

교 량 내 진 성 능 평 가

가천교(도동)

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 1

구분	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.188	1.000	2.188 O.K
P 1			교직(하단)	1.000	1.000	1.000 O.K
			교직(상단)	1.000	1.000	1.000 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	0.487	5.749 O.K
			교직	7.840	1.018	7.699 O.K
		지지력	교축	17.145	2.000	8.573 O.K
			교직	38.134	2.000	19.067 O.K
		활동	교축	10.960	1.200	9.133 O.K
			교직	2.887	1.200	2.406 O.K
	기초 단면검토	힘	교축	56,209	13,492	4.166 O.K
			교직	19,465	13,889	1.401 O.K
		전단	교축	38,408	5,726	6.707 O.K
			교직	13,717	7,459	1.839 O.K
	받침부	본체 (kN)	교직	3,000	6,582	0.456 N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	11,066	6,582	1.681 O.K
		콘크리트 (kN)	교직	2,075	6,582	0.315 N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	3,123	6,582	0.474 N.G

- 교각 2

구분	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.058	1.479	1.391 O.K
P 2			교직(하단)	2.065	1.000	2.065 O.K
			교직(상단)	2.091	1.000	2.091 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.800	2.122	1.319 O.K
			교직	7.840	1.401	5.594 O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME? #####
			교직	31.073	2.000	15.537 O.K
		활동	교축	3.675	1.200	3.063 O.K
			교직	2.697	1.200	2.247 O.K
	기초 단면검토	힘	교축	56,209	36,685	1.532 O.K
			교직	19,465	16,178	1.203 O.K
		전단	교축	38,408	16,311	2.355 O.K
			교직	13,717	8,817	1.556 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	9,800	5,985	1.637 O.K
			교직	4,000	7,468	0.536 N.G
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	1,496	7.396 O.K
			교직	11,066	7,468	1.482 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	15,283	5,985	2.554 O.K
			교직	2,082	7,468	0.279 N.G
		프라이아웃 (kN)	교축	3,287	1,496	2.197 O.K
			교직	3,287	7,468	0.440 N.G

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,500	2,229	0.673	N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	4,766	2,229	2.138	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	1,479	2,229	0.664	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	1,679	2,229	0.753	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,250	545	2.296	O.K

- 교대기초 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	기초부 (교축)	전도		2.560	1.251	2.046	O.K
		활동		1.600	1.000	1.600	O.K
		지반반력 (kN/m ²)		2,797	436	6.420	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	가천교(도동)	준공년도	2005 년
본부/지사	-	받침종류	포트받침
상부구조		하부구조	
형식	STB	교각형식	다주식교각
교량폭원	20.2m	기초형식	직접기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	50.0+60.0+60.0+2@60.0=290.0m		

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

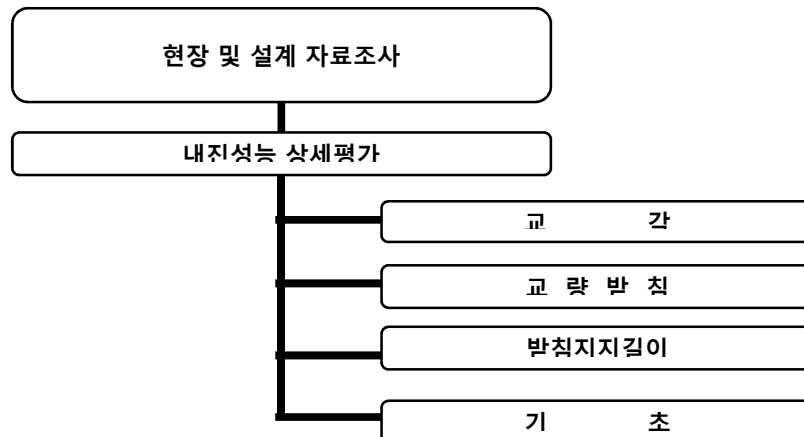
1) 내진성능상세평가 방법

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)

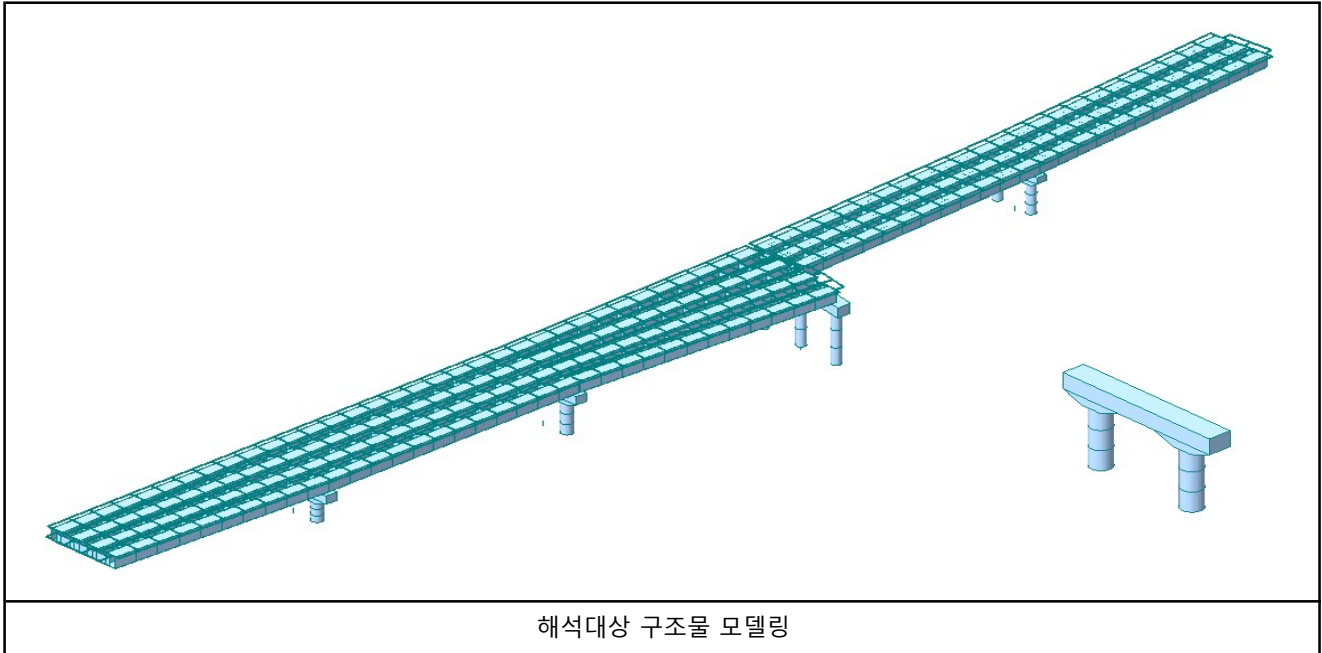
교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2020)

기타 국토교통부 또는 "발주처"가 제정한 관련 지침 및 시방서

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : STB
- 적용 받침 : 포트받침



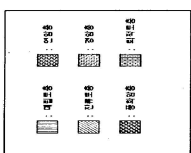
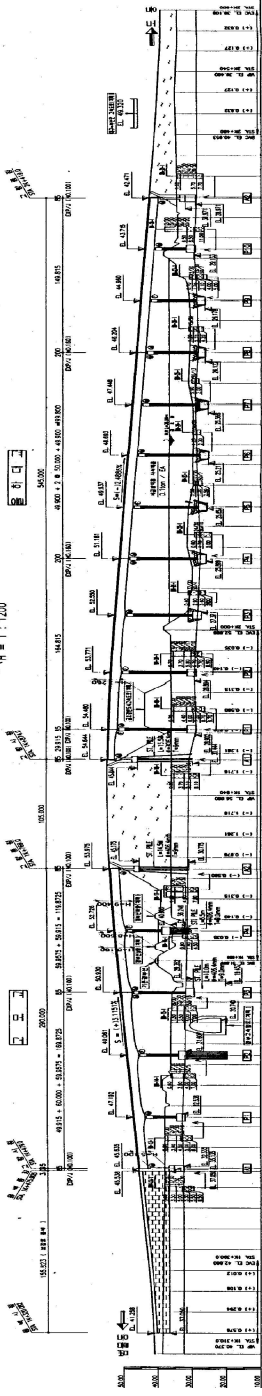
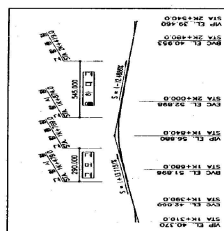
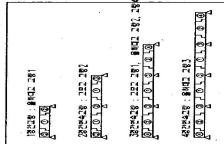
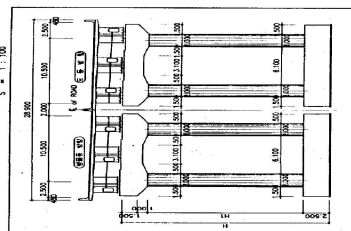
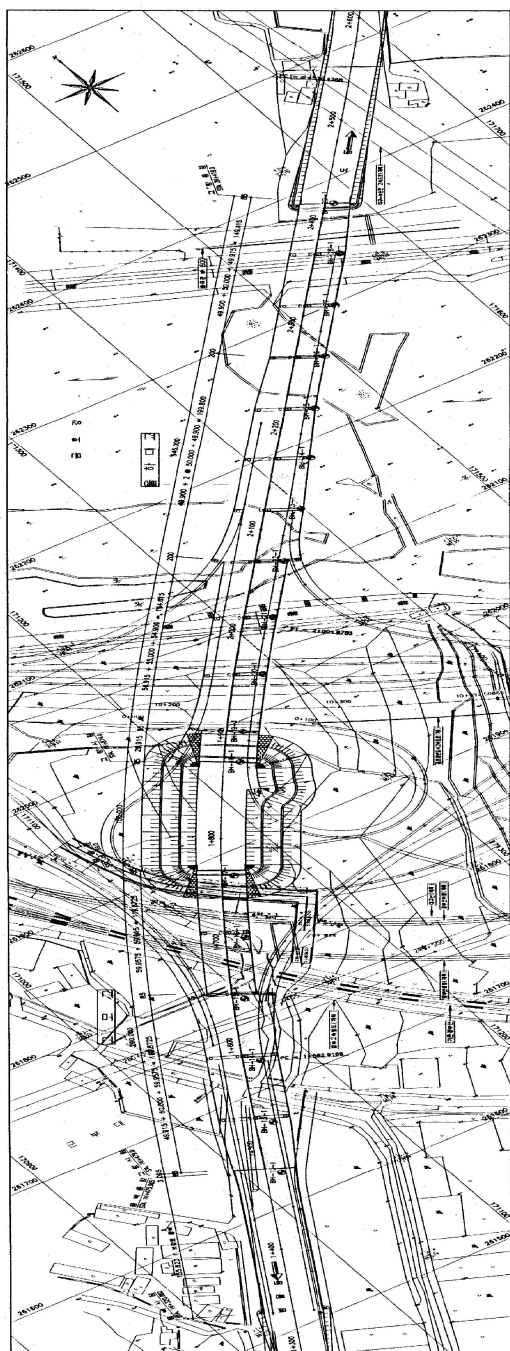
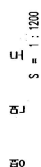
2.2 하중산정 조건

-구조계산서 반력집계

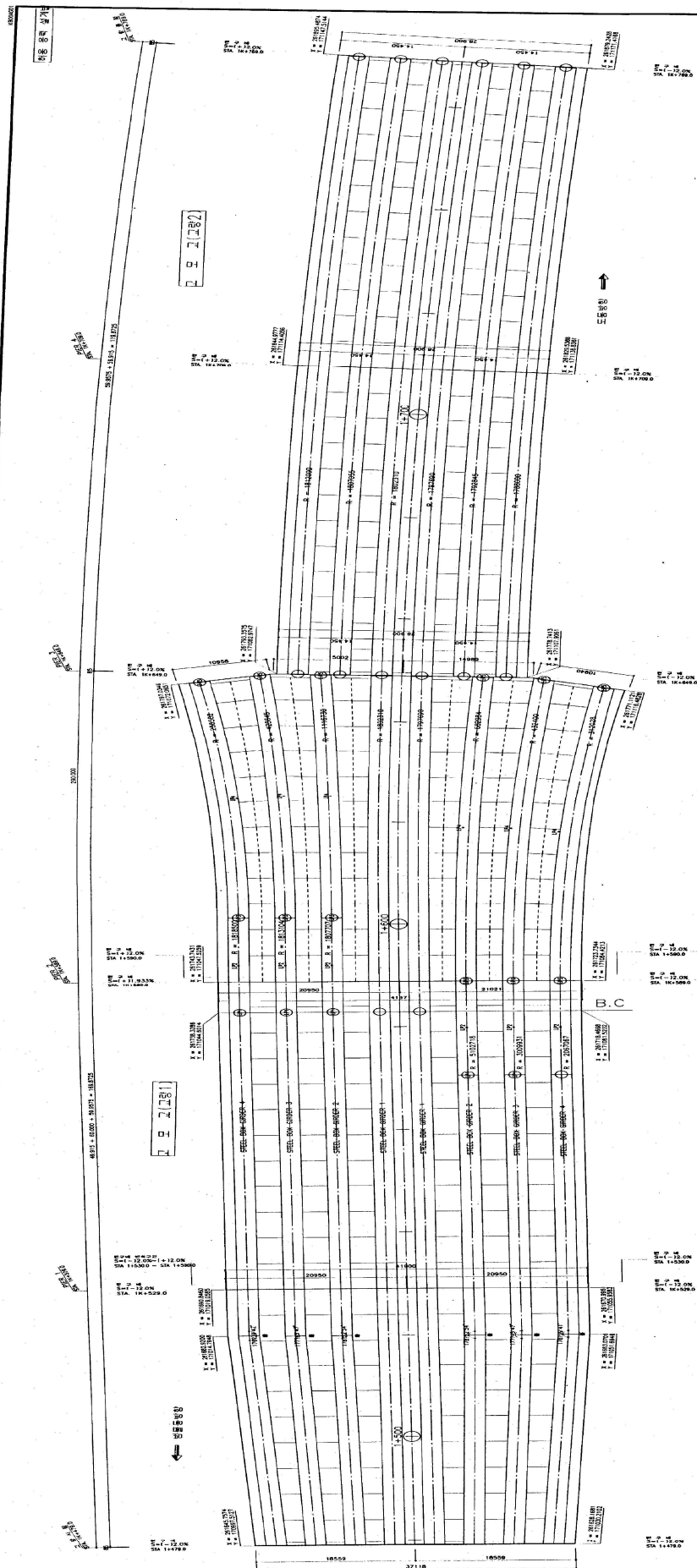
L = 170.0m		
구분	사하중	B/L
B1	11,464	67.44
B2	11,937	70.22
B3	12,104	71.20
B4	11,603	68.25

L = 120.0m		
구분	사하중	B/L
B1	8,080	47.53
B2	7,151	42.06
B3	7,151	42.06

2.3 설계도면 자료

[illegible][illegible][illegible]

나
하
하
하

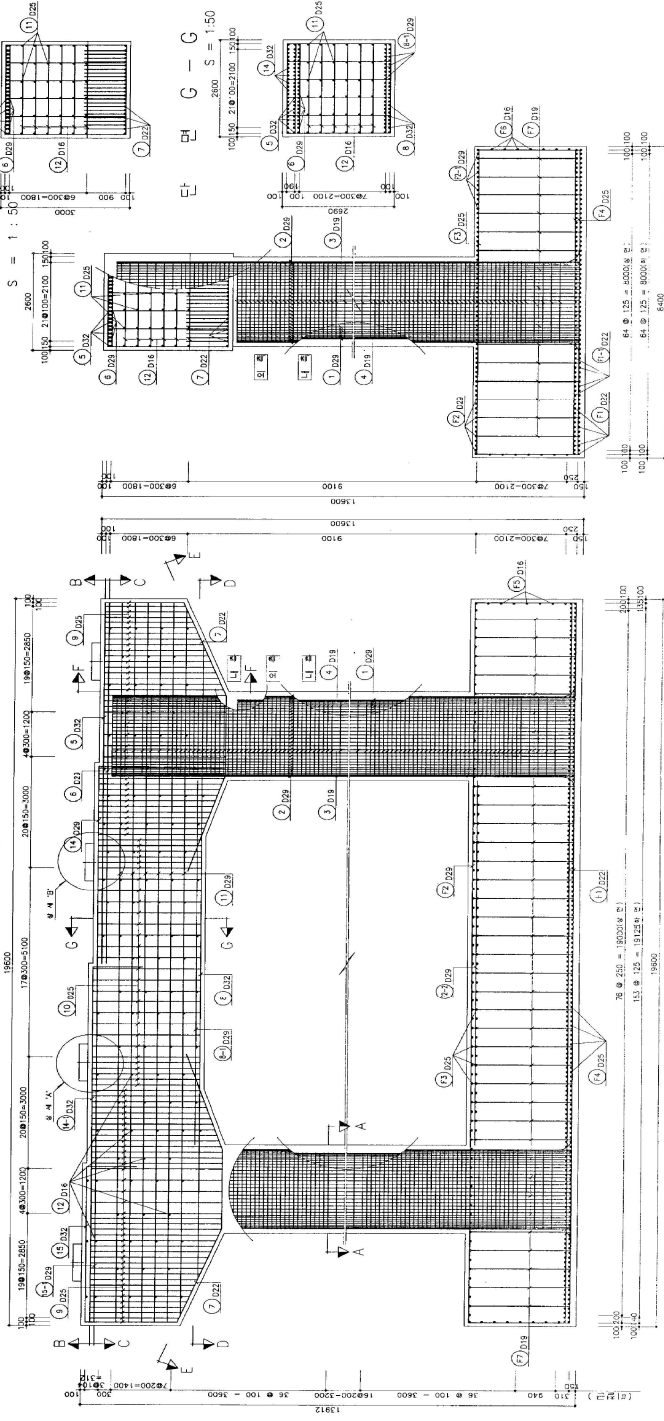


2020		2021		2022		2023		2024		2025		2026		2027		2028		2029		2030	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15							

[illegible]

가장 먼저 보자.

단면 A-A 상 $S = 1:50$ "A" 세 $S = 1:50$ "B" 세 $S = 1:50$

[illegible]

남자

五
四
三
二
一



⑤

⑤

BEARING 規格 미 지정

BEARING 規格 미 지정

NOTE : 1.()안의 값은 사용 BEARING 의 수평착임.

《民法》

(五五五)

T	
---	--

도치배침받

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	1295.4	3000	O.K	-	-
	2	1311.3	3000	O.K	1500.0	-
	3	1320.7	3000	O.K	-	-
	4	1336.0	3000	O.K	-	-
P1	1	4078.6	7000	O.K	-	-
	2	4166.1	7000	O.K	3000.0	-
	3	4156.3	7000	O.K	-	-
	4	3920.9	7000	O.K	-	-
P2	1	4667.9	8000	O.K	1400.0	-
	2	4542.7	8000	O.K	4000.0	-
	3	4574.7	8000	O.K	3000.0	-
	4	4905.8	8000	O.K	1400.0	-
P3 - L	1	1757.6	4000	O.K	-	-
	2	1663.3	4000	O.K	2000.0	-
	3	1097.5	4000	O.K	-	-
	4	1977.7	4000	O.K	-	-
P3 - R	1	1058.5	3000	O.K	-	-
	2	979.8	3000	O.K	1500.0	-
	3	914.3	3000	O.K	-	-
P4	1	3628.2	7000	O.K	1250.0	-
	2	3254.8	7000	O.K	4130.0	-
	3	2912.0	7000	O.K	1250.0	-
A2	1	1064.1	3000	O.K	-	-
	2	978.6	3000	O.K	1500.0	-
	3	906.4	3000	O.K	-	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	9816.70	10337.98	
P2	1	11020.45	11852.28	
P3	1	6061.64	7024.40	
P4	1	6029.32	6580.33	

4. 설계 지진동

4.1 지진구역 구분

지진구역	행정구역		계수(Z)
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시, 세종특별자치시	0.11g
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도	
Ⅱ	도	강원도 북부, 제주도	0.07g

4.2 위험도계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400	4800
위험도 계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00	2.60

4.3 지반분류

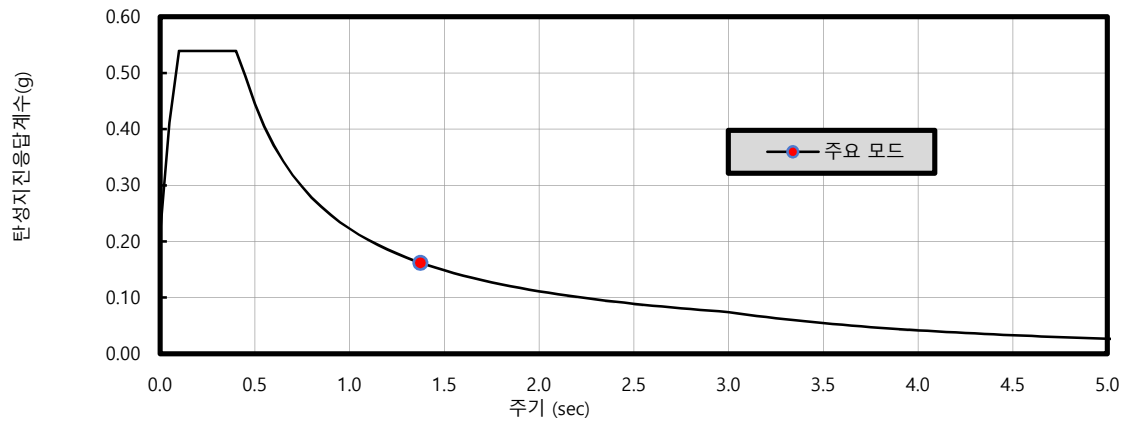
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

4.4 지반증폭계수(Fa, Fv)

지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

4.5 탄성지진 응답계수

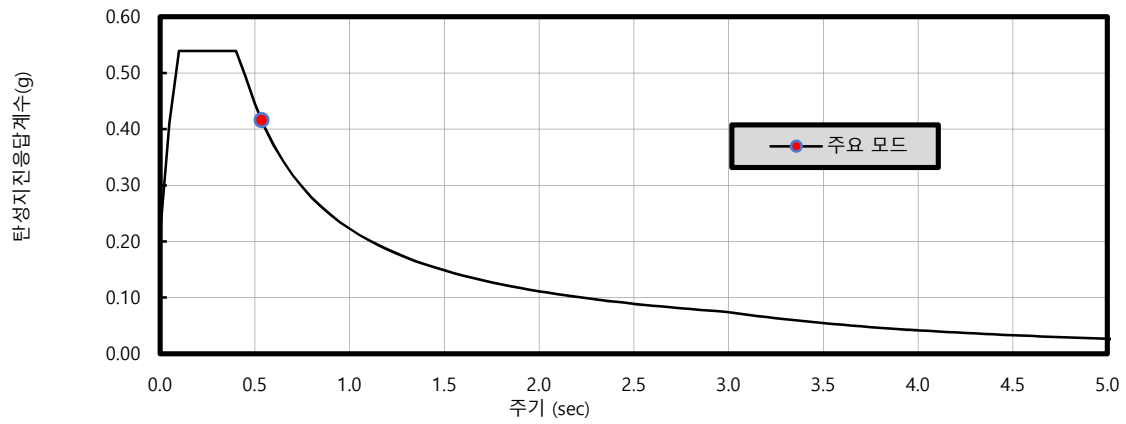
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



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

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S2지반)



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

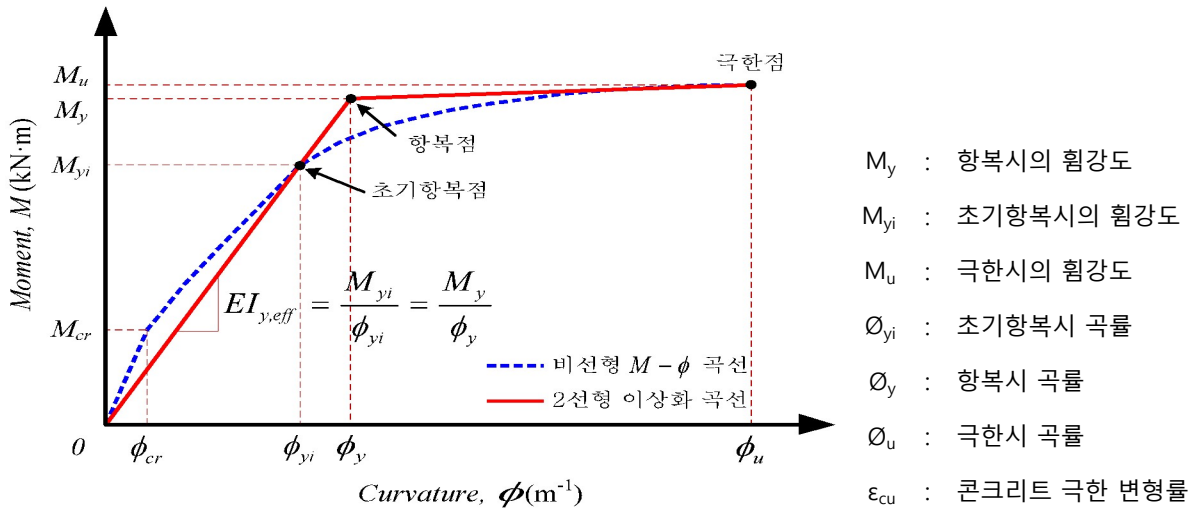
5. 유효강성 산정

5.1 개요

교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인

Midas Civil을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률

관계곡선을 산정한다.



5.2 콘크리트 모델

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck}=$ 24MPa	$\epsilon_{co}=\epsilon_{cc}$: 콘크리트의 압축변형률	0.0020	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	
	$f'_{co}=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	24	MPa	f_{ck}

5.3 철근모델

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=$ 300MPa	ϵ_y : 항복변형률	0.00150	$f_y/E_s = 300/200000$	
	ϵ_{sh} : 경화시 변형률	0.01150	D29	CALTRANS SDC
	ϵ_{su} : 극한시 변형률	0.12500	D35이하	한국도로공사지침
	f_{sy} : 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 극한강도	440	SD300 (MPa)	KSD3504

5.4 단면형상

교각 위치	교각단면 형상
교각	

축방향철근 상세			콘크리트 극한변형률 ϵ_{cu}				최대공급 변위연성도 $\mu_{\Delta,max}$		
종류	배근 상태	비율							
단일 철근	모두	0%	0.004+ α_{sh} ($\alpha_{sh}=(1.4\rho_{sh} f_{sh} \epsilon_{su})/(f_{cc}^{'})$) = 0.004					제한 없음	
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		0.0043 $l_{sp}/D+0.00085\leq 0.004$			
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.003			
			사각형						
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		0.0086 $l_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$			1.800
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002			
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007		1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	0.00278-0.00052B/H		1.8-0.2B/H
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002		1.500
교직방향				0.002					

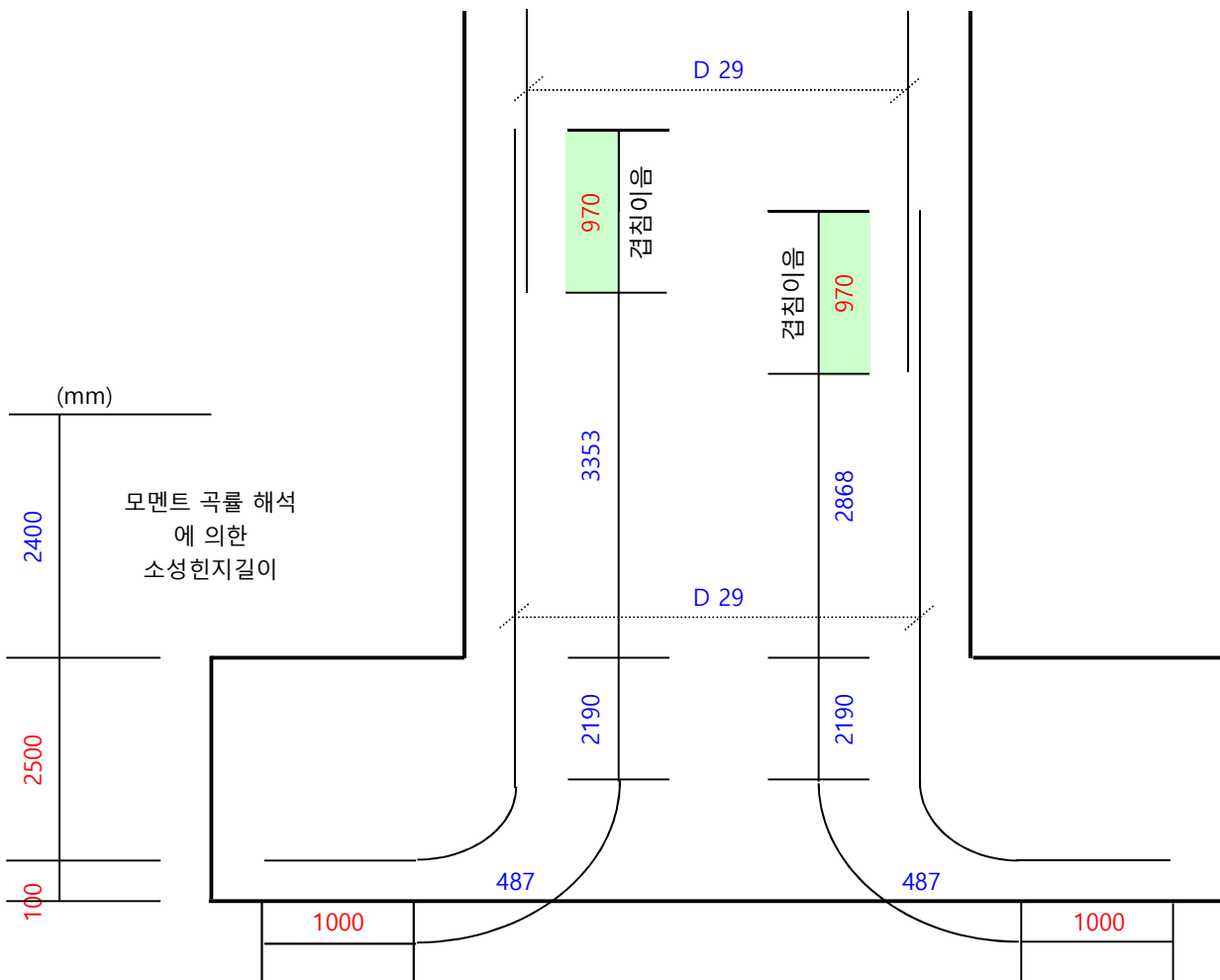
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	0.08 He + 0.022 f_y d_bl	=	0.807	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	0.783	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.400	

- 교축직각방향

Lp	①	0.08 f_y d_bl	=	0.379	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	0.783	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.400	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없으므로 0% 적용.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

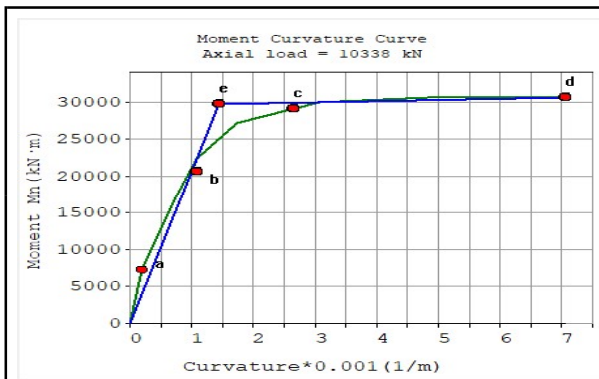
초기항복시	모멘트(M_y^L)	20,599	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001083	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	29,649	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001439	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	30,546	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007054	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

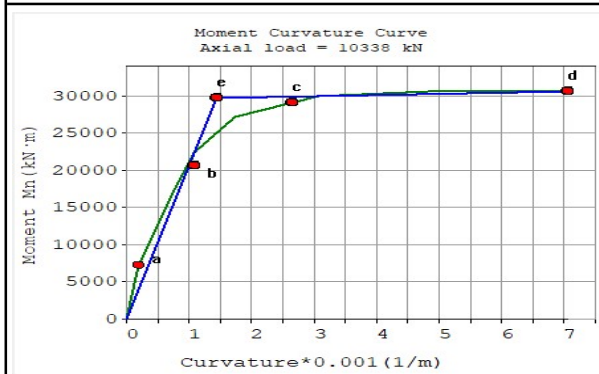
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,593	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001082	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,648	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001438	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,539	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007054	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

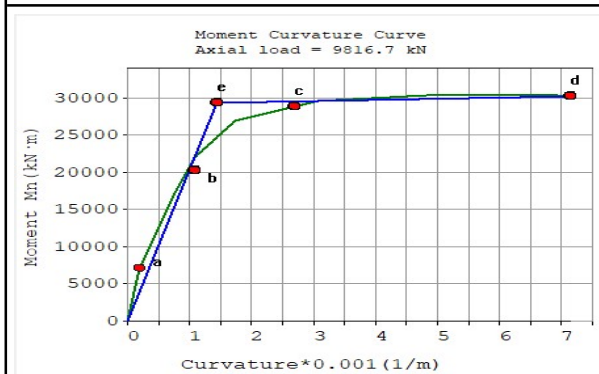
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,277	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001075	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,350	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001435	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,228	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007144	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.798 / 1.629 = 0.490$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,649}{0.00143869 \times 25,811,006} = 0.798$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.799 / 1.629 = 0.490$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,648}{0.00143842 \times 25,811,006} = 0.799$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.490 \times 1.629 = 0.798 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.490 \times 1.629 = 0.799 \text{ m}^4$$

- 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 교각2

1) 교축방향

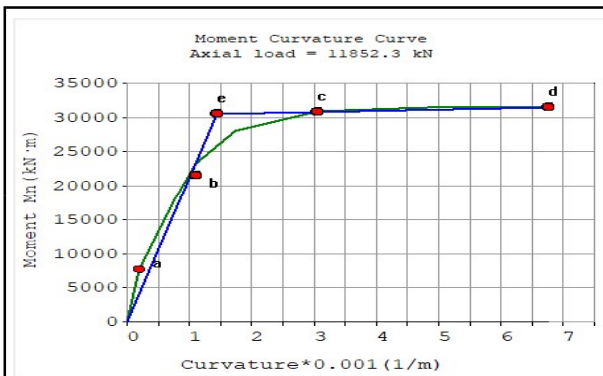
초기항복시	모멘트(M_y^L)	21,503	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001103	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	30,478	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001447	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	31,422	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.006757	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

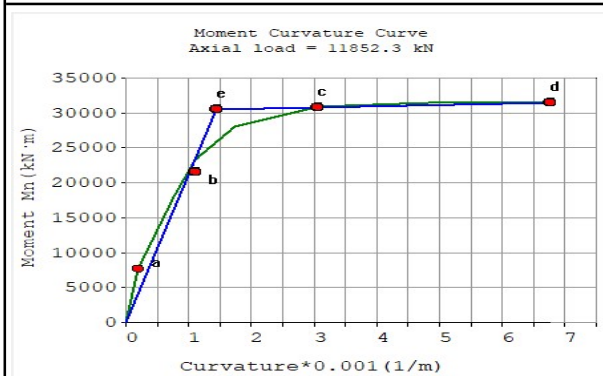
초기항복시	모멘트(M_y^T)	21,497	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001103	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	30,481	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001447	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	31,430	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.006755	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

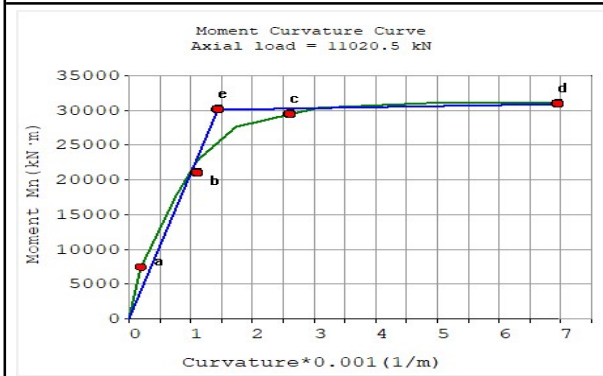
초기항복시	모멘트(M_y^T)	21,002	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001092	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	30,035	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001443	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,981	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.006947	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.816 / 1.629 = 0.501$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{30,478}{0.00144663 \times 25,811,006} = 0.816$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.816 / 1.629 = 0.501$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{30,481}{0.00144655 \times 25,811,006} = 0.816$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.501 \times 1.629 = 0.816 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.501 \times 1.629 = 0.816 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,

이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정

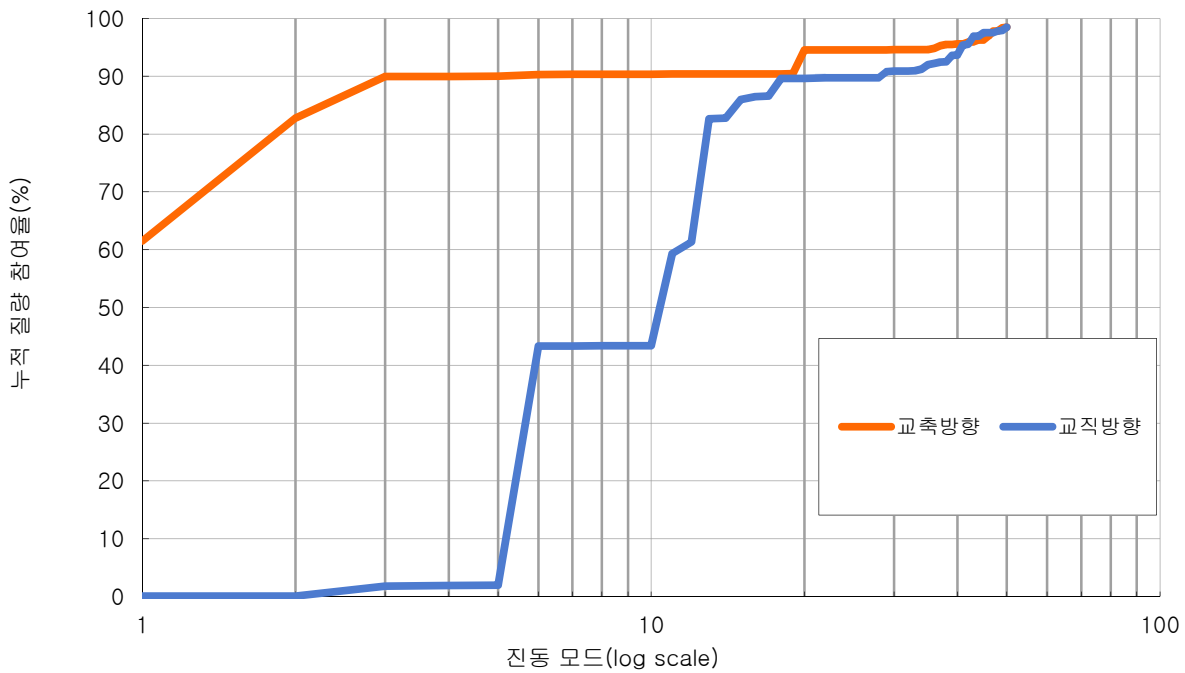
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

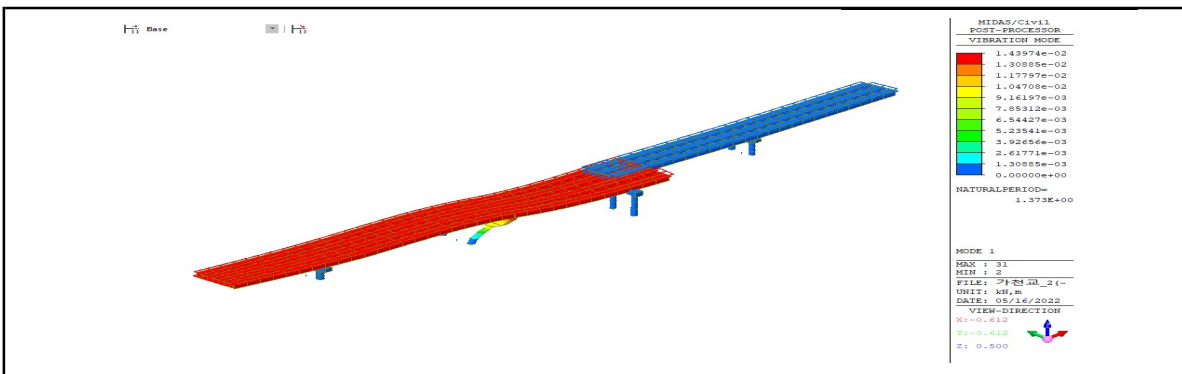
모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.37	61.48	0.04	0.00	61.48	0.04	0.00	
2	1.07	21.27	0.04	0.00	82.75	0.08	0.00	
3	0.77	7.20	1.68	0.18	89.95	1.76	0.18	
4	0.69	0.01	0.11	2.16	89.97	1.87	2.34	
5	0.59	0.03	0.06	0.00	90.00	1.93	2.35	
6	0.53	0.32	41.40	0.00	90.32	43.34	2.35	
7	0.50	0.01	0.01	5.79	90.33	43.34	8.14	
8	0.40	0.00	0.06	0.01	90.33	43.40	8.14	
9	0.39	0.01	0.00	14.96	90.34	43.41	23.10	
10	0.37	0.01	0.00	35.82	90.35	43.41	58.92	
11	0.35	0.04	15.91	0.00	90.39	59.32	58.92	
12	0.33	0.00	2.03	0.00	90.39	61.34	58.93	
13	0.31	0.01	21.33	0.00	90.40	82.67	58.93	
14	0.27	0.00	0.09	0.00	90.40	82.77	58.93	
15	0.23	0.01	3.21	0.00	90.42	85.98	58.93	
16	0.23	0.00	0.51	0.00	90.42	86.49	58.93	
17	0.22	0.00	0.12	0.01	90.42	86.61	58.93	
18	0.19	0.00	3.04	0.00	90.42	89.65	58.93	
19	0.18	0.03	0.00	0.47	90.45	89.66	59.41	
20	0.17	4.09	0.00	0.00	94.55	89.66	59.41	
21	0.16	0.01	0.01	0.10	94.56	89.68	59.51	
22	0.16	0.00	0.05	0.04	94.56	89.72	59.55	
23	0.15	0.02	0.00	0.00	94.57	89.72	59.55	
24	0.15	0.00	0.00	0.00	94.57	89.72	59.55	
25	0.14	0.00	0.04	0.00	94.57	89.76	59.55	
26	0.14	0.00	0.00	0.00	94.57	89.77	59.55	
27	0.13	0.00	0.00	0.34	94.58	89.77	59.89	
28	0.12	0.00	0.00	0.36	94.58	89.77	60.26	
29	0.12	0.01	1.02	0.00	94.58	90.79	60.26	
30	0.12	0.02	0.11	0.00	94.60	90.90	60.26	
31	0.10	0.00	0.01	0.03	94.60	90.91	60.29	
32	0.10	0.02	0.00	0.01	94.62	90.92	60.30	
33	0.10	0.01	0.02	0.28	94.63	90.94	60.58	
34	0.09	0.00	0.30	0.00	94.63	91.24	60.59	
35	0.09	0.00	0.77	0.51	94.63	92.01	61.10	
36	0.09	0.21	0.24	1.34	94.85	92.25	62.44	
37	0.08	0.46	0.23	0.27	95.31	92.48	62.71	
38	0.08	0.18	0.06	1.82	95.49	92.54	64.53	
39	0.07	0.00	1.10	0.00	95.49	93.63	64.53	
40	0.07	0.13	0.03	0.46	95.62	93.67	64.99	
41	0.06	0.01	1.72	0.01	95.63	95.38	65.00	
42	0.06	0.34	0.21	0.05	95.97	95.59	65.05	
43	0.06	0.00	1.37	0.02	95.97	96.97	65.06	
44	0.05	0.30	0.00	0.02	96.27	96.97	65.08	
45	0.04	0.00	0.57	0.00	96.27	97.54	65.08	
46	0.03	0.67	0.00	0.06	96.94	97.54	65.14	
47	0.02	0.88	0.00	0.04	97.82	97.54	65.18	
48	0.02	0.01	0.29	0.00	97.83	97.83	65.18	
49	0.01	0.54	0.13	0.01	98.37	97.96	65.19	
50	0.01	0.11	0.52	0.00	98.48	98.48	65.19	

6.2 모드별 질량 참여율 그래프

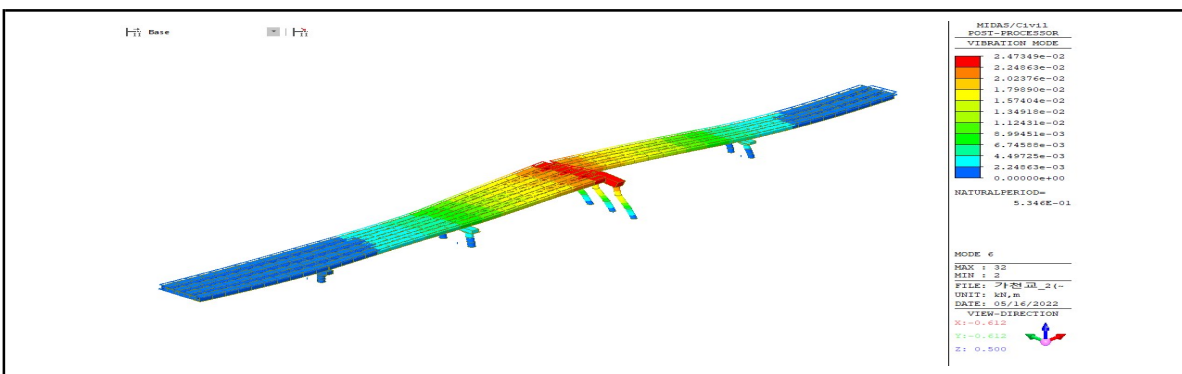


6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.3730 sec) - 1 Mode (A = 0.1622 g)



○ 교축직각방향 (T = 0.5347 sec) - 6 Mode (A = 0.4165 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	77.00	0	0	2.72	0	0
P1	77.40	903	5787	2.95	159	378
P2	74.91	4146	42547	2.63	442	1681
P3	78.04	553	6601	7.99	220	1707
P4	59.15	1819	17218	2.58	198	723
A2	60.86	0	0	4.22	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	5.01	864	1655	0.20	156	359
P2	72.91	4128	12187	2.35	439	1622
P3	48.51	486	406	5.24	202	1187
P4	58.03	1803	4383	2.27	196	686
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	2.84	0	0	3.14	0	0
P1	2.67	36	193	10.87	3408	8183
P2	4.02	950	3904	17.42	3898	14814
P3	7.34	737	5939	42.14	2236	13714
P4	3.39	318	1363	16.03	2578	9382
A2	3.40	0	0	2.74	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	0.17	30	63	2.04	3384	7779
P2	3.44	940	3460	7.74	3847	14254
P3	29.67	653	3190	39.13	2051	13255
P4	3.04	314	1087	10.14	2515	8869
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	9,817	0	1	10,338	14	31
P2	11,020	36	146	11,852	48	177
P3	6,062	2	488	7,024	19	66
P4	6,029	4	17	6,580	0	12
A2	0.00	0	0	0	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	0.00	0	1	0.00	14	37
P2	0.12	36	126	0.09	48	182
P3	5.79	2	490	0.28	19	221
P4	0.04	4	17	0.06	0	12
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)	9,816.7		9,816.7	
하단축력(kN)	10,338.0		10,338.0	
상단변위(mm)	5.0	0.2	0.2	2.0
상단전단력(kN)	864.4	156.4	30.3	3,384.4
하단전단력(kN)	903.2	159.0	35.7	3,407.6
상단모멘트(kN·m)	1,654.7	358.5	63.3	7,779.5
하단모멘트(kN·m)	5,787.1	378.0	193.2	8,182.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,816.7		9,816.7	
하단축력(kN)	10,338.0		10,338.0	
상단변위(mm)	5.1	0.8	1.7	2.1
상단전단력(kN)	873.5	1,171.8	289.6	3,431.3
하단전단력(kN)	914.0	1,181.3	306.7	3,455.3
상단모멘트(kN·m)	1,673.7	2,692.4	559.7	7,887.0
하단모멘트(kN·m)	5,845.0	2,832.8	1,929.3	8,296.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,816.7		9,816.7	
하단축력(kN)	10,338.0		10,338.0	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.0	14.5	0.0	14.5
하단전단력(kN)	0.0	14.5	0.0	14.5
상단모멘트(kN·m)	1.2	36.7	1.2	36.7
하단모멘트(kN·m)	1.2	31.4	1.2	31.4

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,816.7	9,816.7	P
하단축력(kN)	10,338.0	10,338.0	P _{bot}
상단변위(mm)	5.1	2.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	873.5	3,445.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	914.0	3,469.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,674.9	7,923.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,846.3	8,327.5	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,020.5		11,020.5	
하단축력(kN)	11,852.3		11,852.3	
상단변위(mm)	72.9	2.4	3.4	7.7
상단전단력(kN)	4,128.1	439.0	939.8	3,846.7
하단전단력(kN)	4,146.0	441.8	949.8	3,897.9
상단모멘트(kN·m)	12,187.4	1,622.1	3,460.0	14,254.3
하단모멘트(kN·m)	42,546.9	1,681.3	3,903.7	14,814.4

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,020.5		11,020.5	
하단축력(kN)	11,852.3		11,852.3	
상단변위(mm)	73.9	4.7	25.3	8.4
상단전단력(kN)	4,410.1	1,593.0	2,178.2	3,978.4
하단전단력(kN)	4,431.0	1,611.2	2,193.6	4,030.4
상단모멘트(kN·m)	13,225.4	5,898.4	7,116.3	14,740.9
하단모멘트(kN·m)	43,718.0	6,125.6	16,667.8	15,318.8

3) 하중경우별 해석결과 (교정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,020.5		11,020.5	
하단축력(kN)	11,852.3		11,852.3	
상단변위(mm)	0.1	0.1	0.1	0.1
상단전단력(kN)	36.1	47.8	36.1	47.8
하단전단력(kN)	36.1	47.8	36.1	47.8
상단모멘트(kN·m)	126.4	181.9	126.4	181.9
하단모멘트(kN·m)	145.9	176.7	145.9	176.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	11,020.5	11,020.5	P
하단축력(kN)	11,852.3	11,852.3	Pbot
상단변위(mm)	74.1	8.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	4,446.2	4,026.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	4,467.1	4,078.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	13,351.8	14,922.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	43,863.9	15,495.5	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,061.6		6,061.6	
하단축력(kN)	7,024.4		7,024.4	
상단변위(mm)	48.5	5.2	29.7	39.1
상단전단력(kN)	485.9	201.7	653.5	2,051.5
하단전단력(kN)	553.3	220.2	737.4	2,236.0
상단모멘트(kN·m)	405.8	1,187.4	3,189.8	13,254.6
하단모멘트(kN·m)	6,601.3	1,707.4	5,939.5	13,713.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,061.6		6,061.6	
하단축력(kN)	7,024.4		7,024.4	
상단변위(mm)	57.4	17.0	44.2	40.7
상단전단력(kN)	682.0	817.2	799.2	2,112.0
하단전단력(kN)	774.6	891.0	903.4	2,302.0
상단모멘트(kN·m)	1,362.7	5,163.8	3,311.5	13,610.9
하단모멘트(kN·m)	8,383.1	5,821.5	7,919.8	14,226.0

3) 하중경우별 해석결과 (교정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,061.6		6,061.6	
하단축력(kN)	7,024.4		7,024.4	
상단변위(mm)	5.8	0.3	5.8	0.3
상단전단력(kN)	1.6	19.0	1.6	19.0
하단전단력(kN)	1.6	19.0	1.6	19.0
상단모멘트(kN·m)	490.4	221.1	490.4	221.1
하단모멘트(kN·m)	488.0	66.1	488.0	66.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,061.6	6,061.6	P
하단축력(kN)	7,024.4	7,024.4	Pbot
상단변위(mm)	63.2	41.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	800.8	2,131.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	905.0	2,321.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	3,801.9	13,832.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,871.1	14,292.1	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,029.3		6,029.3	
하단축력(kN)	6,580.3		6,580.3	
상단변위(mm)	58.0	2.3	3.0	10.1
상단전단력(kN)	1,803.0	196.1	313.9	2,515.4
하단전단력(kN)	1,819.1	198.0	318.3	2,577.6
상단모멘트(kN·m)	4,382.5	686.4	1,086.7	8,869.1
하단모멘트(kN·m)	17,218.3	723.1	1,363.3	9,381.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,029.3		6,029.3	
하단축력(kN)	6,580.3		6,580.3	
상단변위(mm)	58.9	5.3	20.5	10.8
상단전단력(kN)	1,897.2	950.7	854.8	2,574.3
하단전단력(kN)	1,914.5	971.2	864.0	2,637.0
상단모멘트(kN·m)	4,708.5	3,347.1	2,401.5	9,075.0
하단모멘트(kN·m)	17,627.3	3,537.6	6,528.8	9,598.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,029.3		6,029.3	
하단축력(kN)	6,580.3		6,580.3	
상단변위(mm)	0.0	0.1	0.0	0.1
상단전단력(kN)	3.7	0.0	3.7	0.0
하단전단력(kN)	3.7	0.0	3.7	0.0
상단모멘트(kN·m)	16.5	12.4	16.5	12.4
하단모멘트(kN·m)	17.0	12.5	17.0	12.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,029.3	6,029.3	P
하단축력(kN)	6,580.3	6,580.3	Pbot
상단변위(mm)	59.0	10.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,900.9	2,574.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,918.3	2,637.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,725.0	9,087.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,644.3	9,611.1	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	10338.0	914.0	5846.3
	교직	10338.0	3469.7	8327.5
P2	교축	11852.3	4467.1	43863.9
	교직	11852.3	4078.2	15495.5
P3	교축	7024.4	905.0	8871.1
	교직	7024.4	2321.0	14292.1
P4	교축	6580.3	1918.3	17644.3
	교직	6580.3	2637.0	9611.1

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	2229
P1	0	6582
P2	2242	7468
P3	0	2936
P4	1247	4595
A2	0	1919

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	2229
P1	0	6582
P2	8355	7468
P3	0	4618
P4	3566	4595
A2	0	1919

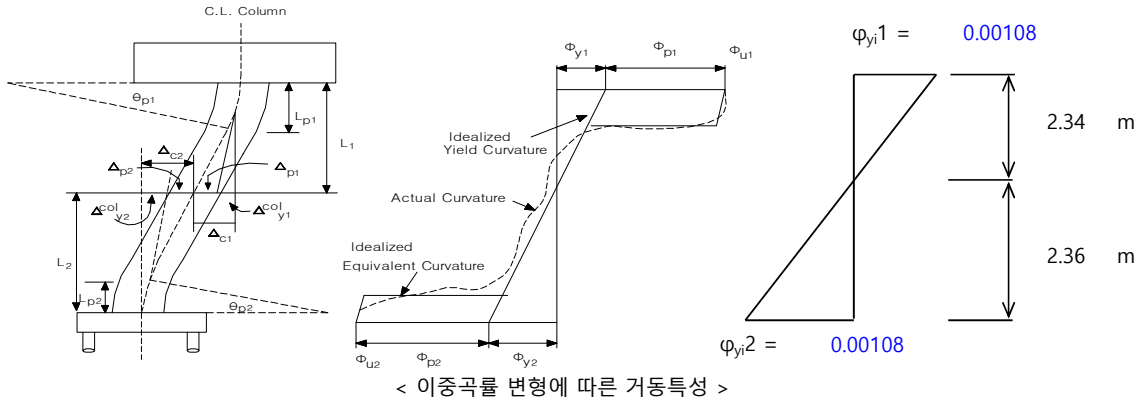
9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 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)	4.700	4.700	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.700	2.350	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.373	0.535	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 4.700 \times 0.00108 / (0.00108 + 0.00108) = 2.34 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 4.700 \times 0.00108 / (0.00108 + 0.00108) = 2.36 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 29,649 / 7.700 = 3,850.494 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 30,546 / 7.700 = 3,966.974 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,648 / 2.358 = 12,573.155 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,539 / 2.358 = 12,951.272 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,350 / 2.342 = 12,531.939 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,228 / 2.342 = 12,906.960 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{7.700^2}{3} = 0.0284 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 7.7 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.805 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00705 - 0.00144) \times 0.805 = 0.0045 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{30,546}{29,649} - 1 \right) \times 0.02843 + 0.00452 \times \left(7.700 - \frac{0.805}{2} \right) \\ &= 0.0338 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.02840 + 0.03380 = 0.0622 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0622}{0.0284} = 2.188 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.188 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.188** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{2.358^2}{3} = 0.0027 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 2.358 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.377 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00705 - 0.00144) \times 0.383 \\ &= 0.00210 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{30,539}{29,648} - 1 \right) \times 0.00267 + 0.00210 \times \left(2.358 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.0046 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0027 + 0.0046 = 0.0073 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.00730}{0.00267} = 2.738 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.738 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.000** 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)	3850	3967	12573	12951	12532	12907	

변위 Δ (m)	0.0284	0.0622	0.0027	0.0073	0.0026	0.0074	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

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

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

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

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02843 = 0.05687 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02843 = 0.14217 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

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

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

- 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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00267 = 0.00533 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00267 = 0.01333 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

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

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00262 = 0.00525 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00262 = 0.01312 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

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

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

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

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

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

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

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

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

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

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $\Rightarrow (D19 - 2 EA) \text{ } 2 \text{ 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,817 \times 2,400}{7,700} = 459 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,817 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 7,700 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,817 \times 2,400}{2,358} = 1,499 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,817 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 2,358 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,817 \times 2,400}{2,342} = 1,509 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,817 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 2,342 \text{ m}$ ($=H_e$) (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
		=	7,801	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05687	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,482	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.14217	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
		=	8,841	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00533	m	

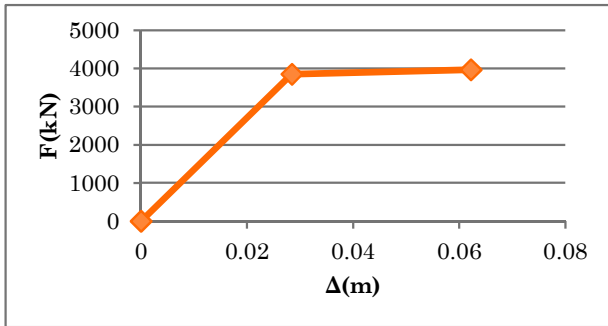
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	3,522	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01333	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

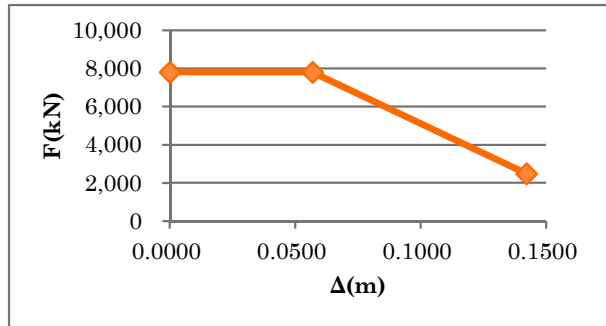
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023
		=	8,851	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00525	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	3,532	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01312	m	

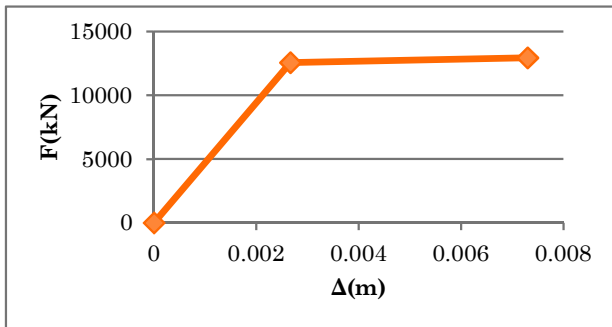
※ 힘·전단성능 곡선



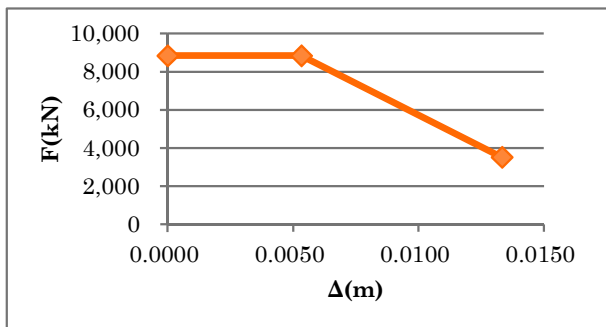
교축방향 휨성능 곡선



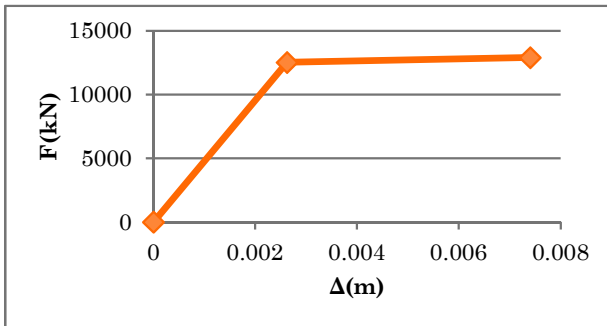
교축방향 전단성능 곡선



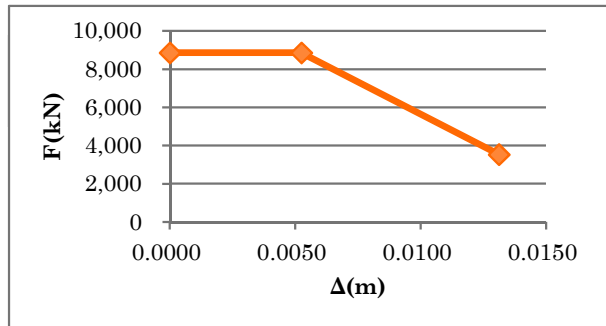
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



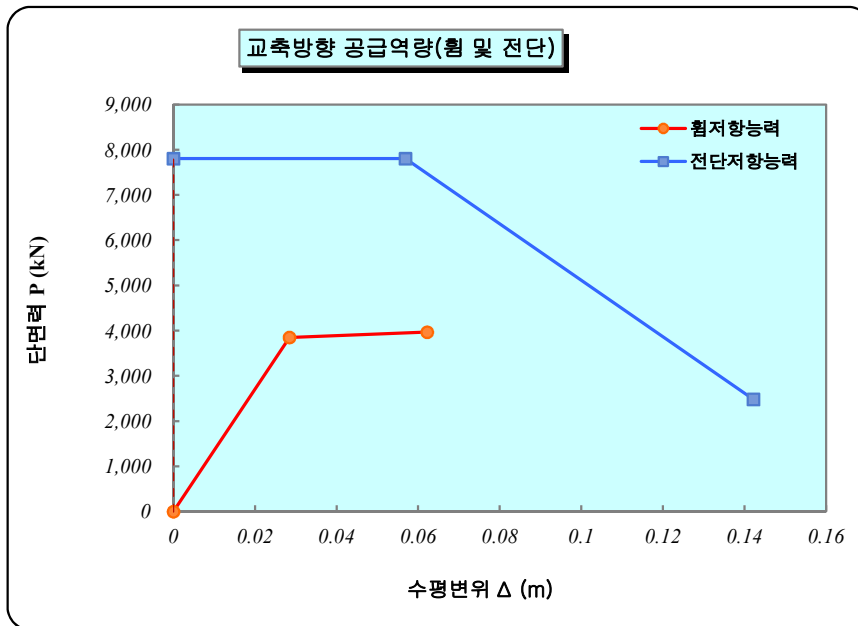
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

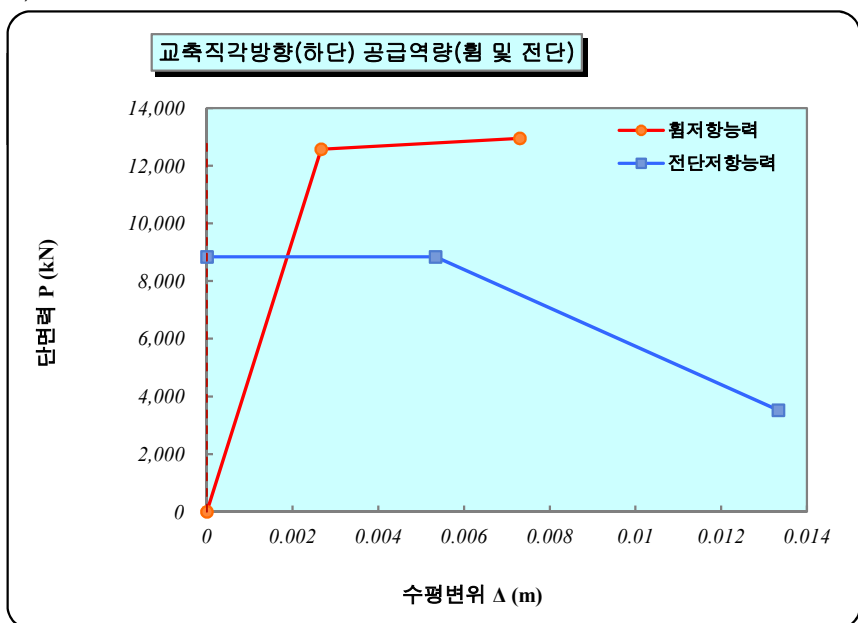
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



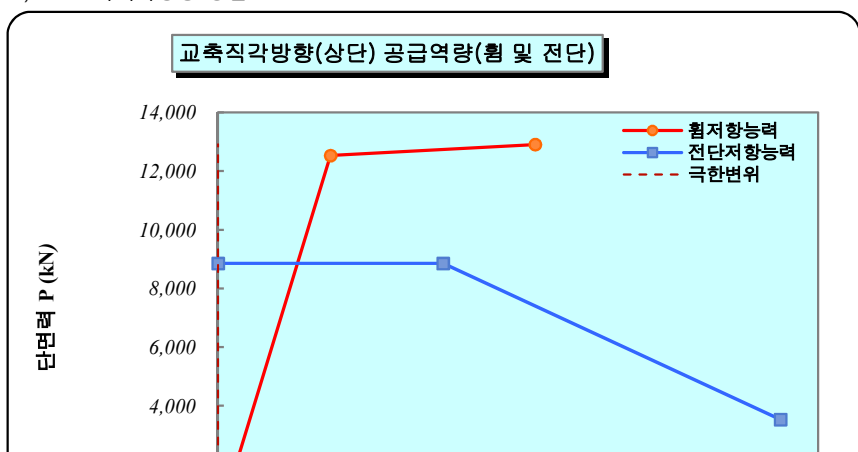
휨강도(P_f)
3,967
(kN)
전단강도(V_n)
7,801
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0284
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0622
(m)
변위연성도(μ)
2.188

2) 교축직각방향-하단

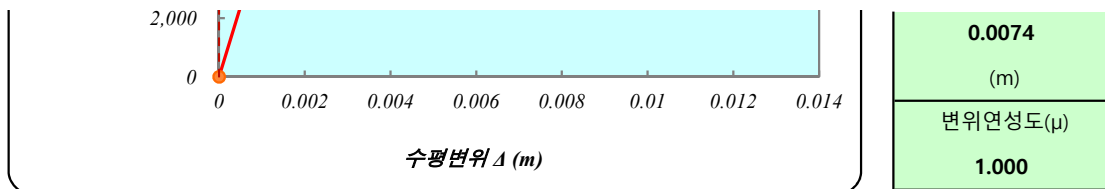


휨강도(P_f)
12,951
(kN)
전단강도(V_n)
8,841
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0027
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0073
(m)
변위연성도(μ)
1.000

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
12,907
(kN)
전단강도(V_n)
8,851
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0026
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,846 + 9,817 \times 1.5 \times 0.00506 \\
 &= 5,921 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{5,921}{29,649} = 0.200 \rightarrow RS \ 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.3730 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 8,328 + 9,817 \times 1.5 \times 0.002 = 8,359 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{8,359}{29,648} = 0.282 \rightarrow R_s = 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.5347 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 7,924 + 9,817 \times 1.5 \times 0.002 = 7,955 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{7,955}{29,350} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.5347 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.188$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.000$

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

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.188}{1.000} = 2.188 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.000}{1.000} = 1.000 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

!!!
!!!

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

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

!!! ④ 전단력평가

!!!
!!!

∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,801}{914} = 8.535 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(하단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,841}{3,470} = 2.548 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

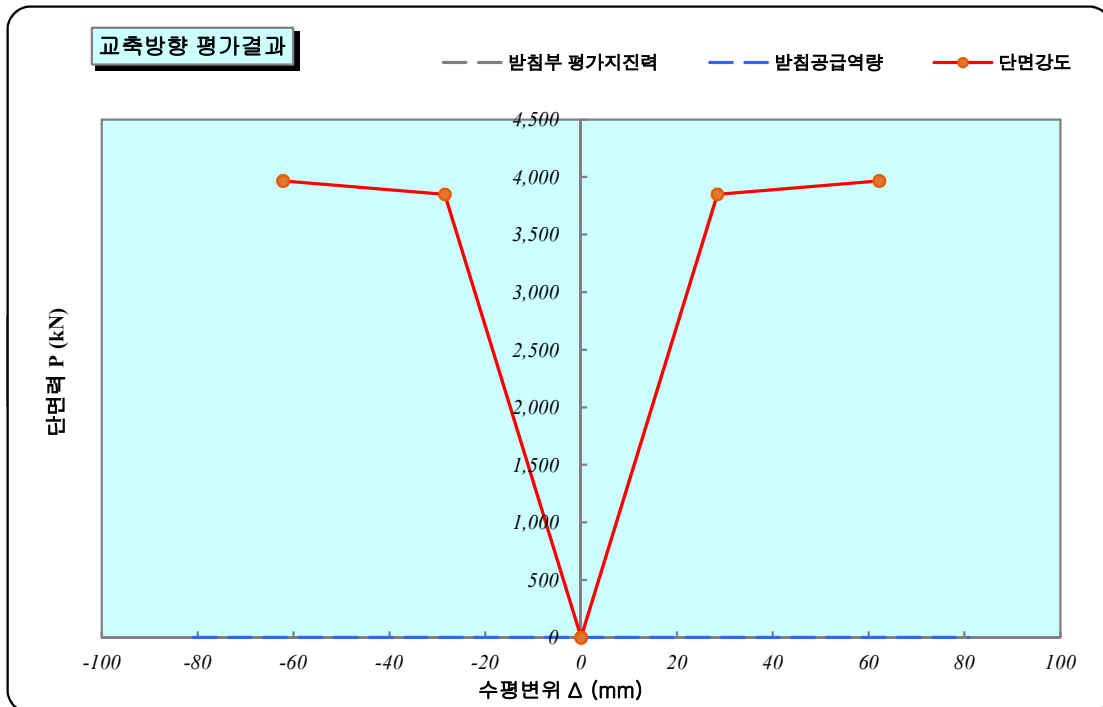
∴ 교축직각방향(상단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,851}{3,446} = 2.569 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

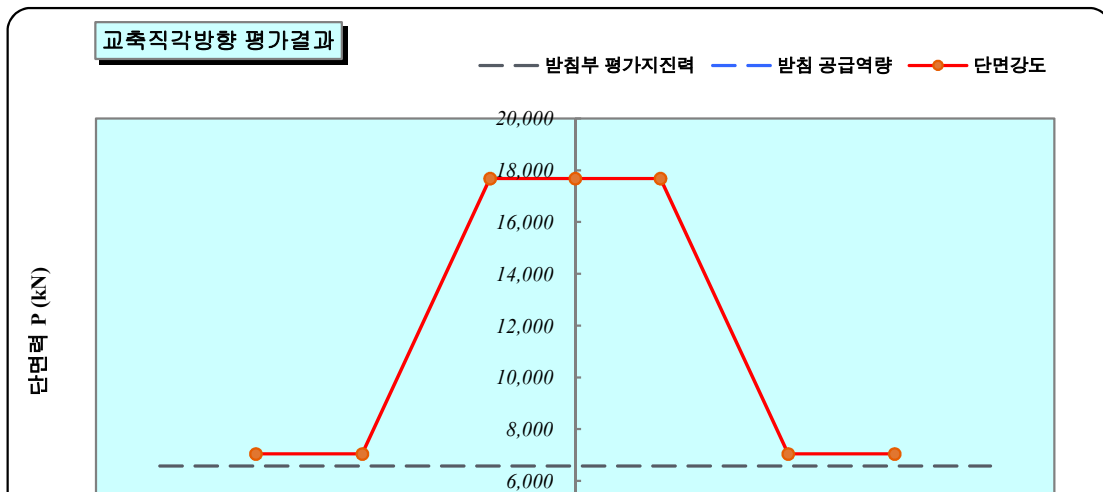
!!!

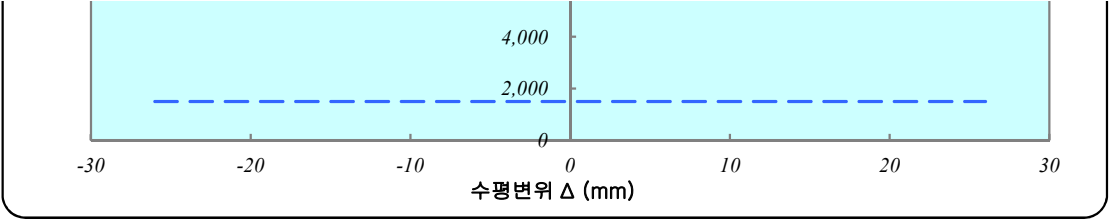
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





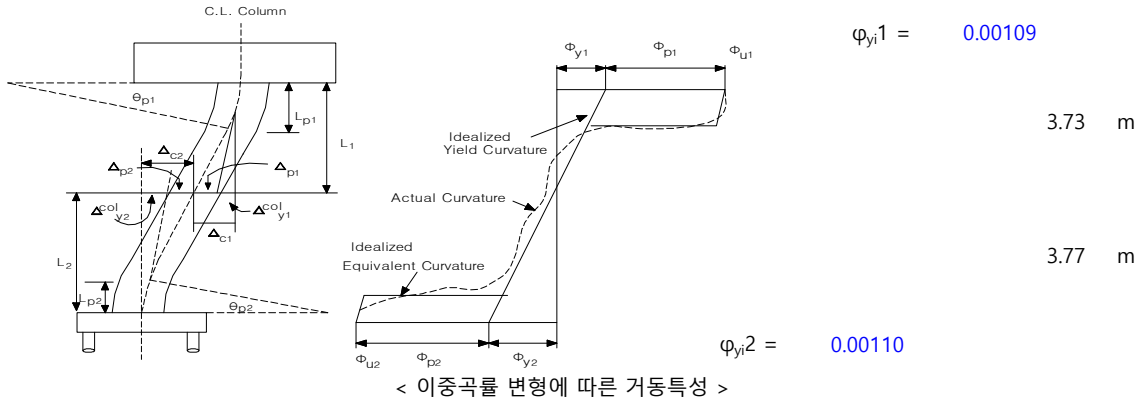
9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	7.500	7.500	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	10.500	3.750	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.373	0.535	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 7.500 \times 0.00109 / (0.00109 + 0.00110) = 3.73 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 7.500 \times 0.00110 / (0.00109 + 0.00110) = 3.77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 30,478 / 10.500 = 2,902.657 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 31,422 / 10.500 = 2,992.562 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 30,481 / 3.769 = 8,087.291 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 31,430 / 3.769 = 8,338.976 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 30,035 / 3.731 = 8,050.174 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,981 / 3.731 = 8,303.752 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00145}{3} \times \frac{10.500^2}{3} = 0.0532 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 10.5 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.029 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00676 - 0.00145) \times 1.029 = 0.0055 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{31,422}{30,478} - 1 \right) \times 0.05316 + 0.00546 \times \left(10.500 - \frac{1.029}{2} \right) \\ &= 0.0562 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05320 + 0.05620 = 0.1094 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1094}{0.0532} = 2.058 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.058 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.058** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00145}{3} \times \frac{3.769^2}{3} = 0.0068 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.769 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.490 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00676 - 0.00145) \times 0.490 \\ &= 0.00260 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{31,430}{30,481} - 1 \right) \times 0.00685 + 0.00260 \times \left(3.769 - \frac{0.490}{2} \right) \\ &= 0.0094 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0068 + 0.0094 = 0.0162 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.01620}{0.00685} = 2.365 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.365 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.365** 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)	2903	2993	8087	8339	8050	8304	

변위 Δ (m)	0.0532	0.1094	0.0068	0.0162	0.0067	0.0163	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

$$k = 0.294 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.05316 = 0.10633 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.05316 = 0.26582 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

$$k = 0.263 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00685 = 0.01370 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00685 = 0.03425 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

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

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00669 = 0.01339 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00669 = 0.03347 \text{ m}$$

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)
 $\Rightarrow (D_{19} - 2EA) \times 2 \text{ 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,020 \times 2.400}{10.500} = 378 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,020 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 10.500 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,020 \times 2.400}{3.769} = 1,053 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,020 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 3.769 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,020 \times 2.400}{3.731} = 1,063 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,020 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 3.731 \text{ m}$ ($=H_e$) (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 + 378
		=	7,720	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.10633	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 378
		=	2,401	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.26582	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 + 1,053
		=	8,395	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01370	m	

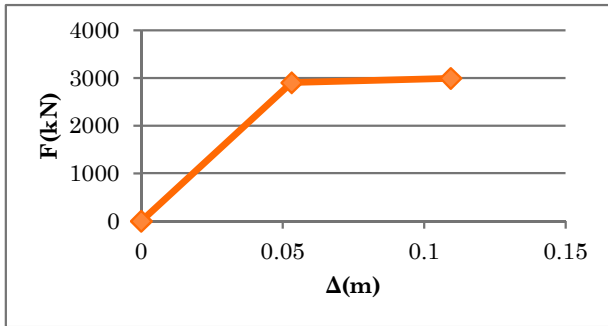
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 1,053
		=	3,076	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.03425	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

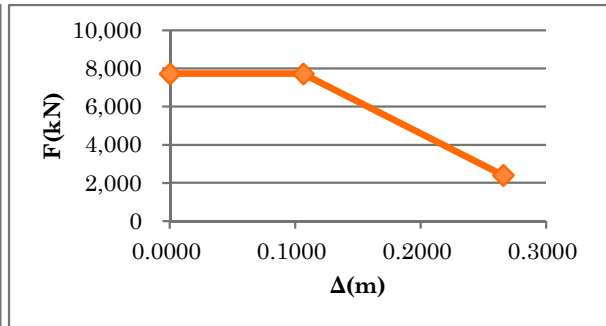
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 1,063
		=	8,405	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01339	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 1,063
		=	3,086	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.03347	m	

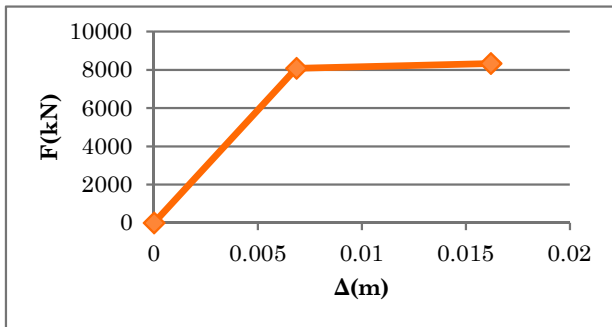
※ 힘·전단성능 곡선



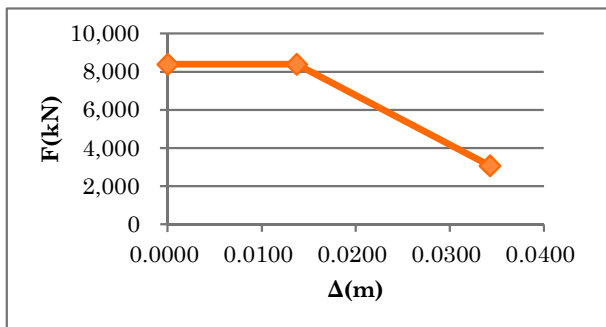
교축방향 휨성능 곡선



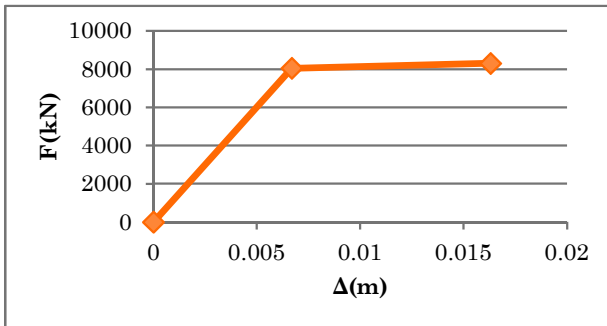
교축방향 전단성능 곡선



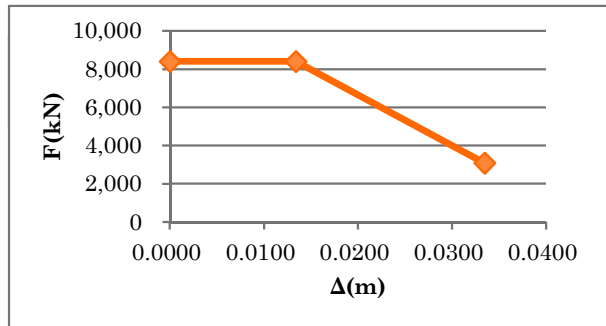
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



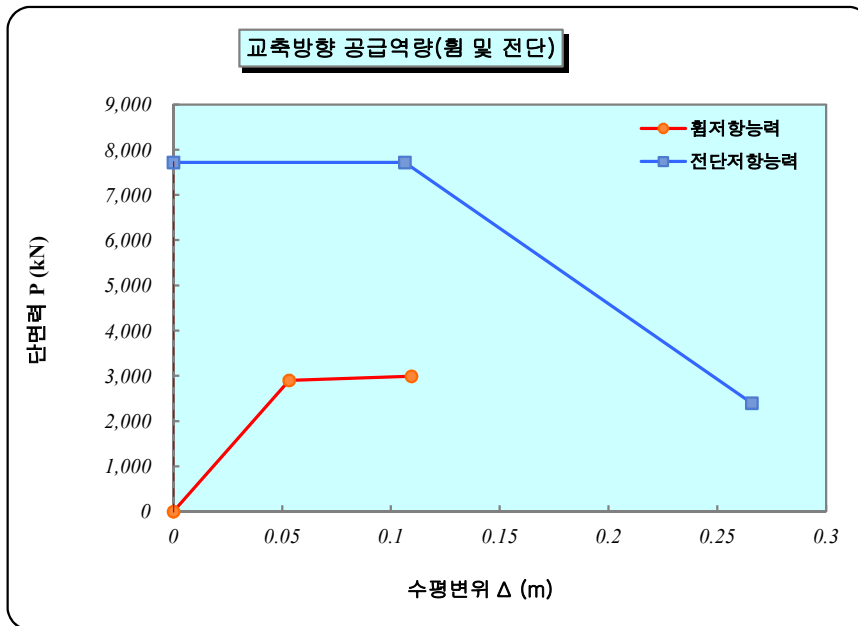
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

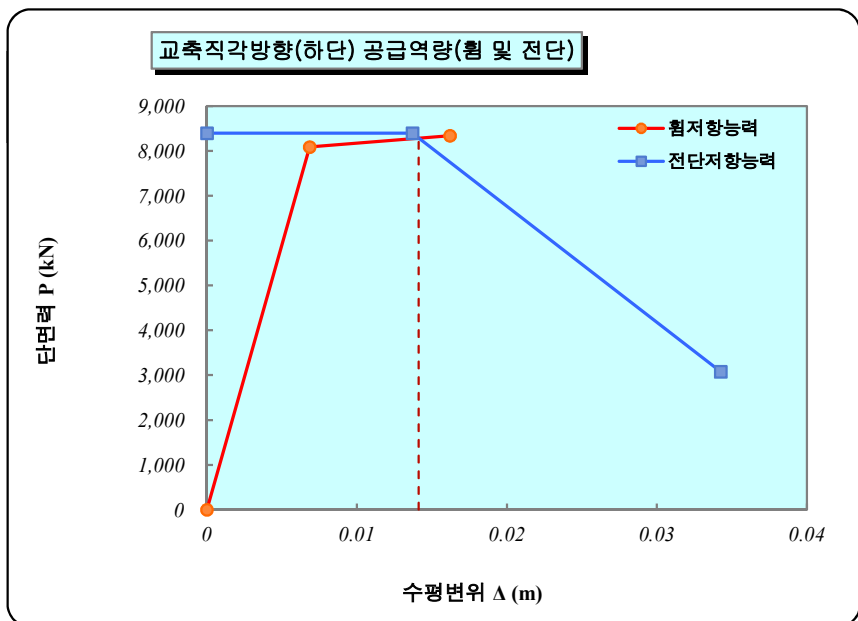
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



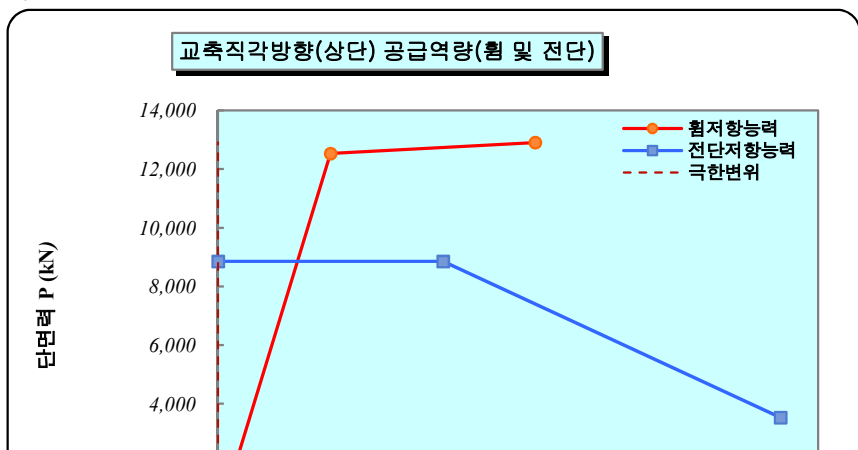
휨강도(P_f)
2,993
(kN)
전단강도(V_n)
7,720
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0532
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1094
(m)
변위연성도(μ)
2.058

2) 교축직각방향-하단

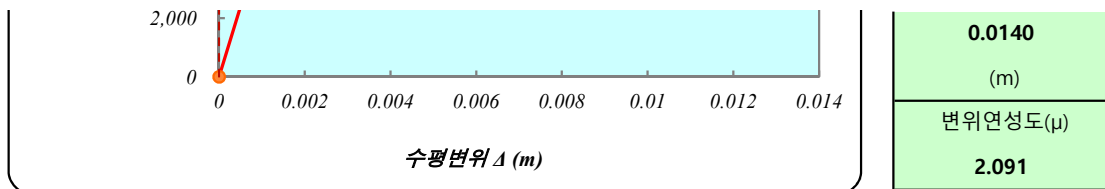


휨강도(P_f)
8,283
(kN)
전단강도(V_n)
8,395
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0068
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0141
(m)
변위연성도(μ)
2.065

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
8,243
(kN)
전단강도(V_n)
8,405
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0067
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 43,864 + 11,020 \times 1.5 \times 0.07406 \\
 &= 45,088 \quad \text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{45,088}{30,478} = 1.479 \rightarrow \text{RS } 1.479 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.3730 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 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.479 = 1.479$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 15,495 + 11,020 \times 1.5 \times 0.009$
 $= 15,637 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{15,637}{30,481} = 0.513 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 0.5347 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 14,923 + 11,020 \times 1.5 \times 0.009$
 $= 15,064 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{15,064}{30,035} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 0.5347 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.058$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.065$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.091$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.479$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.058}{1.479} = 1.391 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.065}{1.000} = 2.065 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.091}{1.000} = 2.091 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,720}{4,467} = 1.728 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

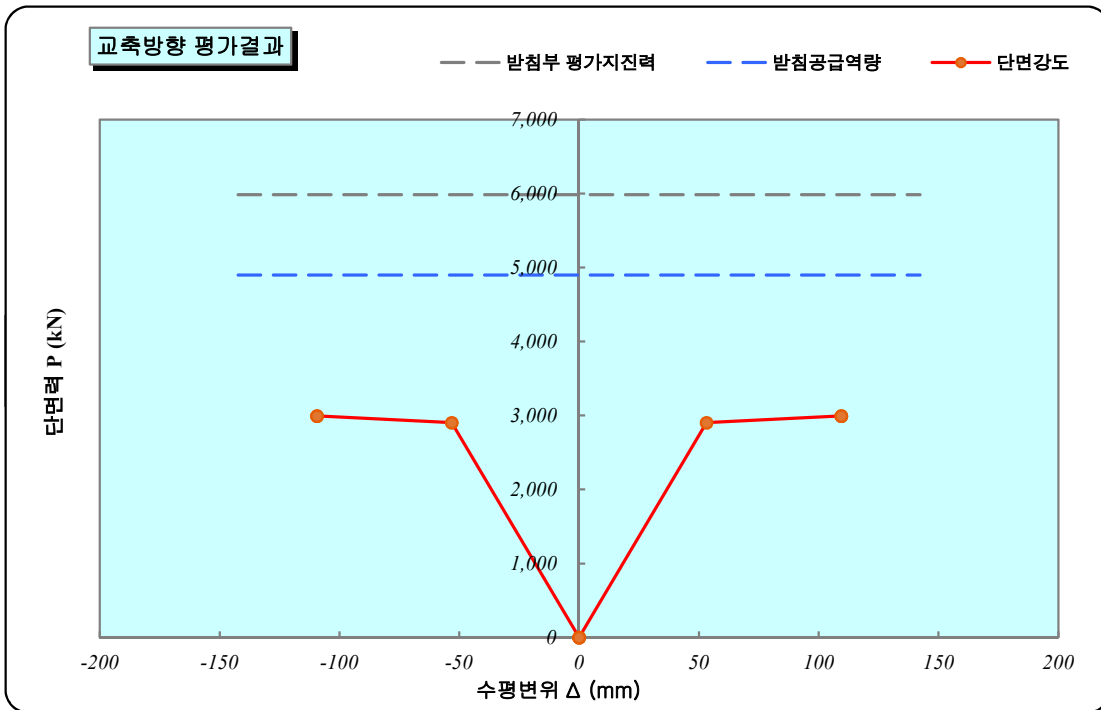
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,395}{4,078} = 2.058 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

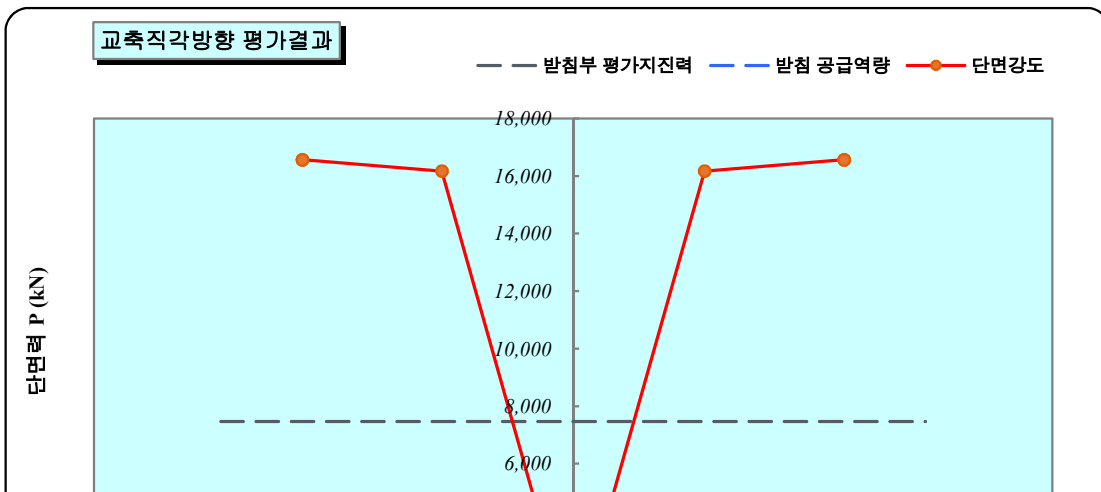
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,405}{4,026} = 2.088 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

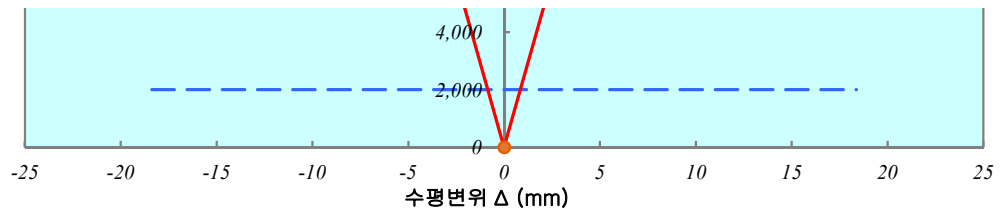
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P1

10.1.1 받침본체 검토

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

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_B = 3,000.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[17,682, 6,582] = 6,582.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,000.00}{6,582.42} = 0.456 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	800	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	800	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	=	670	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	670	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격

$n = 4$ ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	$f_{ck} = 24$ MPa
앵커의 유효단면적	$A_{se} = 3217$ mm ²
앵커의 인장강도	$f_{uta} = 860$ MPa
앵커의 유효 물힘길이	$h_{ef} = 550$ mm
코핑부 깊이	$h_{cop} = 3000$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

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

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 1 \times 3,217 \times 860 = 11,066 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 6582.42 / 1 = 6,582 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{11,066}{6,582} = 1.681 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

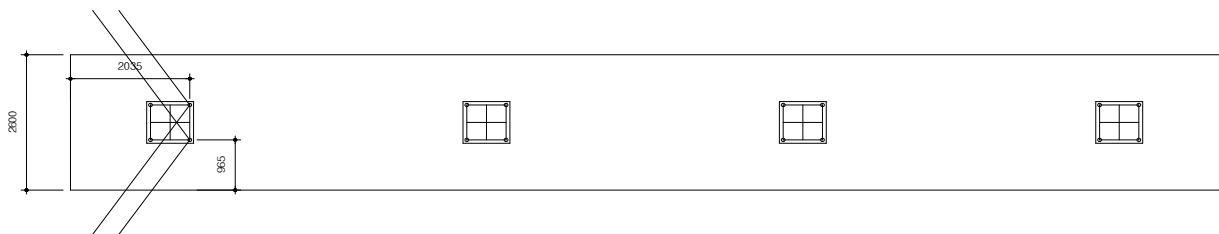
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 2,035 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 2,000 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 965 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 965 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 670 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 3,053 \text{ mm} \\
 S_T &= 670 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 3,000 \text{ mm} & h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 3,000 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 2,035 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,053 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 965 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,053 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 3,000 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,053 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

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

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

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

$$= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 2,000^{1.5}$$

$$= 4,257.07 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.797 \quad \Phi_{h,v} = 1.009$$

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

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

$$= \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.797 \times 1.400 \times 1.009 \times 4257 = 2,075 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 6,582 \times 1 = 6,582 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{2,075}{6,582} = 0.315 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

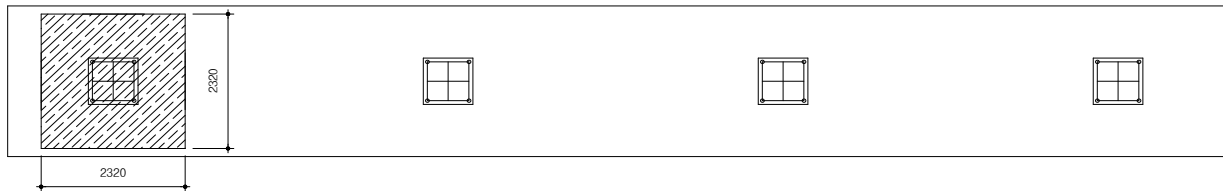
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

② 교직방향

C_{a1}	=	2,035	mm	S_L	=	670	mm
C_{a1}'	=	2,000	mm	S_T	=	670	mm
C_{a2}	=	965	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	965	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	550	mm	h_{ef}'	=	550	mm (유효물힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	825.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	1,650.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	2,000	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
2면	C_{a2}	=	965	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
3면	C_{a2}'	=	965	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,720	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm

- 앵커의 유효물힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 965, 965\}}{1.5}, \frac{\max\{(670 + 2050), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{2,720}{3} \right] \\
 &= 1,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$A_{nc} = 5,382,400 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,382,400 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= \frac{5,382,400}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,562 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1562 = 3,123 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 3,123 / 1 = 3,123 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 6,582 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,123}{6,582} = 0.474 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	3,000	6,582	0.456	NG
	앵커볼트	교직	11,066	6,582	1.681	OK
	콘크리트	교직	2,075	6,582	0.315	NG
	프라이아웃	교직	3,123	6,582	0.474	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2

10.2.1 받침본체 검토

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

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

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

- 교직방향

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

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

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC} &= 4,000.00 \times 1 = 4,000.00 \text{ kN} \\ &= 3,000.00 \times 1 = 3,000.00 \text{ kN} \\ &= 1,400.00 \times 2 = 2,800.00 \text{ kN} \\ &= 9,800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[5,985, 8,355] = 5,985.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[16,567, 7,468] = 7,468.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{9,800.00}{5,985.12} = 1.637 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,000.00}{7,468.50} = 0.536 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.2.2 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

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

n : 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

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	=	F_{BDL} / n^L	=	5985.12 / 4	=	1,496	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT} / n^T	=	7468.50 / 1	=	7,468	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{11,066}{1,496}$	=	7.396	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{11,066}{7,468}$	=	1.482	>	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

$$C_{a1} = 1,665 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,665 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,335 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,335 \quad mm$$

$$\sum S_i = 15460 \quad mm$$

$$S_L = 730 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,498 \quad mm$$

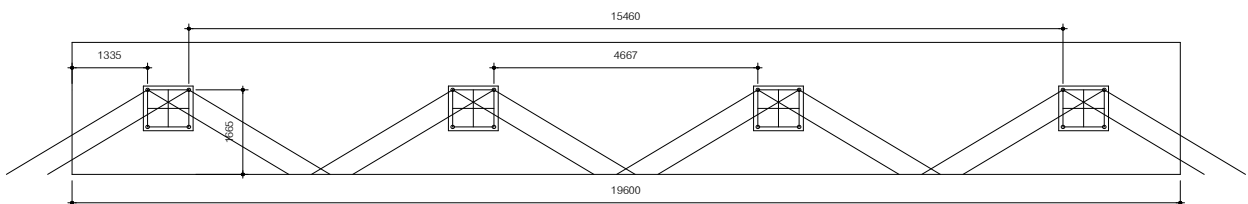
$$S_T = 730 \quad mm$$

$$S_{ax} = 4667 \quad mm$$

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

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,498 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 19,600 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 48,951,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1665^2 = 12,475,013 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 48,951,000 < 8 \times 12,475,013 = 99,800,100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

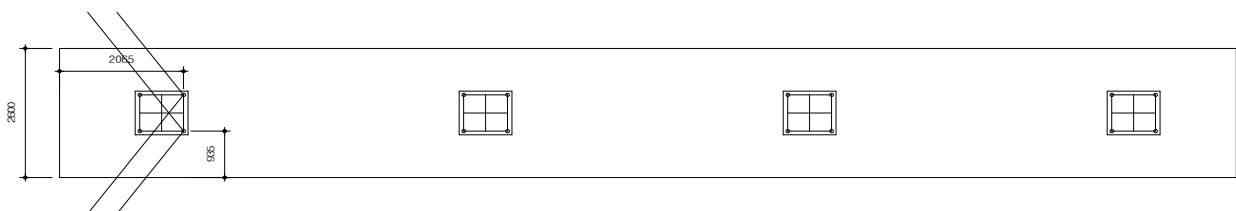
$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 1665^{1.5} \\
 &= 3,233.60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.860 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 550 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
 &= \frac{48,951,000}{12,475,013} \times 0.860 \times 1.400 \times 1.000 \times 3,234 = 15,283 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 2,065 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 2,000 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 935 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 935 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 730 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 3,098 \text{ mm} \\
 S_T &= 730 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 3,000 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 3,000 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{array}{llllllll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 2,065 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,098 & \text{mm} \\
 2\text{면} & C_{a2}' & = & 935 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,098 & \text{mm} \\
 3\text{면} & h_{\text{cop}} & = & 3,000 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 3,098 & \text{mm}
 \end{array}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

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

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

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

$$\begin{array}{ll}
 \Phi_{ed,v} = 0.794 & \Phi_{h,v} = 1.016 \\
 l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 550 \text{ mm} \\
 V_{cbg}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\
 = \frac{7,800,000}{18,000,000} \times 0.794 \times 1.400 \times 1.016 \times 4,257 = 2,082 \text{ kN}
 \end{array}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllll}
 \text{교축방향: } F_{AC,DL} & = & 1,496 & \times & 4 & = & 5,985 \text{ kN} \\
 \text{교직방향: } F_{AC,DT} & = & 7,468 & \times & 1 & = & 7,468 \text{ kN}
 \end{array}$$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{15,283}{5,985} = 2.554 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{2,082}{7,468} = 0.279 < 1.0$	NG

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

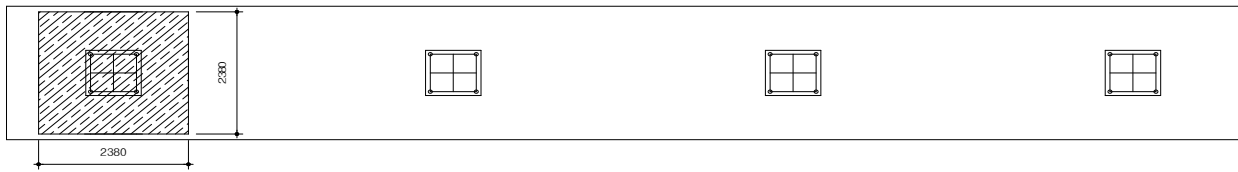
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,665	mm	S_L	=	730	mm
C_{a1}'	=	1,665	mm	S_T	=	730	mm
C_{a2}	=	1,335	mm	S_{ax}	=	4,667	mm
C_{a2}'	=	1,335	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	550	mm	h_{ef}'	=	550	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	825.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	1,650.0	mm



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

$$A_{nc} = 5,664,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삼도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,664,400 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

$$= \frac{5,664,400}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,643 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 1,643 = 3,287 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 3,287 / 1 = 3,287 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,065 \text{ mm}$$

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

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

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

$$C_{a2} = 935 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2}' = 935 \text{ mm}$$

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

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

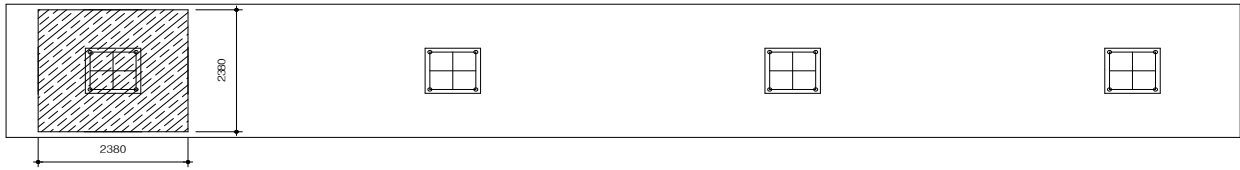
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm} \quad (\text{유효물침깊이})$$

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

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

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

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



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

1면	C_{a1}	=	2,000	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
2면	C_{a2}	=	935	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
3면	C_{a2}'	=	935	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	825.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	5,397	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,650.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2000, 935, 935\}}{1.5}, \frac{\max\{(730 + 4667), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,000}{1.5}, \frac{5,397}{3} \right] \\
 &= 1,799 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$A_{nc} = 5,664,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 5,664,400 < 4 \times 2,722,500 = 10,890,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= \frac{5,664,400}{2,722,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 631.9 = 1,643 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 1643 = 3,287 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 3,287 / 1 = 3,287 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 1,496 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 7,468 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,287}{1,496} = 2.197 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,287}{7,468} = 0.440 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	9,800	5,985	1.637	OK
		교직	4,000	7,468	0.536	NG
	앵커볼트	교축	11,066	1,496	7.396	OK
		교직	11,066	7,468	1.482	OK
	콘크리트	교축	15,283	5,985	2.554	OK
		교직	2,082	7,468	0.279	NG
	프라이아웃	교축	3,287	1,496	2.197	OK
		교직	3,287	7,468	0.440	NG

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교대 A1

10.3.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

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

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

- 교직방향

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

(3) 소요능력 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 2,228.64 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,500.00}{2,228.64} = 0.673 < 1.0 \quad \text{NG}$$

10.3.2 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 묻힘길이	$h_{ef} = 360$ mm
교대부 깊이	$h_{cop} = 5646$ mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도 V_{sa}

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

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 2228.64 / 1 = 2,229 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{4,766}{2,229} = 2.138 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

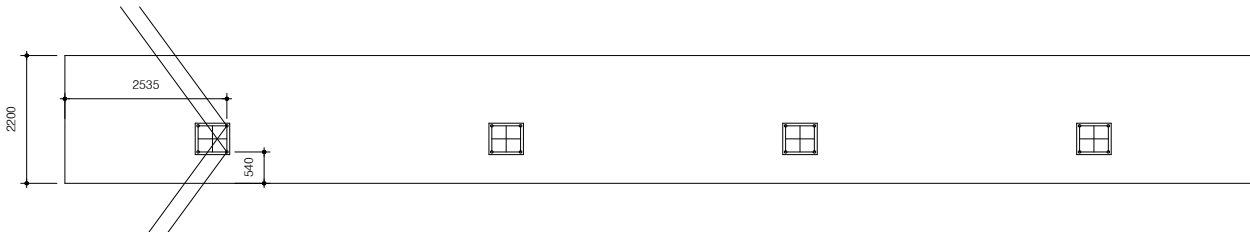
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 2,535 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 2,535 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 540 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 540 \text{ mm} \\
 S_L &= 450 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 5,646 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,200 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 1.5C_{a1} &= 3,803 \text{ mm} \\
 S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 3,803 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 2,535 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,803 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 540 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,803 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 5,646 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,803 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 2,535 \text{ mm} \\
 1.5C_{a1}' &= 3,803 \text{ mm} \\
 \therefore C_{a1} &= 2,535 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 3,803 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 8,365,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,535^2 = 28,918,013 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 8,365,500 < 2 \times 28,918,013 = 57,836,025 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= 0.6 \frac{360^{0.2}}{105} \times \sqrt{105} \times \sqrt{24} \times 2,535^{1.5}$$

$$= 4,918.60 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.743 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{8,365,500}{28,918,013} \times 0.743 \times 1.400 \times 1.000 \times 4,919 = 1,479 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 2,229 \times 1 = 2,229 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{1,479}{2,229} = 0.664 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(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}	=	2,535	mm	S_L	=	450	mm
C_{a1}'	=	2,535	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	540	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	540	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	360	mm	h_{ef}'	=	360	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	540.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,080.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	1,080.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	2,535	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
2면	C_{a2}	=	540	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
3면	C_{a2}'	=	540	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	540.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,500	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,080.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	1,080.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{2535, 540, 540\}}{1.5}, \frac{\max\{(450 + 2050), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{2,535}{1.5}, \frac{2,500}{3} \right] \\
 &= 1,690 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$A_{nc} = 2,340,900 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 2,340,900 < 4 \times 1,166,400 = 4,665,600 \text{ mm}$$

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

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

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

$$= \frac{2,340,900}{1,166,400} \times 1.000 \times 1.250 \times 334.6 = 839 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 839 = 1,679 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,679 / 1 = 1,679 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 2,229 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,679}{2,229} = 0.753 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교직	1,500	2,229	0.673	NG
	앵커볼트	교직	4,766	2,229	2.138	OK
	콘크리트	교직	1,479	2,229	0.664	NG
	프라이아웃	교직	1,679	2,229	0.753	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) P1

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [30,546, 5,846] \\ &= 5,846 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,967, 914] \\ &= 914 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [30,539, 8,328] \\ &= 8,328 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [8,841, 3,470] \\ &= 3,470 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,338 \times 2 = 20,676 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 914 \times 2 = 1,828 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,846 \times 2 = 11,693 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,338 \times 2 = 20,676 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 3,470 \times 2 = 6,939 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 8,328 \times 2 = 16,655 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

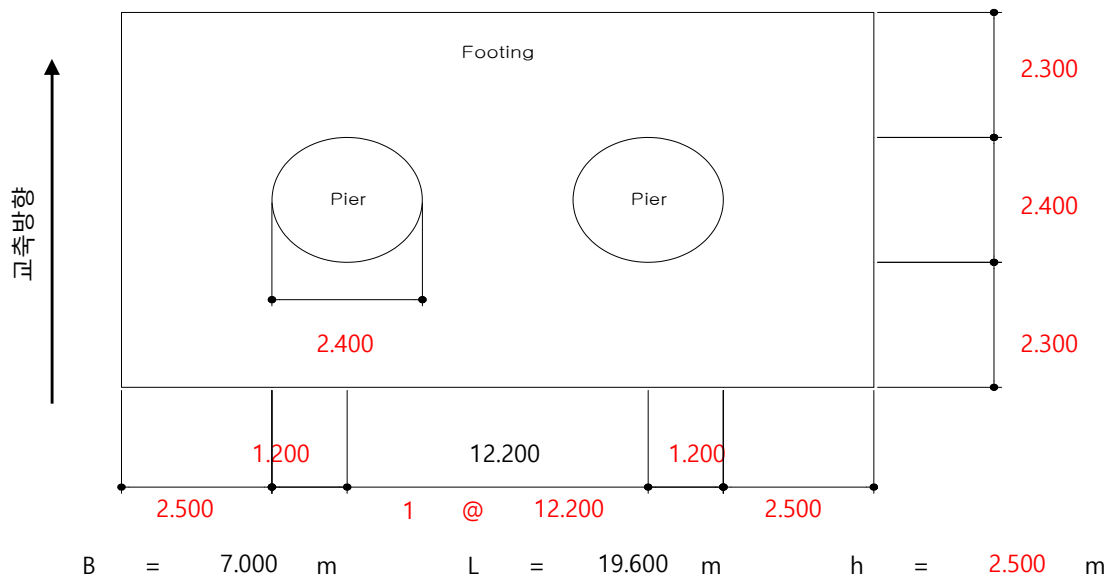
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	20,676	1,828	11,693	
교축직각방향	20,676	6,939	16,655	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	0.711 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.145 m ⁻¹
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 59754 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	$= \text{Max}[l, b]$	= 4.900 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.487 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.018 \leq 7.840$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.026 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 17.563 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.200 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.349 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	12.174 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.107 \quad \beta = 0.464$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.688 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	22.080 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.253$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.127$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.151$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.076$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.268$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.134$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.092$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.046$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.915 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	12.863 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교축방향 형상계수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.248			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.863			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.240			
교축직각방향 형상계수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	3.105			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	3.041			
교축방향 깊이계수,		$(D_f \leq B_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$		=	1.279			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$		=	1.177			
d_q	=	1		=	1.000			
교축직각방향 깊이계수,		$(D_f \leq L_f')$						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.096			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.061			
d_q	=	1		=	1.000			
지반계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$		=	1.000			
기초계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교축	6.349 MPa	6.688 MPa	5.915 MPa	5.915 MPa
교축직각	12.174 MPa	22.080 MPa	12.863 MPa	12.174 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.039 > 7.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.345 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.142 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 26.345 > 19.600$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.319 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.167 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 17.145 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 38.134 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 10.960 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.887 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

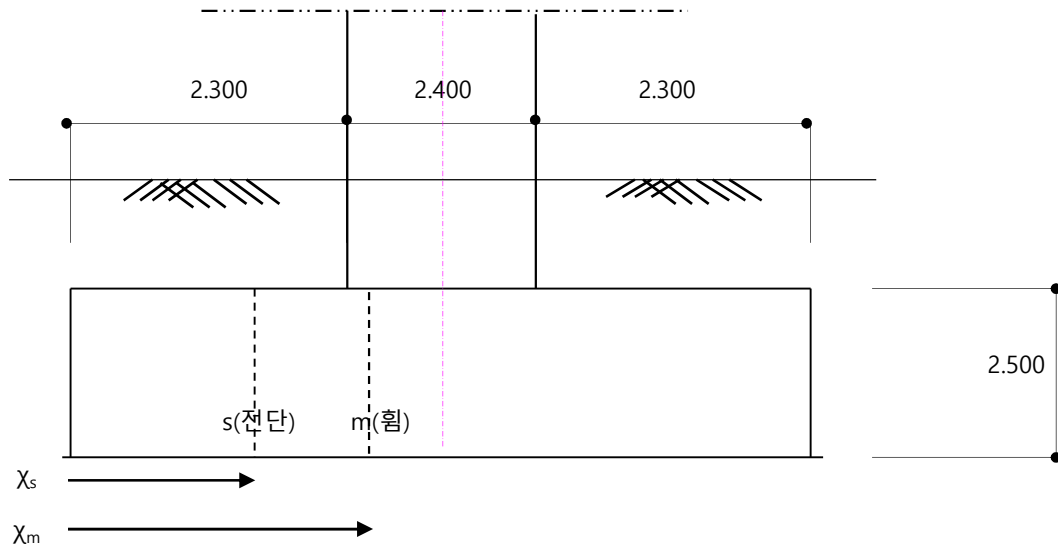
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.290 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.317 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1515 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1879 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	783 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	19008 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	8024 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	13492 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	5726 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 56209 \geq 13492$	O.K
전단	$\Phi V_n = 38408 \geq 5726$	O.K

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

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

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

$$b = 19600 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 156 ea

$$A_s = 79045 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 38408 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

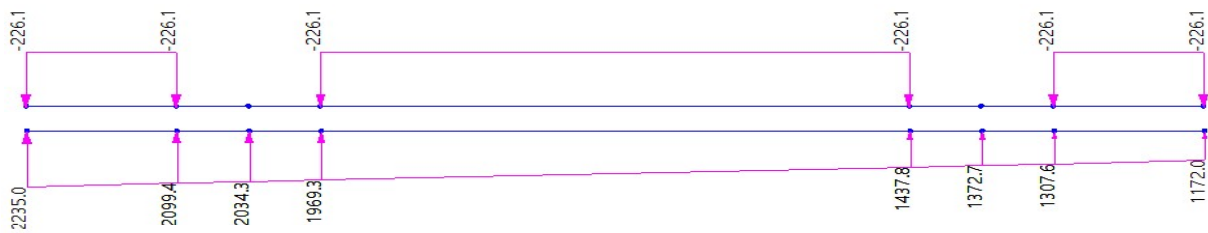
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2235 kN/m
Qmin			1172 kN/m

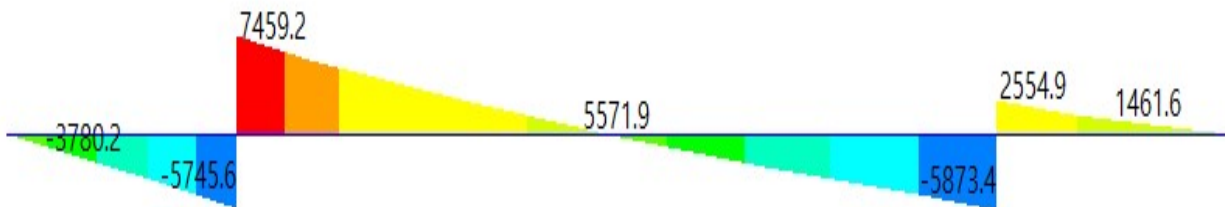
② 구조해석 모델링



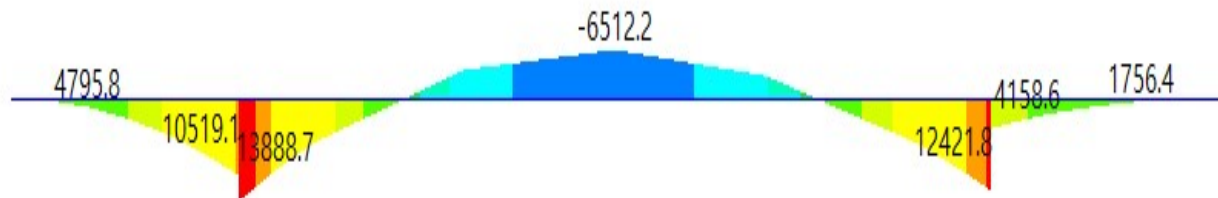
③ 하중재하도



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	= 13889	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 7459	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 13889$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 7459$	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	0.487	5.749	O.K
		교축직각	7.840	1.018	7.699	O.K
	지지력	교축	17.145	2.000	8.573	O.K
		교축직각	38.134	2.000	19.067	O.K
	활동	교축	10.960	1.200	9.133	O.K
		교축직각	2.887	1.200	2.406	O.K
단면 검토	힘	교축	56209	13492	4.166	O.K
		교축직각	19465	13889	1.401	O.K
	전단	교축	38408	5726	6.707	O.K
		교축직각	13717	7459	1.839	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) P2

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [31,422, 43,864] \\ &= 31,422 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,993, 4,467] \\ &= 2,993 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [31,430, 15,495] \\ &= 15,495 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [8,283, 4,078] \\ &= 4,078 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 11,852 &\times 2 &= 23,705 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 2,993 &\times 2 &= 5,985 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 31,422 &\times 2 &= 62,844 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 11,852 &\times 2 &= 23,705 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 4,078 &\times 2 &= 8,156 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 15,495 &\times 2 &= 30,991 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

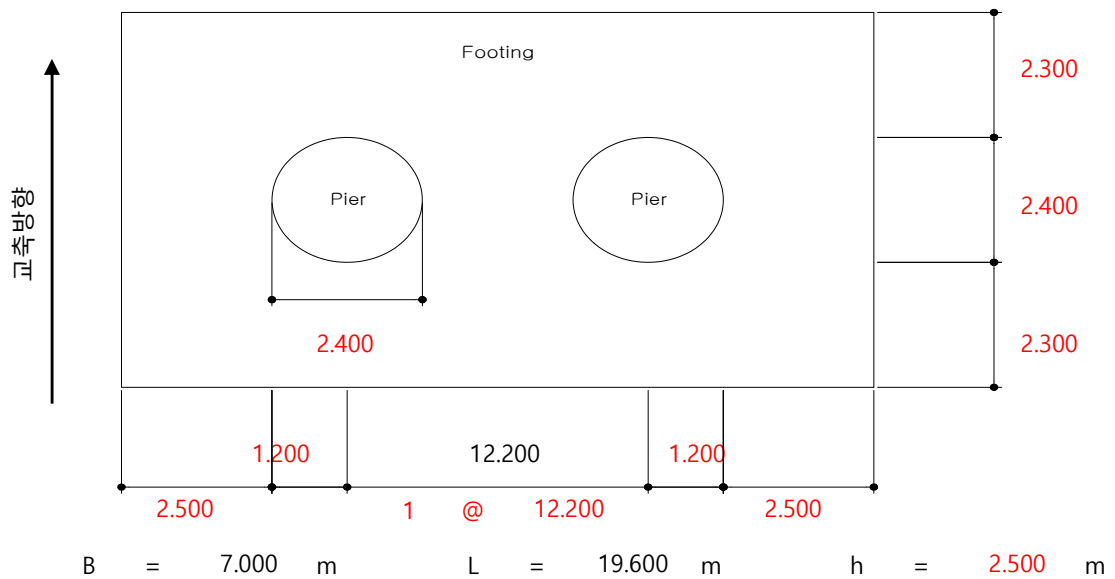
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	23,705	5,985	62,844	
교축직각방향	23,705	8,156	30,991	

11. 기초부 평가

11.2 교각 2

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	0.711 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.145 m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 59754 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	$= \text{Max}[l, b]$	= 4.900 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 2.122 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.401 \leq 7.840$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 2.756 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 16.797 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.300 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	4.777 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	11.866 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.107 \quad \beta = 0.464$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	5.375 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	33.773 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.121$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.061$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 5.499$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.249$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.600$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.300$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.098$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.049$$

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

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

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

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	18.926 MPa

여기서는 경사계수 미고려

Nc	=	46.1	Nq	=	33.3	Nr	=	37.2
교축방향 형상계수,			$s_c=1+Bf'/Lf' \times Nq/Nc$			= 1.118		
			$s_r=1-0.4 \times Bf'/Lf' \geq 0.6$			= 0.934		
			$s_q=1+Bf'/Lf' \times \tan \Phi$			= 1.115		
교축직각방향 형상계수,			$s_c=1+Lf'/Bf' \times Nq/Nc$			= 5.403		
			$s_r=1-0.4 \times Lf'/Bf' \geq 0.6$			= 0.600		
			$s_q=1+Lf'/Bf' \times \tan \Phi$			= 5.268		
교축방향 깊이계수,			(Df>Bf')					
d _c	=	1+0.4×cot(Df/Bf')				=	#NAME?	
d _r	=	1				=	1.000	
d _q	=	1+2×tanΦ×(1-sinΦ) ² ×cot(Df/Bf')				=	#NAME?	
교축직각방향 깊이계수,			(Df≤Lf')					
d _c	=	1+0.4×Df/Lf'				=	1.102	
d _r	=	1+2×tanΦ×(1-sinΦ) ² ×Df/Lf'				=	1.065	
d _q	=	1				=	1.000	
지반계수(수평지반),								
g _c	=	1-ψ°/147°				=	1.000	
g _r	=	g _q	= (1-0.5tanψ°) ⁵			=	1.000	
기초계수(수평지반),								
g _c	=	1-η°/147°				=	1.000	
b _r	=	exp(-2.7×η×tanΦ)				=	1.000	
b _q	=	exp(-2×η×tanΦ)				=	1.000	

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교 축	4.777 MPa	5.375 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	11.866 MPa	33.773 MPa	18.926 MPa	11.866 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.133 \leq 7.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{\max} = 0.905 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 25.196 > 19.600$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.382 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.153 \text{ MPa}$

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	$q_u / q_a = 31.073 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 3.675 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.697 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

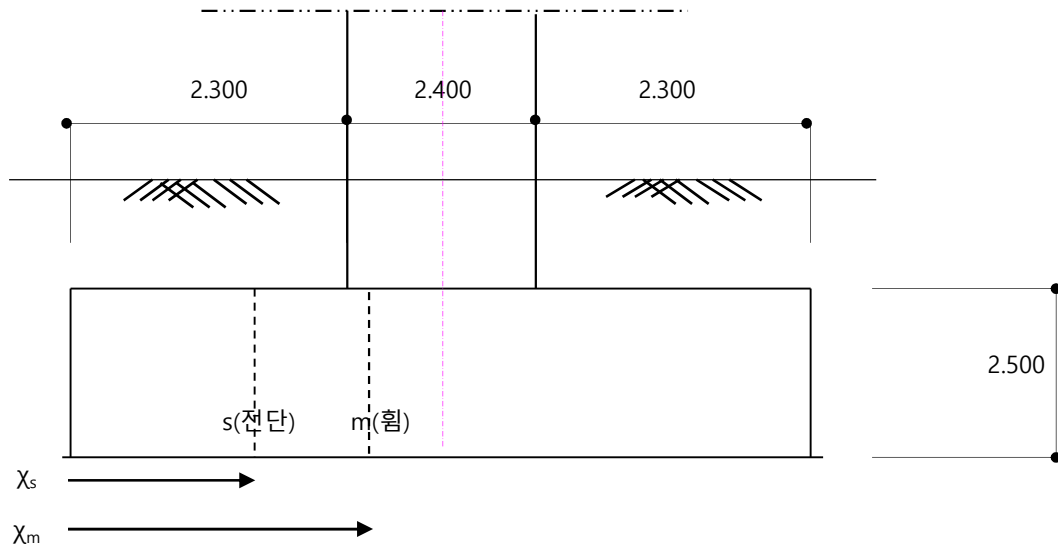
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.372 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.634 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3636 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1515 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1990 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	829 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	42311 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	18655 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	36685 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	16311 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	56209	$\geq$	36685	O.K
전단	ΦV_n	=	38408	$\geq$	16311	O.K

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

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

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

$$b = 19600 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 156 ea

$$A_s = 79045 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 38408 \text{ kN}$$

(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	2673 kN/m
Qmin			1068 kN/m

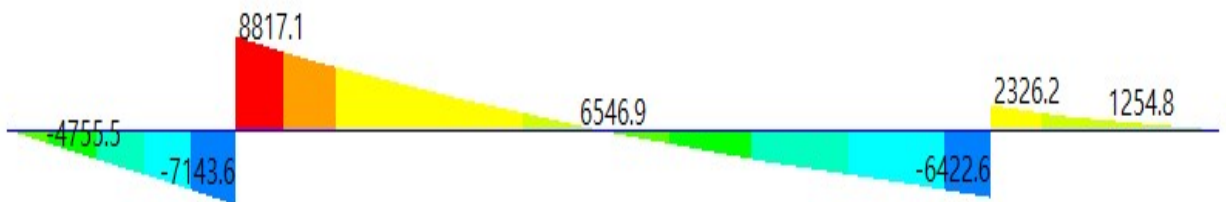
② 구조해석 모델링



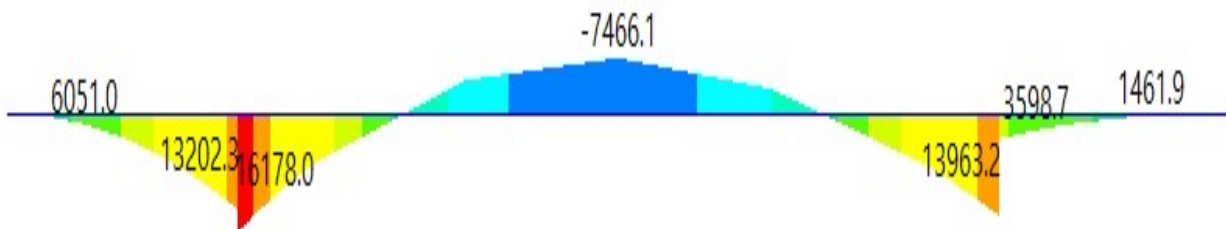
③ 하중재하도



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	= 16178	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 8817	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 16178$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 8817$	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

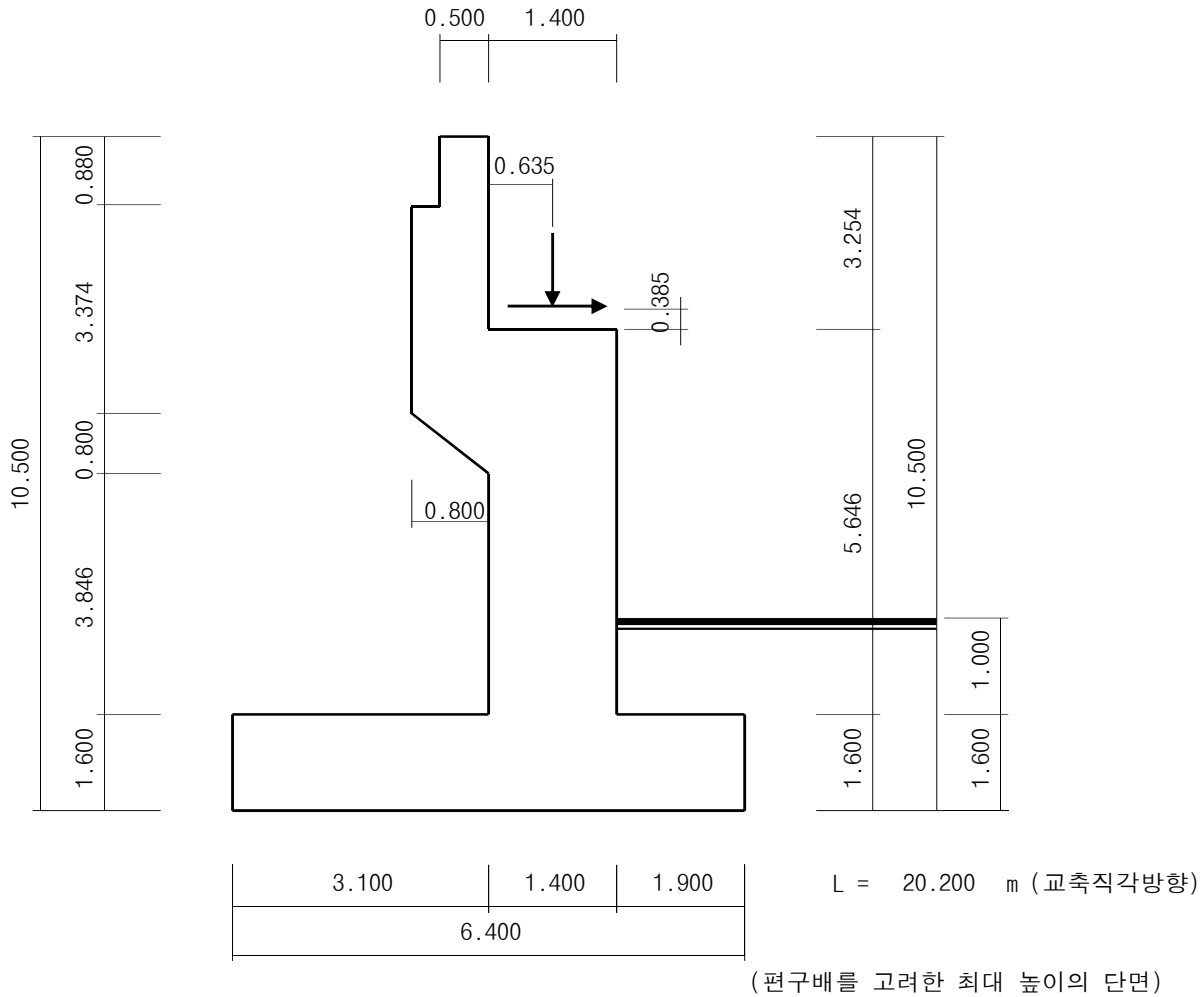
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	2.122	1.319	O.K
		교축직각	7.840	1.401	5.594	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	31.073	2.000	15.537	O.K
	활동	교축	3.675	1.200	3.063	O.K
		교축직각	2.697	1.200	2.247	O.K
단면 검토	힘	교축	56209	36685	1.532	O.K
		교축직각	19465	16178	1.203	O.K
	전단	교축	38408	16311	2.355	O.K
		교축직각	13717	8817	1.556	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 = 214.564 kN/m

2) 2차 고정하중 반력 (Dw)

- 포장, 방호벽 등 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 46.000 kN/m

3) 상부 지진하중 (EQ)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 수평력 = 13.028 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)

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

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

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

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

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

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

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

$$= 0.3138$$

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

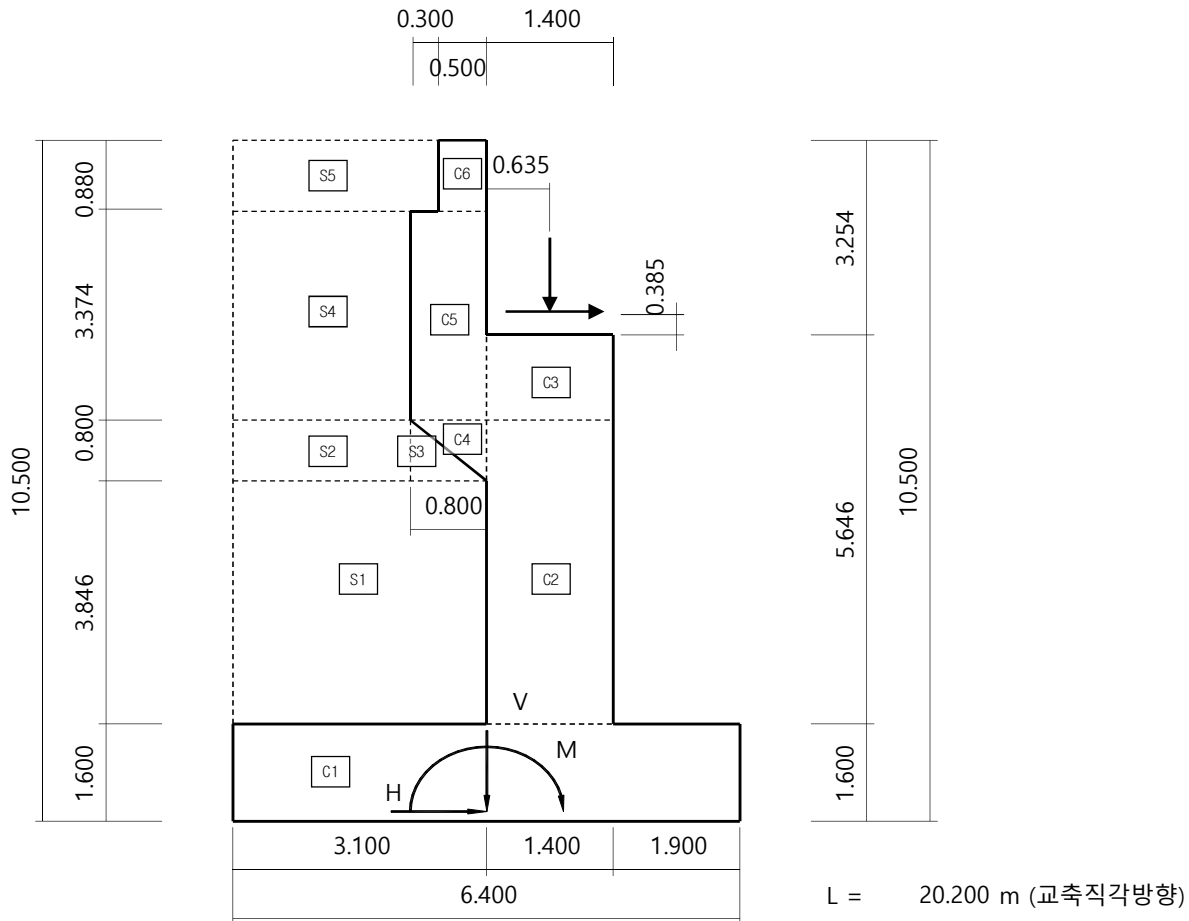
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 10.500 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 10.500 = 65.898 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 65.898) / 2 \times 10.500 = 345.965 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 345.965 \times 10.500 / 2 = 1816.316 \text{ kN}$$

- 구체에 의한 작용력(Dc) 및 뒷채움에 의한 작용력(Ev)



(단위 폭당)

구분		A	γ	W	K_h	H	x	y	M_R	M
구체	C1	10.240	25.00	256.000	0.077	19.712	3.200	0.800	819.200	15.770
	C2	6.504	25.00	162.610	0.077	12.521	2.600	3.923	422.786	49.120
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.600	6.746	91.000	18.180
	C4	0.320	25.00	8.000	0.077	0.616	3.567	5.979	28.533	3.683
	C5	2.699	25.00	67.480	0.077	5.196	3.700	7.933	249.676	41.220
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	3.550	10.060	39.050	8.521
	소계	21.604		540.090		41.587			1650.245	136.493
뒷채움	S1	11.923	20.00	238.452	0.077	18.361	4.850	3.523	1156.492	64.685
	S2	1.840	20.00	36.800	0.077	2.834	5.250	5.846	193.200	16.565
	S3	0.320	20.00	6.400	0.077	0.493	3.833	5.713	24.533	2.815
	S4	7.760	20.00	155.204	0.077	11.951	5.250	7.933	814.821	94.805
	S5	2.288	20.00	45.760	0.077	3.524	5.100	10.060	233.376	35.447
	소계	24.131		482.616		37.161			2422.423	214.317
총 계				1022.706		78.748			4072.668	350.810

11.7.3 안정검토

- CASE1 : 1.0Dc+1.0Dw+1.0EH+1.0EV+1.0EQ

1) 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 H &= 1.0 \times 41.587 + 1.0 \times 345.965 + 1.0 \times 37.161 + 1.0 \times 13.028 &= & 437.741 \text{ kN} \\
 V &= 1.0 \times (214.564 + 540.090) + 1.0 \times 46.000 + 1.0 \times 482.616 &= & 1283.270 \text{ kN} \\
 M_r &= 1.0 \times (214.564 \times 2.665 + 1,650.245) + 1.0 \times (46.000 \times 2.665) & & \\
 &\quad + 1.0 \times 2,422.423 &= & 4767.072 \text{ kN.m} \\
 M &= 1.0 \times 136.493 + 1.0 \times 1,816.316 + 1.0 \times 214.317 & & \\
 &\quad + 1.0 \times 13.028 \times 7.631 &= & 2266.544 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2) 전도에 대한 안정

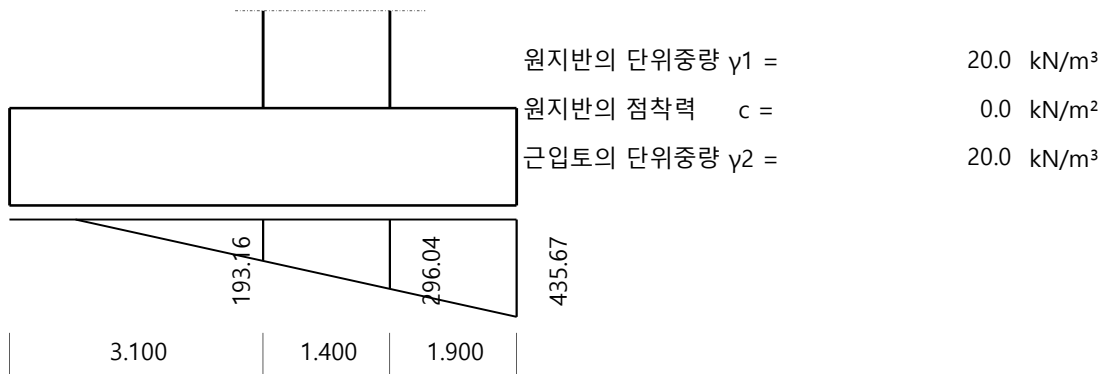
$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - (M_r - M)/V = 6.400 / 2 - (4,767.072 - 2,266.544) / 1,283.270 \\
 &= 1.251 \text{ m} < (4B/10) = 4 \times 6.400 / 10 = 2.560 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 활동에 대한 안정 (최대 수평력에 대해 검토)

$$\begin{aligned}
 H_r &= Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} & Q_\tau &= V \tan \delta & \tan \delta &= \tan \phi_f \\
 \text{원지반의 내부마찰각 } \phi &= \sqrt{(15 \times N) + 15} = \sqrt{(15 \times 50) + 15} &= & 42.4^\circ \\
 H_r &= 1.0 \times V \times \tan(\phi/3) = 1.0 \times 1,283.270 \times 0.537 &= & 689.740 \text{ kN} \\
 SF &= H_r / H = 689.740 / 437.741 &= & 1.6 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 지반반력 q

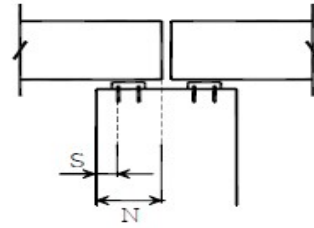
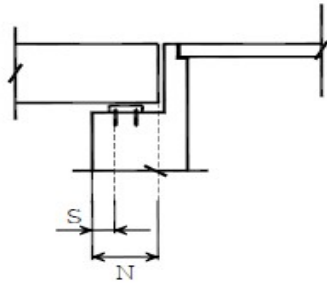
$$\begin{aligned}
 q_1 &= V/A(1 + 6e/B) = 1283.270 / 6.400 \times (1 + 6 \times 1.251 / 6.400) &= & 435.67 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 &= V/A(1 - 6e/B) = 1283.270 / 6.400 \times (1 - 6 \times 1.251 / 6.400) &= & -34.65 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 435.67 \text{ kN/m}^2 < q_a = 2797.1 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$



- 지반의 허용지지력 (기존 자료의 부족으로 아래 식을 적용)

$$\begin{aligned}
 \text{상재하중 } q &= \gamma_2 \times D_f = 20.000 \times 1.600 &= & 32.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{유효재하폭 } B' &= B - 2e = 6.400 - 2 \times 1.251 &= & 3.898 \text{ m} \\
 \text{유효재하면적 } A' &= L \times B' = 20.200 \times 3.898 &= & 78.740 \text{ m}^2 \\
 \alpha &= 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 6.400 / 20.200 &= & 1.095 \\
 \beta &= 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 6.400 / 20.200 &= & 0.468 \\
 N_c &= 97.91, \quad N_q = 90.36, \quad N_r = 150.74 \\
 q_a &= S.F (\alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r) \\
 &= 1/3 \times (1.095 \times 0.0 \times 97.91 + 32.0 \times 90.36 + 0.468 \times 20.0 \times 3.898 \times 150.74) \\
 &= 2797.1 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1250.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [77.00 , 544.51]$
 $= 544.51 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 544.51 \text{ mm}$

$L = 170.00 \text{ m}$ (연속경간장)

$H = 9.1 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

$\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1250}{545} = 2.300 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$