

교 량 내 진 성 능 평 가

범안대교(안심방향)

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)	2.018	1.046	1.930	O.K
			교직(하단)	2.147	1.000	2.147	O.K
			교직(상단)	2.226	1.000	2.226	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	1.877	1.492	O.K
			교직	7.160	1.741	4.113	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	25.214	2.000	12.607	O.K
		활동	교축	6.732	1.200	5.610	O.K
			교직	3.688	1.200	3.073	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	51,523	29,736	1.733	O.K
			교직	19,465	15,162	1.284	O.K
		전단	교축	35,077	13,095	2.679	O.K
			교직	13,717	8,050	1.704	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	6,800	2,872	2.367	O.K
			교직	4,000	4,182	0.956	N.G
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	957	11.559	O.K
			교직	11,066	4,182	2.646	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	14,112	2,872	4.913	O.K
			교직	2,138	4,182	0.511	N.G
		프라이아웃 (kN)	교축	3,266	957	3.411	O.K
교직			3,266	4,182	0.781	N.G	

- 교각 8

P 8	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.167	1.000	2.167	O.K
			교직(하단)	2.387	1.000	2.387	O.K
			교직(상단)	2.495	1.000	2.495	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	0.959	2.919	O.K
			교직	6.560	1.927	3.404	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	24.389	2.000	12.195	O.K
		활동	교축	9.062	1.200	7.552	O.K
			교직	2.510	1.200	2.092	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	47,199	14,322	3.296	O.K
			교직	19,465	13,837	1.407	O.K
		전단	교축	32,137	6,175	5.204	O.K
			교직	13,717	5,861	2.340	O.K
	받침부	본체 (kN)	교직	3,000	5,817	0.516	N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	4,766	2,909	1.639	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	1,902	5,817	0.327	N.G
프라이아웃 (kN)		교직	1,559	2,909	0.536	N.G	

- 교각 9

P 9	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.112	1.193	1.770	O.K
			교직(하단)	2.334	1.000	2.334	O.K
			교직(상단)	2.391	1.000	2.391	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	2.229	1.256	O.K
			교직	6.560	1.233	5.319	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	28.154	2.000	14.077	O.K
		활동	교축	4.089	1.200	3.408	O.K
			교직	3.591	1.200	2.993	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	47,199	33,299	1.417	O.K
			교직	19,465	12,980	1.500	O.K
		전단	교축	32,137	14,929	2.153	O.K
			교직	13,717	6,313	2.173	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	6,630	4,707	1.409	O.K
			교직	4,130	4,278	0.965	N.G
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	1,569	7.054	O.K
			교직	11,066	4,278	2.587	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	12,928	4,707	2.747	O.K
			교직	2,137	4,278	0.500	N.G
프라이아웃 (kN)		교축	3,241	1,569	2.066	O.K	
		교직	3,241	4,278	0.758	N.G	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	310	1,185	0.262	N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	1,081	1,185	0.912	N.G
		콘크리트 (kN)	교직	786	1,185	0.663	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	651	1,185	0.550	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,300	380	3.424	O.K

- 교대기초 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	기초부 (교축)	반력 (kN)	수직	1,459	500	2.921	O.K
			수평	233	29	8.078	O.K
		인발 지지력 (kN)		0	0	∞	O.K
		수평변위 (mm)	고정	15.000	1.860	8.065	O.K
			힌지	15.000	0.010	1500.0	O.K
		응력 검토 (Mpa)		210	125	1.679	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	17.1m	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

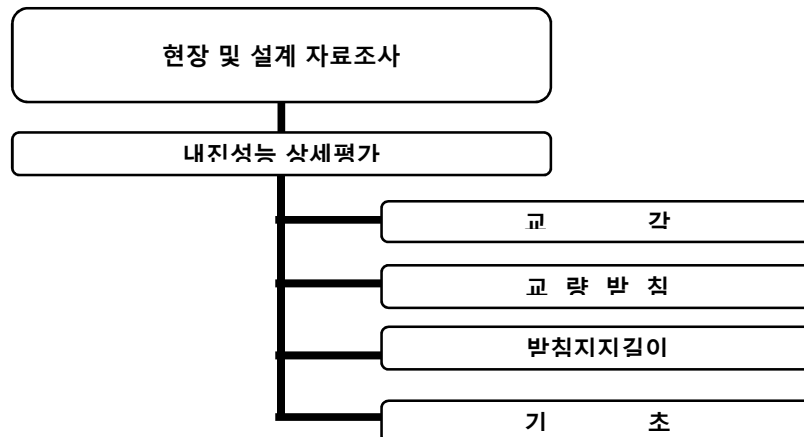
1) 내진성능상세평가 방법

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)

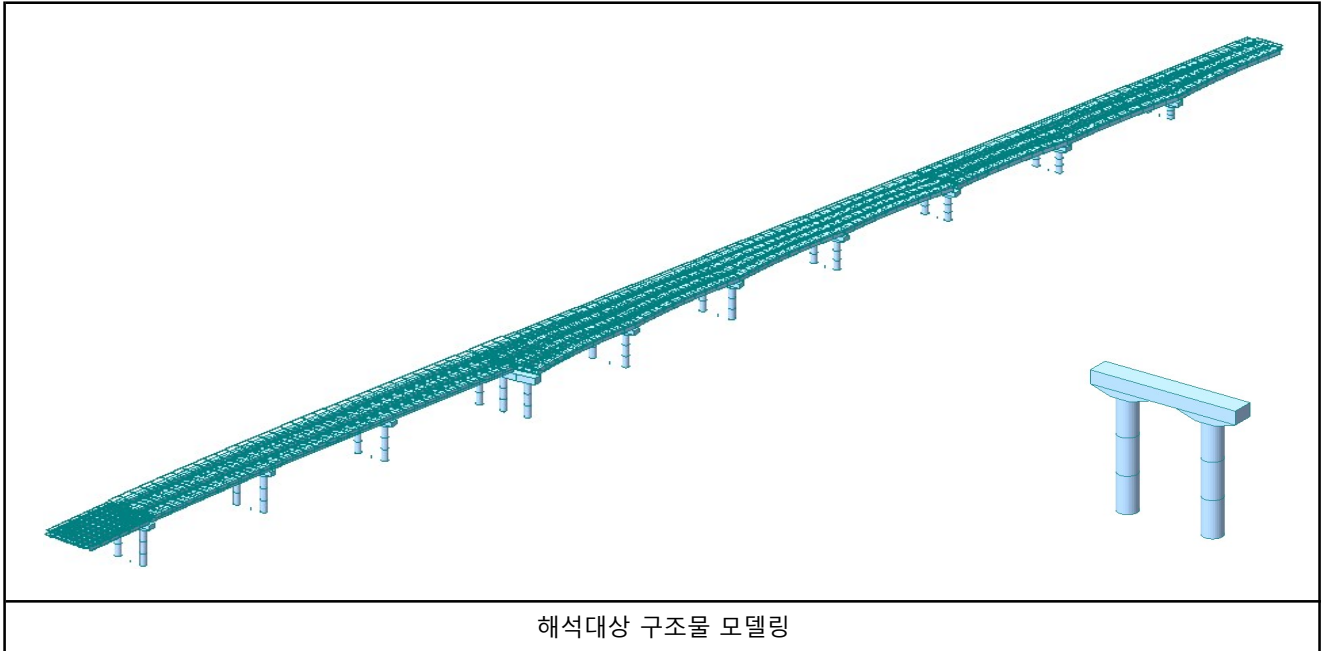
교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2020)

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

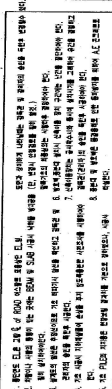
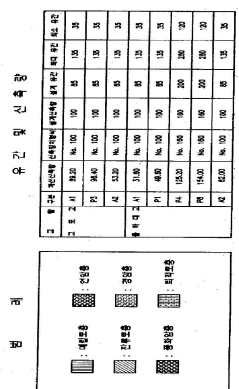
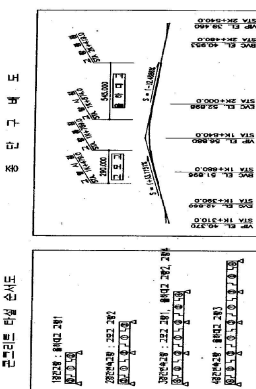
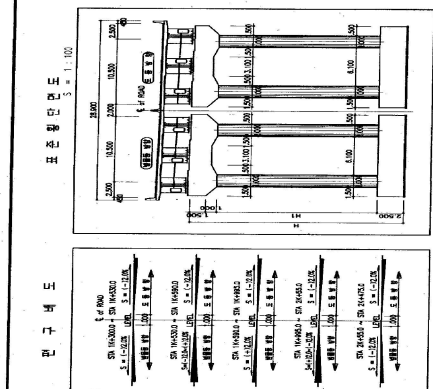
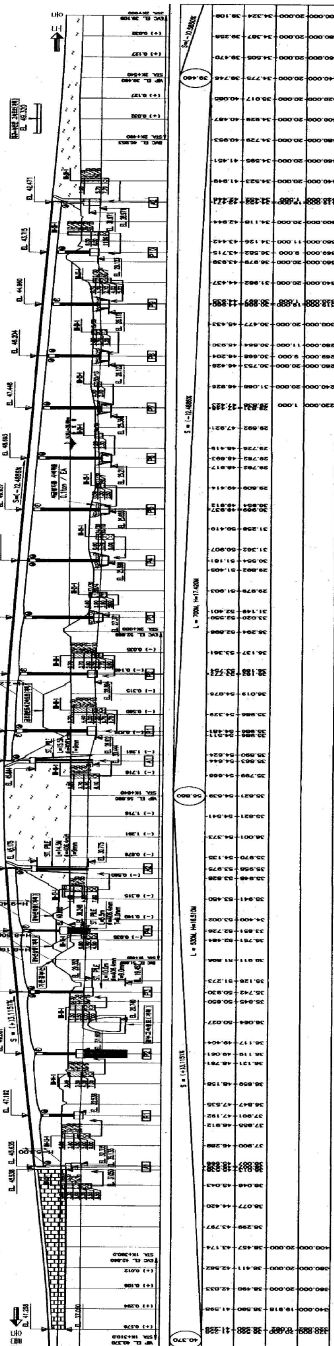
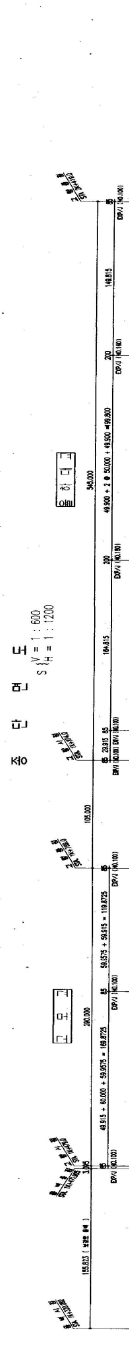
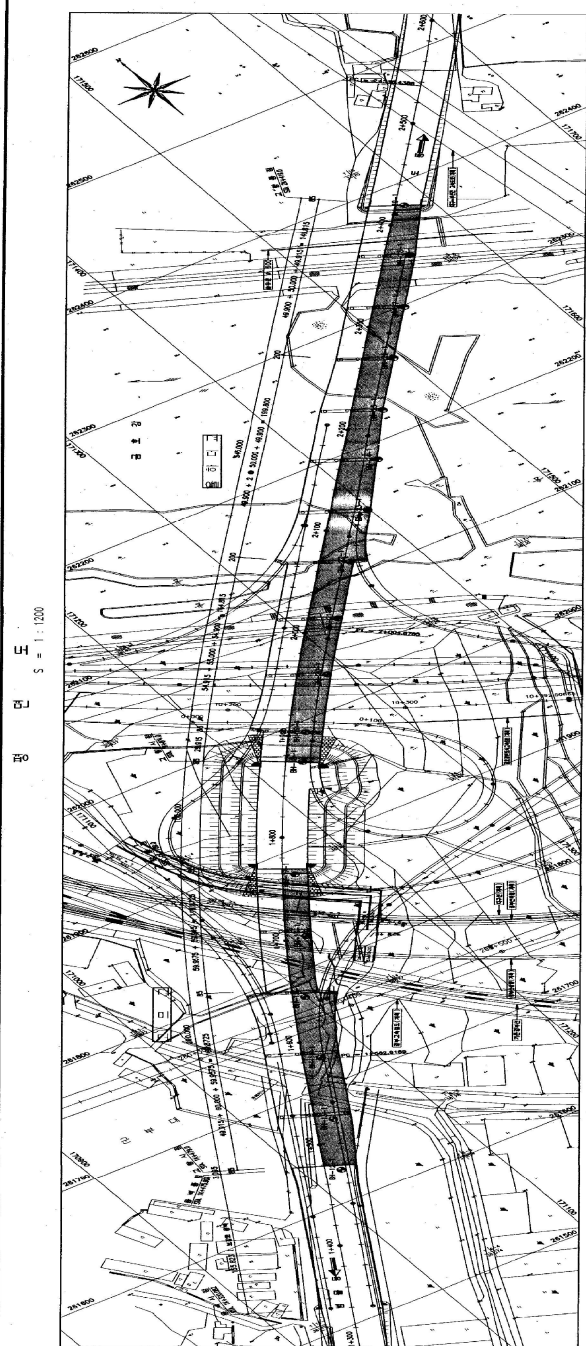
Steel Plate Girder : Beam Load		29.864 kN/m
--------------------------------	--	-------------

L = 165.0m		
구분	사하중	B/L
B1	13,418	81.32
B2	13,598	82.41
B3	12,781	77.46

L = 200.0m		
구분	사하중	B/L
B1	13,151	65.75
B2	12,907	64.54
B3	12,822	64.11
B4	12,896	64.48

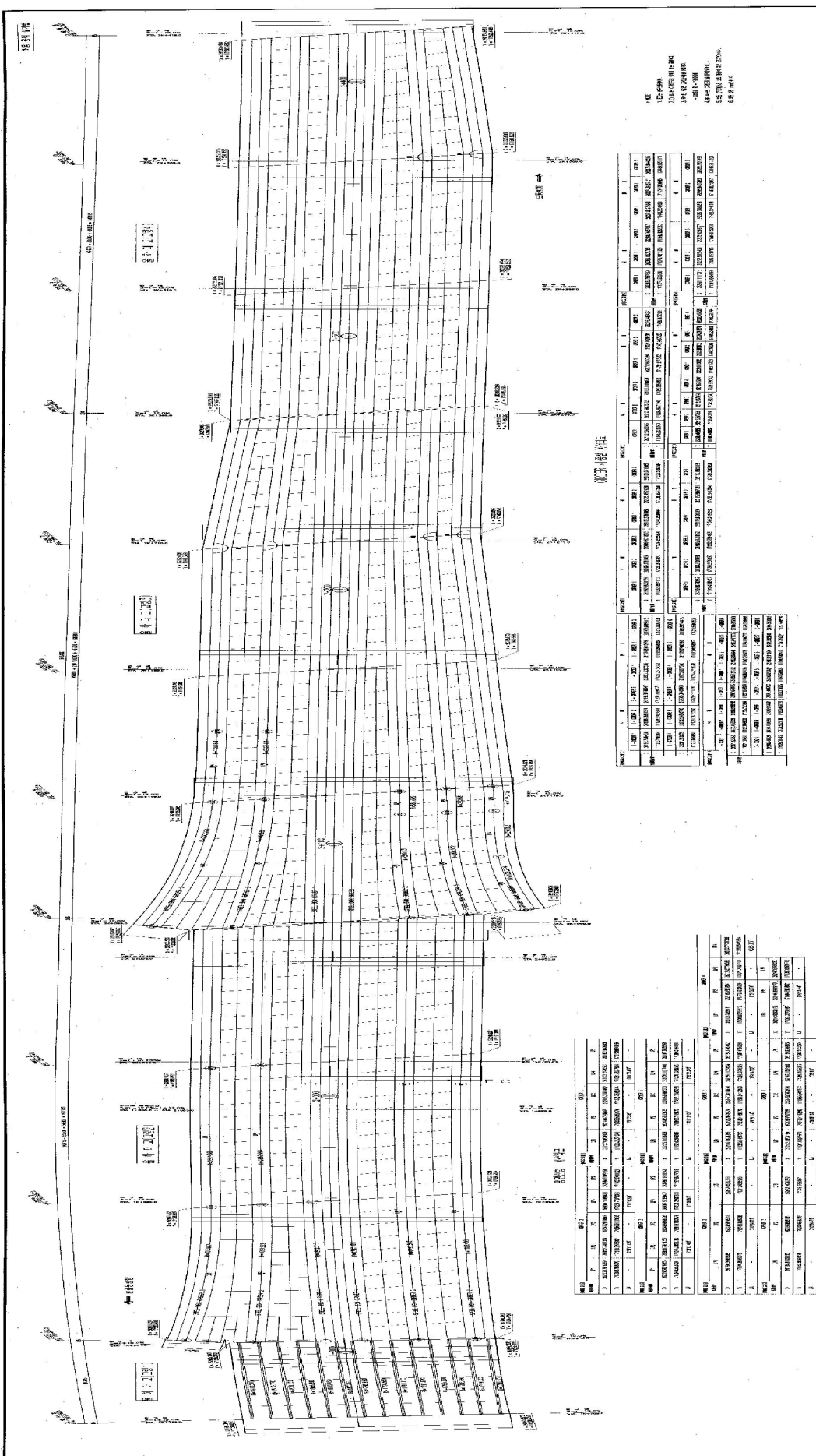
L = 150.0m		
구분	사하중	B/L
B1	11,069	73.80
B2	11,118	74.12
B3	10,291	68.60

2.3 설계도면 자료



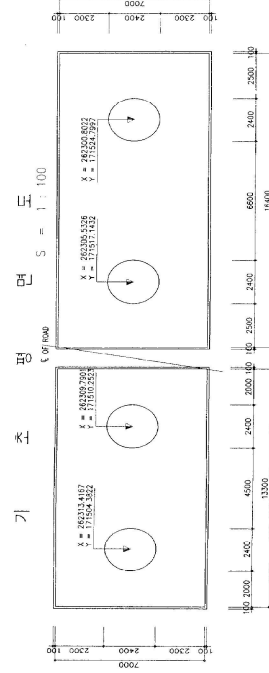
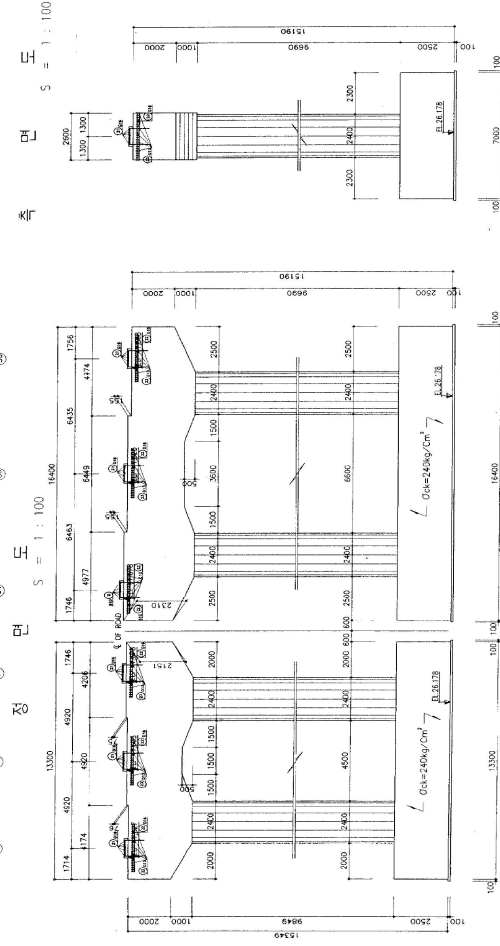
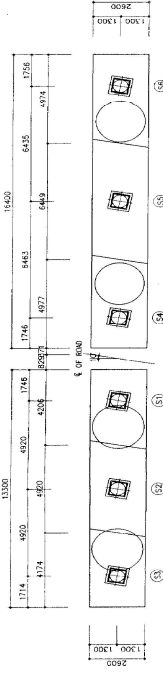
너
가
가
가
가
가
가
가

年	月	日	時間	場所	内容	備考
2021	01	01	10:00	10:00	10:00	10:00
2021	01	01	10:00	10:00	10:00	10:00



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

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



BEARING TABLE

μ	A	B	MB	a	b	c	d	
(350TON)	S1	600	350	1500	61	136	195	442
	S2	770	265	1500	61	213	133	457
	S3	600	350	1500	61	136	195	442
(700TON)	S4	670	315	1500	71	146	138	405
	S5	860	220	1500	71	220	85	426
	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 접두어를 사용하지 한다.
 2. 보통은 POT BEARING으로 붙여졌으며, 변경이 없는 경우는 (이)를 붙여 사용하지 한다.
 3. 저속 전리방에서는 저속용과 저속이 없는 중속에서 사용되어 한다.
4. 고리치 ANCHOR 수직면은 공인히 불도지지 않도록 주의하여, 불린 불린에 의하여 불도지되어 한다.

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	436.1	1600	O.K	-	-
	2	433.3	1600	O.K	-	-
	3	431.1	1600	O.K	-	-
	4	430.1	1600	O.K	310.0	-
	5	429.2	1600	O.K	-	-
	6	427.4	1600	O.K	-	-
	7	425.2	1600	O.K	-	-
	8	422.6	1600	O.K	-	-
P1 - L	1	436.9	1600	O.K	310.0	-
	2	433.9	1600	O.K	310.0	-
	3	432.0	1600	O.K	310.0	-
	4	430.0	1600	O.K	310.0	-
	5	428.2	1600	O.K	310.0	-
	6	427.0	1600	O.K	310.0	-
	7	425.1	1600	O.K	310.0	-
	8	421.9	1600	O.K	310.0	-
P1 - R	1	1807.9	4000	O.K	-	-
	2	1795.4	4000	O.K	2000.0	-
	3	1752.2	4000	O.K	-	-
P2	1	5039.8	8000	O.K	1400.0	-
	2	4921.8	8000	O.K	4000.0	-
	3	4749.2	8000	O.K	1400.0	-
P3	1	4904.1	8000	O.K	-	-
	2	4832.3	8000	O.K	3000.0	-
	3	4703.8	8000	O.K	-	-
P4 - L	1	1904.8	4000	O.K	-	-
	2	1755.6	4000	O.K	2000.0	-
	3	1588.4	4000	O.K	-	-
P4 - R	1	1284.9	3000	O.K	-	-
	2	1341.2	3000	O.K	1500.0	-
	3	1158.1	3000	O.K	-	-
	4	1177.8	3000	O.K	-	-

P5	1	3976.1	7000	O.K	1250.0	-
	2	3856.7	7000	O.K	4130.0	-
	3	3707.9	7000	O.K	1250.0	-
	4	2990.9	7000	O.K	1250.0	-
P6	1	3303.6	6000	O.K	-	-
	2	3252.4	6000	O.K	2150.0	-
	3	3102.6	6000	O.K	-	-
	4	2455.6	6000	O.K	-	-
P7	1	3975.8	6000	O.K	-	-
	2	3889.0	6000	O.K	2150.0	-
	3	3693.0	6000	O.K	-	-
	4	3049.2	6000	O.K	-	-
P8 - L	1	1468.5	3000	O.K	-	-
	2	1323.6	3000	O.K	1500.0	-
	3	1260.3	3000	O.K	-	-
	4	1000.2	3000	O.K	-	-
P8 - R	1	1485.5	3000	O.K	-	-
	2	1477.2	3000	O.K	1500.0	-
	3	1291.8	3000	O.K	-	-
P9	1	4467.2	7000	O.K	1250.0	-
	2	4181.2	7000	O.K	4130.0	-
	3	3191.8	7000	O.K	1250.0	-
P10	1	4340.1	7000	O.K	-	-
	2	4282.0	7000	O.K	3000.0	-
	3	3185.3	7000	O.K	-	-
A2	1	1677.8	3000	O.K	-	-
	2	1444.2	3000	O.K	1500.0	-
	3	1142.3	3000	O.K	-	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	6154.91	7980.72	
P2	1	9013.98	10838.68	
P3	1	8826.51	10562.48	
P4	1	6560.62	8335.97	
P5	1	9669.83	11341.03	
P6	1	8176.04	9765.28	
P7	1	9354.27	10794.89	
P8	1	6729.86	7954.76	
P9	1	8161.81	9236.54	
P10	1	8085.34	8694.24	

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

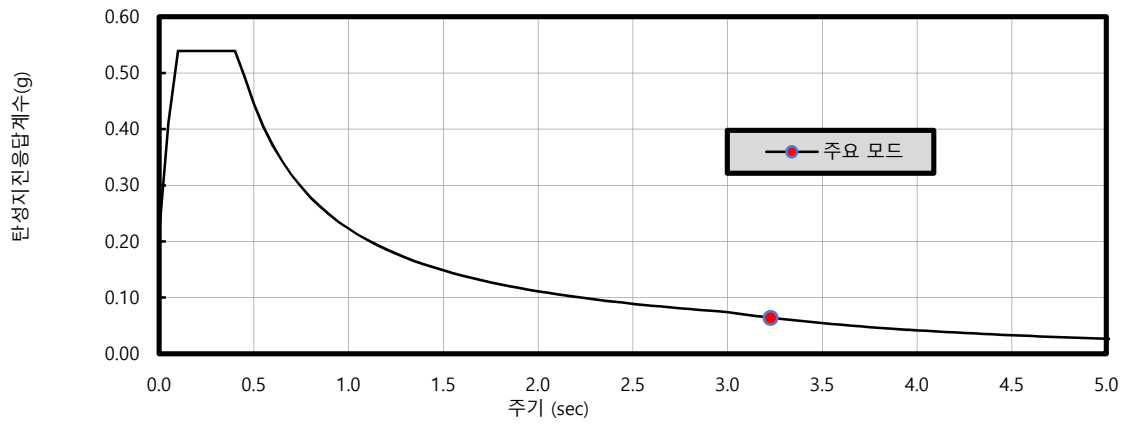
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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

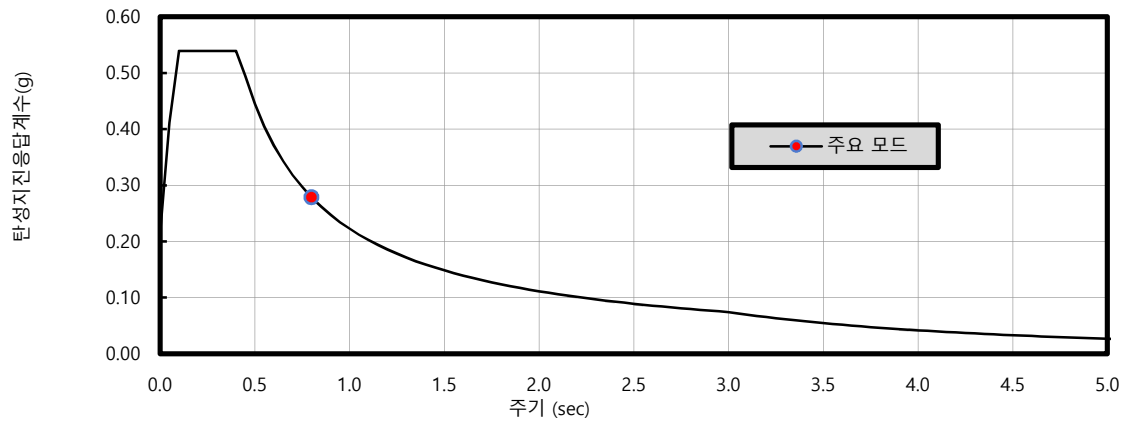
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



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

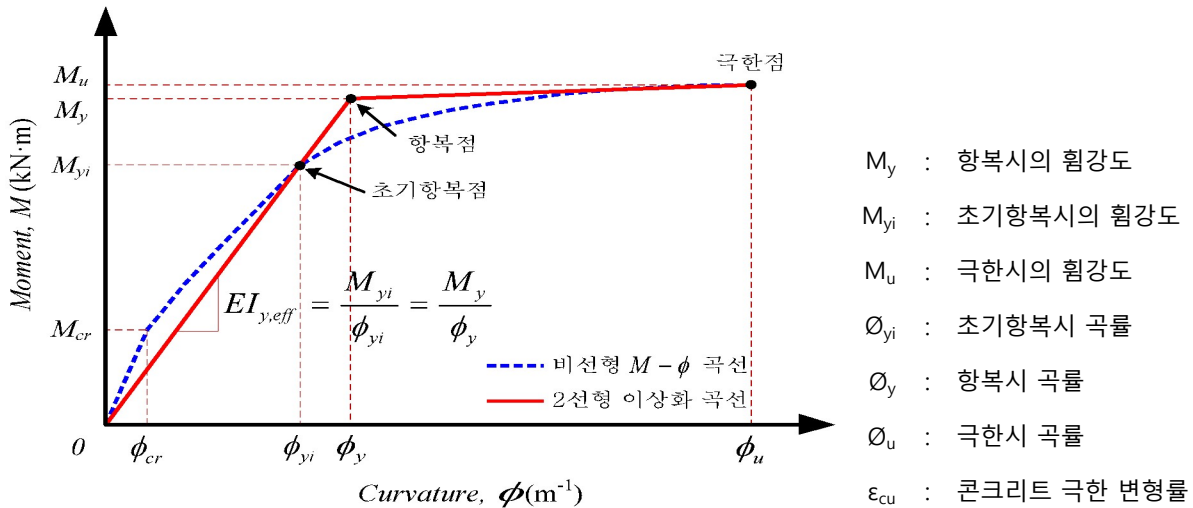
5. 유효강성 산정

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	$\ell_{sp}/D > 0.5$		0.0043 $\ell_{sp}/D+0.00085\leq 0.004$	0.003	
				$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때				
			사각형					
	1단 배근	100%	원 형	$\ell_{sp}/D > 0.5$		0.0086 $\ell_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$	1.800	
				$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때		0.002		
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007	1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	0.00278-0.00052B/H	1.8-0.2B/H
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002	1.500
교직방향		0.002						

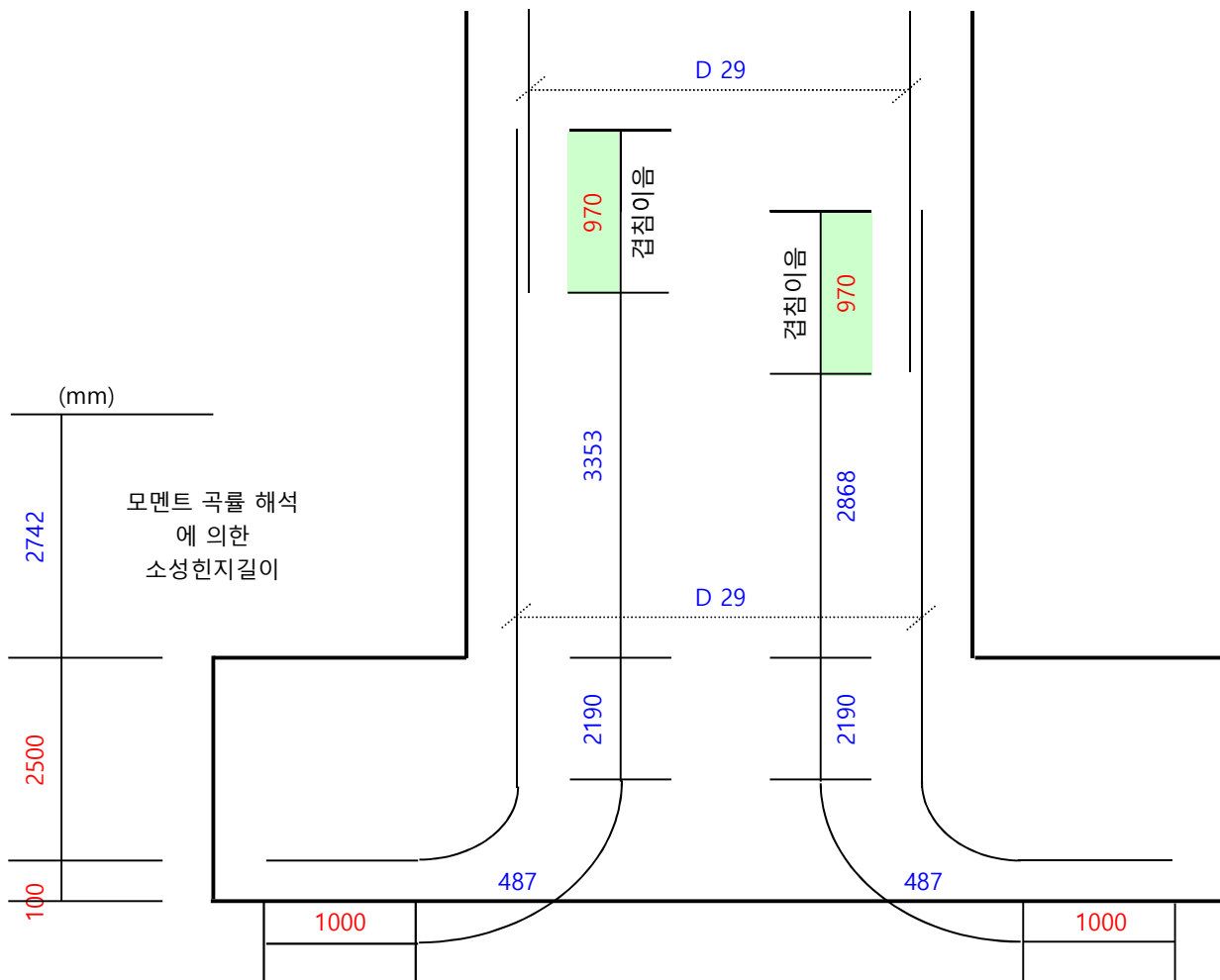
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	1.748	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.742	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.742	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.849	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.742	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.742	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없으므로 0% 적용.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각2

1) 교축방향

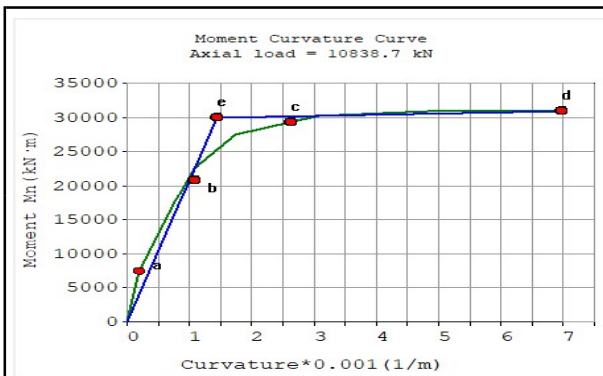
초기항복시	모멘트(M_y^L)	20,901	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001090	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	29,933	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001442	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	30,854	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.006977	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

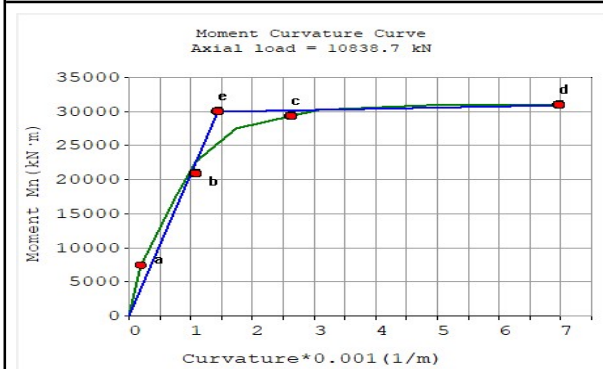
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,895	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001089	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,931	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001441	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,852	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.006976	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

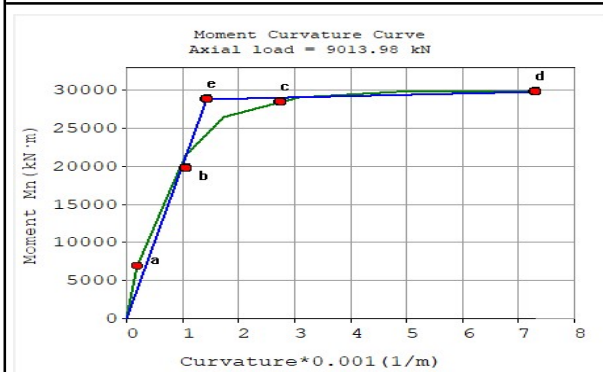
초기항복시	모멘트(M_y^T)	19,784	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001065	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	28,879	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001430	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	29,754	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007294	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.804 / 1.629 = 0.494$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,933}{0.00144167 \times 25,811,006} = 0.804$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.805 / 1.629 = 0.494$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,931}{0.00144134 \times 25,811,006} = 0.805$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.494 \times 1.629 = 0.804 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.494 \times 1.629 = 0.805 \text{ m}^4$$

- 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

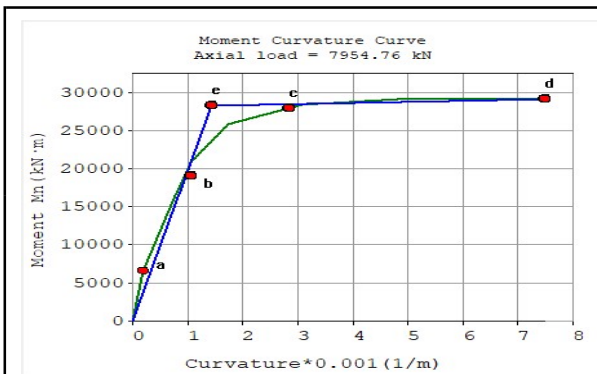
초기항복시	모멘트(M_y^L)	19,143	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001051	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	28,242	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001424	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	29,091	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007489	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

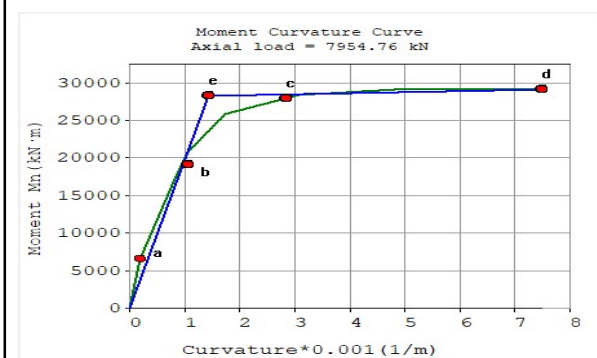
초기항복시	모멘트(M_y^T)	19,137	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001050	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	28,244	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001424	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	29,097	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007487	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

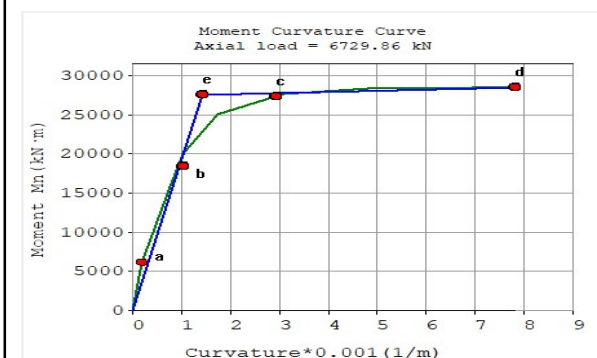
초기항복시	모멘트(M_y^T)	18,376	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001034	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	27,509	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001418	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	28,463	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007803	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.768 / 1.629 = 0.472$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{28,242}{0.00142393 \times 25,811,006} = 0.768$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.769 / 1.629 = 0.472$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{28,244}{0.0014239 \times 25,811,006} = 0.769$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.472 \times 1.629 = 0.768 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.472 \times 1.629 = 0.769 \text{ m}^4$$

- 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

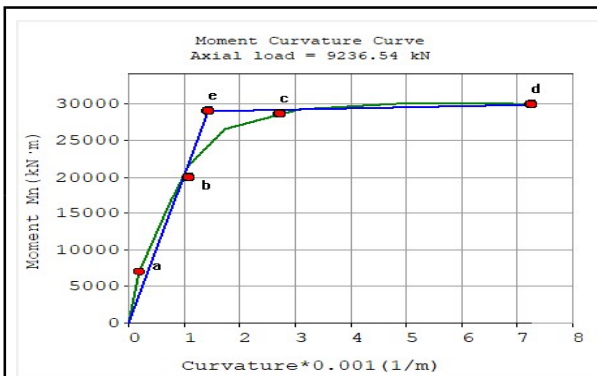
초기항복시	모멘트(M_y^L)	19,926	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001068	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	29,006	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001432	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	29,864	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007242	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

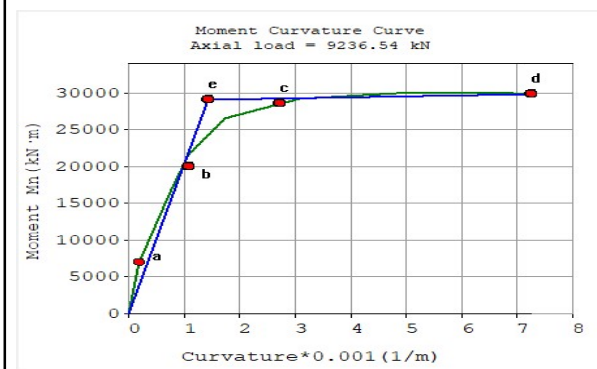
초기항복시	모멘트(M_y^T)	19,920	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001068	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,008	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001432	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	29,863	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007240	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

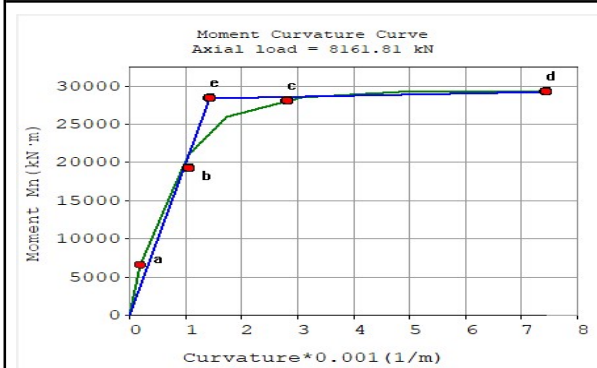
초기항복시	모멘트(M_y^T)	19,265	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001053	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	28,370	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001425	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	29,227	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007448	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.785 / 1.629 = 0.482$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,006}{0.00143173 \times 25,811,006} = 0.785$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.785 / 1.629 = 0.482$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,008}{0.00143167 \times 25,811,006} = 0.785$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.482 \times 1.629 = 0.785 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.482 \times 1.629 = 0.785 \text{ m}^4$$

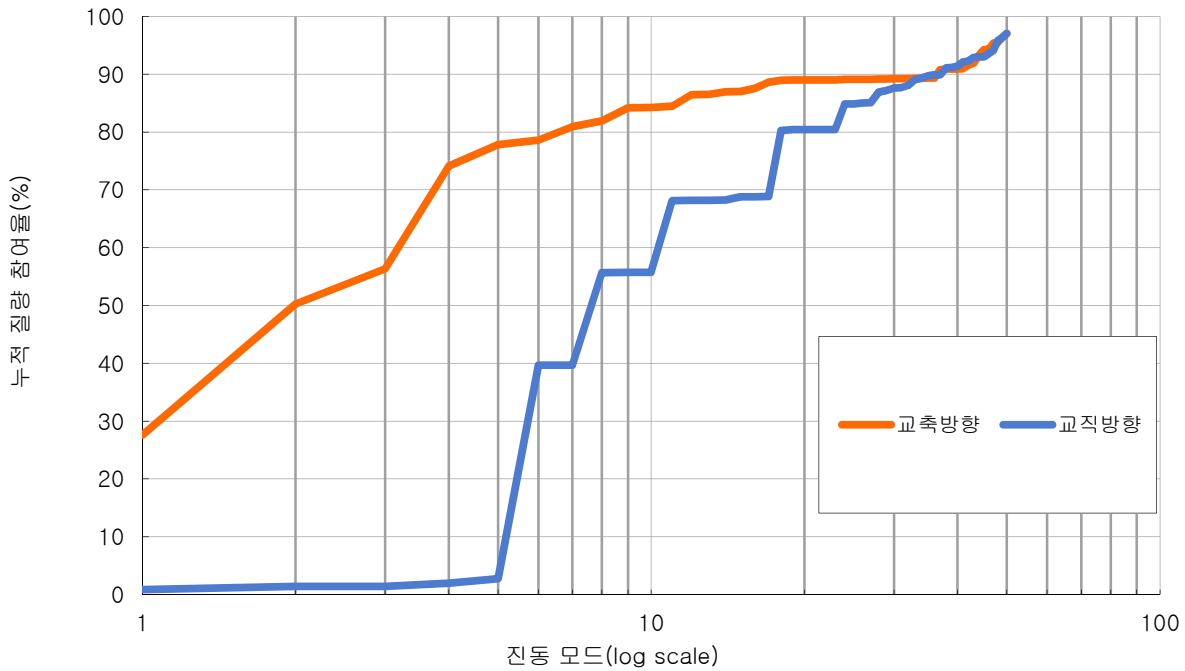
- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	3.23	27.57	0.85	0.00	27.57	0.85	0.00	
2	3.19	22.67	0.54	0.00	50.24	1.39	0.00	
3	1.60	6.11	0.02	0.00	56.35	1.41	0.00	
4	1.55	17.77	0.54	0.00	74.12	1.95	0.00	
5	0.91	3.68	0.76	0.00	77.81	2.71	0.00	
6	0.80	0.79	36.96	0.00	78.60	39.67	0.00	
7	0.78	2.34	0.02	0.00	80.94	39.69	0.00	
8	0.72	0.97	16.01	0.00	81.91	55.70	0.00	
9	0.70	2.30	0.04	0.00	84.22	55.74	0.00	
10	0.70	0.02	0.02	1.87	84.24	55.76	1.88	
11	0.63	0.23	12.41	0.00	84.47	68.17	1.88	
12	0.58	2.04	0.05	0.00	86.50	68.21	1.88	
13	0.56	0.01	0.00	0.00	86.51	68.21	1.88	
14	0.53	0.47	0.02	0.91	86.98	68.23	2.78	
15	0.52	0.06	0.57	0.00	87.04	68.80	2.78	
16	0.51	0.55	0.02	0.38	87.58	68.82	3.17	
17	0.50	1.03	0.04	0.13	88.62	68.86	3.30	
18	0.44	0.34	11.42	0.05	88.96	80.28	3.35	
19	0.44	0.06	0.13	2.75	89.01	80.42	6.10	
20	0.41	0.01	0.01	0.00	89.02	80.43	6.11	
21	0.40	0.00	0.00	1.84	89.02	80.43	7.95	
22	0.39	0.00	0.00	12.01	89.02	80.43	19.96	
23	0.37	0.00	0.02	0.23	89.02	80.45	20.19	
24	0.35	0.12	4.42	0.02	89.15	84.86	20.22	
25	0.34	0.01	0.01	0.01	89.15	84.87	20.23	
26	0.31	0.00	0.16	0.00	89.16	85.04	20.23	
27	0.31	0.00	0.03	0.00	89.16	85.07	20.23	
28	0.31	0.06	1.88	0.89	89.22	86.94	21.12	
29	0.30	0.00	0.28	11.03	89.22	87.22	32.16	
30	0.27	0.02	0.40	2.23	89.24	87.63	34.38	
31	0.27	0.01	0.06	9.21	89.24	87.69	43.59	
32	0.25	0.01	0.40	0.10	89.25	88.09	43.69	
33	0.23	0.06	1.00	1.12	89.31	89.09	44.81	
34	0.23	0.00	0.25	2.32	89.31	89.34	47.13	
35	0.22	0.02	0.38	0.47	89.34	89.72	47.61	
36	0.21	0.00	0.18	0.07	89.34	89.90	47.68	
37	0.19	1.46	0.03	0.01	90.80	89.93	47.69	
38	0.19	0.09	1.22	0.00	90.89	91.14	47.69	
39	0.17	0.02	0.03	0.07	90.91	91.18	47.76	
40	0.16	0.00	0.25	0.01	90.92	91.43	47.78	
41	0.13	0.07	0.69	0.07	90.98	92.12	47.85	
42	0.13	0.62	0.17	0.02	91.60	92.30	47.87	
43	0.11	0.28	0.58	0.11	91.88	92.88	47.97	
44	0.11	1.35	0.16	0.08	93.23	93.04	48.06	
45	0.08	1.03	0.00	0.16	94.26	93.04	48.22	
46	0.07	0.08	0.54	0.09	94.34	93.58	48.31	
47	0.06	1.05	0.53	0.03	95.39	94.10	48.34	
48	0.06	0.13	1.75	0.03	95.52	95.85	48.36	
49	0.03	0.89	0.49	0.06	96.42	96.34	48.42	
50	0.03	0.66	0.73	0.01	97.07	97.08	48.44	

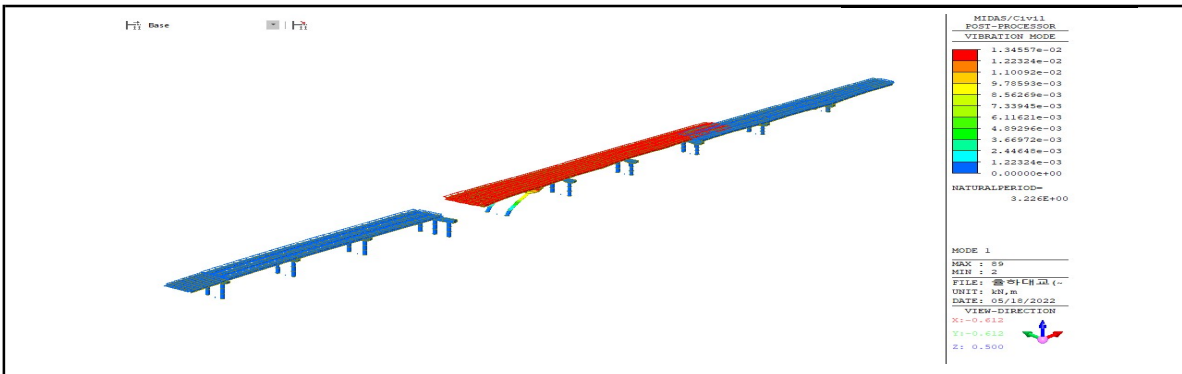
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



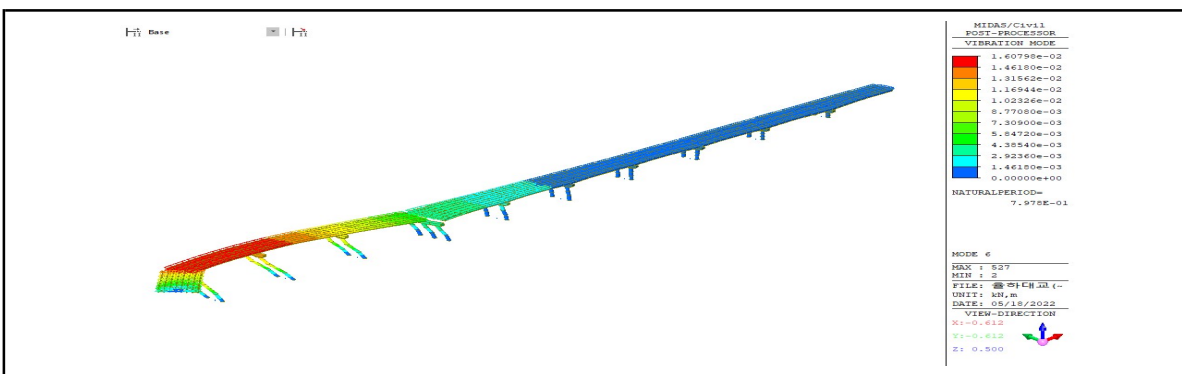
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 3.2264 sec) - 1 Mode (A = 0.0642 g)



○ 교축직각방향 (T = 0.7978 sec) - 6 Mode (A = 0.2791 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	95.81	0	0	6.69	0	0
P1	167.10	882	15395	14.40	407	3327
P2	165.33	1478	27594	23.86	495	4077
P3	165.77	680	10244	29.97	459	3577
P4	165.37	689	10350	32.05	492	3967
P5	162.53	1787	31717	29.34	489	3659
P6	163.38	746	10483	29.53	466	3326
P7	163.46	796	10461	29.59	403	2624
P8	163.56	869	10344	29.58	577	3194
P9	83.39	2526	31596	14.17	464	2251
P10	85.10	877	5777	15.16	447	1216
A2	84.77	0	0	15.22	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	95.08	799	2172	9.50	376	3148
P2	164.26	1439	4411	24.26	472	3899
P3	53.63	543	901	3.69	430	3392
P4	57.16	564	1123	12.93	452	3696
P5	161.70	1758	5166	29.02	459	3496
P6	47.85	605	1032	4.38	440	3168
P7	39.53	660	1064	5.69	382	2472
P8	31.78	763	1396	4.85	545	3012
P9	81.80	2500	7275	14.04	440	2119
P10	6.16	763	1413	1.10	409	1105
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	15.40	0	0	3.66	0	0
P1	26.97	430	3580	51.79	2433	19880
P2	26.45	254	4331	55.66	2698	22113
P3	27.19	127	1812	50.65	2752	21506
P4	29.70	561	6004	41.57	2186	17251
P5	29.26	369	5761	37.14	2289	17139
P6	29.30	139	1906	37.31	2534	18102
P7	29.65	151	1787	28.45	2390	15620
P8	29.91	226	2140	25.10	3205	17812
P9	14.92	508	5673	17.06	2528	12384
P10	15.26	196	1005	9.09	2319	6531
A2	15.06	0	0	3.82	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	16.02	389	3243	48.04	2237	18772
P2	26.05	237	1033	49.88	2505	20900
P3	3.04	97	192	45.37	2582	20407
P4	26.89	498	3373	36.53	2000	16437
P5	28.97	354	1604	32.39	2140	16353
P6	5.71	110	232	32.45	2375	17208
P7	5.04	113	229	23.28	2271	14742
P8	5.69	194	745	20.15	3041	16804
P9	14.44	496	1702	11.16	2425	11670
P10	1.03	128	244	2.21	2285	6092
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	6,155	3	571	7,981	3	26
P2	9,014	7	73	10,839	3	33
P3	8,827	0	4	10,562	6	53
P4	6,561	1	120	8,336	3	23
P5	9,670	15	140	11,341	3	3
P6	8,176	0	22	9,765	3	39
P7	9,354	0	20	10,795	1	21
P8	6,730	0	246	7,955	5	49
P9	8,162	44	244	9,237	12	23
P10	8,085	0	23	8,694	5	48
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	5.19	3	571	0.23	3	29
P2	0.28	7	63	0.17	3	19
P3	0.01	0	4	0.15	6	43
P4	1.00	1	121	0.36	3	69
P5	0.49	15	139	0.20	3	43
P6	0.12	0	22	0.20	3	1
P7	0.09	0	20	0.18	1	36
P8	1.17	0	246	0.08	5	8
P9	0.35	44	238	0.15	12	94
P10	0.03	0	23	0.06	5	19
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)	6,154.9		6,154.9	
하단축력(kN)	7,980.7		7,980.7	
상단변위(mm)	95.1	9.5	16.0	48.0
상단전단력(kN)	798.6	376.1	389.4	2,236.6
하단전단력(kN)	882.2	406.9	430.4	2,433.3
상단모멘트(kN·m)	2,172.1	3,148.4	3,242.8	18,772.4
하단모멘트(kN·m)	15,394.7	3,327.0	3,579.9	19,880.0

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,154.9		6,154.9	
하단축력(kN)	7,980.7		7,980.7	
상단변위(mm)	99.9	23.9	44.5	50.9
상단전단력(kN)	915.4	1,047.1	629.0	2,349.4
하단전단력(kN)	1,011.4	1,136.8	695.1	2,555.3
상단모멘트(kN·m)	3,144.9	8,780.1	3,894.4	19,716.9
하단모멘트(kN·m)	16,468.7	9,291.0	8,198.3	20,878.1

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,154.9		6,154.9	
하단축력(kN)	7,980.7		7,980.7	
상단변위(mm)	5.2	0.2	5.2	0.2
상단전단력(kN)	3.1	3.3	3.1	3.3
하단전단력(kN)	3.1	3.3	3.1	3.3
상단모멘트(kN·m)	571.2	29.1	571.2	29.1
하단모멘트(kN·m)	571.0	25.7	571.0	25.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,154.9	6,154.9	P
하단축력(kN)	7,980.7	7,980.7	Pbot
상단변위(mm)	105.1	51.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	918.6	2,352.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,014.5	2,558.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,465.6	19,746.1	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,039.7	20,903.8	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,014.0		9,014.0	
하단축력(kN)	10,838.7		10,838.7	
상단변위(mm)	164.3	24.3	26.0	49.9
상단전단력(kN)	1,438.9	472.4	236.9	2,505.4
하단전단력(kN)	1,477.7	495.5	253.7	2,697.9
상단모멘트(kN·m)	4,411.2	3,898.5	1,033.5	20,899.8
하단모멘트(kN·m)	27,594.4	4,077.3	4,331.1	22,113.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,014.0		9,014.0	
하단축력(kN)	10,838.7		10,838.7	
상단변위(mm)	172.1	39.2	75.3	57.2
상단전단력(kN)	1,510.0	1,224.0	668.6	2,647.1
하단전단력(kN)	1,553.8	1,304.8	697.1	2,846.6
상단모멘트(kN·m)	4,721.2	10,168.5	2,356.8	22,069.3
하단모멘트(kN·m)	28,893.7	10,711.3	12,609.4	23,336.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,014.0		9,014.0	
하단축력(kN)	10,838.7		10,838.7	
상단변위(mm)	0.3	0.2	0.3	0.2
상단전단력(kN)	7.2	3.1	7.2	3.1
하단전단력(kN)	7.2	3.1	7.2	3.1
상단모멘트(kN·m)	62.8	18.6	62.8	18.6
하단모멘트(kN·m)	72.9	32.9	72.9	32.9

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,014.0	9,014.0	P
하단축력(kN)	10,838.7	10,838.7	Pbot
상단변위(mm)	172.3	57.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,517.2	2,650.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,561.1	2,849.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,784.0	22,087.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	28,966.6	23,369.5	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,826.5		8,826.5	
하단축력(kN)	10,562.5		10,562.5	
상단변위(mm)	53.6	3.7	3.0	45.4
상단전단력(kN)	543.2	430.2	96.8	2,582.5
하단전단력(kN)	679.9	458.7	126.7	2,751.7
상단모멘트(kN·m)	901.1	3,391.8	191.6	20,406.7
하단모멘트(kN·m)	10,243.6	3,577.4	1,811.9	21,506.4

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,826.5		8,826.5	
하단축력(kN)	10,562.5		10,562.5	
상단변위(mm)	54.5	17.3	19.1	46.5
상단전단력(kN)	572.2	1,205.0	259.7	2,711.5
하단전단력(kN)	717.9	1,284.2	330.6	2,889.3
상단모멘트(kN·m)	958.6	9,513.8	461.9	21,424.2
하단모멘트(kN·m)	10,787.2	10,029.3	4,885.0	22,579.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,826.5		8,826.5	
하단축력(kN)	10,562.5		10,562.5	
상단변위(mm)	0.0	0.1	0.0	0.1
상단전단력(kN)	0.0	6.1	0.0	6.1
하단전단력(kN)	0.0	6.1	0.0	6.1
상단모멘트(kN·m)	4.5	42.8	4.5	42.8
하단모멘트(kN·m)	4.5	53.3	4.5	53.3

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,826.5	8,826.5	P
하단축력(kN)	10,562.5	10,562.5	Pbot
상단변위(mm)	54.6	46.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	572.2	2,717.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	717.9	2,895.4	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	963.0	21,466.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	10,791.6	22,632.9	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,560.6		6,560.6	
하단축력(kN)	8,336.0		8,336.0	
상단변위(mm)	57.2	12.9	26.9	36.5
상단전단력(kN)	564.0	451.8	497.9	2,000.2
하단전단력(kN)	688.8	491.5	561.3	2,186.0
상단모멘트(kN·m)	1,122.7	3,695.9	3,372.9	16,437.4
하단모멘트(kN·m)	10,349.9	3,966.5	6,004.1	17,250.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,560.6		6,560.6	
하단축력(kN)	8,336.0		8,336.0	
상단변위(mm)	65.2	23.9	44.0	40.4
상단전단력(kN)	713.3	1,051.9	667.1	2,135.8
하단전단력(kN)	857.2	1,147.3	767.9	2,333.5
상단모멘트(kN·m)	2,134.5	8,627.1	3,709.7	17,546.1
하단모멘트(kN·m)	12,151.1	9,141.8	9,109.1	18,440.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,560.6		6,560.6	
하단축력(kN)	8,336.0		8,336.0	
상단변위(mm)	1.0	0.4	1.0	0.4
상단전단력(kN)	0.5	2.9	0.5	2.9
하단전단력(kN)	0.5	2.9	0.5	2.9
상단모멘트(kN·m)	120.6	68.7	120.6	68.7
하단모멘트(kN·m)	119.8	23.5	119.8	23.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,560.6	6,560.6	P
하단축력(kN)	8,336.0	8,336.0	Pbot
상단변위(mm)	66.2	40.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	713.8	2,138.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	857.7	2,336.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	3,830.3	17,614.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	12,270.9	18,464.2	[ME]comb

P5 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,669.8		9,669.8	
하단축력(kN)	11,341.0		11,341.0	
상단변위(mm)	161.7	29.0	29.0	32.4
상단전단력(kN)	1,758.2	459.4	354.3	2,140.0
하단전단력(kN)	1,787.0	489.0	368.8	2,289.2
상단모멘트(kN·m)	5,166.2	3,496.3	1,604.1	16,352.8
하단모멘트(kN·m)	31,716.9	3,659.1	5,760.9	17,139.3

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,669.8		9,669.8	
하단축력(kN)	11,341.0		11,341.0	
상단변위(mm)	170.4	38.7	77.5	41.1
상단전단력(kN)	1,864.5	1,101.3	881.7	2,277.8
하단전단력(kN)	1,897.6	1,175.8	904.9	2,435.9
상단모멘트(kN·m)	5,647.4	8,402.1	3,154.0	17,401.7
하단모멘트(kN·m)	33,445.1	8,800.9	15,276.0	18,237.1

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,669.8		9,669.8	
하단축력(kN)	11,341.0		11,341.0	
상단변위(mm)	0.5	0.2	0.5	0.2
상단전단력(kN)	14.7	3.1	14.7	3.1
하단전단력(kN)	14.7	3.1	14.7	3.1
상단모멘트(kN·m)	138.6	43.4	138.6	43.4
하단모멘트(kN·m)	140.5	3.2	140.5	3.2

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,669.8	9,669.8	P
하단축력(kN)	11,341.0	11,341.0	Pbot
상단변위(mm)	170.9	41.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,879.1	2,280.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,912.3	2,439.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	5,786.0	17,445.1	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	33,585.6	18,240.3	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,176.0		8,176.0	
하단축력(kN)	9,765.3		9,765.3	
상단변위(mm)	47.9	4.4	5.7	32.5
상단전단력(kN)	605.2	439.7	110.3	2,375.2
하단전단력(kN)	745.6	465.9	138.8	2,533.9
상단모멘트(kN·m)	1,031.9	3,168.4	232.3	17,207.6
하단모멘트(kN·m)	10,483.2	3,326.2	1,906.3	18,102.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,176.0		8,176.0	
하단축력(kN)	9,765.3		9,765.3	
상단변위(mm)	49.6	14.1	20.1	33.8
상단전단력(kN)	638.2	1,152.2	291.8	2,507.1
하단전단력(kN)	787.3	1,226.1	362.5	2,673.7
상단모멘트(kN·m)	1,101.6	8,330.7	541.8	18,158.1
하단모멘트(kN·m)	11,055.0	8,756.8	5,051.2	19,099.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,176.0		8,176.0	
하단축력(kN)	9,765.3		9,765.3	
상단변위(mm)	0.1	0.2	0.1	0.2
상단전단력(kN)	0.0	2.8	0.0	2.8
하단전단력(kN)	0.0	2.8	0.0	2.8
상단모멘트(kN·m)	21.8	0.6	21.8	0.6
하단모멘트(kN·m)	21.8	38.9	21.8	38.9

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,176.0	8,176.0	P
하단축력(kN)	9,765.3	9,765.3	Pbot
상단변위(mm)	49.7	34.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	638.2	2,509.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	787.3	2,676.4	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,123.4	18,158.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	11,076.9	19,138.8	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,354.3		9,354.3	
하단축력(kN)	10,794.9		10,794.9	
상단변위(mm)	39.5	5.7	5.0	23.3
상단전단력(kN)	660.5	382.4	112.7	2,271.1
하단전단력(kN)	796.2	402.7	150.9	2,390.0
상단모멘트(kN·m)	1,063.9	2,472.4	228.5	14,742.4
하단모멘트(kN·m)	10,460.5	2,623.7	1,786.6	15,620.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,354.3		9,354.3	
하단축력(kN)	10,794.9		10,794.9	
상단변위(mm)	41.0	12.7	16.9	25.0
상단전단력(kN)	694.3	1,063.7	310.9	2,385.8
하단전단력(kN)	841.4	1,119.7	389.7	2,510.8
상단모멘트(kN·m)	1,132.5	6,895.1	547.7	15,484.1
하단모멘트(kN·m)	10,996.5	7,309.8	4,924.7	16,407.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,354.3		9,354.3	
하단축력(kN)	10,794.9		10,794.9	
상단변위(mm)	0.1	0.2	0.1	0.2
상단전단력(kN)	0.0	1.2	0.0	1.2
하단전단력(kN)	0.0	1.2	0.0	1.2
상단모멘트(kN·m)	20.1	36.2	20.1	36.2
하단모멘트(kN·m)	20.1	20.7	20.1	20.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,354.3	9,354.3	P
하단축력(kN)	10,794.9	10,794.9	Pbot
상단변위(mm)	41.1	25.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	694.3	2,387.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	841.4	2,512.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,152.6	15,520.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	11,016.6	16,428.3	[ME]comb

P8 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,729.9		6,729.9	
하단축력(kN)	7,954.8		7,954.8	
상단변위(mm)	31.8	4.8	5.7	20.2
상단전단력(kN)	763.0	544.9	193.7	3,040.8
하단전단력(kN)	869.1	576.5	226.2	3,205.0
상단모멘트(kN·m)	1,395.7	3,011.6	745.0	16,803.6
하단모멘트(kN·m)	10,344.3	3,193.7	2,139.6	17,812.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,729.9		6,729.9	
하단축력(kN)	7,954.8		7,954.8	
상단변위(mm)	33.5	10.9	15.2	21.6
상단전단력(kN)	821.1	1,457.1	422.6	3,204.2
하단전단력(kN)	936.9	1,538.0	487.0	3,377.9
상단모멘트(kN·m)	1,619.2	8,052.6	1,163.7	17,707.0
하단모멘트(kN·m)	10,986.2	8,537.4	5,242.9	18,770.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,729.9		6,729.9	
하단축력(kN)	7,954.8		7,954.8	
상단변위(mm)	1.2	0.1	1.2	0.1
상단전단력(kN)	0.2	5.2	0.2	5.2
하단전단력(kN)	0.2	5.2	0.2	5.2
상단모멘트(kN·m)	246.2	8.4	246.2	8.4
하단모멘트(kN·m)	246.2	48.6	246.2	48.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,729.9	6,729.9	P
하단축력(kN)	7,954.8	7,954.8	Pbot
상단변위(mm)	34.7	21.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	821.3	3,209.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	937.1	3,383.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,865.4	17,715.5	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	11,232.4	18,818.8	[ME]comb

P9 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,161.8		8,161.8	
하단축력(kN)	9,236.5		9,236.5	
상단변위(mm)	81.8	14.0	14.4	11.2
상단전단력(kN)	2,499.8	439.8	496.5	2,425.2
하단전단력(kN)	2,526.3	463.9	507.6	2,528.4
상단모멘트(kN·m)	7,275.1	2,119.4	1,702.3	11,669.7
하단모멘트(kN·m)	31,595.6	2,251.1	5,672.6	12,384.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,161.8		8,161.8	
하단축력(kN)	9,236.5		9,236.5	
상단변위(mm)	86.1	17.4	39.0	15.4
상단전단력(kN)	2,648.7	1,167.4	1,246.4	2,557.2
하단전단력(kN)	2,678.6	1,222.4	1,265.5	2,667.6
상단모멘트(kN·m)	7,785.8	5,620.3	3,884.8	12,305.5
하단모멘트(kN·m)	33,297.4	5,966.3	15,151.3	13,059.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,161.8		8,161.8	
하단축력(kN)	9,236.5		9,236.5	
상단변위(mm)	0.4	0.1	0.4	0.1
상단전단력(kN)	44.3	12.1	44.3	12.1
하단전단력(kN)	44.3	12.1	44.3	12.1
상단모멘트(kN·m)	237.9	94.5	237.9	94.5
하단모멘트(kN·m)	243.7	23.1	243.7	23.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,161.8	8,161.8	P
하단축력(kN)	9,236.5	9,236.5	Pbot
상단변위(mm)	86.5	17.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	2,693.0	2,569.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	2,722.9	2,679.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	8,023.7	12,399.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	33,541.1	13,082.6	[ME]comb

P10 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,085.3		8,085.3	
하단축력(kN)	8,694.2		8,694.2	
상단변위(mm)	6.2	1.1	1.0	2.2
상단전단력(kN)	763.2	409.3	128.0	2,285.4
하단전단력(kN)	877.0	447.2	195.6	2,318.8
상단모멘트(kN·m)	1,413.3	1,104.6	244.1	6,092.1
하단모멘트(kN·m)	5,777.1	1,215.8	1,005.3	6,530.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,085.3		8,085.3	
하단축력(kN)	8,694.2		8,694.2	
상단변위(mm)	6.5	1.8	2.9	2.5
상단전단력(kN)	801.6	1,094.9	357.0	2,408.2
하단전단력(kN)	935.7	1,142.8	458.7	2,453.0
상단모멘트(kN·m)	1,486.5	2,932.3	668.0	6,423.5
하단모멘트(kN·m)	6,078.6	3,175.0	2,738.4	6,895.4

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,085.3		8,085.3	
하단축력(kN)	8,694.2		8,694.2	
상단변위(mm)	0.0	0.1	0.0	0.1
상단전단력(kN)	0.0	5.2	0.0	5.2
하단전단력(kN)	0.0	5.2	0.0	5.2
상단모멘트(kN·m)	23.5	19.4	23.5	19.4
하단모멘트(kN·m)	23.5	48.1	23.5	48.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,085.3	8,085.3	P
하단축력(kN)	8,694.2	8,694.2	Pbot
상단변위(mm)	6.5	2.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	801.6	2,413.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	935.7	2,458.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,510.0	6,442.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	6,102.1	6,943.6	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	7980.7	1014.5	17039.7
	교직	7980.7	2558.6	20903.8
P2	교축	10838.7	1561.1	28966.6
	교직	10838.7	2849.7	23369.5
P3	교축	10562.5	717.9	10791.6
	교직	10562.5	2895.4	22632.9
P4	교축	8336.0	857.7	12270.9
	교직	8336.0	2336.3	18464.2
P5	교축	11341.0	1912.3	33585.6
	교직	11341.0	2439.0	18240.3
P6	교축	9765.3	787.3	11076.9
	교직	9765.3	2676.4	19138.8
P7	교축	10794.9	841.4	11016.6
	교직	10794.9	2512.0	16428.3
P8	교축	7954.8	937.1	11232.4
	교직	7954.8	3383.1	18818.8
P9	교축	9236.5	2722.9	33541.1
	교직	9236.5	2679.7	13082.6
P10	교축	8694.2	935.7	6102.1
	교직	8694.2	2458.2	6943.6

8.3 받침부 개당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	1185
P1	345	2973
P2	1020	4182
P3	0	4391
P4	0	2861
P5	932	3499
P6	0	3928
P7	0	3968
P8	0	3147
P9	1721	4278
P10	0	4517
A2	0	1701

8.4 받침부 전체 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	1185
P1	1889	3988
P2	2872	4182
P3	0	4391
P4	0	5437
P5	3632	3499
P6	0	3928
P7	0	3968
P8	0	5817
P9	5134	4278
P10	0	4517
A2	0	1701

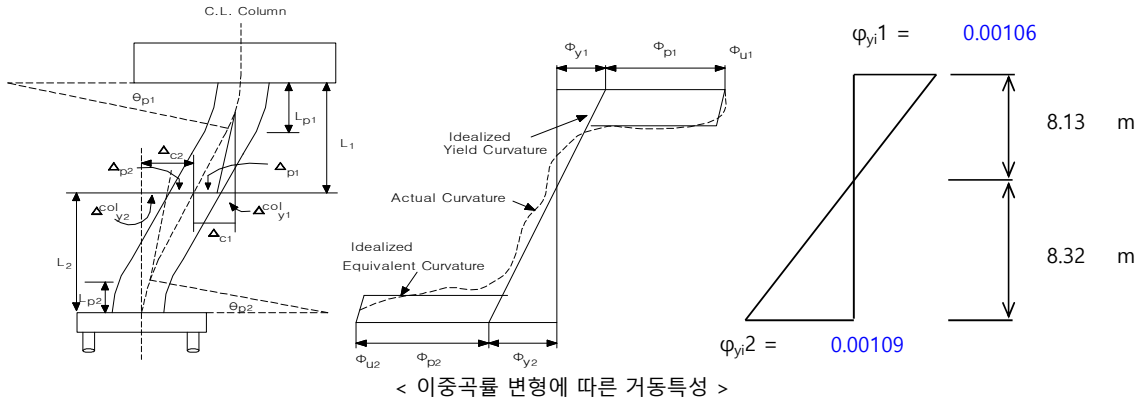
9. 교각부 평가

9.1 교각 2

9.1.1 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)	16.452	16.452	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	19.452	8.226	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.226	0.798	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.452 \times 0.00106 / (0.00106 + 0.00109) = 8.13 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.452 \times 0.00109 / (0.00106 + 0.00109) = 8.32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 29,933 / 19.452 = 1,538.829 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 30,854 / 19.452 = 1,586.166 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,931 / 8.320 = 3,597.452 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,852 / 8.320 = 3,708.149 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 28,879 / 8.132 = 3,551.316 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 29,754 / 8.132 = 3,658.879 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{19.452^2}{3} = 0.1818 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 19.452 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.745 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00698 - 0.00144) \times 1.745 = 0.0097 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{30,854}{29,933} - 1 \right) \times 0.18183 + 0.00966 \times \left(19.452 - \frac{1.745}{2} \right) \\ &= 0.1851 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.18180 + 0.18510 = 0.3669 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.3669}{0.1818} = 2.018 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.018 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.018** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{8.320^2}{3} = 0.0333 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.32 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.854 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00698 - 0.00144) \times 0.854 \\ &= 0.00470 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{30,852}{29,931} - 1 \right) \times 0.03326 + 0.00470 \times \left(8.320 - \frac{0.854}{2} \right) \\ &= 0.0381 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0333 + 0.0381 = 0.0714 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.07140}{0.03326} = 2.147 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.147 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.147** 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)	1539	1586	3597	3708	3551	3659	

변위 Δ (m)	0.1818	0.3669	0.0333	0.0714	0.0315	0.0702	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

$$k = 0.298 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.18183 = 0.36367 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.18183 = 0.90917 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

$$k = 0.285 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03326 = 0.06652 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03326 = 0.16629 \text{ m}$

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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03153 = 0.06306 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03153 = 0.15765 \text{ m}$$

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

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

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

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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,014 \times 2,400}{19,452} = 167 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,014 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 19,452 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,014 \times 2,400}{8,320} = 390 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,014 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 8,320 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,014 \times 2,400}{8,132} = 399 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,014 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 8,132 \text{ m}$ ($=H_e$) (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
		=	7,509	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.36367	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,190	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.90917	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
		=	7,732	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.06652	m	

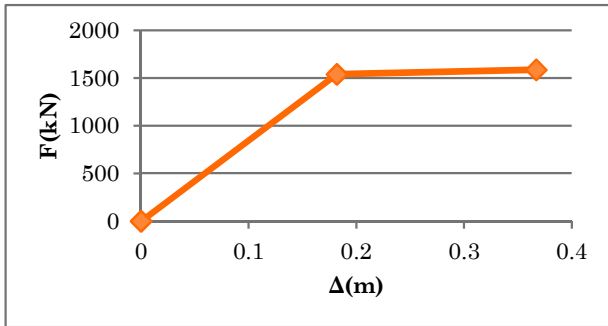
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,413	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.16629	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

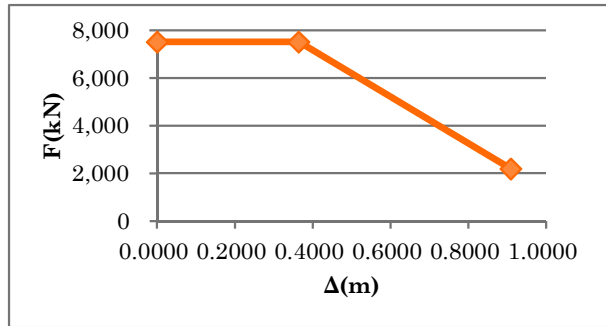
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023
		=	7,741	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.06306	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,422	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.15765	m	

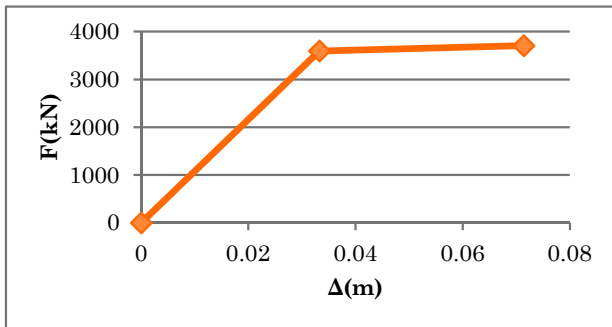
※ 힘·전단성능 곡선



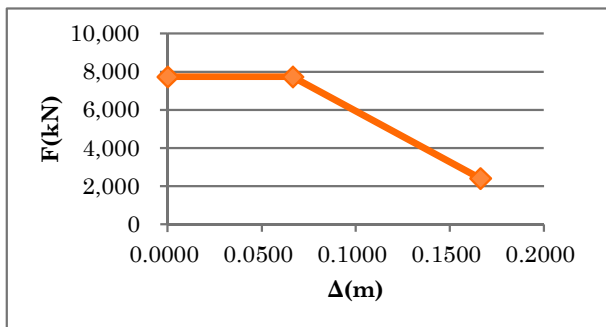
교축방향 휨성능 곡선



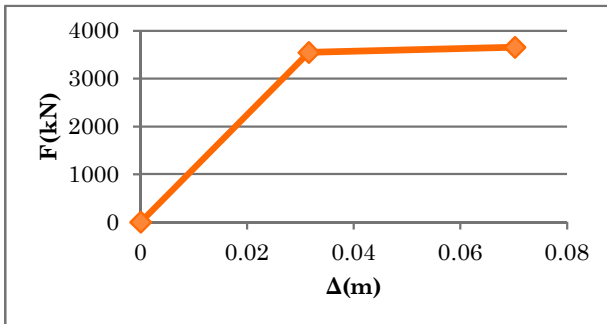
교축방향 전단성능 곡선



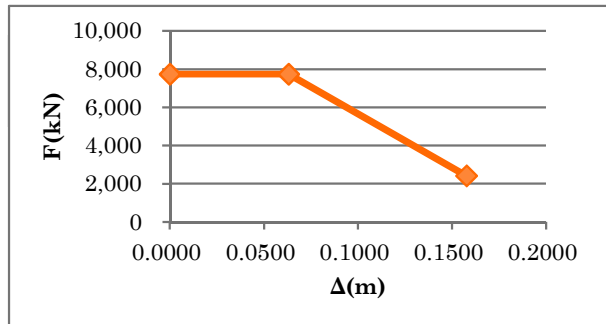
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



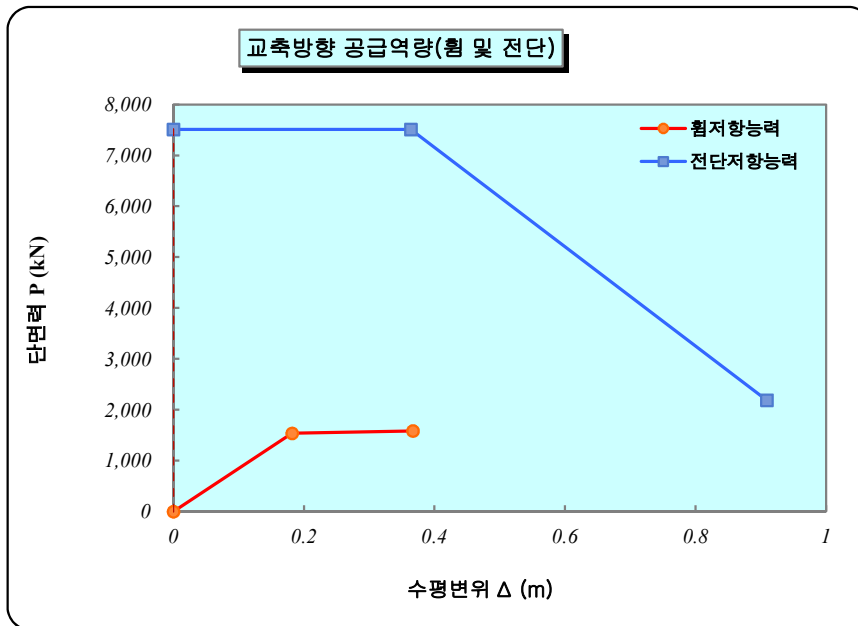
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

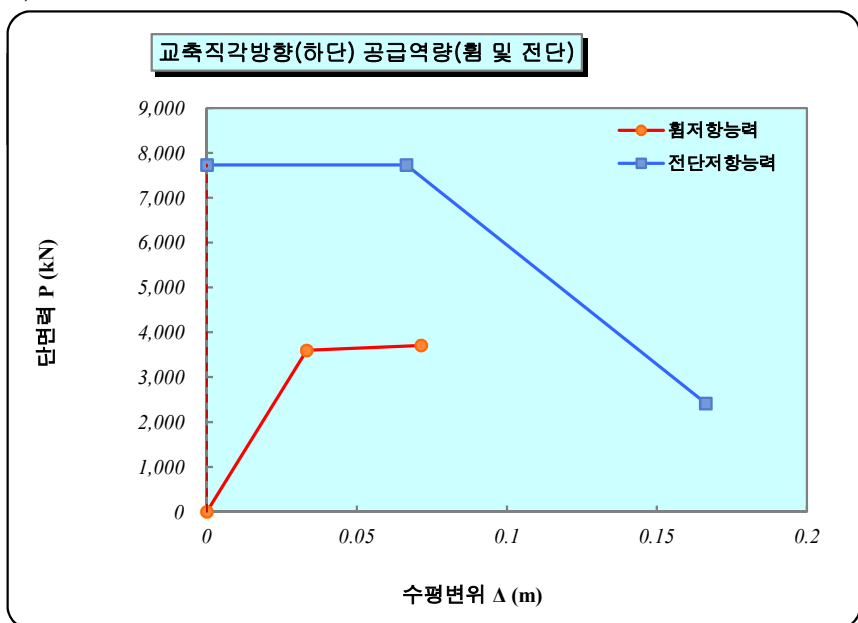
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



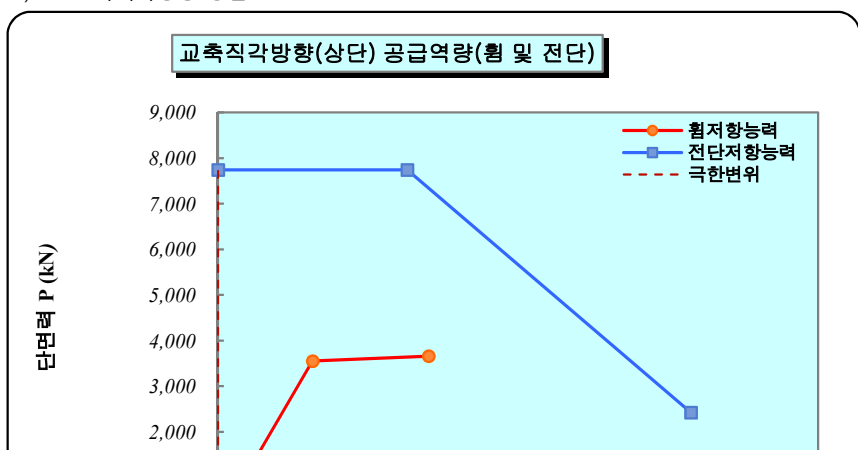
휨강도(P_f)
1,586
(kN)
전단강도(V_n)
7,509
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1818
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.3669
(m)
변위연성도(μ)
2.018

2) 교축직각방향-하단

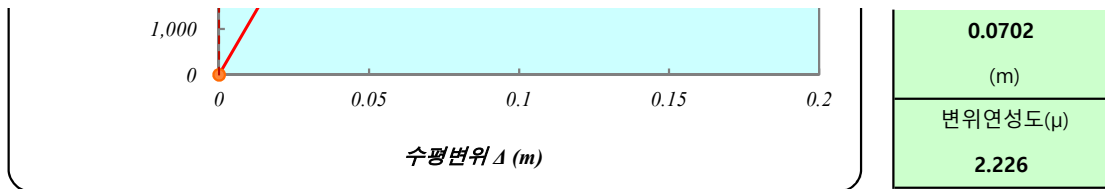


휨강도(P_f)
3,708
(kN)
전단강도(V_n)
7,732
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0333
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0714
(m)
변위연성도(μ)
2.147

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
3,659
(kN)
전단강도(V_n)
7,741
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0315
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 28,967 + 9,014 \times 1.5 \times 0.17235 \\
 &= 31,297 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{31,297}{29,933} = 1.046 \rightarrow \text{RS } 1.046 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **3.2264** 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 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.046 = 1.046$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 23,370 + 9,014 \times 1.5 \times 0.057$
 $= 24,145 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{24,145}{29,931} = 0.807 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 22,088 + 9,014 \times 1.5 \times 0.057$
 $= 22,863 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{22,863}{28,879} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.018$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.147$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.226$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.046$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.018}{1.046} = 1.930 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.147}{1.000} = 2.147 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.226}{1.000} = 2.226 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,509}{1,561} = 4.810 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

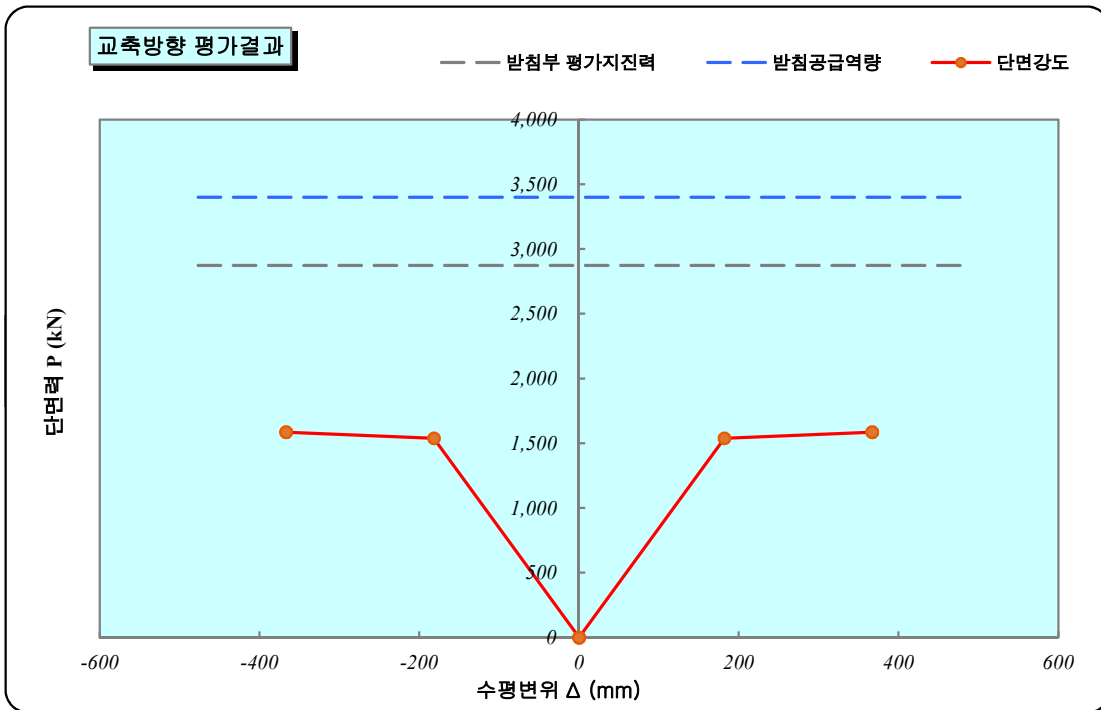
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,732}{2,850} = 2.713 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

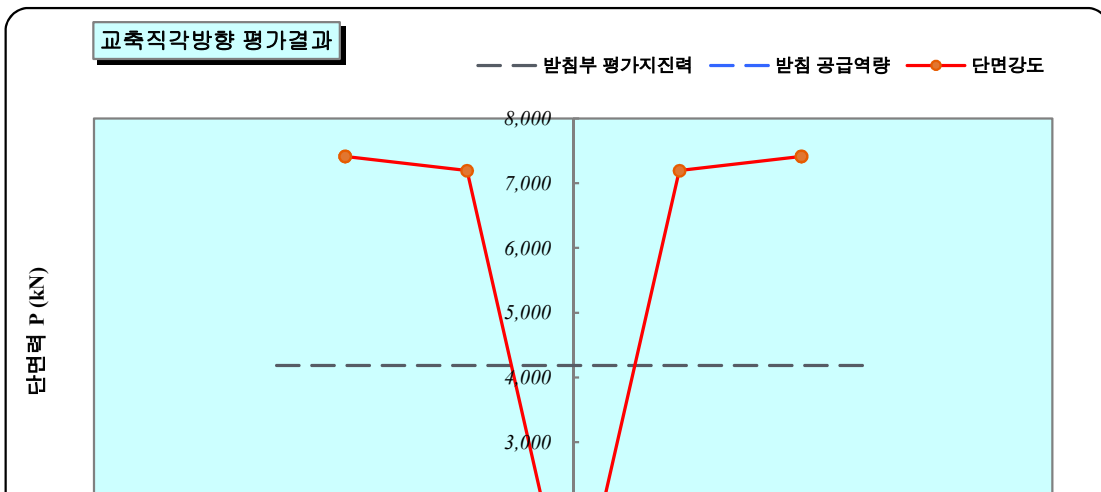
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,741}{2,650} = 2.921 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

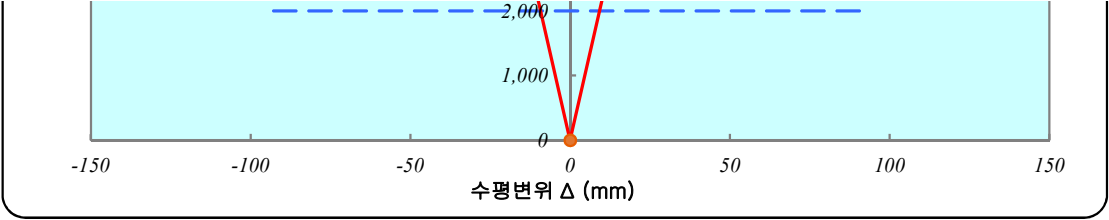
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





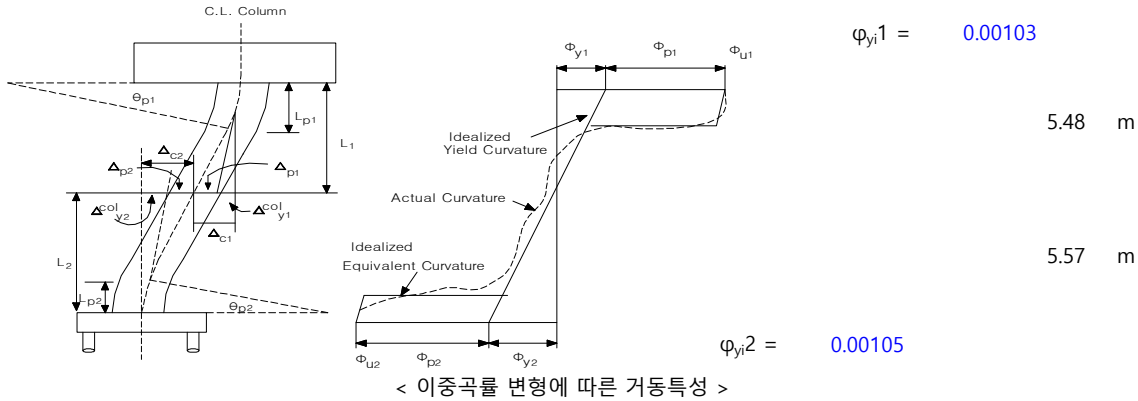
9. 교각부 평가

9.2 교각 8

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겹이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	11.044	11.044	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.044	5.522	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.226	0.798	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.044 \times 0.00103 / (0.00103 + 0.00105) = 5.48 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.044 \times 0.00105 / (0.00103 + 0.00105) = 5.57 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 28,242 / 14.044 = 2,010.937 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 29,091 / 14.044 = 2,071.411 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 28,244 / 5.566 = 5,074.416 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 29,097 / 5.566 = 5,227.704 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,509 / 5.478 = 5,021.632 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,463 / 5.478 = 5,195.911 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00142}{3} \times \frac{14.044^2}{3} = 0.0936 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.044 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.312 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00749 - 0.00142) \times 1.312 = 0.0080 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{29,091}{28,242} - 1 \right) \times 0.09362 + 0.00796 \times \left(14.044 - \frac{1.312}{2} \right) \\ &= 0.1093 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.09360 + 0.10930 = 0.2029 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2029}{0.0936} = 2.167 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.167 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.167** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00142}{3} \times \frac{5.566^2}{3} = 0.0147 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 5.566 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.634 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00749 - 0.00142) \times 0.634 \\ &= 0.00380 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{29,097}{28,244} - 1 \right) \times 0.01470 + 0.00380 \times \left(5.566 - \frac{0.634}{2} \right) \\ &= 0.0204 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0147 + 0.0204 = 0.0351 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.03510}{0.01470} = 2.387 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.387 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.387** 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)	2011	2071	5074	5228	5022	5196	

변위 Δ (m)	0.0936	0.2029	0.0147	0.0351	0.0142	0.0354	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

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

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.09362 = 0.18723 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.09362 = 0.46808 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

$$k = 0.261 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01470 = 0.02941 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01470 = 0.07352 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

$$k = 0.250 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01419 = 0.02837 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01419 = 0.07093 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,730 \times 2,400}{14.044} = 173 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,730 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 14.044 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,730 \times 2,400}{5.566} = 435 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,730 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 5.566 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,730 \times 2,400}{5.478} = 442 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,730 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 5.478 \text{ m}$ ($=H_e$) (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
		=	7,515	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.18723	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,196	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.46808	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
		=	7,777	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02941	m	

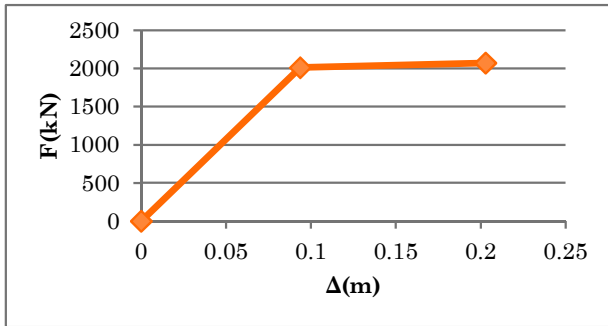
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,458	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.07352	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

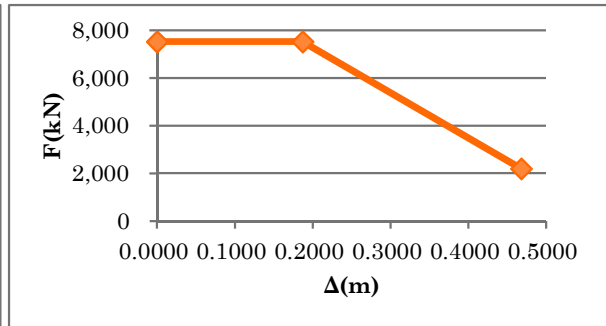
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023
		=	7,784	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02837	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,465	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.07093	m	

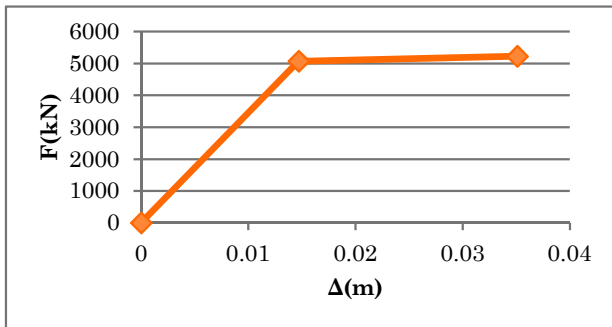
※ 힘·전단성능 곡선



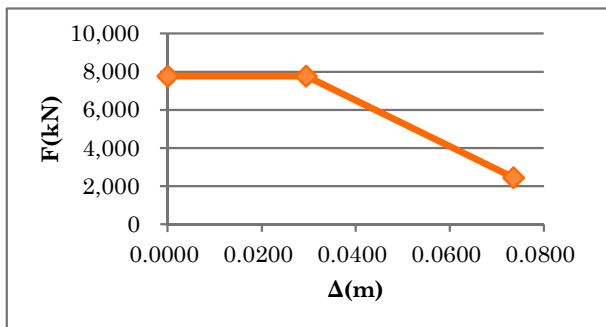
교축방향 휨성능 곡선



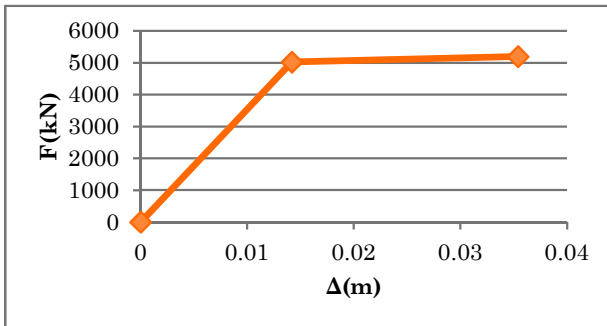
교축방향 전단성능 곡선



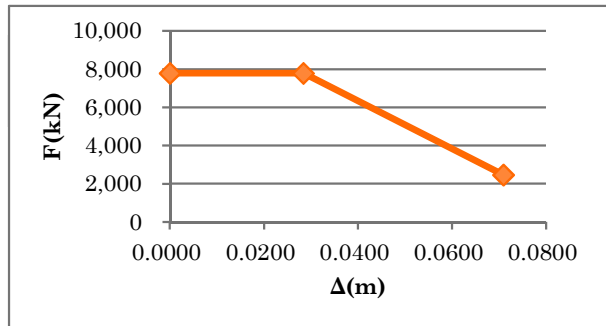
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



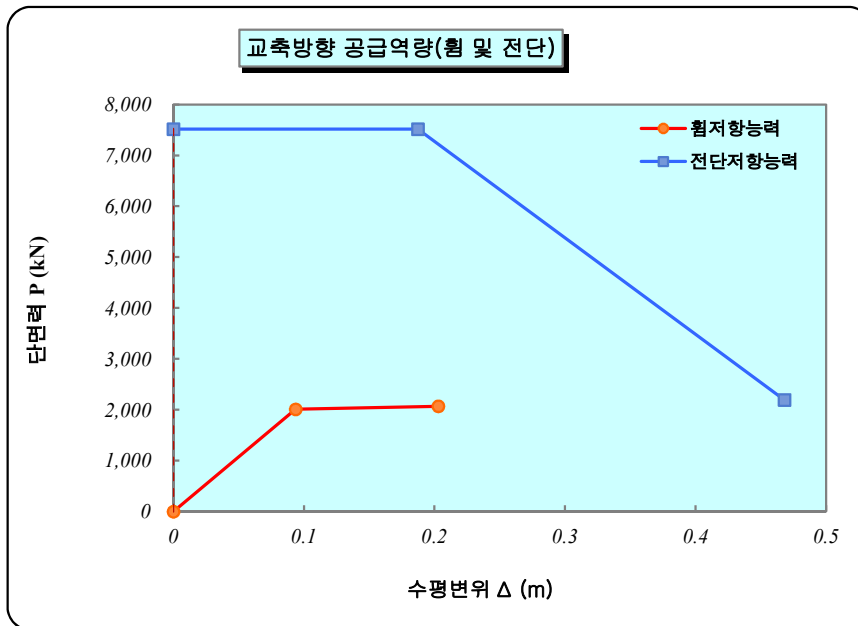
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

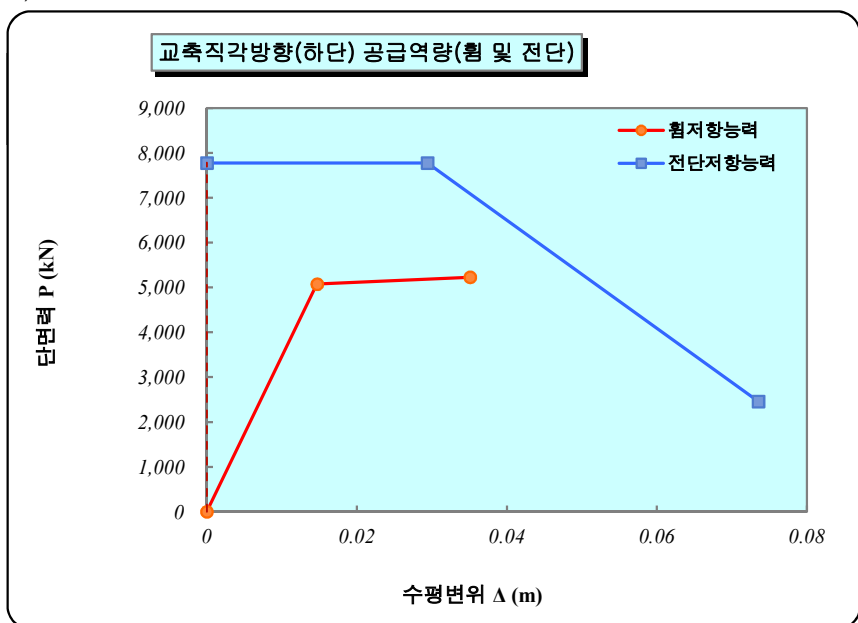
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



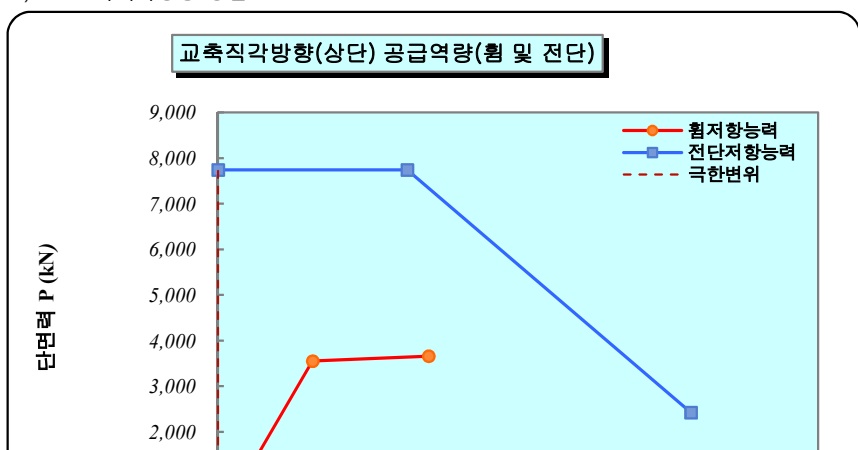
휨강도(P_f)
2,071
(kN)
전단강도(V_n)
7,515
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0936
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2029
(m)
변위연성도(μ)
2.167

2) 교축직각방향-하단

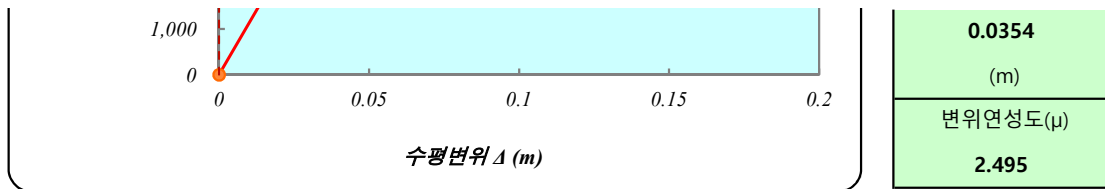


휨강도(P_f)
5,228
(kN)
전단강도(V_n)
7,777
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0147
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0351
(m)
변위연성도(μ)
2.387

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
5,196
(kN)
전단강도(V_n)
7,784
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0142
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 11,232 + 6,730 \times 1.5 \times 0.03466 \\
 &= 11,582 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{11,582}{28,242} = 0.410 \rightarrow RS \ 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **3.2264** 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 18,819 + 6,730 \times 1.5 \times 0.022$
 $= 19,038 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{19,038}{28,244} = 0.674 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 17,715 + 6,730 \times 1.5 \times 0.022$
 $= 17,934 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{17,934}{27,509} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.167$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.387$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.495$

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

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} &= \frac{2.167}{1.000} = 2.167 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} &= \frac{2.387}{1.000} = 2.387 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.495}{1.000} = 2.495 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 전단력평가

∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,515}{937} = 8.019 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(하단)

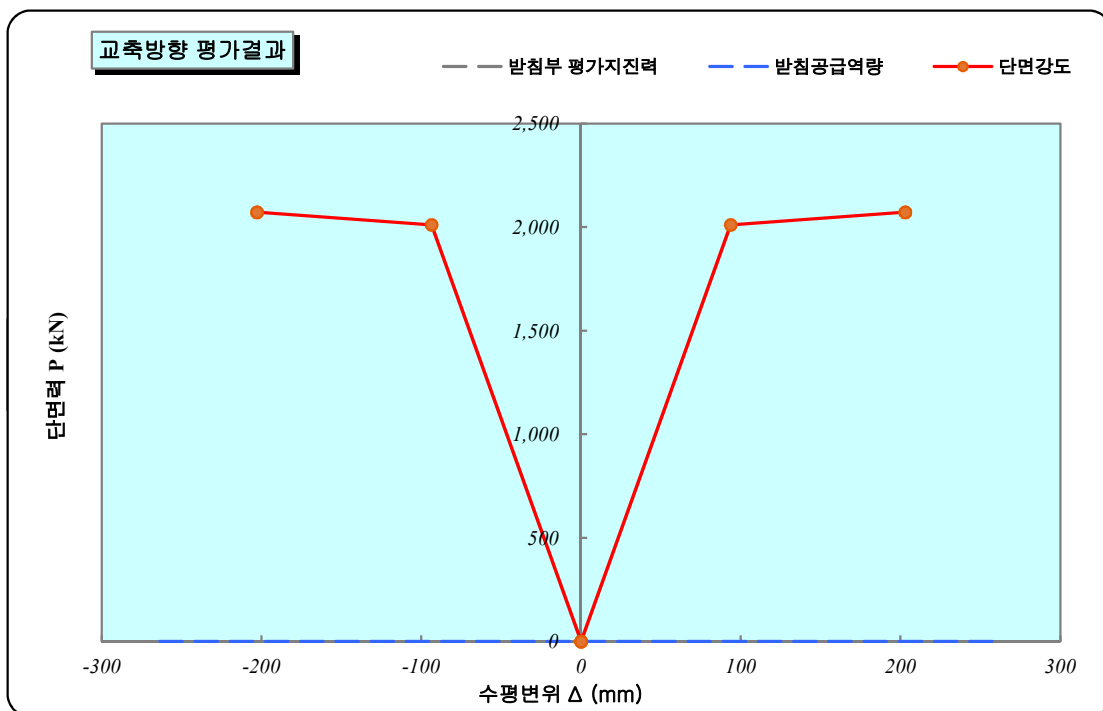
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,777}{3,383} = 2.299 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(상단)

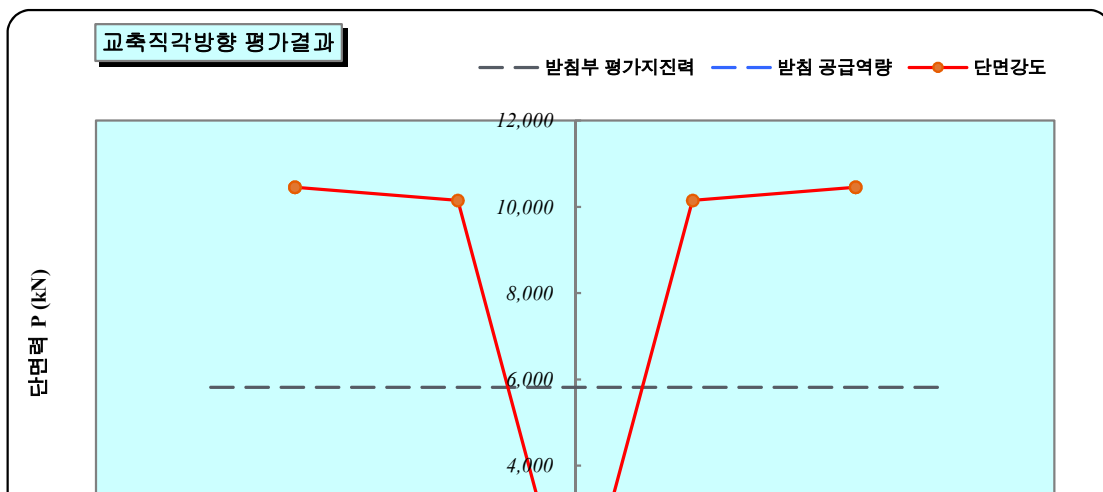
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,784}{3,209} = 2.425 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

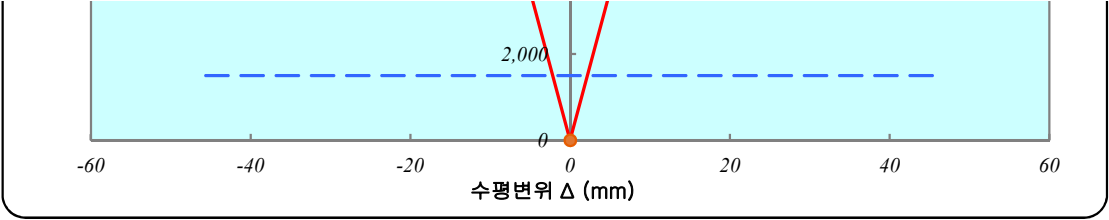
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





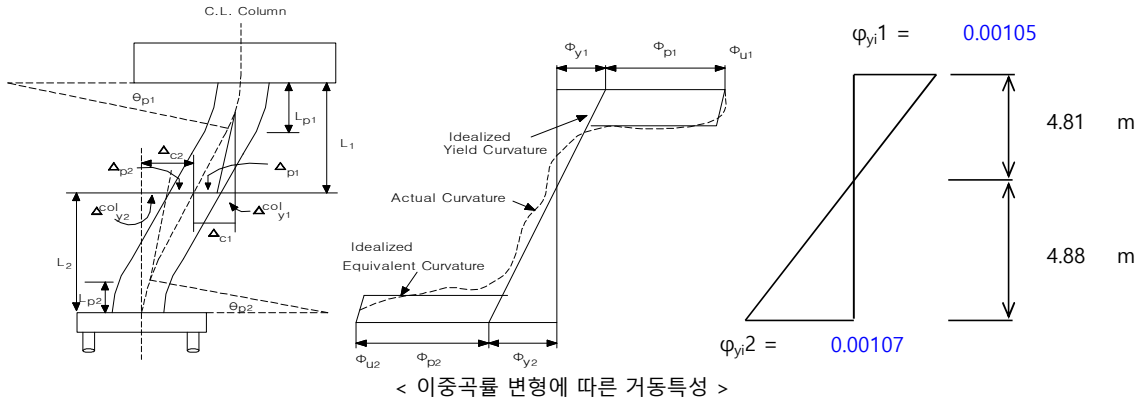
9. 교각부 평가

9.3 교각 9

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겹이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	9.690	9.690	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	12.690	4.845	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.226	0.798	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.690 \times 0.00105 / (0.00105 + 0.00107) = 4.81 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.690 \times 0.00107 / (0.00105 + 0.00107) = 4.88 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 29,006 / 12.690 = 2,285.713 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 29,864 / 12.690 = 2,353.365 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,008 / 4.878 = 5,946.720 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 29,863 / 4.878 = 6,121.915 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 28,370 / 4.812 = 5,895.594 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 29,227 / 4.812 = 6,073.836 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00143 \times 12.690^2}{3} = 0.0769 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 12.69 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 1.183 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00724 - 0.00143) \times 1.183 = 0.0069 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{29,864}{29,006} - 1 \right) \times 0.07685 + 0.00687 \times \left(12.690 - \frac{1.183}{2} \right) \\ &= 0.0854 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.07690 + 0.08540 = 0.1623 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1623}{0.0769} = 2.112 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.112 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.112** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00143 \times 4.878^2}{3} = 0.0114 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.878 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.558 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00724 - 0.00143) \times 0.558 \\ &= 0.00320 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{29,863}{29,008} - 1 \right) \times 0.01136 + 0.00320 \times \left(4.878 - \frac{0.558}{2} \right) \\ &= 0.0151 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0114 + 0.0151 = 0.0265 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.02650}{0.01136} = 2.334 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.334 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.334** 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)	2286	2353	5947	6122	5896	6074	

변위 Δ (m)	0.0769	0.1623	0.0114	0.0265	0.0110	0.0263	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

$$k = 0.289 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07685 = 0.15371 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07685 = 0.38427 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

$$k = 0.267 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01136 = 0.02271 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01136 = 0.05678 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

$$k = 0.261 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01100 = 0.02200 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01100 = 0.05500 \text{ m}$$

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) 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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,162 \times 2,400}{12,690} = 232 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,162 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 12,690 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,162 \times 2,400}{4,878} = 602 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,162 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 4,878 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,162 \times 2,400}{4,812} = 611 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 8,162 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 4,812 \text{ m}$ ($=H_e$) (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 + 232
		=	6,949	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.15371	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 232
		=	1,630	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.38427	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 + 602
		=	7,320	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02271	m	

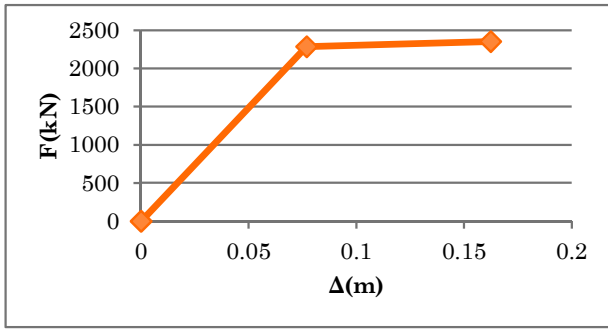
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 602
		=	2,001	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05678	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

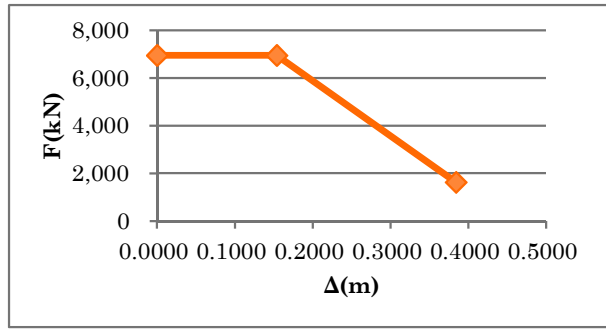
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398 + 611
		=	7,328	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02200	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 611
		=	2,009	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05500	m	

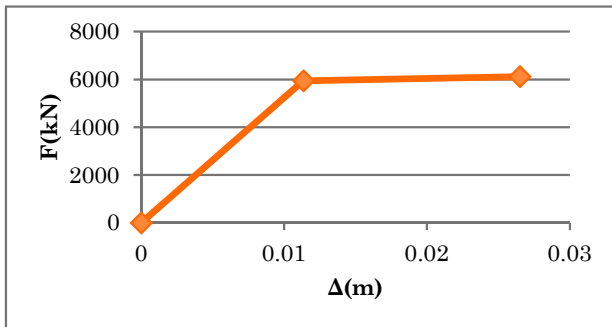
※ 힘·전단성능 곡선



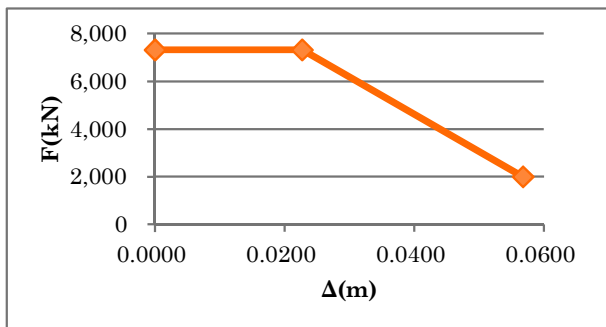
교축방향 휨성능 곡선



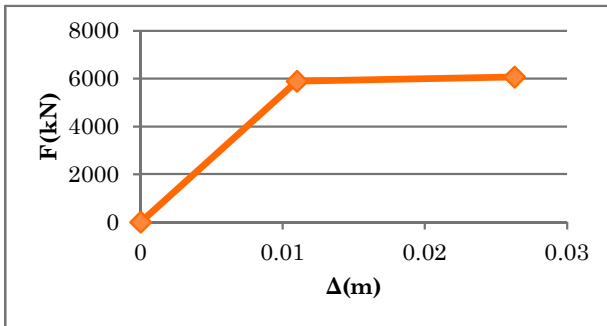
교축방향 전단성능 곡선



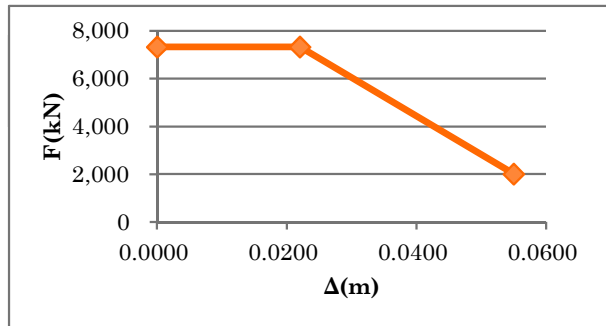
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



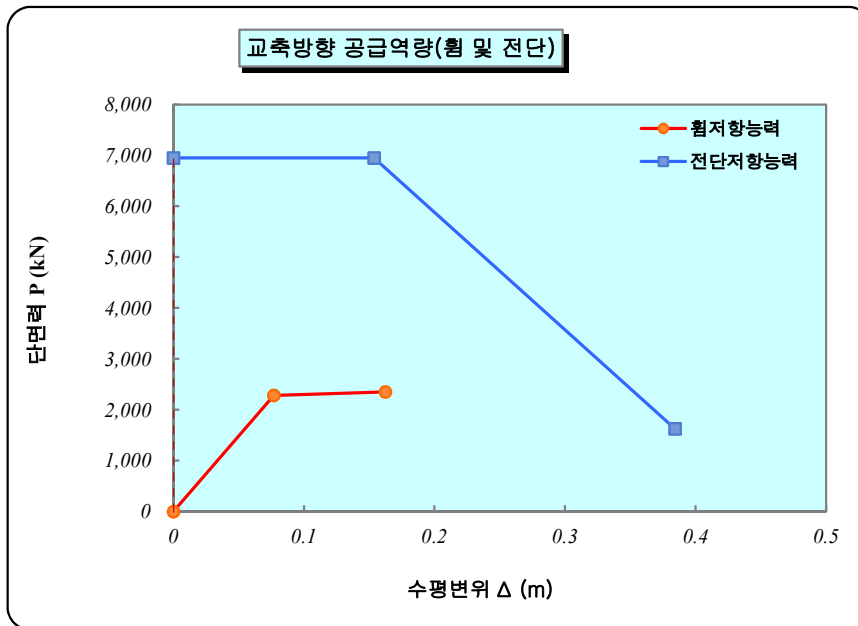
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

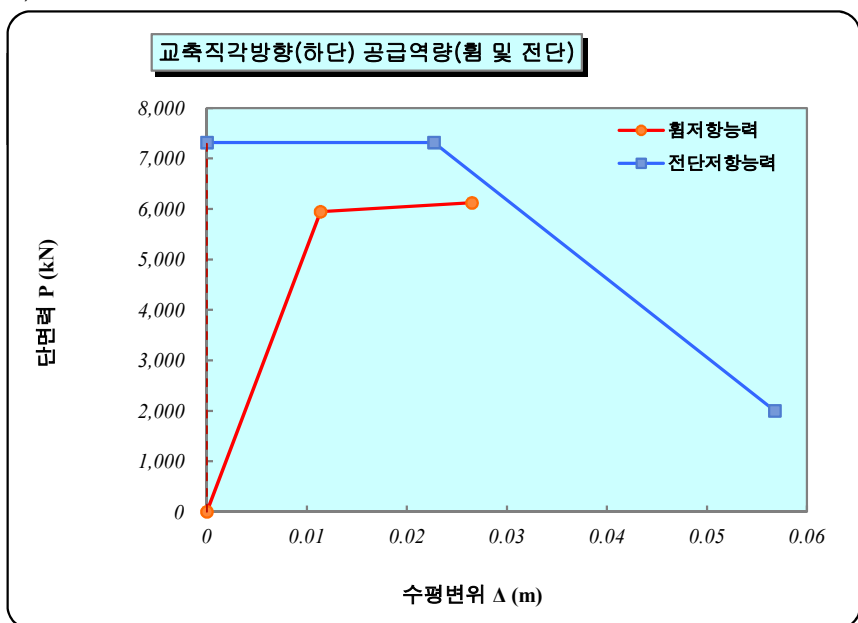
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



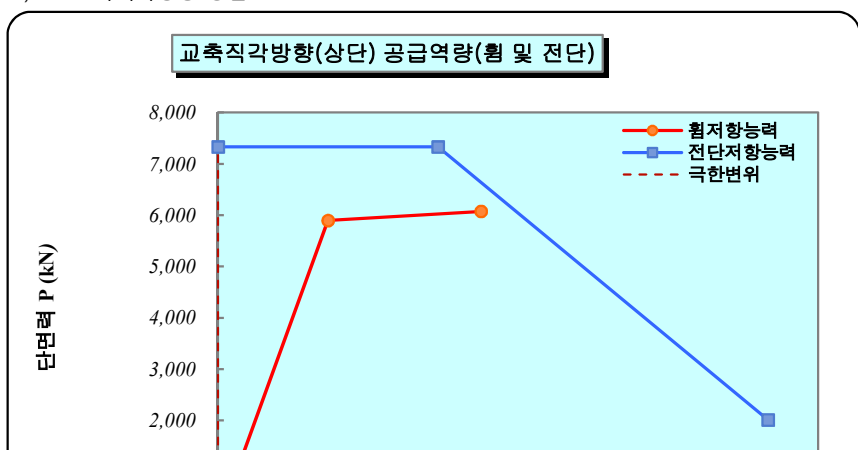
휨강도(P_f)
2,353
(kN)
전단강도(V_n)
6,949
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0769
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1623
(m)
변위연성도(μ)
2.112

2) 교축직각방향-하단

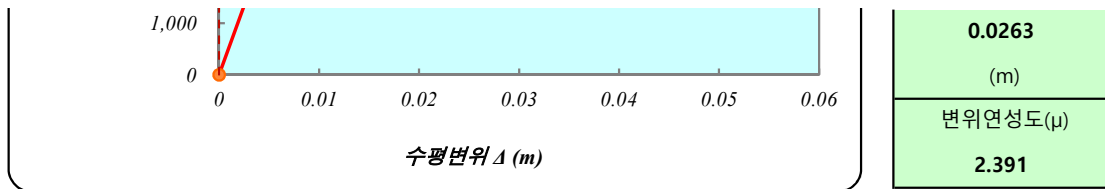


휨강도(P_f)
6,122
(kN)
전단강도(V_n)
7,320
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0114
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0265
(m)
변위연성도(μ)
2.334

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
6,074
(kN)
전단강도(V_n)
7,328
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0110
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 33,541 + 8,162 \times 1.5 \times 0.08648 \\
 &= 34,600 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{34,600}{29,006} = 1.193 \rightarrow \text{RS } 1.193 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **3.2264** 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 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.193 = 1.193$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 13,083 + 8,162 \times 1.5 \times 0.018$
 $= 13,297 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{13,297}{29,008} = 0.458 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 12,400 + 8,162 \times 1.5 \times 0.018$
 $= 12,615 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{12,615}{28,370} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **0.7978** 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.112$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.334$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.391$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.193$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.112}{1.193} = 1.770 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.334}{1.000} = 2.334 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.391}{1.000} = 2.391 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{6,949}{2,723} = 2.552 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

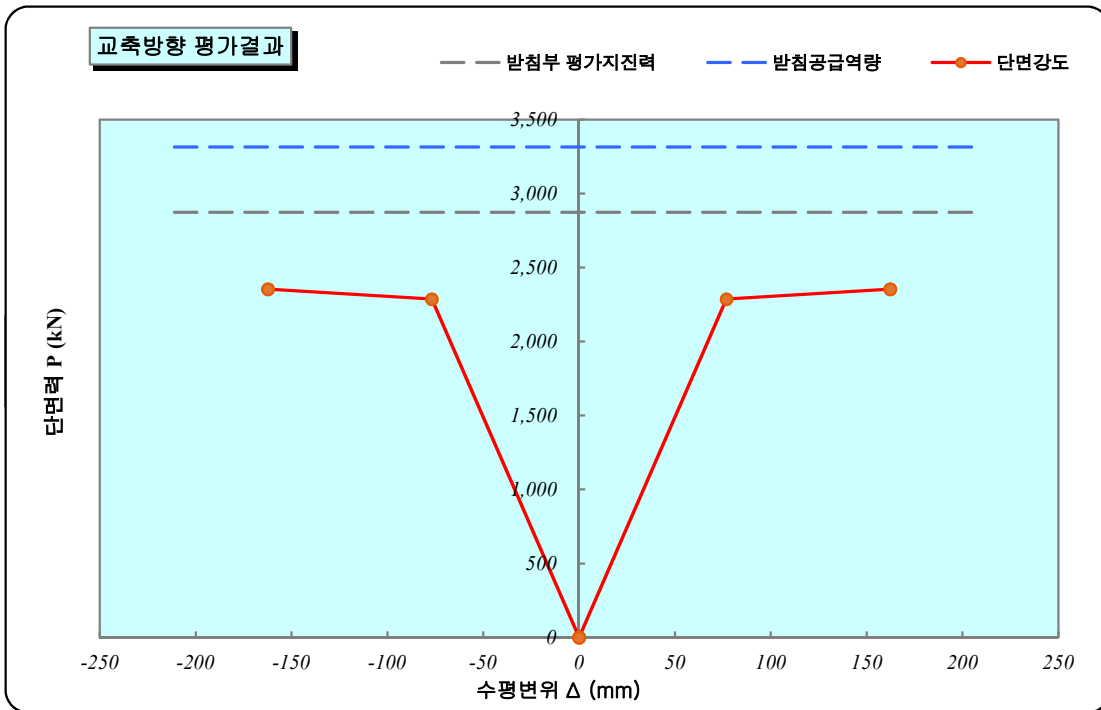
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,320}{2,680} = 2.732 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

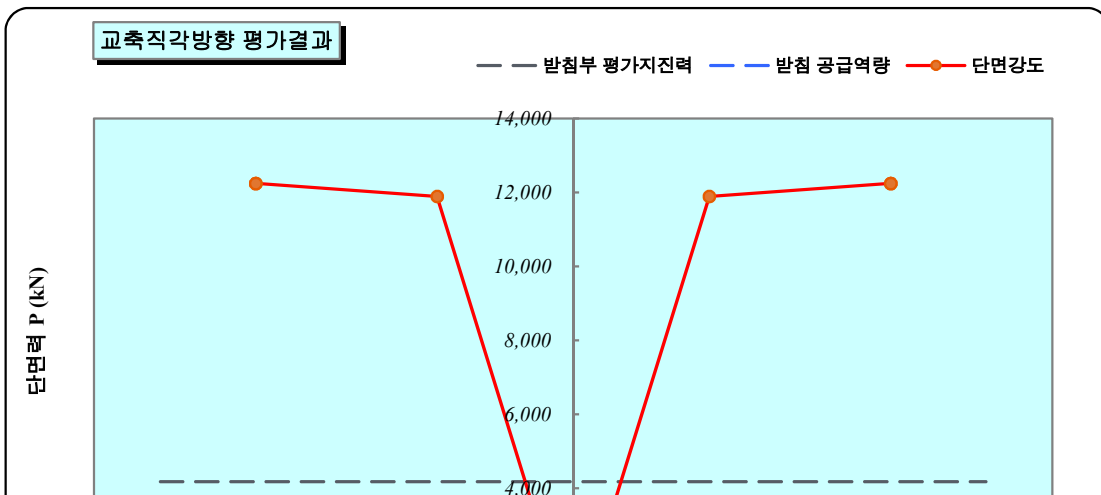
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,328}{2,569} = 2.852 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

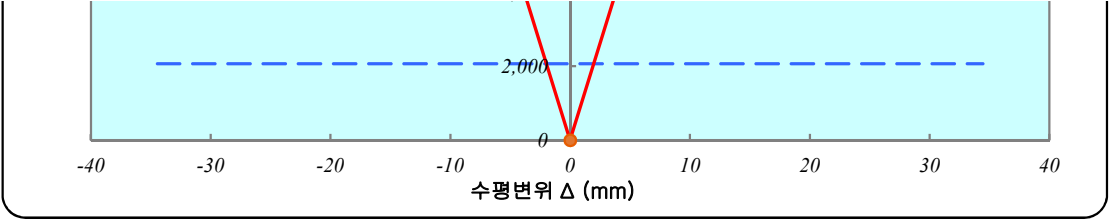
9.3.8 내진성능 평가 결과

- 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

$$f_B = 4,000.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 4,000.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC} &= 4,000.00 \times 1 = 4,000.00 \text{ kN} \\ &= 1,400.00 \times 2 = 2,800.00 \text{ kN} \\ &= 6,800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 4,000.00 \times 1 = 4,000.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,172, 2,872] = 2,872.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[7,416, 4,182] = 4,182.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{6,800.00}{2,872.25} = 2.367 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,000.00}{4,182.28} = 0.956 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	880	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	880	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	$=$	730	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	730	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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 2872.25 / 3 = 957 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 4182.28 / 1 = 4,182 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{11,066}{957} = 11.559 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{11,066}{4,182} = 2.646 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,621 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,621 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,472 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,472 \quad mm$$

$$\sum S_i = 13791 \quad mm$$

$$S_L = 730 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,432 \quad mm$$

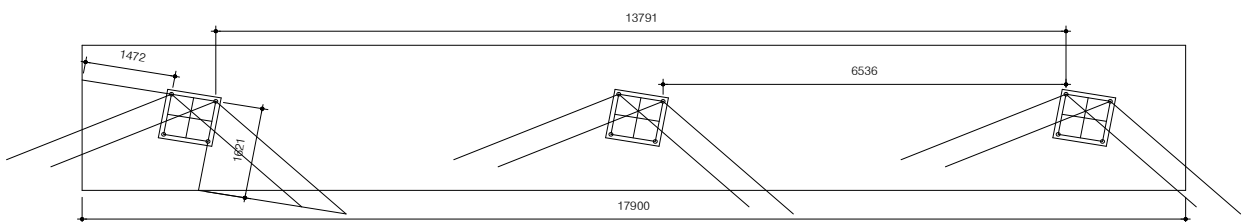
$$S_T = 730 \quad mm$$

$$S_{ax} = 6536 \quad mm$$

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

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,432 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 17,900 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 43,523,850 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1621^2 = 11,824,385 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 43,523,850 < 6 \times 11,824,385 = 70,946,307 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 1621^{1.5} \\
 &= 3,106.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.882 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b \\
 &= \frac{43,523,850}{11,824,385} \times 0.882 \times 1.400 \times 1.000 \times 3,106 = 14,112 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,202 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2} = 891 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 891 \text{ mm}$$

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

$$S_L = 730 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 3,303 \text{ mm}$$

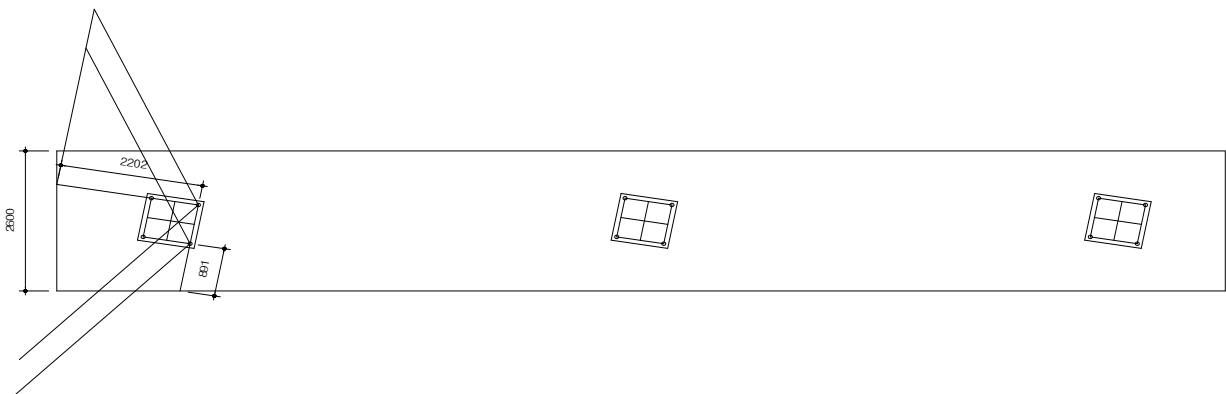
$$S_T = 730 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 2,600 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llll}
 \text{1면} & C_{a1} & = & 2,202 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,303 \text{ mm} \\
 \text{2면} & C_{a2}' & = & 891 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,303 \text{ mm} \\
 \text{3면} & h_{\text{cop}} & = & 3,000 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,303 \text{ mm}
 \end{array}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

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

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

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

$$\Phi_{ed,v} = 0.789 \quad \Phi_{h,v} = 1.049$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
 &= \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.789 \times 1.400 \times 1.049 \times 4,257 = 2,138 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llll}
 \text{교축방향:} & F_{AC,DL} & = & 957 \times 3 = 2,872 \text{ kN} \\
 \text{교직방향:} & F_{AC,DT} & = & 4,182 \times 1 = 4,182 \text{ kN}
 \end{array}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llll}
 \text{교축방향} & \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{14,112}{2,872} = 4.913 > 1.0 \quad \text{OK} \\
 \text{교직방향} & \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{2,138}{4,182} = 0.511 < 1.0 \quad \text{NG}
 \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,621 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,621 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 1,472 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,472 \text{ mm}$$

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

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

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

$$S_L = 730 \text{ mm}$$

$$S_T = 730 \text{ mm}$$

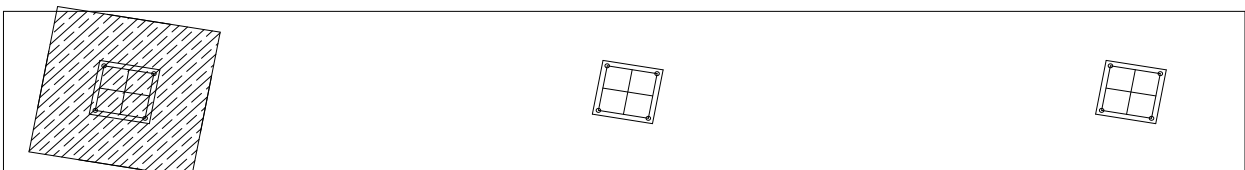
$$S_{ax} = 6,536 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

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

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



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

$$A_{nc} = 5,628,308 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,628,308 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

$$= \frac{5,628,308}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,633 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1,633 = 3,266 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 3,266 / 1 = 3,266 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,202 \text{ mm}$$

$$S_L = 730 \text{ mm}$$

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

$$S_T = 730 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 891 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 6,536 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 891 \text{ mm}$$

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

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

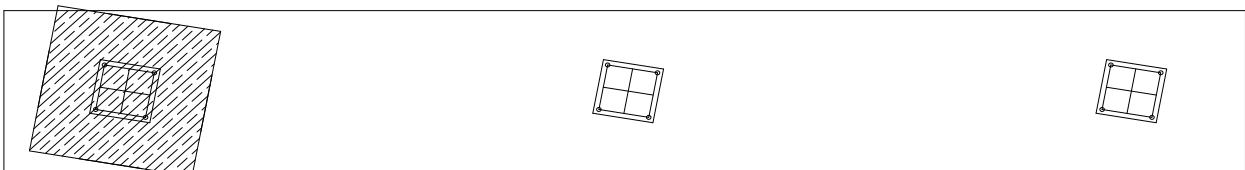
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

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

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

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

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



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

$$\begin{array}{llllllll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,000 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 2\text{면} & C_{a2} & = & 891 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 3\text{면} & C_{a2}' & = & 891 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 4\text{면} & S_T + S_{ax} & = & 7,266 & \text{mm} & > & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm} \\
 & S_{ay} & = & 0 & \text{mm} & < & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 891, 891\}}{1.5}, \frac{\max\{(730 + 6536), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{7,266}{3} \right] \\
 &= 2,422 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$A_{nc} = 5,628,308 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,628,308 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= \frac{5,628,308}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,633 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1633 = 3,266 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 3,266 / 1 = 3,266 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 957 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 4,182 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,266}{957} = 3.411 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,266}{4,182} = 0.781 < 1.0 \quad \text{NG}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교축	6,800	2,872	2.367	OK
		교직	4,000	4,182	0.956	NG
	앵커볼트	교축	11,066	957	11.559	OK
		교직	11,066	4,182	2.646	OK
	콘크리트	교축	14,112	2,872	4.913	OK
		교직	2,138	4,182	0.511	NG
	프라이아웃	교축	3,266	957	3.411	OK
		교직	3,266	4,182	0.781	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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[10,455, 5,817] = 5,817.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,000.00}{5,817.08} = 0.516 < 1.0 \quad \text{NG}$$

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}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 5817.08 / 2 = 2,909 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{4,766}{2,909} = 1.639 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

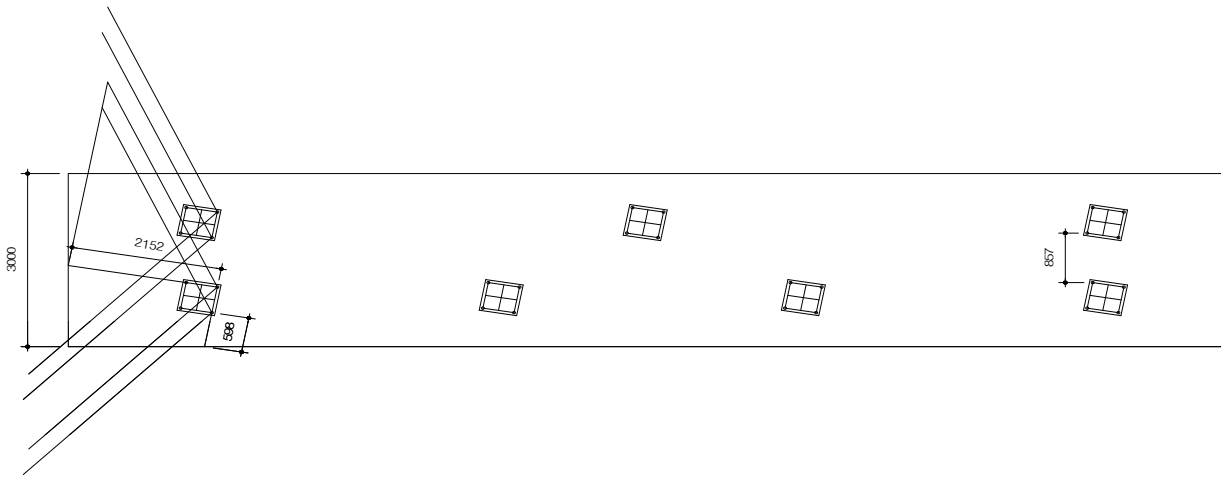
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 2,152 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 2,000 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 598 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 598 \text{ mm} & \Sigma S_i &= 857 \text{ mm} \\
 S_L &= 450 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 3,228 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} & S_{ay} &= 857 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 3,000 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 3,000 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 3,000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 2,152 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,228 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 598 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,228 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 3,000 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,228 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

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

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 9,000,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,000^2 = 18,000,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 9,000,000 < 4 \times 18,000,000 = 72,000,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= 0.6 \frac{360^{0.2}}{105} \times \sqrt{105} \times \sqrt{24} \times 2,000^{1.5}$$

$$= 3,446.82 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.760 \qquad \Phi_{h,v} = 1.037$$

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

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

$$= \frac{9,000,000}{18,000,000} \times 0.760 \times 1.400 \times 1.037 \times 3447 = 1,902 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 2,909 \times 2 = 5,817 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{1,902}{5,817} = 0.327 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,152 \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

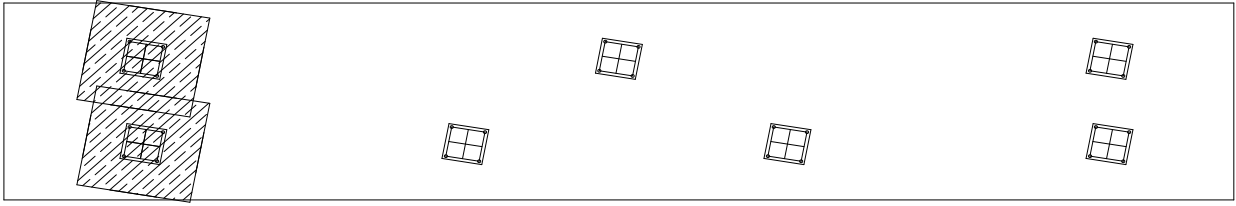
$$S_{ax} = 4,667 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef}' = 360 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

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

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



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

1면	C_{a1}	=	2,000	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

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 598, 598\}}{1.5}, \frac{\max\{(450+4667), 857\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{5,117}{3} \right] \\
 &= 1,706 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 2,909 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,559}{2,909} = 0.536 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	3,000	5,817	0.516	NG
	앵커볼트	교직	4,766	2,909	1.639	OK
	콘크리트	교직	1,902	5,817	0.327	NG
	프라이아웃	교직	1,559	2,909	0.536	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

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

- 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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,707, 5,134] = 4,706.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[12,244, 4,278] = 4,277.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{6,630.00}{4,706.73} = 1.409 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,130.00}{4,277.60} = 0.965 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.3.2 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

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

V_{sa} : 앵커 개수

교축방향:	V _{saL}	=	4	X	1	X	3,217	X	860	=	11,066	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	1	X	3,217	X	860	=	11,066	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} = F_{BDL} / n^L = 4706.73 / 3 = 1,569 \text{ kN}$$

$$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 4277.60 / 1 = 4,278 \text{ kN}$$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{11,066}{1,569} = 7.054 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{11,066}{4,278} = 2.587 > 1.0$	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

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

$$C_{a2} = 1,476 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,476 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12189 \quad mm$$

$$S_L = 720 \quad mm$$

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

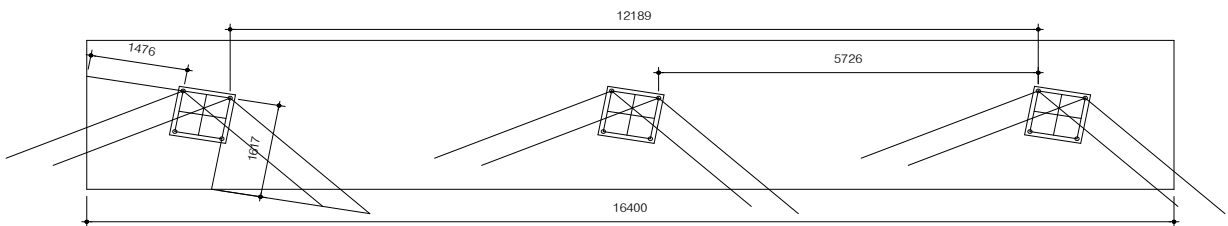
$$S_T = 720 \quad mm$$

$$S_{ax} = 5726 \quad mm$$

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

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

$$\text{투영길이} = 16,400 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

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

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

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

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

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

$$\Phi_{ed,v} = 0.883$$

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

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

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

$$= \frac{39,778,200}{11,766,101} \times 0.883 \times 1.400 \times 1.000 \times 3,095 = 12,928 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,196 \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

$$1.5C_{a1} = 3,294 \text{ mm}$$

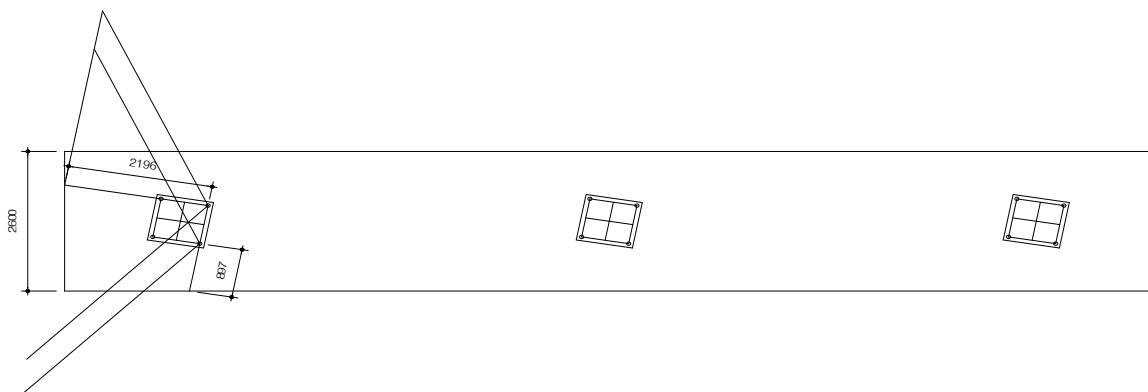
$$S_T = 720 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 2,600 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llllllll} 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,196 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,294 & \text{mm} \\ 2\text{면} & C_{a2}' & = & 897 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,294 & \text{mm} \\ 3\text{면} & h_{\text{cop}} & = & 3,000 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,294 & \text{mm} \end{array}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

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

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

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

$$\Phi_{ed,v} = 0.790 \quad \Phi_{h,v} = 1.048$$

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

$$\begin{aligned} V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.790 \times 1.400 \times 1.048 \times 4,257 = 2,137 & \text{kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 1,569 \times 3 = 4,707 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 4,278 \times 1 = 4,278 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} = \frac{12,928}{4,707} = 2.747 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{2,137}{4,278} = 0.500 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpq}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

① 교축방향

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

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

$$C_{a2} = 1,476 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 1,476 \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

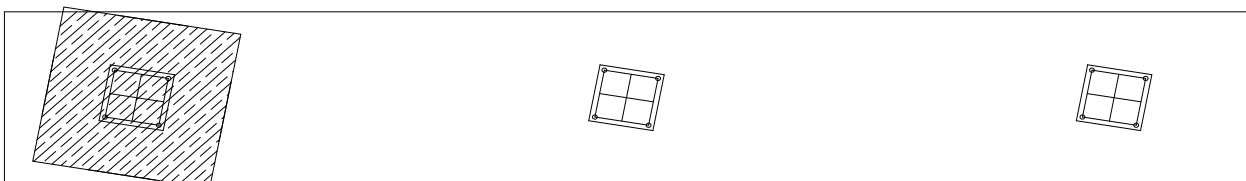
$$S_{ax} = 5,726 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,196 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$S_{ax} = 5,726 \text{ mm}$$

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

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

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

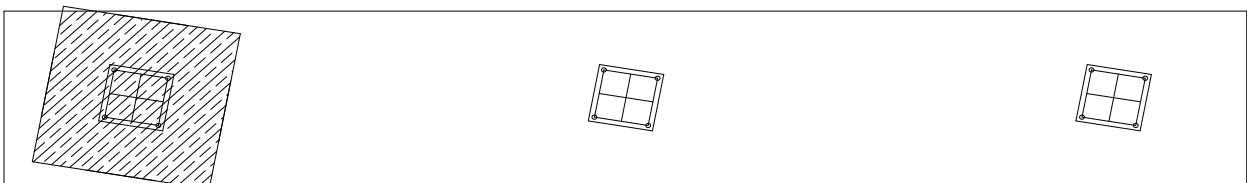
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm (유효문힘깊이)}$$

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

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

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

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



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

$$\begin{array}{llllllll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,000 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 2\text{면} & C_{a2} & = & 897 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 3\text{면} & C_{a2}' & = & 897 & \text{mm} & > & 1.5h_{ef} & = & 825.0 & \text{mm} \\
 4\text{면} & S_T + S_{ax} & = & 6,446 & \text{mm} & > & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm} \\
 & S_{ay} & = & 0 & \text{mm} & < & 2 \times 1.5h_{ef} & = & 1,650.0 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 897, 897\}}{1.5}, \frac{\max\{(720 + 5726), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{6,446}{3} \right] \\
 &= 2,149 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 1,569 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 4,278 \text{ kN}$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} &= \frac{3,241}{1,569} = 2.066 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} &= \frac{3,241}{4,278} = 0.758 < 1.0 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교축	6,630	4,707	1.409	OK
		교직	4,130	4,278	0.965	NG
	앵커볼트	교축	11,066	1,569	7.054	OK
		교직	11,066	4,278	2.587	OK
	콘크리트	교축	12,928	4,707	2.747	OK
		교직	2,137	4,278	0.500	NG
	프라이아웃	교축	3,241	1,569	2.066	OK
		교직	3,241	4,278	0.758	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

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,185.29 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{310.00}{1,185.29} = 0.262 < 1.0 \quad \text{NG}$$

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	$h_{cop} = 4556$ 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}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 1185.29 / 1 = 1,185 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,081}{1,185} = 0.912 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(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)

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

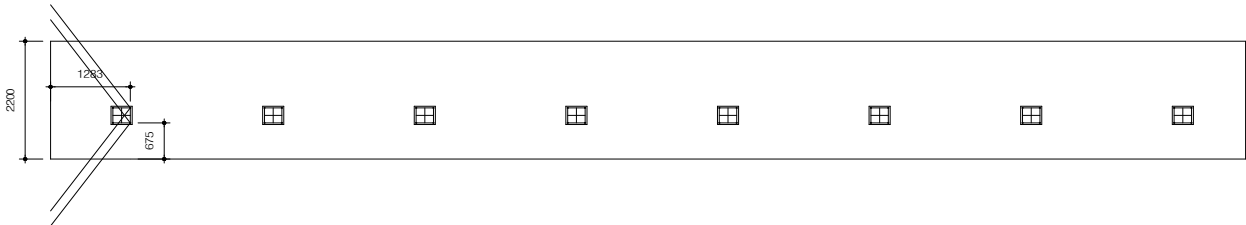
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,283 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,283 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 675 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 675 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 280 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,925 \text{ mm} \\
 S_T &= 280 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 4,556 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,925 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,283 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,925 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 675 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,925 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 4,556 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,925 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3) = 1,283 \text{ mm} \\
 1.5C_{a1}' &= 1,925 \text{ mm} \\
 \therefore C_{a1} &= 1,283 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,925 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,233,900 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,283^2 = 7,407,401 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,233,900 < 2 \times 7,407,401 = 14,814,801 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= 0.6 \frac{170^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1,283^{1.5}$$

$$= 1,220.05 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.805 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{4,233,900}{7,407,401} \times 0.805 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,220 = 786 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 1,185 \times 1 = 1,185 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{786}{1,185} = 0.663 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(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}	=	1,283	mm	S_L	=	280	mm
C_{a1}'	=	1,283	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 (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	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}	=	1,283	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 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1283, 675, 675\}}{1.5}, \frac{\max\{(280 + 2050), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,283}{1.5}, \frac{2,330}{3} \right] \\
 &= 855 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 1,185 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{651}{1,185} = 0.550 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교직	310	1,185	0.262	NG
	앵커볼트	교직	1,081	1,185	0.912	NG
	콘크리트	교직	786	1,185	0.663	NG
	프라이아웃	교직	651	1,185	0.550	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [30,854, 28,967] \\ &= 28,967 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,586, 1,561] \\ &= 1,561 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [30,852, 23,370] \\ &= 23,370 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,708, 2,850] \\ &= 2,850 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,839 \times 2 = 21,677 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,561 \times 2 = 3,122 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 28,967 \times 2 = 57,933 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,839 \times 2 = 21,677 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 2,850 \times 2 = 5,699 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 23,370 \times 2 = 46,739 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

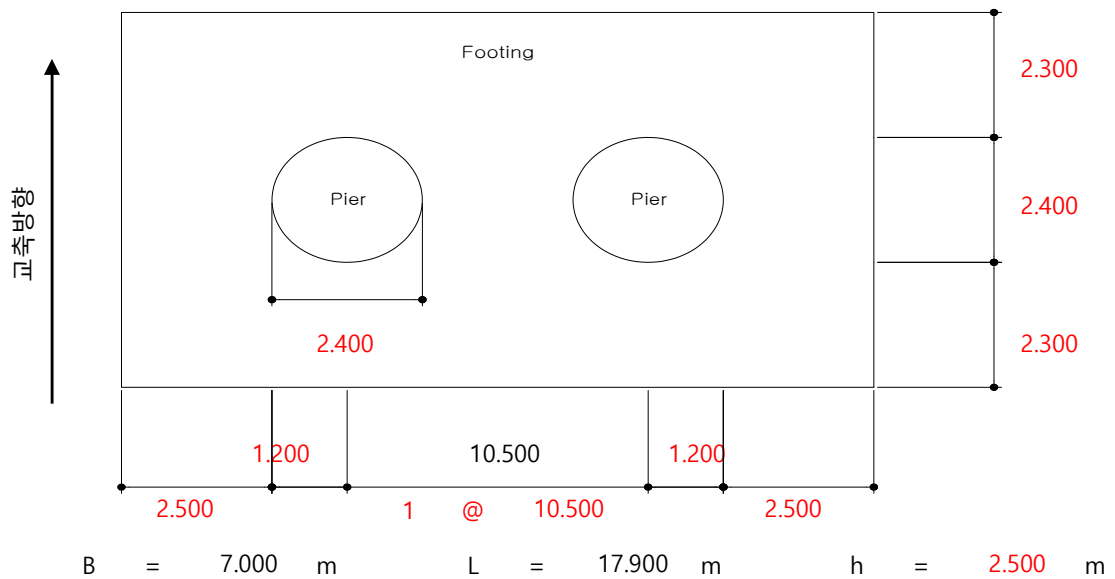
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	21,677	3,122	57,933	
교축직각방향	21,677	5,699	46,739	

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
$\beta \cdot \lambda$	0.593 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.146 m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 61822 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	$= \text{Max}[l, b]$	= 4.050 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 1.877 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.741 \leq 7.160$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 3.247 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 14.418 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.564 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	11.163 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.117 \quad \beta = 0.461$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.389 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	26.263 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.166$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.083$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 4.277$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.639$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.592$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.296$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.133$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.067$$

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

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

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

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	17.028 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.163			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.910			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.158			
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	4.208			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	4.109			
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	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.139			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.088			
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	5.564 MPa	6.389 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	11.163 MPa	26.263 MPa	17.028 MPa	11.163 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.870 \leq 7.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{\max} = 0.804 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 21.627 > 17.900$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.443 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.116 \text{ MPa}$

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	$q_u / q_a = 25.214 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 6.732 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 3.688 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

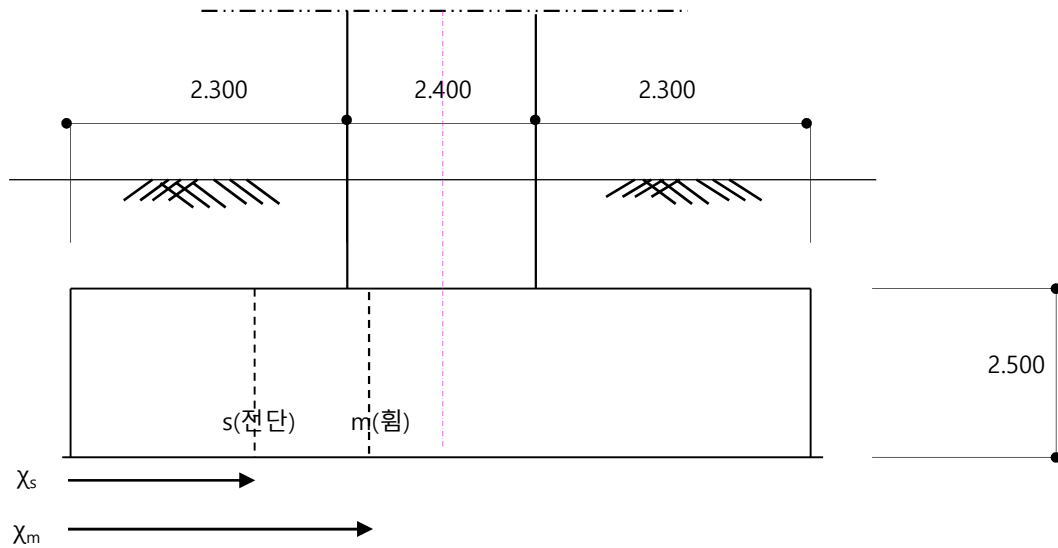
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.402 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.600 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3321 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1383 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2524 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1051 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	35580 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	15530 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	29736 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	13095 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 51523 \geq 29736$	O.K
전단	$\Phi V_n = 35077 \geq 13095$	O.K

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

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

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

$$b = 17900 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 힘 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 25 \quad - \quad 143 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 72458 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.5 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 35077 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

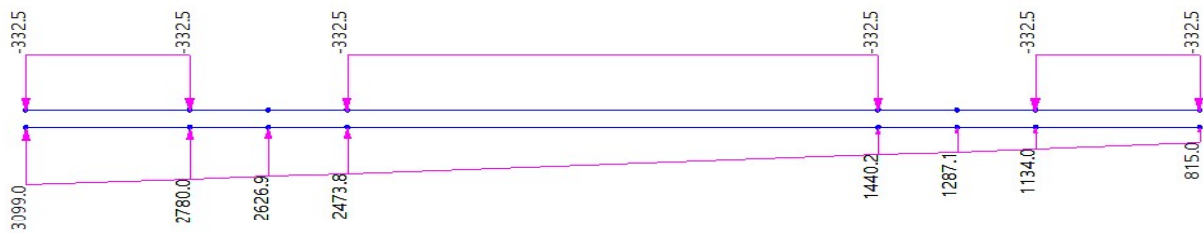
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	3099 kN/m
Qmin			815 kN/m

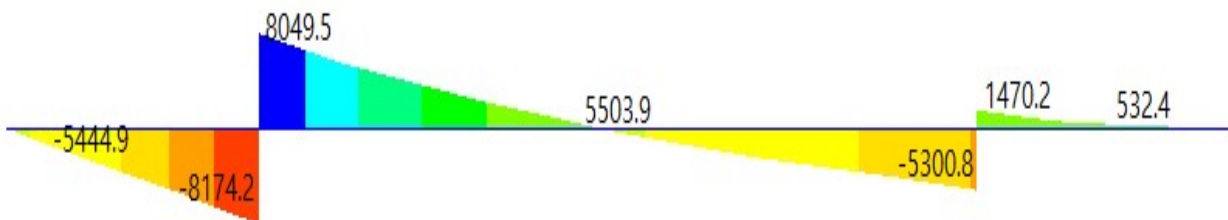
② 구조해석 모델링



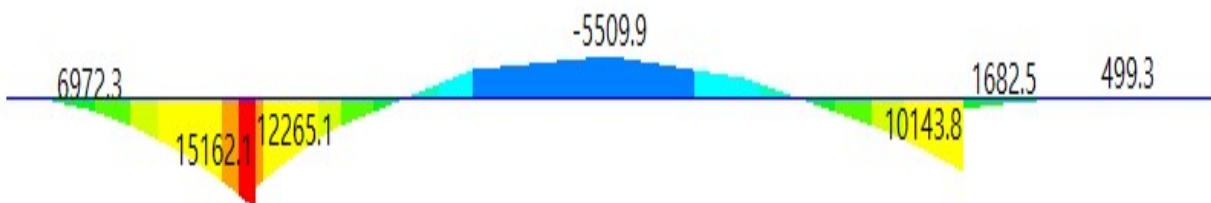
③ 하중재하도



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	= 15162	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 8050	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 15162$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 8050$	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	1.877	1.492	O.K
		교축직각	7.160	1.741	4.113	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	25.214	2.000	12.607	O.K
	활동	교축	6.732	1.200	5.610	O.K
		교축직각	3.688	1.200	3.073	O.K
단면 검토	힘	교축	51523	29736	1.733	O.K
		교축직각	19465	15162	1.284	O.K
	전단	교축	35077	13095	2.679	O.K
		교축직각	13717	8050	1.704	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [29,091, 11,232] \\ &= 11,232 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,071, 937] \\ &= 937 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [29,097, 18,819] \\ &= 18,819 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [5,228, 3,383] \\ &= 3,383 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 7,955 &\times 2 &= 15,910 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 937 &\times 2 &= 1,874 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 11,232 &\times 2 &= 22,465 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 7,955 &\times 2 &= 15,910 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 3,383 &\times 2 &= 6,766 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 18,819 &\times 2 &= 37,638 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

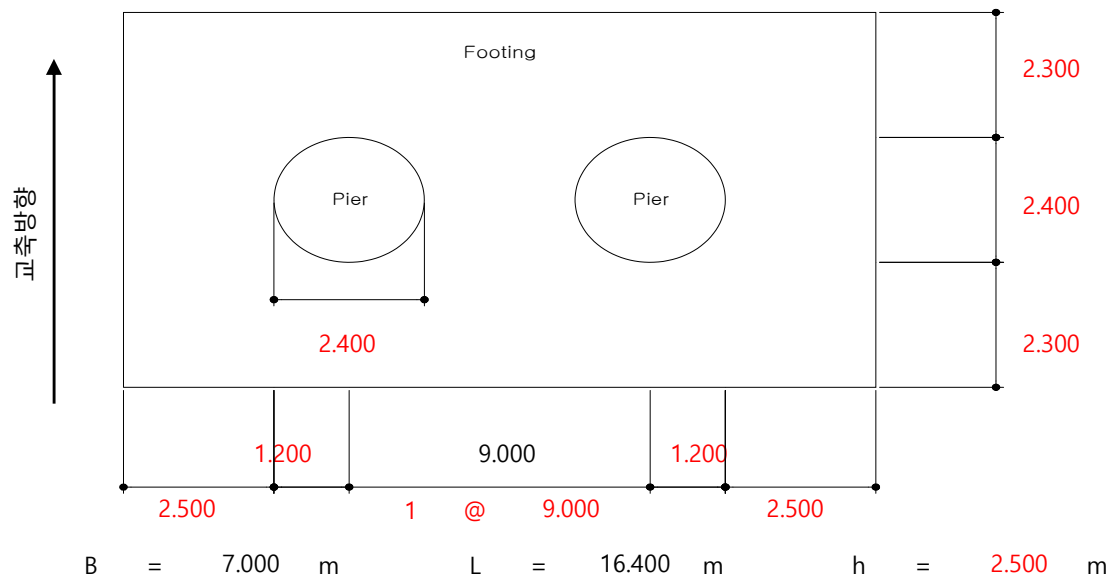
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	15,910	1,874	22,465	
교축직각방향	15,910	6,766	37,638	

11. 기초부 평가

11.2 교각 8

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.487 < 1.000$	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))} = 0.148 \text{ m}^{-1}$	
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4} = 63885 \text{ kN/m}^3$	
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 933333 \text{ kN/m}^3$	
E_0	$= 2800 \times N = 140000 \text{ kN/m}^2$	
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa}$	
λ	$= \text{Max}[l, b] = 3.300 \text{ m}$	

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.959 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.927 \leq 6.560$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

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

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 5.082 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 12.546 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.543 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	10.254 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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.405 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	17.706 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.299$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.149$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.822$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.911$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.386$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.193$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.156$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.078$$

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

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

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

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	12.358 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.293
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.838
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.284
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$	=				2.783
			$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$	=				0.600
			$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$	=				2.729
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df > Bf')					
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,			(Df ≤ Lf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$						1.163
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$						1.104
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	6.543 MPa	7.405 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	10.254 MPa	17.706 MPa	12.358 MPa	10.254 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 7.623 > 7.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.449 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.044 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 18.819 > 16.400$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.420 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.073 \text{ MPa}$

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	$q_u / q_a = 24.389 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 9.062 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.510 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

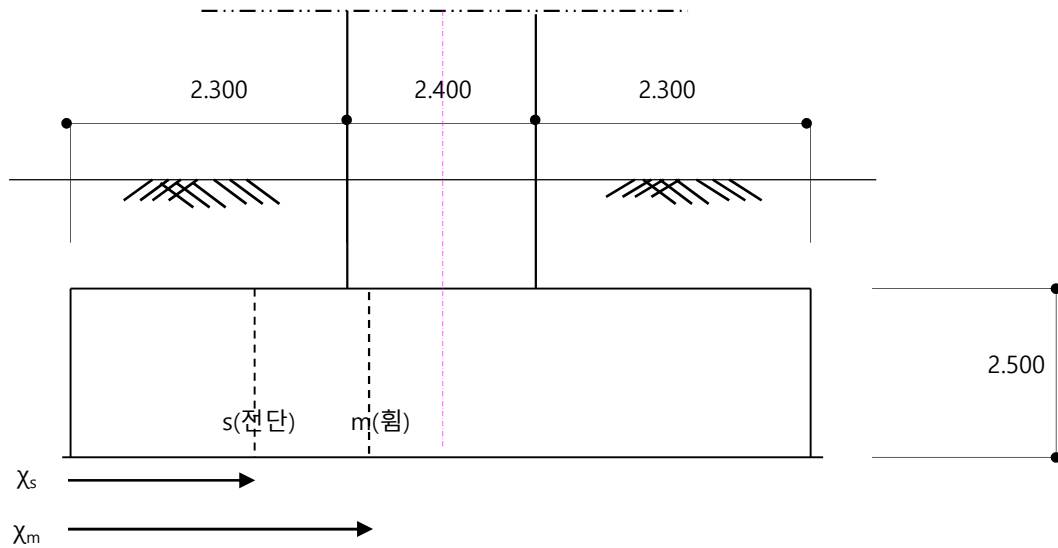
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.320 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.384 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	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2405 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1002 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \chi_m^2 / 3] \times L$	19770 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	8445 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	14322 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6175 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 47199 \geq 14322$	O.K
전단	$\Phi V_n = 32137 \geq 6175$	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

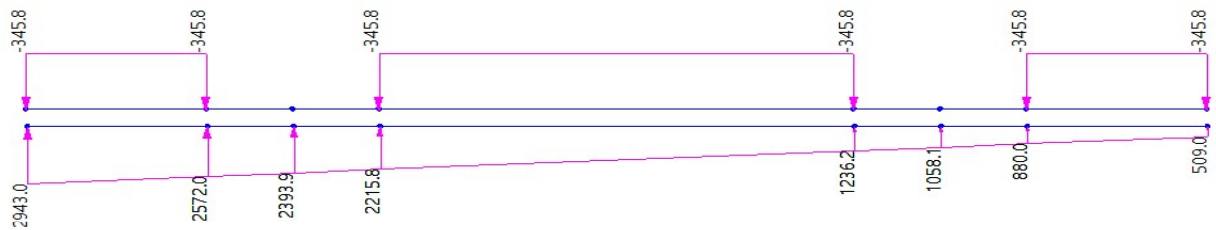
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2943 kN/m
Qmin			509 kN/m

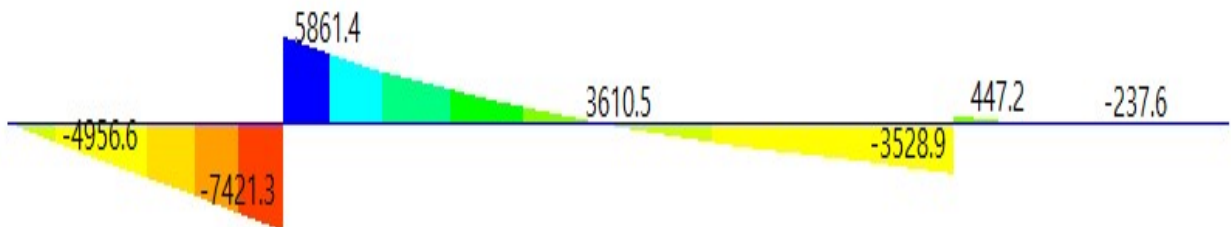
② 구조해석 모델링



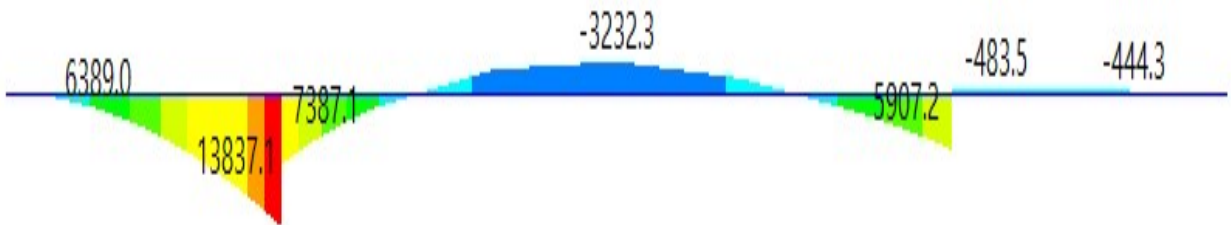
③ 하중재하도



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	= 13837	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 5861	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 13837$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 5861$	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	0.959	2.919	O.K
		교축직각	6.560	1.927	3.404	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	24.389	2.000	12.195	O.K
	활동	교축	9.062	1.200	7.552	O.K
		교축직각	2.510	1.200	2.092	O.K
단면 검토	힘	교축	47199	14322	3.296	O.K
		교축직각	19465	13837	1.407	O.K
	전단	교축	32137	6175	5.204	O.K
		교축직각	13717	5861	2.340	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) P9

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [29,864, 33,541] \\ &= 29,864 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,353, 2,723] \\ &= 2,353 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [29,863, 13,083] \\ &= 13,083 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [6,122, 2,680] \\ &= 2,680 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,237 &\times 2 &= 18,473 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 2,353 &\times 2 &= 4,707 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 29,864 &\times 2 &= 59,728 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,237 &\times 2 &= 18,473 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 2,680 &\times 2 &= 5,359 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 13,083 &\times 2 &= 26,165 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

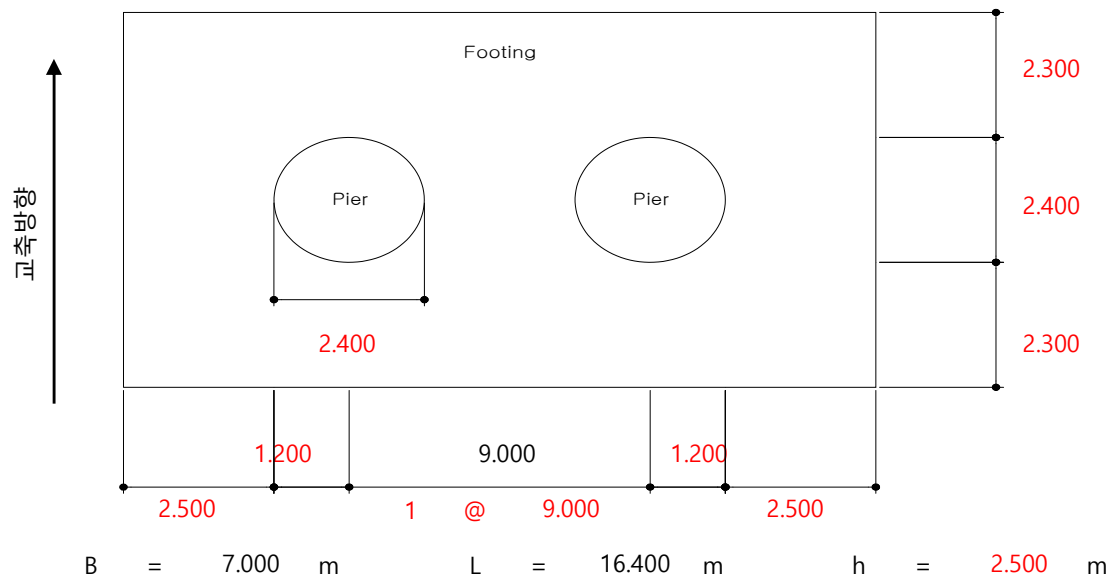
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	18,473	4,707	59,728	
교축직각방향	18,473	5,359	26,165	

11. 기초부 평가

11.3 교각 9

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	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	$e_L = M_L / V = 2.229 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.233 \leq 6.560$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 2.542 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 13.933 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.700 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.752 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	11.417 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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.168 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	31.187 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.135$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.067$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 5.045$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.022$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.861$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.431$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.157$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.079$$

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

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

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

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	21.395 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.132			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.927			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.128			
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	4.959			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	4.837			
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	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.164			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.104			
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	5.752 MPa	7.168 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	11.417 MPa	31.187 MPa	21.395 MPa	11.417 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 3.814 \leq 7.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{\max} = 1.026 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 20.900 > 16.400$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.406 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.153 \text{ MPa}$

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	$q_u / q_a = 28.154 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 4.089 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 3.591 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

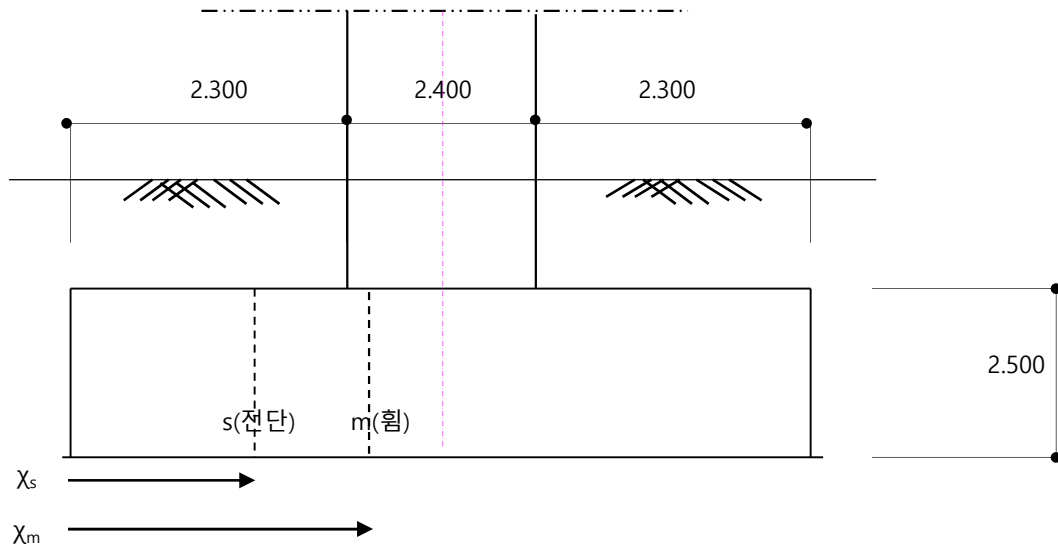
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.370 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.693 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	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2960 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1233 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	39301 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	17430 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	33299 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	14929 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 47199 \geq 33299$	O.K
전단	$\Phi V_n = 32137 \geq 14929$	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

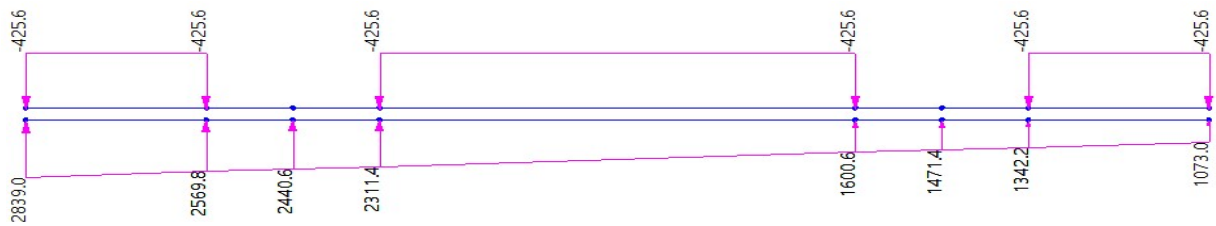
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2839 kN/m
Qmin			1073 kN/m

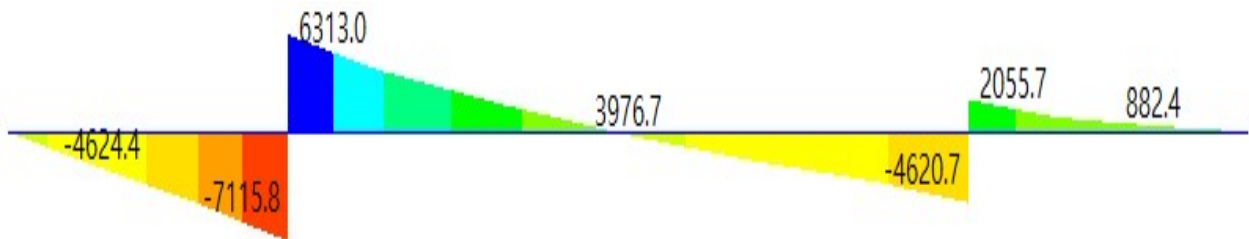
② 구조해석 모델링



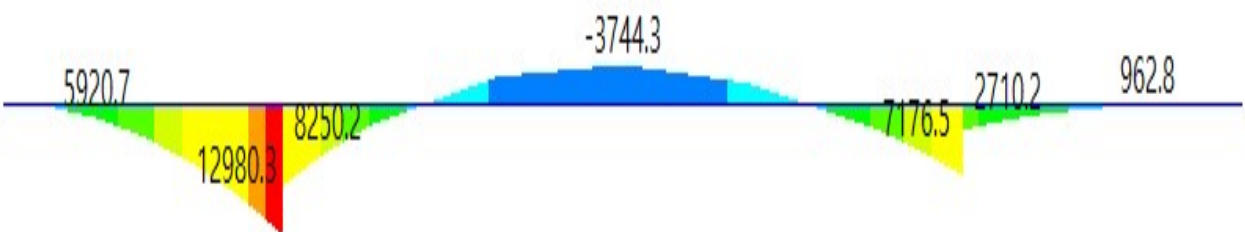
③ 하중재하도



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	= 12980	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6313	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 12980$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 6313$	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

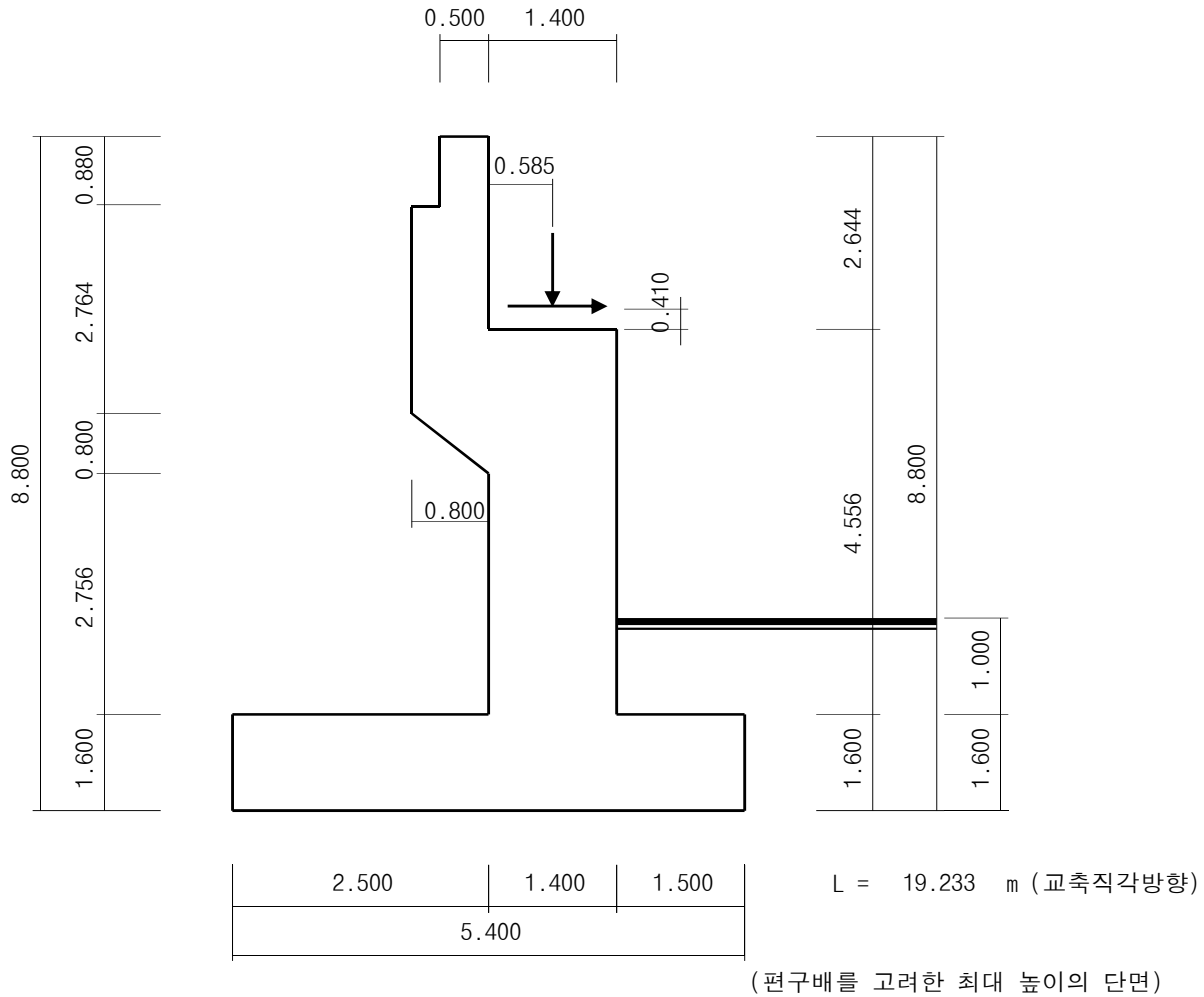
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	2.229	1.256	O.K
		교축직각	6.560	1.233	5.319	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	28.154	2.000	14.077	O.K
	활동	교축	4.089	1.200	3.408	O.K
		교축직각	3.591	1.200	2.993	O.K
단면 검토	힘	교축	47199	33299	1.417	O.K
		교축직각	19465	12980	1.500	O.K
	전단	교축	32137	14929	2.153	O.K
		교축직각	13717	6313	2.173	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 = 151.004 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 = 8.930 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)

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

$$\phi : \text{뒷채움흙의 내부마찰각} = 35.00^\circ$$

$$\beta : \text{벽배면과 연직면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\delta : \text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각} = 0.00^\circ$$

$$i : \text{지표면과 수평면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 4.403^\circ$$

$$K_E = \frac{\cos^2 30.60}{\cos 4.4 \times \cos^2 0.0 \times \cos 4.4 \times [1 + \sqrt{(\sin 35.0 \times \sin 30.6) / (\cos 4.4 \times \cos 0.0)}]^2}$$

$$= 0.3138$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.3138 \times \cos 0.00 = 0.3138$$

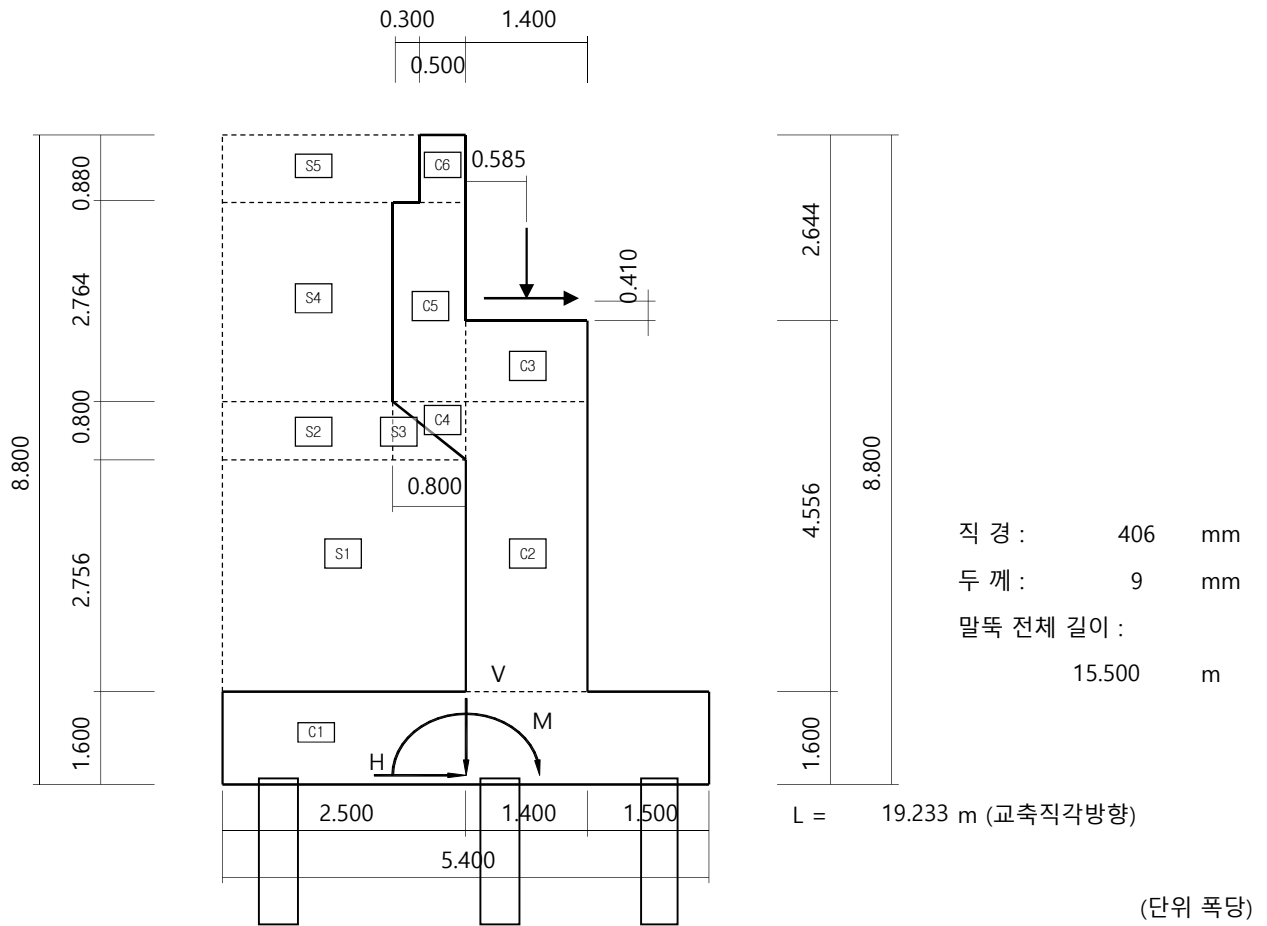
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 8.800 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 8.800 = 55.229 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 55.229) / 2 \times 8.800 = 243.008 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 243.008 \times 8.800 / 2 = 1069.235 \text{ kN}$$

- 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	4.978	25.00	124.460	0.077	9.583	2.200	273.812	32.373
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.200	77.000	15.243
	C4	0.320	25.00	8.000	0.077	0.616	3.167	25.333	3.012
	C5	2.211	25.00	55.280	0.077	4.257	3.300	182.424	27.829
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	3.150	34.650	7.081
	소계	17.990		449.740		34.630		1176.419	98.843
뒷채움	S1	6.890	20.00	137.800	0.077	10.611	4.150	571.870	31.598
	S2	1.360	20.00	27.200	0.077	2.094	4.550	123.760	9.961
	S3	0.320	20.00	6.400	0.077	0.493	3.433	21.973	2.278
	S4	4.699	20.00	93.976	0.077	7.236	4.550	427.591	47.310
	S5	1.760	20.00	35.200	0.077	2.710	4.400	154.880	22.659
	소계	15.029		300.576		23.144		1300.074	113.806
총 계			750.316		57.774			2476.493	212.649

11.7.3 안정검토

- 단면력 계산 : 1.0Dc+1.0Dw+1.0EH+1.0EV+1.0EQ

$$\begin{aligned}
 H &= 1.0 \times 34.630 + 1.0 \times 243.008 + 1.0 \times 23.144 + 1.0 \times 8.930 &= & 309.712 & \text{kN} \\
 V &= 1.0 \times (151.004 + 449.740) + 1.0 \times 27.600 + 1.0 \times 300.576 &= & 928.920 & \text{kN} \\
 Mr &= 1.0 \times (151.004 \times 2.315 + 1,176.419) + 1.0 \times (27.600 \times 2.315) \\
 &\quad + 1.0 \times 1,300.074 &= & 2889.962 & \text{kN.m} \\
 M &= 1.0 \times 98.843 + 1.0 \times 1,069.235 + 1.0 \times 113.806 \\
 &\quad + 1.0 \times 8.930 \times 6.566 &= & 1340.520 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- 말뚝계산

1) 말뚝 제원

적용 공법	타입강관말뚝	말뚝 배치			
말뚝 직경	406.40 mm	번호	개수	각도	위치
말뚝 두께	9.00 mm	1	15	10.000	2.100
말뚝 길이	15.50 m	2	15	0.000	1.000
돌출 길이	0.00 m	3	15	0.000	-0.300
1/β부근의 N값	9.0	4	15	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	575232060	54293	1773465	-261825	4578056	397458
	한지	287616030	65261	1771531	137049	4010122	377018
지진시	고정	1046053810	36339	1776631	-483640	4716652	412129
	한지	523026905	56284	1773114	118196	4017102	380342

5) 말뚝도심에 작용하는 상부전달하중(전체)

구 분	지진시 말뚝에 전달되는 하중(전체)	
수평력	5956.695	kN
수직력	17865.928	kN
모멘트	18437.577	kN.m

6) 말뚝도심점의 변위

구 분		고 정	한 지
	$\delta x(\text{mm})$	0.00680	0.00955
	$\delta y(\text{mm})$	9.33826	9.27971
	$a(\text{rad.})$	3.09378	3.71088

7) 말뚝두부의 변위

구 분		고 정	한 지
구 분	$\delta x1$	-2.74306	-2.95521
	$\delta x2$	0.00680	0.00955
	$\delta x3$	0.00680	0.00955
	$\delta y1$	15.59581	16.81485
	$\delta y2$	12.43204	12.99059
	$\delta y3$	8.41013	8.16645
	$a(\text{rad.})$	3.09378	3.71088

8) 외력에 의한 말뚝의 분력(말뚝본당)

구 분		고 정	한 지
구 분	Pn1	463.465	499.692
	Pn2	369.447	386.045
	Pn3	249.926	242.685
	Ph1	-71.640	-22.978
	Ph2	-28.877	0.074
	Ph3	-28.877	0.074
	Mt1	60.616	0.000
	Mt2	34.855	0.000
	Mt3	34.855	0.000

9) 정밀성 검토(전체하중)

구 분			고 정	한 지
	수직력	말뚝반력	17865.920	17865.920
		전달하중	17865.928	17865.928
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	수평력	말뚝반력	-1150.540	965.460
		전달하중	5956.695	5956.695
		오 차(%)	-119.315%	-83.792%
	모멘트	말뚝반력	18563.420	18551.020
		전달하중	18437.577	18437.577
		오 차(%)	0.683%	0.615%

10) 말뚝의 최대반력집계(말뚝본당)

구 분	지진시	
	고정	한지
수직력	463.465	499.692
수평력	-28.877	0.074
모멘트	60.616	10.894

11) 말뚝 본체 설계

① 말뚝머리부 수직반력 검토

(상 시) $R_a = 972.990 \text{ kN}$
 (지진시) $R_v = 499.692 \text{ kN} < R_a = 1459.485 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

② 인발력 검토

- 최대주면마찰력(f)= $2N=2 \times 32.000 = 640 \text{ kN/m}^2 > 100 \text{ kN/m}^2$
 $F_a = 1/2 \times [U_x \Sigma(l_x f)] = 1/2 \times (\pi \times 402.40 / 1000 \times 8.000 \times 100.0) = -505.7 \text{ kN}$
 (지진시) $F_v = 0.000 \text{ kN} < F_a = 0.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝머리부 수평반력 검토 (고정)

(지진시) $R_h = 28.877 \text{ kN} < R_a = 233.260 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

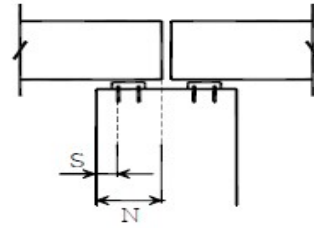
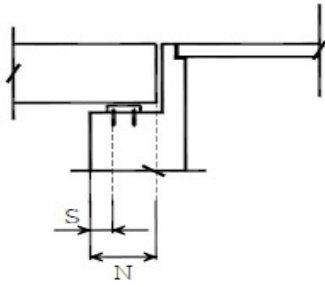
③ 말뚝머리부 수평변위 검토 ($\delta a = 15.00 \text{ mm}$)

(지진시) 말뚝머리 고정 : $\delta = H / (4EI\beta^3) = 1.860 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$
 말뚝머리 한지 : $\delta = H / (2EI\beta^3) = 0.010 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

④ 응력검토 ($f_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ Mpa}$)

(지진시) $f = V/A + M \cdot y/I = 125 \text{ Mpa} \therefore \text{O.K}$

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1300.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [95.81 , 379.72]$
 $= 379.72 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 379.72 \text{ mm}$

$L = 30.00 \text{ m}$ (연속경간장)

$H = 19.462 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

$\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1300}{380} = 3.420 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$