

교 량 내 진 성 능 평 가

연호고가교

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

P 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	3.526	1.000	3.526	O.K
			교직(하단)	1.000	1.000	1.000	O.K
			교직(상단)	1.000	1.000	1.000	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15.000	0.545	27.536	O.K
			교직	15.000	0.174	86.428	O.K
		연직압축지지력	교축	4,344.9	815.2	5.330	O.K
			교직	4,344.9	520.6	8.346	O.K
		연직인발지지력	교축	592.8	0.0	0.000	O.K
			교직	592.8	0.0	0.000	O.K
	말뚝응력 검토	휨인장응력	교축	210.0	52.6	3.989	O.K
			교직	210.0	22.2	9.478	O.K
		휨압축응력	교축	210.0	78.1	2.687	O.K
			교직	210.0	61.4	3.422	O.K
		휨전단응력	교축	120.0	4.4	27.060	O.K
			교직	120.0	3.2	37.203	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	66,552	18,169	3.663	O.K
			교직	23,168	6,611	3.505	O.K
		전단	교축	46,385	12,328	3.763	O.K
			교직	12,207	3,612	3.379	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	5,400	5,151	1.048	O.K	
		교직	5,400	4,339	1.244	O.K	
	앵커볼트 (kN)	교축	3,501	429	8.158	O.K	
		교직	3,501	362	9.683	O.K	
	콘크리트 (kN)	교축	13,083	5,151	2.540	O.K	
		교직	1,135	362	3.138	O.K	
	프라이아웃 (kN)	교축	1,386	429	3.228	O.K	
		교직	1,386	362	3.832	O.K	

- 교각 4

P 4	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.897	1.000	2.897	O.K
			교직(하단)	3.403	1.000	3.403	O.K
			교직(상단)	3.518	1.000	3.518	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	2.600	1.375	1.890	O.K
			교직	9.880	0.809	12.217	O.K
		지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#####
			교직	46.179	2.000	23.089	O.K
		활동	교축	5.406	1.200	4.505	O.K
			교직	4.385	1.200	3.654	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	69,482	27,246	2.550	O.K
			교직	24,193	11,164	2.167	O.K
		전단	교축	48,402	11,897	4.069	O.K
			교직	12,737	7,257	1.755	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	5,400	4,509	1.198	O.K
			교직	5,400	4,792	1.127	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	3,501	376	9.318	O.K
			교직	3,501	399	8.768	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	13,083	4,509	2.901	O.K
			교직	1,135	399	2.842	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	1,386	376	3.687	O.K	
		교직	1,386	399	3.470	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	3,084	2,494	1.237	O.K
			교직	3,084	2,057	1.499	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,556	208	7.488	O.K
			교직	1,556	171	9.080	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	12,073	2,494	4.841	O.K
			교직	1,063	171	6.203	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	1,001	208	4.817	O.K
			교직	1,001	171	5.841	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,485	315	4.715

- 교대기초 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	기초부 (교축)	반력 (kN)	수직	2,130	594	3.588	O.K
			수평	920	21	42.907	O.K
		인발 지지력 (kN)		0	0	∞	O.K
		수평변위 (mm)	고정	15.000	0.350	42.857	O.K
			힌지	15.000	0	∞	O.K
		응력 검토 (Mpa)		210	99	2.121	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	연호고가교	준공년도	- 년
본부/지사	-	받침종류	LRB
상부구조		하부구조	
형식	STB	교각형식	다주식교각
교량폭원	28.9m	기초형식	강관파일기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	3@50.0+60.0+4@50.0=410.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S2 , 교직 : S2
해석방법	시간이력해석법
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

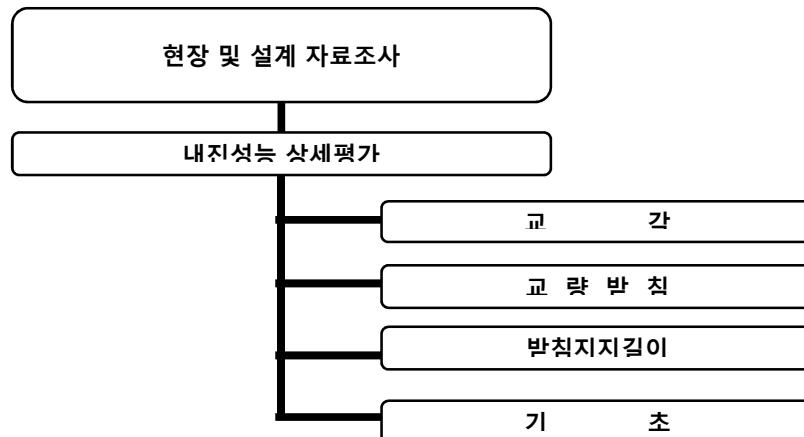
1) 내진성능상세평가 방법

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)

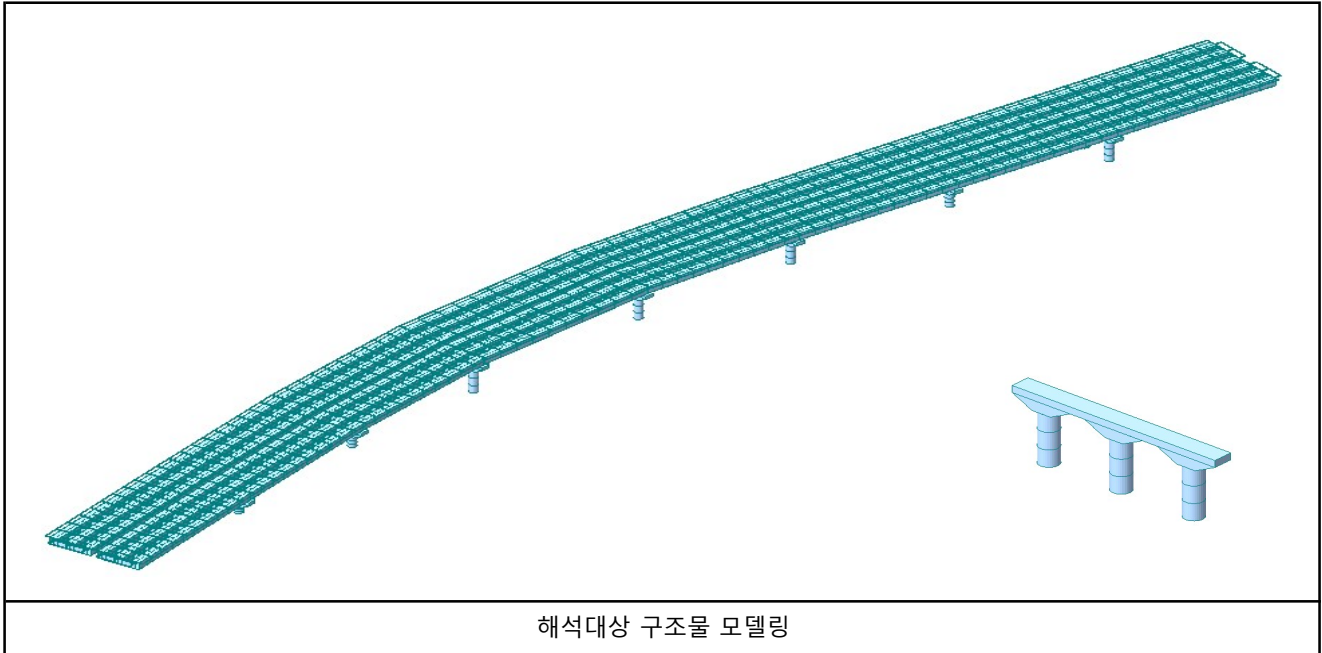
교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2020)

기타 국토교통부 또는 "발주처"가 제정한 관련 지침 및 시방서

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

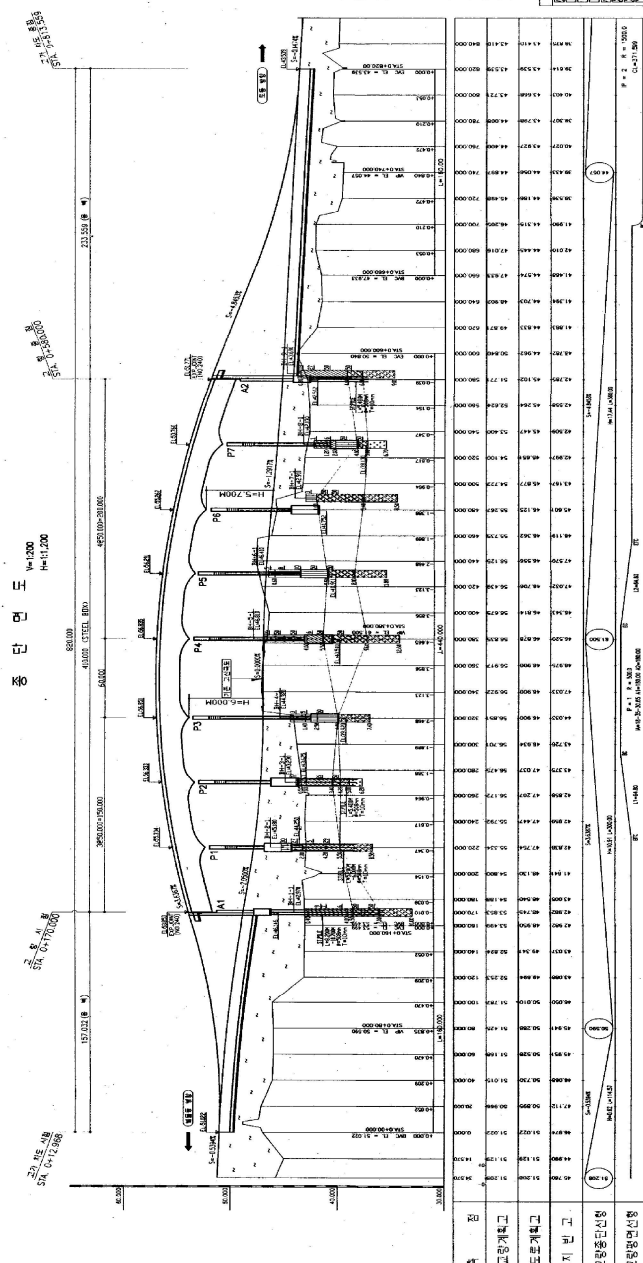
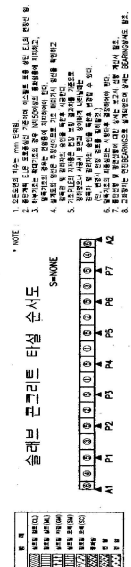
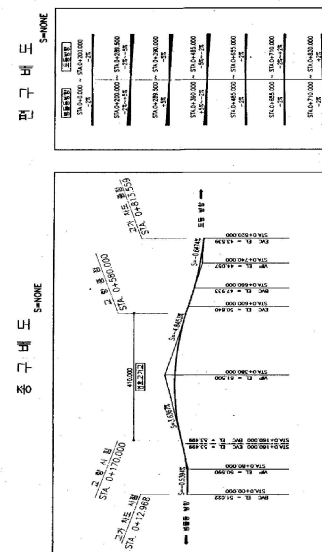
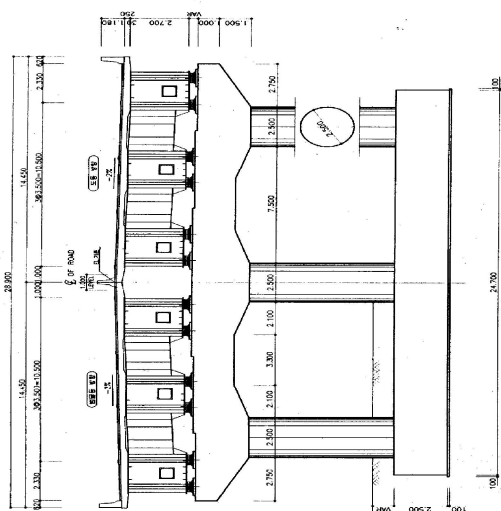
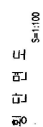
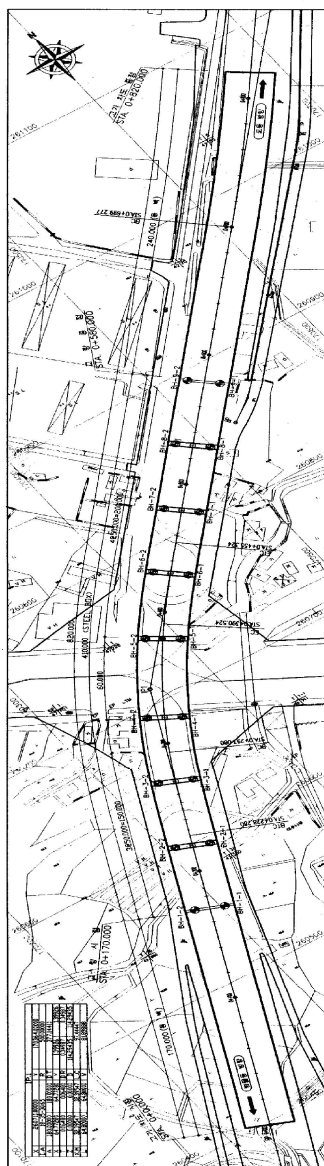
- 해석대상 교량 : STB
- 적용 받침 : LRB



2.2 하중산정 조건

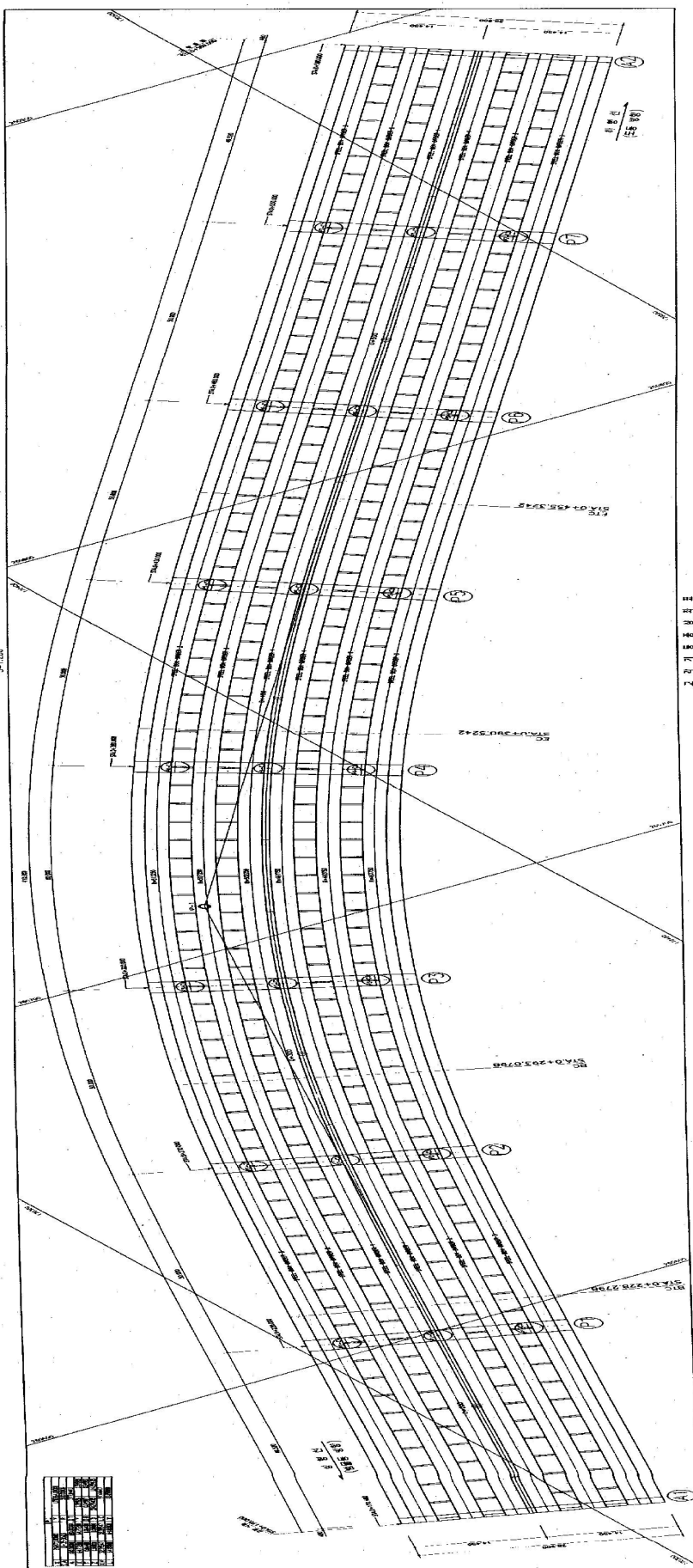
-구조계산서 반력집계

L = 410.0m		
구분	사하중	B/L
B1	26,700	65.12
B2	25,410	61.97
B3	26,700	65.12
B4	26,700	65.12
B5	25,410	61.97
B6	26,700	65.12

[illegible]

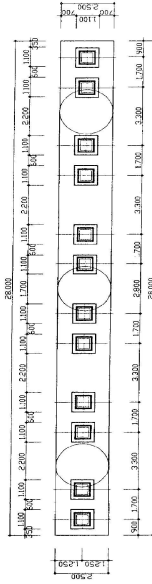
너
가
가
가
가
가
가
가

1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18		19		20		21		22		23		24		25		26		27		28		29		30		31		32		33		34		35		36		37		38		39		40		41		42		43		44		45		46		47		48		49		50		51		52		53		54		55		56		57		58		59		60		61		62		63		64		65		66		67		68		69		70		71		72		73		74		75		76		77		78		79		80		81		82		83		84		85		86		87		88		89		90		91		92		93		94		95		96		97		98		99		100	
1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18		19		20		21		22		23		24		25		26		27		28		29		30		31		32		33		34		35		36		37		38		39		40		41		42		43		44		45		46		47		48		49		50		51		52		53		54		55		56		57		58		59		60		61		62		63		64		65		66		67		68		69		70		71		72		73		74		75		76		77		78		79		80		81		82		83		84		85		86		87		88		89		90		91		92		93		94		95		96		97		98		99		100	

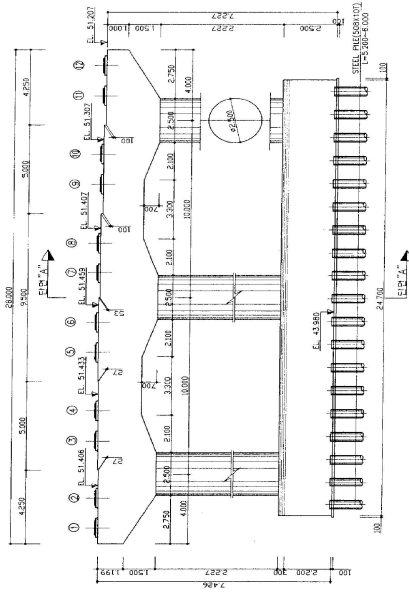
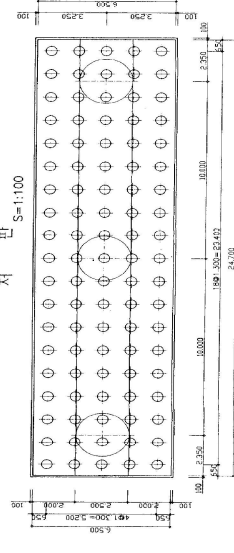
[illegible]

한글
한글
한글
한글
한글

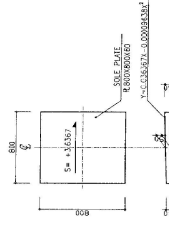
$S=1:100$
 H
 H
 H



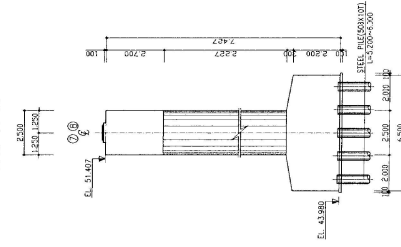
조각
면적
은
 $S=1:100$

저판 $S=1.100$ 

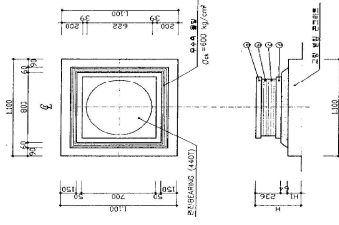
SOLE PLATE 상세
S=1:20



단면 A-A



다수출물상세
S=1:20



EL	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
H				431						436		
HI				151							156	

NO	DESCRIPTION	MATERIAL
a	TOP PLATE	MS D 3115 SMS 430 B
b	RUBBER	NATURAL RUBBER
c	REINFORCING PLATE	MS D 3501 or MS D 3503
d	BOTTOM PLATE	MS D 3115 SMS 430 B

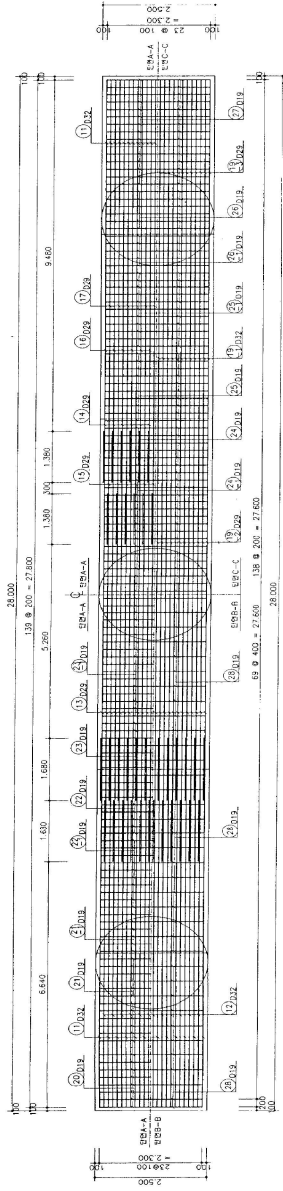
* NOTE :

1. 구제 근사치의 $\epsilon_0 = 240 \text{ kg/cm}^2$
2. 기소 근사치의 $\epsilon_0 = 135 \text{ kg/cm}^2$
3. 변형 (5030) $\cdot \sigma = 3.00 \text{ cm/cm}$
4. 원관 설계 압력과 체온이 상응하는 그제 근사치의 또는 무한 근사치의 범위 높이를 조정하여 한다.
5. 변형은 다른 BEAMON으로 설계되어, 부동식 강관으로의 순환을 통한 수생태이 한다.
6. 기소 근사치의 지체로 지체수가 없는 정태에서 터짐이 한다.
7. MOSTER BLOCK, 그제 근사치의 정태와 이상 수생태이 한다.

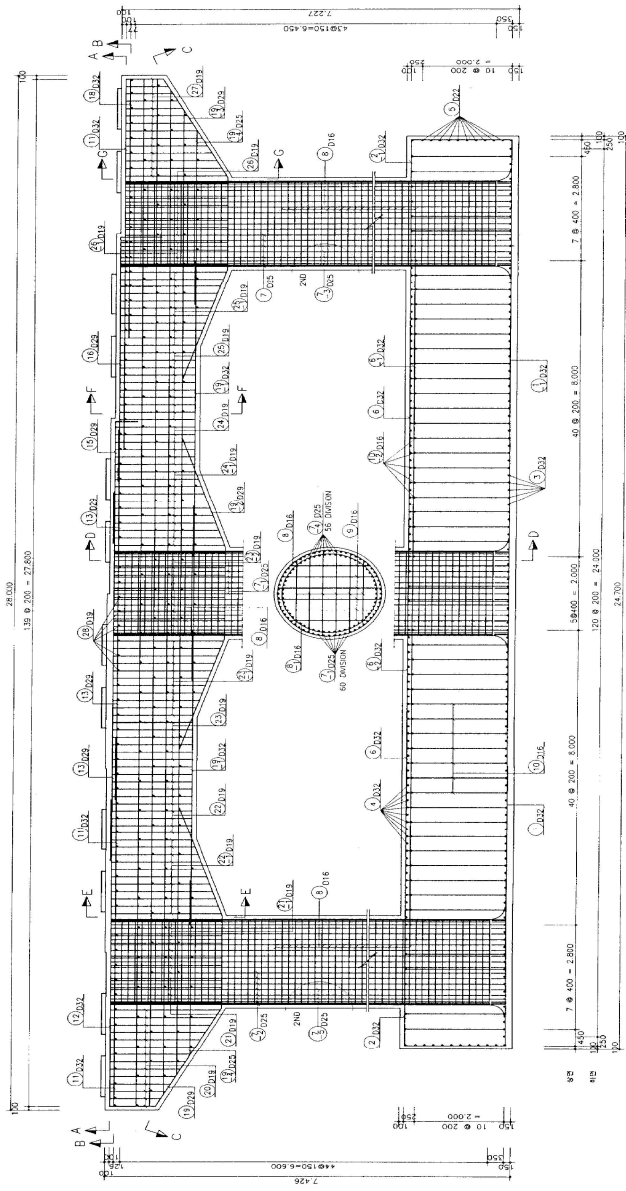
[illegible]

$$\begin{array}{c} \Gamma \vdash \\ \Delta \vdash \\ \Gamma \vdash \\ \vdash \end{array} (p1-1)$$

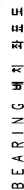
OH
H
S = 1 : 50



OX
OF
EH
S = 1 : 50

[illegible]

五
六
七
八
九

$$S_2 = 1:300$$


GIRDER LENGTH TABLE

* 2011 24 GINGER CENTER 71252

구분	영향	상			선			확			비고
		ORDER - 3	ORDER - 2	ORDER - 1	ORDER - 1	ORDER - 2	ORDER - 3				
제 1 차인		50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000			
제 2 차인		50,452	50,271	51,024	49,814	49,739	49,323	49,942			
제 3 차인		51,179	50,668	52,217	49,394	49,323	49,821				
제 4 차인		6,400	60,870	50,776	59,720	59,300	59,820				
제 5 차인		50,557	50,478	50,148	49,952	49,522	49,133				
제 6 차인		50,866	50,138	52,011	49,889	49,664	49,640				
제 7 차인		50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000			
제 8 차인		50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000			
총 합 계		413,374	412,353	419,732	419,271	407,847	408,616				

ਭਾ
ਭਾ
ਪਾ

BEARING 베어링 평면도

3

도
치
배
침
받

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	625.4	2300	O.K	237.0	-
	2	622.2	2300	O.K	237.0	-
	3	618.3	2300	O.K	237.0	-
	4	618.5	2300	O.K	237.0	-
	5	622.1	2300	O.K	237.0	-
	6	625.9	2300	O.K	237.0	-
	7	625.8	2300	O.K	237.0	-
	8	622.6	2300	O.K	237.0	-
	9	618.7	2300	O.K	237.0	-
	10	618.9	2300	O.K	237.0	-
	11	622.6	2300	O.K	237.0	-
	12	626.3	2300	O.K	237.0	-
P1	1	1796.7	4400	O.K	450.0	-
	2	1833.5	4400	O.K	450.0	-
	3	1792.5	4400	O.K	450.0	-
	4	1825.1	4400	O.K	450.0	-
	5	1814.3	4400	O.K	450.0	-
	6	1865.9	4400	O.K	450.0	-
	7	1795.4	4400	O.K	450.0	-
	8	1830.1	4400	O.K	450.0	-
	9	1789.9	4400	O.K	450.0	-
	10	1822.1	4400	O.K	450.0	-
	11	1810.8	4400	O.K	450.0	-
	12	1864.8	4400	O.K	450.0	-

P2	1	1311.8	4400	O.K	450.0	-
	2	1556.1	4400	O.K	450.0	-
	3	1391.0	4400	O.K	450.0	-
	4	1581.9	4400	O.K	450.0	-
	5	1444.1	4400	O.K	450.0	-
	6	1711.7	4400	O.K	450.0	-
	7	1292.6	4400	O.K	450.0	-
	8	1526.5	4400	O.K	450.0	-
	9	1368.0	4400	O.K	450.0	-
	10	1550.8	4400	O.K	450.0	-
	11	1419.4	4400	O.K	450.0	-
	12	1676.4	4400	O.K	450.0	-
P3	1	1333.9	4400	O.K	450.0	-
	2	2002.9	4400	O.K	450.0	-
	3	1576.4	4400	O.K	450.0	-
	4	2096.6	4400	O.K	450.0	-
	5	1687.8	4400	O.K	450.0	-
	6	2410.0	4400	O.K	450.0	-
	7	1312.4	4400	O.K	450.0	-
	8	1938.1	4400	O.K	450.0	-
	9	1539.6	4400	O.K	450.0	-
	10	2026.0	4400	O.K	450.0	-
	11	1646.1	4400	O.K	450.0	-
	12	2320.9	4400	O.K	450.0	-
P4	1	1346.0	4400	O.K	450.0	-
	2	1972.5	4400	O.K	450.0	-
	3	1572.2	4400	O.K	450.0	-
	4	2058.9	4400	O.K	450.0	-
	5	1677.7	4400	O.K	450.0	-
	6	2353.6	4400	O.K	450.0	-
	7	1323.9	4400	O.K	450.0	-
	8	1911.3	4400	O.K	450.0	-
	9	1536.0	4400	O.K	450.0	-
	10	1992.6	4400	O.K	450.0	-
	11	1637.0	4400	O.K	450.0	-
	12	2270.8	4400	O.K	450.0	-

P5	1	1430.4	4400	O.K	450.0	-
	2	1602.0	4400	O.K	450.0	-
	3	1481.0	4400	O.K	450.0	-
	4	1616.4	4400	O.K	450.0	-
	5	1524.1	4400	O.K	450.0	-
	6	1715.3	4400	O.K	450.0	-
	7	1418.1	4400	O.K	450.0	-
	8	1584.8	4400	O.K	450.0	-
	9	1467.0	4400	O.K	450.0	-
	10	1598.6	4400	O.K	450.0	-
	11	1509.4	4400	O.K	450.0	-
	12	1695.4	4400	O.K	450.0	-
P6	1	1570.0	4400	O.K	450.0	-
	2	1569.0	4400	O.K	450.0	-
	3	1549.9	4400	O.K	450.0	-
	4	1555.4	4400	O.K	450.0	-
	5	1566.0	4400	O.K	450.0	-
	6	1581.5	4400	O.K	450.0	-
	7	1570.1	4400	O.K	450.0	-
	8	1569.2	4400	O.K	450.0	-
	9	1550.2	4400	O.K	450.0	-
	10	1555.4	4400	O.K	450.0	-
	11	1566.1	4400	O.K	450.0	-
	12	1581.7	4400	O.K	450.0	-
P7	1	1810.5	4400	O.K	450.0	-
	2	1802.2	4400	O.K	450.0	-
	3	1787.5	4400	O.K	450.0	-
	4	1787.2	4400	O.K	450.0	-
	5	1802.3	4400	O.K	450.0	-
	6	1810.1	4400	O.K	450.0	-
	7	1808.7	4400	O.K	450.0	-
	8	1803.5	4400	O.K	450.0	-
	9	1788.5	4400	O.K	450.0	-
	10	1786.4	4400	O.K	450.0	-
	11	1801.3	4400	O.K	450.0	-
	12	1811.2	4400	O.K	450.0	-

A2	1	628.9	2300	O.K	237.0	-
	2	626.1	2300	O.K	237.0	-
	3	622.1	2300	O.K	237.0	-
	4	622.2	2300	O.K	237.0	-
	5	626.0	2300	O.K	237.0	-
	6	629.2	2300	O.K	237.0	-
	7	628.2	2300	O.K	237.0	-
	8	626.7	2300	O.K	237.0	-
	9	622.8	2300	O.K	237.0	-
	10	621.8	2300	O.K	237.0	-
	11	625.7	2300	O.K	237.0	-
	12	629.3	2300	O.K	237.0	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	8365.36	8633.37	
P2	1	7137.75	7551.74	
P3	1	8755.53	9645.85	
P4	1	8649.31	9466.69	
P5	1	7377.64	8125.59	
P6	1	7322.51	7852.51	
P7	1	8254.95	9037.56	

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 시간이력해석

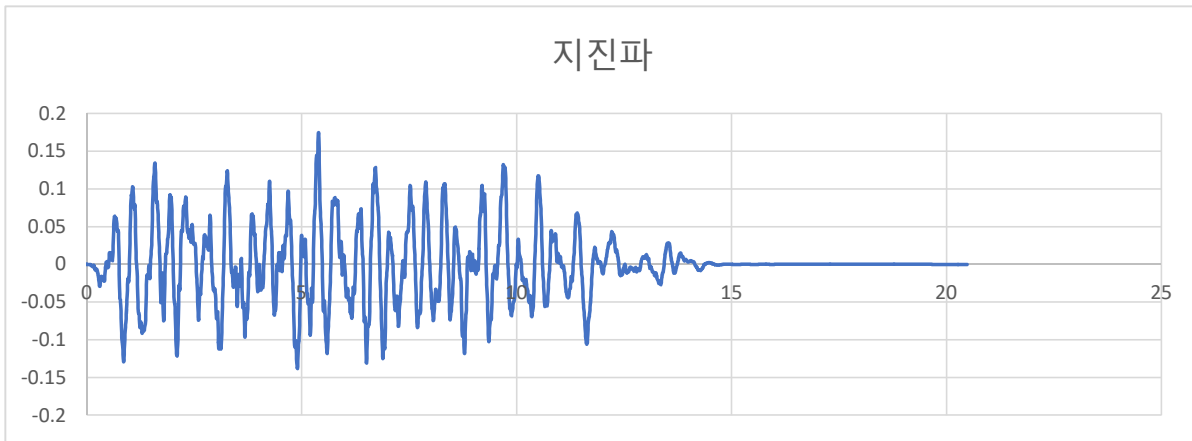
* 인공지진파의 결정

- 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.
- 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10% 이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다.

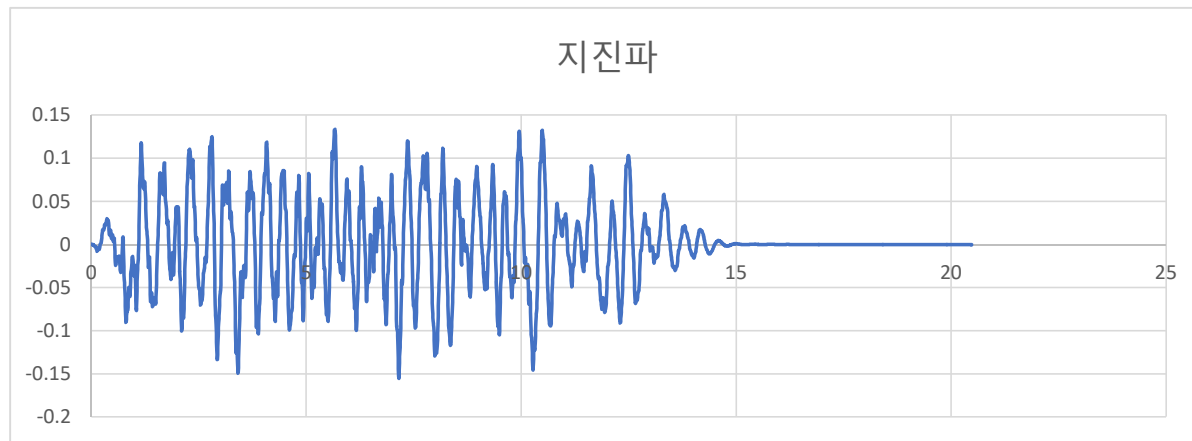
* 지진거리교량에 따른 인공지진파

- Proshake 프로그램을 이용하여 설계스펙트럼에 부합하는 S2지반에서의 인공지진파를 해당 교량 지반특성을 반영하여 부지응답해석을 통해 수정된 인공지진파를 적용하였다.

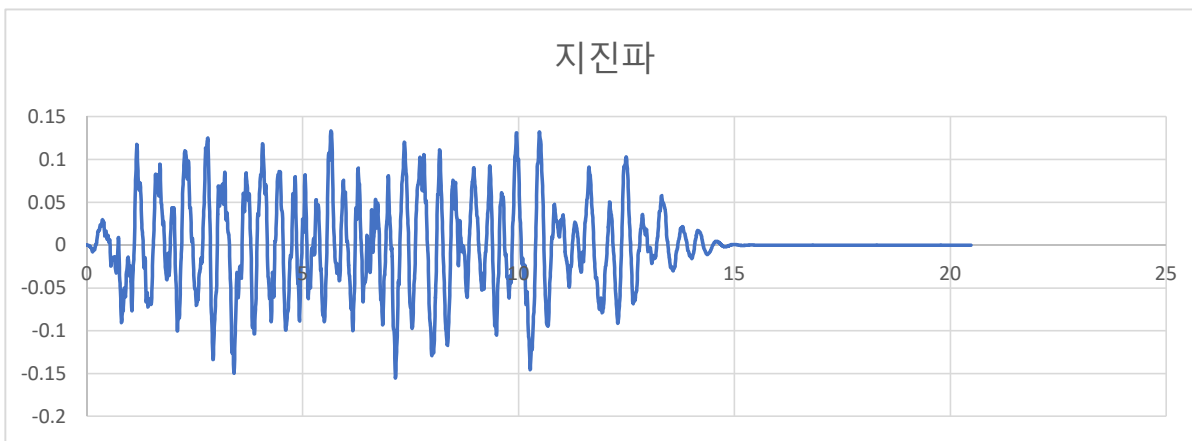
Case1



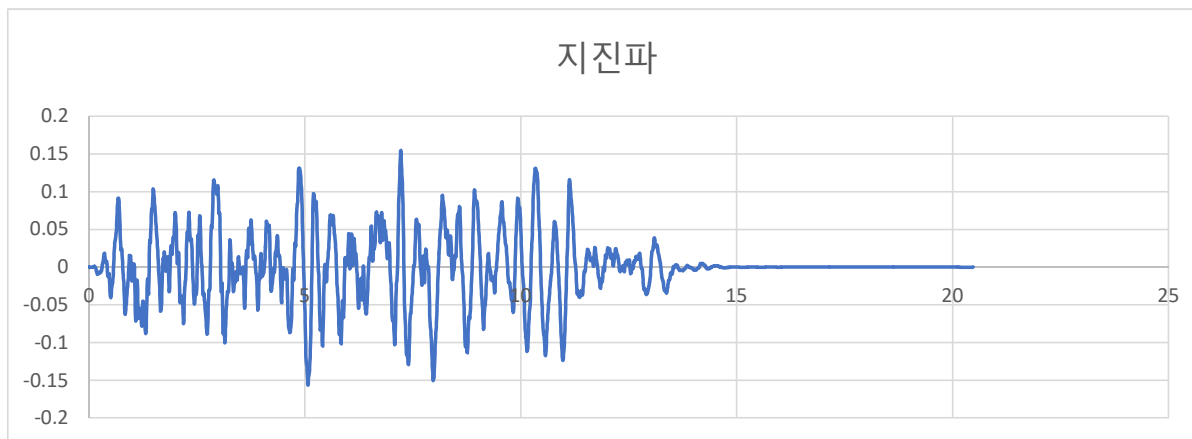
Case2



Case3



Case4



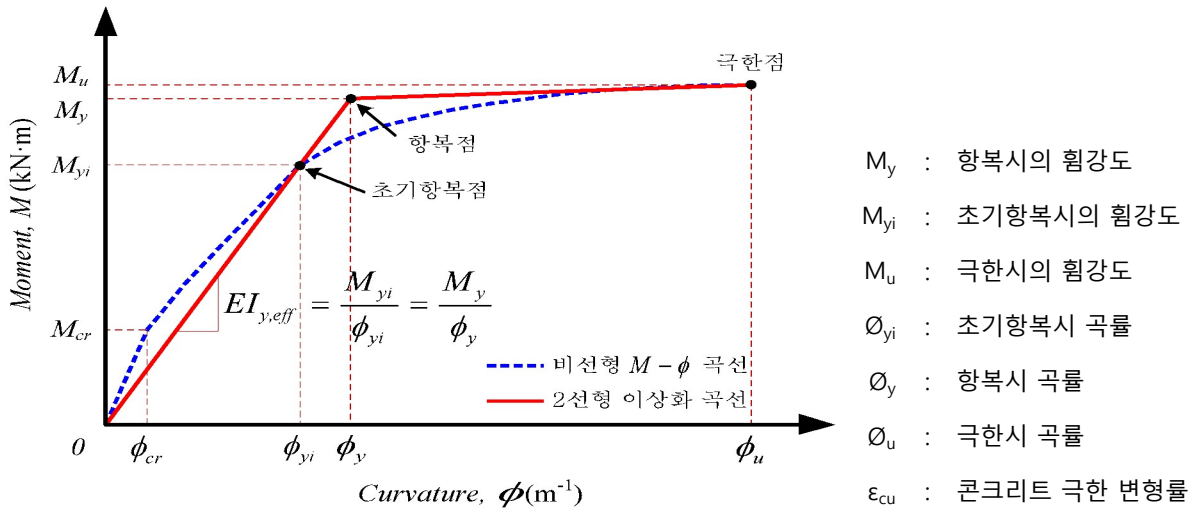
5. 유효강성 산정

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	D25	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 $l_{sp}/D+0.00085\leq 0.004$	0.003	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때				
			사각형					
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		0.0086 $l_{sp}/D-0.0023\leq 0.004$	1.800	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002		
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007	1.000
					천이	$1.5 < B/H < 4$	0.00278-0.00052B/H	1.8-0.2B/H
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002	1.500
교직방향		0.002						

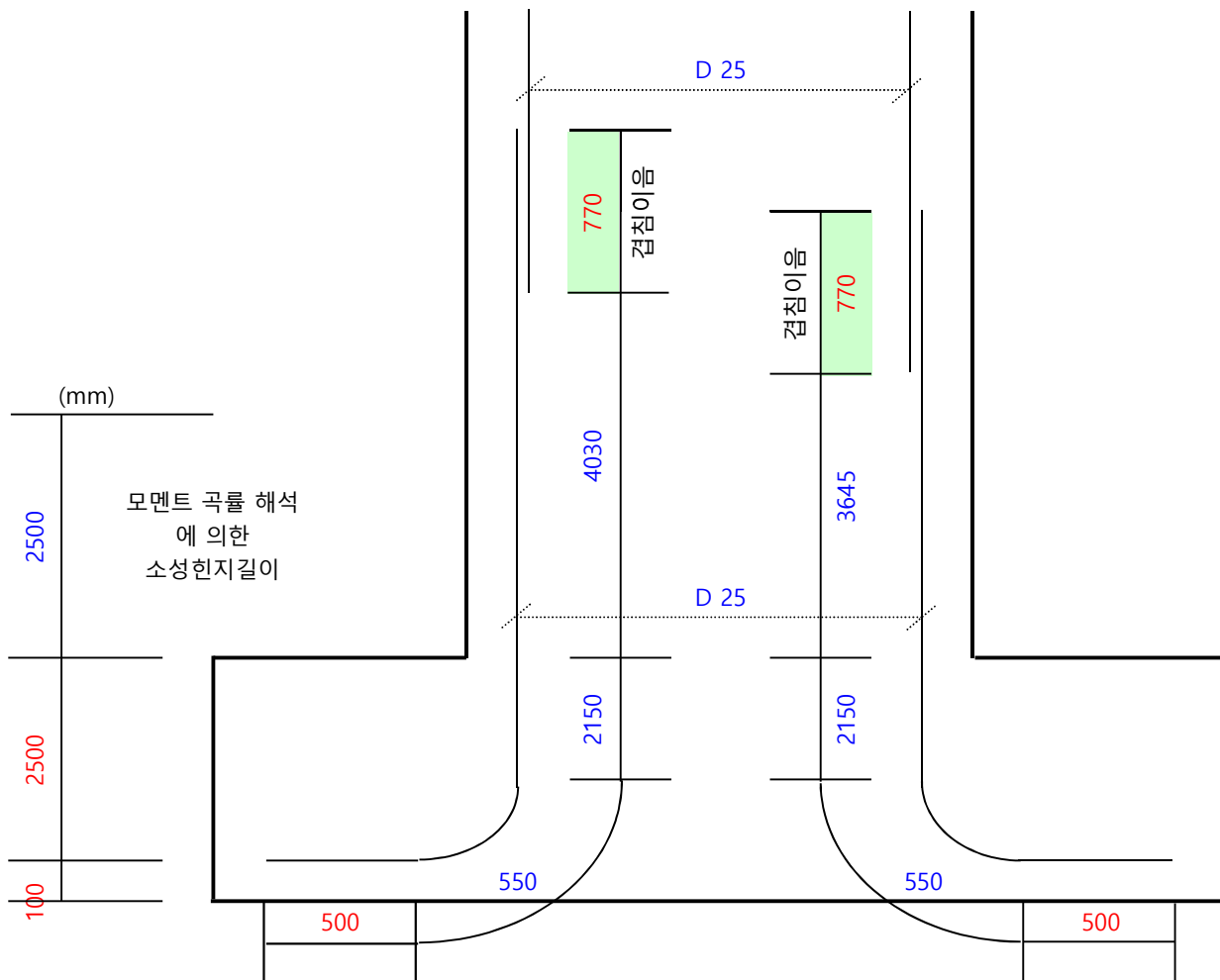
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	0.08 He + 0.022 f_y d_bl	=	0.543	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.330	
	③	D	=	2.500	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	0.371	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.500	

- 교축직각방향

Lp	①	0.08 He + 0.022 f_y d_bl	=	0.254	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.330	
	③	D	=	2.500	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	0.371	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.500	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없으므로 0% 적용.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

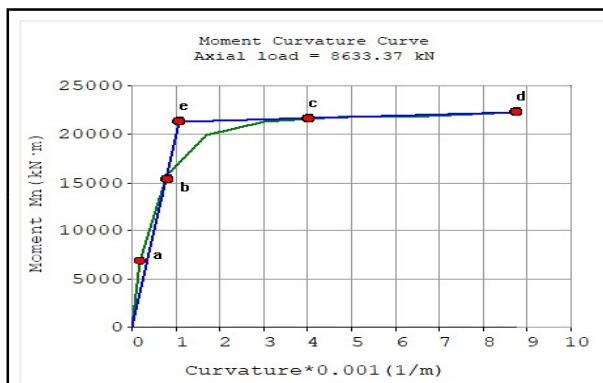
초기항복시	모멘트(M_y^L)	15,376	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.000807	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	21,303	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001085	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	22,314	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008736	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

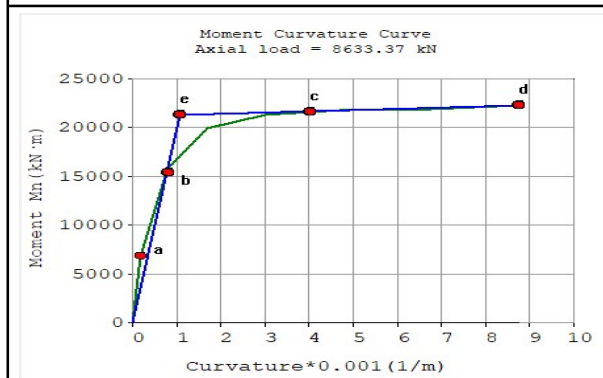
초기항복시	모멘트(M_y^T)	15,376	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000807	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	21,303	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001085	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	22,314	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008736	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

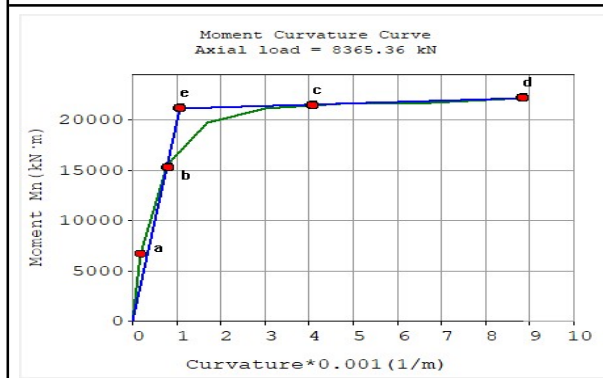
초기항복시	모멘트(M_y^T)	15,218	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000803	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	21,115	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001084	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	22,132	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008843	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.761 / 1.917 = 0.397$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{21,303}{0.00108478 \times 25,811,006} = 0.761$$

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

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.761 / 1.917 = 0.397$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{21,303}{0.00108478 \times 25,811,006} = 0.761$$

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

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.397 \times 1.917 = 0.761 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.397 \times 1.917 = 0.761 \text{ m}^4$$

- 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 교각4

1) 교축방향

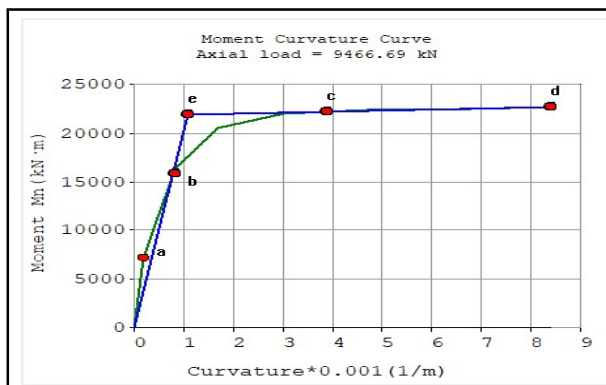
초기항복시	모멘트(M_y^L)	15,872	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.000816	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	21,861	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001089	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	22,696	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008399	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

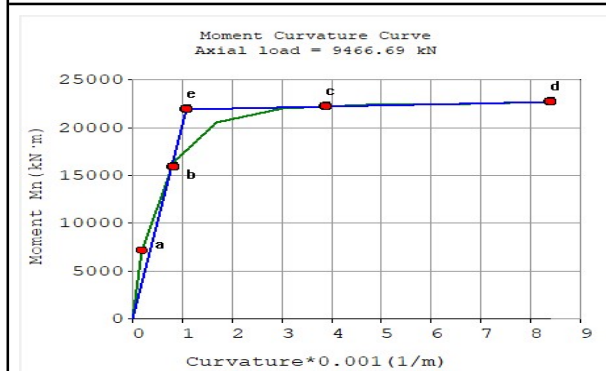
초기항복시	모멘트(M_y^T)	15,872	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000816	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	21,861	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001089	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	22,696	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008399	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

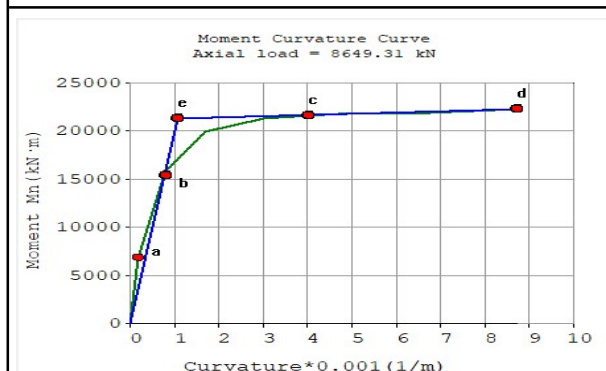
초기항복시	모멘트(M_y^T)	15,386	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.000807	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	21,314	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001085	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	22,324	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008729	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.778 / 1.917 = 0.406$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{21,861}{0.00108874 \times 25,811,006} = 0.778$$

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

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.778 / 1.917 = 0.406$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{21,861}{0.00108874 \times 25,811,006} = 0.778$$

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

$$I_g = 1.917 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.406 \times 1.917 = 0.778 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.406 \times 1.917 = 0.778 \text{ m}^4$$

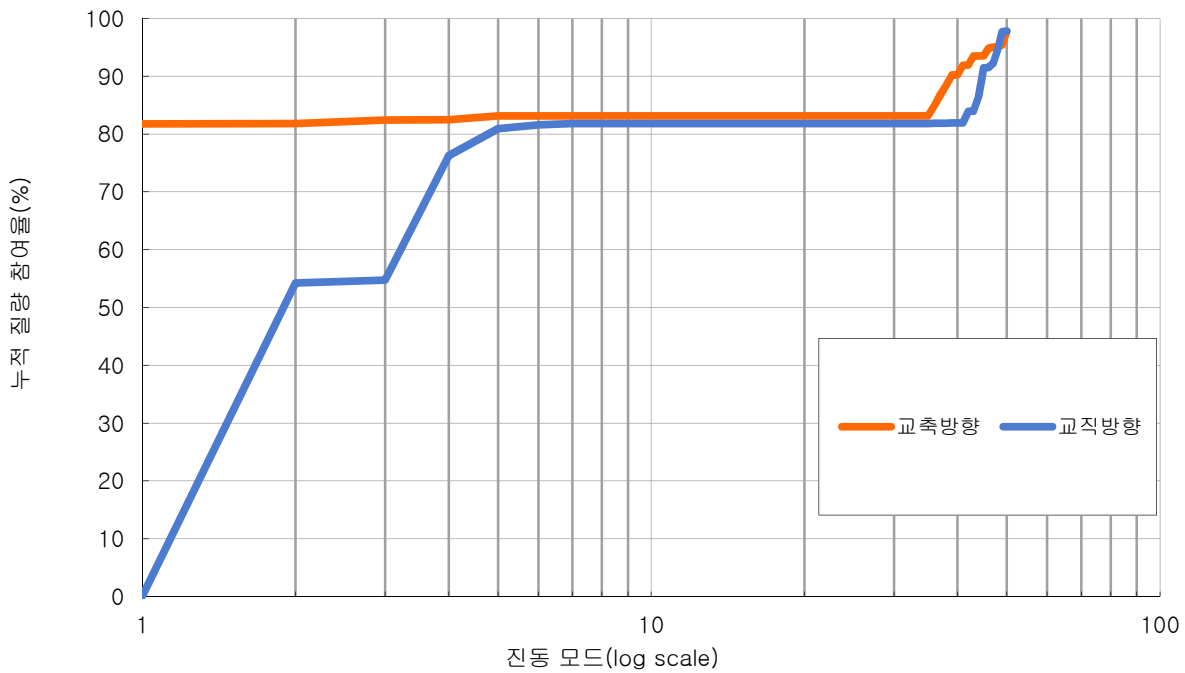
- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.83	81.79	0.13	0.00	81.79	0.13	0.00	
2	1.79	0.01	54.09	0.00	81.80	54.22	0.00	
3	1.78	0.63	0.53	0.00	82.43	54.75	0.00	
4	1.78	0.08	21.56	0.00	82.51	76.31	0.00	
5	1.77	0.62	4.64	0.00	83.13	80.95	0.00	
6	1.77	0.00	0.68	0.00	83.13	81.63	0.00	
7	1.61	0.00	0.20	0.00	83.13	81.84	0.00	
8	1.59	0.00	0.01	0.00	83.13	81.84	0.00	
9	1.08	0.00	0.01	0.00	83.13	81.85	0.00	
10	1.06	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	0.00	
11	0.69	0.00	0.00	0.47	83.13	81.85	0.47	
12	0.67	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	0.47	
13	0.66	0.00	0.00	0.42	83.13	81.85	0.89	
14	0.66	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	0.89	
15	0.58	0.00	0.00	0.64	83.13	81.85	1.53	
16	0.58	0.00	0.00	0.60	83.13	81.85	2.13	
17	0.55	0.00	0.00	0.45	83.13	81.85	2.58	
18	0.55	0.00	0.00	0.54	83.13	81.85	3.12	
19	0.47	0.00	0.00	1.90	83.13	81.85	5.02	
20	0.46	0.00	0.00	1.79	83.13	81.85	6.81	
21	0.44	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	6.81	
22	0.43	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	6.81	
23	0.41	0.00	0.00	0.07	83.13	81.85	6.88	
24	0.40	0.00	0.00	0.00	83.13	81.85	6.89	
25	0.36	0.00	0.00	0.27	83.13	81.85	7.15	
26	0.35	0.00	0.00	0.59	83.13	81.85	7.75	
27	0.32	0.00	0.00	2.02	83.13	81.85	9.77	
28	0.31	0.00	0.00	2.29	83.13	81.85	12.06	
29	0.31	0.00	0.00	1.69	83.13	81.85	13.76	
30	0.30	0.00	0.00	0.69	83.13	81.85	14.45	
31	0.29	0.00	0.00	3.07	83.13	81.85	17.52	
32	0.28	0.00	0.00	1.96	83.13	81.85	19.48	
33	0.27	0.00	0.00	0.05	83.13	81.85	19.52	
34	0.26	0.00	0.00	0.03	83.13	81.85	19.55	
35	0.23	0.00	0.00	0.04	83.13	81.85	19.59	
36	0.22	1.81	0.01	0.00	84.94	81.86	19.59	
37	0.20	1.80	0.00	0.00	86.74	81.87	19.59	
38	0.19	1.75	0.03	0.00	88.49	81.90	19.59	
39	0.19	1.77	0.03	0.00	90.26	81.93	19.59	
40	0.16	0.00	0.00	0.06	90.26	81.93	19.65	
41	0.13	1.67	0.03	0.00	91.93	81.96	19.65	
42	0.10	0.01	1.98	0.00	91.94	83.94	19.65	
43	0.10	1.56	0.01	0.00	93.50	83.96	19.66	
44	0.09	0.01	2.52	0.02	93.51	86.47	19.67	
45	0.08	0.07	5.00	0.01	93.58	91.47	19.68	
46	0.07	1.27	0.04	0.02	94.85	91.51	19.70	
47	0.05	0.20	0.76	0.17	95.05	92.28	19.87	
48	0.04	0.02	2.41	0.15	95.06	94.69	20.02	
49	0.02	0.41	3.03	0.06	95.47	97.71	20.08	
50	0.02	2.28	0.14	0.00	97.75	97.85	20.09	

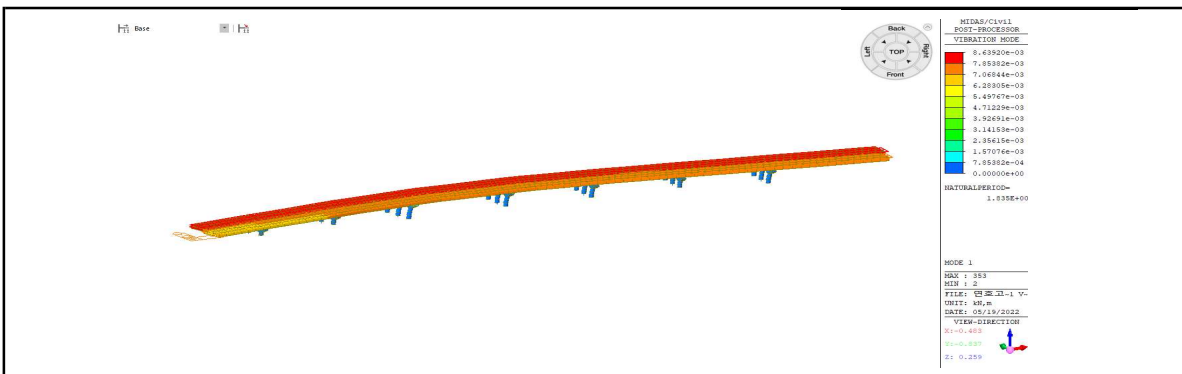
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



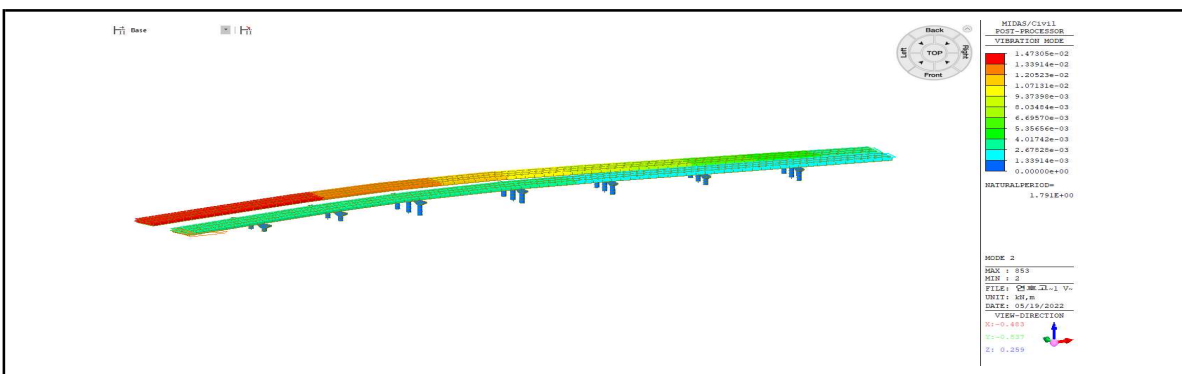
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.8346 sec) - 1 Mode (A = 0.1214 g)



○ 교축직각방향 (T = 1.7905 sec) - 2 Mode (A = 0.1244 g)



7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	123.47	0	0	103.33	0	0
P1	123.43	1736	9723	108.56	1273	1689
P2	123.50	1925	12146	112.81	1774	3447
P3	123.68	1820	20004	115.50	2078	7883
P4	123.73	1794	17753	114.77	2231	7614
P5	123.60	1719	16709	112.07	2172	7066
P6	123.15	1690	14053	110.86	1995	4847
P7	122.93	1642	16919	109.06	2281	7463
A2	122.74	0	0	105.20	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	3.29	1739	5164	0.66	1183	1301
P2	7.03	2005	4874	1.30	1660	2876
P3	31.25	1990	4075	4.57	1680	6634
P4	24.88	1927	3976	3.02	1865	6690
P5	21.32	1771	4126	2.93	1793	5891
P6	11.10	1764	4545	1.32	1771	4006
P7	22.60	1757	4095	3.31	1902	6530
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	123.47	0	0	103.33	0	0
P1	123.43	1736	9723	108.56	1273	1689
P2	123.50	1925	12146	112.81	1774	3447
P3	123.68	1820	20004	115.50	2078	7883
P4	123.73	1794	17753	114.77	2231	7614
P5	123.60	1719	16709	112.07	2172	7066
P6	123.15	1690	14053	110.86	1995	4847
P7	122.93	1642	16919	109.06	2281	7463
A2	122.74	0	0	105.20	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	3.29	1739	5164	0.66	1183	1301
P2	7.03	2005	4874	1.30	1660	2876
P3	31.25	1990	4075	4.57	1680	6634
P4	24.88	1927	3976	3.02	1865	6690
P5	21.32	1771	4126	2.93	1793	5891
P6	11.10	1764	4545	1.32	1771	4006
P7	22.60	1757	4095	3.31	1902	6530
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력	교축방향		하단 축력	교축방향	
		교각하단	교각하단		교각하단	교각하단
	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	8,365	14	66	8,633	0	1
P2	7,138	1	8	7,552	1	2
P3	8,756	17	158	9,646	2	2
P4	8,649	17	165	9,467	2	1
P5	7,378	6	53	8,126	0	1
P6	7,323	5	35	7,853	0	1
P7	8,255	15	135	9,038	0	0
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	0.02	14	35	0.00	0	0
P2	0.01	1	6	0.00	1	3
P3	0.25	17	41	0.03	2	16
P4	0.24	17	51	0.02	2	14
P5	0.07	6	18	0.01	0	3
P6	0.03	5	13	0.00	0	0
P7	0.18	15	37	0.03	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,365.4	
하단축력(kN)	8,633.4	
상단변위(mm)	3.3	0.7
상단전단력(kN)	1,738.9	1,182.6
하단전단력(kN)	1,736.4	1,273.1
상단모멘트(kN·m)	5,163.9	1,301.3
하단모멘트(kN·m)	9,723.3	1,689.2

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,365.4	
하단축력(kN)	8,633.4	
상단변위(mm)	0.0	0.0
상단전단력(kN)	14.2	0.2
하단전단력(kN)	14.2	0.2
상단모멘트(kN·m)	34.6	0.4
하단모멘트(kN·m)	66.0	0.8

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,365.4	8,365.4	P
하단축력(kN)	8,633.4	8,633.4	Pbot
상단변위(mm)	3.3	0.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,753.1	1,182.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,750.6	1,273.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	5,198.6	1,301.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	9,789.2	1,690.0	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,137.8	
하단축력(kN)	7,551.7	
상단변위(mm)	7.0	1.3
상단전단력(kN)	2,004.5	1,659.9
하단전단력(kN)	1,925.5	1,774.0
상단모멘트(kN·m)	4,874.0	2,875.6
하단모멘트(kN·m)	12,146.2	3,447.2

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,137.8	
하단축력(kN)	7,551.7	
상단변위(mm)	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.8	0.5
하단전단력(kN)	0.8	0.5
상단모멘트(kN·m)	6.3	3.4
하단모멘트(kN·m)	7.9	1.5

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,137.8	7,137.8	P
하단축력(kN)	7,551.7	7,551.7	Pbot
상단변위(mm)	7.0	1.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	2,005.3	1,660.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,926.3	1,774.5	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,880.4	2,879.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	12,154.2	3,448.7	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,755.5	
하단축력(kN)	9,645.9	
상단변위(mm)	31.2	4.6
상단전단력(kN)	1,989.6	1,679.6
하단전단력(kN)	1,819.6	2,078.5
상단모멘트(kN·m)	4,075.3	6,633.7
하단모멘트(kN·m)	20,004.5	7,883.1

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,755.5	
하단축력(kN)	9,645.9	
상단변위(mm)	0.3	0.0
상단전단력(kN)	16.5	2.4
하단전단력(kN)	16.5	2.4
상단모멘트(kN·m)	40.5	15.8
하단모멘트(kN·m)	157.8	1.9

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,755.5	8,755.5	P
하단축력(kN)	9,645.9	9,645.9	Pbot
상단변위(mm)	31.5	4.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	2,006.1	1,682.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,836.1	2,080.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,115.8	6,649.5	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	20,162.3	7,885.1	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,649.3	
하단축력(kN)	9,466.7	
상단변위(mm)	24.9	3.0
상단전단력(kN)	1,927.3	1,865.5
하단전단력(kN)	1,794.1	2,231.1
상단모멘트(kN·m)	3,975.6	6,690.5
하단모멘트(kN·m)	17,752.9	7,614.0

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,649.3	
하단축력(kN)	9,466.7	
상단변위(mm)	0.2	0.0
상단전단력(kN)	17.4	2.3
하단전단력(kN)	17.4	2.3
상단모멘트(kN·m)	51.2	14.2
하단모멘트(kN·m)	164.5	1.3

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,649.3	8,649.3	P
하단축력(kN)	9,466.7	9,466.7	Pbot
상단변위(mm)	25.1	3.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,944.7	1,867.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,811.6	2,233.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,026.9	6,704.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,917.4	7,615.2	[ME]comb

P5 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,377.6	
하단축력(kN)	8,125.6	
상단변위(mm)	21.3	2.9
상단전단력(kN)	1,770.8	1,792.7
하단전단력(kN)	1,718.5	2,171.7
상단모멘트(kN·m)	4,125.9	5,890.7
하단모멘트(kN·m)	16,709.2	7,066.4

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,377.6	
하단축력(kN)	8,125.6	
상단변위(mm)	0.1	0.0
상단전단력(kN)	5.9	0.3
하단전단력(kN)	5.9	0.3
상단모멘트(kN·m)	17.6	2.7
하단모멘트(kN·m)	52.6	0.9

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,377.6	7,377.6	P
하단축력(kN)	8,125.6	8,125.6	Pbot
상단변위(mm)	21.4	2.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,776.7	1,793.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,724.4	2,171.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,143.5	5,893.4	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	16,761.8	7,067.3	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,322.5	
하단축력(kN)	7,852.5	
상단변위(mm)	11.1	1.3
상단전단력(kN)	1,763.6	1,770.7
하단전단력(kN)	1,690.3	1,995.0
상단모멘트(kN·m)	4,545.4	4,006.2
하단모멘트(kN·m)	14,053.2	4,847.3

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,322.5	
하단축력(kN)	7,852.5	
상단변위(mm)	0.0	0.0
상단전단력(kN)	5.1	0.2
하단전단력(kN)	5.1	0.2
상단모멘트(kN·m)	12.6	0.4
하단모멘트(kN·m)	34.8	0.6

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,322.5	7,322.5	P
하단축력(kN)	7,852.5	7,852.5	Pbot
상단변위(mm)	11.1	1.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,768.7	1,770.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,695.4	1,995.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,558.0	4,006.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	14,088.0	4,848.0	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,255.0	
하단축력(kN)	9,037.6	
상단변위(mm)	22.6	3.3
상단전단력(kN)	1,756.7	1,901.9
하단전단력(kN)	1,641.8	2,281.1
상단모멘트(kN·m)	4,095.3	6,529.7
하단모멘트(kN·m)	16,919.0	7,462.9

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,255.0	8,255.0	P
하단축력(kN)	9,037.6	9,037.6	Pbot
상단변위(mm)	22.8	3.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,771.7	1,902.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,656.8	2,281.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,132.7	6,530.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,053.8	7,463.2	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	8633.4	1750.6	9789.2
	교직	8633.4	1273.3	1690.0
P2	교축	7551.7	1926.3	12154.2
	교직	7551.7	1774.5	3448.7
P3	교축	9645.9	1836.1	20162.3
	교직	9645.9	2080.9	7885.1
P4	교축	9466.7	1811.6	17917.4
	교직	9466.7	2233.3	7615.2
P5	교축	8125.6	1724.4	16761.8
	교직	8125.6	2171.9	7067.3
P6	교축	7852.5	1695.4	14088.0
	교직	7852.5	1995.3	4848.0
P7	교축	9037.6	1656.8	17053.8
	교직	9037.6	2281.2	7463.2

8.3 받침부 개당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	208	172
P1	430	362
P2	423	370
P3	389	392
P4	377	401
P5	369	399
P6	382	398
P7	366	401
A2	191	185

8.4 받침부 전체 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	2494	2057
P1	5151	4339
P2	5068	4424
P3	4653	4690
P4	4509	4792
P5	4409	4778
P6	4567	4762
P7	4367	4792
A2	2279	2208

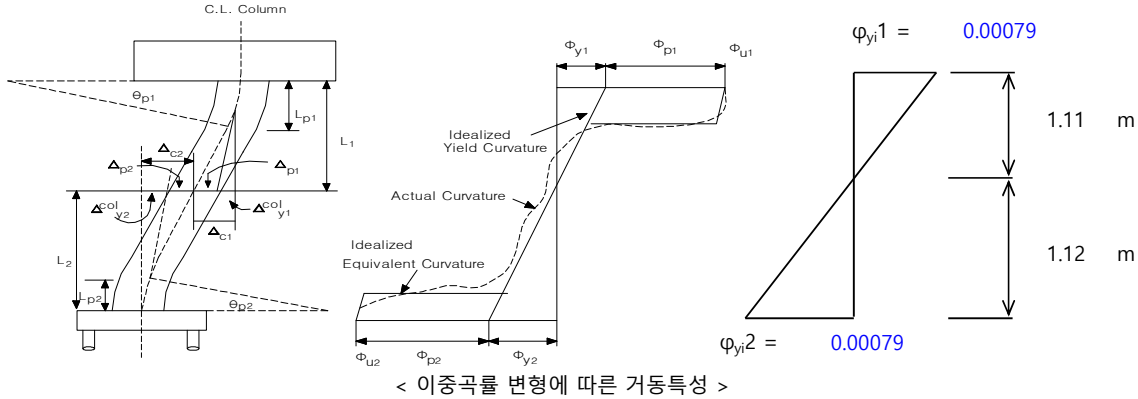
9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (캔틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	2.227	2.227	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	4.727	1.114	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.835	1.791	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 2.227 \times 0.00079 / (0.00079 + 0.00079) = 1.11 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 2.227 \times 0.00079 / (0.00079 + 0.00079) = 1.12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 20,553 / 4.727 = 4,348.043 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 21,640 / 4.727 = 4,577.872 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 20,553 / 1.117 = 18,400.358 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 21,640 / 1.117 = 19,372.963 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 20,254 / 1.110 = 18,247.027 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 21,366 / 1.110 = 19,249.009 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00108}{3} \times \frac{4.727^2}{3} = 0.0081 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.727 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.546 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00925 - 0.00108) \times 0.546 = 0.0045 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{21,640}{20,553} - 1 \right) \times 0.00806 + 0.00446 \times \left(4.727 - \frac{0.546}{2} \right) \\ &= 0.0203 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.00810 + 0.02030 = 0.0284 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0284}{0.0081} = 3.526 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 3.526 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **3.526** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00108}{3} \times \frac{1.117^2}{3} = 0.0004 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.117 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.257 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \quad \text{m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00925 - 0.00108) \times 0.330 \\ &= 0.00270 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{21,640}{20,553} - 1 \right) \times 0.00045 + 0.00270 \times \left(1.117 - \frac{0.330}{2} \right) \\ &= 0.0026 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0004 + 0.0026 = 0.0030 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.00300}{0.00045} = 6.670 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 6.670 \end{aligned}$$

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)	4348	4578	18400	19373	18247	19249	

변위 Δ (m)	0.0081	0.0284	0.0004	0.0030	0.0004	0.0030	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

$$k = 0.147 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00806 = 0.01611 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00806 = 0.04028 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00045 = 0.00090 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00045 = 0.00225 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00044 = 0.00089 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00044 = 0.00222 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,341.3}{150} = 2,922 \text{ kN}$$

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

$$= 2,341.3 \text{ mm} \text{ (횡철근 중심간 거리)}$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,341.3}{150} = 2,921.6 \text{ kN}$$

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

$$= 2,341.3 \text{ mm} \text{ (횡철근 중심간 거리)}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

$$= \frac{\pi \quad 397.2 \quad \times \quad 300 \quad \times \quad 2,341.3}{2 \quad \times \quad 150} = 2,921.6 \quad \text{kN}$$

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

$\Rightarrow$ (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$

$= 2341.3 \quad \text{mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,365 \times 2.500}{4.727} = 664 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,365 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 4.727 \quad \text{m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,365 \times 2.500}{1.117} = 2,808 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,365 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 1.117 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,365 \times 2.500}{1.110} = 2,826 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,365 \quad \text{kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 1.110 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 664
			=	9,357	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.01611	m

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 664
			=	3,585	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.04028	m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 2,808
			=	11,501	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.00090	m

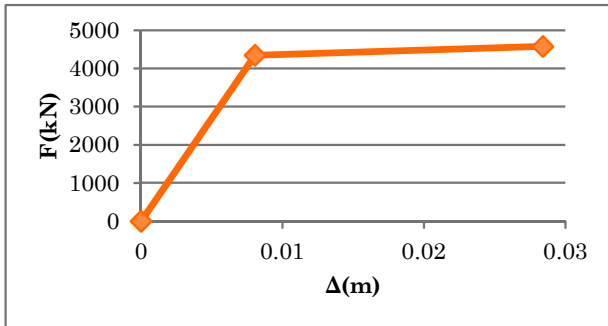
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 2,808
			=	5,730	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.00225	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

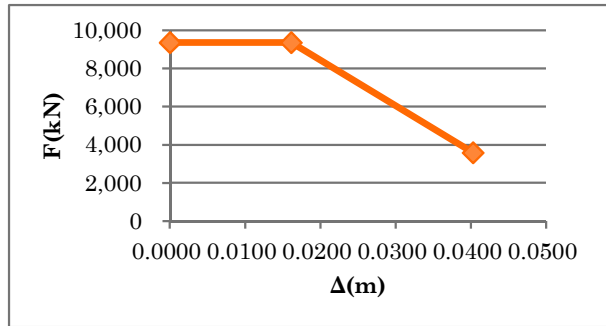
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 2,826
			=	11,519	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.00089	m

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 2,826
			=	5,748	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.00222	m

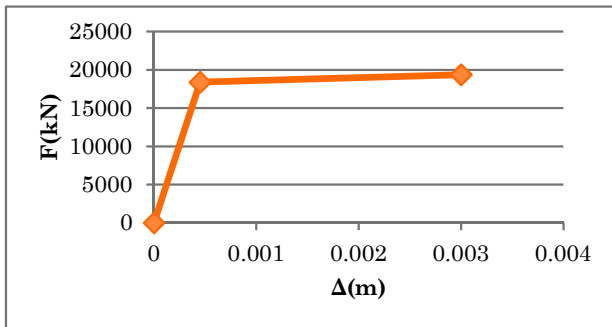
※ 힘·전단성능 곡선



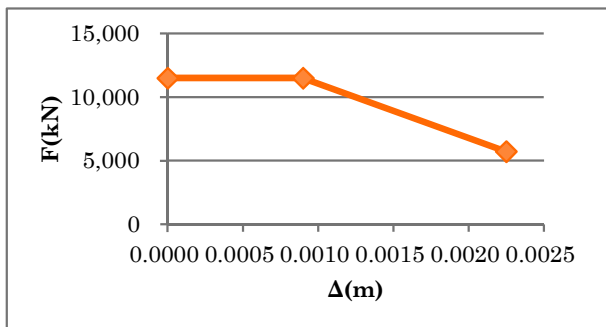
교축방향 휨성능 곡선



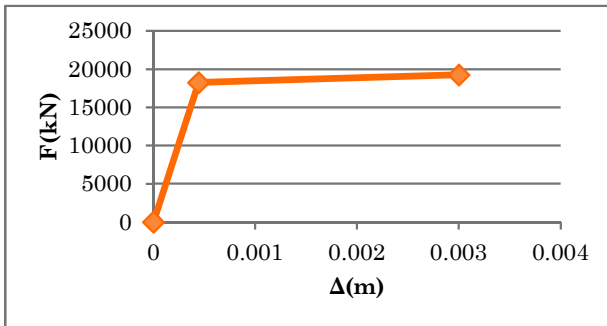
교축방향 전단성능 곡선



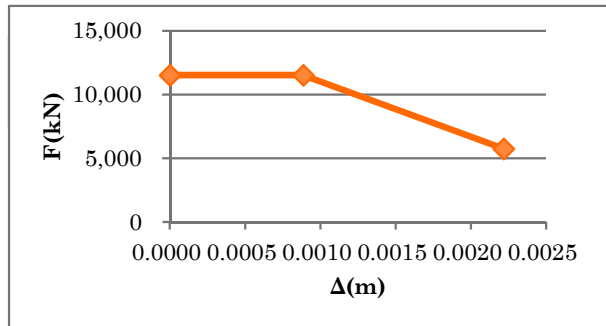
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



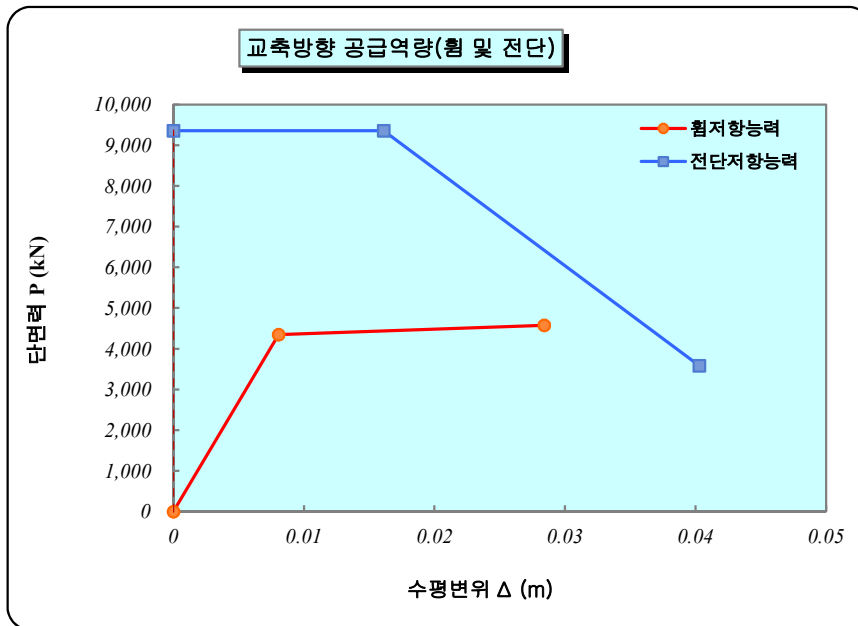
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

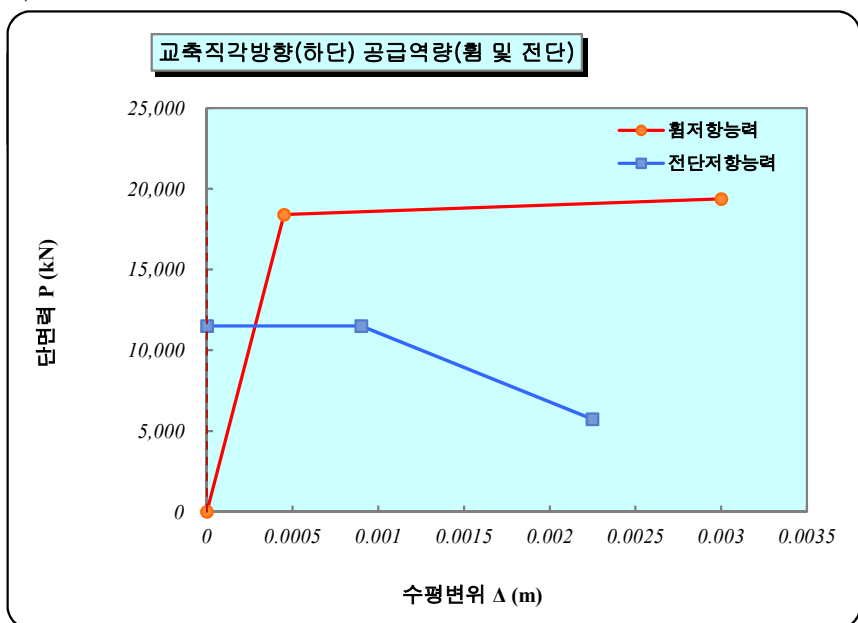
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



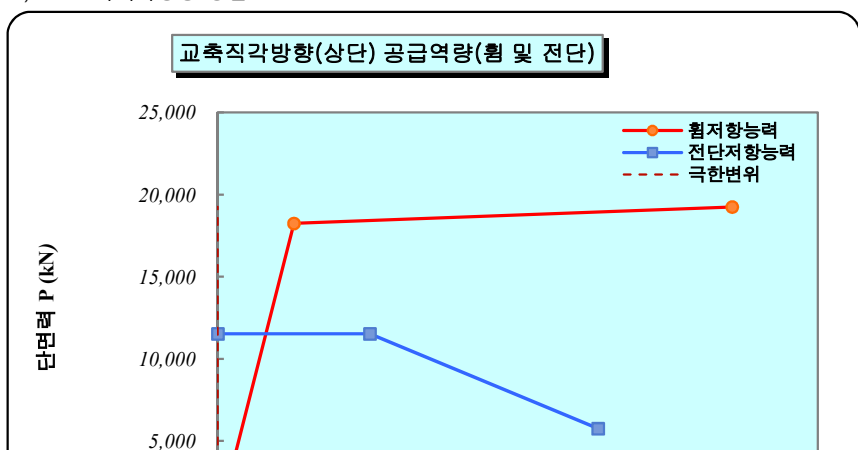
휨강도(P_f)
4,578
(kN)
전단강도(V_n)
9,357
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0081
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0284
(m)
변위연성도(μ)
3.526

2) 교축직각방향-하단

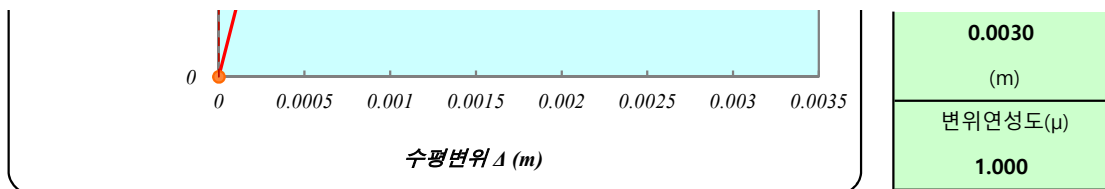


휨강도(P_f)
19,373
(kN)
전단강도(V_n)
11,501
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0004
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0030
(m)
변위연성도(μ)
1.000

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
19,249
(kN)
전단강도(V_n)
11,519
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0004
(m)
극한변위 (Δ_u)



9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 9,789 + 8,365 \times 1.5 \times 0.00331 \\
 &= 9,831 \quad \text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{9,831}{20,553} = 0.478 \rightarrow RS \quad 1.000 \quad \text{적용} \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.8346 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 1,690 + 8,365 \times 1.5 \times 0.001$
 $= 1,698 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{1,698}{20,553} = 0.083 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.7905 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 1,302 + 8,365 \times 1.5 \times 0.001$
 $= 1,310 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{1,310}{20,254} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.7905 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) $\mu_{\Delta C}^L = 3.526$
- 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

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{3.526}{1.000} = 3.526 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.000}{1.000} = 1.000 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

!!!
!!!

∴ 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

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{9,357}{1,751} = 5.345 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(하단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{11,501}{1,273} = 9.032 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

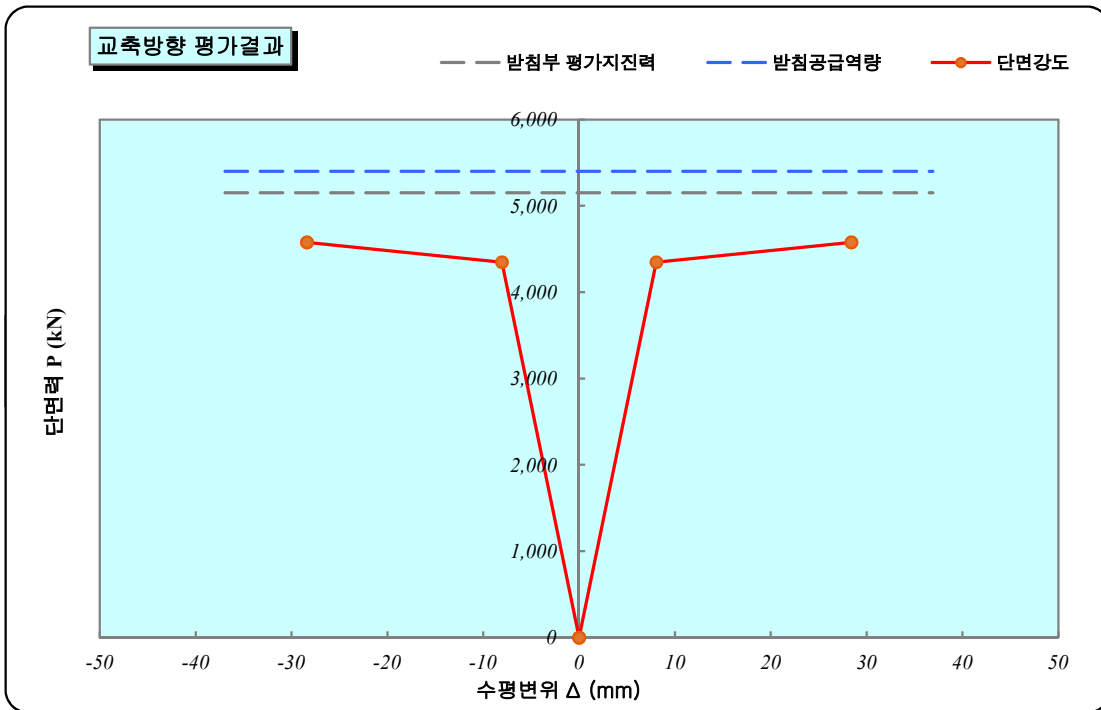
∴ 교축직각방향(상단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{11,519}{1,183} = 9.739 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

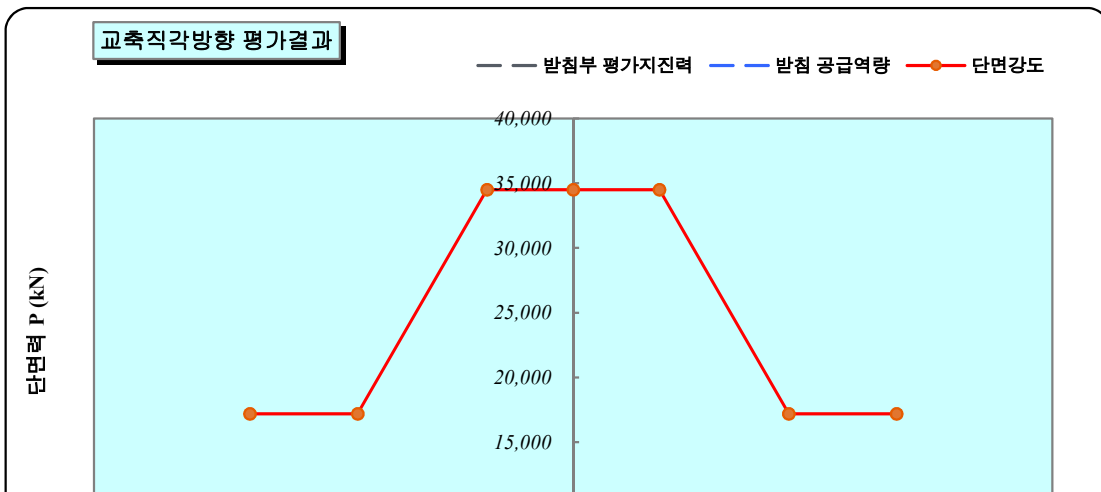
!!!

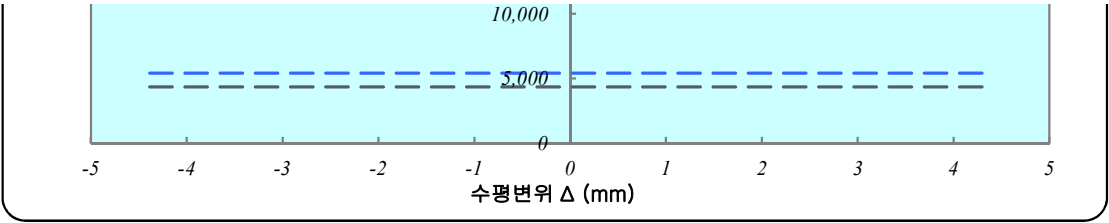
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





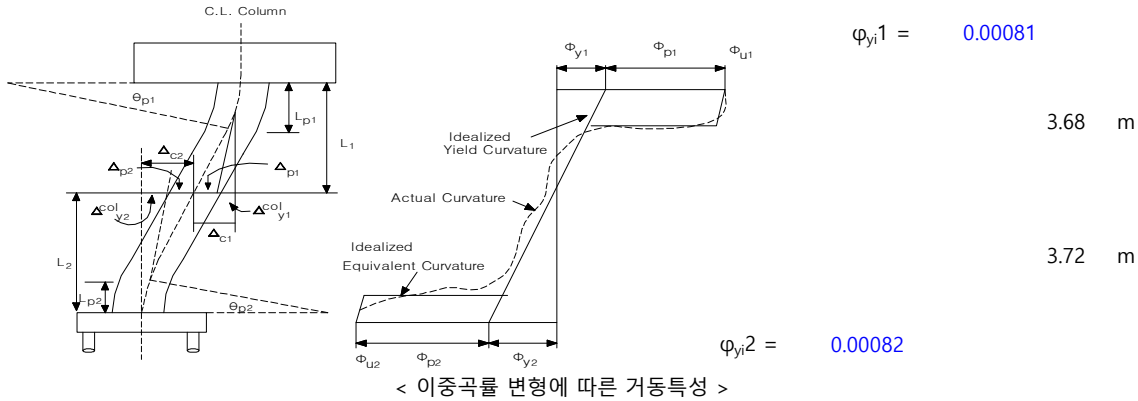
9. 교각부 평가

9.2 교각 4

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	7.398	7.398	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.898	3.699	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.835	1.791	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned} \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 7.398 \times 0.00081 / (0.00081 + 0.00082) = 3.68 \text{ m} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 7.398 \times 0.00082 / (0.00081 + 0.00082) = 3.72 \text{ m} \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} F_y^L &= M_y^L / H_e = 21,861 / 9.898 = 2,208.618 \text{ kN} \\ F_u^L &= M_u^L / H_e = 22,696 / 9.898 = 2,293.009 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} F_y^T &= M_y^T / H_e = 21,861 / 3.721 = 5,875.007 \text{ kN} \\ F_u^T &= M_u^T / H_e = 22,696 / 3.721 = 6,099.489 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned} F_y^T &= M_y^T / H_e = 21,314 / 3.677 = 5,796.682 \text{ kN} \\ F_u^T &= M_u^T / H_e = 22,324 / 3.677 = 6,071.308 \text{ kN} \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00109}{3} \times \frac{9.898^2}{3} = 0.0356 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.898 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.959 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00840 - 0.00109) \times 0.959 = 0.0070 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{22,696}{21,861} - 1 \right) \times 0.03555 + 0.00701 \times \left(9.898 - \frac{0.959}{2} \right) \\ &= 0.0674 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03560 + 0.06740 = 0.1030 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1030}{0.0356} = 2.897 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.897 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.897** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00109}{3} \times \frac{3.721^2}{3} = 0.0050 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.721 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.465 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00840 - 0.00109) \times 0.465 \\ &= 0.00340 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{22,696}{21,861} - 1 \right) \times 0.00502 + 0.00340 \times \left(3.721 - \frac{0.465}{2} \right) \\ &= 0.0121 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0050 + 0.0121 = 0.0171 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.01710}{0.00502} = 3.403 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 3.403 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **3.403** 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)	2209	2293	5875	6099	5797	6071	

변위 Δ (m)	0.0356	0.1030	0.0050	0.0171	0.0049	0.0172	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

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)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

$$k = 0.210 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03555 = 0.07111 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03555 = 0.17777 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5,771 \text{ kN}$$

$$k = 0.160 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00502 = 0.01005 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00502 = 0.02512 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 5.771 \text{ kN}$$

$$k = 0.148 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.9270 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.909 = 3.9270 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00489 = 0.00978 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00489 = 0.02445 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,341.3}{150} = 2,922 \text{ kN}$$

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2,341.3 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,341.3}{150} = 2,921.6 \text{ kN}$$

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2341.3 mm (횡철근 중심간 거리)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

$$= \frac{\pi \quad 397.2 \quad \times \quad 300 \quad \times \quad 2,341.3}{2 \quad \times \quad 150} = 2,921.6 \quad \text{kN}$$

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

$\Rightarrow$ (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$

$= 2341.3 \quad \text{mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,649 \times 2.500}{9.898} = 328 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,649 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 9.898 \quad \text{m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{TOP}} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,649 \times 2.500}{3.721} = 872 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,649 \quad \text{kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 3.721 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,649 \times 2.500}{3.677} = 882 \quad \text{kN}$$

여기서, $P_{\text{TOP}} = 8,649 \quad \text{kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2.500 \quad \text{m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 3.677 \quad \text{m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 328
			=	9,021	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.07111	m

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 328
			=	3,249	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.17777	m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 872
			=	9,565	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.01005	m

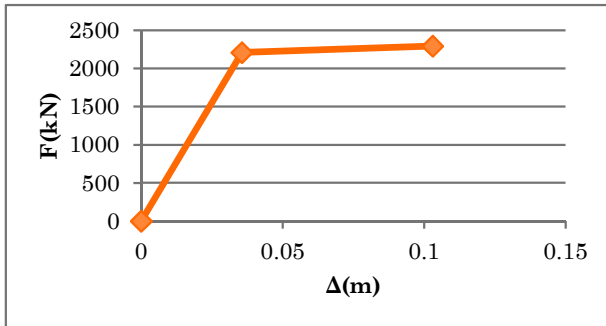
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 872
			=	3,793	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.02512	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

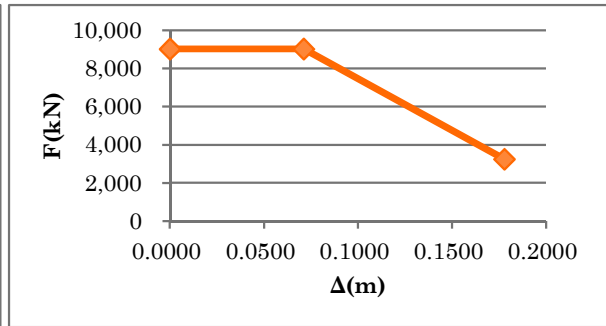
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+ 2,922 + 882
			=	9,575	kN
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.00978	m

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 2,922 + 882
			=	3,804	kN
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.02445	m

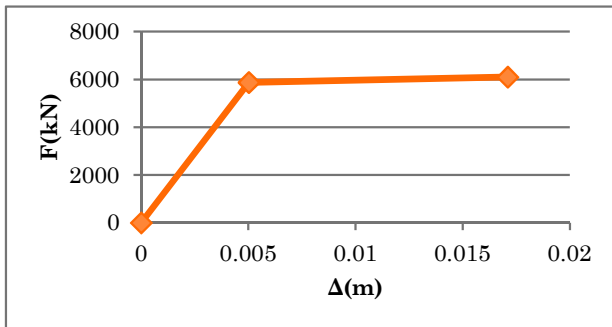
※ 힘·전단성능 곡선



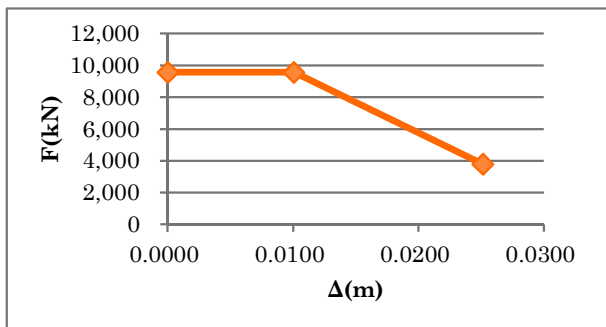
교축방향 휨성능 곡선



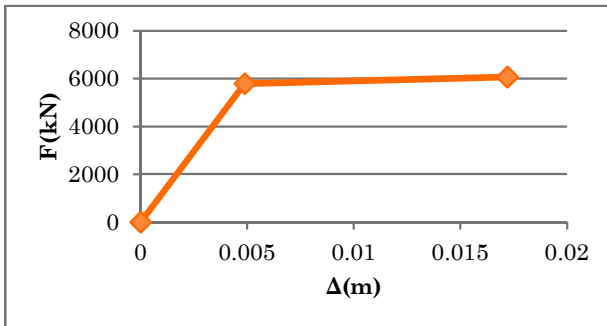
교축방향 전단성능 곡선



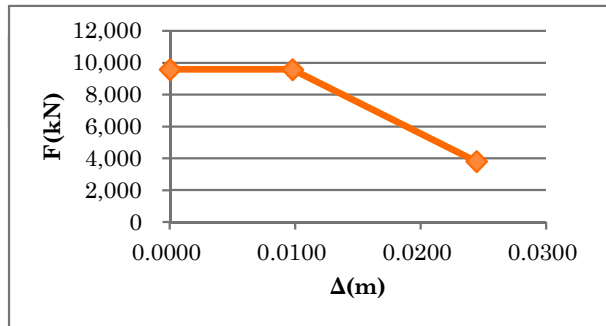
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



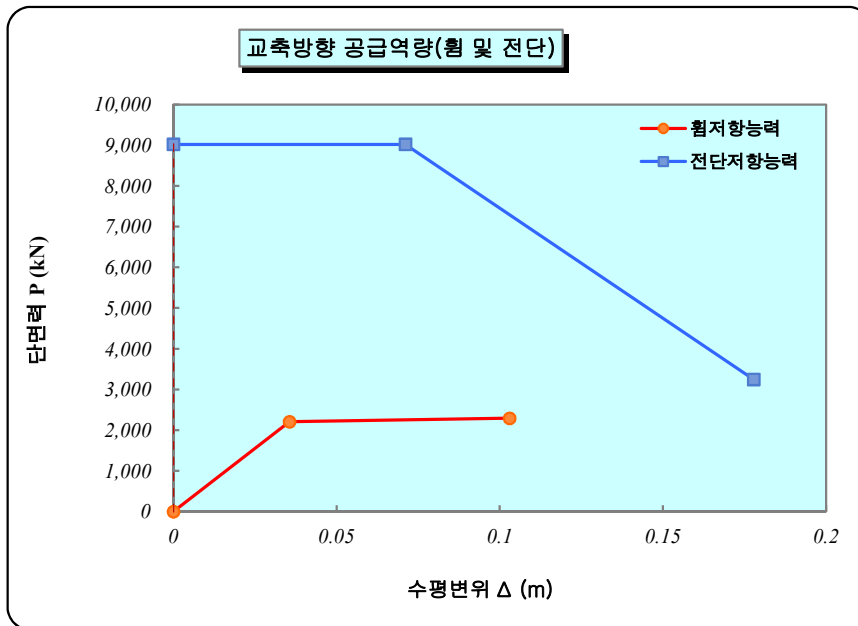
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

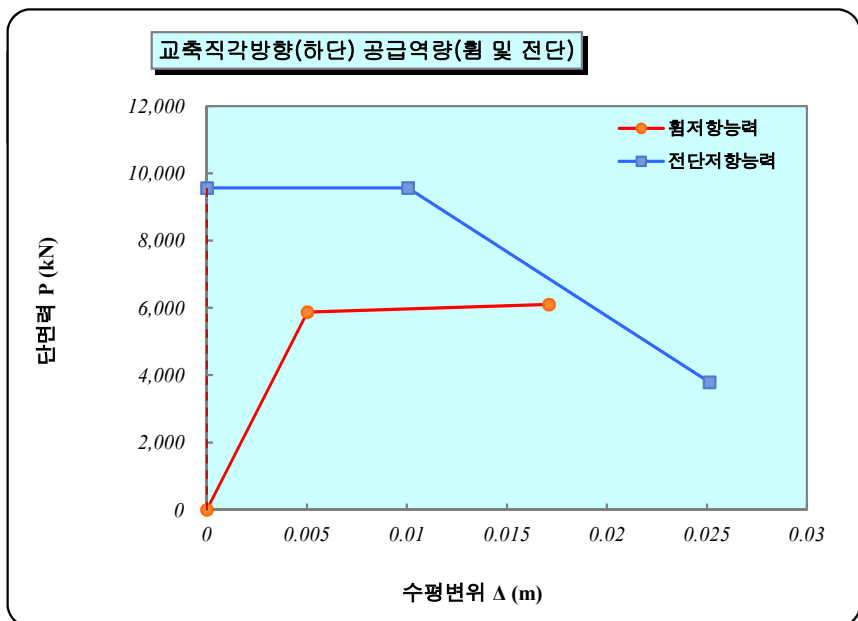
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



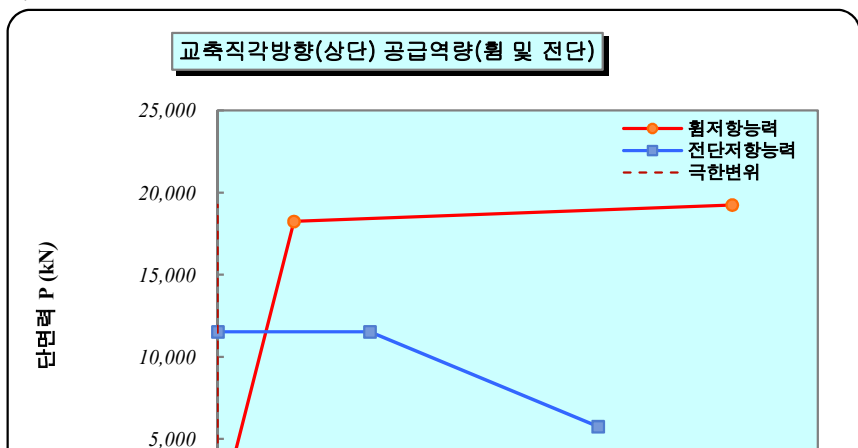
휨강도(P_f)
2,293
(kN)
전단강도(V_n)
9,021
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0356
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1030
(m)
변위연성도(μ)
2.897

2) 교축직각방향-하단

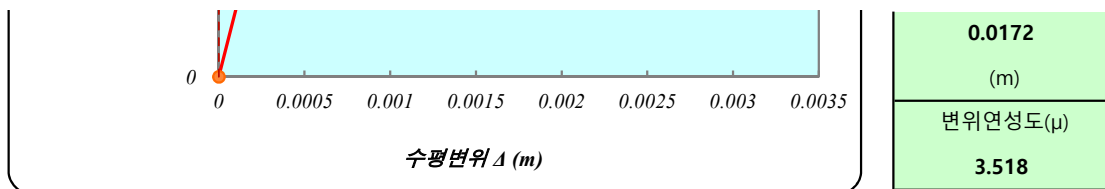


휨강도(P_f)
6,099
(kN)
전단강도(V_n)
9,565
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0050
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0171
(m)
변위연성도(μ)
3.403

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
6,071
(kN)
전단강도(V_n)
9,575
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0049
(m)
극한변위 (Δ_u)



9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 17,917 + 8,649 \times 1.5 \times 0.02512 \\
 &= 18,243 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{18,243}{21,861} = 0.835 \rightarrow RS \ 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **1.8346** 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 7,615 + 8,649 \times 1.5 \times 0.003 = 7,655 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{7,655}{21,861} = 0.350 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **1.7905** 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

$$M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 6,705 + 8,649 \times 1.5 \times 0.003 = 6,744 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_s

$$R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,744}{21,314} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **1.7905** 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.897$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 3.403$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 3.518$

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

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} &= \frac{2.897}{1.000} = 2.897 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} &= \frac{3.403}{1.000} = 3.403 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{3.518}{1.000} = 3.518 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{9,021}{1,812} = 4.980 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

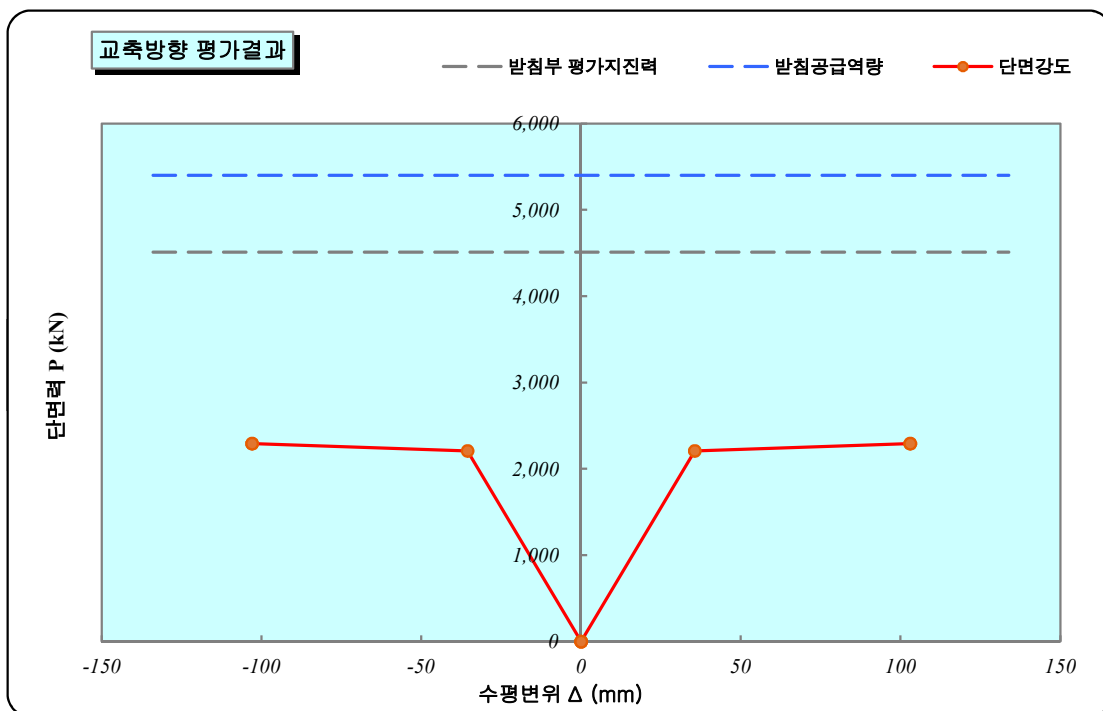
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{9,565}{2,233} = 4.283 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

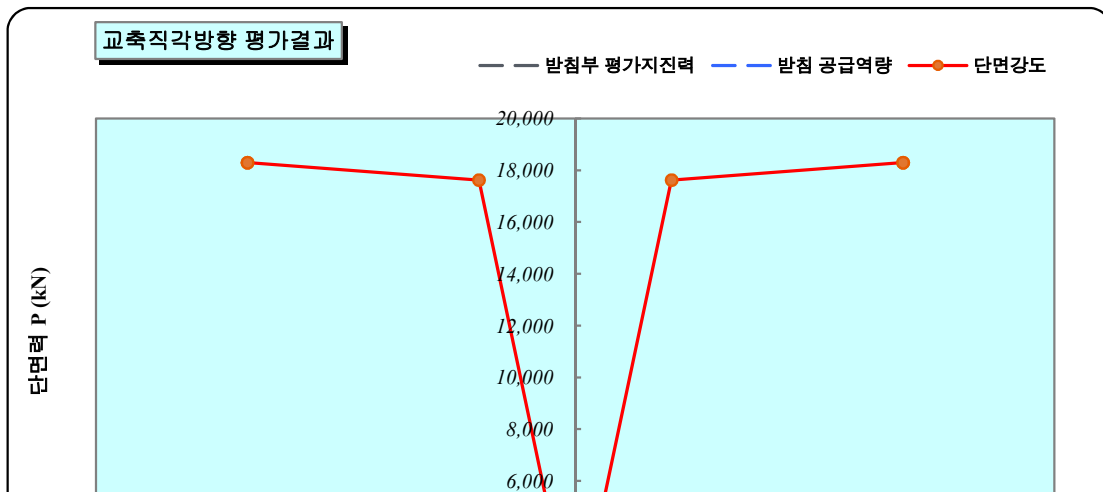
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{9,575}{1,868} = 5.126 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

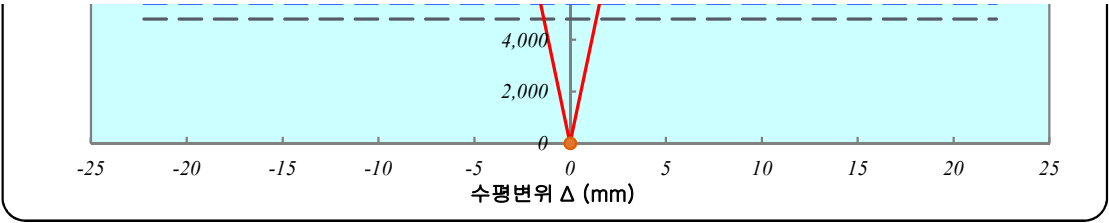
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 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)

- 교축방향

$$f_B = 450.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 450.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 450.00 \times 12 = 5,400.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 450.00 \times 12 = 5,400.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[13,734, 5,151] = 5,150.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[34,503, 4,339] = 4,339.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,400.00}{5,150.65} = 1.048 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,400.00}{4,339.27} = 1.244 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	700	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	700	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	200	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	600	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	600	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	1018	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	200	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

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

n : 앵커 개수

교축방향:	V_{saL}	$=$	4	X	1	X	1,018	X	860	$=$	3,501	kN
교직방향:	V_{saT}	$=$	4	X	1	X	1,018	X	860	$=$	3,501	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	5150.65	/	12	$=$	429	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	4339.27	/	12	$=$	362	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{3,501}{429}$	$=$	8.158	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{3,501}{362}$	$=$	9.683	$>$	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,550 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,550 \quad mm$$

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

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

$$\sum S_i = 25600 \quad mm$$

$$S_L = 600 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,325 \quad mm$$

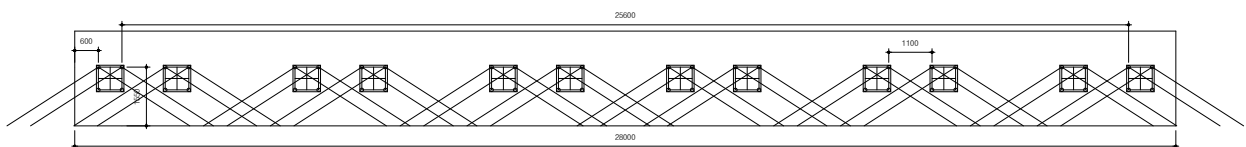
$$S_T = 600 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1100 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,500 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,325 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 28,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 65,100,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1550^2 = 10,811,250 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 65,100,000 < 24 \times 10,811,250 = 259,470,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

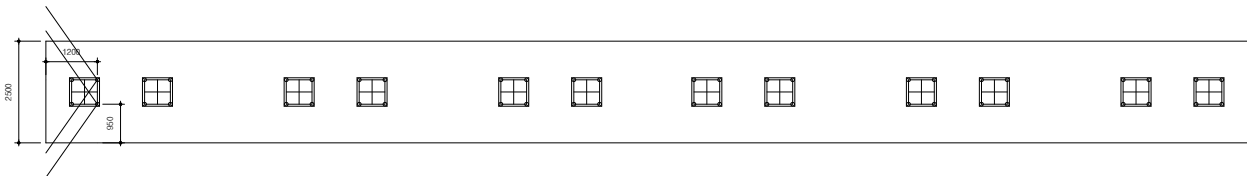
$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{200^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1550^{1.5} \\
 &= 1,996.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.777 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b \\
 &= \frac{65,100,000}{10,811,250} \times 0.777 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,996 = 13,083 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,200 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,200 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 950 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 950 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 600 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,800 \text{ mm} \\
 S_T &= 600 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a &= \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,800 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{array}{llllllll} 1\text{면} & C_{a1} & = & 1,200 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 1,800 & \text{mm} \\ 2\text{면} & C_{a2}' & = & 950 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 1,800 & \text{mm} \\ 3\text{면} & h_{\text{cop}} & = & 2,500 & \text{mm} > & 1.5C_{a1} & = & 1,800 & \text{mm} \end{array}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3) & = & 1,200 & \text{mm} \\ & 1.5C_{a1}' & = & 1,800 & \text{mm} \\ \therefore C_{a1} &= 1,200 & \text{mm} & 1.5C_{a1} & = & 1,800 & \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 4,500,000 & \text{mm}^2 \\ A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 & = & 4.5 \times 1,200^2 & = & 6,480,000 & \text{mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} & = & 4,500,000 < 2 \times 6,480,000 & = & 12,960,000 & \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{200^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1,200^{1.5} \\ &= 1,359.90 & \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{ed,v} &= 0.858 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] & = & 200 & \text{mm} \\ V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{4,500,000}{6,480,000} \times 0.858 \times 1.400 \times 1.000 \times 1360 & = & 1,135 & \text{kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllll} \text{교축방향:} & F_{AC,DL} & = & 429 & \times & 12 & = & 5,151 & \text{kN} \\ \text{교직방향:} & F_{AC,DT} & = & 362 & \times & 1 & = & 362 & \text{kN} \end{array}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llllllll} \text{교축방향} & \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{13,083}{5,151} & = & 2.540 & > & 1.0 & \text{OK} \\ \text{교직방향} & \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{1,135}{362} & = & 3.138 & > & 1.0 & \text{OK} \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

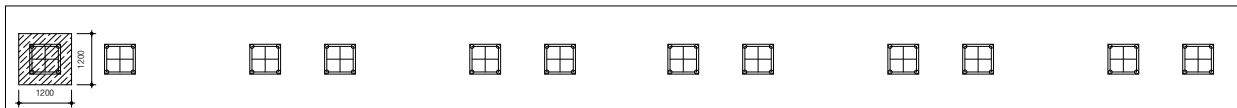
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,550	mm	S_L	=	600	mm
C_{a1}'	=	1,550	mm	S_T	=	600	mm
C_{a2}	=	600	mm	S_{ax}	=	1,100	mm
C_{a2}'	=	600	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	200	mm	h_{ef}'	=	200	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	300.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	600.0	mm



$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,440,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삼도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,440,000 > 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,440,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 693 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 693 = 1,386 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 1,386 / 1 = 1,386 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,200 \text{ mm}$$

$$S_L = 600 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,200 \text{ mm}$$

$$S_T = 600 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 950 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 1,100 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 950 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

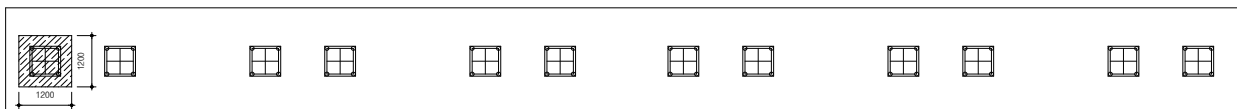
$$h_{ef}' = 200 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$$



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

1면	C_{a1}	=	1,200	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
2면	C_{a2}	=	950	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
3면	C_{a2}'	=	950	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
4면	S_T+S_{ax}	=	1,700	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T+S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1200, 950, 950\}}{1.5}, \frac{\max\{(600+1100), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,200}{1.5}, \frac{1,700}{3} \right] \\
 &= 800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,440,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,440,000 > 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,440,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 693 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 693 = 1,386 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,386 / 1 = 1,386 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 429 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 362 \text{ kN}$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,386}{429} = 3.228 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,386}{362} = 3.832 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	5,400	5,151	1.048	OK
		교직	5,400	4,339	1.244	OK
	앵커볼트	교축	3,501	429	8.158	OK
		교직	3,501	362	9.683	OK
	콘크리트	교축	13,083	5,151	2.540	OK
		교직	1,135	362	3.138	OK
	프라이아웃	교축	1,386	429	3.228	OK
		교직	1,386	362	3.832	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P4

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

$$f_B = 450.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 450.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 450.00 \times 12 = 5,400.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 450.00 \times 12 = 5,400.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[6,879, 4,509] = 4,509.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[18,298, 4,792] = 4,792.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,400.00}{4,509.26} = 1.198 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,400.00}{4,792.09} = 1.127 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	700	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	700	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	200	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	600	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	600	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도				f _{ck} = 24 MPa
앵커의 유효단면적				A _{se} = 1018 mm ²
앵커의 인장강도				f _{uta} = 860 MPa
앵커의 유효 묻힘길이				h _{ef} = 200 mm
코핑부 깊이				h _{cop} = 2500 mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

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

n : 앵커 개수

$$\text{교축방향: } V_{saL} = 4 \times 1 \times 1,018 \times 860 = 3,501 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } V_{saT} = 4 \times 1 \times 1,018 \times 860 = 3,501 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 4509.26 / 12 = 376 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 4792.09 / 12 = 399 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,501}{376} = 9.318 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,501}{399} = 8.768 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(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

$$C_{a1} = 1,550 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,550 \quad mm$$

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

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

$$\sum S_i = 25600 \quad mm$$

$$S_L = 600 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 2,325 \quad mm$$

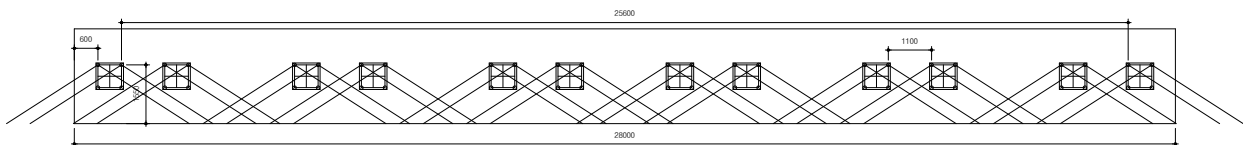
$$S_T = 600 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1100 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,500 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,325 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 28,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 65,100,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1550^2 = 10,811,250 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 65,100,000 < 24 \times 10,811,250 = 259,470,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

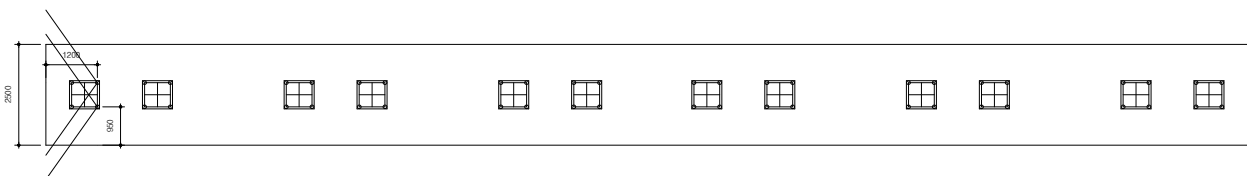
$$\begin{aligned}
 V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{200^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1550^{1.5} \\
 &= 1,996.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.777 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b \\
 &= \frac{65,100,000}{10,811,250} \times 0.777 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,996 = 13,083 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,200 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,200 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 950 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 950 \text{ mm} & \sum S_i &= 857 \text{ mm} \\
 S_L &= 600 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,800 \text{ mm} \\
 S_T &= 600 \text{ mm} & S_{ay} &= 857 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,800 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

1면	C_{a1}	=	1,200	mm	<	$1.5C_{a1}$	=	1,800	mm
2면	C_{a2}'	=	950	mm	<	$1.5C_{a1}$	=	1,800	mm
3면	h_{cop}	=	2,500	mm	>	$1.5C_{a1}$	=	1,800	mm

- 연단거리 재산정 불필요

$$C_{a1}' = \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 1,200 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1}' = 1,800 \text{ mm}$$

$$\therefore C_{a1} = 1,200 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,800 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 4,500,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,200^2 = 6,480,000 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 4,500,000 < 2 \times 6,480,000 = 12,960,000 \text{ mm}^2$

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

$$= 0.6 \frac{200^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1,200^{1.5}$$

$$= 1,359.90 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.858 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 200 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{4,500,000}{6,480,000} \times 0.858 \times 1.400 \times 1.000 \times 1360 = 1,135 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

교축방향:	$F_{AC,DL}$	=	376	X	12	=	4,509	kN
교직방향:	$F_{AC,DT}$	=	399	X	1	=	399	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{13,083}{4,509} = 2.901 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{1,135}{399} = 2.842 > 1.0$	OK

(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	$k_{cp} = 2$

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

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

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

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

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

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

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

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

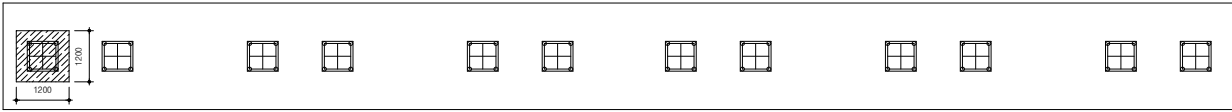
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,550	mm	S_L	=	600	mm
C_{a1}'	=	1,550	mm	S_T	=	600	mm
C_{a2}	=	600	mm	S_{ax}	=	1,100	mm
C_{a2}'	=	600	mm	S_{ay}	=	857	mm
h_{ef}	=	200	mm	h_{ef}'	=	200	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	300.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	600.0	mm



$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,440,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삼도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,440,000 > 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,440,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 693 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 693 = 1,386 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 1,386 / 1 = 1,386 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,200 \text{ mm}$$

$$S_L = 600 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,200 \text{ mm}$$

$$S_T = 600 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 950 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 1,100 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 950 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

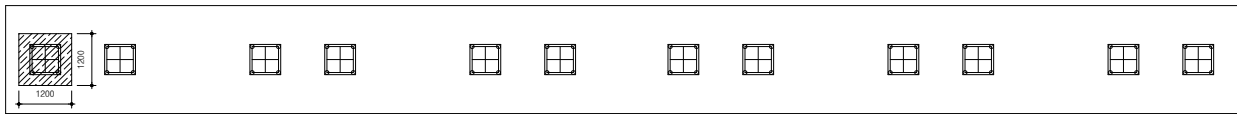
$$h_{ef}' = 200 \text{ mm} \quad (\text{유효물침깊이})$$

$$1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$$



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

1면	C_{a1}	=	1,200	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
2면	C_{a2}	=	950	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
3면	C_{a2}'	=	950	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	1,700	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm
	S_{ay}	=	857	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1200, 950, 950\}}{1.5}, \frac{\max\{(600+1100), 857\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,200}{1.5}, \frac{1,700}{3} \right] \\
 &= 800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,440,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,440,000 > 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,440,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 693 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 693 = 1,386 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 1,386 / 1 = 1,386 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 376 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 399 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{1,386}{376} = 3.687 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,386}{399} = 3.470 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	5,400	4,509	1.198	OK
		교직	5,400	4,792	1.127	OK
	앵커볼트	교축	3,501	376	9.318	OK
		교직	3,501	399	8.768	OK
	콘크리트	교축	13,083	4,509	2.901	OK
		교직	1,135	399	2.842	OK
	프라이아웃	교축	1,386	376	3.687	OK
		교직	1,386	399	3.470	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A1

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 257.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 257.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 257.00 \times 12 = 3,084.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 257.00 \times 12 = 3,084.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 2,493.97 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 2,056.75 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,084.00}{2,493.97} = 1.237 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,084.00}{2,056.75} = 1.499 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	520	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	520	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	60	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	24	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	200	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	420	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	420	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	452	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	200	mm
교대부 깊이	h _{cop}	=	3135	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

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

n : 앵커갯수

교축방향:	V _{saL}	=	4	X	1	X	452	X	860	=	1,556	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	1	X	452	X	860	=	1,556	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL}	/	n ^L	=	2493.97	/	12	=	208	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT}	/	n ^T	=	2056.75	/	12	=	171	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{1,556}{208}$	=	7.488	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{1,556}{171}$	=	9.080	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,210 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,210 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,140 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,140 \quad mm$$

$$\sum S_i = 25780 \quad mm$$

$$S_L = 420 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,815 \quad mm$$

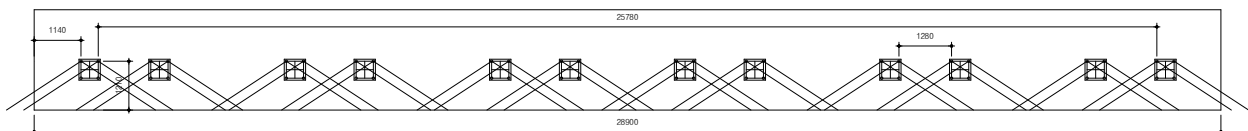
$$S_T = 420 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1280 \quad mm$$

$$h_{cop} = 3,135 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,815 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 28,900 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 52,453,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1210^2 = 6,588,450 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 52,453,500 < 24 \times 6,588,450 = 158,122,800 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{200^{0.2}}{60} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1210^{1.5}$$

$$= 1,219.23 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.888$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 200 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{52,453,500}{6,588,450} \times 0.888 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,219 = 12,073 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,560 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,560 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 790 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 790 \text{ mm}$$

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

$$S_L = 420 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 2,340 \text{ mm}$$

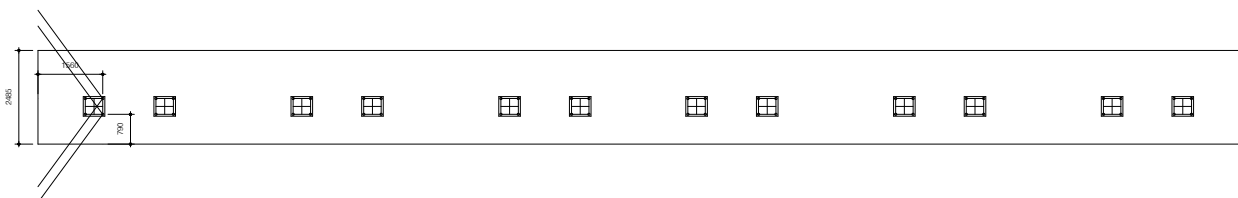
$$S_T = 420 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,135 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,340 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,485 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llllllll} 1\text{면} & C_{a1} & = & 1,560 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 2,340 & \text{mm} \\ 2\text{면} & C_{a2}' & = & 790 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 2,340 & \text{mm} \\ 3\text{면} & h_{\text{cop}} & = & 3,135 & \text{mm} > & 1.5C_{a1} & = & 2,340 & \text{mm} \end{array}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3) & = & 1,560 & \text{mm} \\ & 1.5C_{a1}' & = & 2,340 & \text{mm} \\ \therefore C_{a1} &= 1,560 & \text{mm} & 1.5C_{a1} & = & 2,340 & \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 5,814,900 & \text{mm}^2 \\ A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 & = & 4.5 \times 1,560^2 & = & 10,951,200 & \text{mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} & = & 5,814,900 < 2 \times 10,951,200 & = & 21,902,400 & \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{200^{0.2}}{60} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1,560^{1.5} \\ &= 1,784.82 & \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{ed,v} &= 0.801 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ l_e &= \text{MIN}[h_{\text{efr}}, 8d_a] & = & 200 & \text{mm} \\ V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{5,814,900}{10,951,200} \times 0.801 \times 1.400 \times 1.000 \times 1,785 & = & 1,063 & \text{kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllll} \text{교축방향:} & F_{AC,DL} & = & 208 & \times & 12 & = & 2,494 & \text{kN} \\ \text{교직방향:} & F_{AC,DT} & = & 171 & \times & 1 & = & 171 & \text{kN} \end{array}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llllllll} \text{교축방향} & \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{12,073}{2,494} & = & 4.841 & > & 1.0 & \text{OK} \\ \text{교직방향} & \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{1,063}{171} & = & 6.203 & > & 1.0 & \text{OK} \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

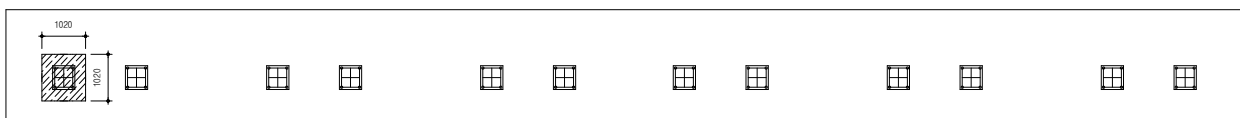
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,210	mm	S_L	=	420	mm
C_{a1}'	=	1,210	mm	S_T	=	420	mm
C_{a2}	=	1,140	mm	S_{ax}	=	1,280	mm
C_{a2}'	=	1,140	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	200	mm	h_{ef}'	=	200	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	300.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	600.0	mm



$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,040,400 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삼도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,040,400 < 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,040,400}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 501 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 501 = 1,001 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 1,001 / 1 = 1,001 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,560 \text{ mm}$$

$$S_L = 420 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,560 \text{ mm}$$

$$S_T = 420 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 790 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 1,280 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 790 \text{ mm}$$

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

$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

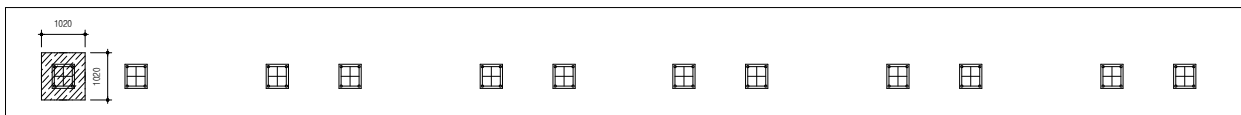
$$h_{ef}' = 200 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$$



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

1면	C_{a1}	=	1,560	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
2면	C_{a2}	=	790	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
3면	C_{a2}'	=	790	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	1,700	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	600.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 h_{ef}' &= \max \left[\frac{\max\{C_{a1}, C_{a2}, C_{a2}'\}}{1.5}, \frac{\max\{(S_T + S_{ax}), S_{ay}\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{\max\{1560, 790, 790\}}{1.5}, \frac{\max\{(420 + 1280), 0\}}{3} \right] \\
 &= \max \left[\frac{1,560}{1.5}, \frac{1,700}{3} \right] \\
 &= 1,040 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,040,400 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,040,400 < 4 \times 360,000 = 1,440,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,040,400}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 501 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 501 = 1,001 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,001 / 1 = 1,001 \text{ kN}$$

2) 소요 성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교직방향: $F_{ASDT} = 171 \text{ kN}$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,001}{171} = 5.841 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유 성능	소요 성능	평가	
받침부	본체	교축	3,084	2,494	1.237	OK
		교직	3,084	2,057	1.499	OK
	앵커볼트	교축	1,556	208	7.488	OK
		교직	1,556	171	9.080	OK
	콘크리트	교축	12,073	2,494	4.841	OK
		교직	1,063	171	6.203	OK
	프라이아웃	교축	1,001	208	4.817	OK
		교직	1,001	171	5.841	OK

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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [21,640, 9,789] \\ &= 9,789 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [4,578, 1,751] \\ &= 1,751 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [21,640, 1,690] \\ &= 1,690 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [11,501, 1,273] \\ &= 1,273 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 8,633 &\times 3 &= 25,900 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,751 &\times 3 &= 5,252 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 9,789 &\times 3 &= 29,368 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 8,633 &\times 3 &= 25,900 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,273 &\times 3 &= 3,820 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 1,690 &\times 3 &= 5,070 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

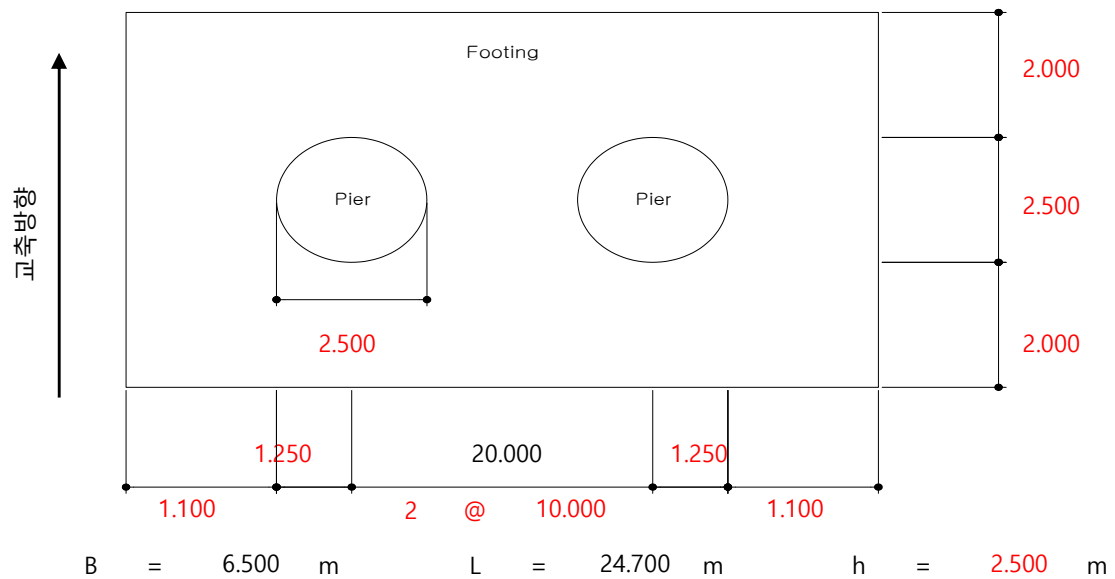
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	25,900	5,252	29,368	
교축직각방향	25,900	3,820	5,070	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4345 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 8690 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_u \times A = 7094 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

qu : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	3.500	50	100	350.00
자갈층	6.500	50	100	650.00
연암			0	0.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1000.00

㉓ 말뚝의 허용연직인발지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	593 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1596 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 61 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	218845 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.053$$

$$d_o : \text{부식을 고려한 지름} = 504 \text{ mm}$$

$$A_p : \text{말뚝의 순단면적} = 12466 \text{ mm}^2$$

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

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

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	243601 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	131529 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	131529 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	142035 kN·m/rad

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 0.9260 \text{ m}^{-1} \\
kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 444061 \text{ kN/m}^3 \\
kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3 \\
E_o &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 깊이에서의 } N \text{치}) = 140000 \text{ kN/m}^2 \\
BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.8077 \text{ m} \\
\beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} = 0.7787 \text{ m}^{-1} \\
E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2 \\
I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000383 \text{ m}^4
\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.352 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} = 0.176 \text{ m}^{-1} \\
k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 129494 \text{ kN/m}^3 \\
E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa} \\
\lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.000 \text{ m} \\
h &= \text{직접기초의 두께} = 2.500 \text{ m}
\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000545 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.002195 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000589 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000174 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.002195 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000016 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	23142095
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-12495269
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	20790250
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	83764357

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	19	2.600	4628419	0	-2499054	4158050	0	30807081
2열	19	1.300	4628419	0	-2499054	4158050	0	9725767
3열	19	0.000	4628419	0	-2499054	4158050	0	2698662
4열	19	-1.300	4628419	0	-2499054	4158050	0	9725767
5열	19	-2.600	4628419	0	-2499054	4158050	0	30807081

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	23142095
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-12495269
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	20790250
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	1067559004

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	5	11.700	1218005	0	-657646	1094224	0	150498457
2열	5	10.400	1218005	0	-657646	1094224	0	119061410
3열	5	9.100	1218005	0	-657646	1094224	0	91322839
4열	5	7.800	1218005	0	-657646	1094224	0	67282744
5열	5	6.500	1218005	0	-657646	1094224	0	46941126
6열	5	5.200	1218005	0	-657646	1094224	0	30297983
7열	5	3.900	1218005	0	-657646	1094224	0	17353317
8열	5	2.600	1218005	0	-657646	1094224	0	8107126
9열	5	1.300	1218005	0	-657646	1094224	0	2559412
10열	5	0.000	1218005	0	-657646	1094224	0	710174
11열	5	-1.300	1218005	0	-657646	1094224	0	2559412
12열	5	-2.600	1218005	0	-657646	1094224	0	8107126
13열	5	-3.900	1218005	0	-657646	1094224	0	17353317
14열	5	-5.200	1218005	0	-657646	1094224	0	30297983
15열	5	-6.500	1218005	0	-657646	1094224	0	46941126
16열	5	-7.800	1218005	0	-657646	1094224	0	67282744
17열	5	-9.100	1218005	0	-657646	1094224	0	91322839
18열	5	-10.400	1218005	0	-657646	1094224	0	119061410
19열	5	-11.700	1218005	0	-657646	1094224	0	150498457

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000545	0.003725	815.246	55.281	11.952

2열	0.000545	0.002960	647.790	55.281	11.952
3열	0.000545	0.002195	480.334	55.281	11.952
4열	0.000545	0.001430	312.879	55.281	11.952
5열	0.000545	0.000665	145.423	55.281	11.952

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	0.000174	0.002379	520.600	40.209	-20.594
2열	0.000174	0.002358	516.126	40.209	-20.594
3열	0.000174	0.002338	511.652	40.209	-20.594
4열	0.000174	0.002318	507.178	40.209	-20.594
5열	0.000174	0.002297	502.704	40.209	-20.594
6열	0.000174	0.002277	498.230	40.209	-20.594
7열	0.000174	0.002256	493.756	40.209	-20.594
8열	0.000174	0.002236	489.282	40.209	-20.594
9열	0.000174	0.002215	484.808	40.209	-20.594
10열	0.000174	0.002195	480.334	40.209	-20.594
11열	0.000174	0.002174	475.860	40.209	-20.594
12열	0.000174	0.002154	471.386	40.209	-20.594
13열	0.000174	0.002134	466.912	40.209	-20.594
14열	0.000174	0.002113	462.438	40.209	-20.594
15열	0.000174	0.002093	457.964	40.209	-20.594
16열	0.000174	0.002072	453.490	40.209	-20.594
17열	0.000174	0.002052	449.016	40.209	-20.594
18열	0.000174	0.002031	444.542	40.209	-20.594
19열	0.000174	0.002011	440.068	40.209	-20.594

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

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

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

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

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

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.545	27.536	O.K
	연직압축지지력(kN)	4345	815	5.330	O.K
	연직인발지지력(kN)	593	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.174	86.428	O.K
	연직압축지지력(kN)	4345	521	8.346	O.K
	연직인발지지력(kN)	593	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	0.362997	11.952	0.000	-55.281
2	1.200	0.079803	-12.340	-17.611	1.707
3	2.400	-0.016025	-4.898	-5.142	6.488
4	3.600	-0.013325	-0.093	0.406	1.709
5	4.800	-0.002155	0.503	0.676	-0.204
6	6.000	0.000815	0.157	0.153	-0.245
7	7.200	0.000471	-0.009	-0.028	-0.049
8	8.400	0.000049	-0.020	-0.025	0.012
9	9.600	-0.000037	-0.005	-0.004	0.009
10	10.800	-0.000016	0.001	0.001	0.001
11	12.000	-0.000001	0.001	0.001	-0.001

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

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

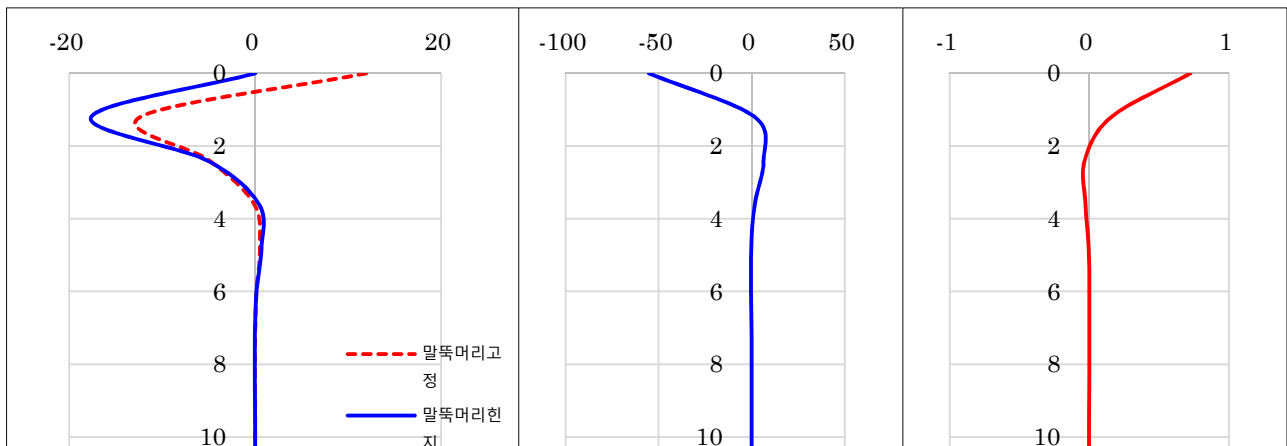
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

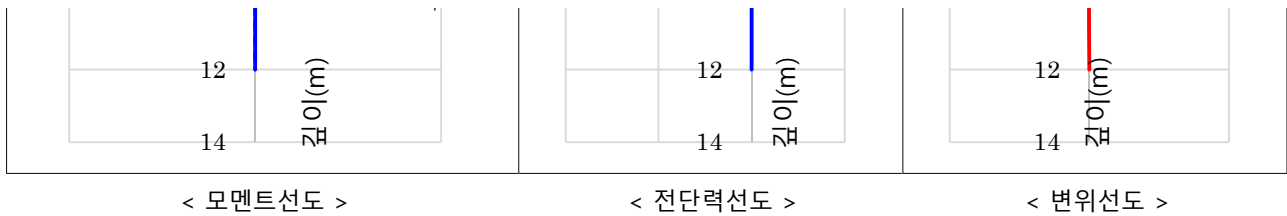
$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 55.281 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.926 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = -216.210 \text{ mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2\beta \times h_o)]$	1113 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2\beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-12.416 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	848 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-19.246 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	19.246 kN·m
	$S_{max} = S $	55.281 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 52.649 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 78.147 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.435 \leq 120.000$	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	0.486698	-20.594	0.000	-40.209
2	1.200	0.024866	-21.891	-12.809	17.243
3	2.400	-0.045468	-4.161	-3.740	9.391
4	3.600	-0.015970	1.157	0.296	0.874
5	4.800	0.000263	0.789	0.492	-0.762
6	6.000	0.001807	0.105	0.111	-0.317
7	7.200	0.000499	-0.055	-0.021	-0.010
8	8.400	-0.000050	-0.027	-0.018	0.031
9	9.600	-0.000069	-0.002	-0.003	0.010
10	10.800	-0.000015	0.002	0.001	0.000
11	12.000	0.000003	0.001	0.001	-0.001

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

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

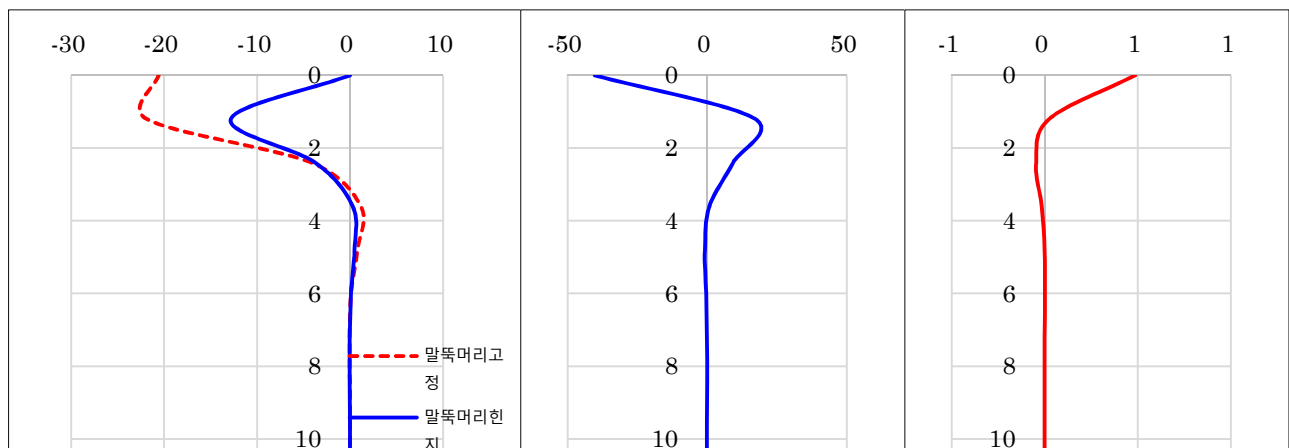
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

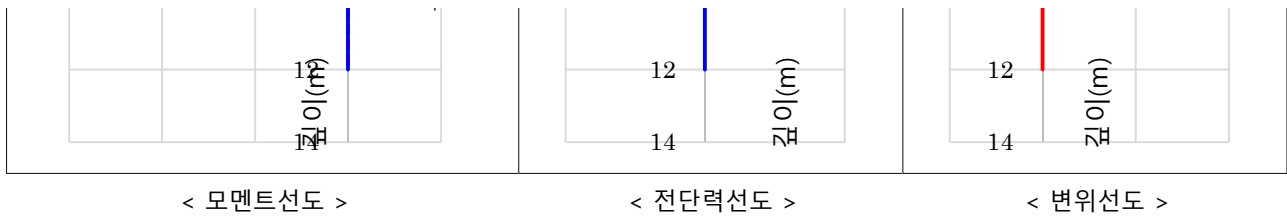
$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 40.209 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.926 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 512.162 \quad \text{mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	512 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-29.596 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	848 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-13.999 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	29.596 kN·m
	$S_{max} = S $	40.209 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 22.158 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 61.367 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.226 \leq 120.000$	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

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

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

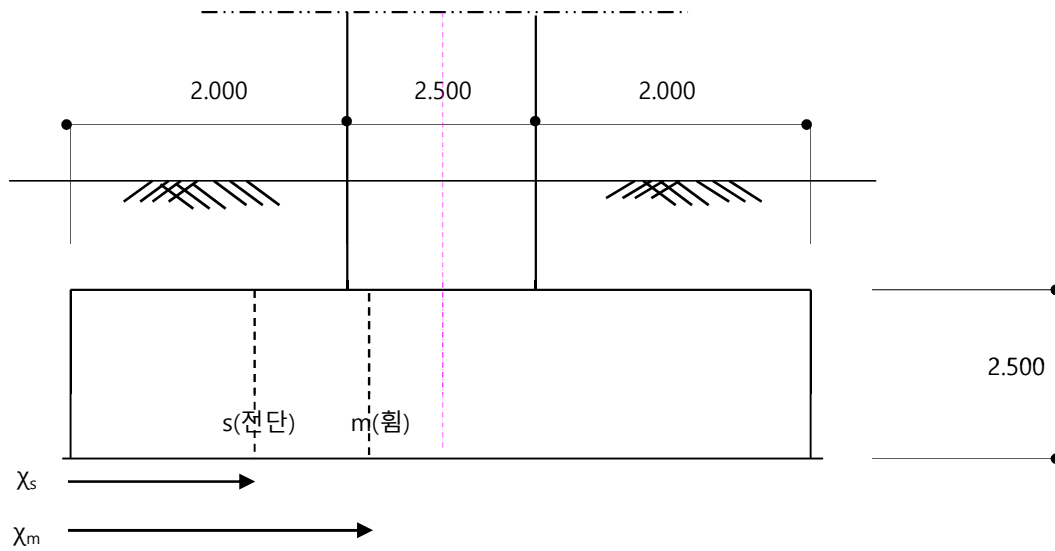
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.000 + (2.500 - 2.216)/2$	2.142 m
전단	$\chi_s = 2.142 - 2.300/2$	0.992 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	×	n	
R1	815.246	×	19	15490 kN
R2	647.790	×	19	12308 kN
R3		×		
R4		×		
R5		×		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3542 kN·m
	$V_{\text{기초}} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1532 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3769 kN·m
	$V_{\text{상재}} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1630 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{\text{말뚝}} = R_1 \times 1.492 + R_2 \times 0.192$	25480 kN·m
	$V_{\text{말뚝}} = R_1$	15490 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{\text{말뚝}} - M_{\text{기초}} - M_{\text{상재}}$	18169 kN·m
	$V_u = V_{\text{말뚝}} - V_{\text{기초}} - V_{\text{상재}}$	12328 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 66552 \geq 18169$	O.K
전단	$\Phi V_n = 46385 \geq 12328$	O.K

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

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

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

$$b = 24700 \text{ mm} \quad d = 2300 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 1.000 \quad \phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 32 - 123 ea

$$A_s = 97687 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 58.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

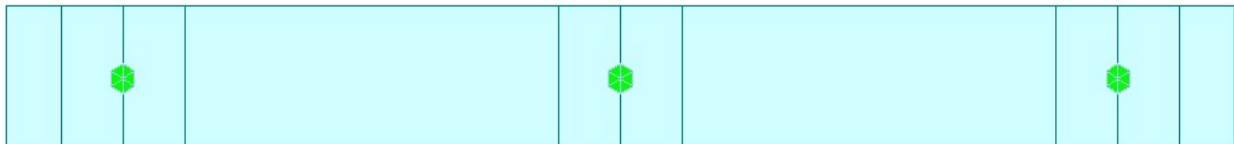
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 46385 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

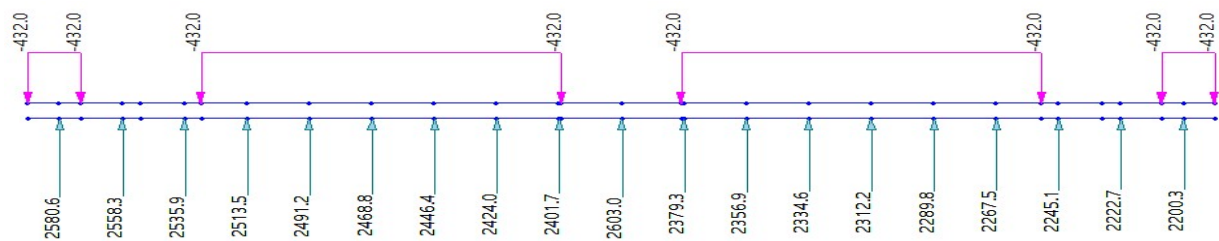
① 작용 말뚝반력

구 분	1열	2열	3열	4열	5열
반력(kN)	2603.002	2580.632	2558.262	2535.892	2513.522
구 분	6열	7열	8열	9열	10열
반력(kN)	2491.152	2468.782	2446.412	2424.042	2401.672
구 분	11열	12열	13열	14열	15열
반력(kN)	2379.302	2356.932	2334.562	2312.192	2289.822
구 분	16열	17열	18열	19열	20열
반력(kN)	2267.452	2245.082	2222.712	2200.342	
구 분	21열	22열	23열	24열	25열
반력(kN)					

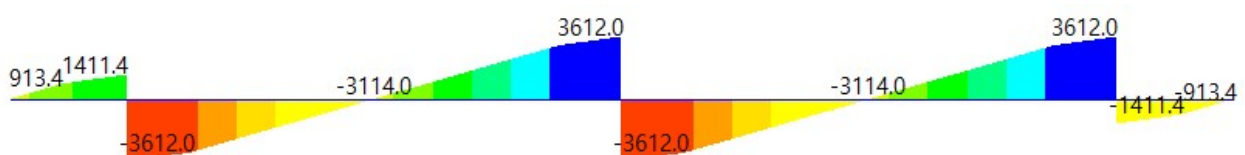
② 구조해석 모델링



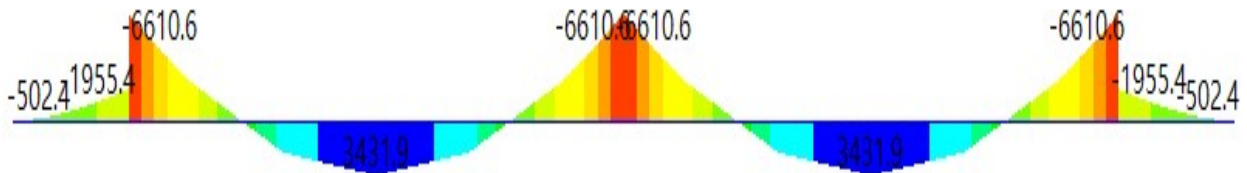
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과	비 고
최대 발생 휨모멘트	$M_u = 6611$	kN·m
최대 발생 전단력	$V_u = 3612$	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 23168 \geq 6611$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12207 \geq 3612$	O.K

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

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

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

$$b = 6500 \text{ mm} \quad d = 2300 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 32 \quad - \quad 43 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 34151 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 77.3 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12207 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.545	27.536	O.K
		교축직각	15.000	0.174	86.428	O.K
	연직 압축지지력	교축	4345	815	5.330	O.K
		교축직각	4345	521	8.346	O.K
	연직 인발지지력	교축	593	0	-	O.K
		교축직각	593	0	-	O.K
말뚝 응력 검토	힘인장응력	교축	210.000	52.649	3.989	O.K
		교축직각	210.000	22.158	9.478	O.K
	힘압축응력	교축	210.000	78.147	2.687	O.K
		교축직각	210.000	61.367	3.422	O.K
	힘전단응력	교축	120.000	4.435	27.060	O.K
		교축직각	120.000	3.226	37.203	O.K
단면 검토	힘	교축	66552	18169	3.663	O.K
		교축직각	23168	6611	3.505	O.K
	전단	교축	46385	12328	3.763	O.K
		교축직각	12207	3612	3.379	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) P4

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [22,696, 17,917] \\ &= 17,917 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [2,293, 1,812] \\ &= 1,812 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [22,696, 7,615] \\ &= 7,615 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [6,099, 2,233] \\ &= 2,233 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,467 &\times 3 &= 28,400 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,812 &\times 3 &= 5,435 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 17,917 &\times 3 &= 53,752 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,467 &\times 3 &= 28,400 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 2,233 &\times 3 &= 6,700 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 7,615 &\times 3 &= 22,846 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

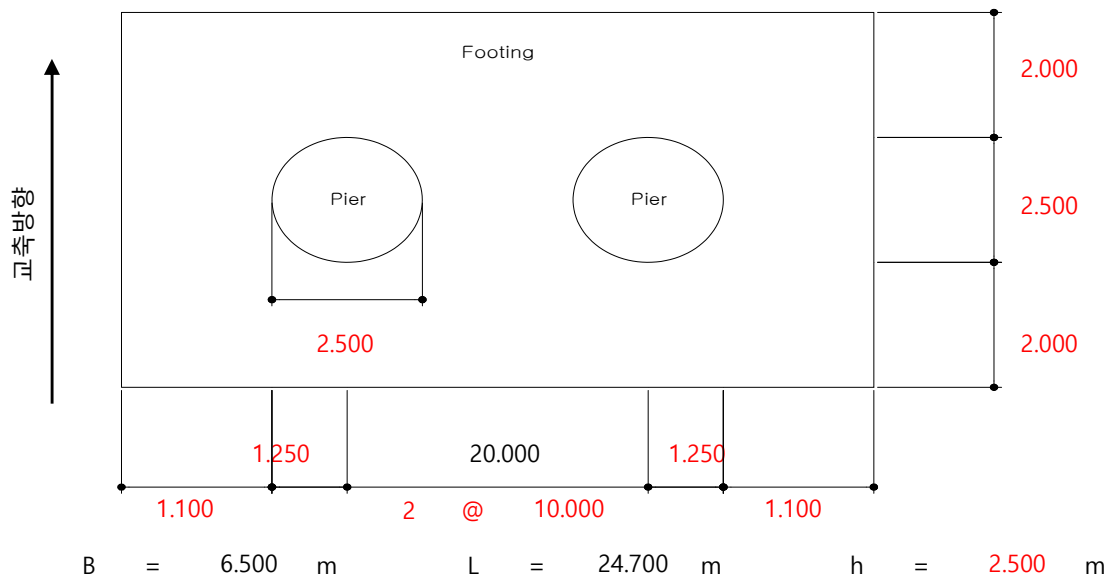
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	28,400	5,435	53,752	
교축직각방향	28,400	6,700	22,846	

11. 기초부 평가

11.2 교각 4

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.537 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.143 m ⁻¹
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 56334 kN/m ³
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	= 933333 kN/m ³
E_0	$= 2800 \times N$	= 140000 kN/m ²
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 25811 Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 3.750 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 1.375 \leq 2.600$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 0.809 \leq 9.880$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

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

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 3.749 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 23.083 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 6.300 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

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

- 지지지반의 단위중량,

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

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.892 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	16.850 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.079 \quad \beta = 0.474$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.838 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	47.727 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.120$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.060$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 5.544$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.272$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.646$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.323$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.105$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.052$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	#NAME?
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	27.505 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.117
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.935
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.114
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$	=				5.447
			$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$	=				0.600
			$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$	=				5.311
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df > Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times \cot(Df / B_f')$						#NAME?
d_r	=	1						1.000
d_q	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times \cot(Df / B_f')$						#NAME?
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Lf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$						1.109
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$						1.070
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	6.892 MPa	7.838 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	16.850 MPa	47.727 MPa	27.505 MPa	16.850 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 5.624 \leq 6.500$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{max} = 0.705 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 34.624 > 24.700$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{max} = 0.365 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.245 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = \#NAME? \#NAME? 2.000$	$\#NAME?$
교 축 직 각	$q_u / q_a = 46.179 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 5.406 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 4.385 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

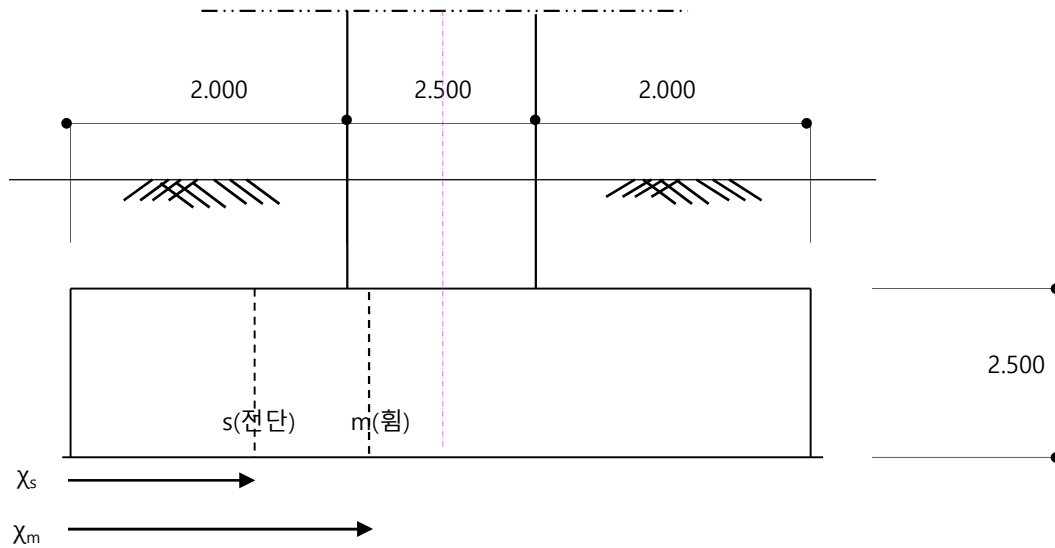
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.000 + (2.500 - 2.216)/2$	2.142 m
전단	$\chi_s = 2.142 - 2.400/2$	0.942 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.436 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.587 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3542 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1455 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	4092 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1680 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	34880 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	15031 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	27246 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	11897 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 69482 \geq 27246$	O.K
전단	$\Phi V_n = 48402 \geq 11897$	O.K

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

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

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

$$b = 24700 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 123 ea

$$A_s = 97687 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 58.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

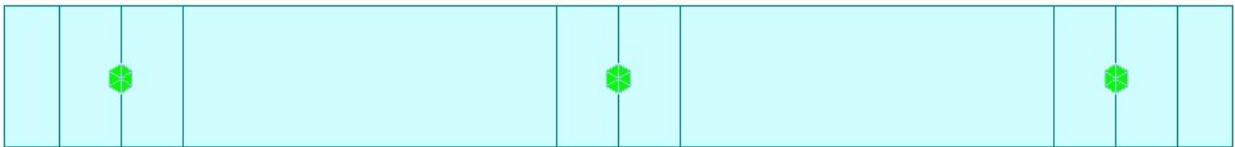
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 48402 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

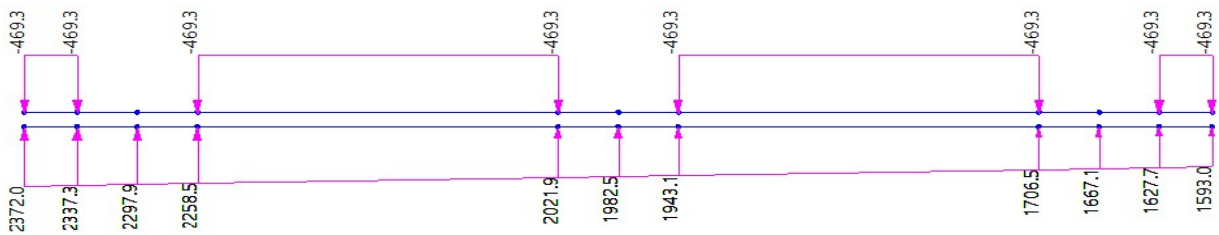
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2372 kN/m
Qmin			1593 kN/m

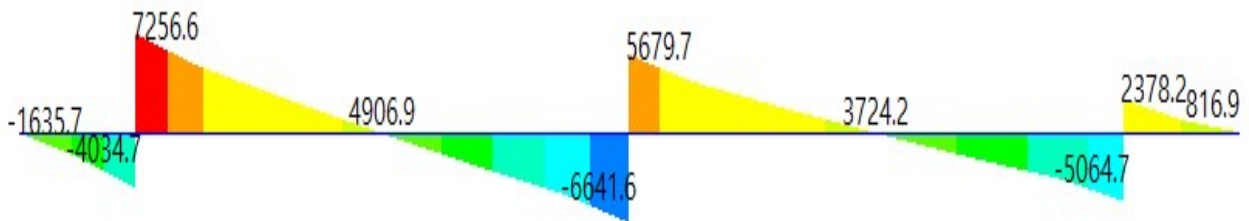
② 구조해석 모델링



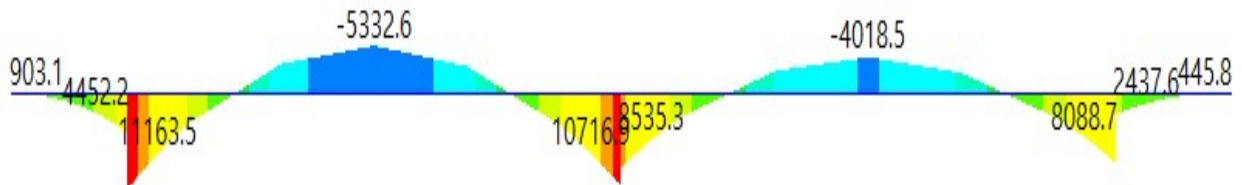
③ 하중재하도



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	= 11164	kN-m
최대 발생 전단력	Vu	= 7257	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	24193	$\geq$	11164	O.K
전단	ΦV_n	=	12737	$\geq$	7257	O.K

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

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

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

$$b = 6500 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 43 ea

$$A_s = 34151 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 77.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

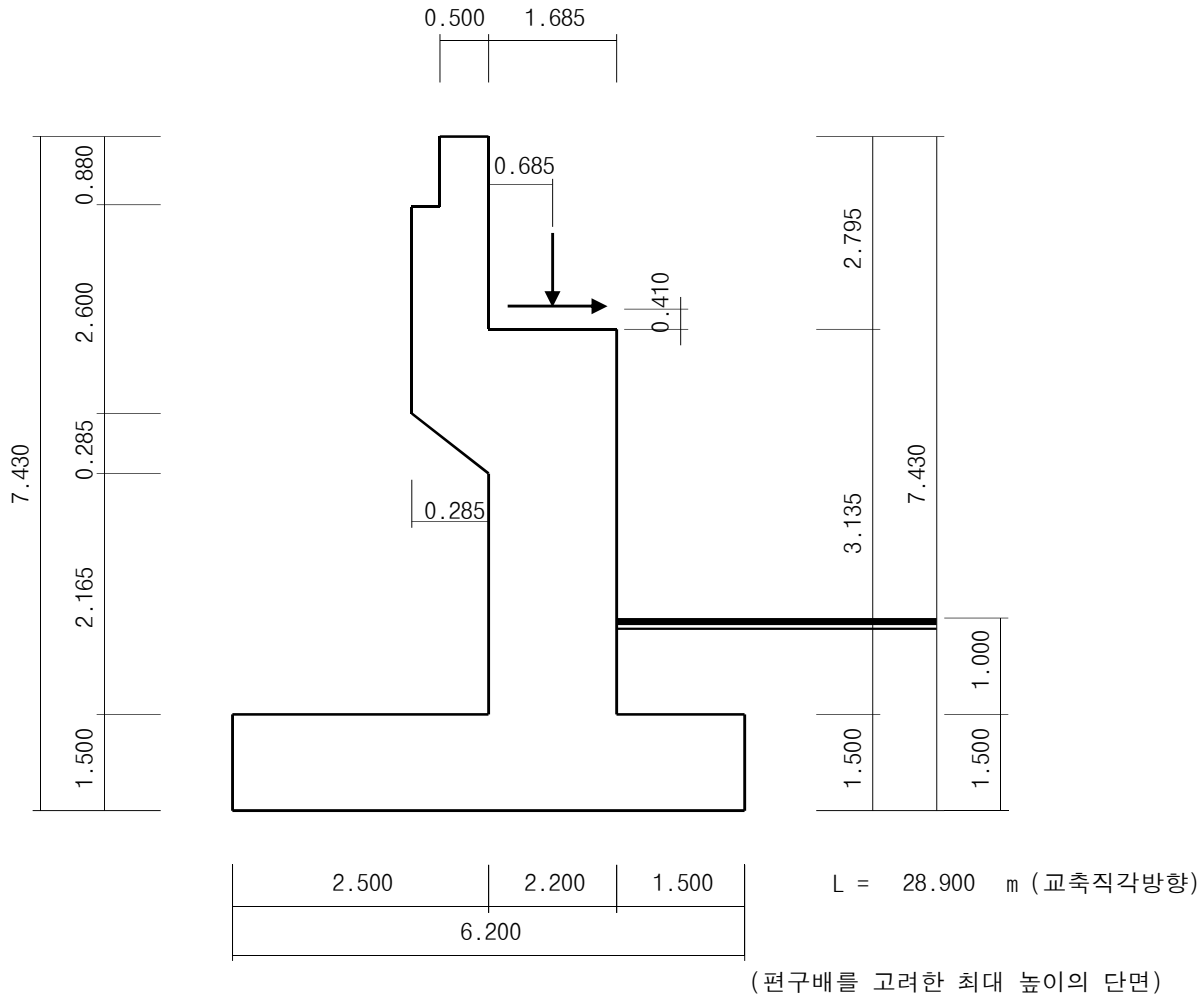
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12737 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.600	1.375	1.890	O.K
		교축직각	9.880	0.809	12.217	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	46.179	2.000	23.089	O.K
	활동	교축	5.406	1.200	4.505	O.K
		교축직각	4.385	1.200	3.654	O.K
단면 검토	힘	교축	69482	27246	2.550	O.K
		교축직각	24193	11164	2.167	O.K
	전단	교축	48402	11897	4.069	O.K
		교축직각	12737	7257	1.755	O.K

11.6 교대

11.6.1 단면 제원



11.6.2 상부 전달 하중

1) 고정하중 반력 (D_c)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 212.363 kN/m

2) 2차 고정하중 반력 (D_w)

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

3) 상부 지진하중 (E_Q)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 수평력 = 6.021 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)

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

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

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

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

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

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

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

$$= 0.3138$$

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

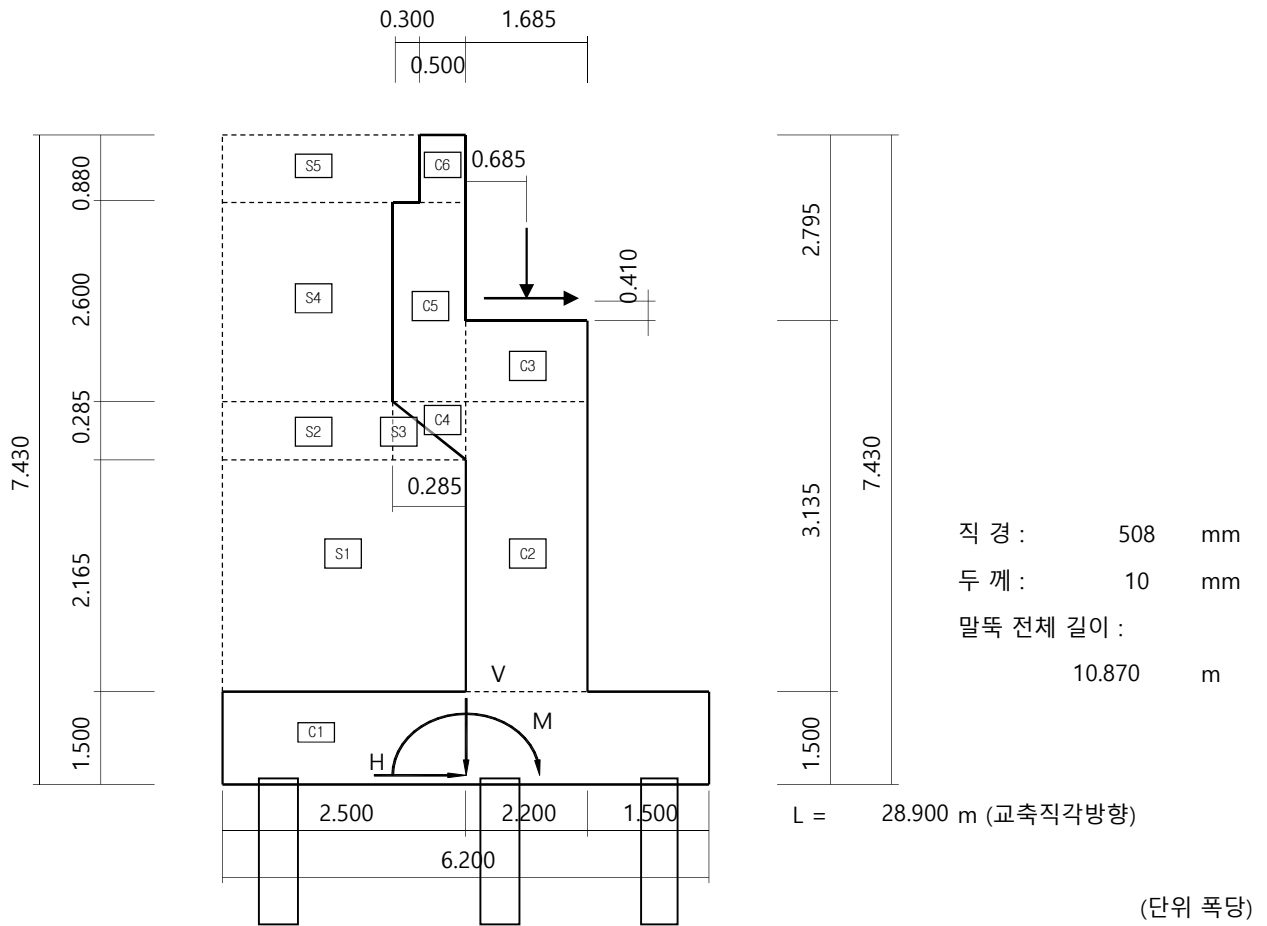
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 7.430 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 7.430 = 46.631 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 46.631) / 2 \times 7.430 = 173.234 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 173.234 \times 7.430 / 2 = 643.564 \text{ kN}$$

- 구체에 의한 작용력(Dc) 및 뒷채움에 의한 작용력(Ev)



구분		A	γ	W	K _h	H	x	y	M _R	M
구 체	C1	9.300	25.00	232.500	0.077	17.903	3.100	0.750	720.750	13.427
	C2	5.390	25.00	134.750	0.077	10.376	2.600	2.725	350.350	28.274
	C3	1.154	25.00	28.856	0.077	2.222	2.343	4.293	67.594	9.537
	C4	0.041	25.00	1.015	0.077	0.078	3.795	3.855	3.853	0.301
	C5	2.080	25.00	52.000	0.077	4.004	3.585	5.250	186.420	21.021
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	3.435	6.990	37.785	5.921
	소계	18.405		460.121		35.429			1366.752	78.481
뒷 채 움	S1	5.413	20.00	108.250	0.077	8.335	4.950	2.583	535.838	21.526
	S2	0.631	20.00	12.626	0.077	0.972	5.093	3.808	64.295	3.702
	S3	0.041	20.00	0.812	0.077	0.063	3.890	3.760	3.160	0.235
	S4	5.759	20.00	115.180	0.077	8.869	5.093	5.250	586.554	46.562
	S5	2.213	20.00	44.264	0.077	3.408	4.943	6.990	218.775	23.824
	소계	14.057		281.132		21.647			1408.621	95.848
총 계				741.253		57.076			2775.373	174.329

11.7.3 안정검토

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

$$\begin{aligned}
 H &= 1.0 \times 35.429 + 1.0 \times 173.234 + 1.0 \times 21.647 + 1.0 \times 6.021 &= & 236.331 & \text{kN} \\
 V &= 1.0 \times (212.363 + 460.121) + 1.0 \times 46.000 + 1.0 \times 281.132 &= & 999.616 & \text{kN} \\
 M_r &= 1.0 \times (212.363 \times 2.500 + 1,366.752) + 1.0 \times (46.000 \times 2.500) \\
 &\quad + 1.0 \times 1,408.621 &= & 3421.281 & \text{kN.m} \\
 M &= 1.0 \times 78.481 + 1.0 \times 643.564 + 1.0 \times 95.848 \\
 &\quad + 1.0 \times 6.021 \times 5.045 &= & 848.268 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- 말뚝계산

1) 말뚝 제원

적용 공법	타입강관말뚝	말뚝 배치			
말뚝 직경	508.00 mm	번호	개수	각도	위치
말뚝 두께	10.00 mm	1	19	10.000	2.100
말뚝 길이	10.87 m	2	19	0.000	0.700
돌출 길이	0.00 m	3	19	0.000	-2.100
1/β부근의 N값	35.0	4	0	0.000	0.000
평균 N값	43.0	5	0	0.000	0.000

2) 허용지지력 (말뚝 본당, 상시기준)

① 단면제원 (부식두께 2.00 mm)

$$\begin{aligned}
 - \text{말뚝의 면적} & A_p = 12465.840 \text{ mm}^2 \\
 - \text{선단폐쇄면적} & A = 199503.700 \text{ mm}^2 \\
 - \text{단면2차모멘트} & I = 383449000.000 \text{ mm}^4 \\
 - \text{탄성계수} & E = 40000.0 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

② 수직허용지지력

$$\begin{aligned}
 - \text{말뚝선단의 N치} &= 50 \\
 - \text{최대주면마찰력}(f) &= 2N = 2 \times 43.000 = 860.0 \text{ kN/m}^2 > 100 \text{ kN/m}^2 \\
 V_a &= 1/3 \times [30 \times N \times A + U \times \sum (l \times f)] \quad (\text{항타 말뚝이라 가정}) \\
 &= 1/3 \times (30 \times 50 \times 10 \times 199,503.700 / 1000000 + \pi \times 504.00 / 1000 \times 8.000 \times 100.000) \\
 &= 1419.75 \text{ kN/본} \\
 V_a &= 1419.750 \text{ kN/본} \quad (\text{상시 허용지지력})
 \end{aligned}$$

③ 수평허용지지력

$$- \text{말뚝두부의 허용수평변위 } \delta_a = 15 \text{ mm}$$

3) 스프링 정수 계산(말뚝본당)

- 무한장 말뚝 판정

$$\begin{aligned}
 (\text{상 시}) \quad \beta I &= 0.00083 \times 10770 = 8.94 > 3.0 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝} \\
 (\text{지진시}) \quad \beta I &= 0.00100 \times 10770 = 10.77 > 3.0 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝}
 \end{aligned}$$

구 분	상 시			지 진 시		
	고 정	힌 지	보정계수	고 정	힌 지	보정계수
K1	35080.2	17540.1	1.0	61351.8	30675.9	1.0
K2	21132.7	0.0	1.0	30675.9	0.0	1.0
K3	21132.7	0.0	1.0	30675.9	0.0	1.0
K4	25461.0	0.0	1.0	30675.9	0.0	1.0
Kv	49963.7	49963.7	-	49963.7	49963.7	-

4) 연립방정식 정수 계산(말뚝 전체)

구 분		Axx	Axy,Ayx	Ayy	Axa,Aax	Aaa	Aay,Aya
상 시	고정	5022869604	48359	2839404	-1096909	10267164	716334
	한지	2511434802	105350	2829355	221236	8756158	625507
지진시	고정	8784502123	-37002	2854455	-1817376	10637751	779428
	한지	4392251061	62670	2836881	131606	8789347	641311

5) 말뚝도심에 작용하는 상부전달하중(전체)

구 분	지진시 말뚝에 전달되는 하중(전체)	
수평력	6829.959	kN
수직력	28888.912	kN
모멘트	15195.534	kN.m

6) 말뚝도심점의 변위

구 분		고 정	한 지
	$\delta x(\text{mm})$	0.00096	0.00138
	$\delta y(\text{mm})$	9.92921	9.95671
	$a(\text{rad.})$	0.70111	1.00235

7) 말뚝두부의 변위

구 분		고 정	한 지
구 분	$\delta x1$	-1.97891	-2.09312
	$\delta x2$	0.00096	0.00138
	$\delta x3$	0.00096	0.00138
	$\delta y1$	11.22848	11.87864
	$\delta y2$	10.41998	10.65836
	$\delta y3$	8.45689	7.85178
	$a(\text{rad.})$	0.70111	1.00235

8) 외력에 의한 말뚝의 분력(말뚝분당)

구 분		고 정	한 지
구 분	Pn1	561.017	593.501
	Pn2	520.621	532.531
	Pn3	422.538	392.304
	Ph1	-142.916	-64.208
	Ph2	-21.448	0.042
	Ph3	-21.448	0.042
	Mt1	82.212	0.000
	Mt2	21.477	0.000
	Mt3	21.477	0.000

9) 정밀성 검토(전체하중)

구 분			고 정	한 지
	수직력	말뚝반력	28888.930	28888.910
		전달하중	28888.912	28888.912
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	수평력	말뚝반력	-1638.200	758.320
		전달하중	6829.959	6829.959
		오 차(%)	-123.986%	-88.897%
	모멘트	말뚝반력	14827.730	15110.420
		전달하중	15195.534	15195.534
		오 차(%)	-2.420%	-0.560%

10) 말뚝의 최대반력집계(말뚝본당)

구 분	지진시	
	고정	한지
수직력	561.017	593.501
수평력	-21.448	0.042
모멘트	82.212	24.940

11) 말뚝 본체 설계

① 말뚝머리부 수직반력 검토

(상 시) $R_a = 1419.750 \text{ kN}$
 (지진시) $R_v = 593.501 \text{ kN} < R_a = 2129.625 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

② 인발력 검토

- 최대주면마찰력(f)=2N=2x43.000 = 860 kN/m² > 100 kN/m²
 $F_a = 1/2x[Ux\Sigma(l_x f)] = 1/2x(\pi x 504.00/1000 x 8.000 x 100.0) = -633.4 \text{ kN}$
 (지진시) $F_v = 0.000 \text{ kN} < F_a = 0.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝머리부 수평반력 검토 (고정)

(지진시) $R_h = 21.448 \text{ kN} < R_a = 920.280 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

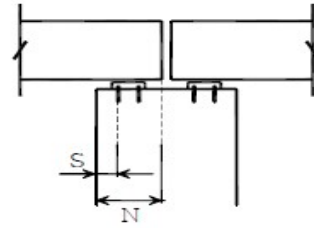
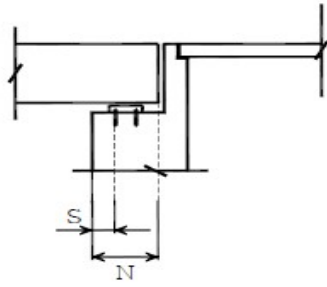
③ 말뚝머리부 수평변위 검토 ($\delta a = 15.00 \text{ mm}$)

(지진시) 말뚝머리 고정 : $\delta = H/(4EI\beta^3) = 0.350 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$
 말뚝머리 한지 : $\delta = H/(2EI\beta^3) = 0.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

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

(지진시) $f = V/A + M*y/I = 99 \text{ Mpa} \therefore \text{O.K}$

12. 지지길이평가



12.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1485.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [123.47, 314.98]$
 $= 314.98 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 314.98 \text{ mm}$

- $L = 50.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 4.727 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1485}{315} = 4.710 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$