

교 량 내 진 성 능 평 가

가천교(범물동)

보강전 내진성능평가 계산서

2022.05

◆ 목 차 ◆

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정 및 모델링

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 유효강성 산정

6. 고유치 해석

7. 지진 해석

8. 하중조합에 따른 단면력

9. 교각부 평가

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

11. 기초부 평가

12. 지지길이평가

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 1

구분	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.154	1.000	2.154 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	0.554	5.058 O.K
			교직	7.840	1.106	7.088 O.K
		지지력	교축	16.220	2.000	8.110 O.K
			교직	36.829	2.000	18.415 O.K
		활동	교축	10.584	1.200	8.820 O.K
			교직	2.923	1.200	2.436 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	56,209	14,270	3.939 O.K
			교직	19,465	14,112	1.379 O.K
		전단	교축	38,408	6,068	6.329 O.K
			교직	13,717	7,609	1.803 O.K
	받침부	본체 (kN)	교직	3,000	6,423	0.467 N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	11,066	6,423	1.723 O.K
		콘크리트 (kN)	교직	2,075	6,423	0.323 N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	3,123	6,423	0.486 N.G

- 교각 2

구분	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.046	1.447	1.414 O.K
P 2			교직(하단)	2.242	1.000	2.242 O.K
			교직(상단)	2.270	1.000	2.270 O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15.000	0.565	26.548 O.K
			교직	15.000	0.405	37.044 O.K
		연직압축지지력	교축	3,036.1	742.3	4.090 O.K
			교직	3,036.1	474.4	6.400 O.K
		연직인발지지력	교축	549.6	71.8	7.659 O.K
			교직	549.6	0.0	0.000 O.K
	말뚝응력 검토	휨인장응력	교축	210.0	68.6	3.062 O.K
			교직	210.0	6.3	33.305 O.K
		휨압축응력	교축	210.0	102.2	2.056 O.K
			교직	210.0	102.8	2.043 O.K
		휨전단응력	교축	120.0	5.6	21.478 O.K
			교직	120.0	7.9	15.204 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	111,012	37,320	2.975 O.K
			교직	46,982	10,008	4.694 O.K
		전단	교축	38,408	19,166	2.004 O.K
			교직	16,461	4,673	3.523 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	9,800	5,781	1.695 O.K
			교직	4,000	7,416	0.539 N.G
		앵커볼트 (kN)	교축	11,066	1,445	7.657 O.K
			교직	11,066	7,416	1.492 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	15,283	5,781	2.644 O.K
			교직	2,082	7,416	0.281 N.G
		프라이아웃 (kN)	교축	3,287	1,445	2.274 O.K
			교직	3,287	7,416	0.443 N.G

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,500	2,248	0.667	N.G
		앵커볼트 (kN)	교직	4,766	2,248	2.120	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	1,479	2,248	0.658	N.G
		프라이아웃 (kN)	교직	1,679	2,248	0.747	N.G
	지지길이(mm)		교축	1,250	549	2.277	O.K

- 교대기초 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	기초부 (교축)	전도		2.560	1.256	2.038	O.K
		활동		1.600	1.000	1.600	O.K
		지반반력 (kN/m ²)		2,792	443	6.307	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	가천교(범물동)	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

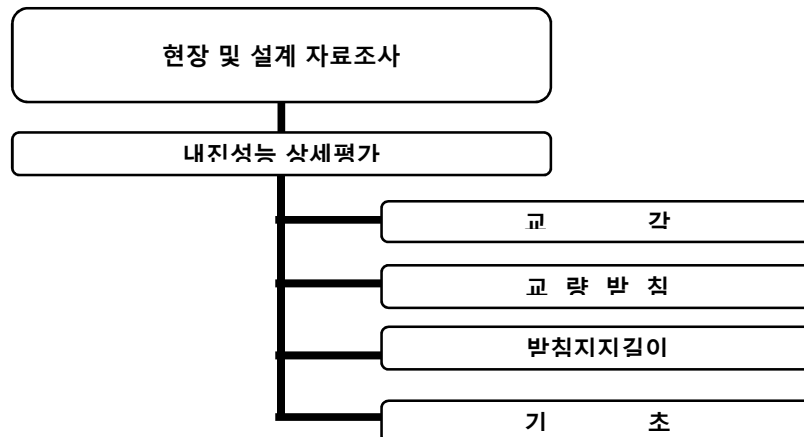
1) 내진성능상세평가 방법

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)

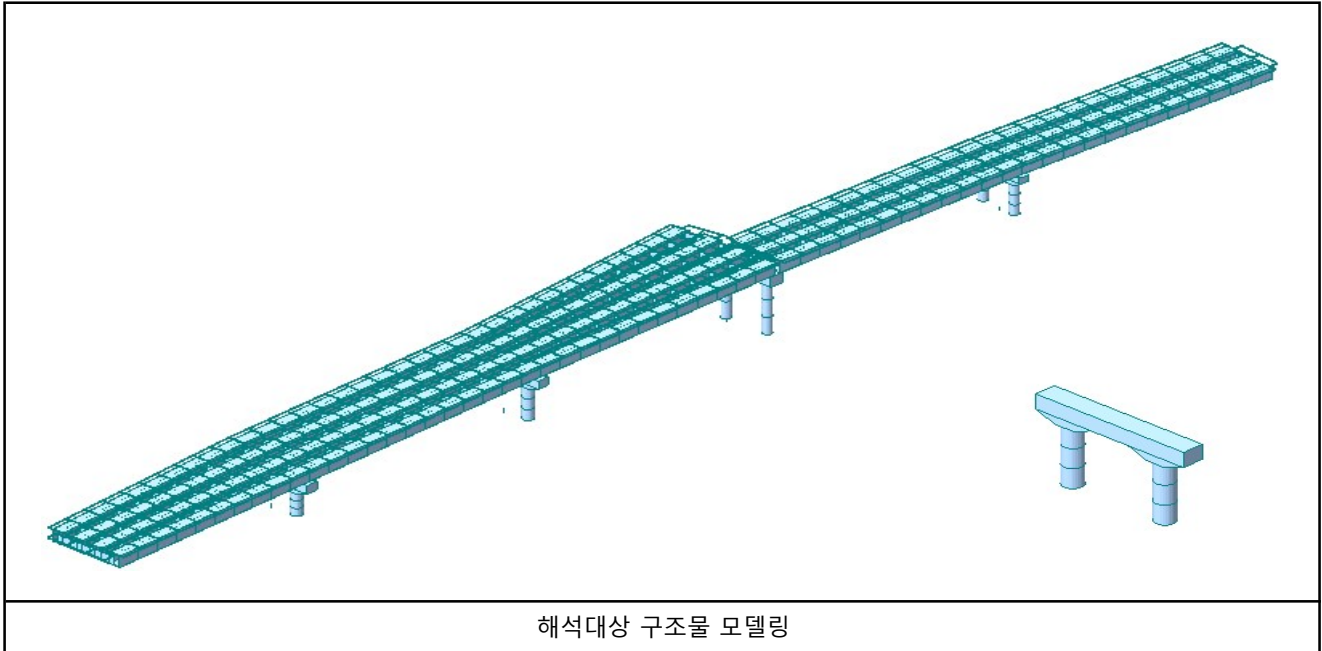
교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2020)

기타 국토교통부 또는 "발주처"가 제정한 관련 지침 및 시방서

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : STB
- 적용 받침 : 포트받침



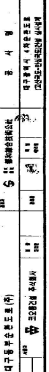
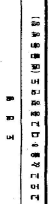
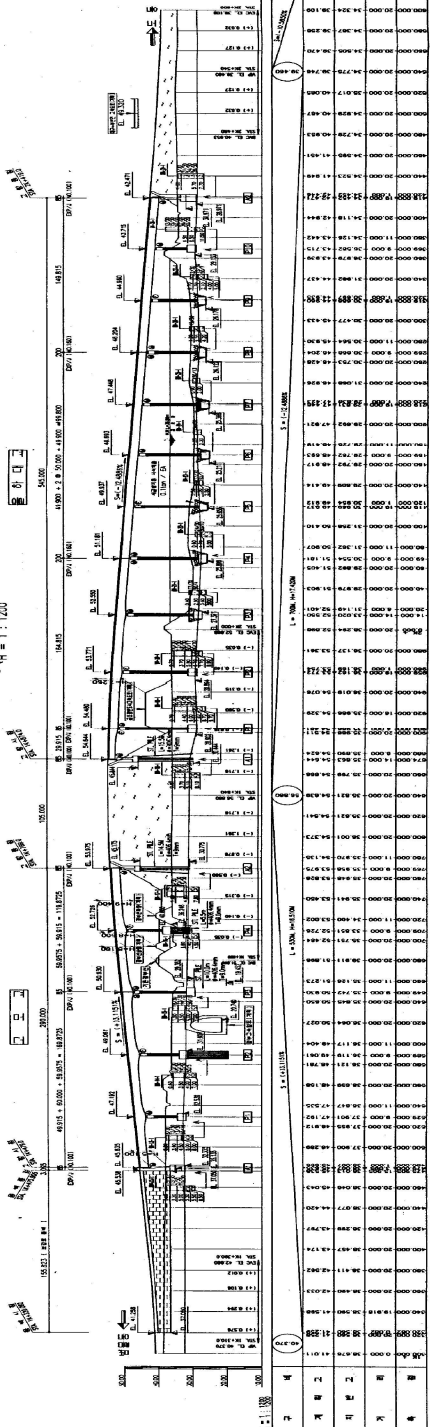
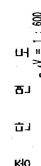
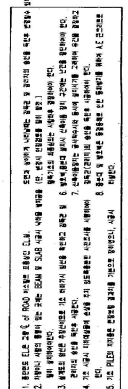
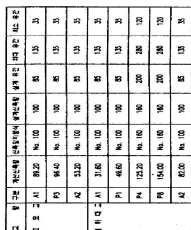
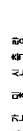
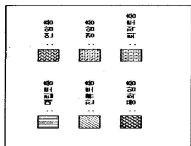
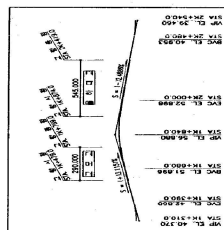
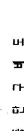
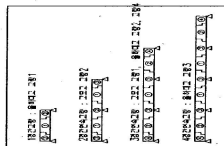
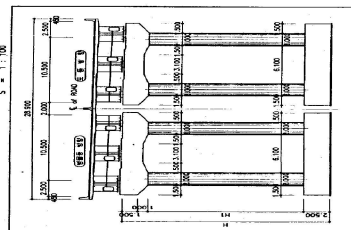
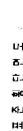
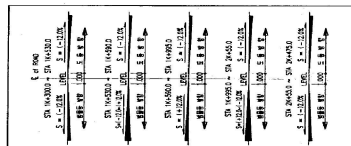
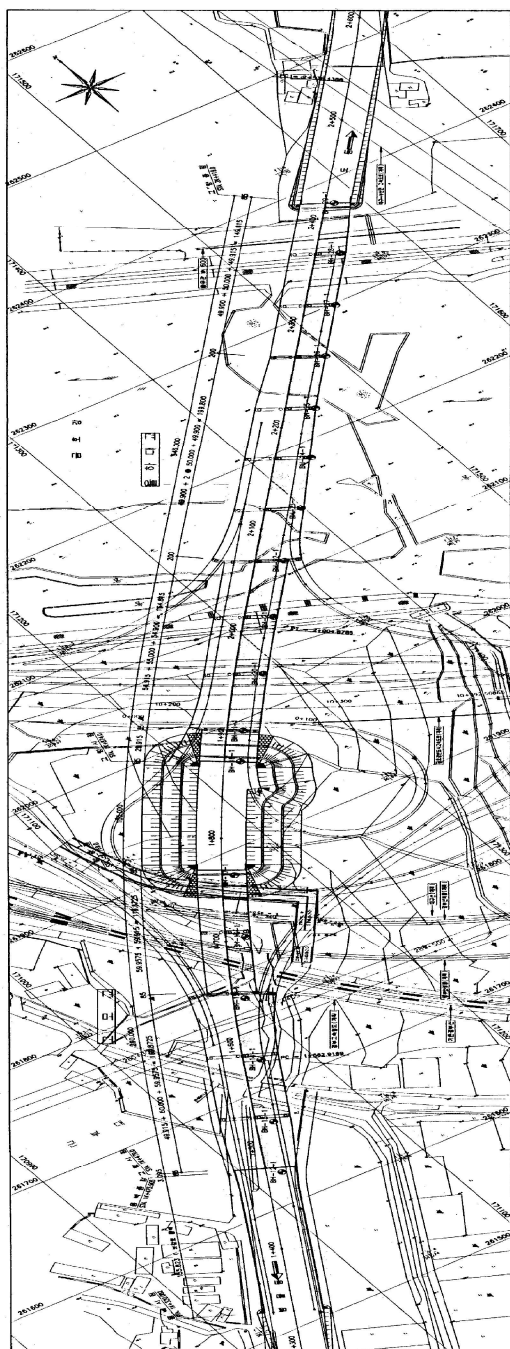
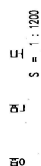
2.2 하중산정 조건

-구조계산서 반력집계

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

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

2.3 설계도면 자료



4
 5
 6
 7

강도 설계법

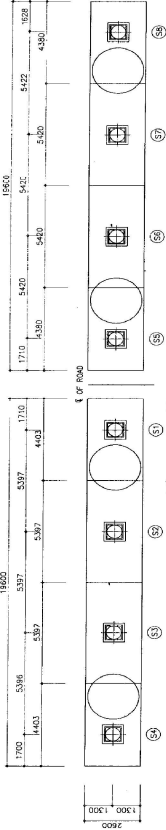
BEARING TABLE

구분	A	B	MR	a	b	c	d
S1	830	235	1500	71	261	234	616
S2	860	210	1500	71	214	175	510
S3	830	235	1500	71	261	128	510
S4	830	235	1500	71	261	233	617
S5	830	235	1500	71	261	214	596
S6	860	210	1500	71	214	154	489
S7	830	235	1500	71	261	107	469
S8	830	235	1500	71	261	213	595

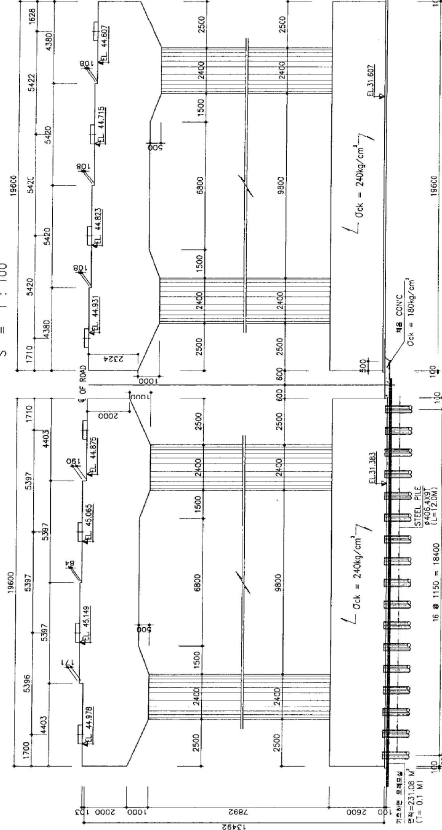
교각 일 반 도 (P2)

(양 방 향)

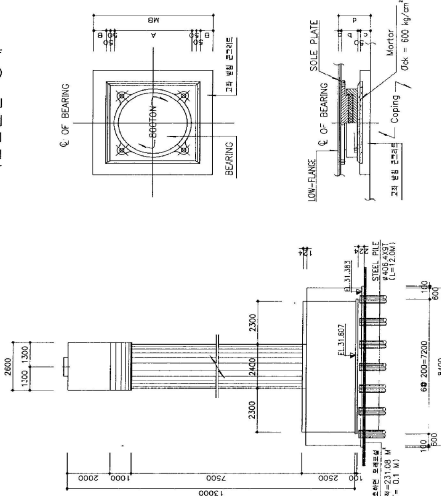
평 면 도 S = 1 : 100 (도통 방향)



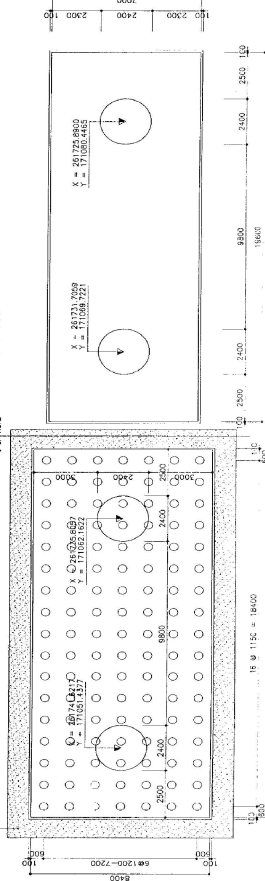
정면 도 S = 1 : 100



측면 도 S = 1 : 100 교각받침틀 상세



기 초 평 면 도 S = 1 : 100

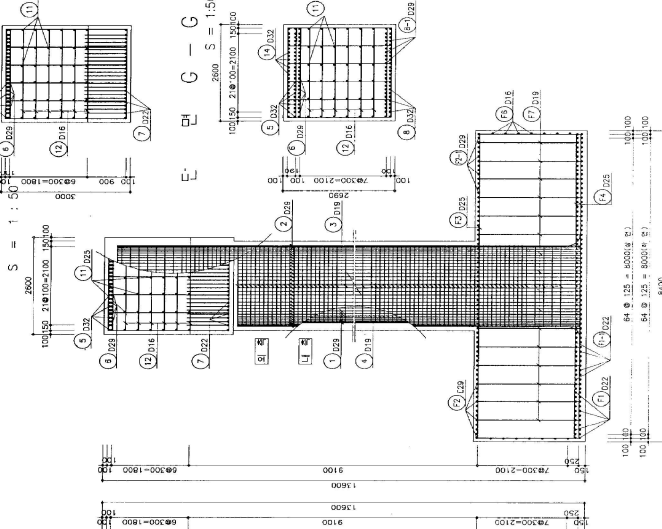
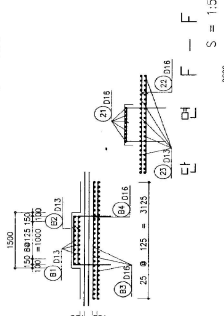
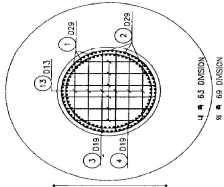


- ? NOTE
1. 본 도면의 설계는 제1차 설계에 의거하여 작성된 것으로, 실제 시공 시에는 설계도면과 현장实际情况을 고려하여 수정할 수 있다.
 2. 본 도면의 설계는 제1차 설계에 의거하여 작성된 것으로, 실제 시공 시에는 설계도면과 현장实际情况을 고려하여 수정할 수 있다.
 3. 기초 콘크리트는 자갈층에 매설하여 시공한다.
 4. 본 도면의 설계는 제1차 설계에 의거하여 작성된 것으로, 실제 시공 시에는 설계도면과 현장实际情况을 고려하여 수정할 수 있다.
 5. 본 도면의 설계는 제1차 설계에 의거하여 작성된 것으로, 실제 시공 시에는 설계도면과 현장实际情况을 고려하여 수정할 수 있다.

제1차 설계	제2차 설계	제3차 설계	제4차 설계	제5차 설계	제6차 설계	제7차 설계	제8차 설계	제9차 설계	제10차 설계
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설
대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설	대우건설

강도 설계법

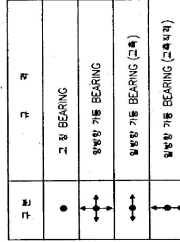
단면 A-A 상 $S = 1:50$ "A" 상 $S = 1:50$ "B" 상 $S = 1:50$



두아비증

986

한글

五ノ入ノ
三ノ四ノ
二ノ一ノ

BEARING 鋼球 미 정육

Case	A1	P1	P2	P3	P3	P4	A2
G1	300 TON (300 TON)	700 TON (300 TON)	800 TON (140 TON)	400 TON (300 TON)	300 TON (120 TON)	700 TON (120 TON)	300 TON (300 TON)
G2	300 TON (150 TON)	700 TON (300 TON)	800 TON (400 TON)	400 TON (200 TON)	300 TON (150 TON)	700 TON (410 TON)	300 TON (150 TON)
G3	300 TON (300 TON)	700 TON (300 TON)	800 TON (300 TON)	400 TON (300 TON)	300 TON (300 TON)	700 TON (120 TON)	300 TON (300 TON)
G4	300 TON (300 TON)	700 TON (300 TON)	800 TON (140 TON)	400 TON (140 TON)			

• NOTE : 1 ()의 각 2로 사용 REARING 의 수컷과 암컷

구분	A1		P1		P2		P3		P3		P4		A2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
G1	261638.5415	171012.0876	261682.0154	171035.6741	261734.8570	171063.9115	261786.6698	171093.1285	261787.6821	171093.7258	261838.4923	171124.6681	261868.2086	171157.2440
G2	261640.7253	171008.0281	261684.5722	171030.7211	261737.4299	171059.1672	261790.2226	171087.5684	261790.1425	171098.5481	261841.0806	171120.5724	261890.9320	171153.2388
G3	261642.9888	171003.9590	261687.1290	171035.6682	261740.0207	171054.4230	261793.5120	171085.8771	261792.5928	171095.3665	261843.6689	171116.6767	261893.6553	171149.2317
G4	261645.0474	170999.9062	261688.6853	171021.2161	261742.5751	171046.6796	261795.7358	171074.2140						

BEARING CAPACITY

구분	A1		P1			P2			P3			P4			A2
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
G1	281636.3528	171016.1563	281679.8267	171039.5427	281732.6546	171067.9727	281784.3333	171097.1121	281795.3555	171097.7114	281836.0242	171128.2735	281865.6117	171161.0671	
C2	281636.1890	171020.2158	281677.8267	171044.9557	281730.0708	171072.7372	281780.7833	171103.1674	281792.9502	171101.8911	281833.4359	171132.6933	281882.3884	171165.0742	
G3	281633.3854	171024.2749	281674.7131	171049.9488	281727.4869	171077.5917	281776.5560	171109.0385	281790.4548	171106.0708	281830.8476	171138.7950	281880.1650	171169.0814	
G4	281630.9890	171028.3377	281672.1567	171053.8006	281724.9024	171082.2795	281772.2785	171114.2760							

[illegible]

도치대침받

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	1335.6	3000	O.K	-	-
	2	1319.3	3000	O.K	-	-
	3	1311.4	3000	O.K	1500.0	-
	4	1297.4	3000	O.K	-	-
P1	1	3920.3	7000	O.K	-	-
	2	4153.2	7000	O.K	-	-
	3	4165.7	7000	O.K	3000.0	-
	4	4081.6	7000	O.K	-	-
P2	1	4908.9	8000	O.K	1400.0	-
	2	4584.6	8000	O.K	3000.0	-
	3	4542.8	8000	O.K	4000.0	-
	4	4655.6	8000	O.K	1400.0	-
P3 - L	1	1976.0	4000	O.K	-	-
	2	1093.2	4000	O.K	-	-
	3	1663.1	4000	O.K	2000.0	-
	4	1763.6	4000	O.K	-	-
P3 - R	1	915.4	3000	O.K	-	-
	2	979.9	3000	O.K	1500.0	-
	3	1057.4	3000	O.K	-	-
P4	1	2910.3	7000	O.K	1250.0	-
	2	3254.7	7000	O.K	4130.0	-
	3	3629.9	7000	O.K	1250.0	-
A2	1	907.2	3000	O.K	-	-
	2	978.6	3000	O.K	1500.0	-
	3	1063.4	3000	O.K	-	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	9829.96	10459.49	
P2	1	11074.51	11949.81	
P3	1	6090.44	7053.20	
P4	1	6033.40	6603.36	

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

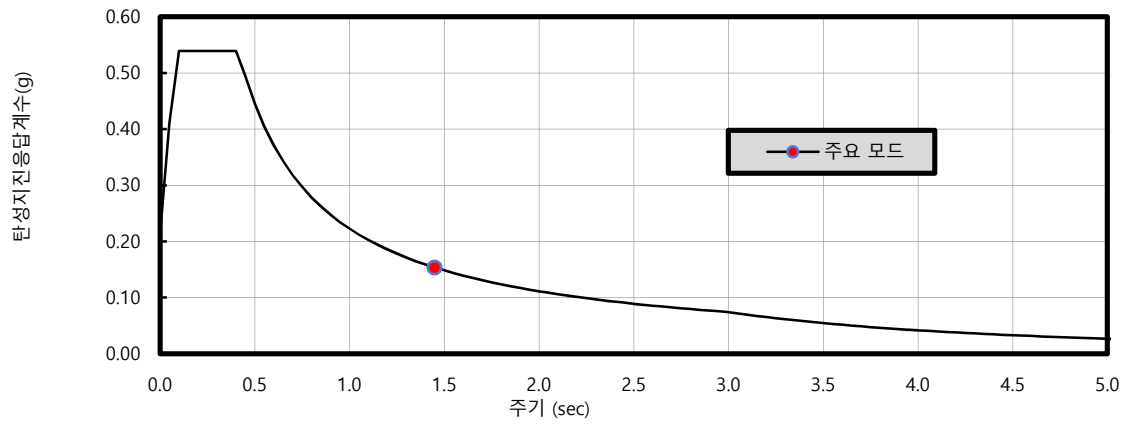
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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

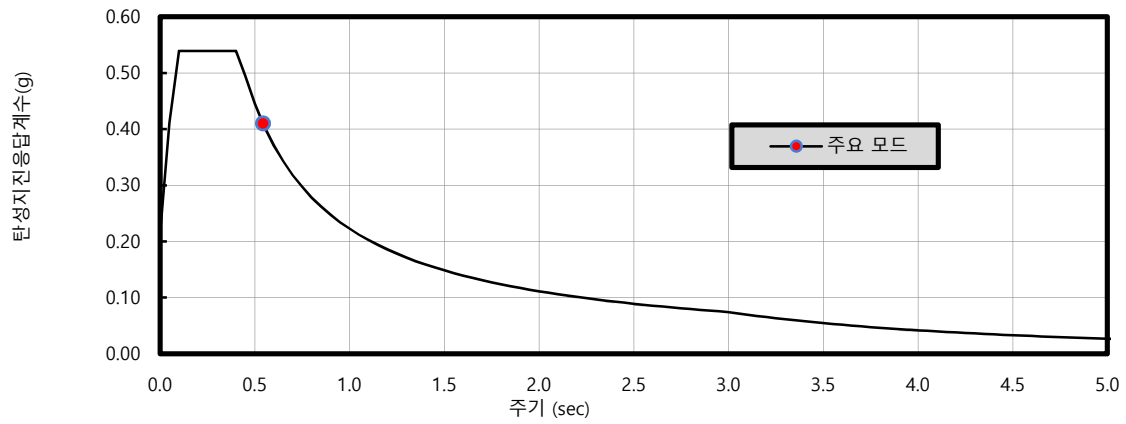
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



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

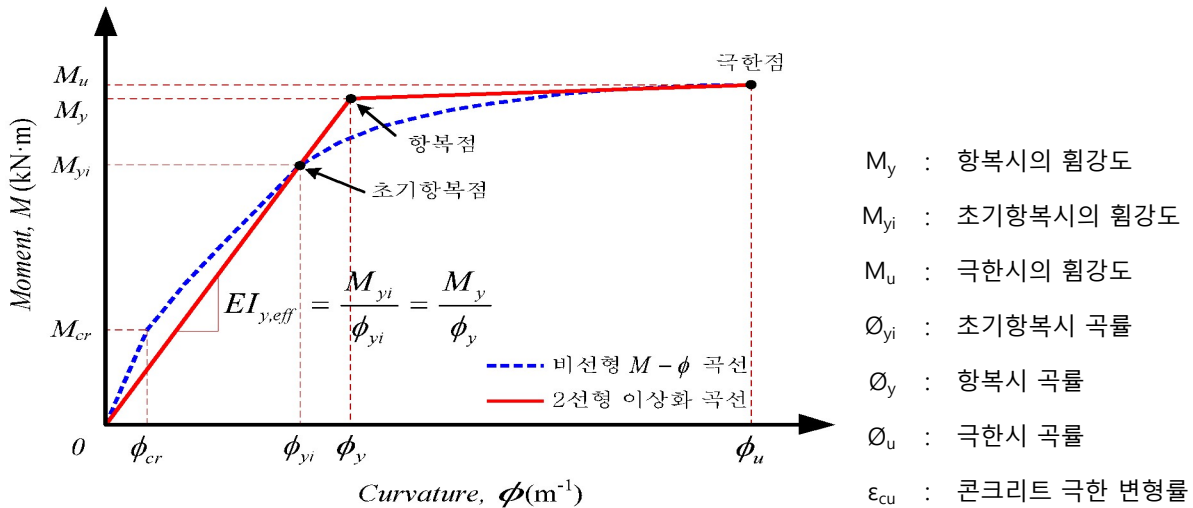
5. 유효강성 산정

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 $l_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$			
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002			
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007		1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	0.00278-0.00052B/H		1.8-0.2B/H
일반	$B/H \leq 1.5$	0.002			1.500				
교직방향			0.002						

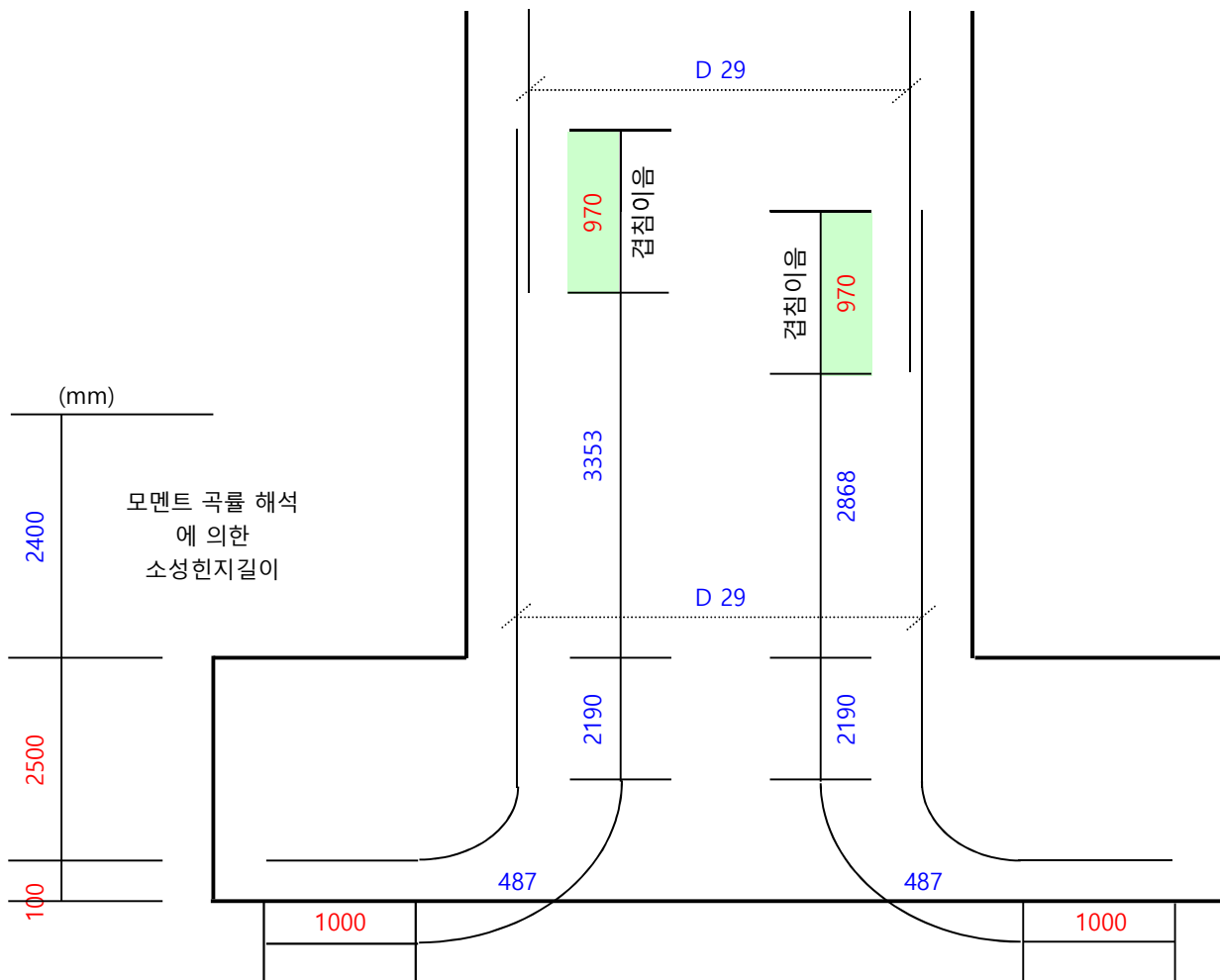
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.885	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	$H / 6$	=	0.946	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.400	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.418	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	$H / 6$	=	0.946	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.400	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없으므로 0% 적용.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

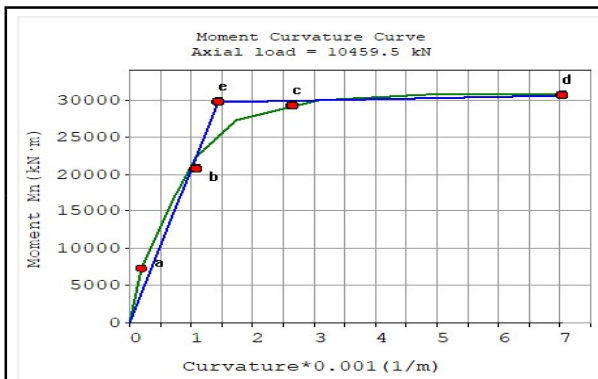
초기항복시	모멘트(M_y^L)	20,673	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001085	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	29,718	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001439	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	30,612	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.007031	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

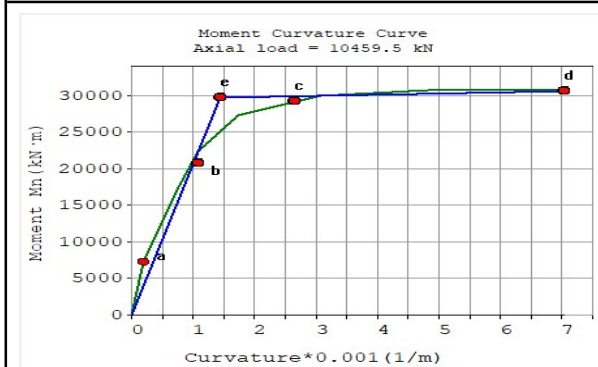
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,666	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001084	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,716	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001439	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,608	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007030	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

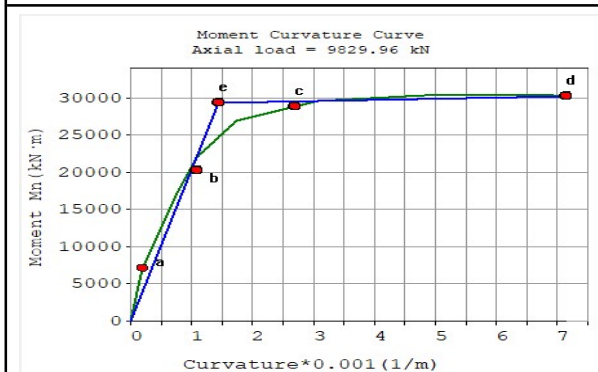
초기항복시	모멘트(M_y^T)	20,285	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001076	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	29,358	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001435	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	30,237	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.007141	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

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

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,718}{0.00143941 \times 25,811,006} = 0.800$$

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

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

2) 교직방향

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

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{29,716}{0.00143909 \times 25,811,006} = 0.800$$

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

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

3) 유효강성 산정

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

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

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

이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.2 교각2

1) 교축방향

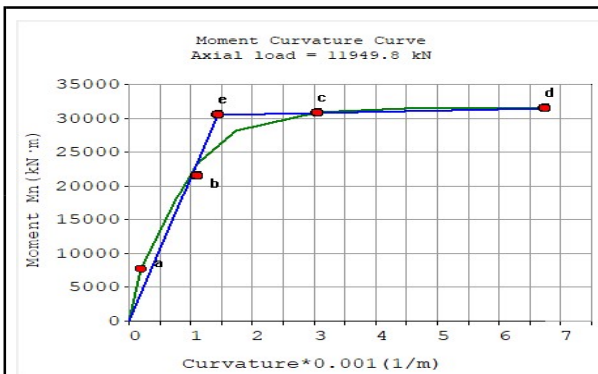
초기항복시	모멘트(M_y^L)	21,561	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001104	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	30,531	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001447	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	31,484	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.006734	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

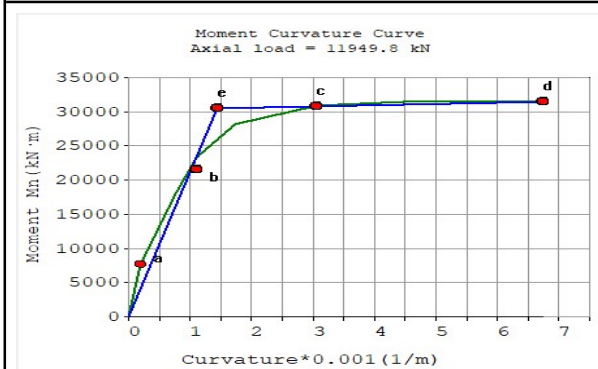
초기항복시	모멘트(M_y^T)	21,555	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001104	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	30,535	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001447	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	31,493	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.006732	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

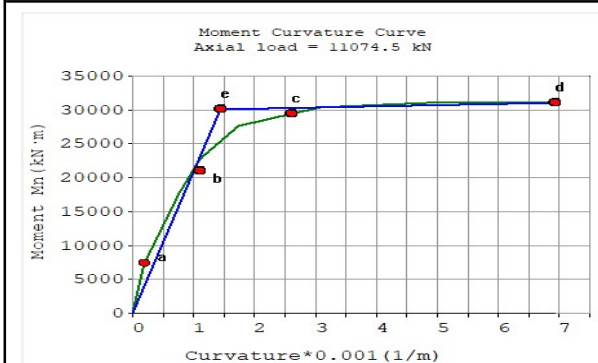
초기항복시	모멘트(M_y^T)	21,034	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001092	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	30,067	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001443	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	31,023	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.006938	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.817 / 1.629 = 0.502$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{30,531}{0.00144719 \times 25,811,006} = 0.817$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.817 / 1.629 = 0.502$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{30,535}{0.00144713 \times 25,811,006} = 0.817$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.502 \times 1.629 = 0.817 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.502 \times 1.629 = 0.817 \text{ m}^4$$

- 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

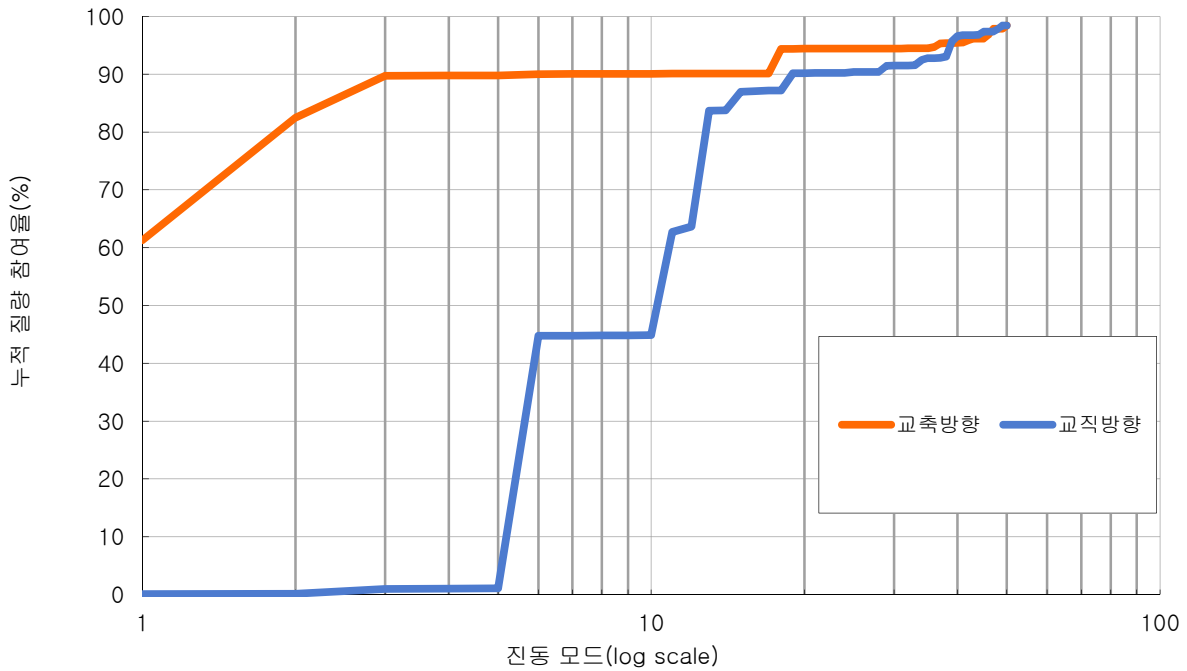
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.45	61.25	0.08	0.00	61.25	0.08	0.00	
2	1.11	21.25	0.04	0.00	82.50	0.11	0.00	
3	0.77	7.25	0.84	0.18	89.74	0.95	0.19	
4	0.69	0.04	0.06	2.14	89.79	1.01	2.33	
5	0.59	0.02	0.04	0.00	89.80	1.06	2.33	
6	0.54	0.24	43.70	0.00	90.05	44.75	2.33	
7	0.50	0.01	0.01	5.77	90.06	44.76	8.10	
8	0.41	0.00	0.09	0.01	90.06	44.85	8.11	
9	0.39	0.01	0.00	14.90	90.07	44.85	23.01	
10	0.37	0.01	0.03	35.63	90.08	44.88	58.64	
11	0.36	0.04	17.86	0.09	90.11	62.74	58.73	
12	0.33	0.00	0.93	0.00	90.11	63.66	58.73	
13	0.32	0.01	20.03	0.00	90.12	83.69	58.73	
14	0.27	0.00	0.05	0.00	90.12	83.74	58.73	
15	0.24	0.02	3.26	0.00	90.14	87.00	58.73	
16	0.23	0.00	0.10	0.00	90.14	87.10	58.73	
17	0.22	0.00	0.11	0.01	90.14	87.21	58.74	
18	0.21	4.26	0.00	0.00	94.40	87.22	58.74	
19	0.19	0.00	2.99	0.00	94.41	90.21	58.74	
20	0.18	0.03	0.00	0.48	94.43	90.21	59.22	
21	0.16	0.00	0.01	0.13	94.44	90.22	59.34	
22	0.16	0.00	0.05	0.02	94.44	90.27	59.36	
23	0.15	0.01	0.00	0.00	94.46	90.27	59.36	
24	0.15	0.00	0.00	0.00	94.46	90.27	59.36	
25	0.14	0.00	0.15	0.00	94.46	90.42	59.36	
26	0.14	0.00	0.00	0.00	94.46	90.42	59.36	
27	0.13	0.00	0.00	0.34	94.46	90.42	59.70	
28	0.12	0.00	0.00	0.37	94.46	90.43	60.08	
29	0.12	0.00	1.04	0.00	94.46	91.47	60.08	
30	0.12	0.02	0.06	0.00	94.48	91.52	60.08	
31	0.11	0.00	0.01	0.02	94.48	91.53	60.10	
32	0.10	0.02	0.00	0.01	94.50	91.54	60.11	
33	0.10	0.01	0.05	0.24	94.51	91.59	60.35	
34	0.10	0.00	0.86	0.02	94.51	92.44	60.37	
35	0.09	0.02	0.34	0.01	94.53	92.79	60.38	
36	0.09	0.22	0.01	2.19	94.75	92.79	62.57	
37	0.08	0.61	0.05	1.63	95.36	92.85	64.20	
38	0.08	0.01	0.25	0.25	95.37	93.09	64.45	
39	0.07	0.00	2.63	0.00	95.37	95.73	64.45	
40	0.07	0.07	0.88	0.10	95.44	96.61	64.55	
41	0.07	0.09	0.19	0.26	95.52	96.80	64.81	
42	0.06	0.36	0.00	0.03	95.89	96.80	64.85	
43	0.05	0.29	0.00	0.01	96.18	96.80	64.86	
44	0.05	0.00	0.06	0.00	96.18	96.85	64.86	
45	0.04	0.00	0.55	0.00	96.19	97.40	64.86	
46	0.03	0.62	0.00	0.06	96.81	97.41	64.92	
47	0.02	1.07	0.00	0.02	97.88	97.41	64.94	
48	0.02	0.00	0.41	0.00	97.88	97.82	64.94	
49	0.01	0.03	0.62	0.00	97.91	98.44	64.94	
50	0.01	0.56	0.03	0.00	98.47	98.47	64.95	

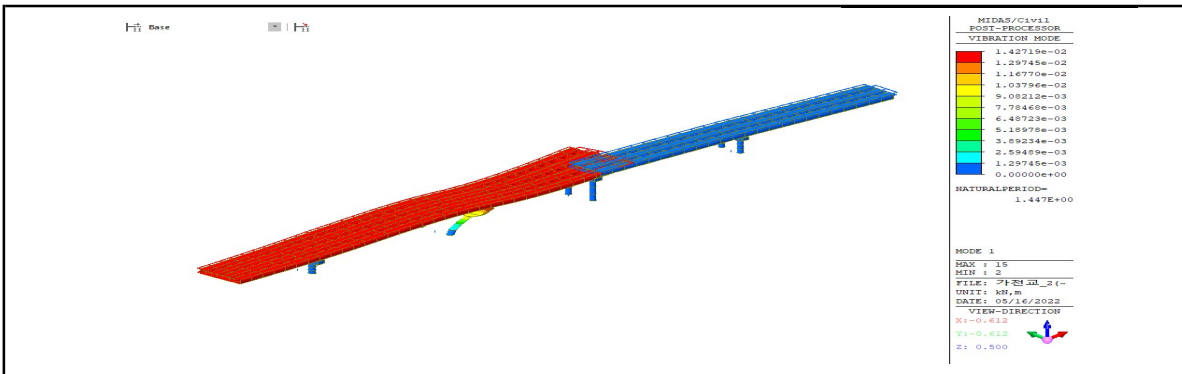
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



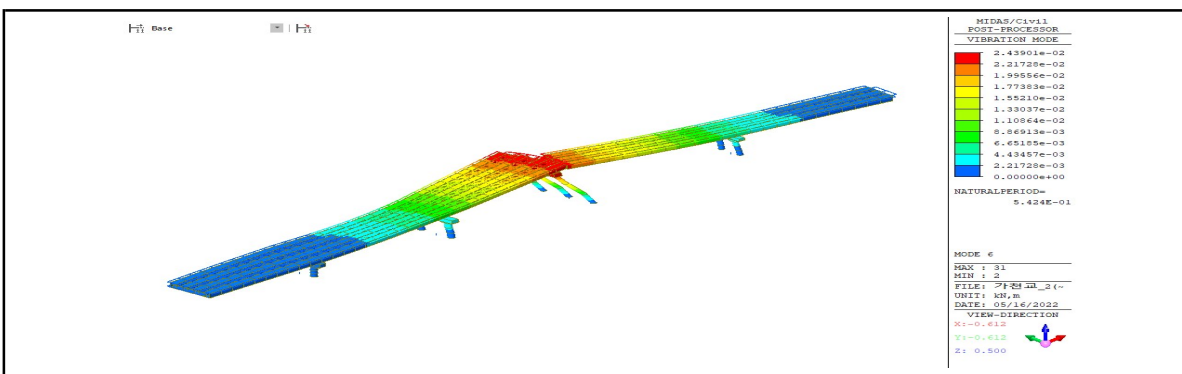
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.4475 sec) - 1 Mode (A = 0.1538 g)



○ 교축직각방향 (T = 0.5424 sec) - 6 Mode (A = 0.4106 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	81.16	0	0	2.82	0	0
P1	81.56	944	6856	2.94	132	381
P2	78.90	3861	41645	3.10	284	1137
P3	81.28	565	6739	6.69	177	1180
P4	61.55	1756	17047	2.69	188	712
A2	63.17	0	0	4.38	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	7.60	890	1665	0.28	131	364
P2	77.08	3843	11280	2.77	281	1096
P3	49.36	497	316	4.95	162	1015
P4	60.47	1739	4226	2.39	187	676
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	3.51	0	0	3.18	0	0
P1	3.54	32	226	11.92	3409	9852
P2	4.62	896	3893	18.92	3988	15939
P3	8.09	365	3353	44.42	2308	14235
P4	3.51	304	1340	16.93	2571	9670
A2	3.50	0	0	2.73	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	0.25	30	62	3.28	3378	9423
P2	3.93	886	3441	9.08	3931	15344
P3	21.37	323	1270	40.28	2121	13617
P4	3.16	299	1073	11.10	2505	9146
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력	교축방향		하단 축력	교축방향	
		교각하단	교각상단		교각하단	교각상단
	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	9,830	0	1	10,459	3	5
P2	11,075	12	55	11,950	10	33
P3	6,090	0	502	7,053	6	33
P4	6,033	5	23	6,603	4	28
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	3	11
P2	0.05	12	53	0.01	10	43
P3	5.98	0	506	0.54	6	89
P4	0.05	5	22	0.08	4	2
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)	9,830.0		9,830.0	
하단축력(kN)	10,459.5		10,459.5	
상단변위(mm)	7.6	0.3	0.2	3.3
상단전단력(kN)	889.7	130.6	29.6	3,378.2
하단전단력(kN)	943.6	132.4	32.4	3,409.2
상단모멘트(kN·m)	1,664.6	364.2	61.6	9,423.2
하단모멘트(kN·m)	6,856.2	381.2	225.8	9,852.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,830.0		9,830.0	
하단축력(kN)	10,459.5		10,459.5	
상단변위(mm)	7.7	1.3	2.5	3.4
상단전단력(kN)	898.6	1,144.1	296.5	3,417.4
하단전단력(kN)	953.3	1,155.1	315.5	3,448.9
상단모멘트(kN·m)	1,683.0	3,191.2	560.9	9,532.5
하단모멘트(kN·m)	6,924.0	3,336.9	2,282.6	9,966.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	9,830.0		9,830.0	
하단축력(kN)	10,459.5		10,459.5	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.0	2.8	0.0	2.8
하단전단력(kN)	0.0	2.8	0.0	2.8
상단모멘트(kN·m)	1.3	11.2	1.3	11.2
하단모멘트(kN·m)	1.3	4.7	1.3	4.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,830.0	9,830.0	P
하단축력(kN)	10,459.5	10,459.5	P _{bot}
상단변위(mm)	7.7	3.4	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	898.6	3,420.1	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	953.3	3,451.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,684.3	9,543.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	6,925.2	9,971.1	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,074.5		11,074.5	
하단축력(kN)	11,949.8		11,949.8	
상단변위(mm)	77.1	2.8	3.9	9.1
상단전단력(kN)	3,842.6	281.4	885.6	3,931.3
하단전단력(kN)	3,860.7	284.2	896.3	3,988.4
상단모멘트(kN·m)	11,279.8	1,096.3	3,440.7	15,344.0
하단모멘트(kN·m)	41,644.5	1,136.7	3,892.7	15,938.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,074.5		11,074.5	
하단축력(kN)	11,949.8		11,949.8	
상단변위(mm)	78.3	5.5	27.1	9.9
상단전단력(kN)	4,108.2	1,460.8	2,038.4	4,015.7
하단전단력(kN)	4,129.6	1,480.7	2,054.5	4,073.6
상단모멘트(kN·m)	12,312.0	5,699.5	6,824.6	15,672.9
하단모멘트(kN·m)	42,812.3	5,918.3	16,386.1	16,279.7

3) 하중경우별 해석결과 (교정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	11,074.5		11,074.5	
하단축력(kN)	11,949.8		11,949.8	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	12.3	9.7	12.3	9.7
하단전단력(kN)	12.3	9.7	12.3	9.7
상단모멘트(kN·m)	53.0	43.3	53.0	43.3
하단모멘트(kN·m)	54.6	33.4	54.6	33.4

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	11,074.5	11,074.5	P
하단축력(kN)	11,949.8	11,949.8	Pbot
상단변위(mm)	78.3	9.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	4,120.5	4,025.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	4,141.8	4,083.4	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	12,365.0	15,716.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	42,867.0	16,313.2	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,090.4		6,090.4	
하단축력(kN)	7,053.2		7,053.2	
상단변위(mm)	49.4	4.9	21.4	40.3
상단전단력(kN)	496.5	162.5	322.7	2,120.8
하단전단력(kN)	565.0	176.6	364.6	2,307.7
상단모멘트(kN·m)	315.8	1,015.4	1,270.4	13,617.4
하단모멘트(kN·m)	6,739.2	1,180.5	3,353.4	14,235.4

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,090.4		6,090.4	
하단축력(kN)	7,053.2		7,053.2	
상단변위(mm)	55.8	17.0	36.2	41.8
상단전단력(kN)	593.3	798.7	471.7	2,169.6
하단전단력(kN)	674.3	868.9	534.0	2,360.7
상단모멘트(kN·m)	696.9	5,100.6	1,365.2	13,922.0
하단모멘트(kN·m)	7,745.2	5,451.1	5,375.2	14,589.6

3) 하중경우별 해석결과 (교정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,090.4		6,090.4	
하단축력(kN)	7,053.2		7,053.2	
상단변위(mm)	6.0	0.5	6.0	0.5
상단전단력(kN)	0.4	5.6	0.4	5.6
하단전단력(kN)	0.4	5.6	0.4	5.6
상단모멘트(kN·m)	506.0	88.8	506.0	88.8
하단모멘트(kN·m)	501.7	33.4	501.7	33.4

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,090.4	6,090.4	P
하단축력(kN)	7,053.2	7,053.2	Pbot
상단변위(mm)	61.7	42.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	593.7	2,175.1	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	674.7	2,366.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,871.2	14,010.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,246.9	14,622.9	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,033.4		6,033.4	
하단축력(kN)	6,603.4		6,603.4	
상단변위(mm)	60.5	2.4	3.2	11.1
상단전단력(kN)	1,739.4	186.6	299.3	2,504.6
하단전단력(kN)	1,755.7	188.5	303.7	2,570.9
상단모멘트(kN·m)	4,225.8	676.3	1,072.5	9,146.3
하단모멘트(kN·m)	17,047.0	712.1	1,340.5	9,669.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,033.4		6,033.4	
하단축력(kN)	6,603.4		6,603.4	
상단변위(mm)	61.4	5.7	21.3	11.8
상단전단력(kN)	1,829.2	938.0	821.1	2,560.6
하단전단력(kN)	1,846.8	959.7	830.4	2,627.4
상단모멘트(kN·m)	4,547.6	3,420.2	2,340.3	9,349.2
하단모멘트(kN·m)	17,449.1	3,613.0	6,454.5	9,883.4

3) 하중경우별 해석결과 (교정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	6,033.4		6,033.4	
하단축력(kN)	6,603.4		6,603.4	
상단변위(mm)	0.0	0.1	0.0	0.1
상단전단력(kN)	5.1	4.1	5.1	4.1
하단전단력(kN)	5.1	4.1	5.1	4.1
상단모멘트(kN·m)	22.0	2.4	22.0	2.4
하단모멘트(kN·m)	23.1	27.8	23.1	27.8

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	6,033.4	6,033.4	P
하단축력(kN)	6,603.4	6,603.4	Pbot
상단변위(mm)	61.5	11.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,834.2	2,564.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,851.8	2,631.5	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,569.5	9,351.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,472.2	9,911.2	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	10459.5	953.3	6925.2
	교직	10459.5	3451.7	9971.1
P2	교축	11949.8	4141.8	42867.0
	교직	11949.8	4083.4	16313.2
P3	교축	7053.2	674.7	8246.9
	교직	7053.2	2366.2	14622.9
P4	교축	6603.4	1851.8	17472.2
	교직	6603.4	2631.5	9911.2

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	2248
P1	0	6423
P2	2050	7416
P3	0	3007
P4	1205	4556
A2	0	1906

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	0	2248
P1	0	6423
P2	7899	7416
P3	0	4726
P4	3447	4556
A2	0	1906

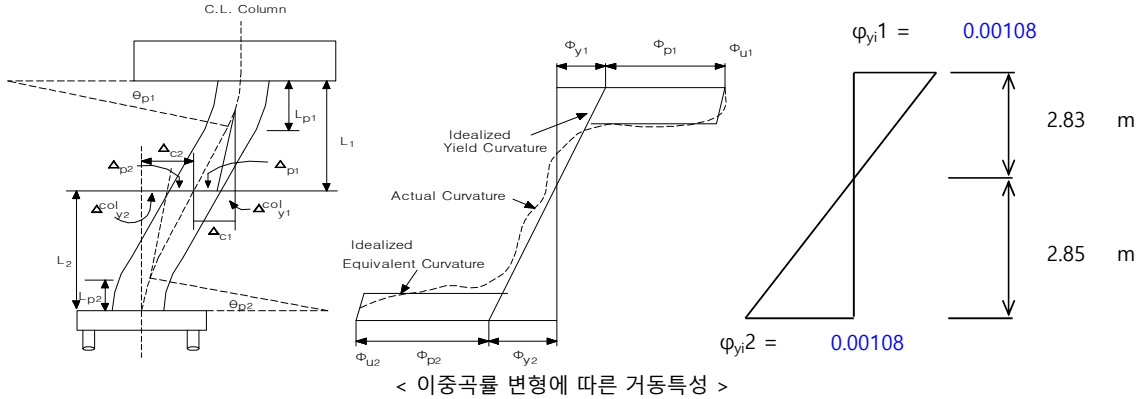
9. 교각부 평가

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)	5.676	5.676	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	8.676	2.838	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.447	0.542	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 5.676 \times 0.00108 / (0.00108 + 0.00108) = 2.83 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 5.676 \times 0.00108 / (0.00108 + 0.00108) = 2.85 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 29,718 / 8.676 = 3,425.323 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 30,612 / 8.676 = 3,528.366 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,716 / 2.849 = 10,430.256 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,608 / 2.849 = 10,743.419 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 29,358 / 2.827 = 10,384.683 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 30,237 / 2.827 = 10,695.755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{8.676^2}{3} = 0.0361 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.676 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.883 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00703 - 0.00144) \times 0.883 = 0.0049 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{30,612}{29,718} - 1 \right) \times 0.03612 + 0.00494 \times \left(8.676 - \frac{0.883}{2} \right) \\ &= 0.0417 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03610 + 0.04170 = 0.0778 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0778}{0.0361} = 2.154 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.154 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.154** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00144}{3} \times \frac{2.849^2}{3} = 0.0039 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 2.849 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.417 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00703 - 0.00144) \times 0.417 \\ &= 0.00230 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{30,608}{29,716} - 1 \right) \times 0.00389 + 0.00230 \times \left(2.849 - \frac{0.417}{2} \right) \\ &= 0.0062 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0039 + 0.0062 = 0.0101 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.01010}{0.00389} = 2.594 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.594 \end{aligned}$$

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)	3425	3528	10430	10743	10385	10696	

변위 Δ (m)	0.0361	0.0778	0.0039	0.0101	0.0038	0.0102	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

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

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03612 = 0.07223 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03612 = 0.18058 \text{ m}$$

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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00389 = 0.00779 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00389 = 0.01947 \text{ m}$

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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00382 = 0.00765 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00382 = 0.01912 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

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

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

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

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

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

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

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

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

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

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

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

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

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,830 \times 2,400}{8.676} = 408 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,830 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 8.676 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,830 \times 2,400}{2.849} = 1,242 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,830 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 2.849 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,830 \times 2,400}{2.827} = 1,252 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 9,830 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 2.827 \text{ m}$ ($=H_e$) (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
		=	7,750	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.07223	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	2,431	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.18058	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
		=	8,584	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00779	m	

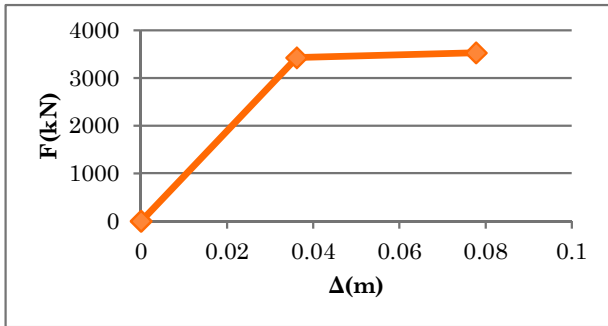
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	3,265	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01947	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

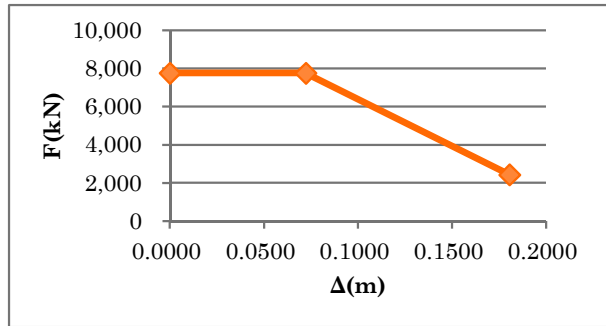
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023
		=	8,594	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00765	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023
		=	3,275	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01912	m	

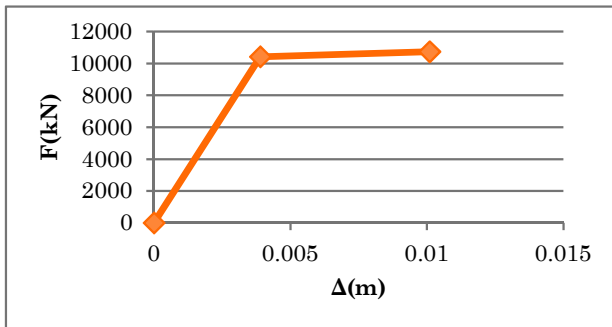
※ 힘·전단성능 곡선



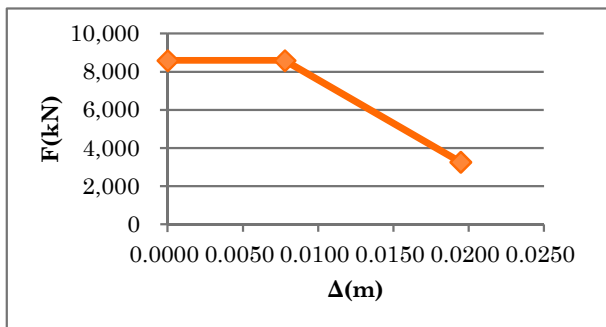
교축방향 휨성능 곡선



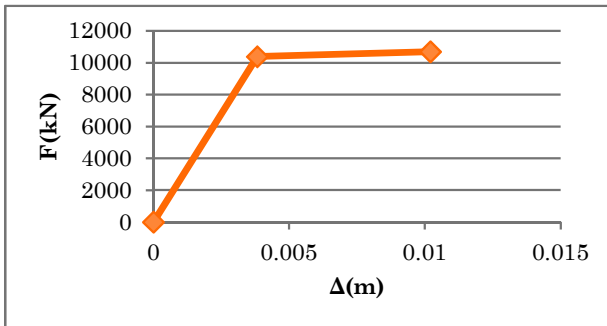
교축방향 전단성능 곡선



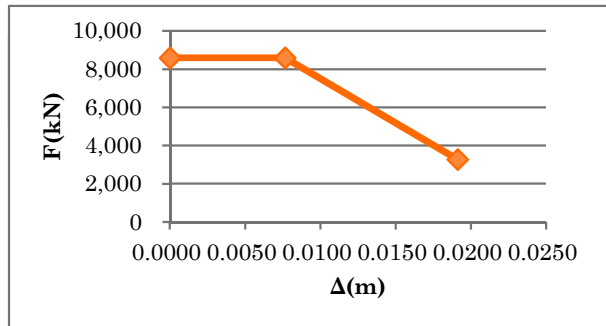
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



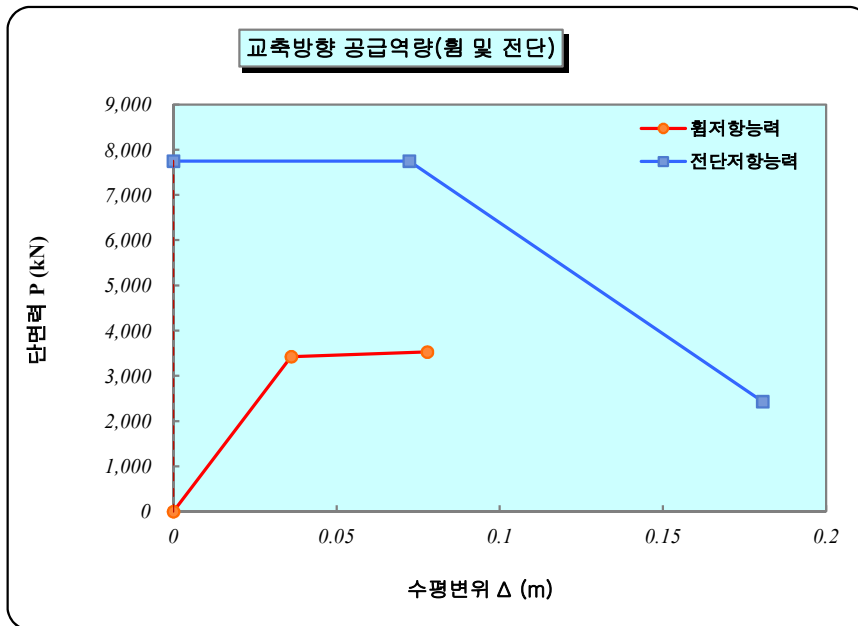
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

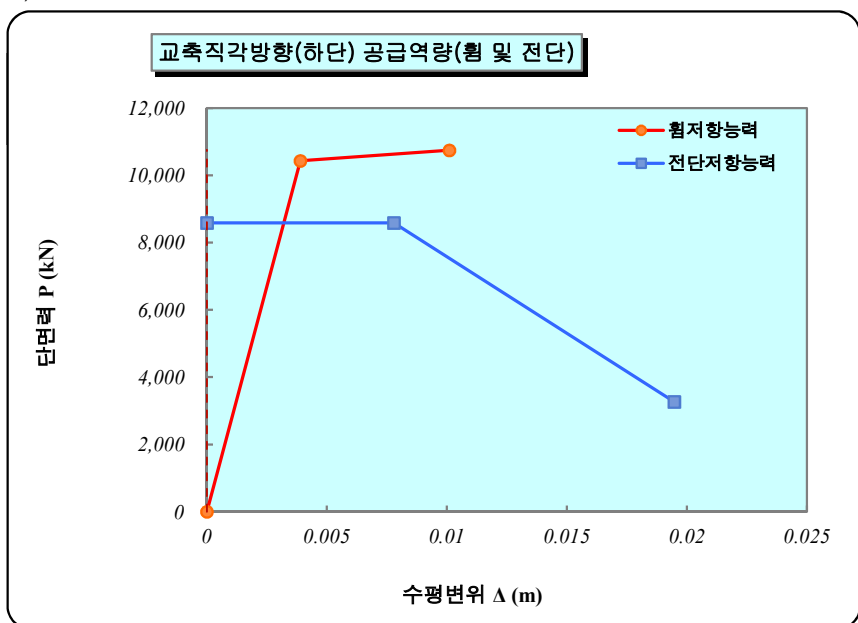
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



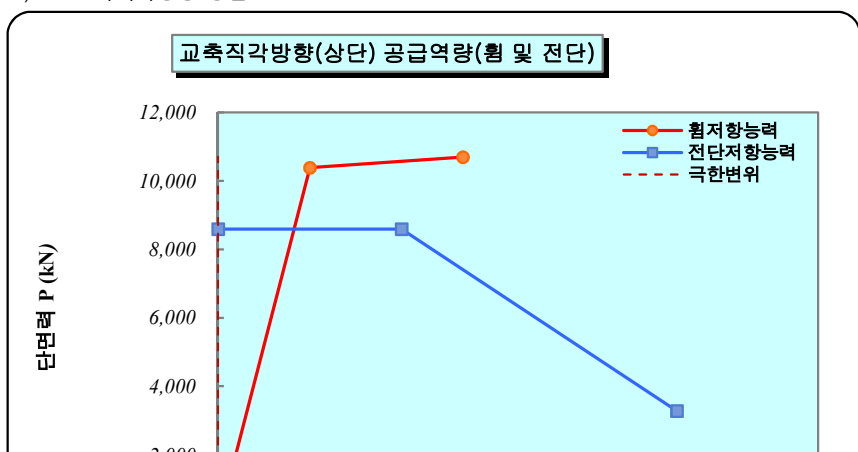
휨강도(P_f)
3,528
(kN)
전단강도(V_n)
7,750
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0361
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0778
(m)
변위연성도(μ)
2.154

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
10,743
(kN)
전단강도(V_n)
8,584
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0039
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0101
(m)
변위연성도(μ)
1.000

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
10,696
(kN)
전단강도(V_n)
8,594
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0038
(m)
극한변위 (Δ_u)
-



0.0102
(m)
변위연성도(μ)
1.000

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,925 + 9,830 \times 1.5 \times 0.00768 \\
 &= 7,038 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{7,038}{29,718} = 0.237 \rightarrow RS \ 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.4475 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 9,971 + 9,830 \times 1.5 \times 0.003 = 10,021 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{10,021}{29,716} = 0.337 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.5424 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 9,544 + 9,830 \times 1.5 \times 0.003 = 9,593 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{9,593}{29,358} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 0.5424 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.154$
- 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

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.154}{1.000} = 2.154 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.000}{1.000} = 1.000 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

!!!
!!!

∴ 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

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,750}{953} = 8.129 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(하단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,584}{3,452} = 2.487 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

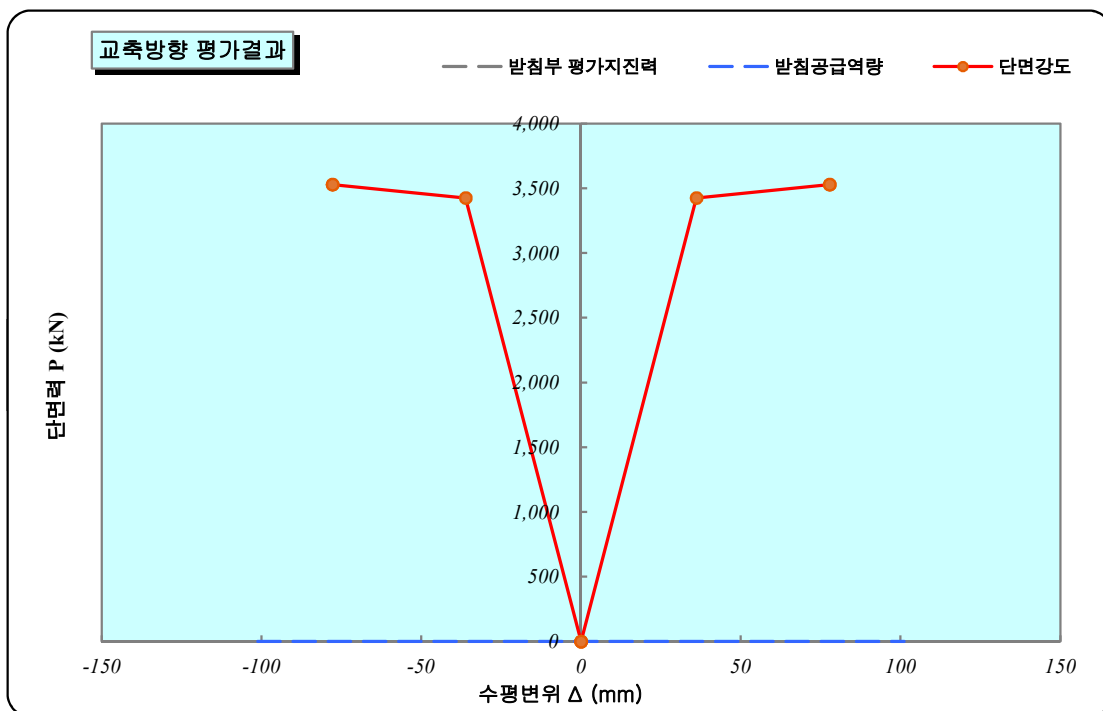
∴ 교축직각방향(상단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,594}{3,420} = 2.513 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

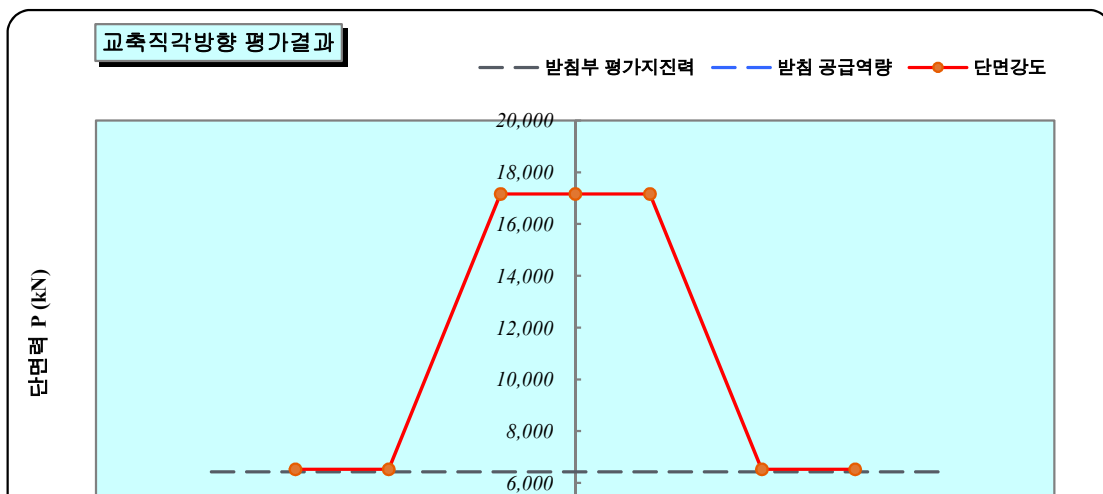
!!!

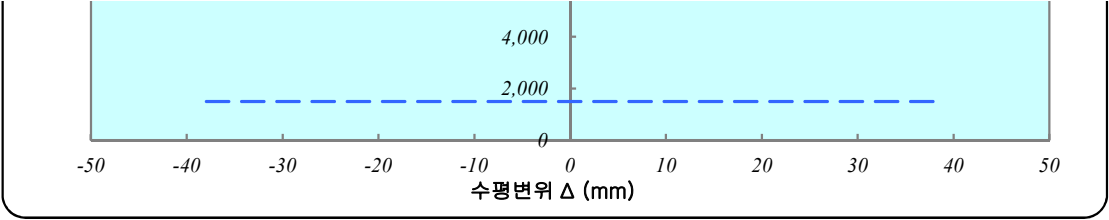
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





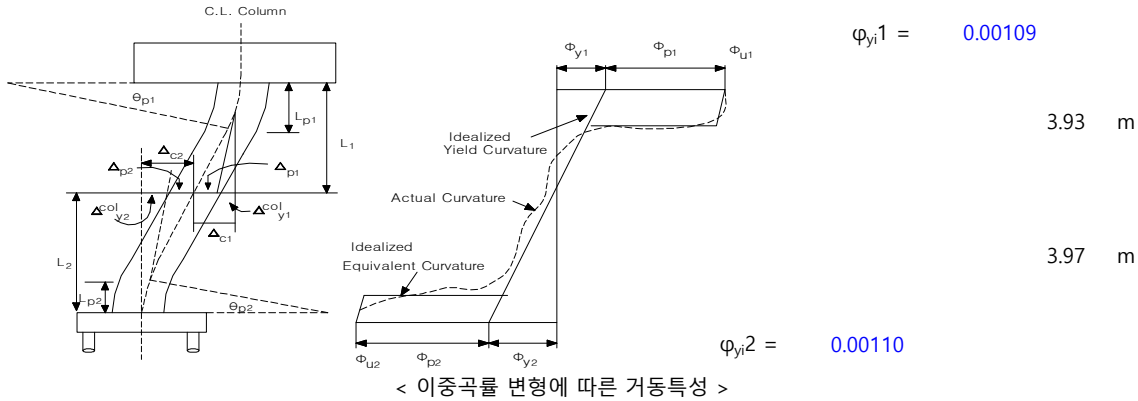
9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (캔틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
겹이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	7.892	7.892	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	10.892	3.946	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.447	0.542	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 7.892 \times 0.00109 / (0.00109 + 0.00110) = 3.93 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 7.892 \times 0.00110 / (0.00109 + 0.00110) = 3.97 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 30,531 / 10.892 = 2,803.103 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 31,484 / 10.892 = 2,890.580 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 30,535 / 3.967 = 7,697.252 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 31,493 / 3.967 = 7,938.644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 30,067 / 3.925 = 7,660.255 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 31,023 / 3.925 = 7,903.975 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00145}{3} \times \frac{10.892^2}{3} = 0.0572 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 10.892 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.060 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00673 - 0.00145) \times 1.060 = 0.0056 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{31,484}{30,531} - 1 \right) \times 0.05723 + 0.00560 \times \left(10.892 - \frac{1.060}{2} \right) \\ &= 0.0599 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05720 + 0.05990 = 0.1171 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1171}{0.0572} = 2.046 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.046 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.046** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00145}{3} \times \frac{3.967^2}{3} = 0.0076 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.967 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.506 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00673 - 0.00145) \times 0.506 \\ &= 0.00270 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{31,493}{30,535} - 1 \right) \times 0.00759 + 0.00270 \times \left(3.967 - \frac{0.506}{2} \right) \\ &= 0.0103 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0076 + 0.0103 = 0.0179 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.01790}{0.00759} = 2.358 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.358 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.358** 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)	2803	2891	7697	7939	7660	7904	

변위 Δ (m)	0.0572	0.1171	0.0076	0.0179	0.0074	0.0179	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

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

$$k = 0.295 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.05723 = 0.11446 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.05723 = 0.28615 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

$$k = 0.264 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00759 = 0.01518 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00759 = 0.03796 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

$$k = 0.258 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

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

- 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)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00741 = 0.01482 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00741 = 0.03705 \text{ m}$$

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)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,075 \times 2.400}{10.892} = 366 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,075 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 10.892 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,075 \times 2.400}{3.967} = 1,005 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,075 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 3.967 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{11,075 \times 2.400}{3.925} = 1,016 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 11,075 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 3.925 \text{ m}$ ($=H_e$) (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 + 366
		=	7,708	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.11446	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 366
		=	2,389	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.28615	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 + 1,005
		=	8,347	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01518	m	

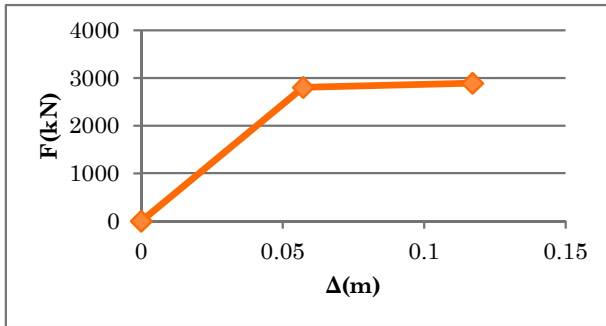
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 1,005
		=	3,028	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.03796	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

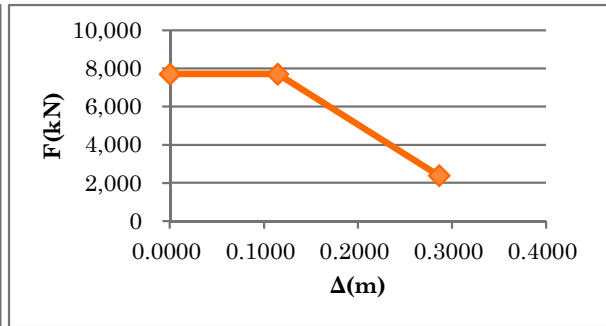
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	2,023 + 1,016
		=	8,358	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.01482	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,023 + 1,016
		=	3,039	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.03705	m	

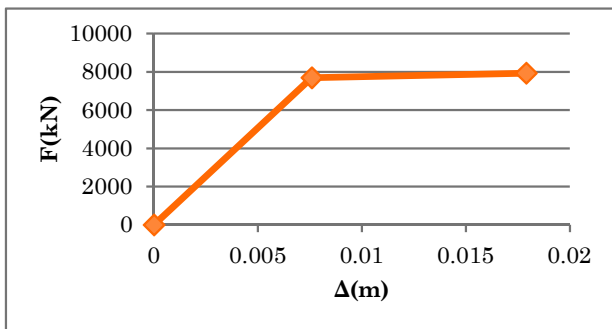
※ 힘·전단성능 곡선



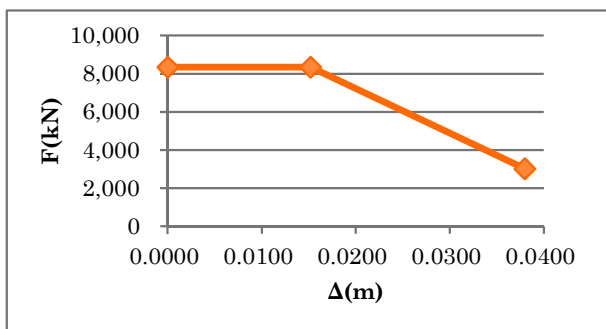
교축방향 휨성능 곡선



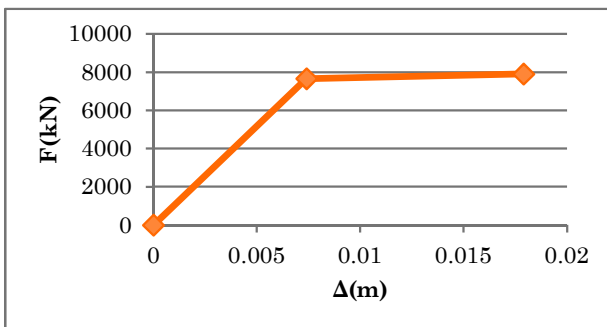
교축방향 전단성능 곡선



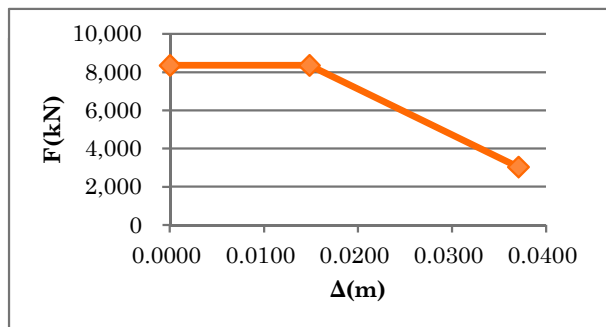
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



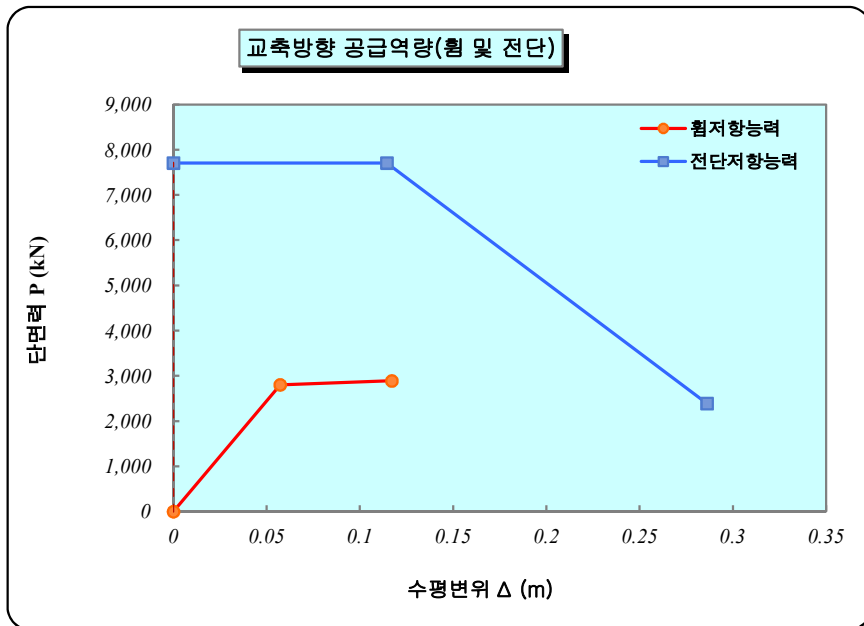
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

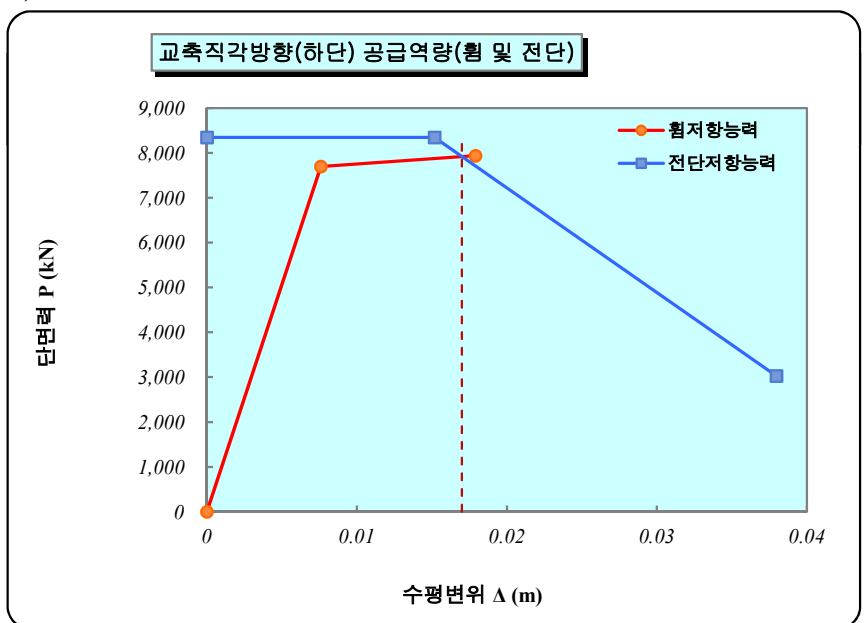
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



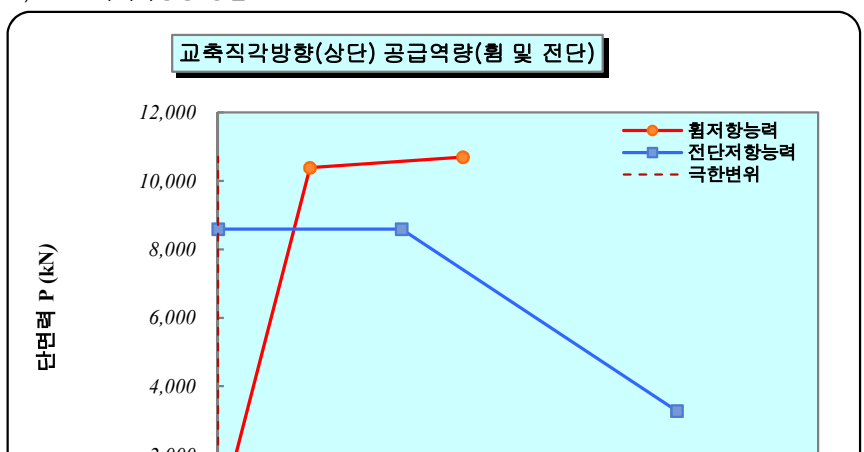
휨강도(P_f)
2,891
(kN)
전단강도(V_n)
7,708
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0572
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1171
(m)
변위연성도(μ)
2.046

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
7,918
(kN)
전단강도(V_n)
8,347
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0076
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0170
(m)
변위연성도(μ)
2.242

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
7,879
(kN)
전단강도(V_n)
8,358
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0074
(m)
극한변위 (Δ_u)



0.0168
(m)
변위연성도(μ)
2.270

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 42,867 + 11,075 \times 1.5 \times 0.07832 \\
 &= 44,168 \quad \text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{44,168}{30,531} = 1.447 \quad \rightarrow \quad \text{RS} \quad 1.447 \quad \text{적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **1.4475** 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 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.447 = 1.447$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 16,313 + 11,075 \times 1.5 \times 0.010$
 $= 16,478 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{16,478}{30,535} = 0.540 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.5424** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 15,716 + 11,075 \times 1.5 \times 0.010$
 $= 15,881 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{15,881}{30,067} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서}$
 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 **0.5424** 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.046$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.242$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.270$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.447$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.046}{1.447} = 1.414 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.242}{1.000} = 2.242 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.270}{1.000} = 2.270 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,708}{4,142} = 1.861 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

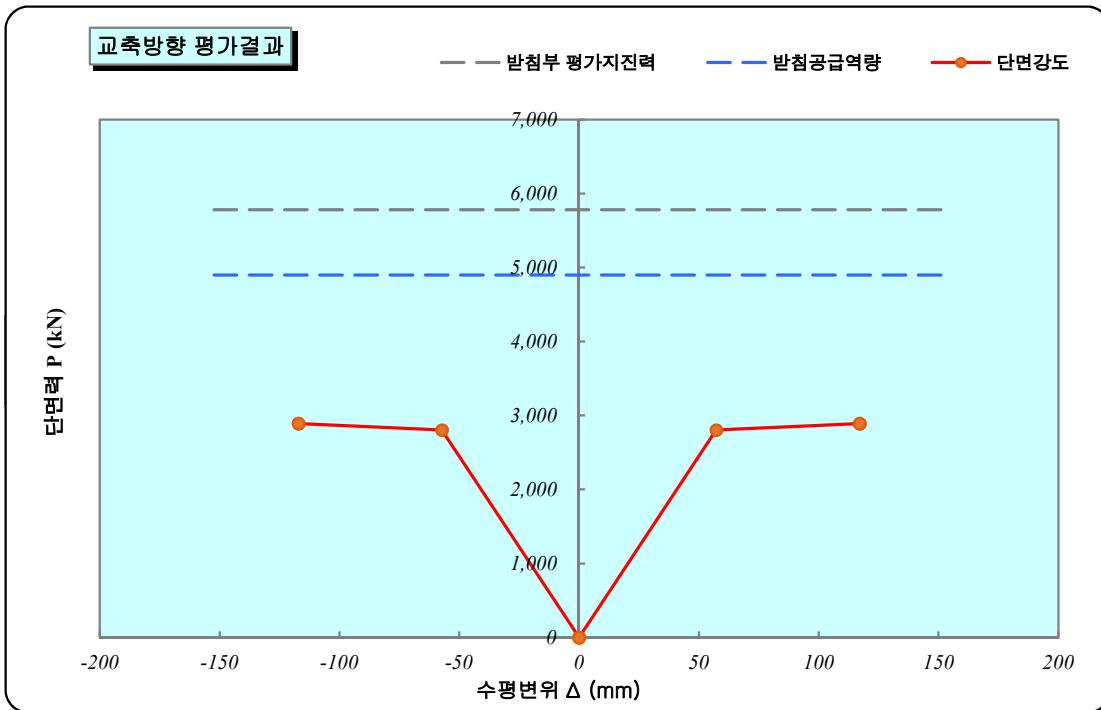
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,347}{4,083} = 2.044 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

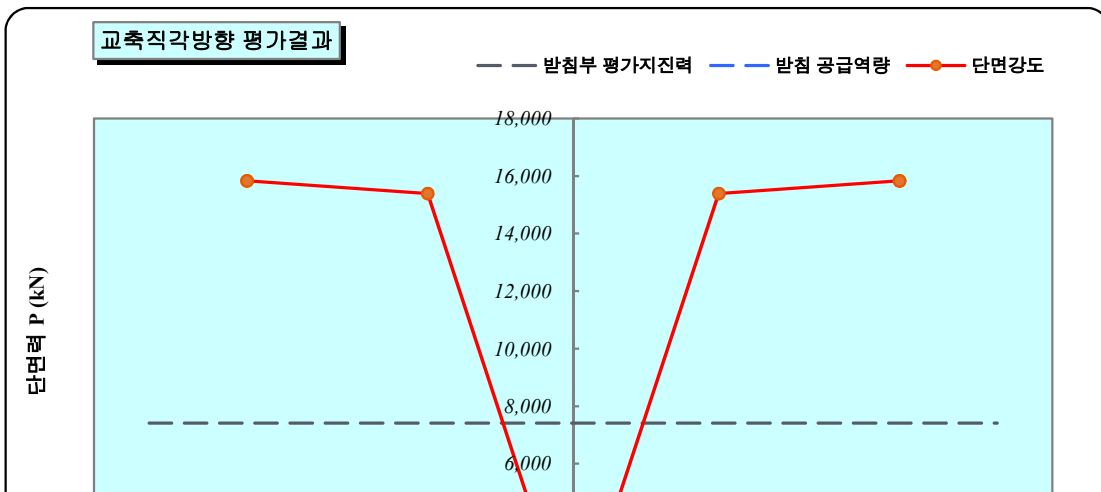
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{8,358}{4,025} = 2.076 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

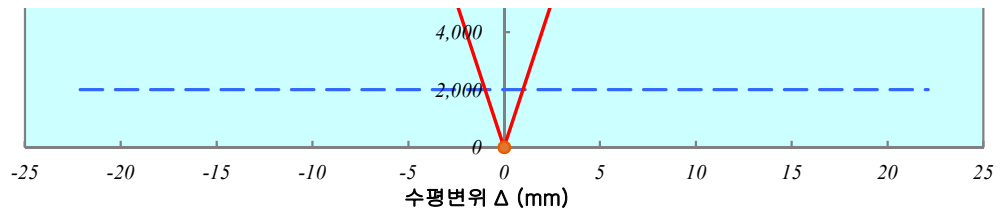
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[17,168, 6,423] = 6,423.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,000.00}{6,423.00} = 0.467 < 1.0 \quad \text{NG}$$

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}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 6423.00 / 1 = 6,423 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{11,066}{6,423} = 1.723 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

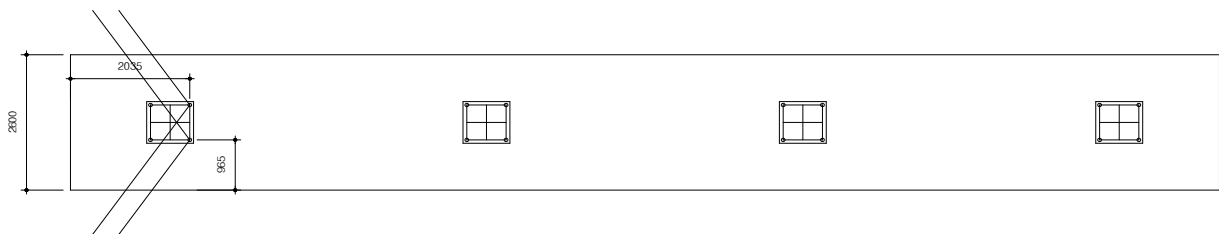
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 6,423 \times 1 = 6,423 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{2,075}{6,423} = 0.323 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

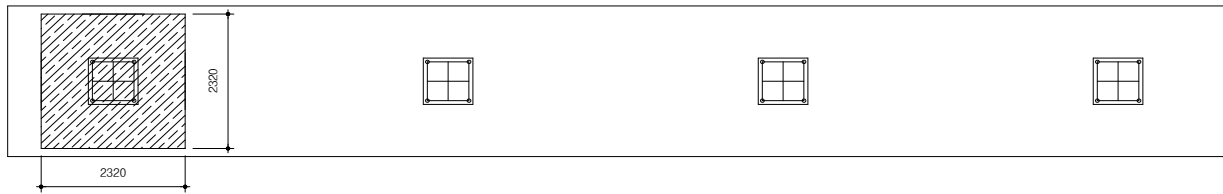
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

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 (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	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 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 6,423 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,123}{6,423} = 0.486 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	3,000	6,423	0.467	NG
	앵커볼트	교직	11,066	6,423	1.723	OK
	콘크리트	교직	2,075	6,423	0.323	NG
	프라이아웃	교직	3,123	6,423	0.486	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

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[5,781, 7,899] = 5,781.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[15,836, 7,416] = 7,416.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{9,800.00}{5,781.16} = 1.695 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,000.00}{7,416.02} = 0.539 < 1.0 \quad \text{NG}$$

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}

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

n : 앵커 개수

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

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 5781.16 / 4 = 1,445 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 7416.02 / 1 = 7,416 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{11,066}{1,445} = 7.657 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{11,066}{7,416} = 1.492 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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 (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

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

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

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

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

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

$$S_L = 730 \quad mm$$

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

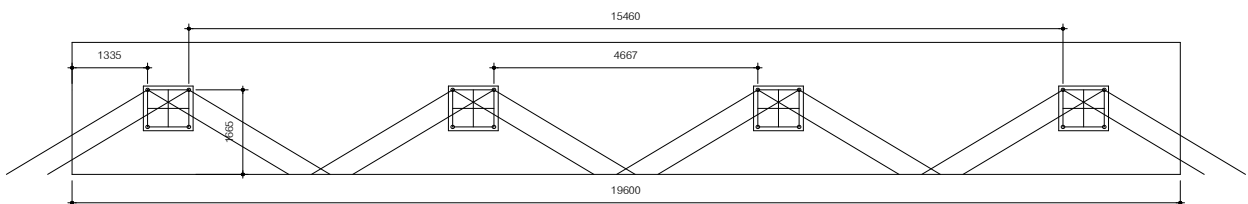
$$S_T = 730 \quad mm$$

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

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

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

$$\text{투영길이} = 19,600 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

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

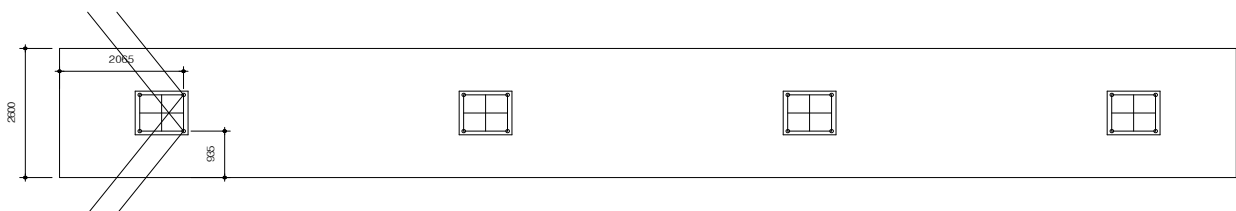
$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{550^{0.2}}{160} \times \sqrt{160} \times \sqrt{24} \times 1665^{1.5} \\
 &= 3,233.60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllllll}
 \text{교축방향: } F_{AC,DL} & = & 1,445 & \times & 4 & = & 5,781 & \text{kN} \\
 \text{교직방향: } F_{AC,DT} & = & 7,416 & \times & 1 & = & 7,416 & \text{kN}
 \end{array}$$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{15,283}{5,781} = 2.644 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{2,082}{7,416} = 0.281 < 1.0$	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	$k_{cp} = 2$

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

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

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

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

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

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

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

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

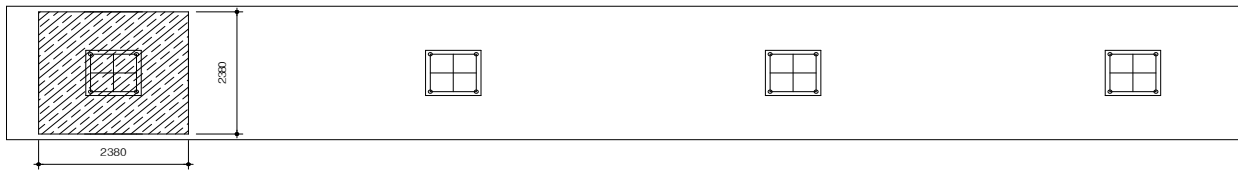
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

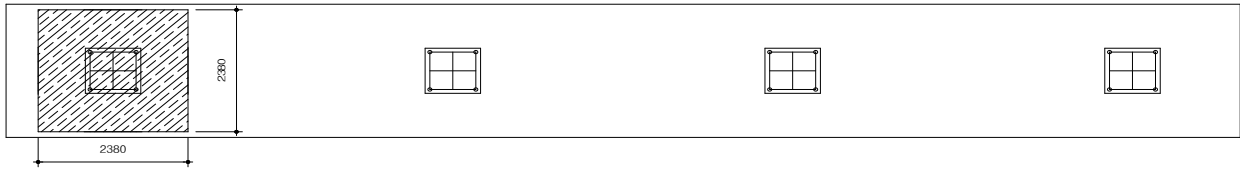
$$h_{ef}' = 550 \text{ mm} \quad (\text{유효물침깊이})$$

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

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

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

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



- 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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 1,445 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 7,416 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,287}{1,445} = 2.274 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,287}{7,416} = 0.443 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	9,800	5,781	1.695	OK
		교직	4,000	7,416	0.539	NG
	앵커볼트	교축	11,066	1,445	7.657	OK
		교직	11,066	7,416	1.492	OK
	콘크리트	교축	15,283	5,781	2.644	OK
		교직	2,082	7,416	0.281	NG
	프라이아웃	교축	3,287	1,445	2.274	OK
		교직	3,287	7,416	0.443	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

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 2,248.06 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,500.00}{2,248.06} = 0.667 < 1.0 \quad \text{NG}$$

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 물힘길이	$h_{ef} = 360$ 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}

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 2248.06 / 1 = 2,248 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{4,766}{2,248} = 2.120 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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)

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

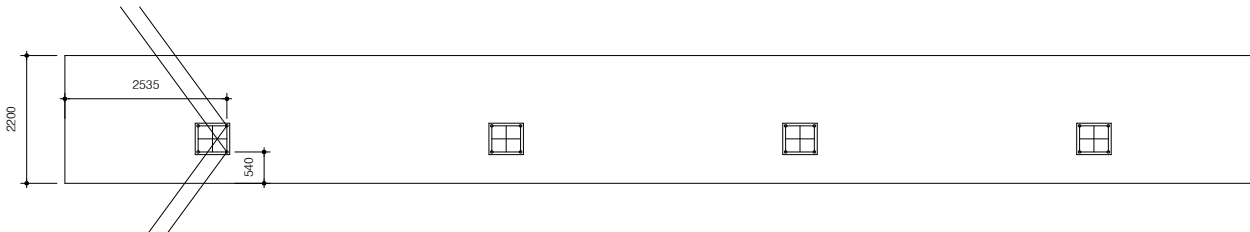
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

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



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

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

- 연단거리 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 2,248 \times 1 = 2,248 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{1,479}{2,248} = 0.658 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(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: $F_{ASDT} = 2,248 \text{ kN}$

3) 평가

교직방향 $\frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,679}{2,248} = 0.747 < 1.0$ **NG**

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교직	1,500	2,248	0.667	NG
	앵커볼트	교직	4,766	2,248	2.120	OK
	콘크리트	교직	1,479	2,248	0.658	NG
	프라이아웃	교직	1,679	2,248	0.747	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [30,612, 6,925] \\ &= 6,925 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [3,528, 953] \\ &= 953 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [30,608, 9,971] \\ &= 9,971 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [8,584, 3,452] \\ &= 3,452 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,459 \times 2 = 20,919 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 953 \times 2 = 1,907 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 6,925 \times 2 = 13,850 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 10,459 \times 2 = 20,919 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 3,452 \times 2 = 6,903 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 9,971 \times 2 = 19,942 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

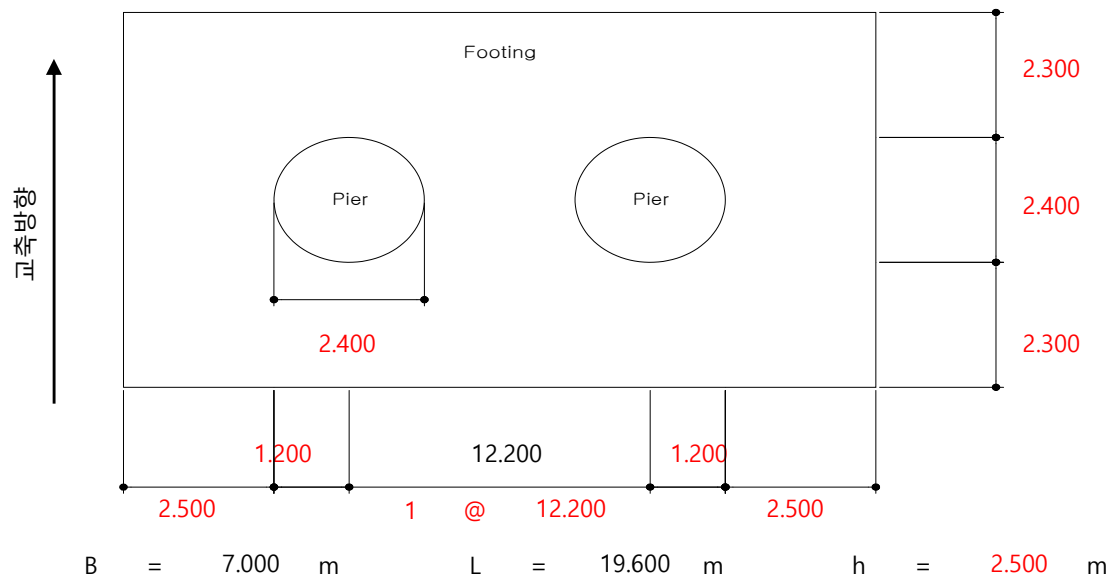
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	20,919	1,907	13,850	
교축직각방향	20,919	6,903	19,942	

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	$e_L = M_L / V = 0.554 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.106 \leq 7.840$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 5.893 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 17.388 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.282 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	12.085 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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.624 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	22.067 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.250$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.125$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.178$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.089$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.274$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.137$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.093$$

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

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.863 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	12.885 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.245
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.864
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.237
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$	=				3.131
			$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$	=				0.600
			$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$	=				3.066
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$						1.285
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$						1.181
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Lf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$						1.097
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$						1.062
d_q	=	1						1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$						1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$						1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$						1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교 축	6.282 MPa	6.624 MPa	5.863 MPa	5.863 MPa
교 축 직 각	12.085 MPa	22.067 MPa	12.885 MPa	12.085 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 8.839 > 7.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.361 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.129 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 26.082 > 19.600$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.328 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.162 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 16.220 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 36.829 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 10.584 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.923 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

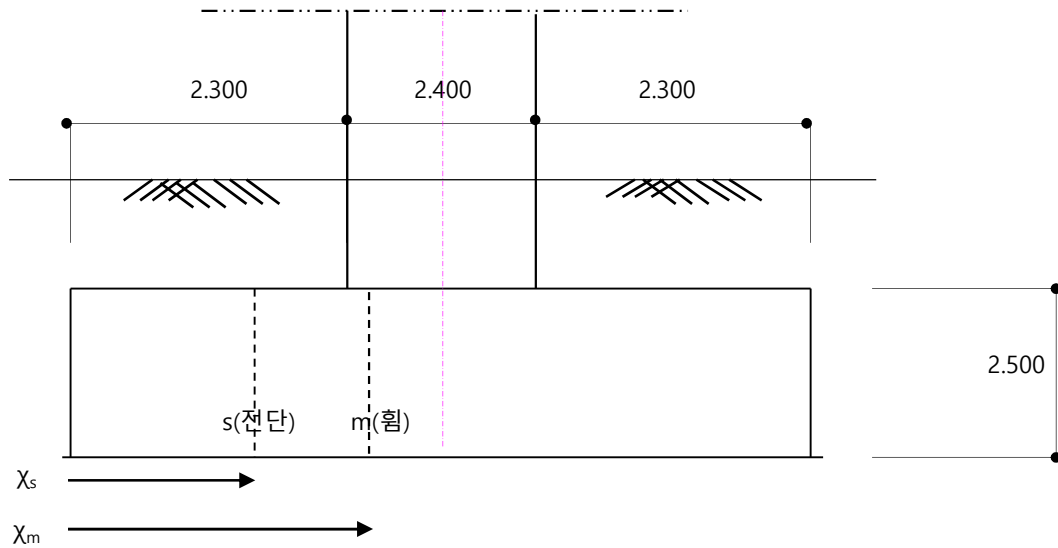
3) 단면 검토

(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	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.297 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.329 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	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	19785 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	8366 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	14270 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6068 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 56209 \geq 14270$	O.K
전단	$\Phi V_n = 38408 \geq 6068$	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

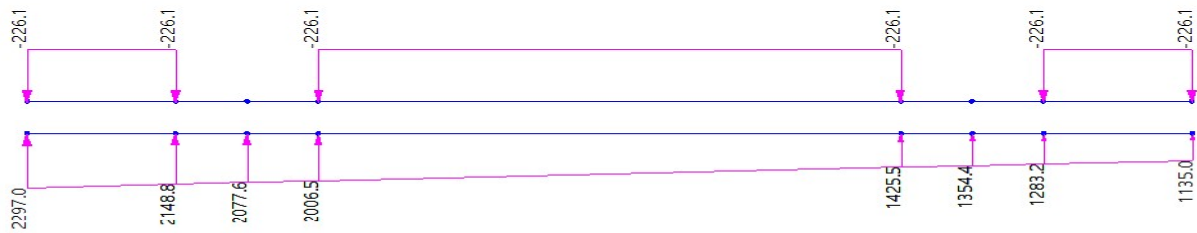
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2297 kN/m
Qmin			1135 kN/m

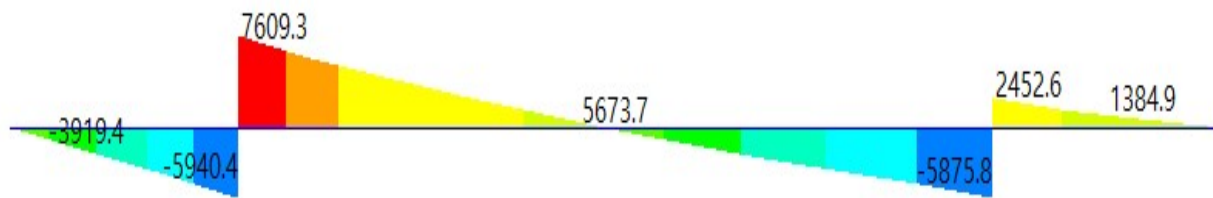
② 구조해석 모델링



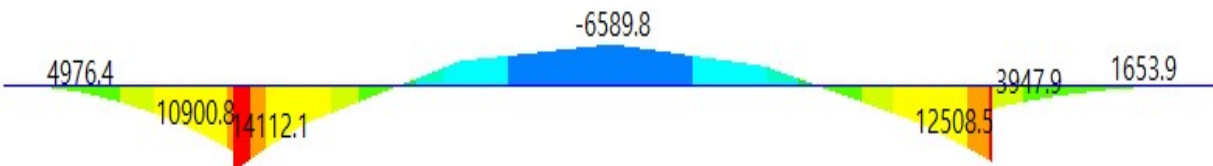
③ 하중재하도



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	= 14112	kN-m
최대 발생 전단력	Vu	= 7609	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 14112$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 7609$	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	0.554	5.058	O.K
		교축직각	7.840	1.106	7.088	O.K
	지지력	교축	16.220	2.000	8.110	O.K
		교축직각	36.829	2.000	18.415	O.K
	활동	교축	10.584	1.200	8.820	O.K
		교축직각	2.923	1.200	2.436	O.K
단면 검토	힘	교축	56209	14270	3.939	O.K
		교축직각	19465	14112	1.379	O.K
	전단	교축	38408	6068	6.329	O.K
		교축직각	13717	7609	1.803	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [31,484, 42,867] \\ &= 31,484 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,891, 4,142] \\ &= 2,891 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [31,493, 16,313] \\ &= 16,313 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [7,918, 4,083] \\ &= 4,083 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 11,950 \times 2 = 23,900 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 2,891 \times 2 = 5,781 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 31,484 \times 2 = 62,968 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 11,950 \times 2 = 23,900 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 4,083 \times 2 = 8,167 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 16,313 \times 2 = 32,626 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	23,900	5,781	62,968	
교축직각방향	23,900	8,167	32,626	

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.000	50	100	400.00
자갈층	8.000	50	100	800.00
연암			0	0.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1200.00

㉓ 말뚝의 허용연직인발지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	550 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1532 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 39 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	164848 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.137$$

$$d_o : \text{부식을 고려한 지름} = 402.4 \text{ mm}$$

$$A_p : \text{말뚝의 순단면적} = 8695 \text{ mm}^2$$

$$E_p : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L : \text{말뚝 길이} = 12000 \text{ mm}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	188642 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	84572 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	84572 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	75831 kN·m/rad

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 1.1153 \quad \text{m}^{-1} \\
kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 517686 \quad \text{kN/m}^3 \\
kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \quad \text{kN/m}^3 \\
E_o &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 깊이에서의 } N \text{치}) = 140000 \quad \text{kN/m}^2 \\
BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.6583 \quad \text{m} \\
\beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} = 0.9378 \quad \text{m}^{-1} \\
E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \quad \text{N/mm}^2 \\
I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000170 \quad \text{m}^4
\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.503 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} = 0.168 \quad \text{m}^{-1} \\
k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 119150 \quad \text{kN/m}^3 \\
E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \quad \text{Mpa} \\
\lambda &= \text{Max}[l, b] = 3.000 \quad \text{m} \\
h &= \text{직접기초의 두께} = 2.600 \quad \text{m}
\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000565 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.002034 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000686 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000405 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.002034 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000092 \text{ rad}$
일반식	$ \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} $	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	22448416
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-10064081
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	19616874
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	122017057

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	17	3.600	3206917	0	-1437726	2802411	0	37608364
2열	17	2.400	3206917	0	-1437726	2802411	0	17431008
3열	17	1.200	3206917	0	-1437726	2802411	0	5324595
4열	17	0.000	3206917	0	-1437726	2802411	0	1289123
5열	17	-1.200	3206917	0	-1437726	2802411	0	5324595
6열	17	-2.400	3206917	0	-1437726	2802411	0	17431008
7열	17	-3.600	3206917	0	-1437726	2802411	0	37608364

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	22448416
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-10064081
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	19616874
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	631663436

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	9.200	1320495	0	-592005	1153934	0	98199768
2열	7	8.050	1320495	0	-592005	1153934	0	75308607
3열	7	6.900	1320495	0	-592005	1153934	0	55469601
4열	7	5.750	1320495	0	-592005	1153934	0	38682750
5열	7	4.600	1320495	0	-592005	1153934	0	24948054
6열	7	3.450	1320495	0	-592005	1153934	0	14265512
7열	7	2.300	1320495	0	-592005	1153934	0	6635125
8열	7	1.150	1320495	0	-592005	1153934	0	2056893
9열	7	0.000	1320495	0	-592005	1153934	0	530816
10열	7	-1.150	1320495	0	-592005	1153934	0	2056893
11열	7	-2.300	1320495	0	-592005	1153934	0	6635125
12열	7	-3.450	1320495	0	-592005	1153934	0	14265512
13열	7	-4.600	1320495	0	-592005	1153934	0	24948054
14열	7	-5.750	1320495	0	-592005	1153934	0	38682750
15열	7	-6.900	1320495	0	-592005	1153934	0	55469601
16열	7	-8.050	1320495	0	-592005	1153934	0	75308607
17열	7	-9.200	1320495	0	-592005	1153934	0	98199768

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000565	0.004503	742.282	48.581	4.224
2열	0.000565	0.003680	606.609	48.581	4.224
3열	0.000565	0.002857	470.935	48.581	4.224

4열	0.000565	0.002034	335.262	48.581	4.224
5열	0.000565	0.001211	199.588	48.581	4.224
6열	0.000565	0.000388	63.915	48.581	4.224
7열	0.000565	-0.000435	-71.759	48.581	4.224

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$$

$$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$$

$$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$$

$$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000405	0.002878	474.361	68.628	-27.290
2열	0.000405	0.002772	456.974	68.628	-27.290
3열	0.000405	0.002667	439.586	68.628	-27.290
4열	0.000405	0.002561	422.199	68.628	-27.290
5열	0.000405	0.002456	404.812	68.628	-27.290
6열	0.000405	0.002350	387.424	68.628	-27.290
7열	0.000405	0.002245	370.037	68.628	-27.290
8열	0.000405	0.002139	352.649	68.628	-27.290
9열	0.000405	0.002034	335.262	68.628	-27.290
10열	0.000405	0.001928	317.874	68.628	-27.290
11열	0.000405	0.001823	300.487	68.628	-27.290
12열	0.000405	0.001717	283.099	68.628	-27.290
13열	0.000405	0.001612	265.712	68.628	-27.290
14열	0.000405	0.001506	248.325	68.628	-27.290
15열	0.000405	0.001401	230.937	68.628	-27.290
16열	0.000405	0.001295	213.550	68.628	-27.290
17열	0.000405	0.001190	196.162	68.628	-27.290

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$$

$$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$$

$$P_{Hi} = K1 \times \delta_{xi} - K2 \times \alpha$$

$$M_{ti} = -K3 \times \delta_{xi} + K4 \times \alpha$$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.565	26.548	O.K
	연직압축지지력(kN)	3036	742	4.090	O.K
	연직인발지지력(kN)	550	72	7.659	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.405	37.044	O.K
	연직압축지지력(kN)	3036	474	6.400	O.K
	연직인발지지력(kN)	550	0	-	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	0.465111	4.224	0.000	-48.581
2	1.200	0.040853	-9.784	-11.118	7.059
3	2.400	-0.027059	-1.473	-1.344	4.195
4	3.600	-0.006080	0.495	0.602	0.021
5	4.800	0.001127	0.161	0.165	-0.286
6	6.000	0.000554	-0.015	-0.021	-0.036
7	7.200	-0.000011	-0.013	-0.014	0.015
8	8.400	-0.000039	-0.001	0.000	0.004
9	9.600	-0.000004	0.001	0.001	-0.001
10	10.800	0.000002	0.000	0.000	0.000
11	12.000	0.000001	0.000	0.000	0.000

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

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

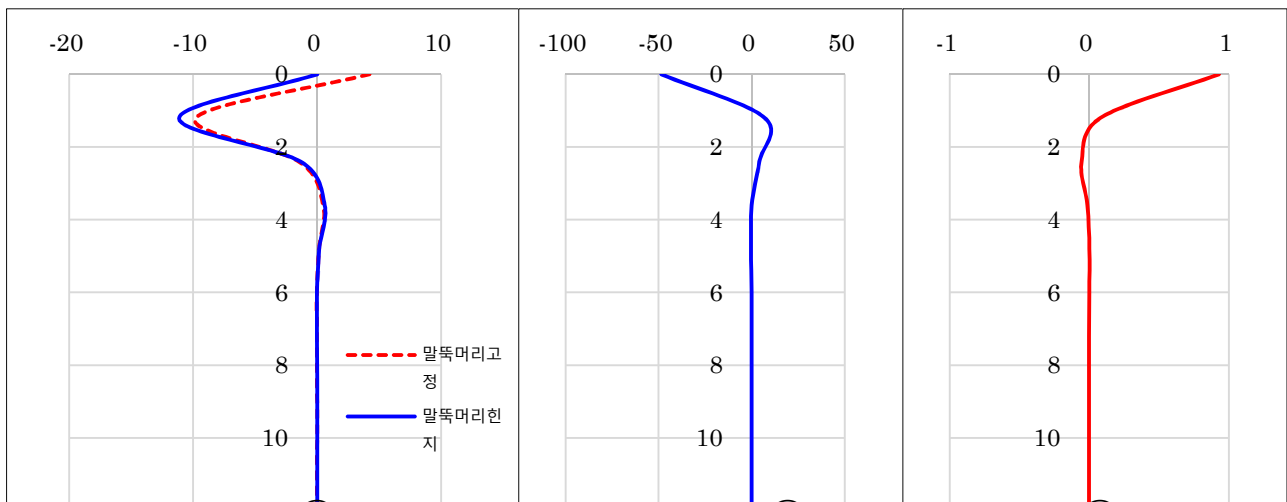
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

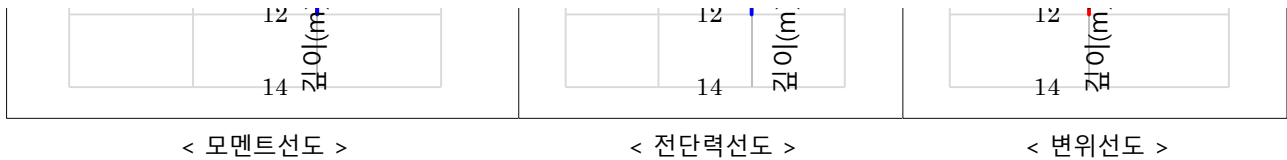
$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 48.581 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 1.115 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = -86.957 \quad \text{mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	800 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-11.460 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	704 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-14.044 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	14.044 kN·m
	$S_{max} = S $	48.581 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 68.578 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 102.154 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 5.587 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf} , l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

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

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

ii) 교축직각방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	1.050280	-27.290	0.000	-68.628
2	1.200	-0.018894	-24.319	-15.705	28.905
3	2.400	-0.074535	-1.062	-1.898	8.214
4	3.600	-0.007708	1.545	0.851	-0.996
5	4.800	0.004196	0.260	0.233	-0.685
6	6.000	0.001037	-0.075	-0.030	-0.014
7	7.200	-0.000163	-0.027	-0.020	0.045
8	8.400	-0.000091	0.002	0.000	0.006
9	9.600	0.000000	0.002	0.001	-0.002
10	10.800	0.000006	0.000	0.000	-0.001
11	12.000	0.000001	0.000	0.000	0.000

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

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

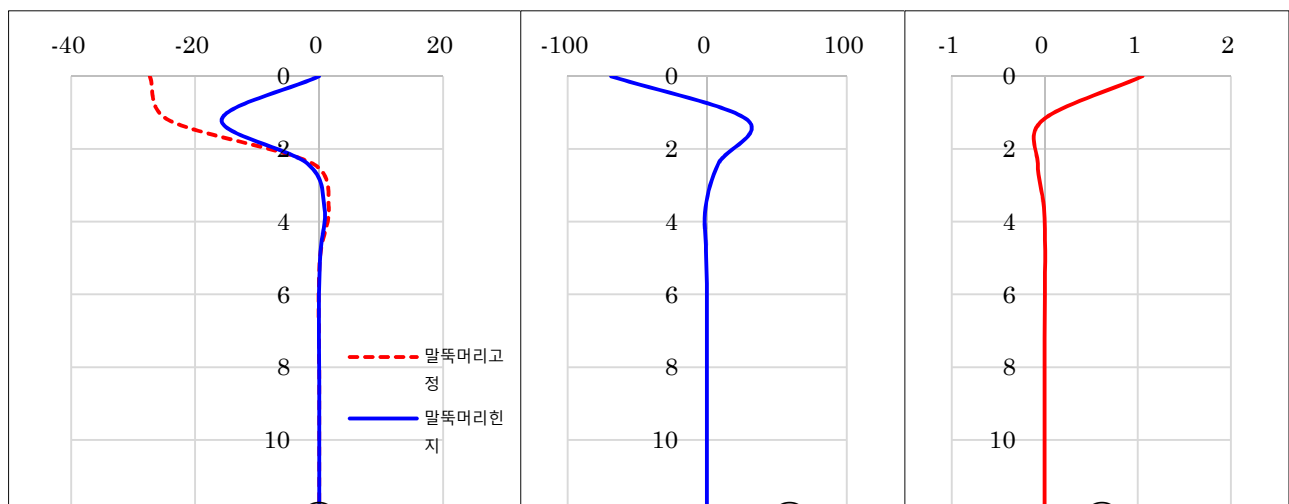
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 68.628 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 1.115 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 397.648 \quad \text{mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	437 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-40.361 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	704 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-19.839 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	40.361 kN·m
	$S_{max} = S $	68.628 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 6.305 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 102.802 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 7.893 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf} , l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

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

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

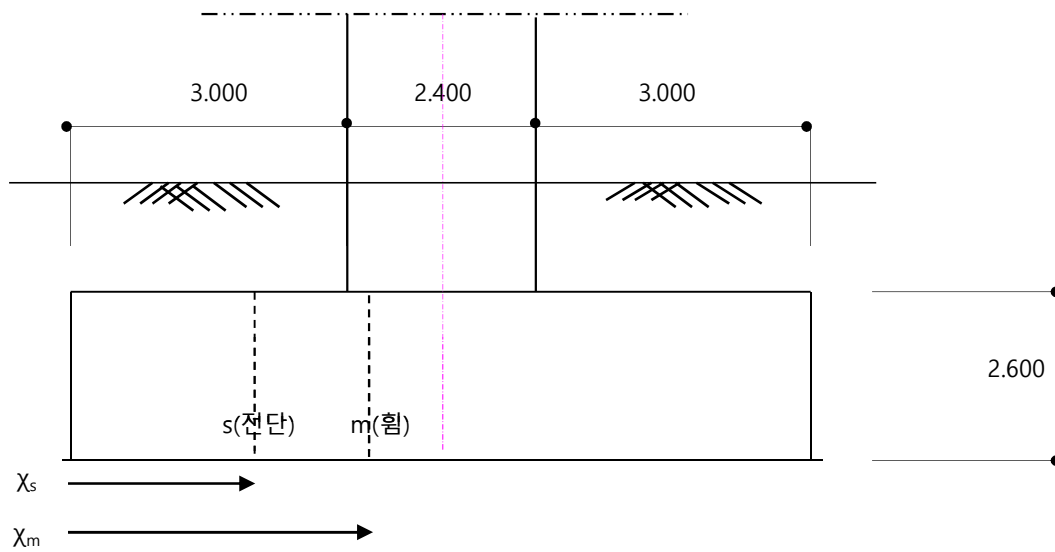
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정		결 과
휨	χ_m	$= 3.000 + (2.400 - 2.127)/2$	3.137 m
전단	χ_s	$= 3.137 - 2.400/2$	1.937 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	742.282	$\times$	17	12619 kN
R2	606.609	$\times$	17	10312 kN
R3	470.935	$\times$	17	8006 kN
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	6267 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	2467 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3297 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1298 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.537 + R2 \times 1.337 + R3 \times 0.137$	46884 kN·m
	$V_{말뚝} = R1 + R2$	22931 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	37320 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	19166 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 111012 \geq 37320$	O.K
전단	$\Phi V_n = 38408 \geq 19166$	O.K

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

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

f_{ck}	=	24	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	19600	mm	d	=	2400	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 25 - 156 ea

2단 : D 25 - 156 ea $A_s = 158090 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 118.6 \text{ mm}$

- 전단 검토

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

(b) 교축직각방향

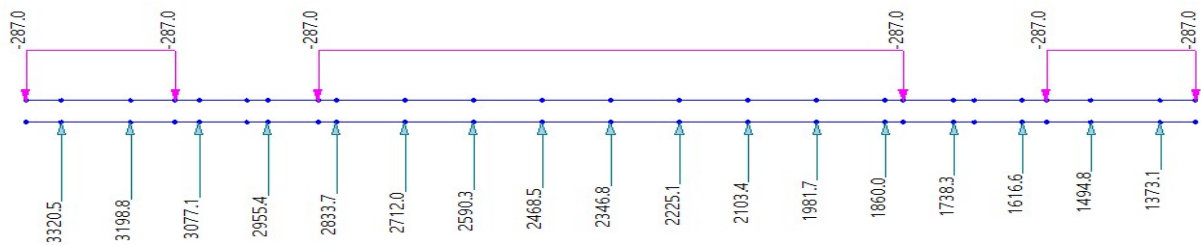
① 작용 말뚝반력

구 분	1열	2열	3열	4열	5열
반력(kN)	3320.529	3198.817	3077.105	2955.393	2833.681
구 분	6열	7열	8열	9열	10열
반력(kN)	2711.969	2590.257	2468.544	2346.832	2225.120
구 분	11열	12열	13열	14열	15열
반력(kN)	2103.408	1981.696	1859.984	1738.272	1616.560
구 분	16열	17열	18열	19열	20열
반력(kN)	1494.848	1373.136			
구 분	21열	22열	23열	24열	25열
반력(kN)					

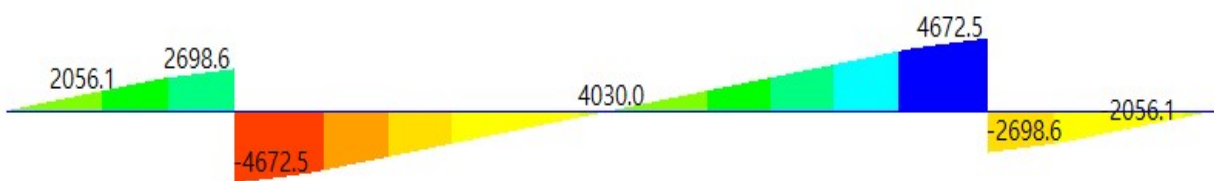
② 구조해석 모델링



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	$M_u = 10008$	kN·m
최대 발생 전단력	$V_u = 4673$	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 46982 \geq 10008$	O.K
전단	$\Phi V_n = 16461 \geq 4673$	O.K

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

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

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

$$b = 8400 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 25 - 66 ea

2단 : D 25 - 66 ea $A_s = 66884 \text{ mm}^2$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 117.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

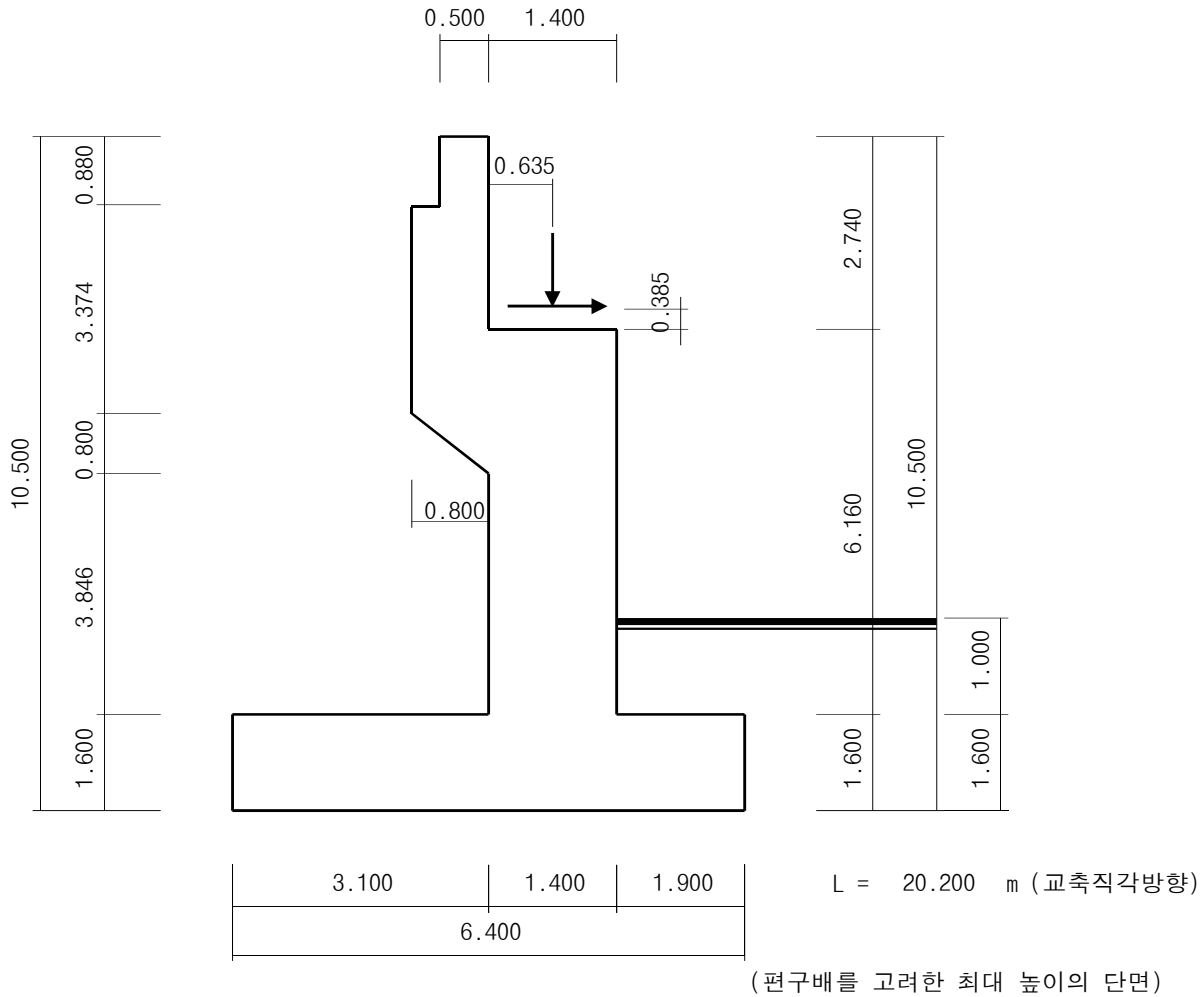
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 16461 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.565	26.548	O.K
		교축직각	15.000	0.405	37.044	O.K
	연직 압축지지력	교축	3036	742	4.090	O.K
		교축직각	3036	474	6.400	O.K
	연직 인발지지력	교축	550	72	7.659	O.K
		교축직각	550	0	-	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	68.578	3.062	O.K
		교축직각	210.000	6.305	33.305	O.K
	휨압축응력	교축	210.000	102.154	2.056	O.K
		교축직각	210.000	102.802	2.043	O.K
	휨전단응력	교축	120.000	5.587	21.478	O.K
		교축직각	120.000	7.893	15.204	O.K
단면 검토	휨	교축	111012	37320	2.975	O.K
		교축직각	46982	10008	4.694	O.K
	전단	교축	38408	19166	2.004	O.K
		교축직각	16461	4673	3.523	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 = 214.584 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 = 13.029 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)

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

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

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

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

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

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

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

$$= 0.3138$$

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

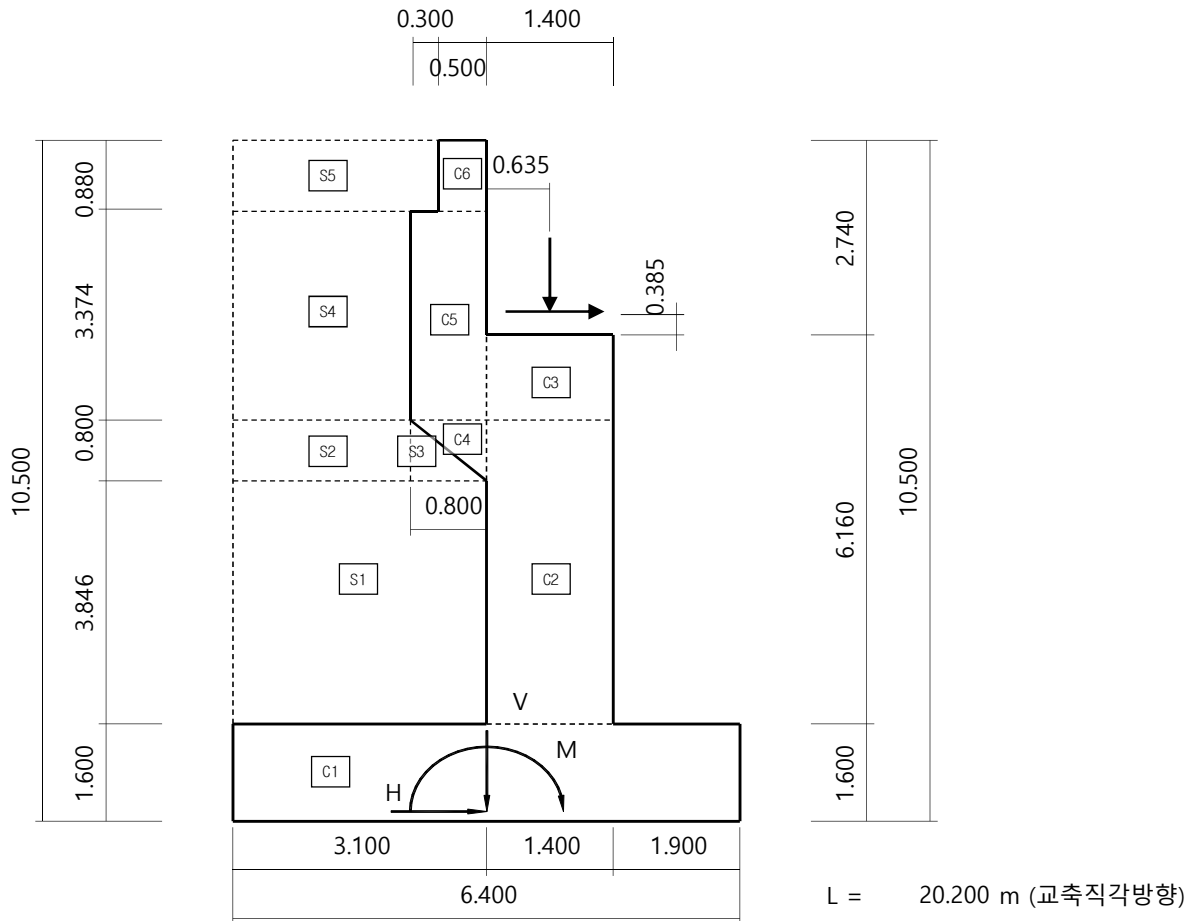
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

- 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	2.120	25.00	52.990	0.077	4.080	2.600	7.003	137.774	28.574
	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	22.323		558.080		42.972			1697.019	146.887
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				1040.696		80.133			4119.442	361.204

11.7.3 안정검토

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

1) 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 H &= 1.0 \times 42.972 + 1.0 \times 345.965 + 1.0 \times 37.161 + 1.0 \times 13.029 &= & 439.127 \text{ kN} \\
 V &= 1.0 \times (214.584 + 558.080) + 1.0 \times 46.000 + 1.0 \times 482.616 &= & 1301.280 \text{ kN} \\
 M_r &= 1.0 \times (214.584 \times 2.665 + 1,697.019) + 1.0 \times (46.000 \times 2.665) & & \\
 &\quad + 1.0 \times 2,422.423 &= & 4813.899 \text{ kN.m} \\
 M &= 1.0 \times 146.887 + 1.0 \times 1,816.316 + 1.0 \times 214.317 & & \\
 &\quad + 1.0 \times 13.029 \times 8.145 &= & 2283.643 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2) 전도에 대한 안정

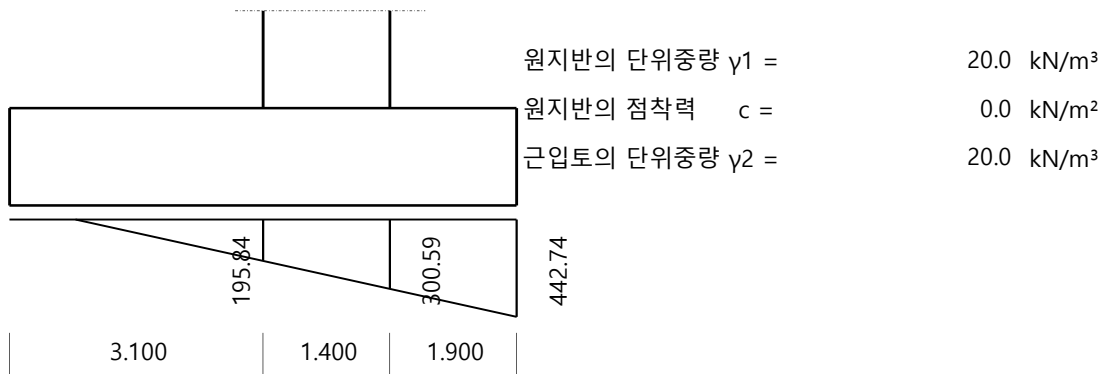
$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - (M_r - M)/V = 6.400 / 2 - (4,813.899 - 2,283.643) / 1,301.280 \\
 &= 1.256 \text{ m} < (4B/10) = 4 \times 6.400 / 10 = 2.560 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 활동에 대한 안정 (최대 수평력에 대해 검토)

$$\begin{aligned}
 H_r &= Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} & Q_\tau &= V \tan \delta & \tan \delta &= \tan \phi_f \\
 \text{원지반의 내부마찰각 } \phi &= \sqrt{(15 \times N) + 15} = \sqrt{(15 \times 50) + 15} &= & 42.4^\circ \\
 H_r &= 1.0 \times V \times \tan(\phi/3) = 1.0 \times 1,301.280 \times 0.537 &= & 699.420 \text{ kN} \\
 SF &= H_r / H = 699.420 / 439.127 &= & 1.6 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 지반반력 q

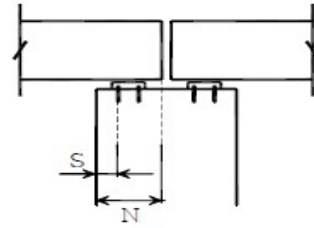
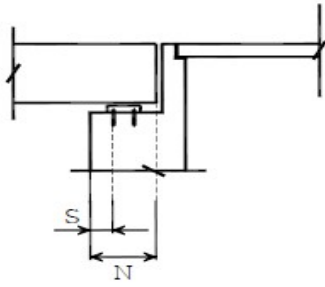
$$\begin{aligned}
 q_1 &= V/A(1+6e/B) = 1301.280 / 6.400 \times (1+6 \times 1.256 / 6.400) &= & 442.74 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 &= V/A(1-6e/B) = 1301.280 / 6.400 \times (1-6 \times 1.256 / 6.400) &= & -36.09 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 442.74 \text{ kN/m}^2 < q_a = 2792.4 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$



- 지반의 허용지지력 (기존 자료의 부족으로 아래 식을 적용)

$$\begin{aligned}
 \text{상재하중 } q &= \gamma_2 \times D_f = 20.000 \times 1.600 &= & 32.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{유효재하폭 } B' &= B - 2e = 6.400 - 2 \times 1.256 &= & 3.888 \text{ m} \\
 \text{유효재하면적 } A' &= L \times B' = 20.200 \times 3.888 &= & 78.538 \text{ m}^2 \\
 \alpha &= 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 6.400 / 20.200 &= & 1.095 \\
 \beta &= 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 6.400 / 20.200 &= & 0.468 \\
 N_c &= 97.91, N_q = 90.36, N_r = 150.74 \\
 q_a &= S.F (\alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r) \\
 &= 1/3 \times (1.095 \times 0.0 \times 97.91 + 32.0 \times 90.36 + 0.468 \times 20.0 \times 3.888 \times 150.74) \\
 &= 2792.4 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1250.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[81.16, 549.06] = 549.06 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 549.06 \text{ mm}$

$L = 170.00 \text{ m}$ (연속경간장)

$H = 9.784 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

$\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1250}{549} = 2.280 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$