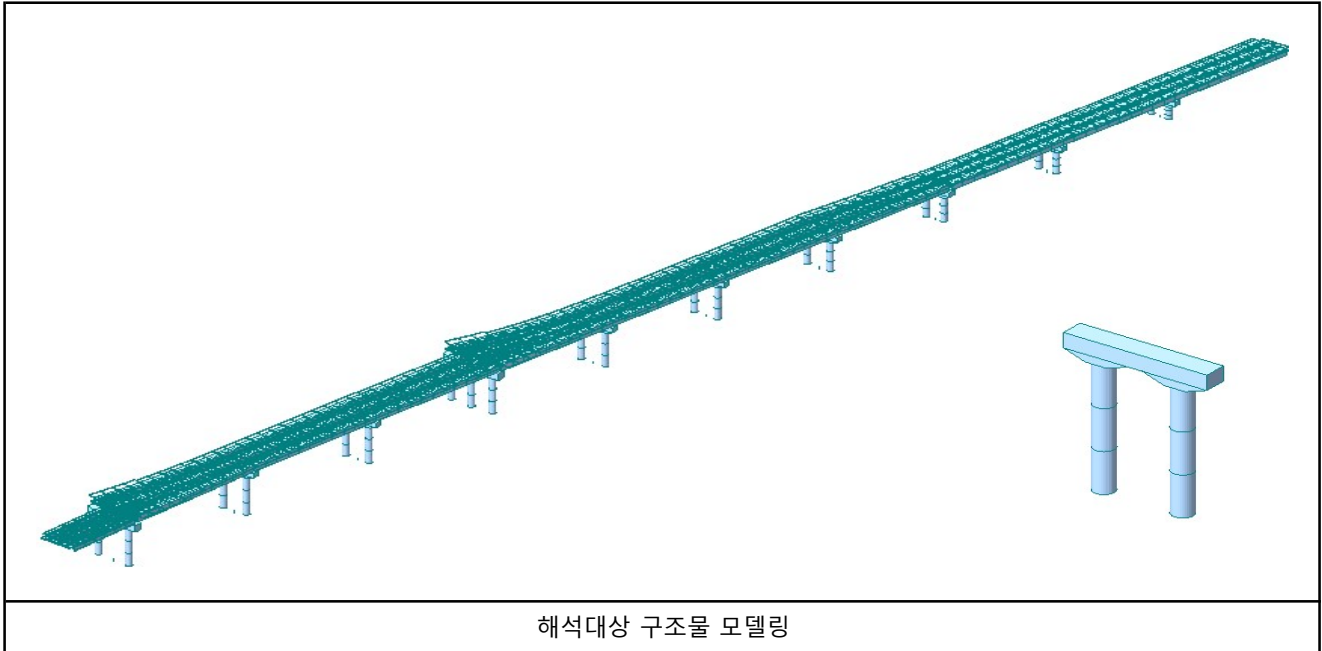
교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2020)

기타 국토교통부 또는 "발주처"가 제정한 관련 지침 및 시방서

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : STB
- 적용 받침 : 포트받침



2.2 하중산정 조건

-구조계산서 반력집계

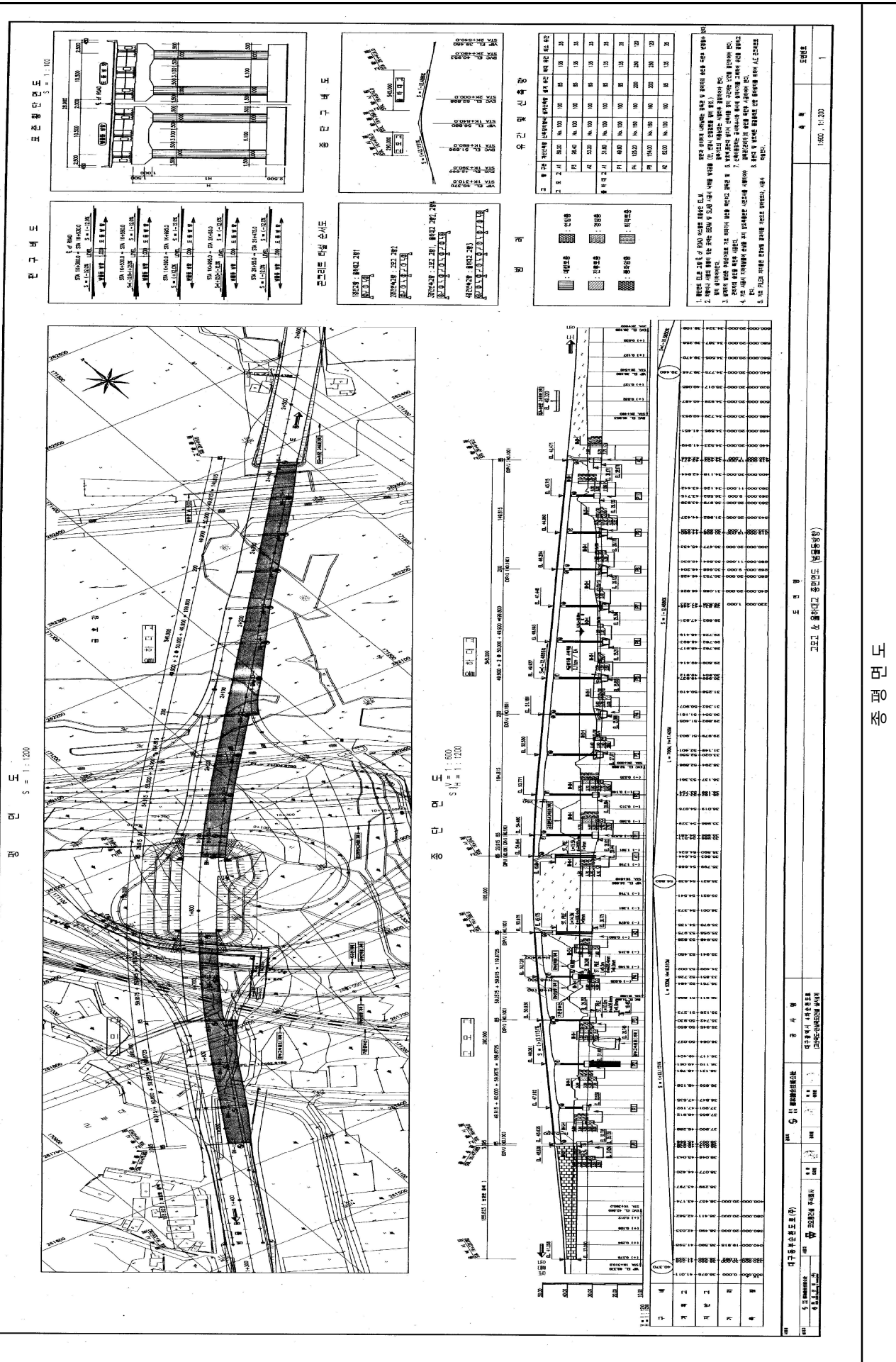
Steel Plate Girder : Beam Load		29.864 kN/m
--------------------------------	--	-------------

L = 165.0m		
구분	사하중	B/L
B1	11,852	71.83
B2	12,750	77.27
B3	13,069	79.21

L = 200.0m		
구분	사하중	B/L
B1	14,929	74.65
B2	16,661	83.31
B3	16,183	80.91

L = 150.0m		
구분	사하중	B/L
B1	10,059	67.06
B2	8,933	59.55
B3	8,887	59.24

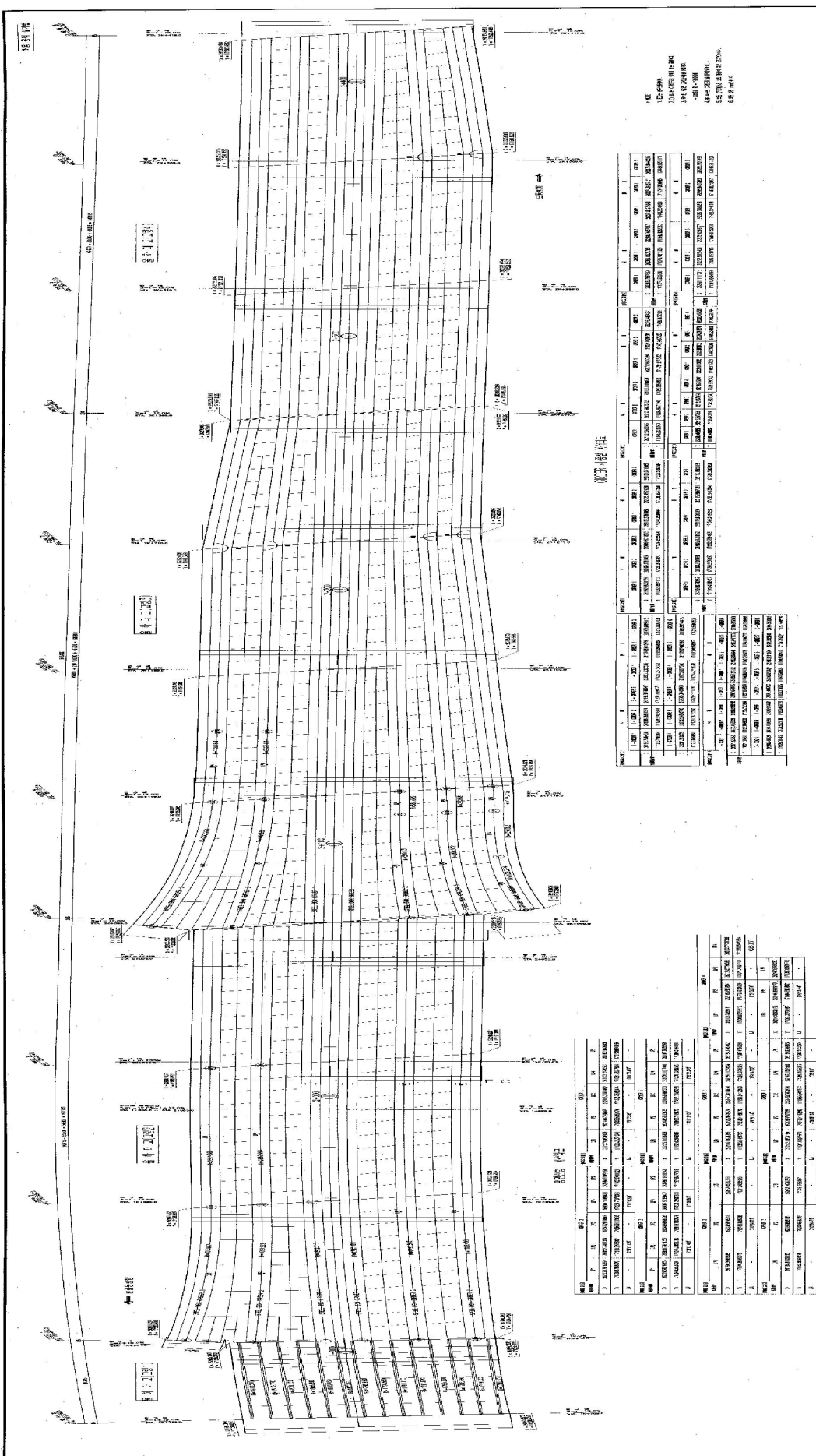
2.3 설계도면 자료



국도 1과 국도 5의 교차점

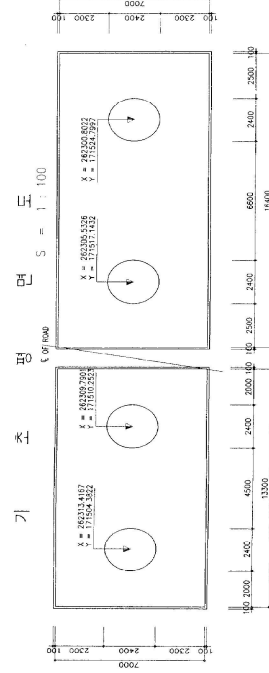
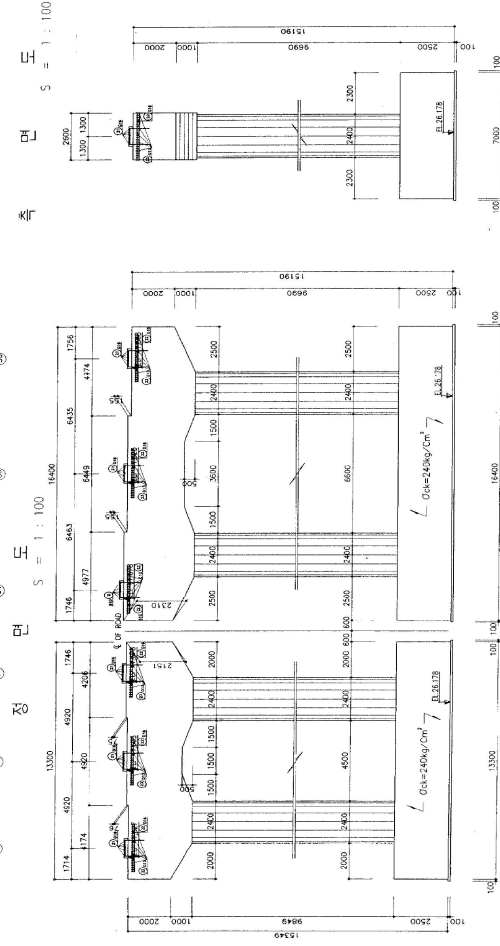
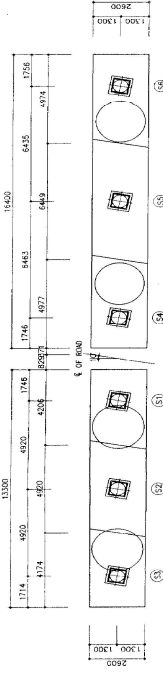
나
하
하
하
하
하
하
하

年次	項目	金額	比率	備考
2021	1. 人件費	1,000,000	100%	
2022	1. 人件費	1,000,000	100%	



$$\begin{pmatrix} \frac{1}{10}0 \\ \frac{1}{10}0 \\ \frac{1}{10}0 \end{pmatrix}$$

$\frac{H}{H_0} = 1 : 100$



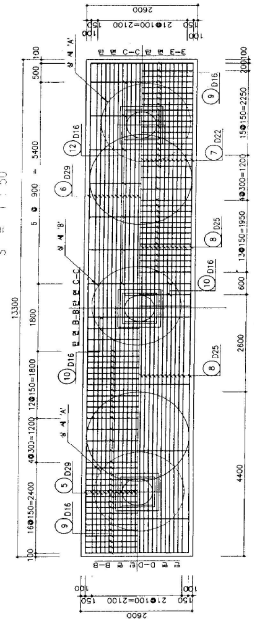
BEARING TABLE

	μ	A	B	MB	a	b	c	d
(5500W)	S1	600	350	1500	61	136	195	442
	S2	770	265	1500	61	213	133	457
	S3	600	350	1500	61	136	195	442
	S4	670	315	1500	71	146	138	405
(7600W)	S5	860	220	1500	71	220	85	476
	S6	670	315	1500	71	146	138	405

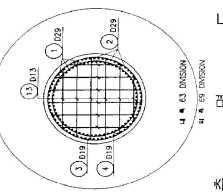
- ※ NOTE
1. 명칭 붙이지 (이)는 접두어의 제원이 상이함으로 구별을 위하여 붙인다. 또는 후자의 경우 (이)는 접미어로 붙일 수 있다.
 2. 보통은 POT BEARING으로 붙여졌으며, 변형이 없는 경우의 의미를 나타내지 않아야 한다.
 3. 저온 크리프는 저온에서 저속이 아닌 상태에서 실험하여 된다.
4. 고저항의 ANCHOR 실험은 변형률이 높고 저속으로 실험하여, 평균 변형이 10% 이상 되도록 한다.

• NOTE : $G_f = 3000kg/Cm^2$

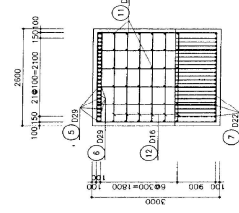
평면도 S = 1 : 50



단면 A-A S = 1 : 50



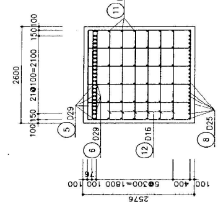
단면 F-F S = 1 : 50



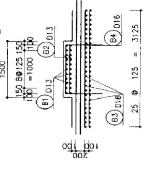
단면도 S = 1 : 50



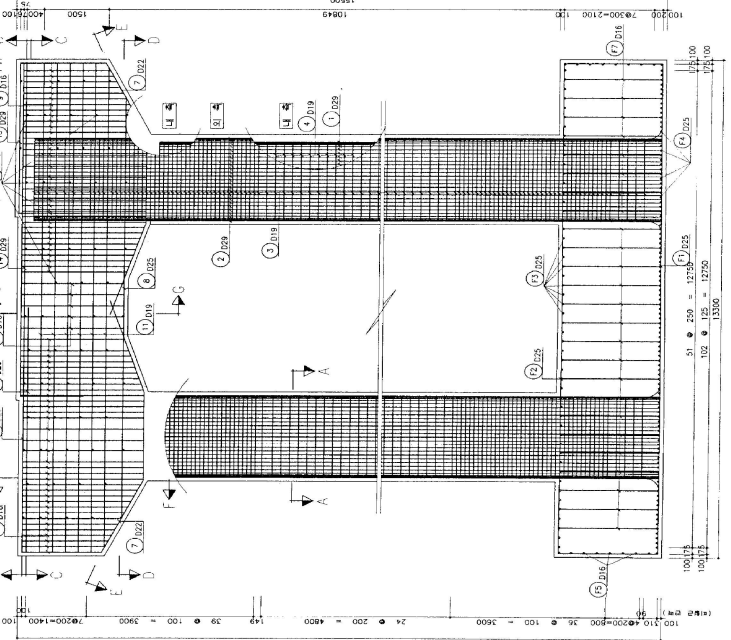
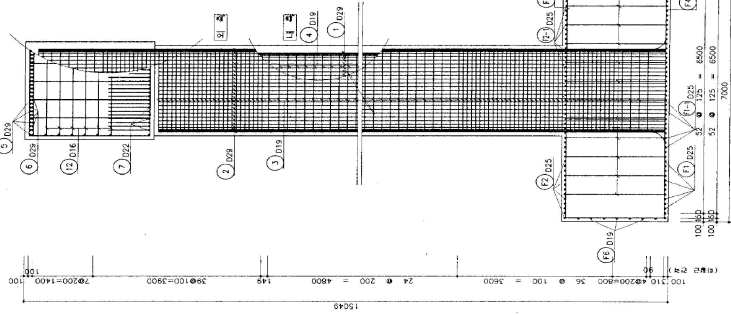
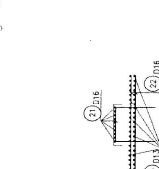
단면 G-G S = 1 : 50



상세 "A" S = 1 : 50



상세 "B" S = 1 : 50



대구광역시 4차 준주도로 (고려대학교병원)교차부근도(1)		속척	도면명	도면번호
대구광역시 4차 준주도로 (고려대학교병원)교차부근도(1)		1:50		585

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	428.5	1600	O.K	-	-
	2	430.5	1600	O.K	-	-
	3	431.9	1600	O.K	-	-
	4	434.3	1600	O.K	310.0	-
	5	437.0	1600	O.K	-	-
	6	439.0	1600	O.K	-	-
P1 - L	1	429.7	1600	O.K	310.0	-
	2	432.0	1600	O.K	310.0	-
	3	433.9	1600	O.K	310.0	-
	4	434.1	1600	O.K	310.0	-
	5	434.5	1600	O.K	310.0	-
	6	437.0	1600	O.K	310.0	-
P1 - R	1	1485.7	3000	O.K	-	-
	2	1454.1	3000	O.K	1500.0	-
	3	1890.6	3000	O.K	-	-
P2	1	4161.7	7000	O.K	1250.0	-
	2	4452.4	7000	O.K	4130.0	-
	3	4944.0	7000	O.K	1250.0	-
P3	1	4090.3	7000	O.K	-	-
	2	4590.9	7000	O.K	3000.0	-
	3	5091.8	7000	O.K	-	-
P4 - L	1	1595.0	3000	O.K	-	-
	2	1663.2	3000	O.K	1500.0	-
	3	1684.4	3000	O.K	-	-
P4 - R	1	1456.2	4000	O.K	-	-
	2	1394.5	4000	O.K	980.0	-
	3	1835.1	4000	O.K	-	-

P5	1	4325.0	8000	O.K	1400.0	-
	2	4501.2	8000	O.K	4000.0	-
	3	4720.5	8000	O.K	1400.0	-
P6	1	3467.2	6000	O.K	-	-
	2	3813.2	6000	O.K	2150.0	-
	3	3952.9	6000	O.K	-	-
P7	1	3890.6	8000	O.K	-	-
	2	4726.2	8000	O.K	3000.0	-
	3	4954.1	8000	O.K	-	-
P8 - L	1	1539.4	3000	O.K	-	-
	2	1561.7	3000	O.K	1500.0	-
	3	1568.1	3000	O.K	-	-
P8 - R	1	1200.4	3000	O.K	-	-
	2	1217.8	3000	O.K	1500.0	-
	3	1249.1	3000	O.K	-	-
P9	1	3543.8	5500	O.K	1010.0	-
	2	3385.0	5500	O.K	3410.0	-
	3	3223.7	5500	O.K	1010.0	-
P10	1	3338.9	5500	O.K	-	-
	2	3386.0	5500	O.K	2950.0	-
	3	3432.7	5500	O.K	-	-
A2	1	1338.0	3000	O.K	-	-
	2	1212.7	3000	O.K	1500.0	-
	3	1108.2	3000	O.K	-	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	7068.55	8931.74	
P2	1	8632.65	10495.95	
P3	1	8944.48	10719.05	
P4	1	6381.27	8172.70	
P5	1	8488.03	10184.63	
P6	1	7327.54	8935.96	
P7	1	8835.91	10289.28	
P8	1	5521.09	6757.85	
P9	1	6408.07	7500.43	
P10	1	6256.22	6882.76	

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

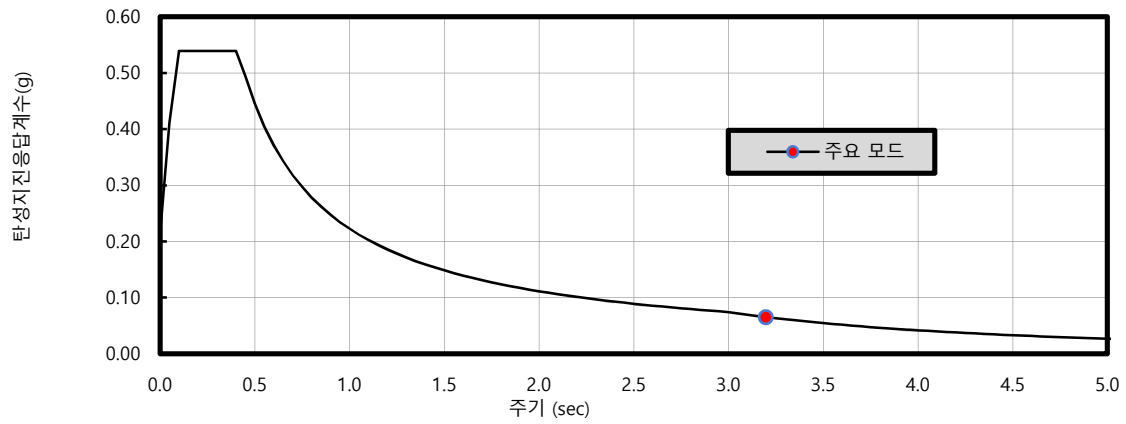
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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

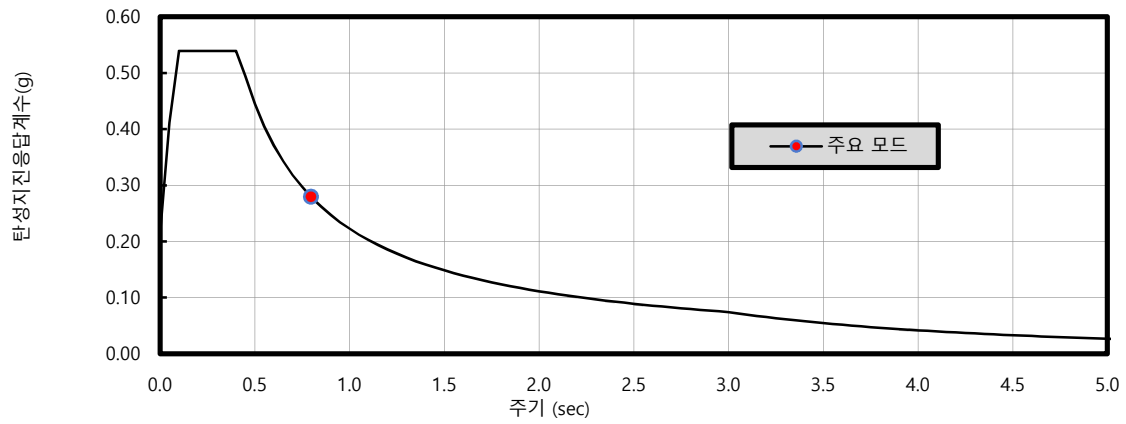
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.216	2.550	0.087
0.050	0.411	2.600	0.086
0.100	0.539	2.650	0.084
0.150	0.539	2.700	0.082
0.200	0.539	2.750	0.081
0.250	0.539	2.800	0.080
0.300	0.539	2.850	0.078
0.350	0.539	2.900	0.077
0.400	0.539	2.950	0.075
0.450	0.495	3.000	0.074
0.500	0.445	3.050	0.072
0.550	0.405	3.100	0.070
0.600	0.371	3.150	0.067
0.650	0.343	3.200	0.065
0.700	0.318	3.250	0.063
0.750	0.297	3.300	0.061
0.800	0.278	3.350	0.060
0.850	0.262	3.400	0.058
0.900	0.247	3.450	0.056
0.950	0.234	3.500	0.055
1.000	0.223	3.550	0.053
1.050	0.212	3.600	0.052
1.100	0.202	3.650	0.050
1.150	0.194	3.700	0.049
1.200	0.186	3.750	0.048
1.250	0.178	3.800	0.046
1.300	0.171	3.850	0.045
1.350	0.165	3.900	0.044
1.400	0.159	3.950	0.043
1.450	0.154	4.000	0.042
1.500	0.148	4.050	0.041
1.550	0.144	4.100	0.040
1.600	0.139	4.150	0.039
1.650	0.135	4.200	0.038
1.700	0.131	4.250	0.037
1.750	0.127	4.300	0.036
1.800	0.124	4.350	0.035
1.850	0.120	4.400	0.035
1.900	0.117	4.450	0.034
1.950	0.114	4.500	0.033
2.000	0.111	4.550	0.032
2.050	0.109	4.600	0.032
2.100	0.106	4.650	0.031
2.150	0.104	4.700	0.030
2.200	0.101	4.750	0.030
2.250	0.099	4.800	0.029
2.300	0.097	4.850	0.028
2.350	0.095	4.900	0.028
2.400	0.093	4.950	0.027
2.450	0.091	5.000	0.027
2.500	0.089	5.050	0.026

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S2지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.216	2.550	0.087
0.050	0.411	2.600	0.086
0.100	0.539	2.650	0.084
0.150	0.539	2.700	0.082
0.200	0.539	2.750	0.081
0.250	0.539	2.800	0.080
0.300	0.539	2.850	0.078
0.350	0.539	2.900	0.077
0.400	0.539	2.950	0.075
0.450	0.495	3.000	0.074
0.500	0.445	3.050	0.072
0.550	0.405	3.100	0.070
0.600	0.371	3.150	0.067
0.650	0.343	3.200	0.065
0.700	0.318	3.250	0.063
0.750	0.297	3.300	0.061
0.800	0.278	3.350	0.060
0.850	0.262	3.400	0.058
0.900	0.247	3.450	0.056
0.950	0.234	3.500	0.055
1.000	0.223	3.550	0.053
1.050	0.212	3.600	0.052
1.100	0.202	3.650	0.050
1.150	0.194	3.700	0.049
1.200	0.186	3.750	0.048
1.250	0.178	3.800	0.046
1.300	0.171	3.850	0.045
1.350	0.165	3.900	0.044
1.400	0.159	3.950	0.043
1.450	0.154	4.000	0.042
1.500	0.148	4.050	0.041
1.550	0.144	4.100	0.040
1.600	0.139	4.150	0.039
1.650	0.135	4.200	0.038
1.700	0.131	4.250	0.037
1.750	0.127	4.300	0.036
1.800	0.124	4.350	0.035
1.850	0.120	4.400	0.035
1.900	0.117	4.450	0.034
1.950	0.114	4.500	0.033
2.000	0.111	4.550	0.032
2.050	0.109	4.600	0.032
2.100	0.106	4.650	0.031
2.150	0.104	4.700	0.030
2.200	0.101	4.750	0.030
2.250	0.099	4.800	0.029
2.300	0.097	4.850	0.028
2.350	0.095	4.900	0.028
2.400	0.093	4.950	0.027
2.450	0.091	5.000	0.027
2.500	0.089	5.050	0.026

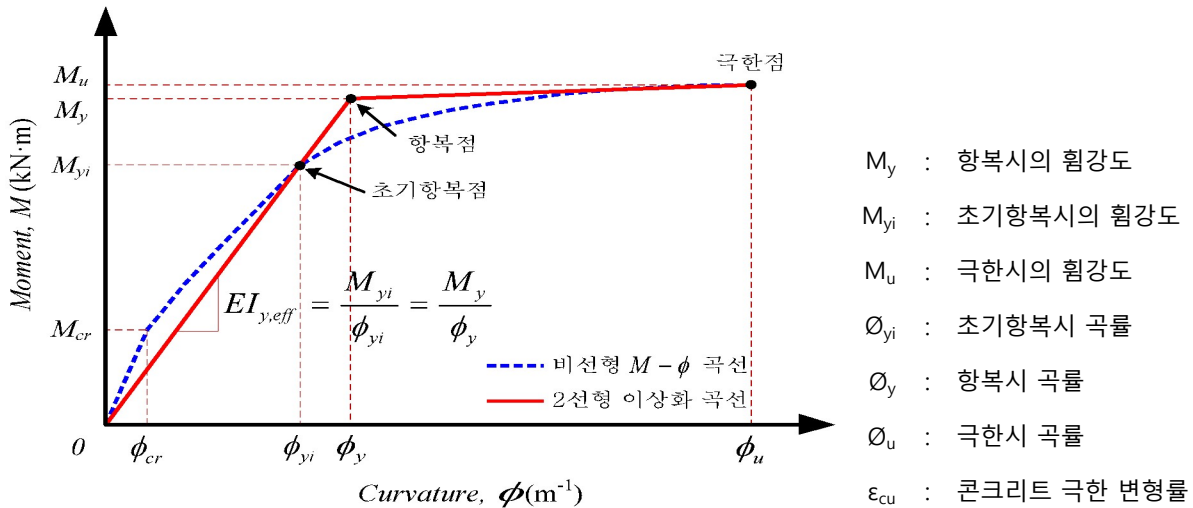
5. 유효강성 산정

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	0.0020	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	
	$f'_{co}=f'_{cc}$: 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	0.01150	D29	CALTRANS SDC
	ϵ_{su} : 극한시 변형률	0.12500	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+ α_{sh} ($\alpha_{sh}=(1.4\rho_{sh} f_{sh} \epsilon_{su})/(f_{cc}^{'})$) = 0.004					제한 없음	
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		0.0043 $l_{sp}/D+0.00085\leq 0.004$			
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.003			
			사각형						
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		0.0086 $l_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$			1.800
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002			
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007		1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	0.00278-0.00052B/H		1.8-0.2B/H
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002		1.500
교직방향				0.002					

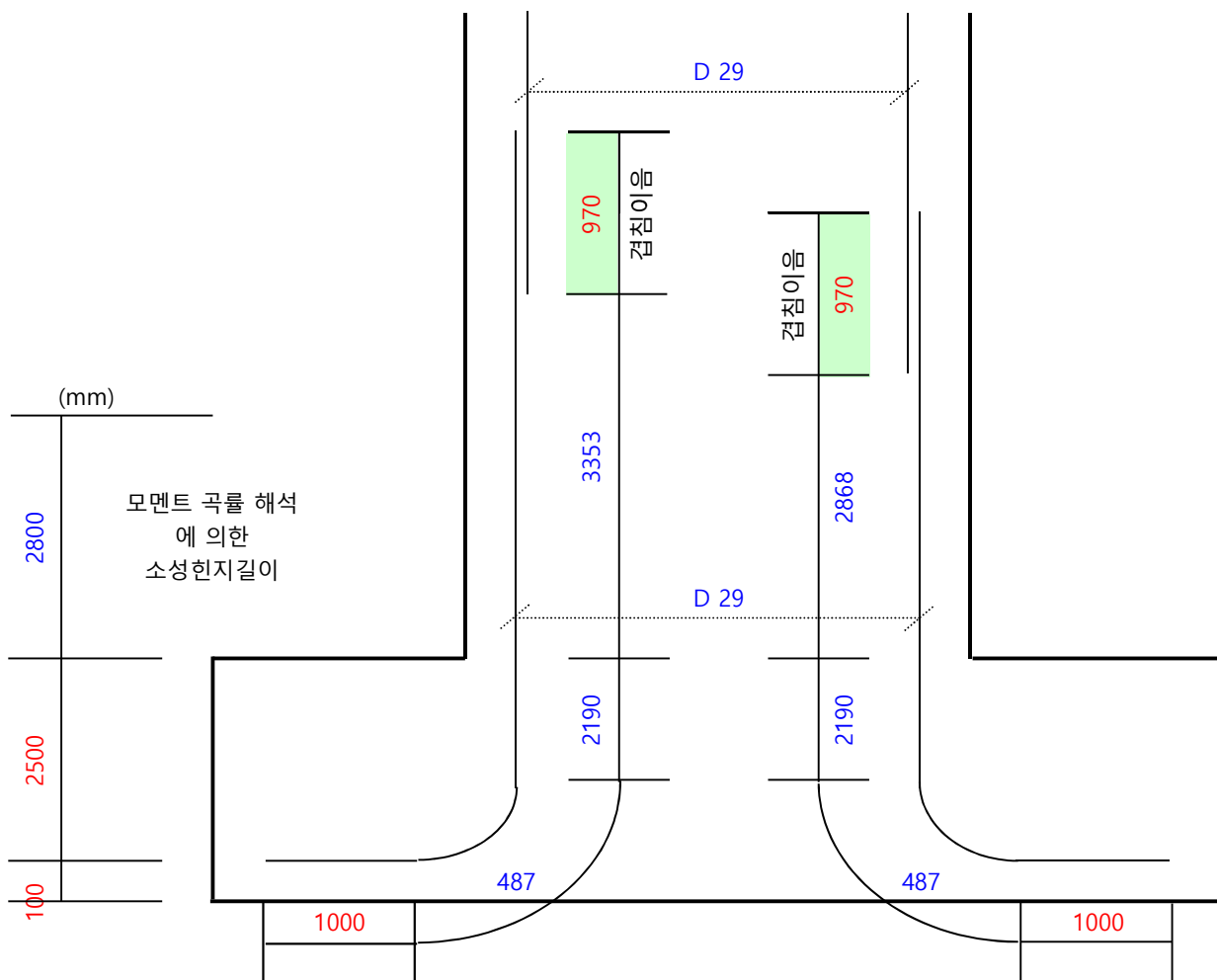
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	1.775	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.800	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.800	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.863	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.800	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.800	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없으므로 0% 적용.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각2

1) 교축방향

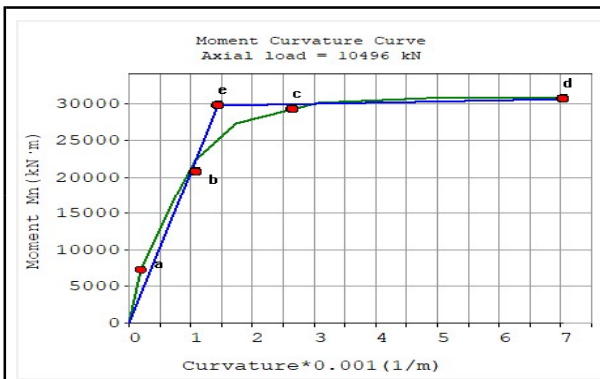
초기항복시	모멘트(M_y^L)	20,695	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001085	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	29,739	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001440	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	30,637	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007026	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

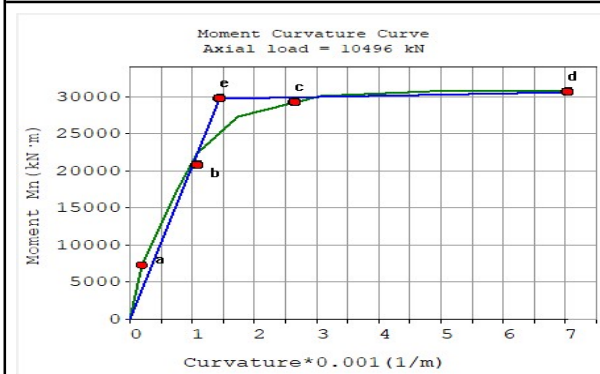
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,688	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001085	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	29,737	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001439	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	30,632	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007025	m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

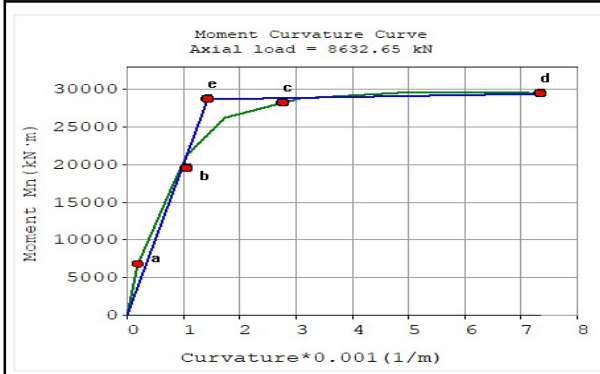
초기항복시	모멘트(M_y^T)	19,551	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001059	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	28,648	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001428	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	29,480	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007343	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.800 / 1.629 = 0.491$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,739}{0.00143964 \times 25,811,006} = 0.800$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.800 / 1.629 = 0.491$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,737}{0.00143931 \times 25,811,006} = 0.800$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.491 \times 1.629 = 0.800 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.491 \times 1.629 = 0.800 \text{ m}^4$$

- 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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.2 교각8

1) 교축방향

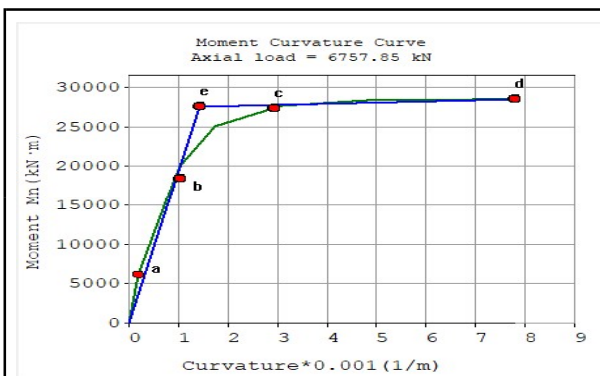
초기항복시	모멘트(M_y^L)	18,399	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001035	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	27,527	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001419	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	28,476	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007797	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

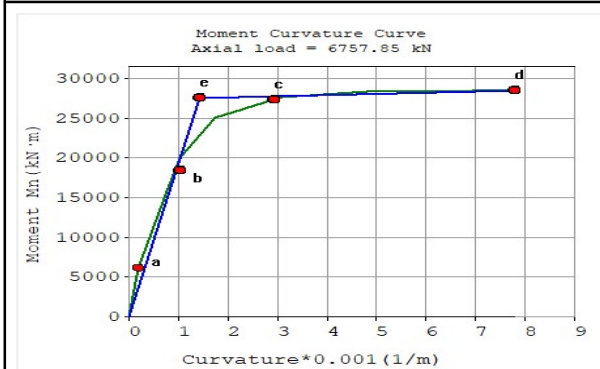
초기항복시	모멘트(M_y^T)	18,393	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001034	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	27,526	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001418	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	28,482	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007796	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

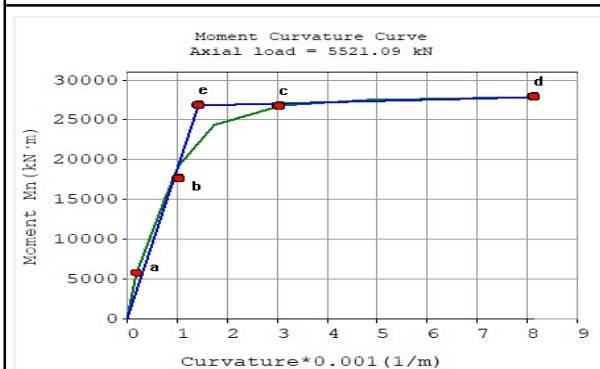
초기항복시	모멘트(M_y^T)	17,638	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001017	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	26,772	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001414	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	27,818	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008135	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.752 / 1.629 = 0.462$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{27,527}{0.0014185 \times 25,811,006} = 0.752$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.752 / 1.629 = 0.462$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{27,526}{0.0014183 \times 25,811,006} = 0.752$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.462 \times 1.629 = 0.752 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.462 \times 1.629 = 0.752 \text{ m}^4$$

- 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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.3 교각9

1) 교축방향

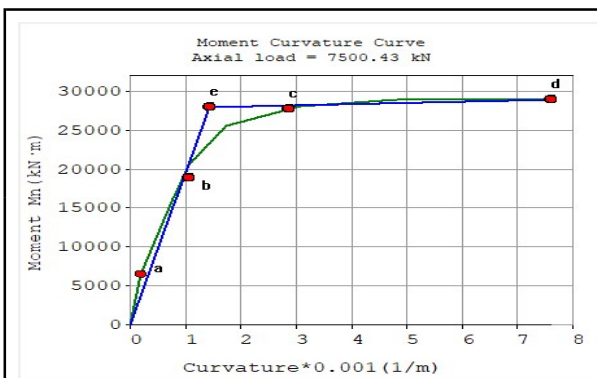
초기항복시	모멘트(M_y^L)	18,860	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001045	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	27,972	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001421	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	28,849	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007610	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

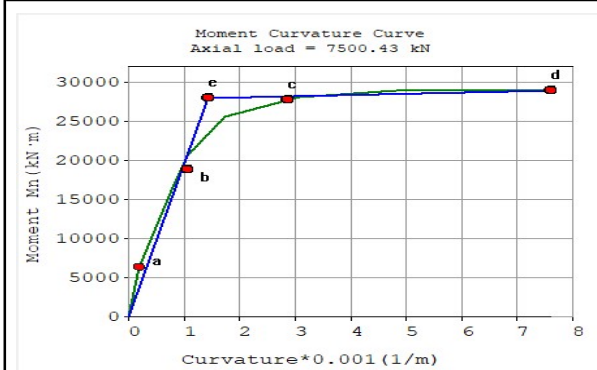
초기항복시	모멘트(M_y^T)	18,853	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001044	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	27,974	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001421	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	28,860	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007609	m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

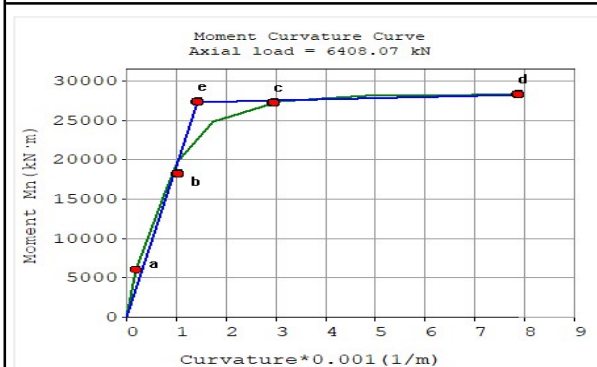
초기항복시	모멘트(M_y^T)	18,179	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001029	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	27,309	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001417	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	28,268	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007876	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.762 / 1.629 = 0.468$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{27,972}{0.00142147 \times 25,811,006} = 0.762$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.762 / 1.629 = 0.468$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{27,974}{0.00142139 \times 25,811,006} = 0.762$$

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

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.468 \times 1.629 = 0.762 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.468 \times 1.629 = 0.762 \text{ m}^4$$

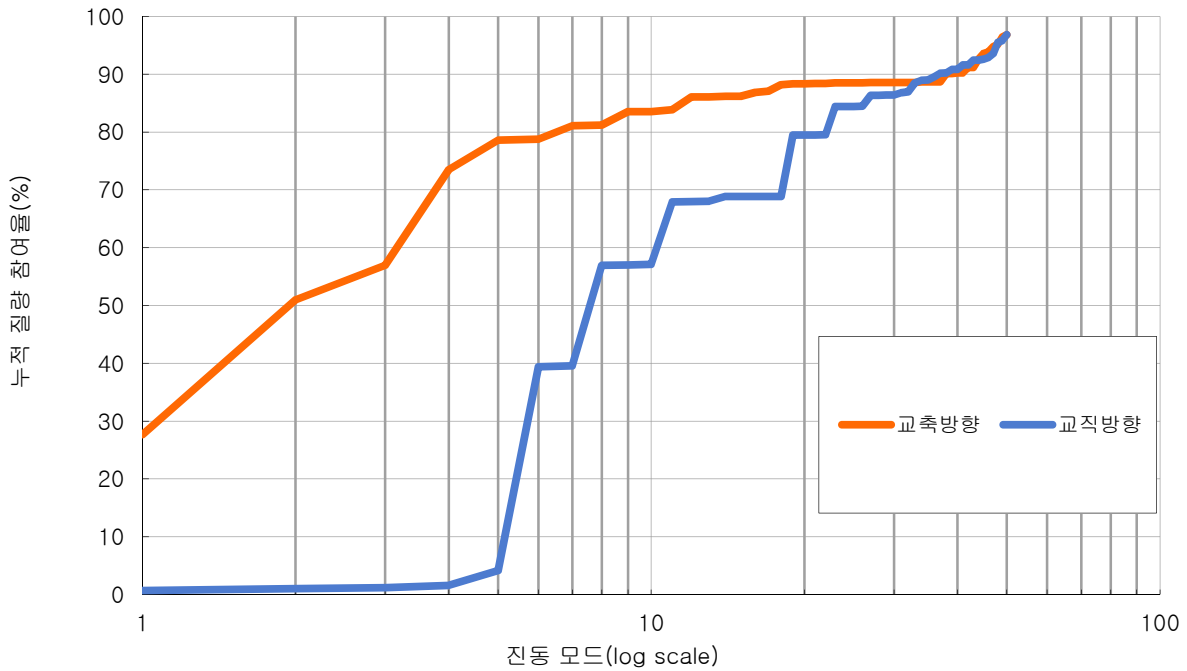
- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	3.20	27.64	0.68	0.00	27.64	0.68	0.00	
2	3.14	23.31	0.34	0.00	50.95	1.02	0.00	
3	1.56	5.99	0.17	0.00	56.93	1.19	0.00	
4	1.48	16.59	0.40	0.00	73.52	1.59	0.00	
5	0.85	5.07	2.50	0.00	78.60	4.09	0.00	
6	0.80	0.18	35.28	0.00	78.77	39.37	0.00	
7	0.78	2.35	0.17	0.00	81.12	39.54	0.00	
8	0.71	0.11	17.40	0.00	81.23	56.94	0.00	
9	0.69	2.30	0.07	0.00	83.53	57.01	0.00	
10	0.64	0.00	0.11	1.54	83.53	57.13	1.54	
11	0.63	0.35	10.81	0.01	83.88	67.93	1.55	
12	0.59	2.19	0.07	0.00	86.07	68.00	1.55	
13	0.55	0.01	0.00	0.00	86.08	68.01	1.55	
14	0.52	0.10	0.84	0.00	86.18	68.84	1.55	
15	0.50	0.01	0.00	0.01	86.19	68.84	1.56	
16	0.49	0.67	0.01	0.10	86.86	68.86	1.67	
17	0.48	0.22	0.00	3.70	87.09	68.86	5.36	
18	0.46	1.11	0.02	0.40	88.19	68.88	5.76	
19	0.44	0.17	10.63	0.00	88.37	79.50	5.76	
20	0.39	0.01	0.00	0.00	88.37	79.50	5.76	
21	0.37	0.02	0.02	0.01	88.39	79.52	5.78	
22	0.37	0.00	0.01	13.09	88.39	79.53	18.87	
23	0.36	0.12	4.91	0.00	88.52	84.44	18.87	
24	0.35	0.00	0.00	1.41	88.52	84.44	20.28	
25	0.33	0.00	0.02	0.02	88.52	84.45	20.29	
26	0.32	0.00	0.03	0.01	88.52	84.49	20.30	
27	0.31	0.04	1.87	0.03	88.56	86.36	20.33	
28	0.30	0.00	0.00	20.01	88.56	86.36	40.35	
29	0.29	0.00	0.05	0.51	88.56	86.41	40.86	
30	0.28	0.00	0.00	8.58	88.57	86.41	49.44	
31	0.27	0.02	0.41	0.03	88.58	86.82	49.47	
32	0.25	0.01	0.14	0.26	88.60	86.96	49.73	
33	0.24	0.02	1.58	0.56	88.61	88.55	50.29	
34	0.24	0.07	0.43	1.16	88.68	88.97	51.45	
35	0.23	0.00	0.03	0.02	88.68	89.01	51.48	
36	0.21	0.02	0.59	0.00	88.70	89.60	51.48	
37	0.19	0.00	0.60	0.00	88.70	90.20	51.48	
38	0.18	1.44	0.02	0.00	90.15	90.22	51.48	
39	0.17	0.00	0.64	0.01	90.15	90.86	51.48	
40	0.16	0.08	0.00	0.05	90.23	90.86	51.53	
41	0.13	0.00	0.78	0.01	90.23	91.65	51.54	
42	0.13	0.98	0.00	0.02	91.20	91.65	51.56	
43	0.11	0.01	0.81	0.00	91.21	92.46	51.56	
44	0.11	1.42	0.00	0.00	92.63	92.46	51.57	
45	0.09	1.02	0.17	0.02	93.65	92.63	51.59	
46	0.08	0.24	0.30	0.01	93.88	92.93	51.61	
47	0.06	0.92	0.61	0.00	94.80	93.55	51.61	
48	0.06	0.38	1.96	0.00	95.18	95.51	51.61	
49	0.03	1.25	0.35	0.00	96.43	95.86	51.61	
50	0.03	0.38	0.95	0.00	96.81	96.82	51.61	

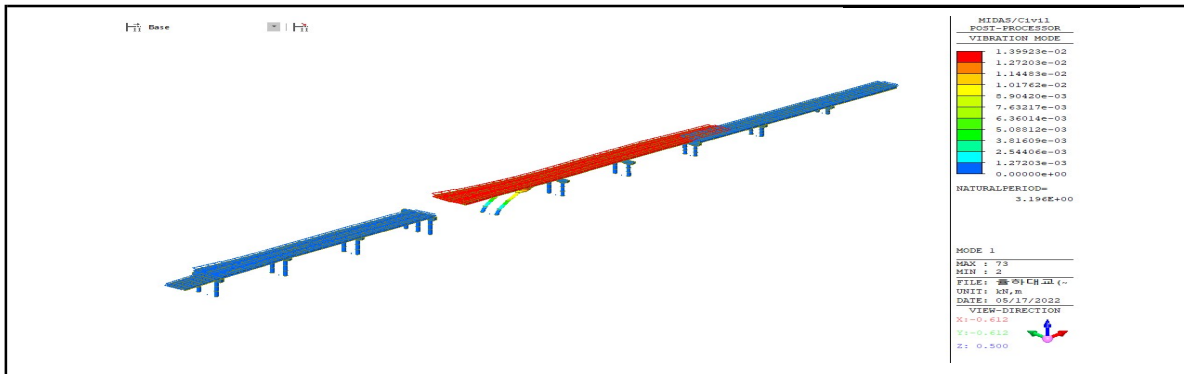
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



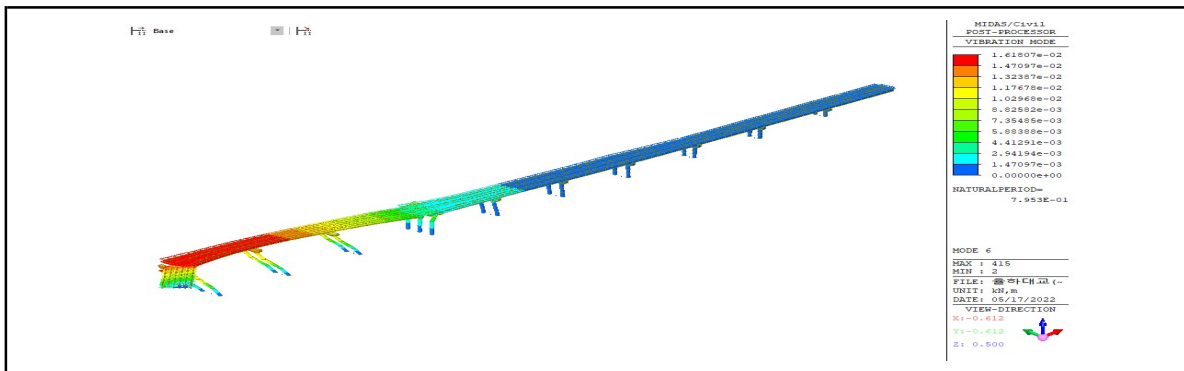
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 3.1957 sec) - 1 Mode (A = 0.0654 g)



○ 교축직각방향 (T = 0.7953 sec) - 6 Mode (A = 0.2800 g)



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	92.15	0	0	6.32	0	0
P1	170.26	839	14669	10.82	321	2673
P2	168.31	1429	26866	17.31	557	4724
P3	168.25	660	10051	27.06	408	3264
P4	167.69	745	10827	30.31	297	2498
P5	163.42	1696	30416	26.16	331	2520
P6	164.48	725	10133	26.43	341	2463
P7	164.46	793	10414	26.85	360	2363
P8	164.57	821	9666	26.81	418	2364
P9	80.43	2281	28822	12.13	367	1817
P10	82.15	793	5057	13.20	363	1011
A2	81.92	0	0	13.22	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	91.25	763	1922	7.86	303	2567
P2	167.19	1385	4349	18.07	544	4536
P3	54.12	520	841	5.83	383	3073
P4	59.30	610	529	3.99	273	2137
P5	162.36	1665	4898	25.95	311	2379
P6	47.33	575	952	5.18	320	2313
P7	40.34	652	1054	4.80	342	2226
P8	30.70	704	1244	3.13	396	2181
P9	78.99	2252	6543	12.07	344	1666
P10	5.75	654	1172	0.94	319	875
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	21.34	0	0	2.81	0	0
P1	21.81	557	5680	51.79	2415	20037
P2	21.00	194	3348	54.86	2486	20837
P3	21.51	115	1649	49.51	2524	20206
P4	27.85	468	6957	38.64	2051	16441
P5	26.20	297	4885	38.32	2189	16706
P6	26.34	135	1628	37.43	2379	17266
P7	26.64	143	1737	27.12	2199	14481
P8	26.82	190	1736	23.58	2766	15670
P9	12.73	403	4604	16.22	2273	11422
P10	13.05	143	828	7.89	2013	5916
A2	12.98	0	0	3.16	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	26.57	494	3470	48.59	2209	19033
P2	20.69	182	810	49.78	2291	19504
P3	3.66	87	143	44.61	2355	18993
P4	36.60	389	1224	37.65	1860	15380
P5	25.91	284	1164	33.61	2028	15685
P6	4.09	94	170	32.46	2222	16226
P7	5.50	110	181	22.01	2081	13644
P8	2.97	166	638	19.32	2614	14444
P9	12.37	392	1289	11.16	2163	10479
P10	1.00	110	207	2.26	1974	5320
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	7,069	7	1041	8,932	14	151
P2	8,633	6	101	10,496	21	158
P3	8,944	0	21	10,719	4	2
P4	6,381	1	128	8,173	2	13
P5	8,488	2	25	10,185	20	165
P6	7,328	0	10	8,936	4	44
P7	8,836	0	22	10,289	16	74
P8	5,521	0	327	6,758	4	22
P9	6,408	20	104	7,500	7	24
P10	6,256	0	1	6,883	8	20
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	9.71	7	1067	0.13	14	97
P2	0.59	6	45	0.33	21	198
P3	0.20	0	21	0.15	4	59
P4	1.14	1	133	0.12	2	52
P5	0.18	2	25	0.39	20	140
P6	0.10	0	10	0.14	4	16
P7	0.14	0	22	0.01	16	131
P8	1.59	0	327	0.29	4	18
P9	0.15	20	101	0.03	7	45
P10	0.00	0	1	0.00	8	25
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)	7,068.6		7,068.6	
하단축력(kN)	8,931.7		8,931.7	
상단변위(mm)	91.2	7.9	26.6	48.6
상단전단력(kN)	763.5	303.0	494.4	2,209.1
하단전단력(kN)	839.0	320.6	557.1	2,414.9
상단모멘트(kN·m)	1,922.0	2,567.5	3,469.6	19,033.4
하단모멘트(kN·m)	14,668.6	2,673.5	5,680.0	20,036.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,068.6		7,068.6	
하단축력(kN)	8,931.7		8,931.7	
상단변위(mm)	99.2	22.4	53.9	50.9
상단전단력(kN)	911.8	965.7	723.5	2,300.0
하단전단력(kN)	1,006.1	1,045.0	808.8	2,511.1
상단모멘트(kN·m)	2,962.8	8,277.5	4,046.2	19,803.7
하단모멘트(kN·m)	16,372.6	8,684.5	10,080.6	20,838.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,068.6		7,068.6	
하단축력(kN)	8,931.7		8,931.7	
상단변위(mm)	9.7	0.1	9.7	0.1
상단전단력(kN)	7.0	13.7	7.0	13.7
하단전단력(kN)	7.0	13.7	7.0	13.7
상단모멘트(kN·m)	1,066.6	97.0	1,066.6	97.0
하단모멘트(kN·m)	1,040.7	150.6	1,040.7	150.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,068.6	7,068.6	P
하단축력(kN)	8,931.7	8,931.7	Pbot
상단변위(mm)	108.9	51.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	918.8	2,313.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,013.1	2,524.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	5,112.8	19,900.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,413.3	20,989.4	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,632.7		8,632.7	
하단축력(kN)	10,496.0		10,496.0	
상단변위(mm)	167.2	18.1	20.7	49.8
상단전단력(kN)	1,385.5	544.1	181.9	2,290.7
하단전단력(kN)	1,429.4	557.2	193.9	2,485.6
상단모멘트(kN·m)	4,349.0	4,535.7	810.2	19,504.1
하단모멘트(kN·m)	26,866.1	4,723.9	3,348.4	20,836.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,632.7		8,632.7	
하단축력(kN)	10,496.0		10,496.0	
상단변위(mm)	173.4	33.0	70.8	55.2
상단전단력(kN)	1,440.1	1,231.3	597.5	2,454.0
하단전단력(kN)	1,487.6	1,302.9	622.7	2,652.8
상단모멘트(kN·m)	4,592.0	10,386.9	2,114.9	20,864.8
하단모멘트(kN·m)	27,870.6	10,974.8	11,408.2	22,253.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,632.7		8,632.7	
하단축력(kN)	10,496.0		10,496.0	
상단변위(mm)	0.6	0.3	0.6	0.3
상단전단력(kN)	5.6	21.2	5.6	21.2
하단전단력(kN)	5.6	21.2	5.6	21.2
상단모멘트(kN·m)	45.2	197.5	45.2	197.5
하단모멘트(kN·m)	101.1	158.0	101.1	158.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,632.7	8,632.7	P
하단축력(kN)	10,496.0	10,496.0	Pbot
상단변위(mm)	174.0	55.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,445.7	2,475.1	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,493.2	2,673.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,637.2	21,062.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	27,971.7	22,411.8	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,944.5		8,944.5	
하단축력(kN)	10,719.1		10,719.1	
상단변위(mm)	54.1	5.8	3.7	44.6
상단전단력(kN)	520.2	382.9	86.9	2,354.6
하단전단력(kN)	660.0	407.6	114.8	2,524.0
상단모멘트(kN·m)	840.7	3,072.9	142.8	18,992.5
하단모멘트(kN·m)	10,051.4	3,264.1	1,649.0	20,205.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,944.5		8,944.5	
하단축력(kN)	10,719.1		10,719.1	
상단변위(mm)	55.2	19.2	19.9	46.4
상단전단력(kN)	546.3	1,089.3	242.9	2,469.5
하단전단력(kN)	694.4	1,164.8	312.8	2,646.3
상단모멘트(kN·m)	883.5	8,770.7	395.0	19,914.4
하단모멘트(kN·m)	10,546.1	9,325.8	4,664.4	21,185.0

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,944.5		8,944.5	
하단축력(kN)	10,719.1		10,719.1	
상단변위(mm)	0.2	0.1	0.2	0.1
상단전단력(kN)	0.0	3.8	0.0	3.8
하단전단력(kN)	0.0	3.8	0.0	3.8
상단모멘트(kN·m)	20.6	58.8	20.6	58.8
하단모멘트(kN·m)	20.6	2.4	20.6	2.4

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,944.5	8,944.5	P
하단축력(kN)	10,719.1	10,719.1	Pbot
상단변위(mm)	55.4	46.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	546.3	2,473.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	694.4	2,650.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	904.1	19,973.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,566.6	21,187.4	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,381.3		6,381.3	
하단축력(kN)	8,172.7		8,172.7	
상단변위(mm)	59.3	4.0	36.6	37.6
상단전단력(kN)	610.0	272.9	388.7	1,859.9
하단전단력(kN)	744.9	296.6	467.9	2,051.3
상단모멘트(kN·m)	528.9	2,136.9	1,223.6	15,380.2
하단모멘트(kN·m)	10,827.0	2,498.4	6,956.6	16,440.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,381.3		6,381.3	
하단축력(kN)	8,172.7		8,172.7	
상단변위(mm)	70.3	15.3	54.4	38.8
상단전단력(kN)	726.7	830.8	571.7	1,941.8
하단전단력(kN)	885.3	912.0	691.3	2,140.3
상단모멘트(kN·m)	896.0	6,751.0	1,382.3	16,021.3
하단모멘트(kN·m)	12,914.0	7,430.6	10,204.7	17,190.3

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,381.3		6,381.3	
하단축력(kN)	8,172.7		8,172.7	
상단변위(mm)	1.1	0.1	1.1	0.1
상단전단력(kN)	1.1	2.4	1.1	2.4
하단전단력(kN)	1.1	2.4	1.1	2.4
상단모멘트(kN·m)	132.5	51.8	132.5	51.8
하단모멘트(kN·m)	127.8	13.3	127.8	13.3

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,381.3	6,381.3	P
하단축력(kN)	8,172.7	8,172.7	Pbot
상단변위(mm)	71.4	39.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	727.8	1,944.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	886.4	2,142.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,514.8	16,073.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	13,041.8	17,203.6	[ME]comb

P5 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,488.0		8,488.0	
하단축력(kN)	10,184.6		10,184.6	
상단변위(mm)	162.4	26.0	25.9	33.6
상단전단력(kN)	1,665.0	311.1	284.2	2,028.4
하단전단력(kN)	1,696.3	330.8	296.9	2,188.9
상단모멘트(kN·m)	4,897.9	2,378.7	1,164.2	15,684.9
하단모멘트(kN·m)	30,416.5	2,519.7	4,885.4	16,706.0

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,488.0		8,488.0	
하단축력(kN)	10,184.6		10,184.6	
상단변위(mm)	170.1	36.0	74.6	41.4
상단전단력(kN)	1,750.3	919.6	783.7	2,121.7
하단전단력(kN)	1,785.3	987.5	805.8	2,288.2
상단모멘트(kN·m)	5,247.1	7,084.2	2,633.6	16,398.5
하단모멘트(kN·m)	31,882.1	7,531.5	14,010.4	17,461.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,488.0		8,488.0	
하단축력(kN)	10,184.6		10,184.6	
상단변위(mm)	0.2	0.4	0.2	0.4
상단전단력(kN)	2.1	20.0	2.1	20.0
하단전단력(kN)	2.1	20.0	2.1	20.0
상단모멘트(kN·m)	24.8	140.3	24.8	140.3
하단모멘트(kN·m)	25.0	165.3	25.0	165.3

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,488.0	8,488.0	P
하단축력(kN)	10,184.6	10,184.6	Pbot
상단변위(mm)	170.3	41.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,752.4	2,141.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,787.5	2,308.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	5,272.0	16,538.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	31,907.1	17,627.2	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,327.5		7,327.5	
하단축력(kN)	8,936.0		8,936.0	
상단변위(mm)	47.3	5.2	4.1	32.5
상단전단력(kN)	575.1	319.9	94.3	2,222.2
하단전단력(kN)	724.7	340.7	134.8	2,378.6
상단모멘트(kN·m)	951.5	2,313.1	169.8	16,225.8
하단모멘트(kN·m)	10,132.6	2,462.8	1,628.0	17,265.6

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,327.5		7,327.5	
하단축력(kN)	8,936.0		8,936.0	
상단변위(mm)	48.6	14.9	18.3	34.0
상단전단력(kN)	603.4	986.6	266.8	2,318.2
하단전단력(kN)	765.1	1,054.3	352.2	2,480.8
상단모멘트(kN·m)	1,002.4	7,180.9	455.2	16,919.7
하단모멘트(kN·m)	10,621.0	7,642.5	4,667.8	18,004.4

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,327.5		7,327.5	
하단축력(kN)	8,936.0		8,936.0	
상단변위(mm)	0.1	0.1	0.1	0.1
상단전단력(kN)	0.0	4.1	0.0	4.1
하단전단력(kN)	0.0	4.1	0.0	4.1
상단모멘트(kN·m)	10.2	15.9	10.2	15.9
하단모멘트(kN·m)	10.2	44.1	10.2	44.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,327.5	7,327.5	P
하단축력(kN)	8,936.0	8,936.0	Pbot
상단변위(mm)	48.7	34.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	603.4	2,322.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	765.1	2,484.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,012.6	16,935.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,631.2	18,048.6	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,835.9		8,835.9	
하단축력(kN)	10,289.3		10,289.3	
상단변위(mm)	40.3	4.8	5.5	22.0
상단전단력(kN)	651.5	342.0	109.9	2,080.8
하단전단력(kN)	792.5	359.5	143.3	2,199.1
상단모멘트(kN·m)	1,054.4	2,225.7	181.4	13,643.9
하단모멘트(kN·m)	10,413.9	2,362.6	1,737.5	14,481.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,835.9		8,835.9	
하단축력(kN)	10,289.3		10,289.3	
상단변위(mm)	42.0	11.4	17.6	23.4
상단전단력(kN)	684.5	966.2	305.4	2,183.4
하단전단력(kN)	835.5	1,019.2	381.0	2,306.9
상단모멘트(kN·m)	1,108.8	6,318.8	497.7	14,311.6
하단모멘트(kN·m)	10,935.2	6,706.9	4,861.6	15,189.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,835.9		8,835.9	
하단축력(kN)	10,289.3		10,289.3	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	0.0	15.6	0.0	15.6
하단전단력(kN)	0.0	15.6	0.0	15.6
상단모멘트(kN·m)	21.7	130.6	21.7	130.6
하단모멘트(kN·m)	21.7	73.7	21.7	73.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,835.9	8,835.9	P
하단축력(kN)	10,289.3	10,289.3	Pbot
상단변위(mm)	42.1	23.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	684.5	2,199.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	835.5	2,322.5	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,130.5	14,442.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,956.8	15,263.6	[ME]comb

P8 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,521.1		5,521.1	
하단축력(kN)	6,757.9		6,757.9	
상단변위(mm)	30.7	3.1	3.0	19.3
상단전단력(kN)	704.3	395.6	165.6	2,614.2
하단전단력(kN)	821.3	418.3	190.3	2,766.2
상단모멘트(kN·m)	1,244.3	2,180.9	637.7	14,444.3
하단모멘트(kN·m)	9,665.9	2,364.2	1,735.8	15,670.2

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,521.1		5,521.1	
하단축력(kN)	6,757.9		6,757.9	
상단변위(mm)	31.6	8.9	12.2	20.3
상단전단력(kN)	754.0	1,179.8	376.9	2,732.8
하단전단력(kN)	878.4	1,248.2	436.7	2,891.6
상단모멘트(kN·m)	1,435.6	6,514.2	1,010.9	15,098.6
하단모멘트(kN·m)	10,186.7	7,065.2	4,635.6	16,379.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,521.1		5,521.1	
하단축력(kN)	6,757.9		6,757.9	
상단변위(mm)	1.6	0.3	1.6	0.3
상단전단력(kN)	0.4	3.6	0.4	3.6
하단전단력(kN)	0.4	3.6	0.4	3.6
상단모멘트(kN·m)	327.1	17.8	327.1	17.8
하단모멘트(kN·m)	327.1	22.3	327.1	22.3

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	5,521.1	5,521.1	P
하단축력(kN)	6,757.9	6,757.9	Pbot
상단변위(mm)	33.2	20.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	754.4	2,736.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	878.7	2,895.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,762.6	15,116.4	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,513.8	16,401.8	[ME]comb

P9 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,408.1		6,408.1	
하단축력(kN)	7,500.4		7,500.4	
상단변위(mm)	79.0	12.1	12.4	11.2
상단전단력(kN)	2,252.0	343.7	391.8	2,163.1
하단전단력(kN)	2,281.4	367.2	402.5	2,273.1
상단모멘트(kN·m)	6,543.4	1,666.1	1,288.7	10,479.0
하단모멘트(kN·m)	28,822.2	1,816.8	4,604.3	11,421.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,408.1		6,408.1	
하단축력(kN)	7,500.4		7,500.4	
상단변위(mm)	82.7	15.4	36.1	14.8
상단전단력(kN)	2,369.5	992.6	1,067.3	2,266.2
하단전단력(kN)	2,402.2	1,049.1	1,086.9	2,383.2
상단모멘트(kN·m)	6,930.0	4,809.8	3,251.7	10,978.8
하단모멘트(kN·m)	30,203.5	5,243.2	13,250.9	11,966.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,408.1		6,408.1	
하단축력(kN)	7,500.4		7,500.4	
상단변위(mm)	0.2	0.0	0.2	0.0
상단전단력(kN)	19.8	6.9	19.8	6.9
하단전단력(kN)	19.8	6.9	19.8	6.9
상단모멘트(kN·m)	101.2	44.5	101.2	44.5
하단모멘트(kN·m)	103.9	23.6	103.9	23.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,408.1	6,408.1	P
하단축력(kN)	7,500.4	7,500.4	Pbot
상단변위(mm)	82.9	15.4	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	2,389.3	2,273.1	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	2,421.9	2,390.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	7,031.2	11,023.4	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	30,307.4	11,990.2	[ME]comb

P10 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,256.2		6,256.2	
하단축력(kN)	6,882.8		6,882.8	
상단변위(mm)	5.7	0.9	1.0	2.3
상단전단력(kN)	653.7	319.3	109.7	1,974.0
하단전단력(kN)	792.7	362.7	143.1	2,013.0
상단모멘트(kN·m)	1,172.2	875.1	207.5	5,319.8
하단모멘트(kN·m)	5,056.8	1,010.7	827.8	5,916.2

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,256.2		6,256.2	
하단축력(kN)	6,882.8		6,882.8	
상단변위(mm)	6.0	1.6	2.7	2.5
상단전단력(kN)	686.6	911.5	305.8	2,069.8
하단전단력(kN)	835.7	966.5	380.9	2,121.8
상단모멘트(kN·m)	1,234.4	2,471.0	559.1	5,582.3
하단모멘트(kN·m)	5,305.1	2,785.6	2,344.8	6,219.4

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,256.2		6,256.2	
하단축력(kN)	6,882.8		6,882.8	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.0	7.8	0.0	7.8
하단전단력(kN)	0.0	7.8	0.0	7.8
상단모멘트(kN·m)	1.4	24.7	1.4	24.7
하단모멘트(kN·m)	1.4	19.5	1.4	19.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,256.2	6,256.2	P
하단축력(kN)	6,882.8	6,882.8	Pbot
상단변위(mm)	6.1	2.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	686.6	2,077.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	835.7	2,129.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,235.9	5,606.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,306.5	6,238.9	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	8931.7	1013.1	17413.3
	교직	8931.7	2524.8	20989.4
P2	교축	10496.0	1493.2	27971.7
	교직	10496.0	2673.9	22411.8
P3	교축	10719.1	694.4	10566.6
	교직	10719.1	2650.1	21187.4
P4	교축	8172.7	886.4	13041.8
	교직	8172.7	2142.7	17203.6
P5	교축	10184.6	1787.5	31907.1
	교직	10184.6	2308.1	17627.2
P6	교축	8936.0	765.1	10631.2
	교직	8936.0	2484.9	18048.6
P7	교축	10289.3	835.5	10956.8
	교직	10289.3	2322.5	15263.6
P8	교축	6757.9	878.7	10513.8
	교직	6757.9	2895.2	16401.8
P9	교축	7500.4	2421.9	30307.4
	교직	7500.4	2390.1	11990.2
P10	교축	6882.8	835.7	5306.5
	교직	6882.8	2129.6	6238.9

8.3 받침부 개당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	970
P1	676	2772
P2	1004	3901
P3	0	3982
P4	0	2613
P5	1149	3347
P6	0	3663
P7	0	3598
P8	0	2959
P9	1537	3764
P10	0	3870
A2	0	1475

8.4 받침부 전체 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	970
P1	2363	3535
P2	2732	3901
P3	0	3982
P4	0	4937
P5	3413	3347
P6	0	3663
P7	0	3598
P8	0	5141
P9	4553	3764
P10	0	3870
A2	0	1475

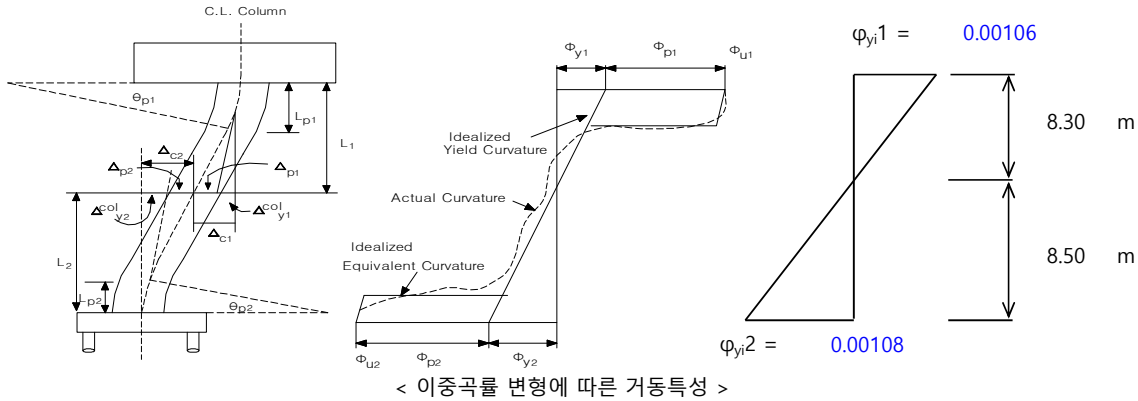
9. 교각부 평가

9.1 교각 2

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (캔틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	16.800	16.800	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	19.800	8.400	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.196	0.795	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.800 \times 0.00106 / (0.00106 + 0.00108) = 8.30 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.800 \times 0.00108 / (0.00106 + 0.00108) = 8.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 29,739 / 19.800 = 1,501.975 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 30,637 / 19.800 = 1,547.298 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,737 / 8.498 = 3,499.247 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,632 / 8.498 = 3,604.625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 28,648 / 8.302 = 3,450.735 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 29,480 / 8.302 = 3,551.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)
 M_u^L, M_u^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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{19.800^2}{3} = 0.1881 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 19.8 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.773 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00703 - 0.00144) \times 1.773 = 0.0099 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{30,637}{29,739} - 1 \right) \times 0.18813 + 0.00990 \times \left(19.800 - \frac{1.773}{2} \right) \\ &= 0.1930 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.18810 + 0.19300 = 0.3811 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3811}{0.1881} = 2.026 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.026 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.026** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{8.498^2}{3} = 0.0346 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.498 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.869 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00702 - 0.00144) \times 0.869 \\ &= 0.00490 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{30,632}{29,737} - 1 \right) \times 0.03465 + 0.00490 \times \left(8.498 - \frac{0.869}{2} \right) \\ &= 0.0406 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0346 + 0.0406 = 0.0752 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.07520}{0.03465} = 2.170 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.170 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.170** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1502	1547	3499	3605	3451	3551	

변위 Δ (m)	0.1881	0.3811	0.0346	0.0752	0.0328	0.0731	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

휨강도, 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)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.297 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.18813 = 0.37626 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.18813 = 0.94066 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.283 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03465 = 0.06929 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03465 = 0.17324 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.277 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03280 = 0.06561 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03280 = 0.16402 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 300} = 2,023 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

= 2,247.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 300} = 2,023.1 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

= 2,247.7 mm (횡철근 중심간 거리)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

$$= \frac{\pi \quad 573 \quad \times \quad 300 \quad \times \quad 2,247.7}{2 \quad \times \quad 300} = 2,023.1 \quad \text{kN}$$

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

$\Rightarrow (D_{19} - 2 \quad EA) \quad 2 \quad \text{단 배근}$

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$

$= 2247.7 \quad \text{mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,633 \times 2,400}{19,800} = 157 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,633 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,400 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 19,800 \quad \text{m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,633 \times 2,400}{8,498} = 366 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,633 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,400 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8,498 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,633 \times 2,400}{8,302} = 374 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,633 \quad \text{kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,400 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8,302 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 157
		=	7,499	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.37626	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 157
		=	2,180	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.94066	m	

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 366
		=	7,708	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.06929	m	

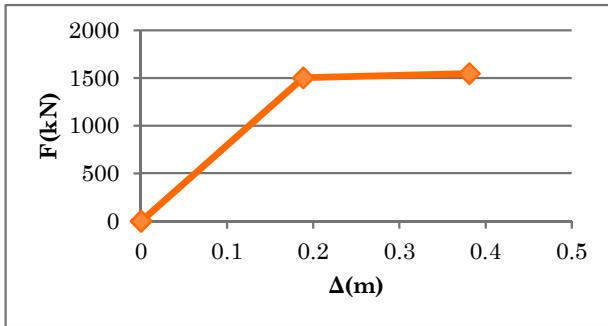
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 366
		=	2,389	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.17324	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

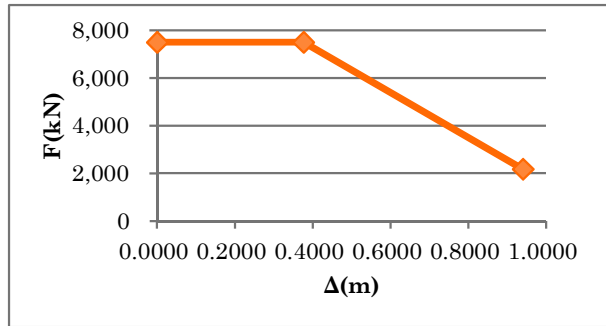
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 374
		=	7,716	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.06561	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 374
		=	2,397	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.16402	m	

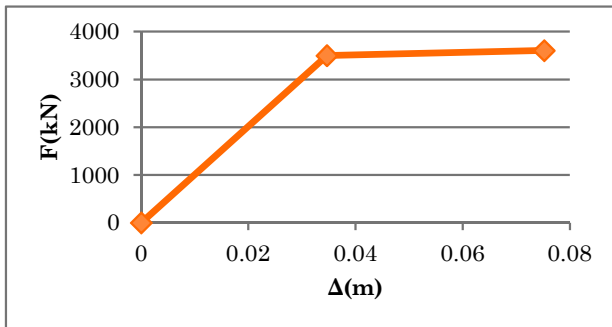
※ 힘·전단성능 곡선



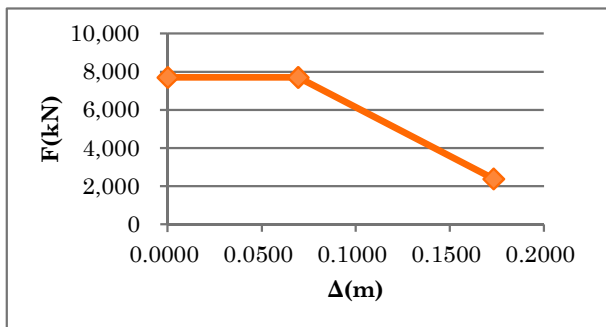
교축방향 휨성능 곡선



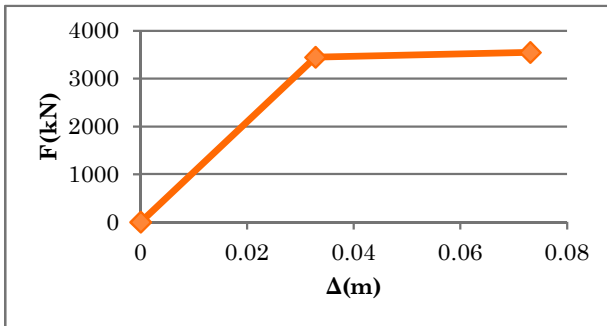
교축방향 전단성능 곡선



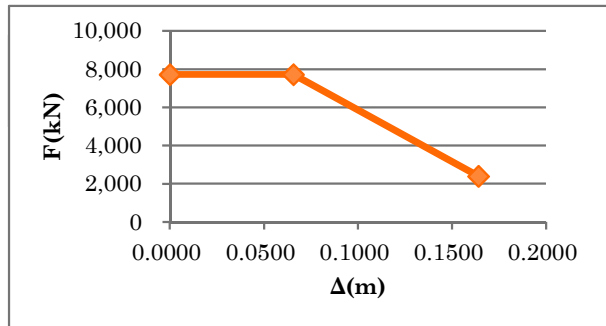
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



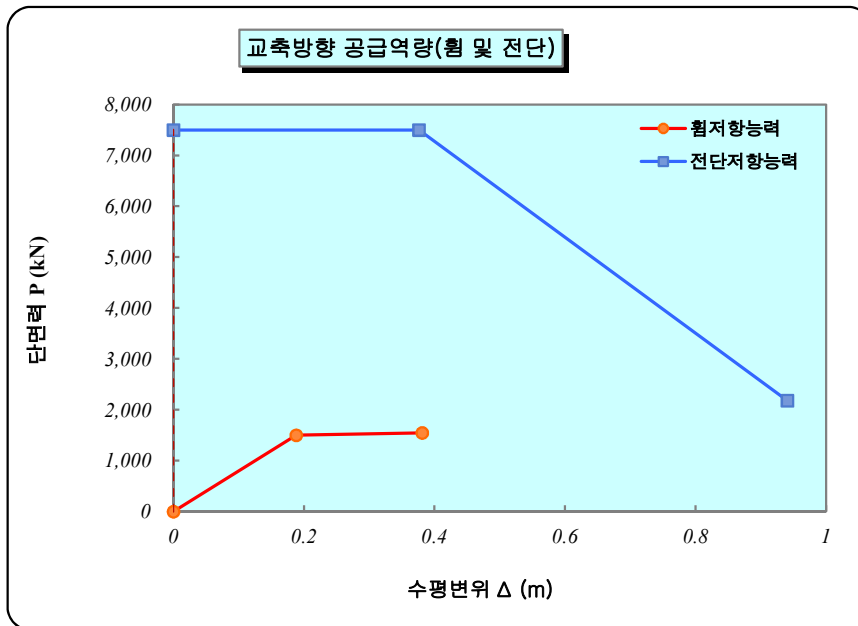
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

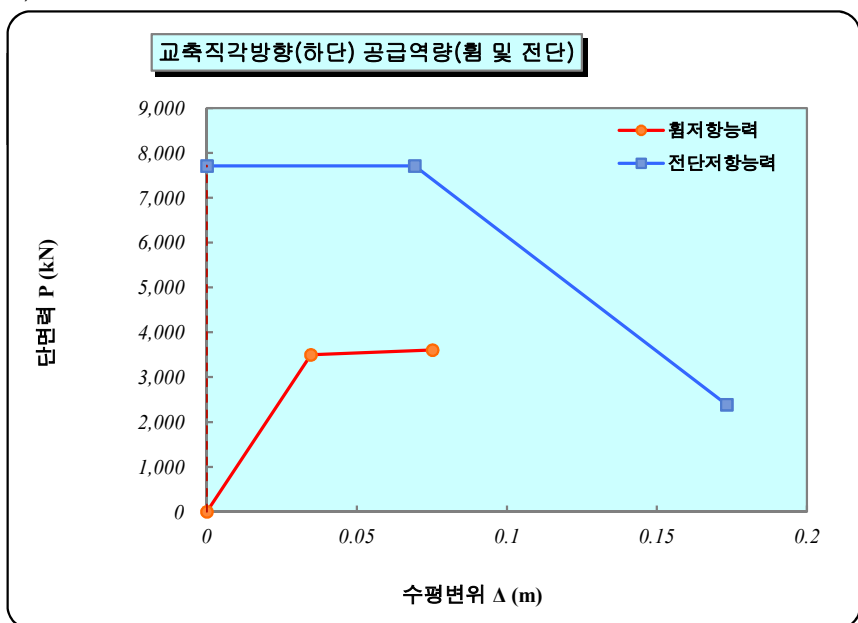
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



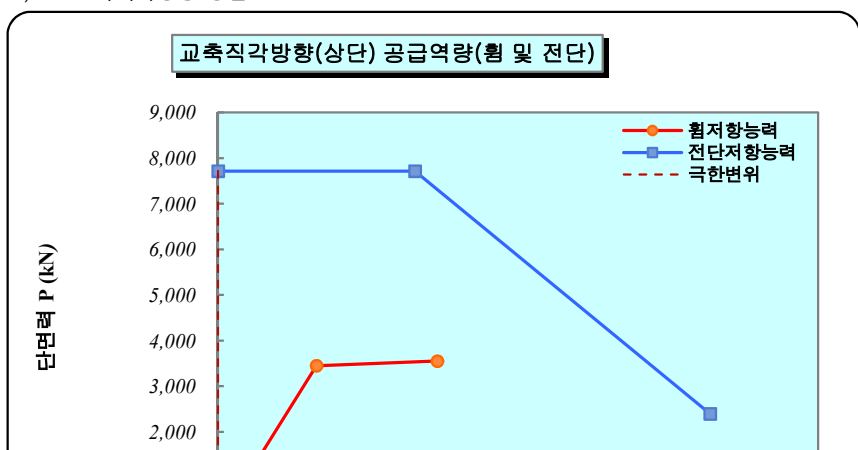
휨강도(P_f)
1,547
(kN)
전단강도(V_n)
7,499
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1881
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.3811
(m)
변위연성도(μ)
2.026

2) 교축직각방향-하단

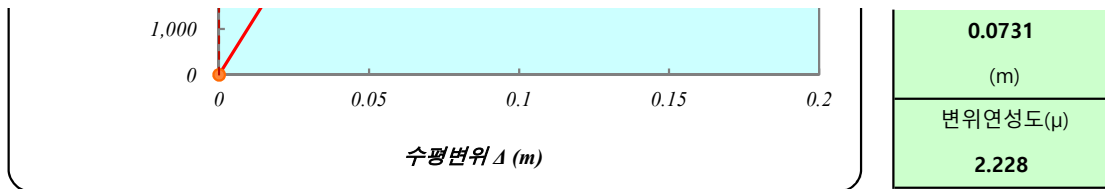


휨강도(P_f)
3,605
(kN)
전단강도(V_n)
7,708
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0346
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0752
(m)
변위연성도(μ)
2.170

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
3,551
(kN)
전단강도(V_n)
7,716
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0328
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 27,972 + 8,633 \times 1.5 \times 0.17399 \\
 &= 30,225 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{30,225}{29,739} = 1.016 \rightarrow \text{RS } 1.016 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **3.1957** 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 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.016 = 1.016$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 22,412 + 8,633 \times 1.5 \times 0.056$
 $= 23,131 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{23,131}{29,737} = 0.778 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.7953** 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 21,062 + 8,633 \times 1.5 \times 0.056$
 $= 21,781 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{21,781}{28,648} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.7953** 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
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.026$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.170$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.228$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.016$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.026}{1.016} = 1.993 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.170}{1.000} = 2.170 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.228}{1.000} = 2.228 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,499}{1,493} = 5.022 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

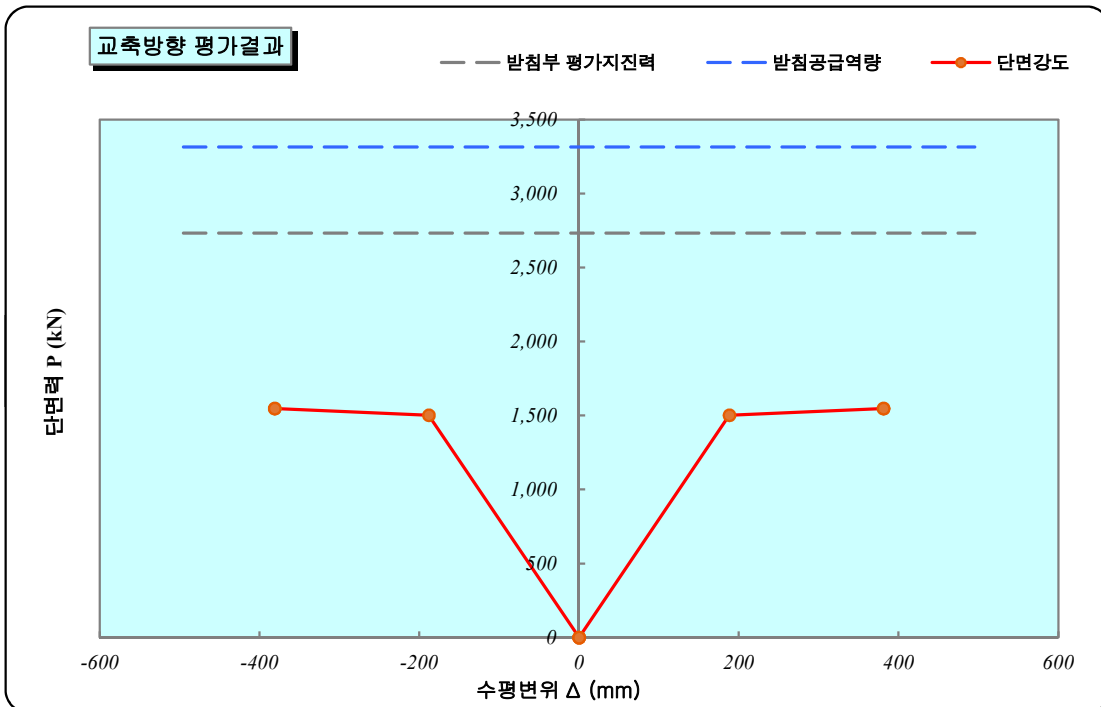
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,708}{2,674} = 2.883 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

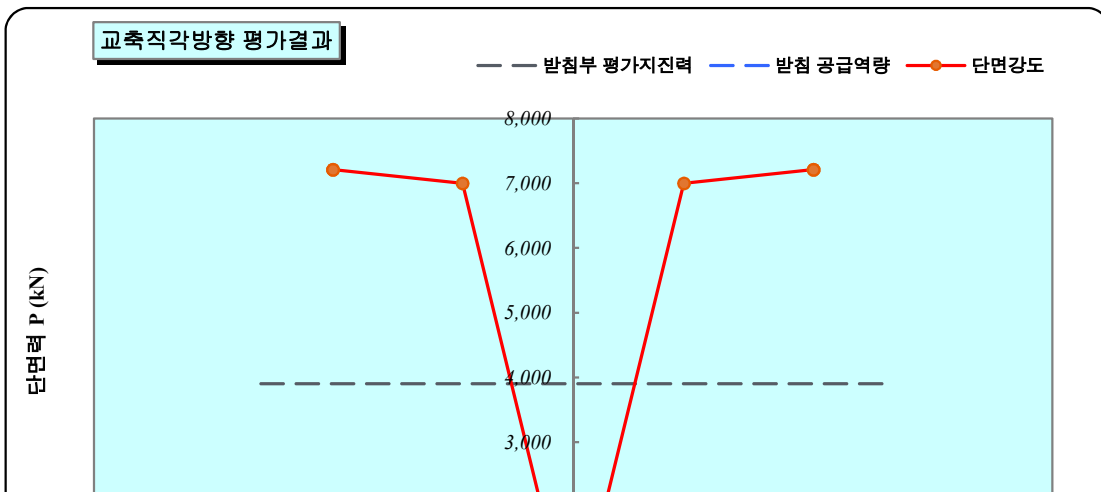
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,716}{2,475} = 3.117 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

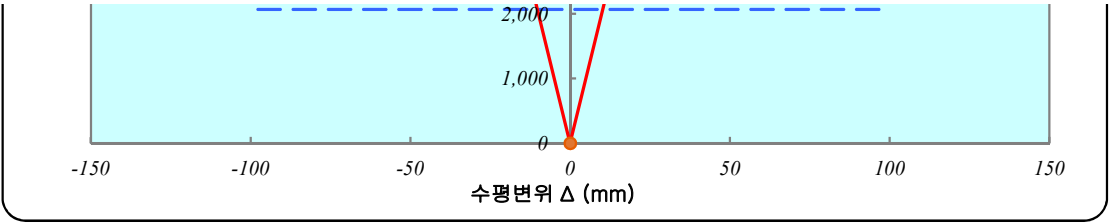
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





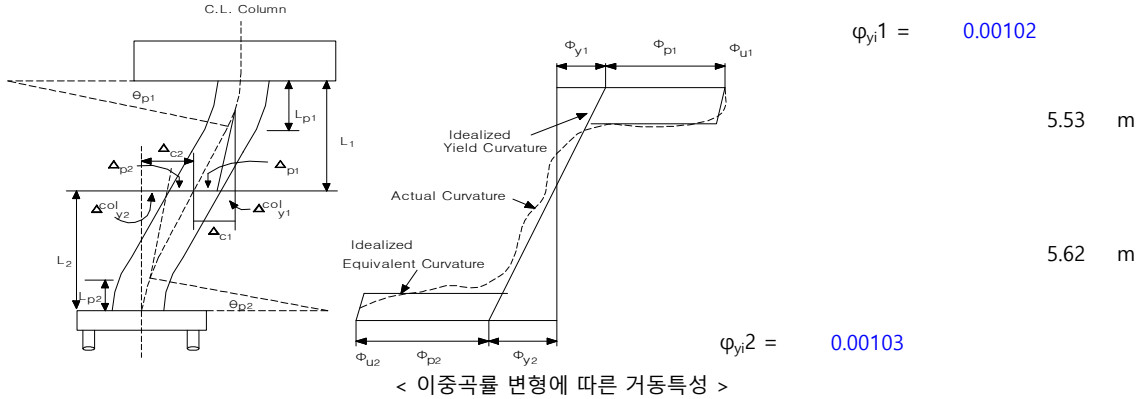
9. 교각부 평가

9.2 교각 8

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (캔틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	11.151	11.151	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.151	5.576	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.196	0.795	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.151 \times 0.00102 / (0.00102 + 0.00103) = 5.53 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.151 \times 0.00103 / (0.00102 + 0.00103) = 5.62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 27,527 / 14.151 = 1,945.205 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 28,476 / 14.151 = 2,012.310 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,526 / 5.621 = 4,896.958 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,482 / 5.621 = 5,067.034 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 26,772 / 5.530 = 4,841.248 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 27,818 / 5.530 = 5,030.452 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)
 M_u^L, M_u^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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 14.151^2}{3} = 0.0947 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.151 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.321 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00780 - 0.00142) \times 1.321 = 0.0084 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{28,476}{27,527} - 1 \right) \times 0.09469 + 0.00843 \times \left(14.151 - \frac{1.321}{2} \right) \\ &= 0.1170 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.09470 + 0.11700 = 0.2117 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2117}{0.0947} = 2.236 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.236 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.236** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 5.621^2}{3} = 0.0149 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 5.621 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.638 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00780 - 0.00142) \times 0.638 \\ &= 0.00410 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{28,482}{27,526} - 1 \right) \times 0.01494 + 0.00410 \times \left(5.621 - \frac{0.638}{2} \right) \\ &= 0.0223 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0149 + 0.0223 = 0.0372 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.03720}{0.01494} = 2.490 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.490 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.490** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1945	2012	4897	5067	4841	5030	

변위 Δ (m)	0.0947	0.2117	0.0149	0.0372	0.0144	0.0369	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

휨강도, 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)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.276 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.09469 = 0.18937 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.09469 = 0.47343 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.251 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01494 = 0.02987 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01494 = 0.07469 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.244 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01441 = 0.02882 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01441 = 0.07206 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 300} = 2,023 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2,247.7 \text{ mm} \text{ (횡철근 중심간 거리)}$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 300} = 2,023.1 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2,247.7 \text{ mm} \text{ (횡철근 중심간 거리)}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

$$= \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 300} = 2,023.1 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $\Rightarrow (D_{19} - 2EA) \times 2$ 단 배근
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$
 $= 2247.7 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,521 \times 2,400}{14,151} = 140 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,521 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 14,151 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,521 \times 2,400}{5,621} = 354 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,521 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 5,621 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,521 \times 2,400}{5,530} = 359 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,521 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 5,530 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 140
		=	7,483	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.18937	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 140
		=	2,164	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.47343	m	

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 354
		=	7,696	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02987	m	

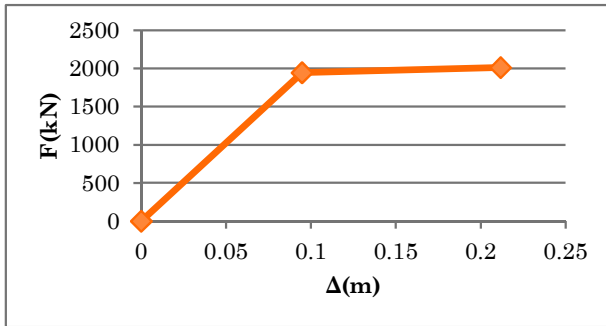
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 354
		=	2,377	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.07469	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

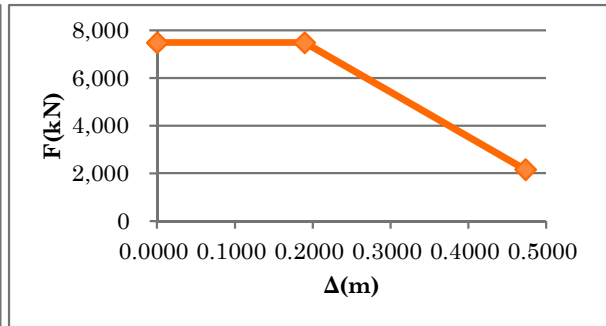
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 359
		=	7,701	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02882	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 359
		=	2,382	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.07206	m	

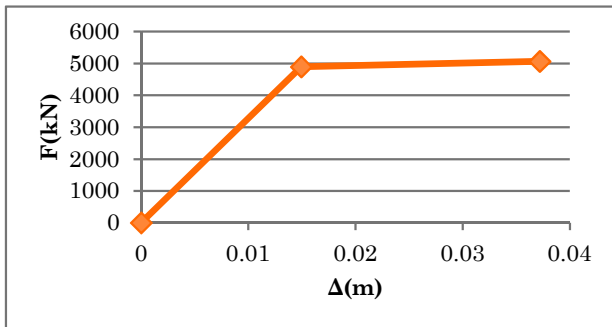
※ 힘·전단성능 곡선



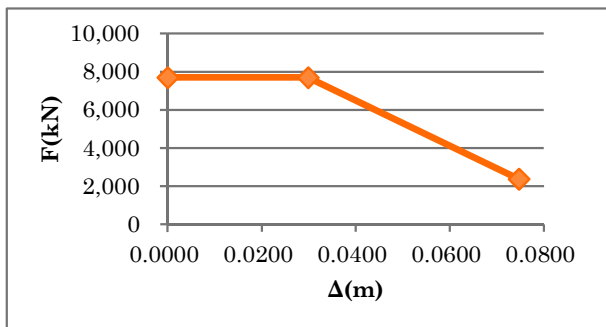
교축방향 휨성능 곡선



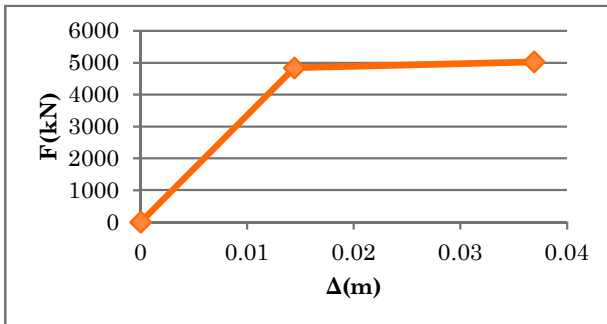
교축방향 전단성능 곡선



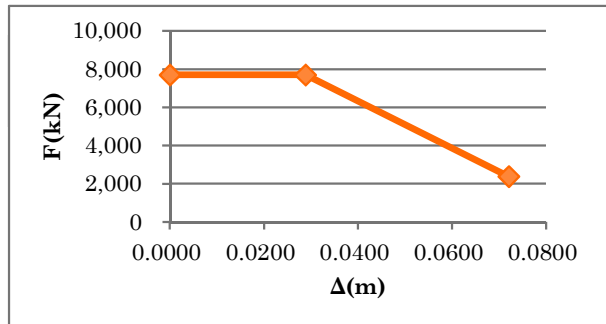
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



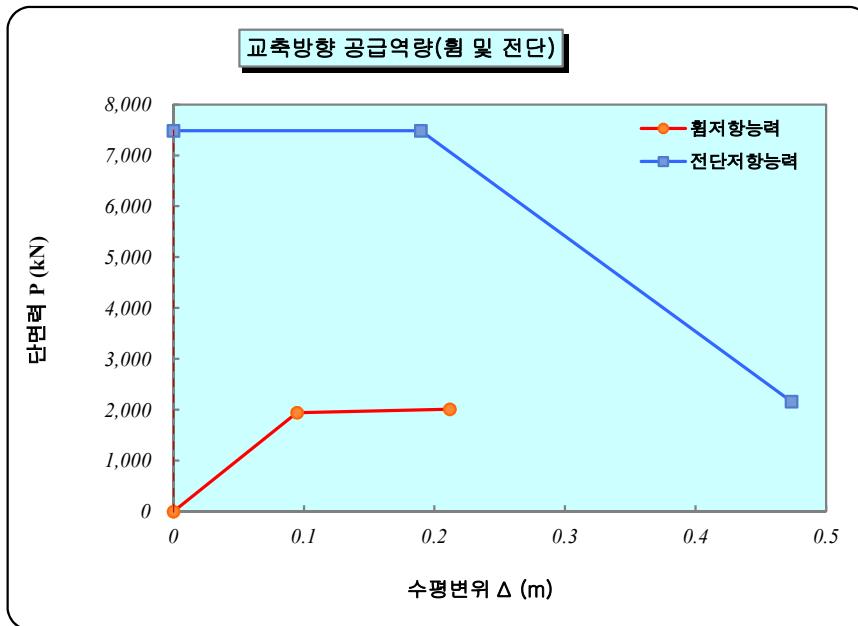
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

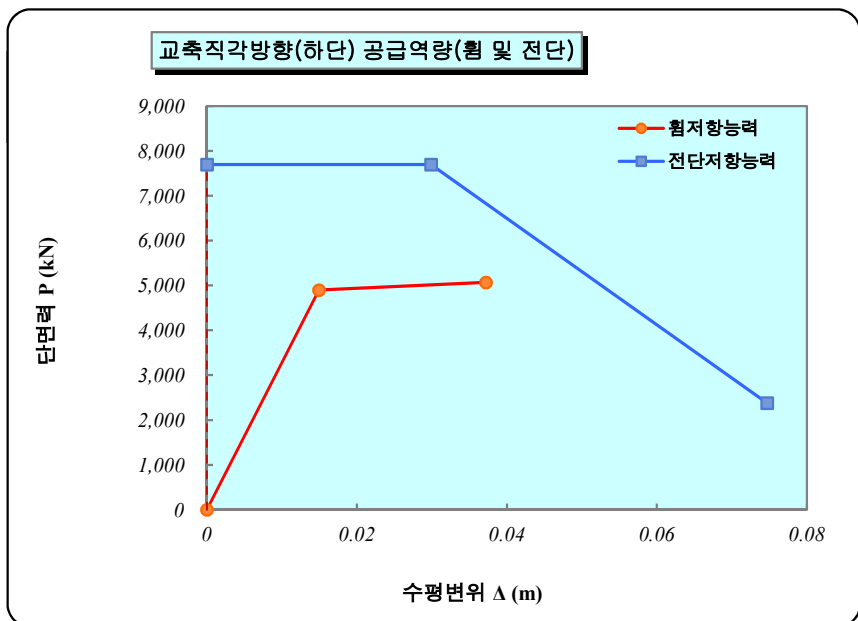
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



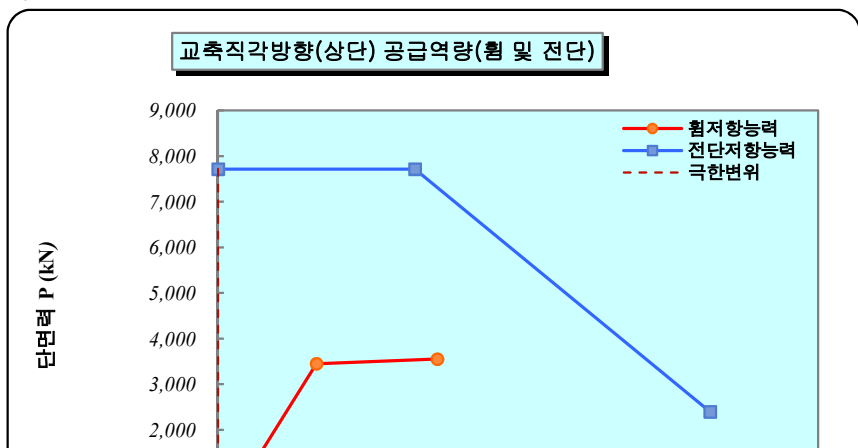
휨강도(P_f)
2,012
(kN)
전단강도(V_n)
7,483
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0947
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2117
(m)
변위연성도(μ)
2.236

2) 교축직각방향-하단

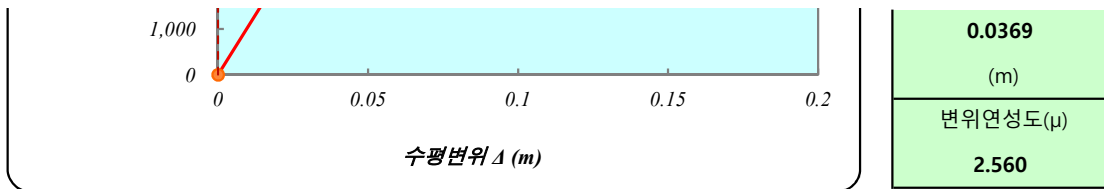


휨강도(P_f)
5,067
(kN)
전단강도(V_n)
7,696
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0149
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0372
(m)
변위연성도(μ)
2.490

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
5,030
(kN)
전단강도(V_n)
7,701
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0144
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,514 + 5,521 \times 1.5 \times 0.03318 \\
 &= 10,789 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{10,789}{27,527} = 0.392 \rightarrow RS \ 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **3.1957** 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 16,402 + 5,521 \times 1.5 \times 0.021$
 $= 16,572 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{16,572}{27,526} = 0.602 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.7953** 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 15,116 + 5,521 \times 1.5 \times 0.021$
 $= 15,287 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{15,287}{26,772} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.7953** 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
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.236$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.490$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.560$

② 소요성능

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

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} &= \frac{2.236}{1.000} = 2.236 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} &= \frac{2.490}{1.000} = 2.490 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.560}{1.000} = 2.560 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,483}{879} = 8.516 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

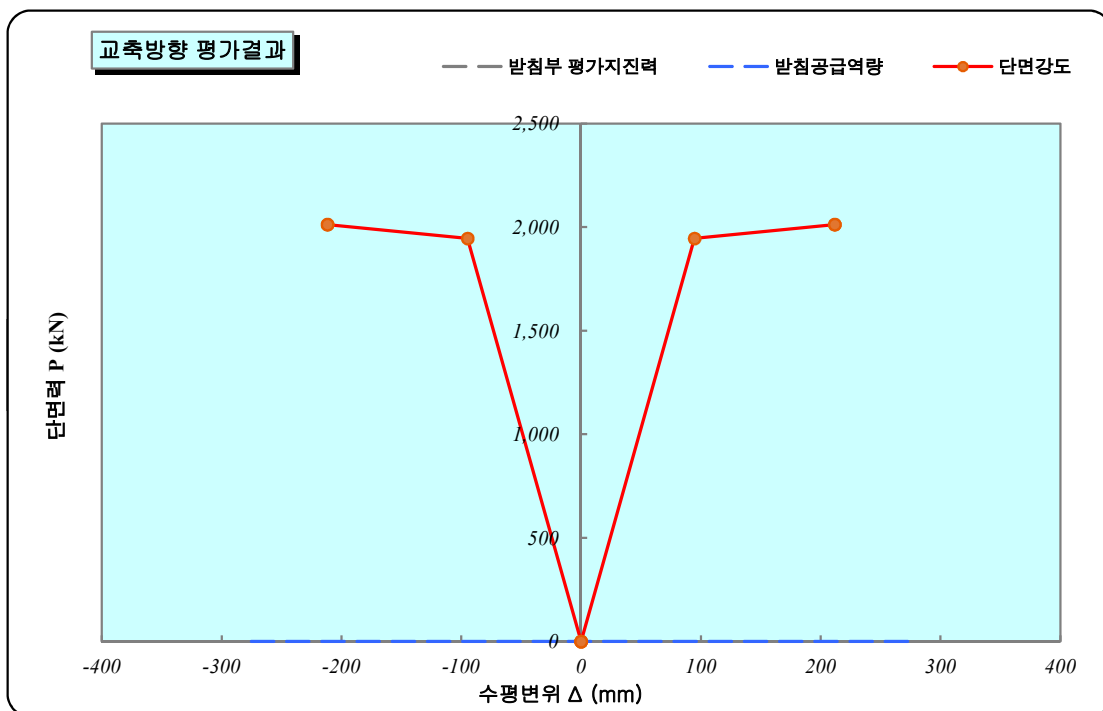
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,696}{2,895} = 2.658 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

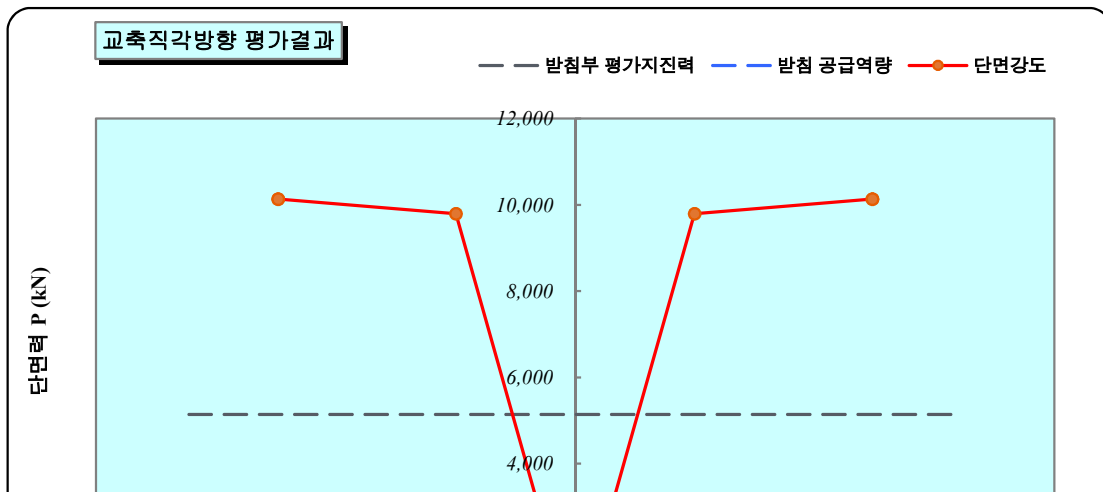
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,701}{2,736} = 2.814 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

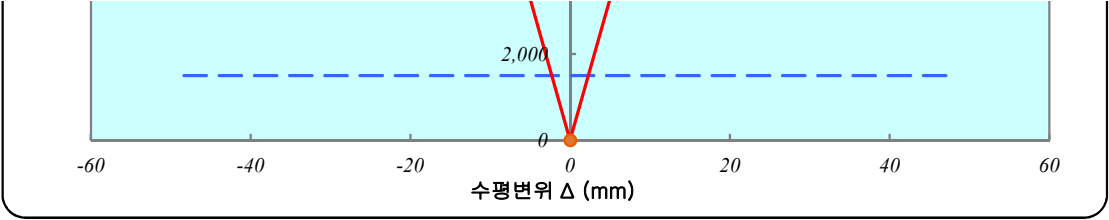
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





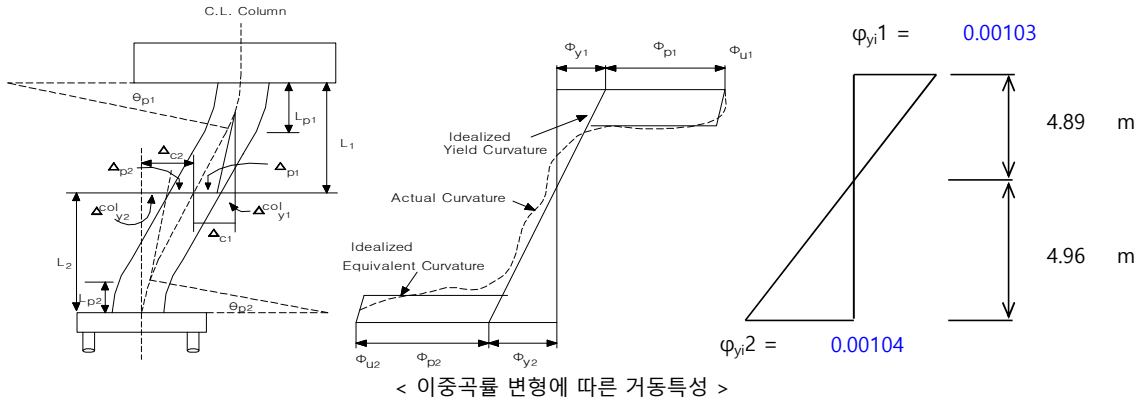
9. 교각부 평가

9.3 교각 9

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	9.849	9.849	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	12.849	4.925	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.196	0.795	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.849 \times 0.00103 / (0.00103 + 0.00104) = 4.89 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.849 \times 0.00104 / (0.00103 + 0.00104) = 4.96 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 27,972 / 12.849 = 2,177.002 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 28,849 / 12.849 = 2,245.218 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,974 / 4.960 = 5,639.859 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,860 / 4.960 = 5,818.448 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,309 / 4.889 = 5,585.784 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,268 / 4.889 = 5,781.919 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)
 M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.3.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 12.849^2}{3} = 0.0782 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 12.849 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 1.196 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00761 - 0.00142) \times 1.196 = 0.0074 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{28,849}{27,972} - 1 \right) \times 0.07823 + 0.00740 \times \left(12.849 - \frac{1.196}{2} \right) \\ &= 0.0931 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.07820 + 0.09310 = 0.1713 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1713}{0.0782} = 2.190 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.190 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.190** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 4.960^2}{3} = 0.0117 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.96 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.564 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00761 - 0.00142) \times 0.564 \\ &= 0.00350 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{28,860}{27,974} - 1 \right) \times 0.01166 + 0.00350 \times \left(4.960 - \frac{0.564}{2} \right) \\ &= 0.0167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0117 + 0.0167 = 0.0284 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.02840}{0.01166} = 2.436 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.436 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.436** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	2177	2245	5640	5818	5586	5782	

변위 Δ (m)	0.0782	0.1713	0.0117	0.0284	0.0113	0.0283	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.281 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07823 = 0.15645 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07823 = 0.39113 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.256 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01166 = 0.02331 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01166 = 0.05828 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.249 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01129 = 0.02258 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01129 = 0.05644 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2,241.3 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2,241.3 mm (횡철근 중심간 거리)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

$$= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $\Rightarrow (D16 - 2 EA) \text{ 2 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$
 $= 2241.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{12.849} = 180 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 12.849 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{4.960} = 465 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 4.960 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{4.889} = 472 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 4.889 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398
		=	6,897	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.15645	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398
		=	1,578	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.39113	m	

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398
		=	7,182	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02331	m	

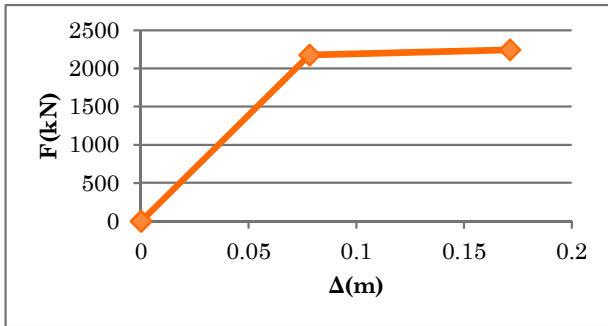
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398
		=	1,863	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05828	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

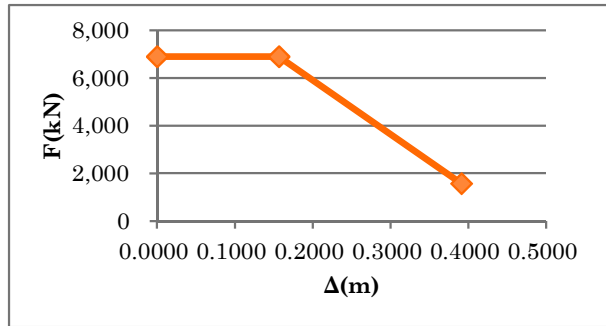
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398
		=	7,189	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02258	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398
		=	1,870	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05644	m	

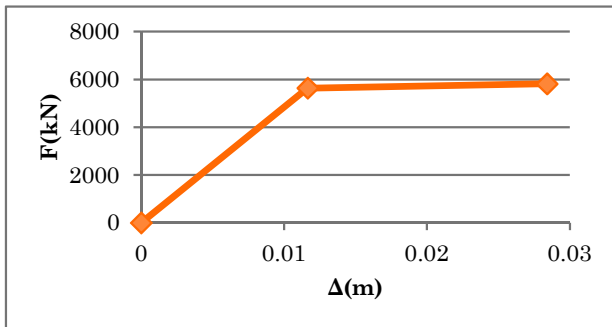
※ 힘·전단성능 곡선



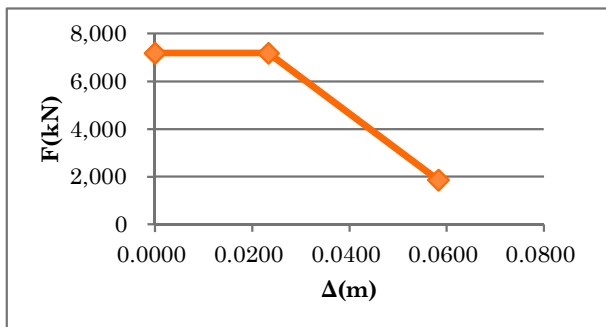
교축방향 휨성능 곡선



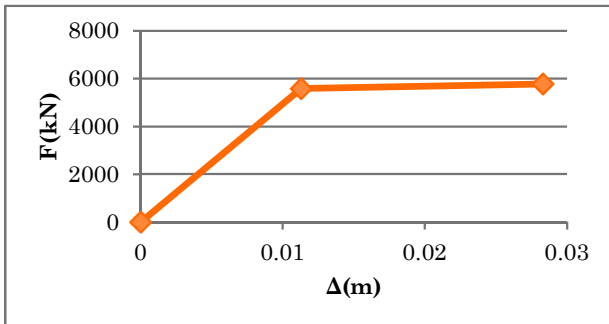
교축방향 전단성능 곡선



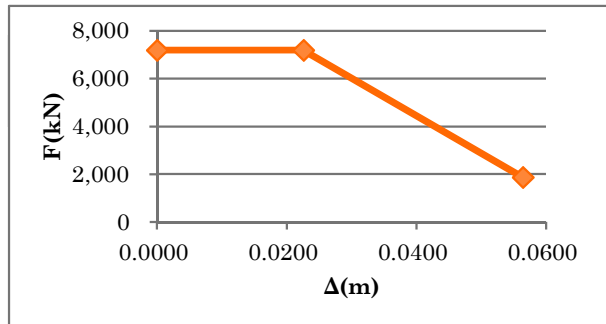
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



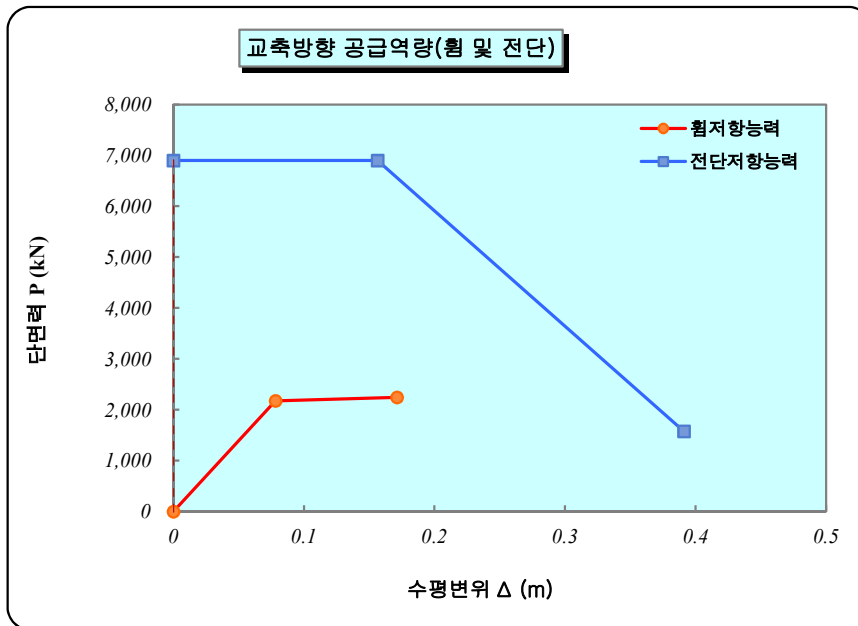
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

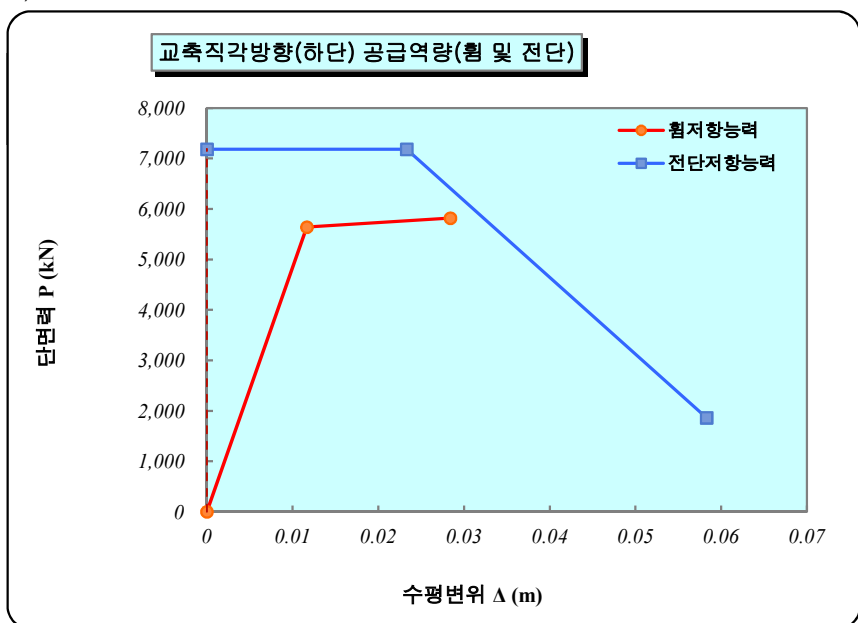
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



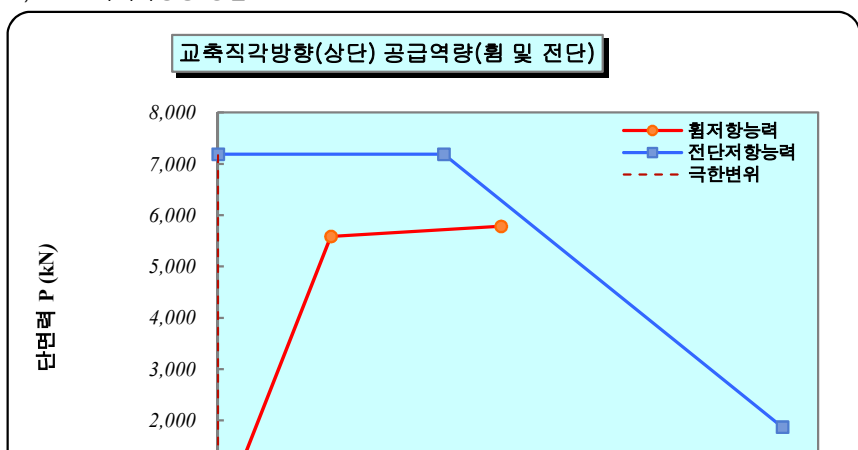
휨강도(P_f)
2,245
(kN)
전단강도(V_n)
6,897
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0782
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1713
(m)
변위연성도(μ)
2.190

2) 교축직각방향-하단

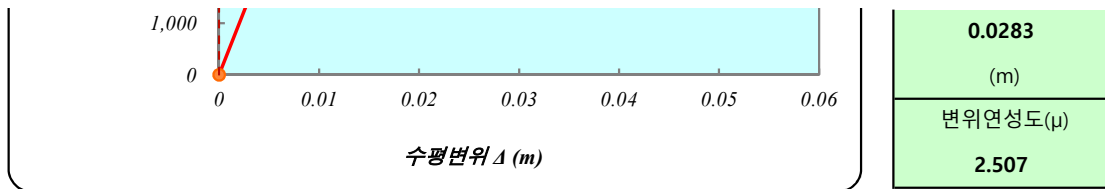


휨강도(P_f)
5,818
(kN)
전단강도(V_n)
7,182
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0117
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0284
(m)
변위연성도(μ)
2.436

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
5,782
(kN)
전단강도(V_n)
7,189
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0113
(m)
극한변위 (Δ_u)



9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 30,307 + 6,408 \times 1.5 \times 0.08285 \\
 &= 31,104 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{31,104}{27,972} = 1.112 \rightarrow \text{RS } 1.112 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 3.1957 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 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.112 = 1.112$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 11,990 + 6,408 \times 1.5 \times 0.015 = 12,139 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{12,139}{27,974} = 0.434 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.7953 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 11,023 + 6,408 \times 1.5 \times 0.015 = 11,172 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{11,172}{27,309} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.7953 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
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.190$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.436$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.507$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.112$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.190}{1.112} = 1.969 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.436}{1.000} = 2.436 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.507}{1.000} = 2.507 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{6,897}{2,422} = 2.848 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

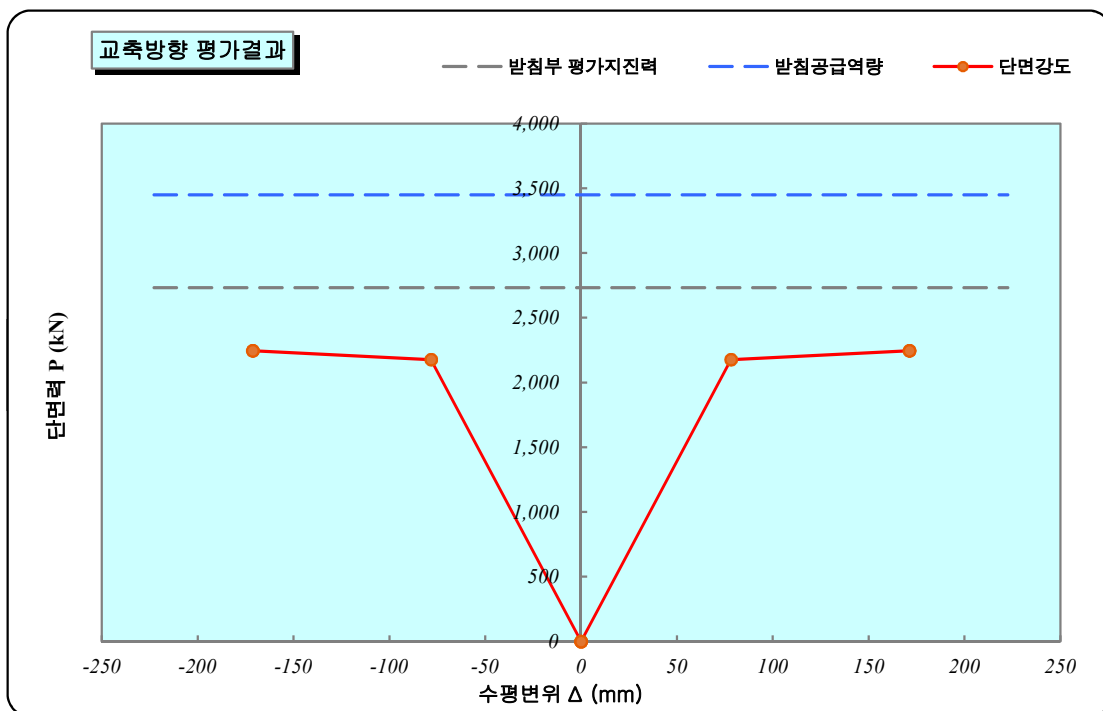
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,182}{2,390} = 3.005 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

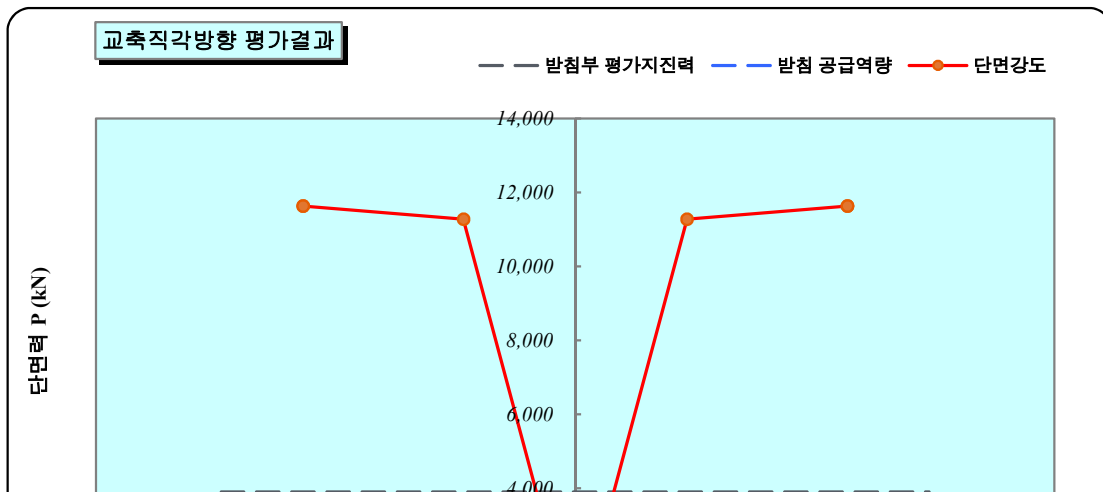
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,189}{2,273} = 3.163 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

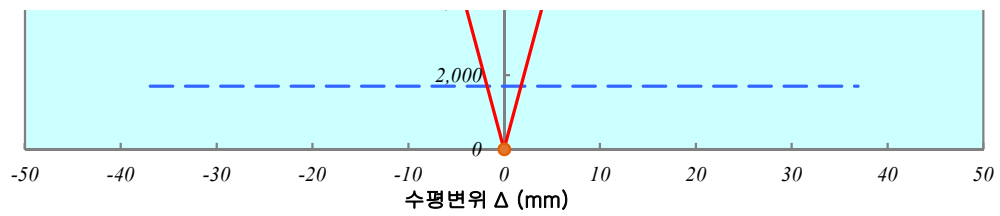
9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P2

10.1.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와
받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 4,130.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 4,130.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC} &= 4,130.00 \times 1 = 4,130.00 \text{ kN} \\ &= 1,250.00 \times 2 = 2,500.00 \text{ kN} \\ &= 6,630.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 4,130.00 \times 1 = 4,130.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,095, 2,732] = 2,732.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[7,209, 3,901] = 3,901.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{6,630.00}{2,732.37} = 2.426 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,130.00}{3,901.23} = 1.059 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	860	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	860	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	160	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	64	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	550	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	720	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	720	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	3217	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	550	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	3000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad V_{sa} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1 \times 3,217 \times 860 = 11,066 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1 \times 3,217 \times 860 = 11,066 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 2732.37 / 3 = 911 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 3901.23 / 1 = 3,901 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{11,066}{911} = 12.150 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{11,066}{3,901} = 2.837 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,617 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,617 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,499 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,499 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12177 \quad mm$$

$$S_L = 720 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,426 \quad mm$$

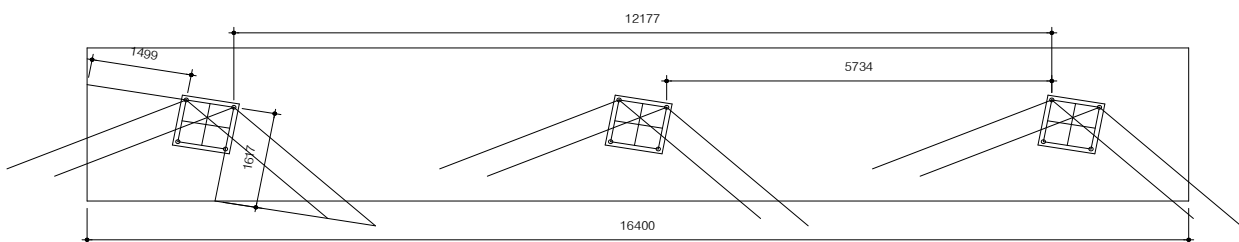
$$S_T = 720 \quad mm$$

$$S_{ax} = 5734 \quad mm$$

$$h_{cop} = 3,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,426 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 16,400 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 39,778,200 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1617^2 = 11,766,101 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 39,778,200 < 6 \times 11,766,101 = 70,596,603 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 1617^{1.5}$$

$$= 3,094.78 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.885$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 550 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{39,778,200}{11,766,101} \times 0.885 \times 1.400 \times 1.000 \times 3,095 = 12,969 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,219 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,000 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 897 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 897 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 0 \text{ mm}$$

$$S_L = 720 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 3,329 \text{ mm}$$

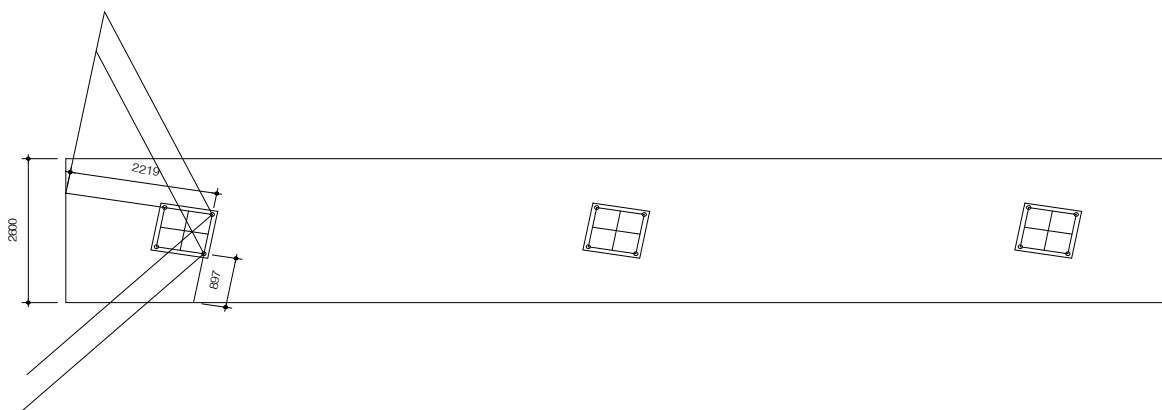
$$S_T = 720 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,000 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,600 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llllllll} \text{1면} & C_{a1} & = & 2,219 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,329 & \text{mm} \\ \text{2면} & C_{a2}' & = & 897 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,329 & \text{mm} \\ \text{3면} & h_{\text{cop}} & = & 3,000 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,329 & \text{mm} \end{array}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$\begin{aligned} C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] & = & 2,000 & \text{mm} \\ & 1.5C_{a1}' & = & 3,000 & \text{mm} \\ \therefore C_{a1} &= 2,000 & \text{mm} & 1.5C_{a1} & = & 3,000 & \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 7,800,000 & \text{mm}^2 \\ A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 & = & 4.5 \times 2,000^2 & = & 18,000,000 & \text{mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 7,800,000 < 2 \times 18,000,000 & = & 36,000,000 & \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 2,000^{1.5} \\ &= 4,257.07 & \text{kN} \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.790 \quad \Phi_{h,v} = 1.053$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{efr}}, 8d_a] = 550 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.790 \times 1.400 \times 1.053 \times 4,257 = 2,148 & \text{kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 911 \times 3 = 2,732 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 3,901 \times 1 = 3,901 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llllllll} \text{교축방향} & \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{12,969}{2,732} & = & 4.747 & > & 1.0 & \text{OK} \\ \text{교직방향} & \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{2,148}{3,901} & = & 0.551 & < & 1.0 & \text{NG} \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,617 \text{ mm}$$

$$S_L = 720 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,617 \text{ mm}$$

$$S_T = 720 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,499 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 5,734 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,499 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

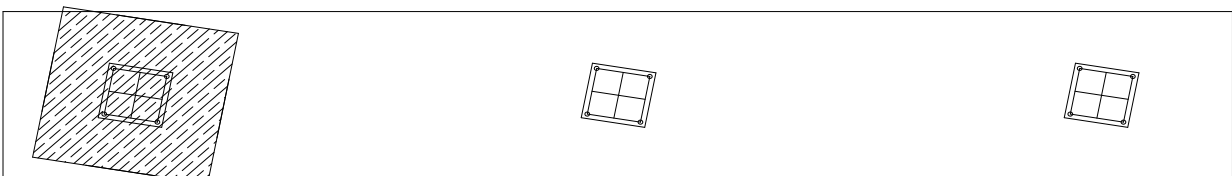
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 825.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 825.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,650.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,650.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 5,585,934 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2722500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,585,934 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 631.90 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{5,585,934}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,621 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1,621 = 3,241 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 3,241 / 1 = 3,241 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,219 \text{ mm}$$

$$S_L = 720 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,000 \text{ mm}$$

$$S_T = 720 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 897 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 5,734 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 897 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

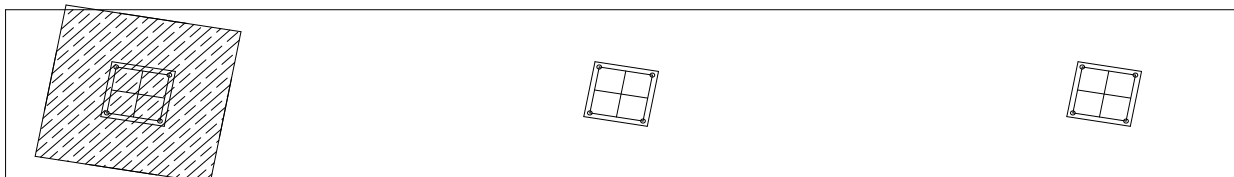
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 825.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 825.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,650.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,650.0 \text{ mm}$$



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$\begin{array}{llllllll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,000 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 2\text{면} & C_{a2} & = & 897 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 3\text{면} & C_{a2}' & = & 897 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 4\text{면} & S_T + S_{ax} & = & 6,454 & \text{mm} & > & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm} \\
 & S_{ay} & = & 0 & \text{mm} & < & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 897, 897\}}{1.5}, \frac{\max\{(720 + 5734), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{6,454}{3} \right] \\
 &= 2,151 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 5,585,934 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2,722,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,585,934 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 631.90 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{5,585,934}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,621 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 1621 = 3,241 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 3,241 / 1 = 3,241 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 911 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 3,901 \text{ kN}$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} &= \frac{3,241}{911} = 3.559 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} &= \frac{3,241}{3,901} = 0.831 < 1.0 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교축	6,630	2,732	2.426	OK
		교직	4,130	3,901	1.059	OK
	앵커볼트	교축	11,066	911	12.150	OK
		교직	11,066	3,901	2.837	OK
	콘크리트	교축	12,969	2,732	4.747	OK
		교직	2,148	3,901	0.551	NG
	프라이아웃	교축	3,241	911	3.559	OK
		교직	3,241	3,901	0.831	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P8

10.2.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와
받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_B = 1,500.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

$$F_{BC} = 1,500.00 \times 2 = 3,000.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[10,134, 5,141] = 5,140.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,000.00}{5,140.67} = 0.584 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	540	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	540	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	105	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	42	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	360	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	450	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격

$n = 4$ ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	$f_{ck} = 24$ MPa
앵커의 유효단면적	$A_{se} = 1385$ mm ²
앵커의 인장강도	$f_{uta} = 860$ MPa
앵커의 유효 물힘길이	$h_{ef} = 360$ mm
코핑부 깊이	$h_{cop} = 3000$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 1 \times 1,385 \times 860 = 4,766 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 5140.67 / 2 = 2,570 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{4,766}{2,570} = 1.854 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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

$$C_{a1} = 1,890 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,890 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 598 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 598 \text{ mm}$$

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

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

$$h_{cop} = 3,000 \text{ mm}$$

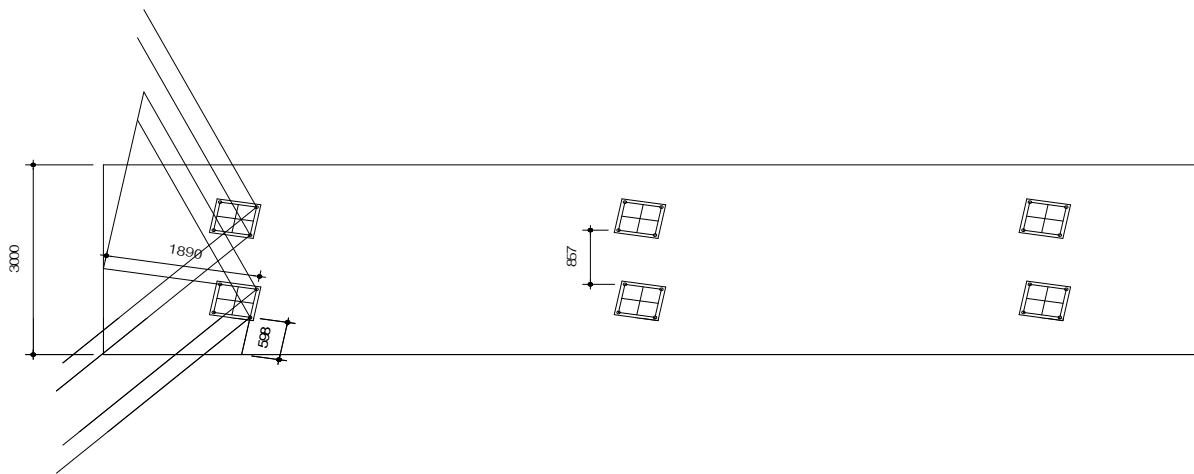
$$\text{투영길이} = 3,000 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 857 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 2,835 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 857 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,835 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,890 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,835 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 598 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,835 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{cop} = 3,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 2,835 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$C_{a1}' = \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 1,890 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1}' = 2,835 \text{ mm}$$

$$\therefore C_{a1} = 1,890 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 2,835 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 8,505,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,890^2 = 16,074,450 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 8,505,000 < 4 \times 16,074,450 = 64,297,800 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{360^{0.2}}{105} \times \sqrt{105} \times \sqrt{24} \times 1,890^{1.5}$$

$$= 3,166.41 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.763 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 360 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{8,505,000}{16,074,450} \times 0.763 \times 1.400 \times 1.000 \times 3166 = 1,790 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 2,570 \times 2 = 5,141 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{1,790}{5,141} = 0.348 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,890 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,890 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 598 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 598 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 360 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef} = 540.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,080.0 \text{ mm}$$

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

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

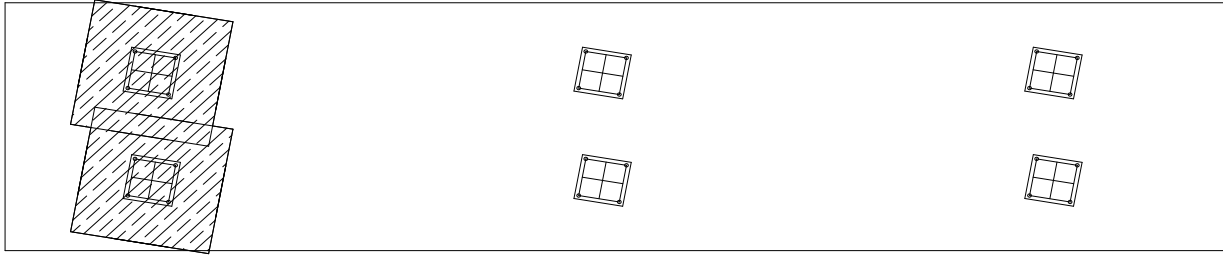
$$S_{ax} = 4,667 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 857 \text{ mm}$$

$$h_{ef}' = 360 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

$$1.5h_{ef}' = 540.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,080.0 \text{ mm}$$



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,890	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
2면	C_{a2}	=	598	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
3면	C_{a2}'	=	598	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	5,117	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,080.0	mm
	S_{ay}	=	857	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,080.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1890, 598, 598\}}{1.5}, \frac{\max\{(450+4667), 857\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,890}{1.5}, \frac{5,117}{3} \right] \\
 &= 1,706 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 360 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 4,348,391 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 1,166,400 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 4,348,391 < 8 \times 1,166,400 = 9,331,200 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 334.63 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{4,348,391}{1,166,400} \times 1.000 \times 1.250 \times 334.6 = 1,559 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 1559 = 3,119 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 3,119 / 2 = 1,559 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 2,570 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,559}{2,570} = 0.607 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	3,000	5,141	0.584	NG
	앵커볼트	교직	4,766	2,570	1.854	OK
	콘크리트	교직	1,790	5,141	0.348	NG
	프라이아웃	교직	1,559	2,570	0.607	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P9

10.3.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와
받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 3,410.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 3,410.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC} &= 3,410.00 \times 1 = 3,410.00 \text{ kN} \\ &= 1,010.00 \times 2 = 2,020.00 \text{ kN} \\ &= 5,430.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 3,410.00 \times 1 = 3,410.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,490, 4,553] = 4,490.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[11,637, 3,764] = 3,763.52 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,430.00}{4,490.44} = 1.209 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,410.00}{3,763.52} = 0.906 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	770	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	770	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	160	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	64	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	550	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	650	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	650	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	3217	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	550	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	3000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad V_{sa} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1 \times 3,217 \times 860 = 11,066 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1 \times 3,217 \times 860 = 11,066 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 4490.44 / 3 = 1,497 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 3763.52 / 1 = 3,764 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{11,066}{1,497} = 7.393 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{11,066}{3,764} = 2.940 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,588 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,588 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,473 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,473 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9200 \quad mm$$

$$S_L = 650 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,382 \quad mm$$

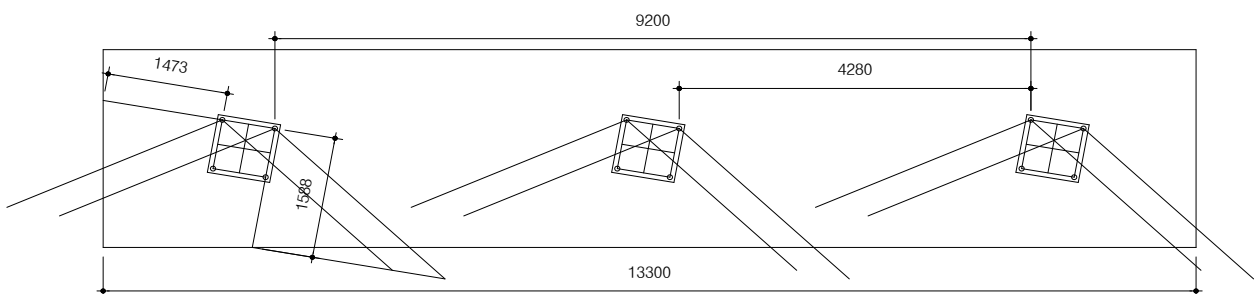
$$S_T = 650 \quad mm$$

$$S_{ax} = 4280 \quad mm$$

$$h_{cop} = 3,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,382 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 13,300 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 31,680,600 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1588^2 = 11,347,848 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 31,680,600 < 6 \times 11,347,848 = 68,087,088 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 1588^{1.5}$$

$$= 3,011.90 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.886$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 550 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{31,680,600}{11,347,848} \times 0.886 \times 1.400 \times 1.000 \times 3,012 = 10,424 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,123 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,000 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 938 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 938 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 0 \text{ mm}$$

$$S_L = 650 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 3,185 \text{ mm}$$

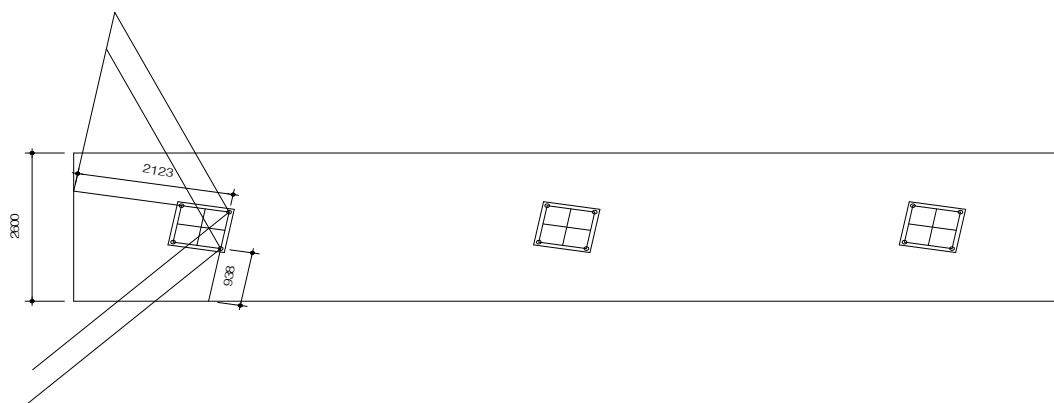
$$S_T = 650 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,000 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,600 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llllllll}
 \text{1면} & C_{a1} & = & 2,123 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,185 & \text{mm} \\
 \text{2면} & C_{a2}' & = & 938 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,185 & \text{mm} \\
 \text{3면} & h_{\text{cop}} & = & 3,000 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,185 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$\begin{array}{llll}
 C_{a1}' = \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] & = & 2,000 & \text{mm} \\
 1.5C_{a1}' & = & 3,000 & \text{mm} \\
 \therefore C_{a1} = 2,000 \text{ mm} & 1.5C_{a1} & = & 3,000 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{llll}
 A_{vc} & = & 7,800,000 & \text{mm}^2 \\
 A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 & = & 4.5 \times 2,000^2 & = 18,000,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} & = & 7,800,000 < 2 \times 18,000,000 & = 36,000,000 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 2,000^{1.5} \\
 &= 4,257.07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.794 \qquad \Phi_{h,v} = 1.030$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{efr}}, 8d_a] = 550 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
 &= \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.794 \times 1.400 \times 1.030 \times 4,257 = 2,112 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllll}
 \text{교축방향:} & F_{AC,DL} & = & 1,497 & \times & 3 & = 4,490 \text{ kN} \\
 \text{교직방향:} & F_{AC,DT} & = & 3,764 & \times & 1 & = 3,764 \text{ kN}
 \end{array}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llllllll}
 \text{교축방향} & \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{10,424}{4,490} & = & 2.321 & > & 1.0 & \text{OK} \\
 \text{교직방향} & \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{2,112}{3,764} & = & 0.561 & < & 1.0 & \text{NG}
 \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,588 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,588 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,473 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,473 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef} = 825.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,650.0 \text{ mm}$$

$$S_L = 650 \text{ mm}$$

$$S_T = 650 \text{ mm}$$

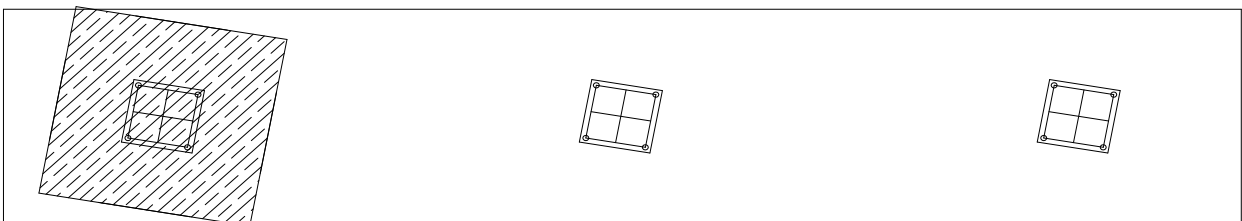
$$S_{ax} = 4,280 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef}' = 825.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,650.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 5,283,928 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2722500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,283,928 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 631.90 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{5,283,928}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,533 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1,533 = 3,066 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 3,066 / 1 = 3,066 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,123 \text{ mm}$$

$$S_L = 650 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,000 \text{ mm}$$

$$S_T = 650 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 938 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 4,280 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 938 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

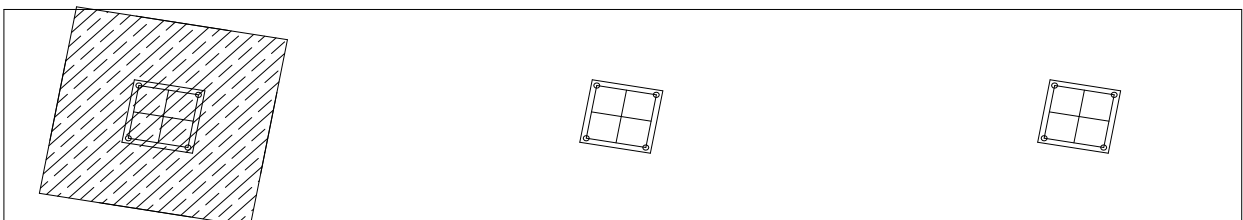
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 825.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 825.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 1,650.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 1,650.0 \text{ mm}$$



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$\begin{array}{llllllll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,000 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 2\text{면} & C_{a2} & = & 938 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 3\text{면} & C_{a2}' & = & 938 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 4\text{면} & S_T + S_{ax} & = & 4,930 & \text{mm} & > & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm} \\
 & S_{ay} & = & 0 & \text{mm} & < & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 938, 938\}}{1.5}, \frac{\max\{(650 + 4280), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{4,930}{3} \right] \\
 &= 1,643 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 5,283,928 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 2,722,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,283,928 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 631.90 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{5,283,928}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,533 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 1533 = 3,066 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 3,066 / 1 = 3,066 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 1,497 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 3,764 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,066}{1,497} = 2.048 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,066}{3,764} = 0.815 < 1.0$	NG

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교축	5,430	4,490	1.209	OK
		교직	3,410	3,764	0.906	NG
	앵커볼트	교축	11,066	1,497	7.393	OK
		교직	11,066	3,764	2.940	OK
	콘크리트	교축	10,424	4,490	2.321	OK
		교직	2,112	3,764	0.561	NG
	프라이아웃	교축	3,066	1,497	2.048	OK
		교직	3,066	3,764	0.815	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A1

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_B = 310.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

$$F_{BC} = 310.00 \times 1 = 310.00 \text{ kN}$$

(3) 소요능력 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 969.96 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{310.00}{969.96} = 0.320 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	340	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	340	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	170	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	280	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	280	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격

$n = 4$ ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	$f_{ck} = 24$ MPa
앵커의 유효단면적	$A_{se} = 314$ mm ²
앵커의 인장강도	$f_{uta} = 860$ MPa
앵커의 유효 물힘길이	$h_{ef} = 170$ mm
교대부 깊이	$h_{cop} = 4564$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad n : \text{앵커갯수}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 1 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 969.96 / 1 = 970 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,081}{970} = 1.114 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

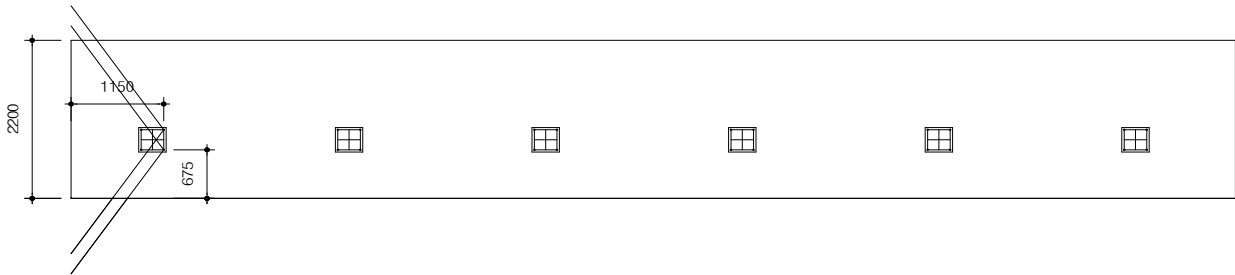
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,150 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,150 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 675 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 675 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 280 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,725 \text{ mm} \\
 S_T &= 280 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 4,564 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,725 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,150 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 675 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 4,564 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 1,150 \text{ mm} \\
 1.5C_{a1}' &= 1,725 \text{ mm} \\
 \therefore C_{a1} &= 1,150 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 3,795,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,150^2 = 5,951,250 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 3,795,000 < 2 \times 5,951,250 = 11,902,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= 0.6 \frac{170^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1,150^{1.5}$$

$$= 1,035.34 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.817 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 170 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{3,795,000}{5,951,250} \times 0.817 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,035 = 756 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 970 \times 1 = 970 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{756}{970} = 0.779 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,150	mm	S_L	=	280	mm
C_{a1}'	=	1,150	mm	S_T	=	280	mm
C_{a2}	=	675	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	675	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	170	mm	h_{ef}'	=	170	mm (유효물힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	255.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	255.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	510.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	510.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,150	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	255.0	mm
2면	C_{a2}	=	675	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	255.0	mm
3면	C_{a2}'	=	675	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	255.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,330	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	510.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	510.0	mm

- 앵커의 유효물힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1150, 675, 675\}}{1.5}, \frac{\max\{(280 + 2050), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,150}{1.5}, \frac{2,330}{3} \right] \\
 &= 777 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 170 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 624,100 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 260,100 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 624,100 < 4 \times 260,100 = 1,040,400 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 108.59 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{624,100}{260,100} \times 1.000 \times 1.250 \times 108.6 = 326 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 326 = 651 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 651 / 1 = 651 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 970 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{651}{970} = 0.672 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교직	310	970	0.320	NG
	앵커볼트	교직	1,081	970	1.114	OK
	콘크리트	교직	756	970	0.779	NG
	프라이아웃	교직	651	970	0.672	NG

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

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

(1) P2

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [30,637, 27,972] \\ &= 27,972 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,547, 1,493] \\ &= 1,493 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [30,632, 22,412] \\ &= 22,412 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,605, 2,674] \\ &= 2,674 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,496 \times 2 = 20,992 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,493 \times 2 = 2,986 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 27,972 \times 2 = 55,943 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,496 \times 2 = 20,992 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 2,674 \times 2 = 5,348 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 22,412 \times 2 = 44,824 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

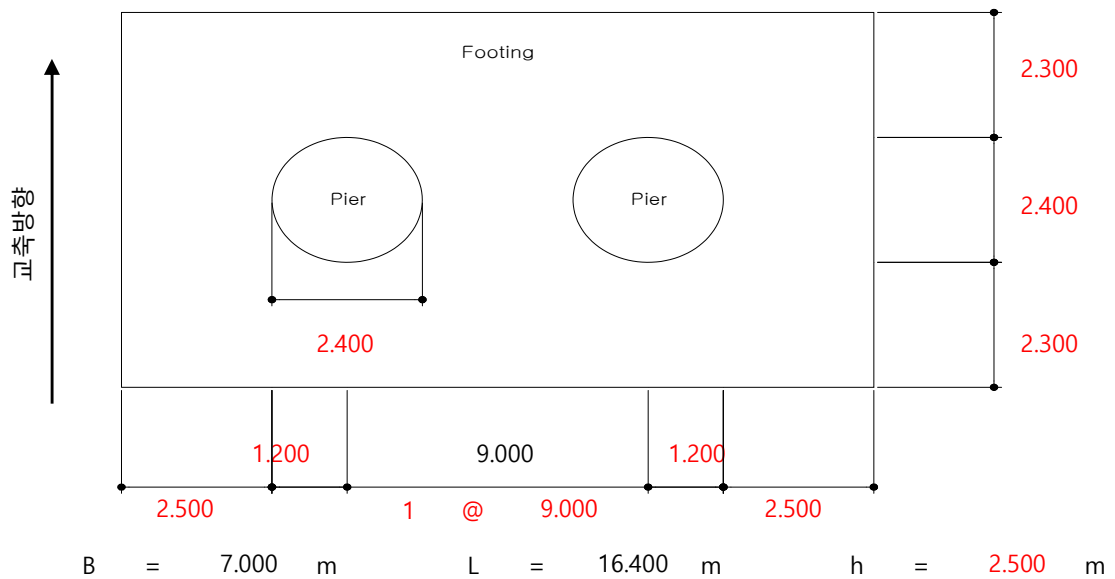
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	20,992	2,986	55,943	
교축직각방향	20,992	5,348	44,824	

11. 기초부 평가

11.1 교각 2

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.487	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.148	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 63885	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
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 3.300	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	1.910 ≤ 2.800	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	1.753 ≤ 6.560	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 3.179 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 12.893 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.000 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.518 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	10.348 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.128 \quad \beta = 0.457$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.426 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	23.283 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.182$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.091$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.993$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.497$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.604$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.302$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.149$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.074$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	#NAME?
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	15.784 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.178			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.901			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.173			
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	3.930			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	3.840			
교 축 방 향 깊 이 계 수,		($D_f > B_f'$)						
d_c	=	$1 + 0.4 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
d_r	=	1		=	1.000			
d_q	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,		($D_f \leq L_f'$)						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.155			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.099			
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

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최 소 값 적용
교 축	5.518 MPa	6.426 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	10.348 MPa	23.283 MPa	15.784 MPa	10.348 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.769 \leq 7.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{\max} = 0.849 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 19.340 > 16.400$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.475 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.104 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = \#NAME? \#NAME? 2.000$	$\#NAME?$
교 축 직 각	$q_u / q_a = 21.806 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 6.668 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 3.724 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

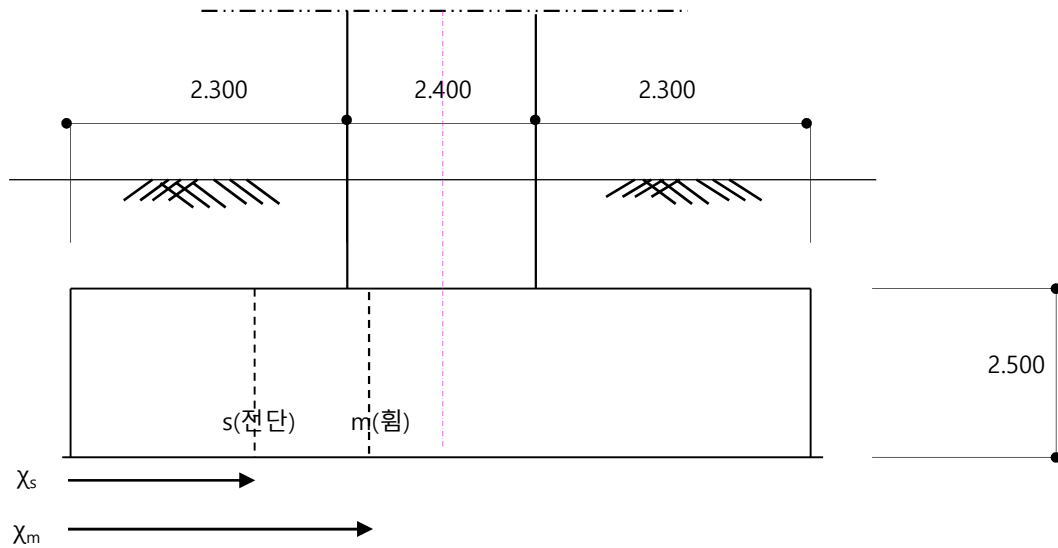
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.300 + (2.400 - 2.127)/2$	2.437 m
전단	$\chi_s = 2.437 - 2.400/2$	1.237 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.415 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.629 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3043 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1267 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2312 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	963 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	34283 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	14981 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	28928 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	12751 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 47199 \geq 28928$	O.K
전단	$\Phi V_n = 32137 \geq 12751$	O.K

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

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

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

$$b = 16400 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 131 ea

$$A_s = 66378 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 32137 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

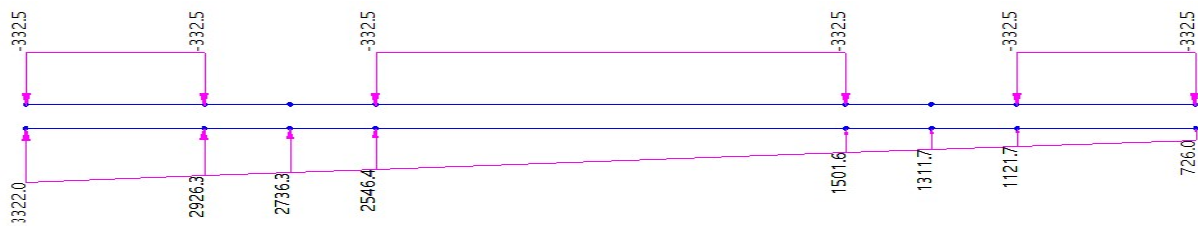
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	3322 kN/m
Qmin			726 kN/m

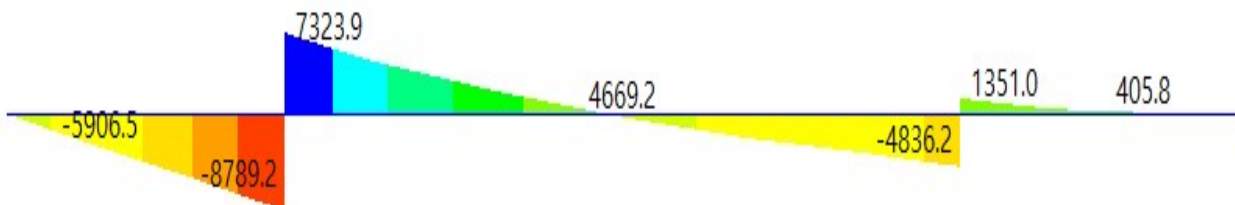
② 구조해석 모델링



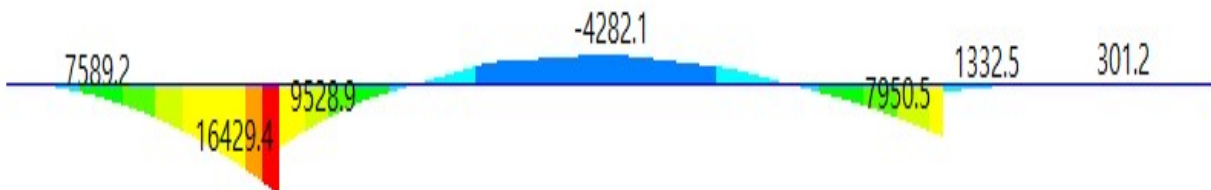
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 16429	kN-m
최대 발생 전단력	Vu	= 7324	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	19465	$\geq$	16429	O.K
전단	ΦV_n	=	13717	$\geq$	7324	O.K

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

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

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

$$b = 7000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 54 ea

$$A_s = 27362 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 57.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	1.910	1.466	O.K
		교축직각	6.560	1.753	3.741	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	21.806	2.000	10.903	O.K
	활동	교축	6.668	1.200	5.557	O.K
		교축직각	3.724	1.200	3.103	O.K
단면 검토	힘	교축	47199	28928	1.632	O.K
		교축직각	19465	16429	1.185	O.K
	전단	교축	32137	12751	2.520	O.K
		교축직각	13717	7324	1.873	O.K

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

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

(1) P8

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [28,476, 10,514] \\ &= 10,514 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,012, 879] \\ &= 879 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [28,482, 16,402] \\ &= 16,402 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [5,067, 2,895] \\ &= 2,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,758 \times 2 = 13,516 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 879 \times 2 = 1,757 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 10,514 \times 2 = 21,028 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,758 \times 2 = 13,516 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 2,895 \times 2 = 5,790 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 16,402 \times 2 = 32,804 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	13,516	1,757	21,028	
교축직각방향	13,516	5,790	32,804	

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 4.835 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 9.274 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.100 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.368 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	8.527 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.158 \quad \beta = 0.447$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.593 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	13.584 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.385$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.192$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.416$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.708$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.405$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.203$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.211$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.106$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	#NAME?
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	10.274 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.377			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.791			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.365			
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	2.385			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	2.343			
교 축 방 향 깊 이 계 수,		$(D_f > B_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
d_r	=	1		=	1.000			
d_q	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,		$(D_f \leq L_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.220			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.140			
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

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최 소 값 적용
교 축	6.368 MPa	7.593 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	8.527 MPa	13.584 MPa	10.274 MPa	8.527 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 7.253 > 7.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.486 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.018 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 13.911 > 13.300$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.481 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.023 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = \#NAME? \#NAME? 2.000$	$\#NAME?$
교 축 직 각	$q_u / q_a = 17.714 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.018 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.434 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

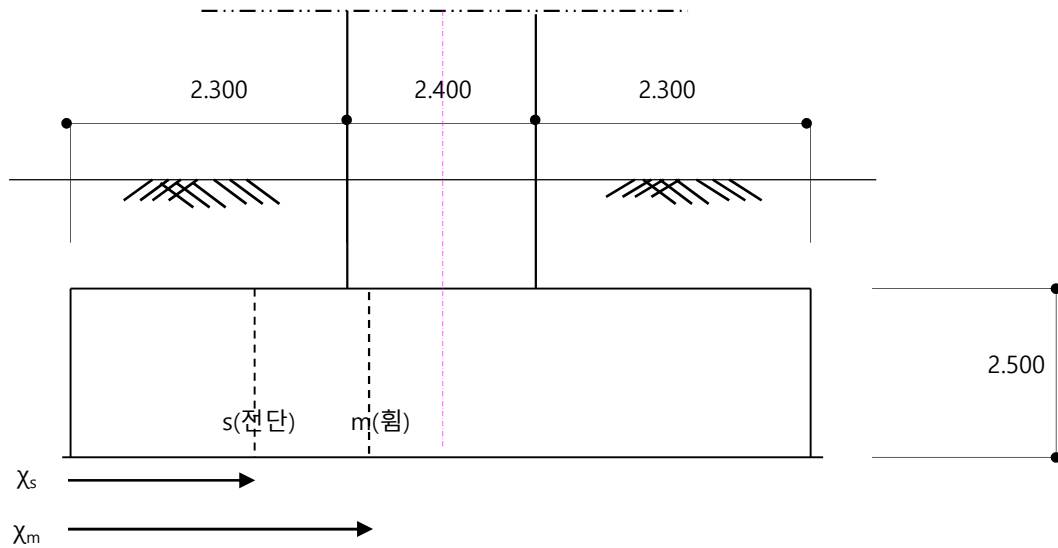
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.300 + (2.400 - 2.127)/2$	2.437 m
전단	$\chi_s = 2.437 - 2.400/2$	1.237 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.329 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.407 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	2467 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1028 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1950 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	812 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	17130 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	7342 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	12712 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	5501 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 37837 \geq 12712$	O.K
전단	$\Phi V_n = 26063 \geq 5501$	O.K

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

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

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

$$b = 13300 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 105 ea

$$A_s = 53204 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 58.8 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 26063 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

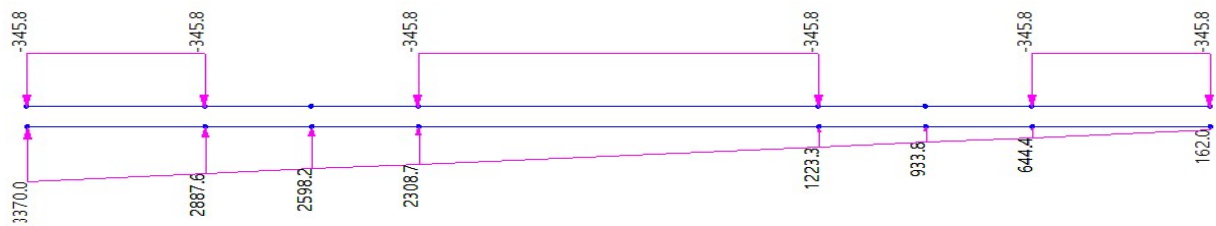
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	3370 kN/m
Qmin			162 kN/m

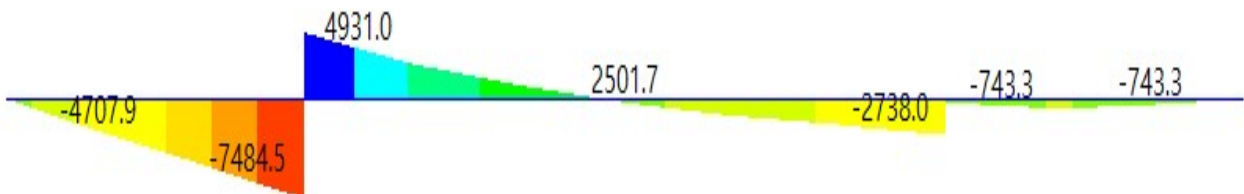
② 구조해석 모델링



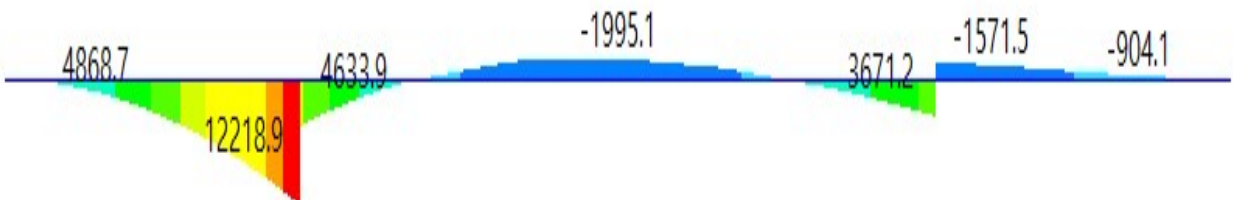
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 12219	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 4931	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
휨	ΦM_n	=	19465	$\geq$	12219	O.K
전단	ΦV_n	=	13717	$\geq$	4931	O.K

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

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

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

$$b = 7000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 54 ea

$$A_s = 27362 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 57.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

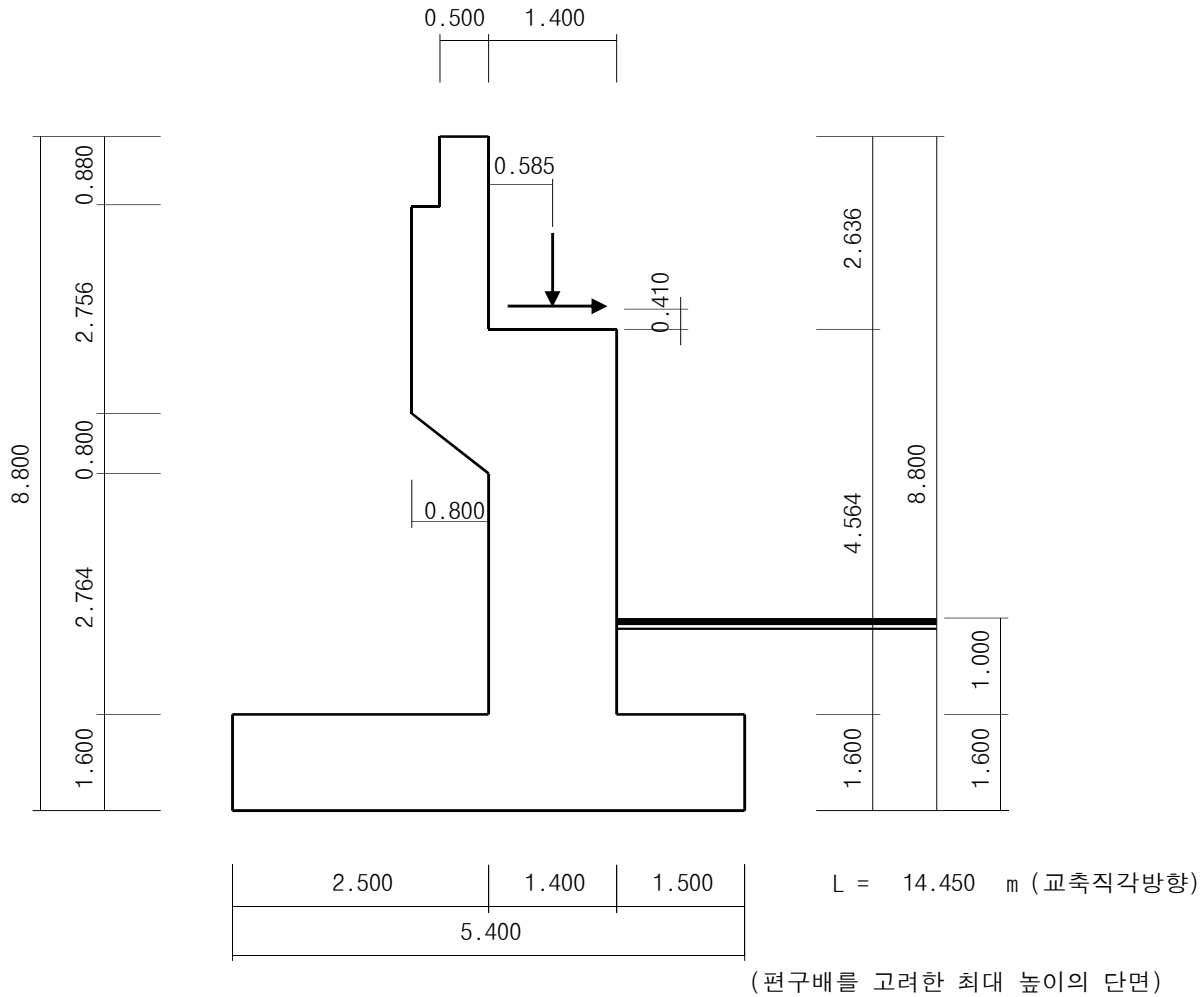
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	1.082	2.587	O.K
		교축직각	5.320	2.013	2.643	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	17.714	2.000	8.857	O.K
	활동	교축	8.018	1.200	6.682	O.K
		교축직각	2.434	1.200	2.028	O.K
단면 검토	힘	교축	37837	12712	2.976	O.K
		교축직각	19465	12219	1.593	O.K
	전단	교축	26063	5501	4.737	O.K
		교축직각	13717	4931	2.782	O.K

11.6 교대

11.6.1 단면 제원



11.6.2 상부 전달 하중

1) 고정하중 반력 (Dc)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 152.414 kN/m

2) 2차 고정하중 반력 (Dw)

- 포장, 방호벽 등 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 27.600 kN/m

3) 상부 지진하중 (EQ)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 수평력 = 9.001 kN/m

11.6.3 구체 지진하중 산출 조건

- 1) 지진구역계수 : 0.11
- 2) 위험도 계수 : 1.40
- 3) 수평지진계수 : 0.077 (A/2 적용)
- 4) 지반계수(S) : 내진설계에 의해 수평력 산출

11.7 교대

11.7.1 하중조합

① 하중수정 계수 η 집계표

하중조합	연성 η_D	여용성 η_R	중요도 η_I	하중수정계수 η_i		
				최대	표준	최소
극단상황한계상태 I	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	1.000

② 하중조합

구분	DC	DW	EH	EV	EQ	비 고
case1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	지지력 확인
case2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	전도, 활동 확인

11.7.2 하중산정

- 지진시 배면에 작용하는 수평토압 (EH)

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

$$\phi : \text{뒷채움흙의 내부마찰각} = 35.00^\circ$$

$$\beta : \text{벽배면과 연직면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\delta : \text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각} = 0.00^\circ$$

$$i : \text{지표면과 수평면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 4.403^\circ$$

$$K_E = \frac{\cos^2 30.60}{\cos 4.4 \times \cos^2 0.0 \times \cos 4.4 \times [1 + \sqrt{\{(\sin 35.0 \times \sin 30.6) / (\cos 4.4 \times \cos 0.0)\}}]^2}$$

$$= 0.3138$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.3138 \times \cos 0.00 = 0.3138$$

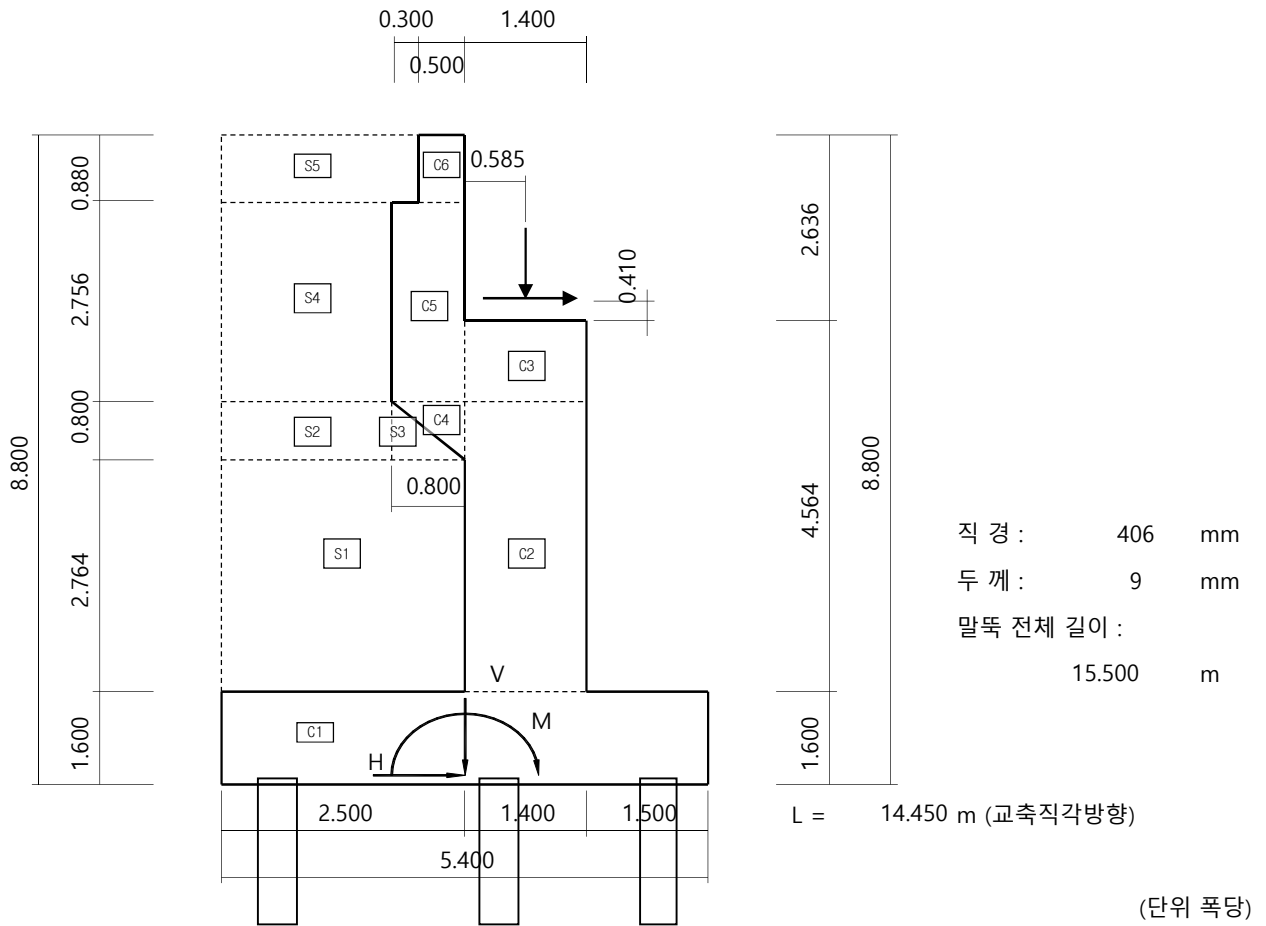
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 8.800 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 8.800 = 55.229 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 55.229) / 2 \times 8.800 = 243.008 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 243.008 \times 8.800 / 2 = 1069.235 \text{ kN}$$

- 구체에 의한 작용력(Dc) 및 뒷채움에 의한 작용력(Ev)



구분	A	γ	W	K_h	H	x	y	M_R	M
구체	C1	8.640	25.00	216.000	0.077	16.632	2.700	583.200	13.306
	C2	4.990	25.00	124.740	0.077	9.605	2.200	274.428	32.484
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.200	77.000	15.264
	C4	0.320	25.00	8.000	0.077	0.616	3.167	25.333	3.017
	C5	2.205	25.00	55.120	0.077	4.244	3.300	181.896	27.766
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	3.150	34.650	7.081
	소계	17.994		449.860		34.639		1176.507	98.918
뒷채움	S1	6.910	20.00	138.200	0.077	10.641	4.150	573.530	31.733
	S2	1.360	20.00	27.200	0.077	2.094	4.550	123.760	9.978
	S3	0.320	20.00	6.400	0.077	0.493	3.433	21.973	2.282
	S4	4.685	20.00	93.704	0.077	7.215	4.550	426.353	47.202
	S5	1.760	20.00	35.200	0.077	2.710	4.400	154.880	22.659
	소계	15.035		300.704		23.154		1300.497	113.853
총 계			750.564		57.793			2477.004	212.771

11.7.3 안정검토

- 단면력 계산 : 1.0Dc+1.0Dw+1.0EH+1.0EV+1.0EQ

$$\begin{aligned}
 H &= 1.0 \times 34.639 + 1.0 \times 243.008 + 1.0 \times 23.154 + 1.0 \times 9.001 &= & 309.802 & \text{kN} \\
 V &= 1.0 \times (152.414 + 449.860) + 1.0 \times 27.600 + 1.0 \times 300.704 &= & 930.578 & \text{kN} \\
 Mr &= 1.0 \times (152.414 \times 2.315 + 1,176.507) + 1.0 \times (27.600 \times 2.315) \\
 &\quad + 1.0 \times 1,300.497 &= & 2893.736 & \text{kN.m} \\
 M &= 1.0 \times 98.918 + 1.0 \times 1,069.235 + 1.0 \times 113.853 \\
 &\quad + 1.0 \times 9.001 \times 6.574 &= & 1341.177 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- 말뚝계산

1) 말뚝 제원

적용 공법	타입강관말뚝	말뚝 배치			
말뚝 직경	406.40 mm	번호	개수	각도	위치
말뚝 두께	9.00 mm	1	11	10.000	2.100
말뚝 길이	15.50 m	2	11	0.000	1.000
돌출 길이	0.00 m	3	11	0.000	-0.300
1/β부근의 N값	9.0	4	11	0.000	-1.900
평균 N값	32.0	5	0	0.000	0.000

2) 허용지지력 (말뚝 본당, 상시기준)

① 단면제원 (부식두께 2.00 mm)

$$\begin{aligned}
 - \text{말뚝의 면적} & A_p = 8695.300 \text{ mm}^2 \\
 - \text{선단폐쇄면적} & A = 127176.195 \text{ mm}^2 \\
 - \text{단면2차모멘트} & I = 169982000.000 \text{ mm}^4 \\
 - \text{탄성계수} & E = 40000.0 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

② 수직허용지지력

$$\begin{aligned}
 - \text{말뚝선단의 N치} &= 50 \\
 - \text{최대주면마찰력}(f) &= 2N = 2 \times 32.000 = 640.0 \text{ kN/m}^2 > 100 \text{ kN/m}^2 \\
 V_a &= 1/3 \times [30 \times N \times A + U \times \sum (l \times f)] \quad (\text{항타 말뚝이라 가정}) \\
 &= 1/3 \times (30 \times 50 \times 10 \times 127,176.195 / 1000000 + \pi \times 402.40 / 1000 \times 8.000 \times 100.000) \\
 &= 972.99 \text{ kN/본} \\
 V_a &= 972.990 \text{ kN/본} \quad (\text{상시 허용지지력})
 \end{aligned}$$

③ 수평허용지지력

$$- \text{말뚝두부의 허용수평변위 } \delta_a = 15 \text{ mm}$$

3) 스프링 정수 계산(말뚝본당)

- 무한장 말뚝 판정

$$\begin{aligned}
 (\text{상 시}) \quad \beta I &= 0.00068 \times 15400 = 10.47 > 3.0 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝} \\
 (\text{지진시}) \quad \beta I &= 0.00083 \times 15400 = 12.78 > 3.0 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝}
 \end{aligned}$$

구 분	상 시			지 진 시		
	고 정	힌 지	보정계수	고 정	힌 지	보정계수
K1	8551.6	4275.8	1.0	15551.0	7775.5	1.0
K2	6287.9	0.0	1.0	9368.1	0.0	1.0
K3	6287.9	0.0	1.0	9368.1	0.0	1.0
K4	9247.0	0.0	1.0	11286.8	0.0	1.0
Kv	29717.3	29717.3	-	29717.3	29717.3	-

4) 연립방정식 정수 계산(말뚝 전체)

구 분		Axx	Axy,Ayx	Ayy	Axa,Aax	Aaa	Aay,Aya
상 시	고정	421836844	39815	1300541	-192005	3358464	291469
	한지	210918422	47858	1299122	100502	2940756	276480
지진시	고정	767106128	26648	1302862	-354669	3460700	302228
	한지	383553064	41275	1300283	86677	2945875	278918

5) 말뚝도심에 작용하는 상부전달하중(전체)

구 분	지진시 말뚝에 전달되는 하중(전체)	
수평력	4476.634	kN
수직력	13446.850	kN
모멘트	13872.010	kN.m

6) 말뚝도심점의 변위

구 분		고 정	한 지
	$\delta x(\text{mm})$	0.00697	0.00979
	$\delta y(\text{mm})$	9.58503	9.52457
	$a(\text{rad.})$	3.17208	3.80688

7) 말뚝두부의 변위

구 분		고 정	한 지
구 분	$\delta x1$	-2.81429	-3.03251
	$\delta x2$	0.00697	0.00979
	$\delta x3$	0.00697	0.00979
	$\delta y1$	16.00079	17.25456
	$\delta y2$	12.75711	13.33145
	$\delta y3$	8.63341	8.38251
	$a(\text{rad.})$	3.17208	3.80688

8) 외력에 의한 말뚝의 분력(말뚝본당)

구 분		고 정	한 지
구 분	Pn1	475.500	512.759
	Pn2	379.107	396.175
	Pn3	256.562	249.106
	Ph1	-73.481	-23.579
	Ph2	-29.608	0.076
	Ph3	-29.608	0.076
	Mt1	62.167	0.000
	Mt2	35.737	0.000
	Mt3	35.737	0.000

9) 정밀성 검토(전체하중)

구 분			고 정	한 지
	수직력	말뚝반력	13446.860	13446.860
		전달하중	13446.850	13446.850
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	수평력	말뚝반력	-864.810	726.520
		전달하중	4476.634	4476.634
		오 차(%)	-119.318%	-83.771%
	모멘트	말뚝반력	13960.830	13957.380
		전달하중	13872.010	13872.010
		오 차(%)	0.640%	0.615%

10) 말뚝의 최대반력집계(말뚝본당)

구 분	지진시	
	고정	한지
수직력	475.500	512.759
수평력	-29.608	0.076
모멘트	62.167	11.179

11) 말뚝 본체 설계

① 말뚝머리부 수직반력 검토

$$\begin{aligned}
 & \text{(상 시)} & R_a & = & 972.990 \text{ kN} \\
 & \text{(지진시)} & R_v & = & 512.759 \text{ kN} < R_a = 1459.485 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 인발력 검토

$$\begin{aligned}
 & \text{- 최대주면마찰력}(f)=2N=2 \times 32.000 & = & 640 \text{ kN/m}^2 > 100 \text{ kN/m}^2 \\
 & F_a=1/2 \times [U_x \Sigma(l_x f)]=1/2 \times (\pi \times 402.40/1000 \times 8.000 \times 100.0) & = & -505.7 \text{ kN} \\
 & \text{(지진시)} & F_v & = & 0.000 \text{ kN} < F_a = 0.000 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 말뚝머리부 수평반력 검토 (고정)

$$\text{(지진시)} \quad R_h = 29.608 \text{ kN} < R_a = 233.260 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

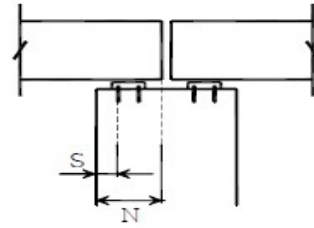
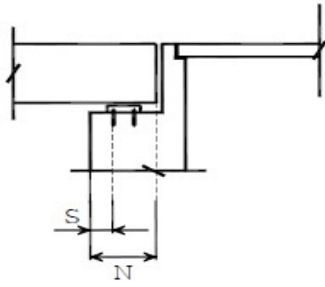
③ 말뚝머리부 수평변위 검토 ($\delta a = 15.00 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}
 & \text{(지진시)} \quad \text{말뚝머리 고정 : } \delta = H/(4EI\beta^3) & = & 1.900 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\
 & \quad \text{말뚝머리 한지 : } \delta = H/(2EI\beta^3) & = & 0.010 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

④ 응력검토 ($f_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ Mpa}$)

$$\text{(지진시)} \quad f = V/A + M^*y/I = 128 \text{ Mpa} \quad \therefore \text{O.K}$$

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1300.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [92.15 , 381.96]$
 $= 381.96 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 381.96 \text{ mm}$

$L = 30.00 \text{ m}$ (연속경간장)

$H = 19.799 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

$\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1300}{382} = 3.400 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$