

교 량 내 진 성 능 평 가

금남IC R-A교(하행_춘천방향)

보강전 내진성능평가 계산서

2023. 07

◆ 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. 기초부 평가(교대평가)

13. 지지길이평가

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 1

P 1	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.048	1.000	2.048	O.K
			교직(하단)	2.225	1.000	2.225	O.K
			교직(상단)	2.278	1.000	2.278	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.871	3.673	O.K
			교직	11.600	0.704	16.468	O.K
		지지력	교축	18.151	2.000	9.075	O.K
			교직	26.194	2.000	13.097	O.K
		활동	교축	8.544	1.200	7.120	O.K
			교직	6.940	1.200	5.784	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	102,853	36,430	2.823	O.K
			교직	27,869	9,632	2.893	O.K
		전단	교축	44,989	16,163	2.783	O.K
			교직	12,411	6,203	2.001	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	5,064	3,406	1.487	O.K
			교직	5,064	3,854	1.314	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	142	4.874	O.K
			교직	692	161	4.307	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	4,922	1,703	2.890	O.K
			교직	431	321	1.341	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	900	142	6.342	O.K	
		교직	850	161	5.293	O.K	

P 2	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.090	1.000	2.090	O.K
			교직(하단)	2.289	1.000	2.289	O.K
			교직(상단)	2.368	1.000	2.368	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	1.053	3.040	O.K
			교직	6.537	0.781	8.370	O.K
		지지력	교축	16.456	2.000	8.228	O.K
			교직	22.886	2.000	11.443	O.K
		활동	교축	8.339	1.200	6.949	O.K
			교직	6.007	1.200	5.005	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	34,786	19,623	1.773	O.K
			교직	16,959	6,091	2.784	O.K
		전단	교축	25,352	8,700	2.914	O.K
			교직	12,411	4,886	2.540	O.K
	받침부 (전열)	본체 (kN)	교축	1,266	843	1.501	O.K
			교직	1,266	961	1.318	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	141	4.922	O.K
			교직	692	160	4.319	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,557	843	3.032	O.K
			교직	421	160	2.627	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	141	6.404	O.K
			교직	900	160	5.620	O.K
	받침부 (후열)	본체 (kN)	교축	1,477	759	1.947	O.K
			교직	1,477	1,043	1.416	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	108	6.382	O.K
			교직	692	149	4.641	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,790	759	3.677	O.K
			교직	432	149	2.896	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	108	8.305	O.K
교직			900	149	6.039	O.K	

P 3	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.088	1.000	2.088	O.K
			교직(하단)	2.291	1.000	2.291	O.K
			교직(상단)	2.370	1.000	2.370	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.885	3.615	O.K
			교직	6.537	0.765	8.550	O.K
		지지력	교축	17.425	2.000	8.712	O.K
			교직	22.638	2.000	11.319	O.K
		활동	교축	8.218	1.200	6.849	O.K
			교직	6.251	1.200	5.210	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	34,786	19,726	1.763	O.K
			교직	16,959	6,493	2.612	O.K
		전단	교축	25,352	8,754	2.896	O.K
			교직	12,411	5,214	2.380	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,954	1,760	1.678	O.K
			교직	2,954	2,139	1.381	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	126	5.500	O.K
			교직	692	153	4.528	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,790	880	3.169	O.K
			교직	432	306	1.413	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	126	7.157	O.K
교직			850	153	5.564	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가		
	받침부	본체 (kN)	교축	1,266	1,178	1.075	O.K	
			교직	1,266	946	1.338	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	692	196	3.524	O.K	
			교직	692	158	4.386	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	2,389	1,178	2.029	O.K	
			교직	316	158	2.006	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	900	196	4.586	O.K	
			교직	900	158	5.707	O.K	
	안정성 검토	수평변위			15.000	0.383	39.181	O.K
		연직 압축지지력			14,850.9	95.3	155.780	O.K
		연직 인발지지력			536.5	78.3	6.848	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력			210.0	0.0	0.000	O.K
		휨압축응력			210.0	18.9	11.101	O.K
		휨전단응력			120.0	1.9	63.672	O.K
	단면 검토	벽체	휨	9,951	571	17.422	O.K	
			전단	12,464	816	15.274	O.K	
		앞굽	휨	9,951	571	17.422	O.K	
			전단	12,464	816	15.274	O.K	
		뒷굽	휨	9,951	1,404	7.088	O.K	
전단			12,464	658	18.946	O.K		
지지길이(mm)			교축	1,325	395	3.353	O.K	

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가		
	받침부	본체 (kN)	교축	1,477	1,174	1.258	O.K	
			교직	1,477	1,049	1.407	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	692	168	4.124	O.K	
			교직	692	150	4.614	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	2,909	1,174	2.478	O.K	
			교직	339	150	2.262	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	875	168	5.217	O.K	
			교직	875	150	5.837	O.K	
	안정성 검토	전도	안전률	2.311	1.500	1.541	O.K	
			허용폭	1.867	1.142	1.634	O.K	
		지지력			2.702	0.486	5.557	O.K
		활동			1.958	1.200	1.631	O.K
	단면 검토	벽체	휨	15,400	1,047	14.709	O.K	
			전단	14,300	272	52.670	O.K	
		앞굽	휨	15,400	410	37.562	O.K	
			전단	14,300	525	27.232	O.K	
		뒷굽	휨	15,400	915	16.823	O.K	
			전단	14,300	384	37.243	O.K	
	지지길이(mm)			교축	1,325	394	3.364	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	금남IC R-A교(하행_춘천방향)	준공년도	2007 년
본부/지사	의정부국토 관리사무소	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	다주식 교각
교량폭원	29.0 ~ 34.195m	기초형식	직접기초
콘크리트	40Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	(2@30.0) + (2@30.0) = 120.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S3 , 교직 : S3
해석방법	다중모드스펙트럼해석법
고유치 해석	Ritz Vectors
MODE 조합	C.Q.C 방법

지반운동의 고려방향 결정 근거

- 내진설계에 수직방향 지진의 영향 미고려(수평방향만 고려)
- 교량받침에 부반력이 발생하지 않으며, 상부구조가 연직하중에 대체로 안전

지반분류 근거

- '기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령, 2020' 에 제시된 표준관입시험

N값과의 경험적 상관식 중 'Sun et al. 2013'의 식을 활용

for all soils,	$V_s = 65.54N^{0.407}$
for sand soils (풍화잔류토),	$V_s = 107.94N^{0.418}$
for sand soils (풍화암),	$V_s = 75.76N^{0.371}$
for sand and silt soils (충적토),	$V_s = 82.01N^{0.319}$
for Gravel (충적토),	$V_s = 78.63N^{0.361}$

1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
기동 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법
	콘크리트 모델	MANDER 모델
	철근 모델	PARK 모델
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL
탄 성 지 진 력 산 정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	ELASTIC LINK 스프링 모델
	기초와 지반의 연결부 상세	말뚝기초 스프링 강성 적용 / 직접기초 Fixed 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

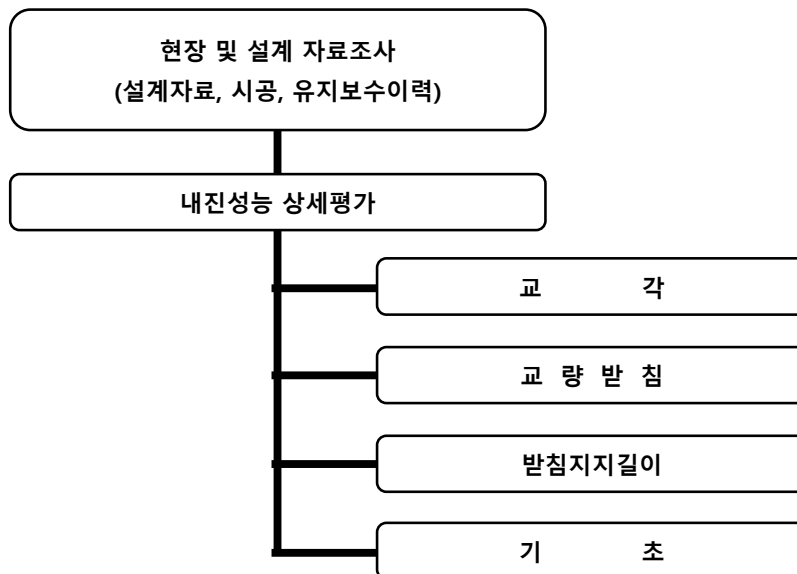
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

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

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

교량내진설계기준(한계상태설계법)[KDS 24 17 11](국토교통부, 2018)

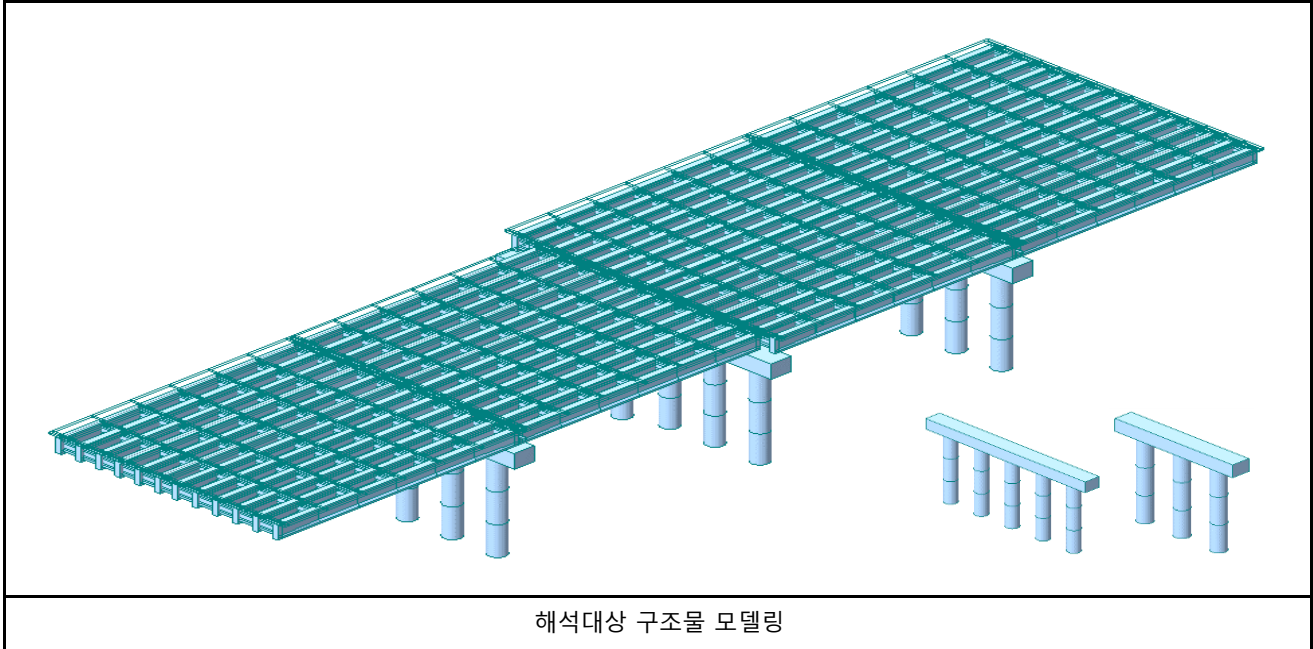
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : PSC
- 적용 받침 : 탄성받침



2.2 하중산정 조건

- 1차 고정하중 : Midas Civil 구조해석 프로그램에서 Self Weight 자동으로 계산

SPAN1~2구간

슬래브	29.000	×	0.25	×	25.0	÷	12	=	15.10	kN/m
-----	--------	---	------	---	------	---	----	---	-------	------

포장	28.100	×	0.08	×	23.0	÷	12	=	4.31	kN/m
----	--------	---	------	---	------	---	----	---	------	------

방호벽	0.45	×	1.10	×	24.5			=	12.13	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	-------	------

중분대	0.25	×	0.35	×	24.5			=	2.14	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	------	------

SPAN3~4구간

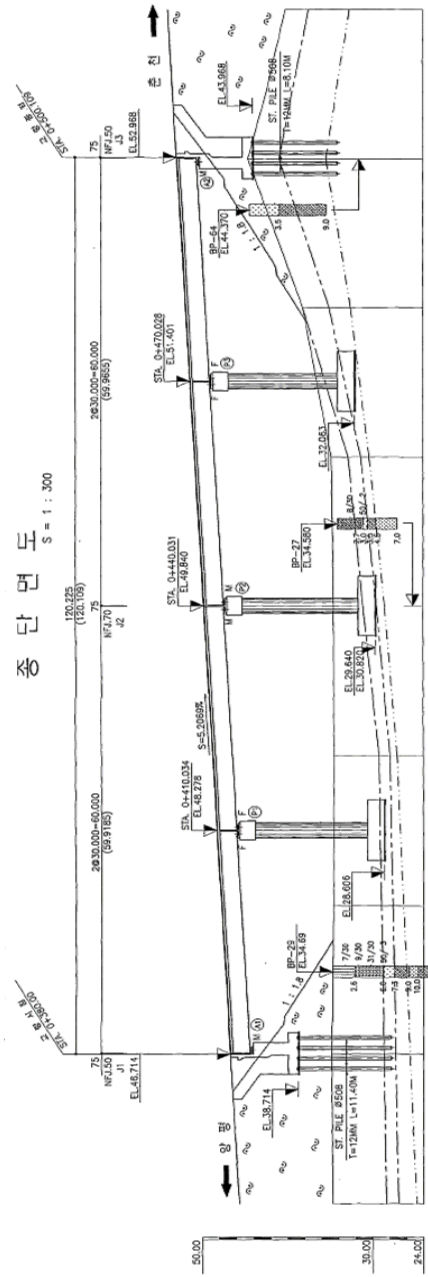
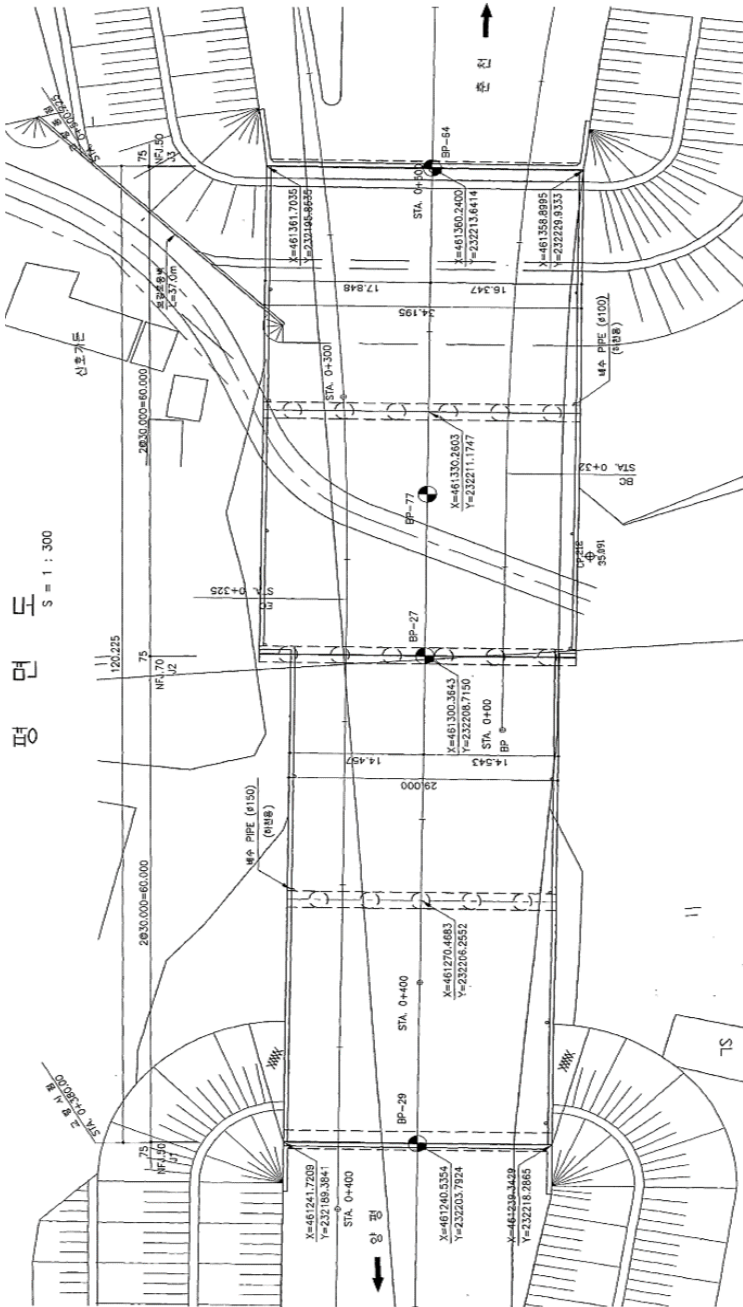
슬래브	34.195	×	0.25	×	25.0	÷	15	=	14.25	kN/m
-----	--------	---	------	---	------	---	----	---	-------	------

포장	33.295	×	0.08	×	23.0	÷	15	=	4.08	kN/m
----	--------	---	------	---	------	---	----	---	------	------

방호벽	0.45	×	1.10	×	24.5			=	12.13	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	-------	------

중분대	0.25	×	0.35	×	24.5			=	2.14	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	------	------

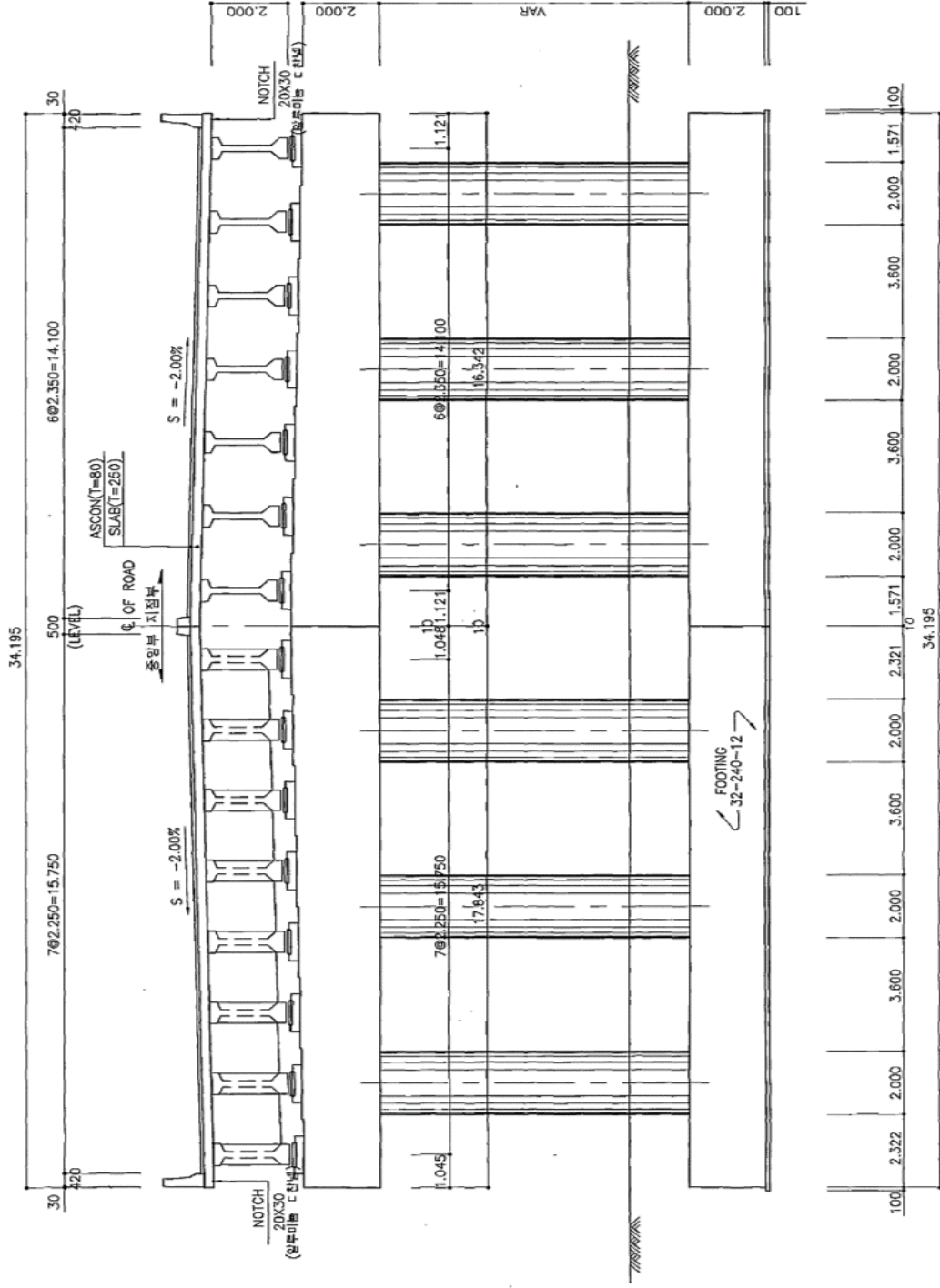
2.3 설계도면 자료



단면도

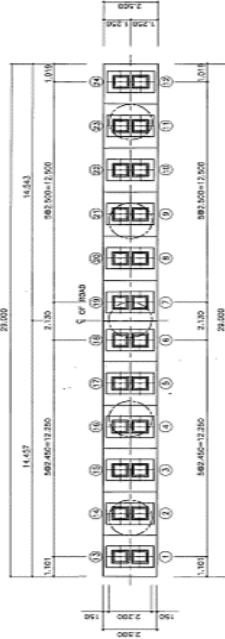
평면도

S = 1 : 100

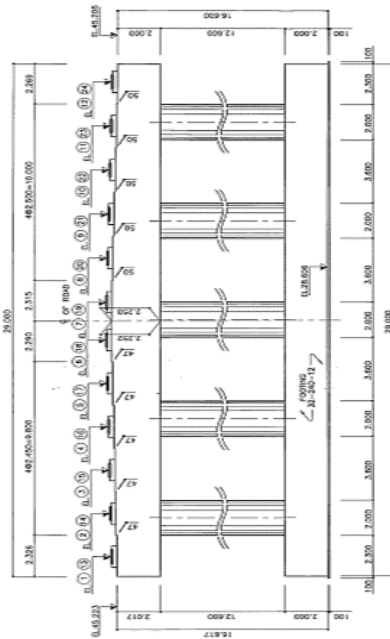


평면도

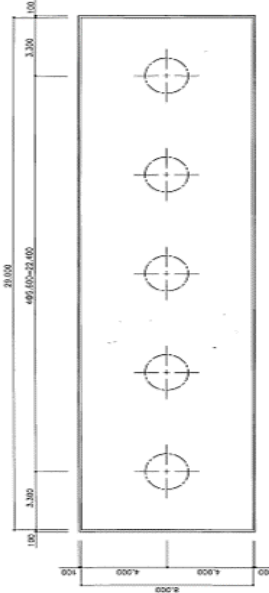
너
고
로
파
나



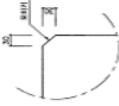
하
고
로



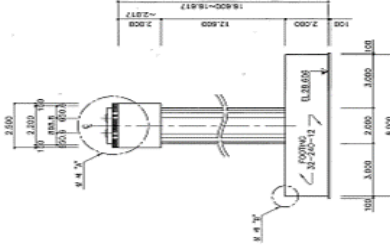
기
체
중
심
하



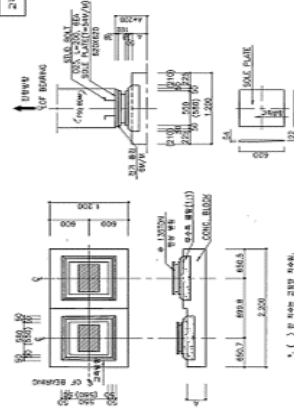
상세 "B"



한
글
서
체

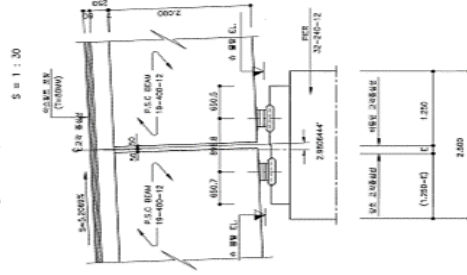


수보필칭상세도

[illegible]

Q	M	E	Q2329 STA	W2229 STA
234	1	121	0+410.034	0+410.155

상세 "A"



附天龍圖

- 구조형식 : 다중의 고려
- 설계기준 : DB-24, 01-24
- 설계방법 : 강도설계법
- 사용재료 : 콘크리트 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$
철 강 $f_y=3,000\text{N/mm}^2$

 HAN SONG ENGINEERING CO., LTD. (한송엔지니어링)	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사
	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사	계약금액 1,000,000,000원	계약일자 2024. 01. 15	계약처 서울특별시 강남구 테헤란로 123	계약종류 일반공사

내
판
임
각
표

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	783.8	1,350	O.K	211.0	1,676
	2	785.7	1,350	O.K	211.0	1,676
	3	788.3	1,350	O.K	211.0	1,676
	4	792.3	1,350	O.K	211.0	1,676
	5	796.7	1,350	O.K	211.0	1,676
	6	798.7	1,350	O.K	211.0	1,676
P1-L	1	950.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	948.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	942.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	937.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	935.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	935.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	936.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	939.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	9	942.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	10	947.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	11	953.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	12	956.3	1,350	O.K	211.0	1,955
P1-R	1	953.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	950.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	944.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	940.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	938.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	938.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	939.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	941.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	9	944.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	10	949.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	11	955.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	12	957.3	1,350	O.K	211.0	1,955

P2-L	1	803.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	790.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	786.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	789.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	793.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	793.4	1,350	O.K	211.0	1,955
P2-R	1	777.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	757.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	749.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	749.8	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	754.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	761.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	767.2	1,350	O.K	211.0	1,955
P3-L	1	910.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	900.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	898.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	900.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	906.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	914.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	921.0	1,350	O.K	211.0	1,955
P3-R	1	903.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	893.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	891.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	894.8	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	901.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	909.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	915.7	1,350	O.K	211.0	1,955

A2	1	749.6	1,350	O.K	211.0	1,676
	2	750.6	1,350	O.K	211.0	1,676
	3	751.8	1,350	O.K	211.0	1,676
	4	754.6	1,350	O.K	211.0	1,676
	5	759.3	1,350	O.K	211.0	1,676
	6	764.8	1,350	O.K	211.0	1,676
	7	768.1	1,350	O.K	211.0	1,676

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	5312.20	6282.67	
P2	1	4409.65	5328.51	
P3	1	4918.42	5858.08	

4. 설계 지진동

4.1 지진구역 구분

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

4.2 위험도계수

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

4.3 지반분류

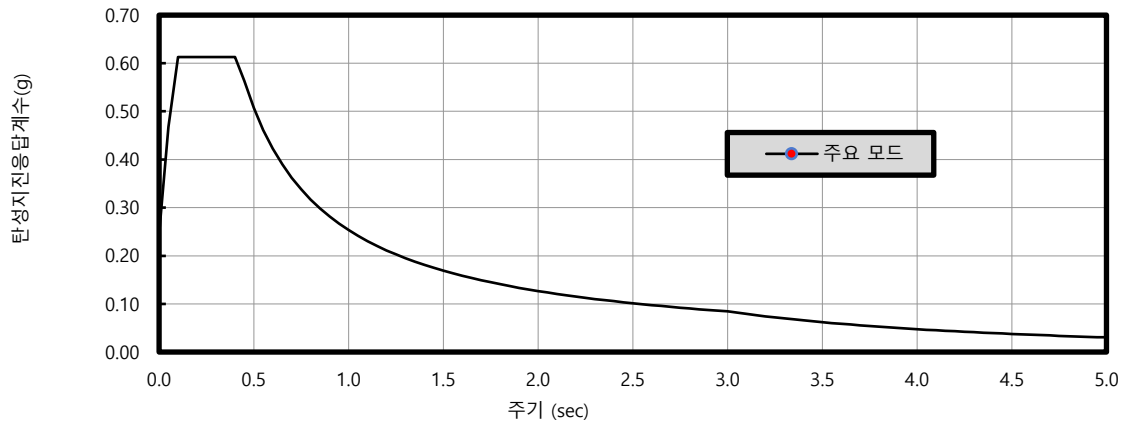
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

4.4 지반증폭계수(Fa, Fv)

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

4.5 탄성지진 응답계수

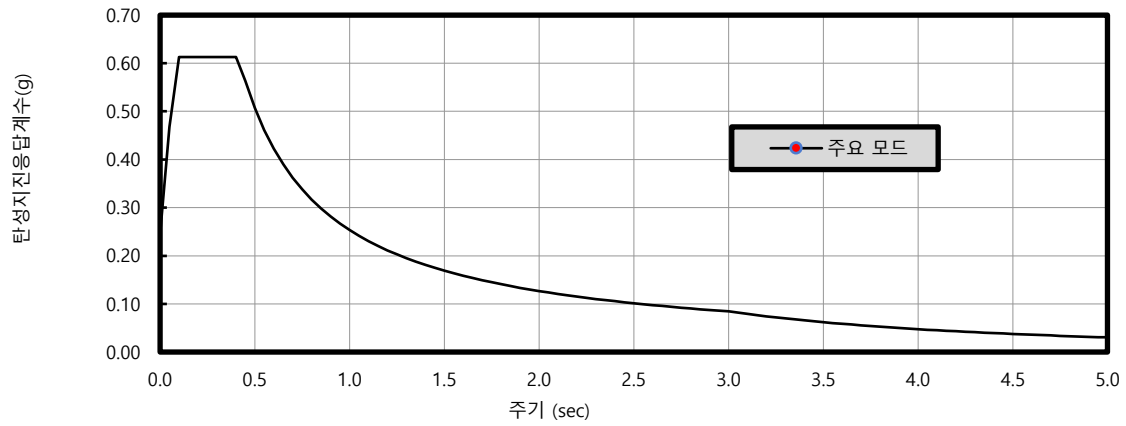
(교축방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.245	2.550	0.099
0.050	0.467	2.600	0.097
0.100	0.613	2.650	0.096
0.150	0.613	2.700	0.094
0.200	0.613	2.750	0.092
0.250	0.613	2.800	0.091
0.300	0.613	2.850	0.089
0.350	0.613	2.900	0.087
0.400	0.613	2.950	0.086
0.450	0.563	3.000	0.084
0.500	0.507	3.050	0.082
0.550	0.461	3.100	0.079
0.600	0.422	3.150	0.077
0.650	0.390	3.200	0.074
0.700	0.362	3.250	0.072
0.750	0.338	3.300	0.070
0.800	0.317	3.350	0.068
0.850	0.298	3.400	0.066
0.900	0.282	3.450	0.064
0.950	0.267	3.500	0.062
1.000	0.253	3.550	0.060
1.050	0.241	3.600	0.059
1.100	0.230	3.650	0.057
1.150	0.220	3.700	0.056
1.200	0.211	3.750	0.054
1.250	0.203	3.800	0.053
1.300	0.195	3.850	0.051
1.350	0.188	3.900	0.050
1.400	0.181	3.950	0.049
1.450	0.175	4.000	0.048
1.500	0.169	4.050	0.046
1.550	0.164	4.100	0.045
1.600	0.158	4.150	0.044
1.650	0.154	4.200	0.043
1.700	0.149	4.250	0.042
1.750	0.145	4.300	0.041
1.800	0.141	4.350	0.040
1.850	0.137	4.400	0.039
1.900	0.133	4.450	0.038
1.950	0.130	4.500	0.038
2.000	0.127	4.550	0.037
2.050	0.124	4.600	0.036
2.100	0.121	4.650	0.035
2.150	0.118	4.700	0.034
2.200	0.115	4.750	0.034
2.250	0.113	4.800	0.033
2.300	0.110	4.850	0.032
2.350	0.108	4.900	0.032
2.400	0.106	4.950	0.031
2.450	0.103	5.000	0.030
2.500	0.101	5.050	0.030

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.245	2.550	0.099
0.050	0.467	2.600	0.097
0.100	0.613	2.650	0.096
0.150	0.613	2.700	0.094
0.200	0.613	2.750	0.092
0.250	0.613	2.800	0.091
0.300	0.613	2.850	0.089
0.350	0.613	2.900	0.087
0.400	0.613	2.950	0.086
0.450	0.563	3.000	0.084
0.500	0.507	3.050	0.082
0.550	0.461	3.100	0.079
0.600	0.422	3.150	0.077
0.650	0.390	3.200	0.074
0.700	0.362	3.250	0.072
0.750	0.338	3.300	0.070
0.800	0.317	3.350	0.068
0.850	0.298	3.400	0.066
0.900	0.282	3.450	0.064
0.950	0.267	3.500	0.062
1.000	0.253	3.550	0.060
1.050	0.241	3.600	0.059
1.100	0.230	3.650	0.057
1.150	0.220	3.700	0.056
1.200	0.211	3.750	0.054
1.250	0.203	3.800	0.053
1.300	0.195	3.850	0.051
1.350	0.188	3.900	0.050
1.400	0.181	3.950	0.049
1.450	0.175	4.000	0.048
1.500	0.169	4.050	0.046
1.550	0.164	4.100	0.045
1.600	0.158	4.150	0.044
1.650	0.154	4.200	0.043
1.700	0.149	4.250	0.042
1.750	0.145	4.300	0.041
1.800	0.141	4.350	0.040
1.850	0.137	4.400	0.039
1.900	0.133	4.450	0.038
1.950	0.130	4.500	0.038
2.000	0.127	4.550	0.037
2.050	0.124	4.600	0.036
2.100	0.121	4.650	0.035
2.150	0.118	4.700	0.034
2.200	0.115	4.750	0.034
2.250	0.113	4.800	0.033
2.300	0.110	4.850	0.032
2.350	0.108	4.900	0.032
2.400	0.106	4.950	0.031
2.450	0.103	5.000	0.030
2.500	0.101	5.050	0.030

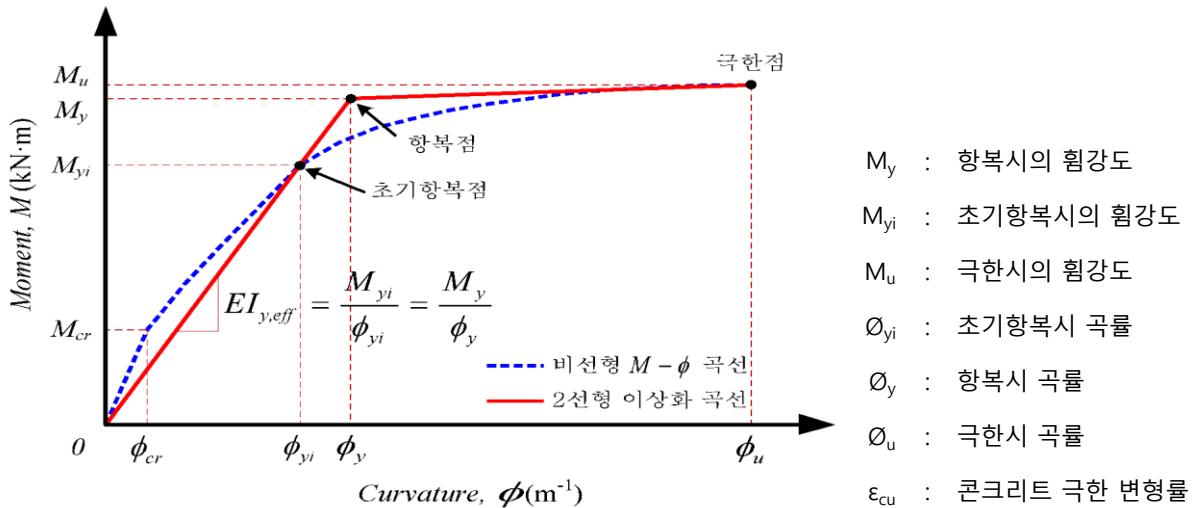
5. 유효강성 산정

5.1 개요

교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인

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

관계곡선을 산정한다.



5.2 콘크리트 모델

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

5.3 철근모델

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

5.4 단면형상

교각 위치	교각단면 형상
교각	

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

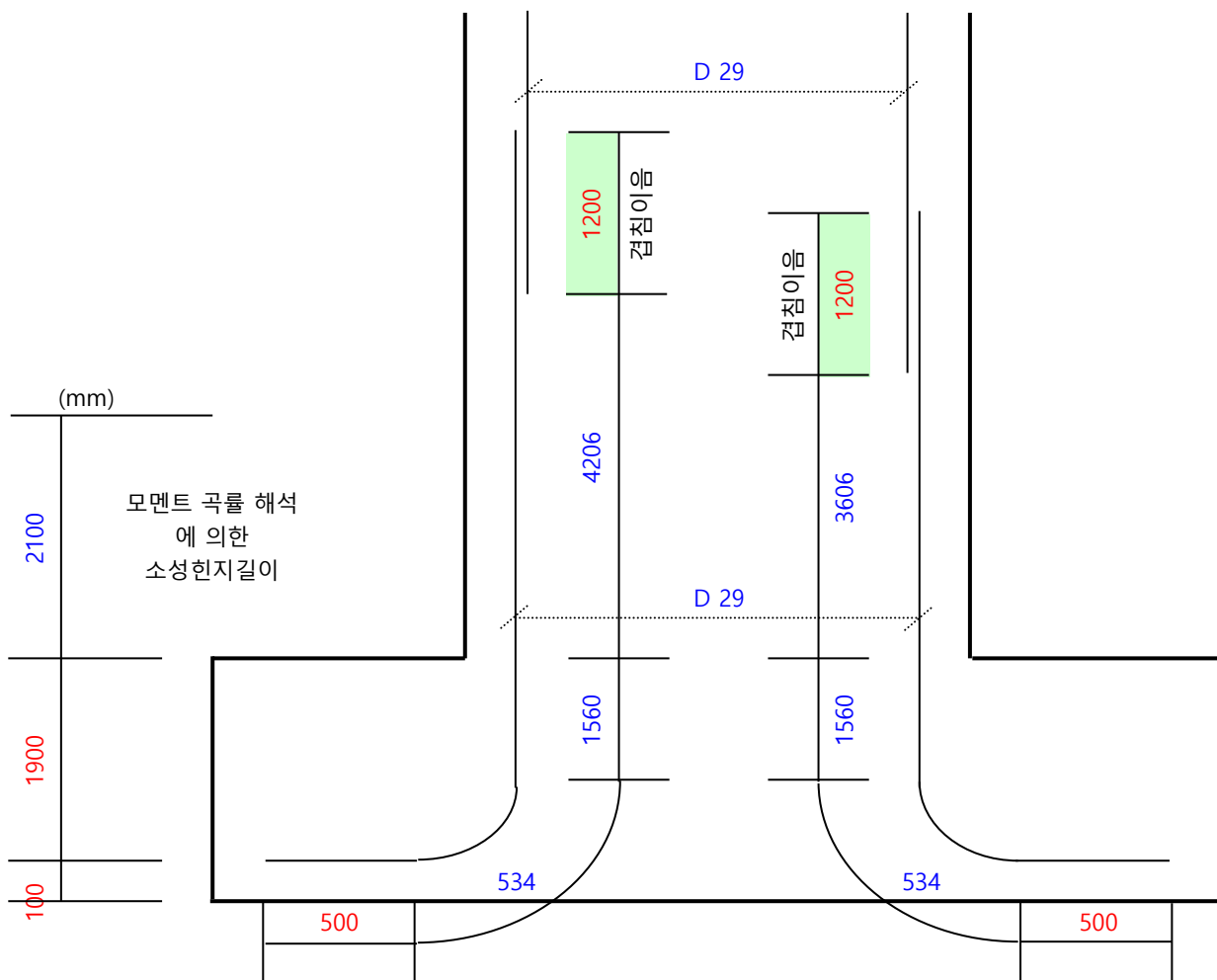
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	1.359	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.000	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.100	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.100	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.695	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.000	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.100	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.100	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

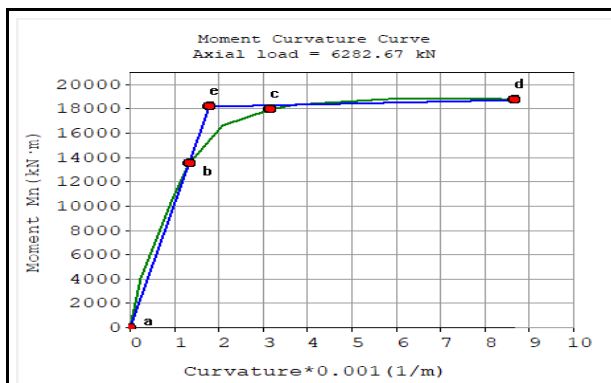
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,495 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001325 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_L})	18,215 kN·m	곡률(Φ_{y_L})	0.001788 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_L})	18,729 kN·m	곡률(Φ_{u_L})	0.008646 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

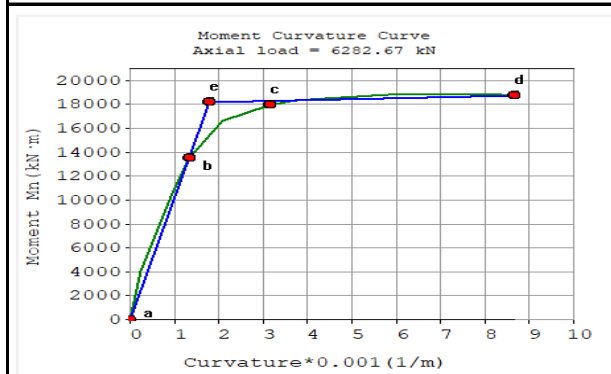
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,495 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001325 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	18,212 kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001788 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	18,725 kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.008653 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

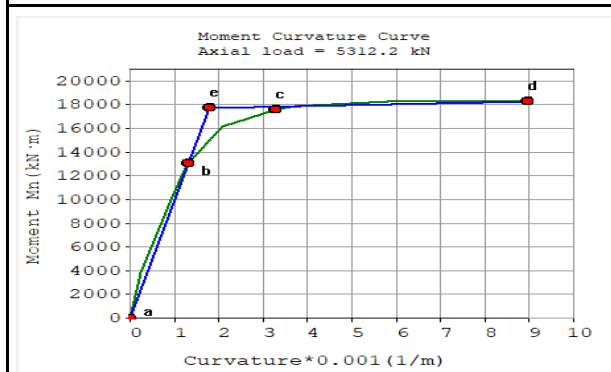
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,001 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001303 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	17,744 kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001778 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	18,248 kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.008950 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.395 / 0.785 = 0.503$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,215}{0.00178798 \times 25,811,006} = 0.395$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.395 / 0.785 = 0.503$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,212}{0.00178769 \times 25,811,006} = 0.395$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.503 \times 0.785 = 0.395 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.503 \times 0.785 = 0.395 \text{ m}^4$$

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.2 교각2

1) 교축방향

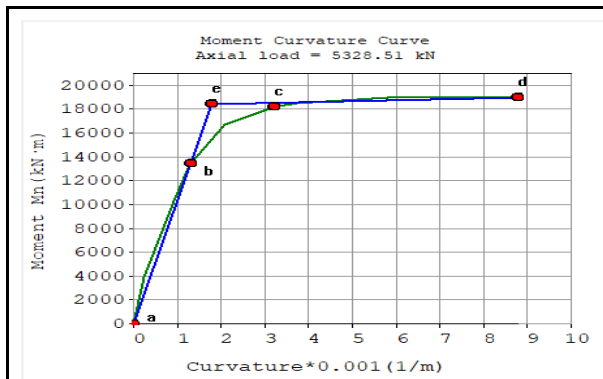
초기항복시	모멘트(M_y^L)	13,455 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001309 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	18,419 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001792 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	18,958 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008787 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	13,455 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001309 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	18,419 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001792 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	18,958 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008787 m ⁻¹

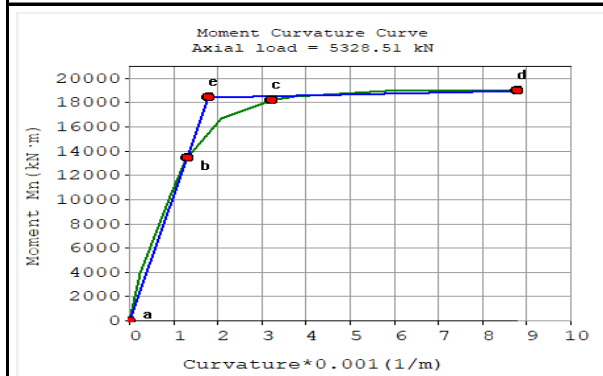
3) 교직방향(교각 상단부)

초기항복시	모멘트(M_y^T)	12,982 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001288 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	17,973 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001783 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	18,529 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.009117 m ⁻¹



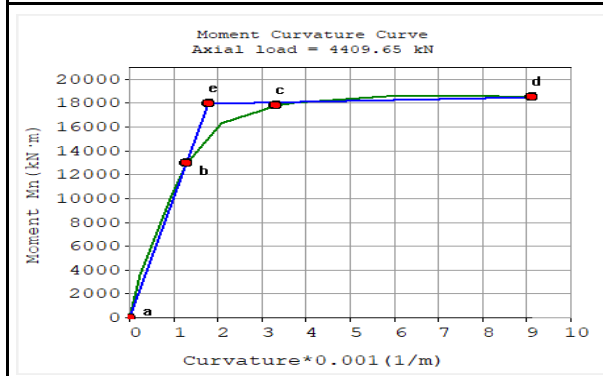
< 모멘트 곡률곡선 >

(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >

(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >

(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.398 / 0.785 = 0.507$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,419}{0.0017915 \times 25,811,006} = 0.398$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.398 / 0.785 = 0.507$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,419}{0.0017915 \times 25,811,006} = 0.398$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.507 \times 0.785 = 0.398 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.507 \times 0.785 = 0.398 \text{ m}^4$$

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.3 교각3

1) 교축방향

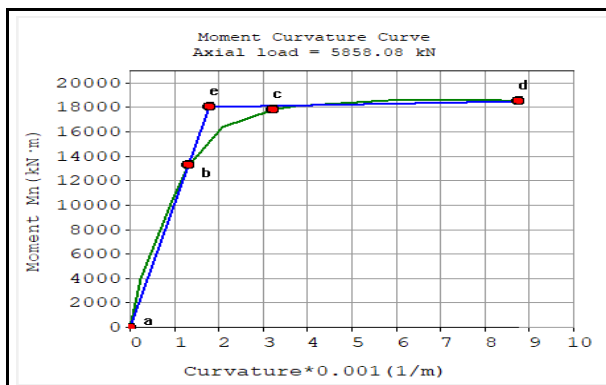
초기항복시	모멘트(M_y^L)	13,279	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001315	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	18,013	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001784	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	18,520	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008762	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

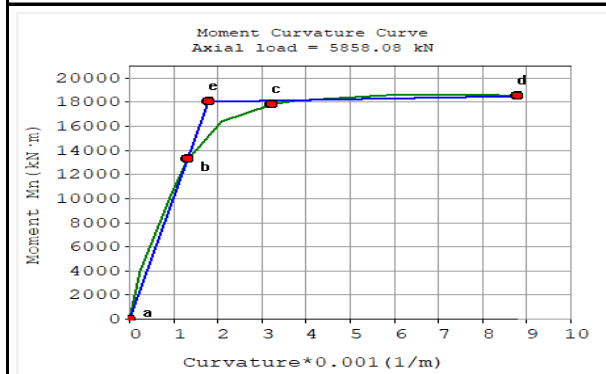
초기항복시	모멘트(M_y^T)	13,279	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001315	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	18,008	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001783	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	18,510	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008769	m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

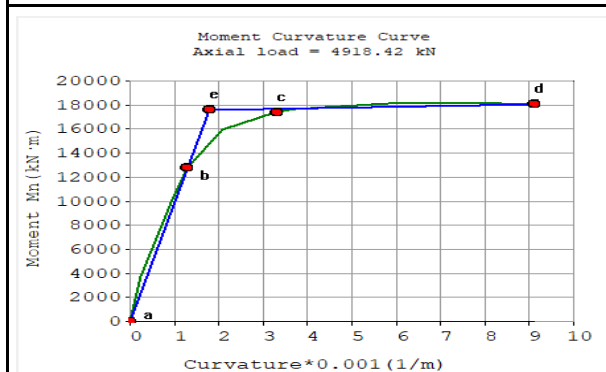
초기항복시	모멘트(M_y^T)	12,798	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001294	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	17,550	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001774	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	18,070	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.009102	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.391 / 0.785 = 0.498$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,013}{0.00178391 \times 25,811,006} = 0.391$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.391 / 0.785 = 0.498$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,008}{0.00178337 \times 25,811,006} = 0.391$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.498 \times 0.785 = 0.391 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.498 \times 0.785 = 0.391 \text{ m}^4$$

- 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

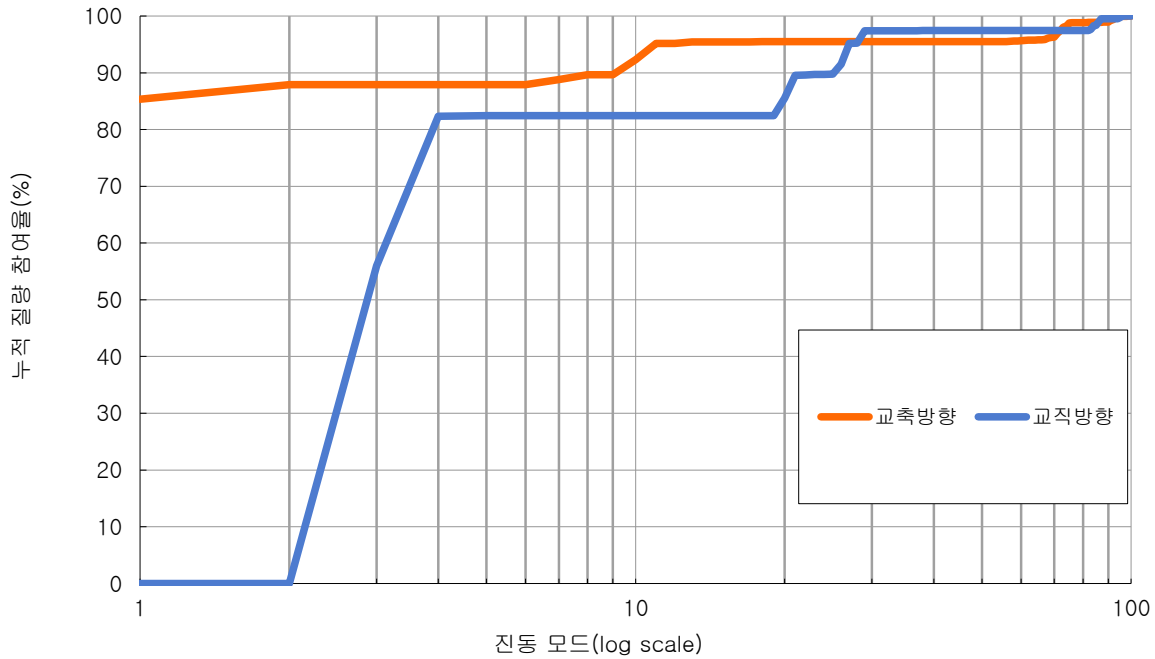
6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.64	85.34	0.00	0.00	85.34	0.00	0.00	
2	1.50	2.55	0.00	0.00	87.89	0.00	0.00	
3	1.44	0.00	56.01	0.00	87.89	56.01	0.00	
4	1.40	0.00	26.35	0.00	87.89	82.36	0.00	
5	1.26	0.00	0.07	0.00	87.89	82.43	0.00	
6	1.22	0.00	0.02	0.00	87.90	82.44	0.00	
7	0.41	0.89	0.00	0.00	88.79	82.44	0.00	
8	0.38	0.86	0.00	0.00	89.65	82.44	0.00	
9	0.36	0.01	0.00	0.00	89.66	82.45	0.00	
10	0.36	2.63	0.00	0.00	92.29	82.45	0.00	
11	0.34	2.90	0.00	0.00	95.19	82.45	0.00	
12	0.33	0.00	0.00	0.00	95.19	82.45	0.00	
13	0.33	0.25	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
14	0.32	0.00	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
15	0.32	0.00	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
16	0.28	0.01	0.00	0.00	95.45	82.45	0.01	
17	0.27	0.00	0.00	0.00	95.46	82.45	0.01	
18	0.27	0.03	0.00	0.01	95.48	82.45	0.01	
19	0.27	0.00	0.01	0.00	95.49	82.46	0.01	
20	0.26	0.00	3.04	0.00	95.49	85.50	0.02	
21	0.25	0.00	4.06	0.01	95.49	89.57	0.02	
22	0.25	0.01	0.01	32.21	95.49	89.58	32.23	
23	0.24	0.00	0.12	0.53	95.49	89.69	32.76	
24	0.24	0.01	0.01	22.38	95.50	89.70	55.14	
25	0.24	0.00	0.06	4.85	95.50	89.76	60.00	
26	0.24	0.00	1.73	0.01	95.50	91.49	60.00	
27	0.23	0.00	3.69	0.01	95.50	95.17	60.01	
28	0.23	0.00	0.03	0.00	95.50	95.21	60.01	
29	0.23	0.00	2.19	0.00	95.50	97.40	60.01	
30	0.21	0.00	0.00	0.11	95.50	97.40	60.12	
31	0.21	0.00	0.00	0.00	95.50	97.40	60.12	
32	0.20	0.00	0.00	0.00	95.50	97.40	60.12	
33	0.20	0.00	0.00	0.03	95.50	97.40	60.15	
34	0.19	0.00	0.01	0.00	95.50	97.41	60.15	
35	0.18	0.00	0.02	0.00	95.50	97.42	60.15	
36	0.18	0.00	0.00	0.00	95.50	97.42	60.15	
37	0.15	0.00	0.00	0.00	95.50	97.42	60.15	
38	0.14	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
39	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
40	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
41	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
42	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
43	0.12	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
44	0.12	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
45	0.11	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
46	0.11	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
47	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
48	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
49	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
50	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	

51	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
52	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
53	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
54	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
55	0.08	0.00	0.00	0.01	95.50	97.43	60.16	
56	0.08	0.00	0.00	0.01	95.51	97.43	60.17	
57	0.08	0.04	0.00	0.08	95.55	97.43	60.25	
58	0.08	0.03	0.00	0.04	95.58	97.43	60.28	
59	0.08	0.02	0.00	0.05	95.60	97.43	60.33	
60	0.08	0.06	0.00	0.05	95.66	97.43	60.38	
61	0.08	0.05	0.00	0.00	95.71	97.43	60.39	
62	0.08	0.04	0.00	0.03	95.75	97.43	60.42	
63	0.08	0.00	0.00	0.00	95.75	97.43	60.42	
64	0.08	0.03	0.00	0.01	95.78	97.43	60.43	
65	0.08	0.01	0.00	0.01	95.80	97.43	60.44	
66	0.07	0.00	0.00	0.00	95.80	97.43	60.44	
67	0.07	0.04	0.00	0.00	95.84	97.43	60.44	
68	0.07	0.31	0.00	0.00	96.15	97.43	60.44	
69	0.07	0.07	0.00	0.05	96.22	97.43	60.49	
70	0.07	0.04	0.00	0.03	96.26	97.43	60.52	
71	0.06	0.71	0.00	0.00	96.97	97.43	60.52	
72	0.06	0.47	0.00	0.00	97.44	97.43	60.52	
73	0.06	0.62	0.00	0.13	98.05	97.43	60.64	
74	0.06	0.13	0.00	0.57	98.19	97.43	61.22	
75	0.06	0.60	0.00	0.11	98.79	97.43	61.33	
76	0.06	0.02	0.00	5.41	98.81	97.43	66.74	
77	0.05	0.00	0.01	0.11	98.81	97.44	66.85	
78	0.05	0.04	0.00	0.24	98.85	97.44	67.09	
79	0.05	0.00	0.01	0.58	98.85	97.45	67.67	
80	0.05	0.00	0.01	1.11	98.85	97.46	68.78	
81	0.05	0.00	0.01	1.32	98.85	97.47	70.10	
82	0.04	0.02	0.00	0.13	98.88	97.47	70.24	
83	0.04	0.00	0.18	0.05	98.88	97.65	70.28	
84	0.04	0.00	0.66	0.05	98.88	98.31	70.33	
85	0.04	0.02	0.02	0.01	98.90	98.33	70.34	
86	0.04	0.00	0.67	0.04	98.90	99.00	70.38	
87	0.03	0.00	0.50	0.02	98.90	99.50	70.40	
88	0.03	0.01	0.00	0.05	98.92	99.50	70.45	
89	0.03	0.01	0.00	0.16	98.92	99.50	70.61	
90	0.03	0.00	0.01	0.00	98.93	99.51	70.61	
91	0.02	0.33	0.00	0.08	99.25	99.51	70.70	
92	0.02	0.11	0.00	0.10	99.36	99.52	70.79	
93	0.02	0.45	0.00	0.00	99.81	99.52	70.79	
94	0.02	0.13	0.00	0.00	99.94	99.52	70.80	
95	0.02	0.00	0.21	0.01	99.94	99.72	70.80	
96	0.02	0.00	0.27	0.00	99.94	99.99	70.80	
97	0.01	0.03	0.00	0.00	99.97	99.99	70.81	
98	0.01	0.00	0.01	0.01	99.97	100.00	70.81	
99	0.01	0.03	0.00	0.00	100.00	100.00	70.81	
100	0.01	0.00	0.00	0.07	100.00	100.00	70.88	

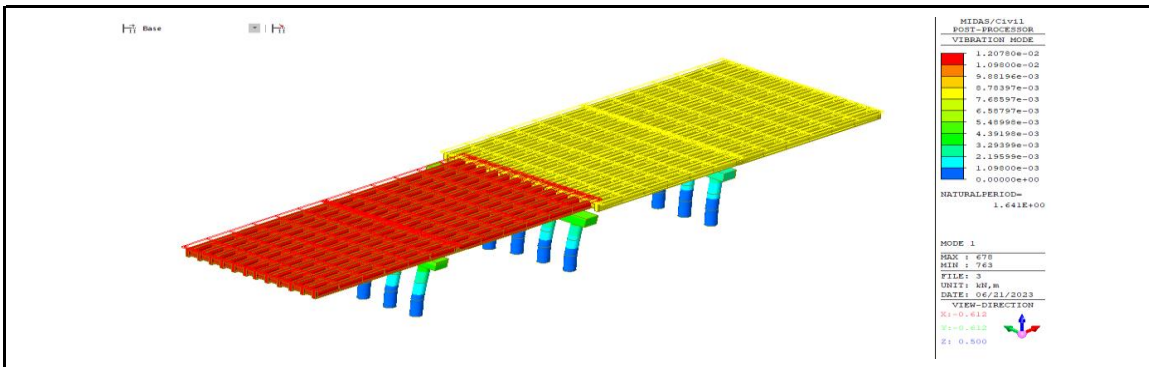
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



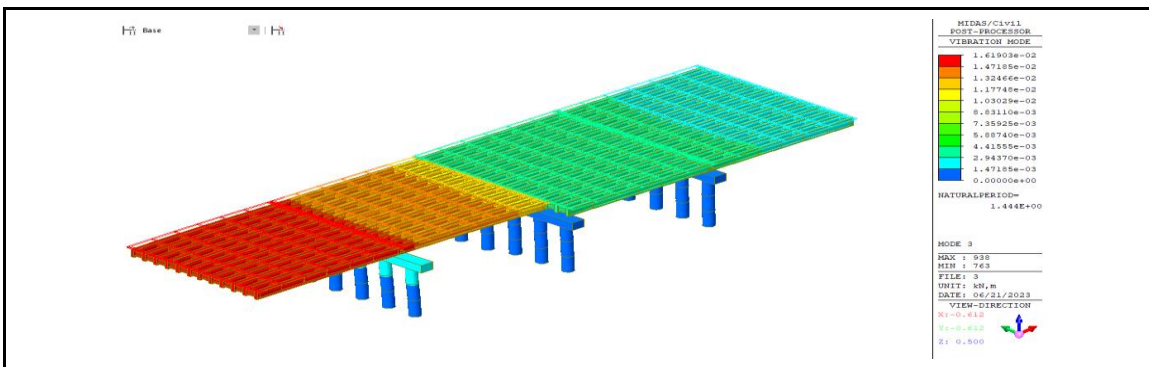
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.6408 sec) - 1 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.4444 sec) - 3 Mode



7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	116.85	0	0	0.98	0	0
P1	117.00	818	8531	0.19	2	10
P2	117.08	657	8339	1.08	3	14
P3	99.57	720	7293	0.16	1	8
A2	99.80	0	0	1.12	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	49.17	759	1410	0.03	2	10
P2	50.90	612	1196	0.06	2	13
P3	40.27	659	1126	0.02	1	8
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	2.63	0	0	93.83	0	0
P1	2.67	16	98	95.05	1013	6228
P2	2.87	16	139	91.10	925	5383
P3	2.82	16	145	89.39	955	5699
A2	2.77	0	0	89.14	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	0.32	15	97	16.32	898	5868
P2	0.68	16	59	12.69	803	4982
P3	0.75	15	43	14.31	840	5308
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	5,312	1	9	6,283	0	1
P2	4,410	5	47	5,329	1	4
P3	4,918	2	23	5,858	0	1
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	0.06	1	2	0.01	0	1
P2	0.55	5	94	0.07	1	14
P3	0.12	2	6	0.01	0	1
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	49.2	0.0	0.3	16.3
상단전단력(kN)	759.5	1.8	15.3	898.3
하단전단력(kN)	818.2	1.8	15.5	1,013.2
상단모멘트(kN·m)	1,409.8	10.1	96.5	5,868.2
하단모멘트(kN·m)	8,531.4	10.2	98.0	6,228.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	49.3	4.9	15.1	16.3
상단전단력(kN)	764.1	271.3	243.2	898.8
하단전단력(kN)	822.8	305.8	261.0	1,013.7
상단모멘트(kN·m)	1,438.8	1,770.5	519.5	5,871.2
하단모멘트(kN·m)	8,560.8	1,878.7	2,657.4	6,231.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	0.6	0.0	0.6	0.0
하단전단력(kN)	0.6	0.0	0.6	0.0
상단모멘트(kN·m)	2.0	0.6	2.0	0.6
하단모멘트(kN·m)	8.6	0.9	8.6	0.9

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	5,312.2	5,312.2	P
하단축력(kN)	6,282.7	6,282.7	P _{bot}
상단변위(mm)	49.3	16.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	764.7	898.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	823.5	1,013.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,440.8	5,871.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,569.3	6,232.1	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,409.7		4,409.7	
하단축력(kN)	5,328.5		5,328.5	
상단변위(mm)	50.9	0.1	0.7	12.7
상단전단력(kN)	612.1	2.3	15.5	802.5
하단전단력(kN)	657.3	2.5	15.9	924.8
상단모멘트(kN·m)	1,196.3	13.4	59.4	4,982.2
하단모멘트(kN·m)	8,339.0	14.3	139.3	5,382.6

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,409.7		4,409.7	
하단축력(kN)	5,328.5		5,328.5	
상단변위(mm)	51.1	3.9	15.9	12.7
상단전단력(kN)	616.7	243.0	199.1	803.2
하단전단력(kN)	662.1	280.0	213.1	925.6
상단모멘트(kN·m)	1,214.1	1,508.0	418.3	4,986.2
하단모멘트(kN·m)	8,380.8	1,629.1	2,641.0	5,386.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,409.7		4,409.7	
하단축력(kN)	5,328.5		5,328.5	
상단변위(mm)	0.6	0.1	0.6	0.1
상단전단력(kN)	5.3	0.9	5.3	0.9
하단전단력(kN)	5.3	0.9	5.3	0.9
상단모멘트(kN·m)	94.1	14.0	94.1	14.0
하단모멘트(kN·m)	47.5	3.5	47.5	3.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,409.7	4,409.7	P
하단축력(kN)	5,328.5	5,328.5	Pbot
상단변위(mm)	51.7	12.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	622.0	804.1	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	667.3	926.4	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,308.2	5,000.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,428.3	5,390.4	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,918.4		4,918.4	
하단축력(kN)	5,858.1		5,858.1	
상단변위(mm)	40.3	0.0	0.7	14.3
상단전단력(kN)	659.2	1.4	15.0	840.2
하단전단력(kN)	719.9	1.4	15.8	955.3
상단모멘트(kN·m)	1,125.8	7.9	43.3	5,307.6
하단모멘트(kN·m)	7,293.2	8.1	145.0	5,698.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,918.4		4,918.4	
하단축력(kN)	5,858.1		5,858.1	
상단변위(mm)	40.5	4.3	12.8	14.3
상단전단력(kN)	663.7	253.5	212.7	840.7
하단전단력(kN)	724.6	288.0	231.7	955.7
상단모멘트(kN·m)	1,138.8	1,600.2	381.0	5,309.9
하단모멘트(kN·m)	7,336.7	1,717.7	2,333.0	5,701.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,918.4		4,918.4	
하단축력(kN)	5,858.1		5,858.1	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	2.4	0.0	2.4	0.0
하단전단력(kN)	2.4	0.0	2.4	0.0
상단모멘트(kN·m)	5.7	0.7	5.7	0.7
하단모멘트(kN·m)	23.1	0.7	23.1	0.7

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,918.4	4,918.4	P
하단축력(kN)	5,858.1	5,858.1	Pbot
상단변위(mm)	40.6	14.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	666.1	840.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	727.0	955.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,144.5	5,310.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	7,359.8	5,701.9	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	6282.7	823.5	8569.3
	교직	6282.7	1013.7	6232.1
P2	교축	5328.5	667.3	8428.3
	교직	5328.5	926.4	5390.4
P3	교축	5858.1	727.0	7359.8
	교직	5858.1	955.7	5701.9

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	197	158
P1	143	161
P2	142	160
P3	126	153
A2	168	150

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	1178	946
P1	3406	3854
P2	1602	2004
P3	1760	2139
A2	1174	1049

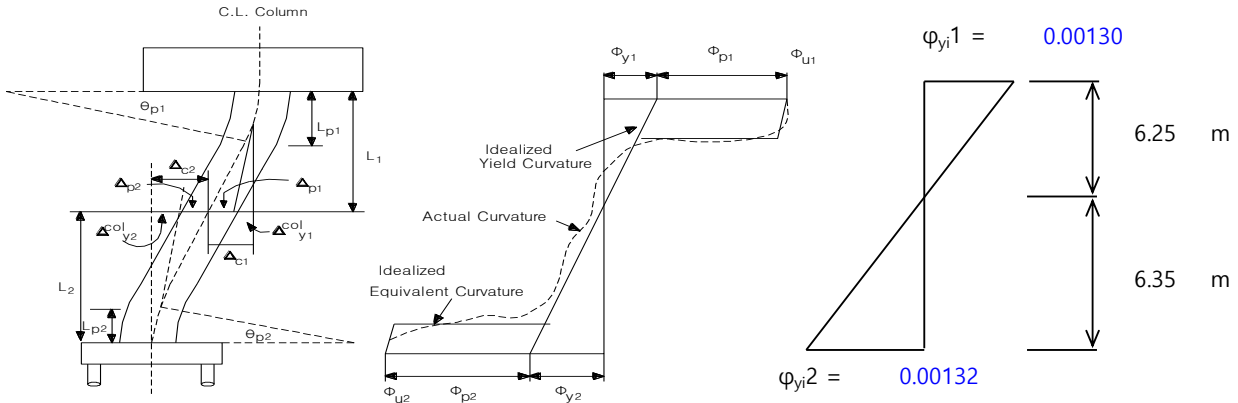
9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	12.600	12.600	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.600	6.300	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.600 \times 0.00130 / (0.00130 + 0.00132) = 6.25 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.600 \times 0.00132 / (0.00130 + 0.00132) = 6.35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 18,215 / 14.600 = 1,247.589 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 18,729 / 14.600 = 1,282.822 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 18,212 / 6.352 = 2,867.081 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,725 / 6.352 = 2,947.812 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 17,744 / 6.248 = 2,839.965 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,248 / 6.248 = 2,920.663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 14.600^2}{3} = 0.1270 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.6 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.357 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00865 - 0.00179) \times 1.357 = 0.0093 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{18,729}{18,215} - 1 \right) \times 0.12704 + 0.00931 \times \left(14.600 - \frac{1.357}{2} \right) \\ &= 0.1332 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.12700 + 0.13320 = 0.2602 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2602}{0.1270} = 2.048 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.048 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.048** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 6.352^2}{3} = 0.0240 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.352 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.697 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00865 - 0.00179) \times 0.697 \\ &= 0.00480 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,725}{18,212} - 1 \right) \times 0.02404 + 0.00480 \times \left(6.352 - \frac{0.697}{2} \right) \\ &= 0.0295 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0240 + 0.0295 = 0.0535 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05350}{0.02404} = 2.225 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.225 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.225** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00178 \times 6.248^2}{3} = 0.02314 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.248 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.689 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.00895 - 0.00178) \times 0.689 \\ &= 0.00490 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_u^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,248}{17,744} - 1 \right) \times 0.02314 + 0.00490 \times \left(6.248 - \frac{0.689}{2} \right) \\ &= 0.0296 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0231 + 0.0296 = 0.0527 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0527}{0.02314} = 2.278 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.278 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.278** 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)	1248	1283	2867	2948	2840	2921	
변위 Δ (m)	0.1270	0.2602	0.0240	0.0535	0.0231	0.0527	

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.12704 = 0.25408 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.12704 = 0.63521 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02404 = 0.04809 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02404 = 0.12022 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.272 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02314 = 0.04628 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02314 = 0.11569 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,302 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

= 1,844.5 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,301.6 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,301.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{14,600} = 109 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 14,600 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{6,352} = 251 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,352 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{6,248} = 255 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,248 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	3,694	+ 2,302 + 109
		=	6,105	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.25408	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 2,302 + 109
		=	2,411	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.63521	m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	3,694	+ 2,302 + 251
		=	6,246	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.04809	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 2,302 + 251
		=	2,553	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.12022	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,694 &+& 2,302 &+& 255 \\ & &= 6,250 && \text{kN} \end{aligned}$$

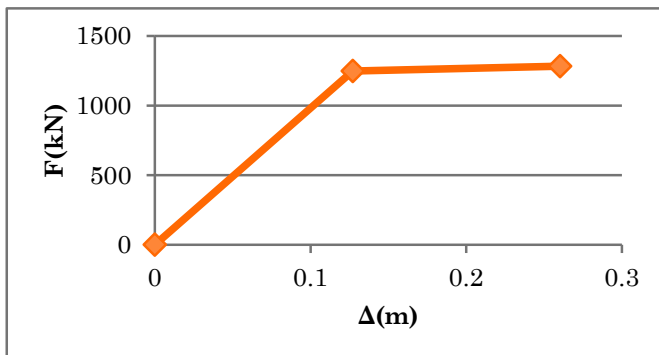
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.04628 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

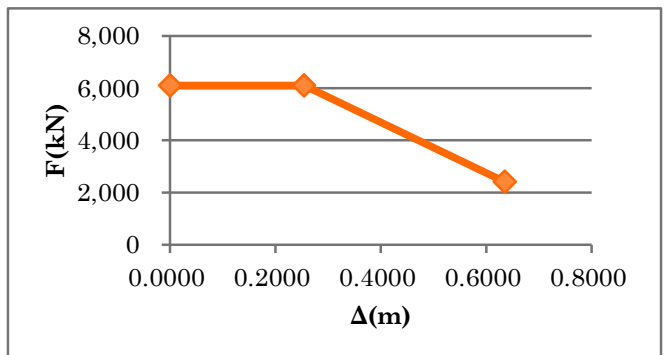
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 2,302 &+& 255 \\ & &= 2,557 && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.11569 \text{ m}$

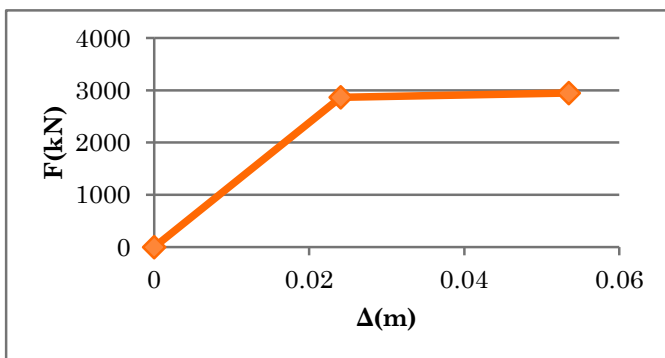
※ 힘·전단성능 곡선



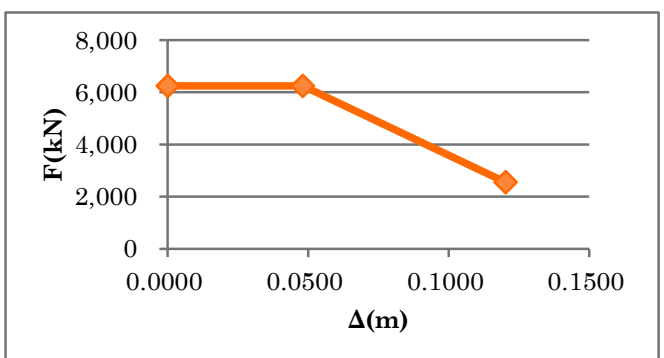
교축방향 휨성능 곡선



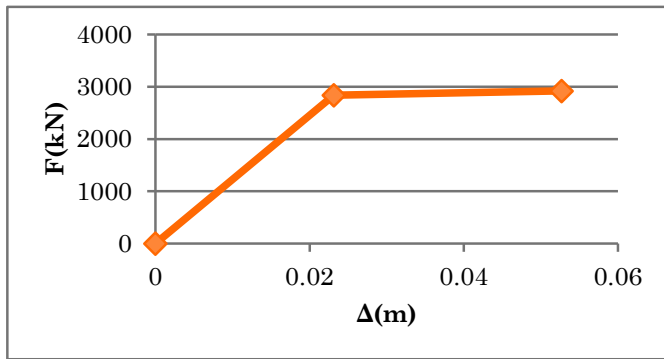
교축방향 전단성능 곡선



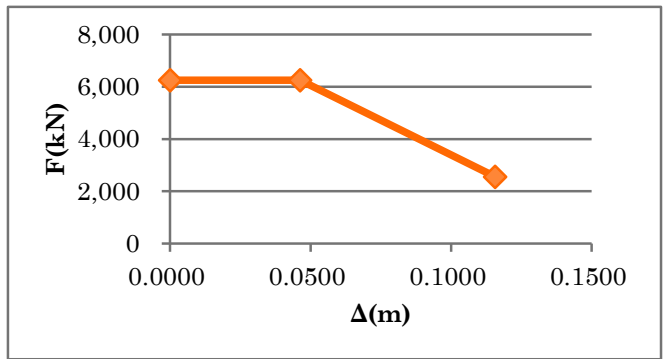
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



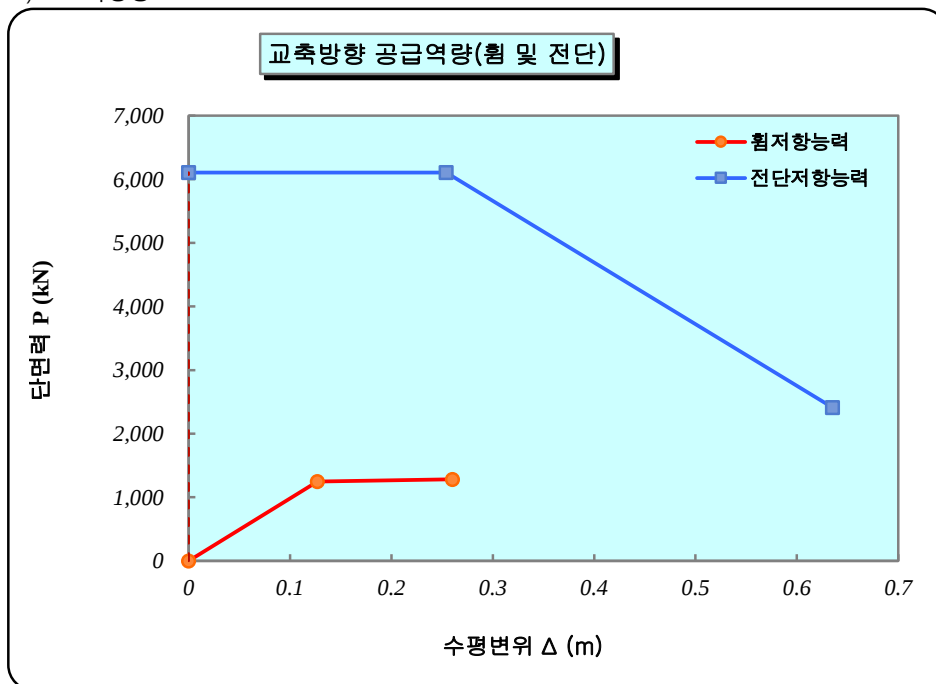
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

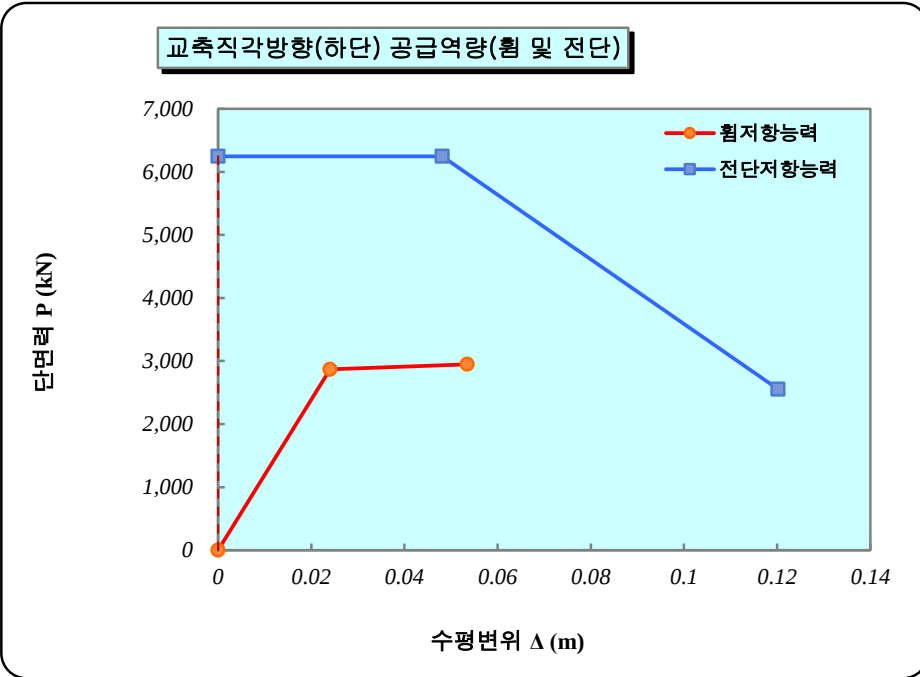
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



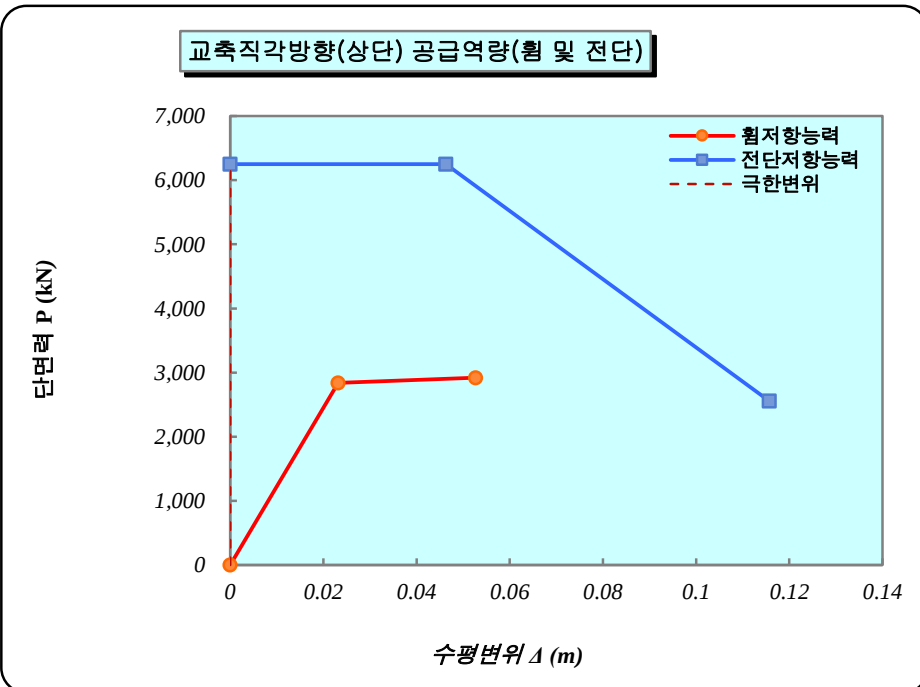
휨강도(P_f)
1,283
(kN)
전단강도(V_n)
6,105
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1270
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2602
(m)
변위연성도(μ)
2.048

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
2,948
(kN)
전단강도(V_n)
6,246
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0240
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0535
(m)
변위연성도(μ)
2.225

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
2,921
(kN)
전단강도(V_n)
6,250
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0231
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0527
(m)
변위연성도(μ)
2.278

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, rpd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,569 + 5,312 \times 1.5 \times 0.04933 = 8,962 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{8,962}{18,215} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,232 + 5,312 \times 1.5 \times 0.016$
 $= 6,362 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,362}{18,212} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,872 + 5,312 \times 1.5 \times 0.016$
 $= 6,002 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,002}{17,744} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.048$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.225$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.278$

② 소요성능

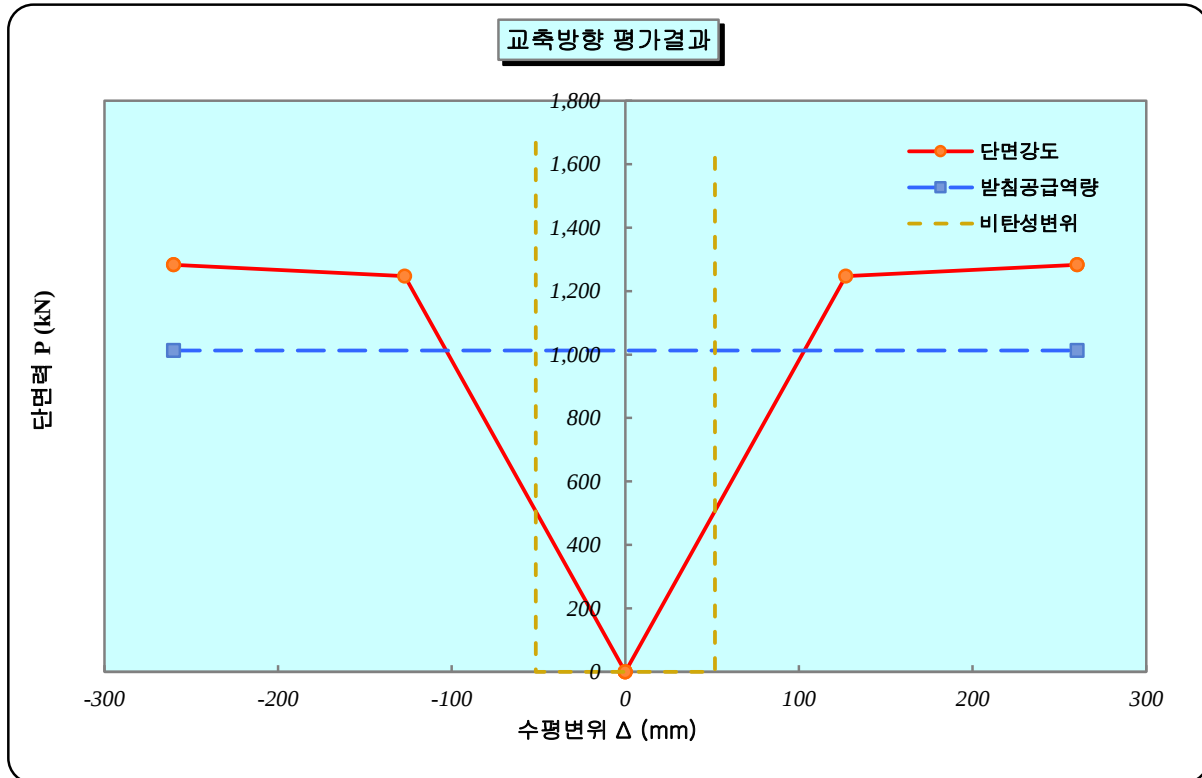
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

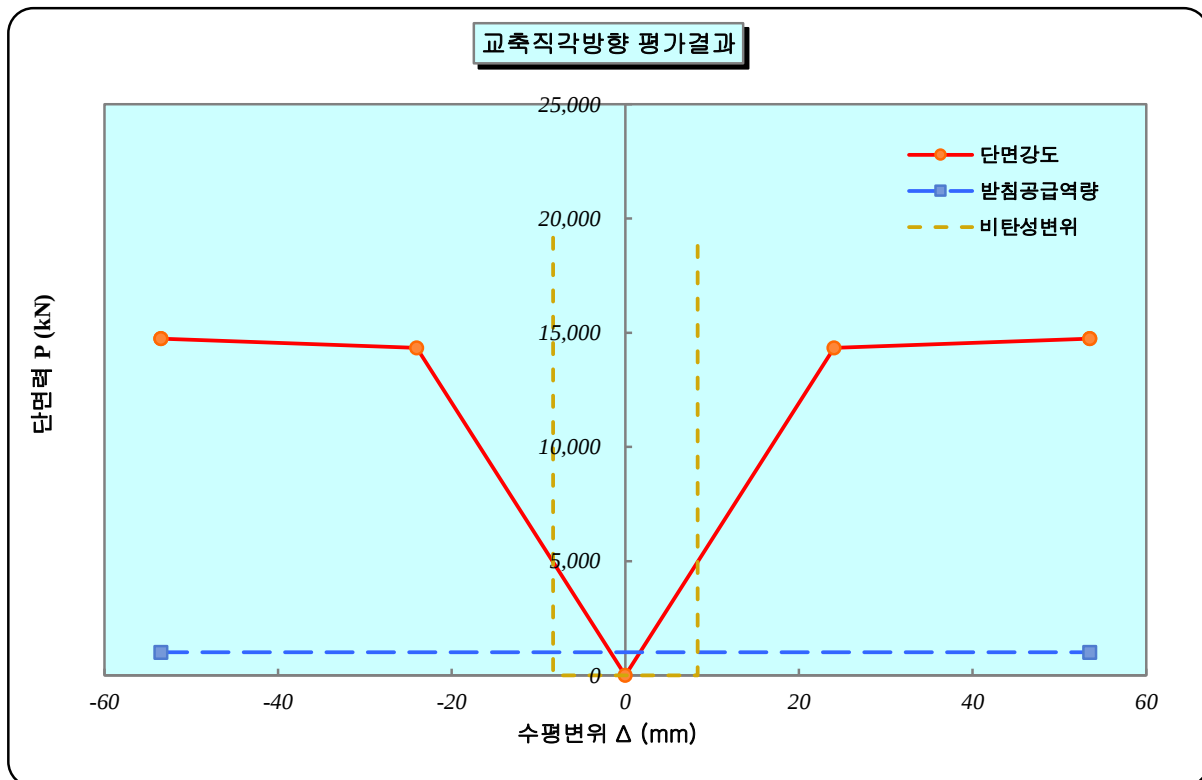
$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.048}{1.000} = 2.048 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.225}{1.000} = 2.225 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.278}{1.000} = 2.278 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



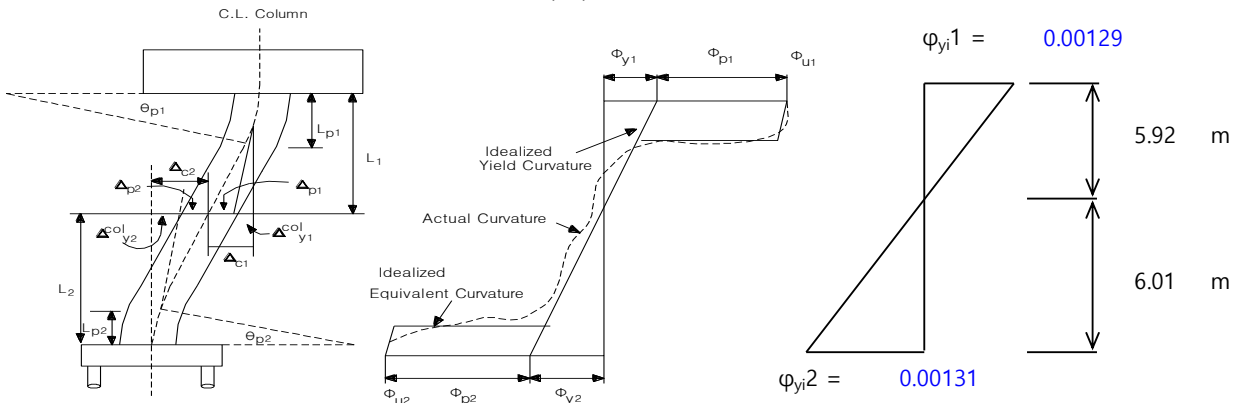
9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	11.930	11.930	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	13.930	5.965	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.930 \times 0.00129 / (0.00129 + 0.00131) = 5.92 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 11.930 \times 0.00131 / (0.00129 + 0.00131) = 6.01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 18,419 / 13.930 = 1,322.247 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 18,958 / 13.930 = 1,360.919 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 18,419 / 6.012 = 3,063.689 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,958 / 6.012 = 3,153.293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 17,973 / 5.918 = 3,037.056 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,529 / 5.918 = 3,130.940 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 13.930^2}{3} = 0.1159 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 13.93 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.324 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00879 - 0.00179) \times 1.324 = 0.0093 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{18,958}{18,419} - 1 \right) \times 0.11588 + 0.00926 \times \left(13.930 - \frac{1.324}{2} \right) \\ &= 0.1263 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.11590 + 0.12630 = 0.2422 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2422}{0.1159} = 2.090 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.090 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.090** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 6.012^2}{3} = 0.0216 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.012 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.691 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00879 - 0.00179) \times 0.691 \\ &= 0.00480 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,958}{18,419} - 1 \right) \times 0.02158 + 0.00480 \times \left(6.012 - \frac{0.691}{2} \right) \\ &= 0.0278 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0216 + 0.0278 = 0.0494 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.04940}{0.02158} = 2.289 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.289 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.289** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00178 \times 5.918^2}{3} = 0.02082 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 5.918 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.683 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00912 - 0.00178) \times 0.683 \\ &= 0.00500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,529}{17,973} - 1 \right) \times 0.02082 + 0.00500 \times \left(5.918 - \frac{0.683}{2} \right) \\ &= 0.0285 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0208 + 0.0285 = 0.0493 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0493}{0.02082} = 2.368 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.368 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.368** 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)	1322	1361	3064	3153	3037	3131	
변위 Δ (m)	0.1159	0.2422	0.0216	0.0494	0.0208	0.0493	

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.291 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.11588 = 0.23175 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.11588 = 0.57939 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.271 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02158 = 0.04317 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02158 = 0.10792 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02082 = 0.04164 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02082 = 0.10410 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,306 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$$

= 1,847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,305.6 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,305.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,410 \times 2,000}{13.930} = 95 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,410 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 13.930 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,410 \times 2,000}{6.012} = 220 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,410 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6.012 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,410 \times 2,000}{5.918} = 224 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,410 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 5.918 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,306 + 95$
			=	$6,094 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.23175		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,306 + 95$
			=	$2,401 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.57939		m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,306 + 220$
			=	$6,219 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.04317		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,306 + 220$
			=	$2,526 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.10792		m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,694 &+& 2,306 &+& 224 \\ & &= 6,223 && && \text{kN} \end{aligned}$$

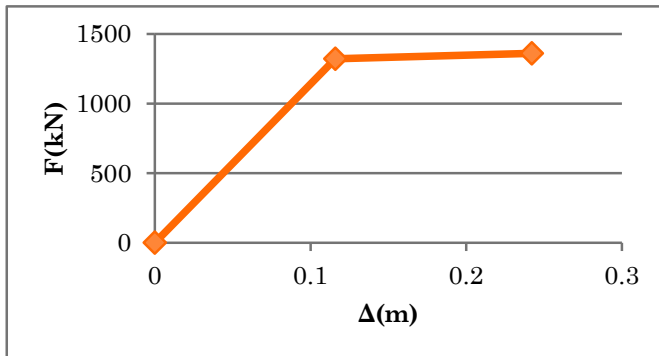
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.04164 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

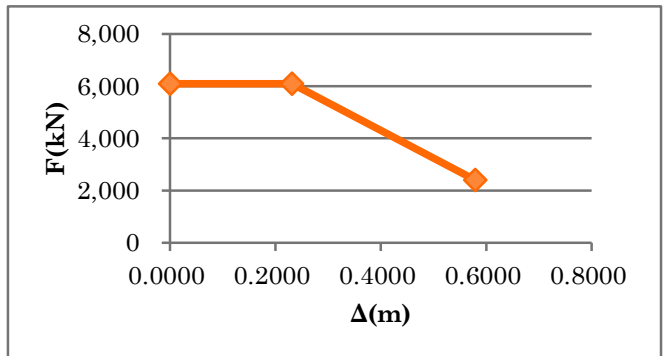
$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 2,306 &+& 224 \\ & &= 2,529 && && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.10410 \text{ m}$

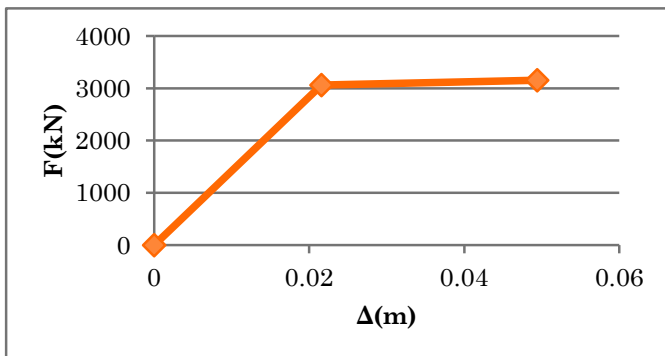
※ 힘·전단성능 곡선



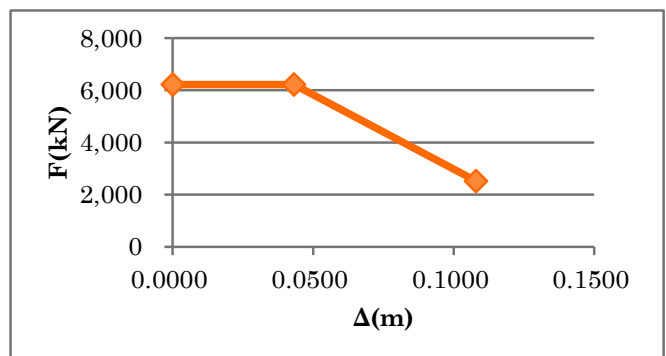
교축방향 힘성능 곡선



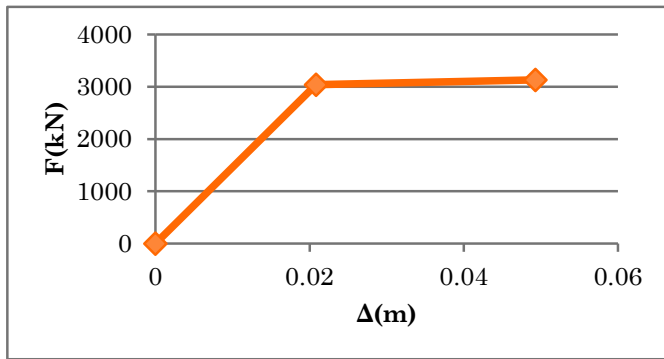
교축방향 전단성능 곡선



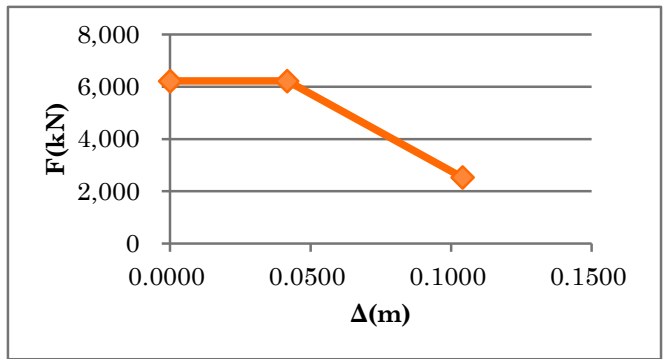
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



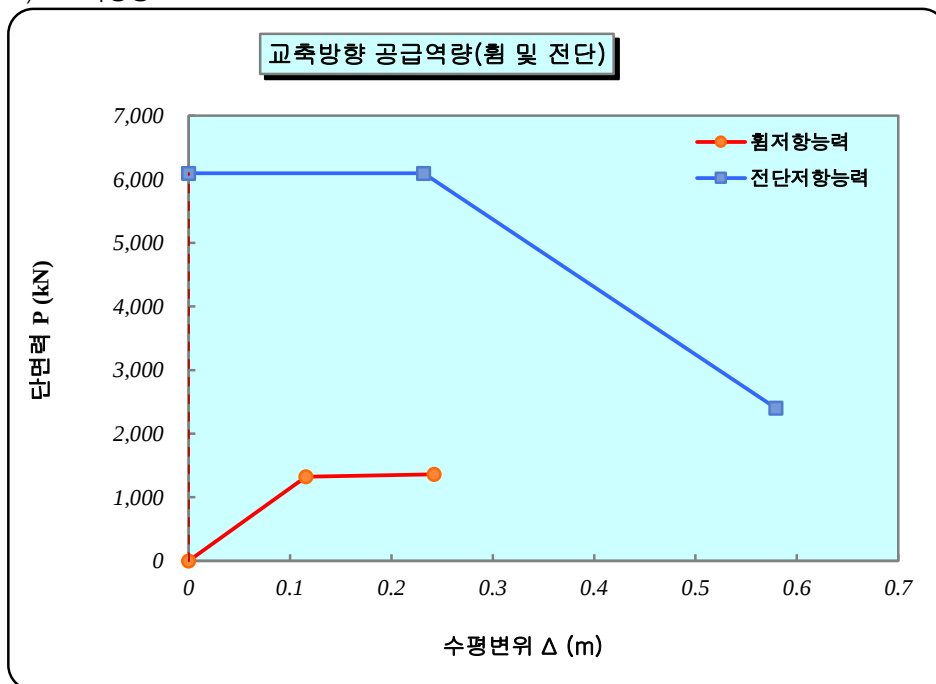
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,361

(kN)

전단강도(V_n)

6,094

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.1159

(m)

극한변위 (Δ_u)

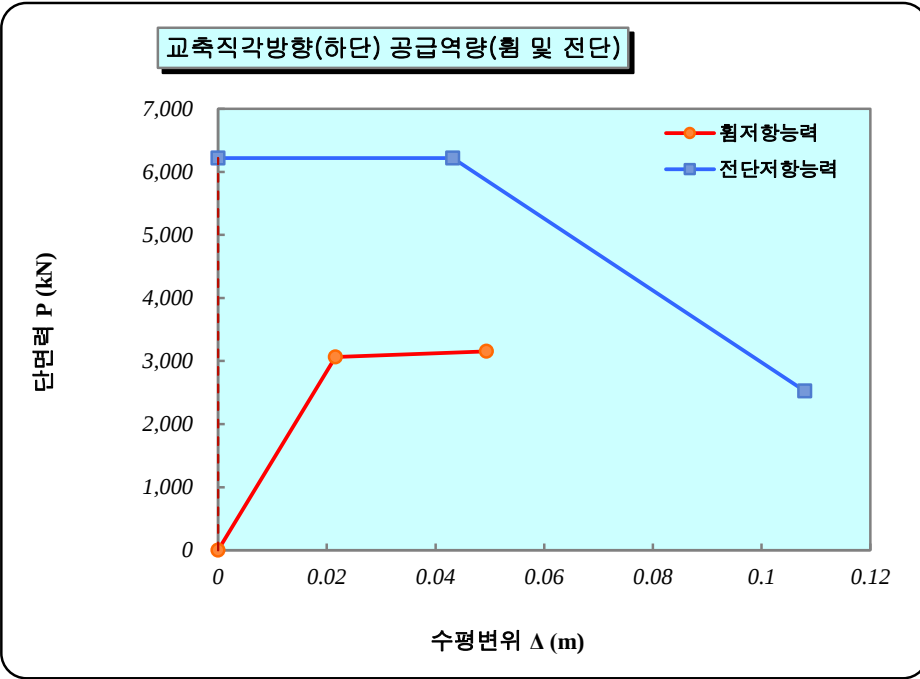
0.2422

(m)

변위연성도(μ)

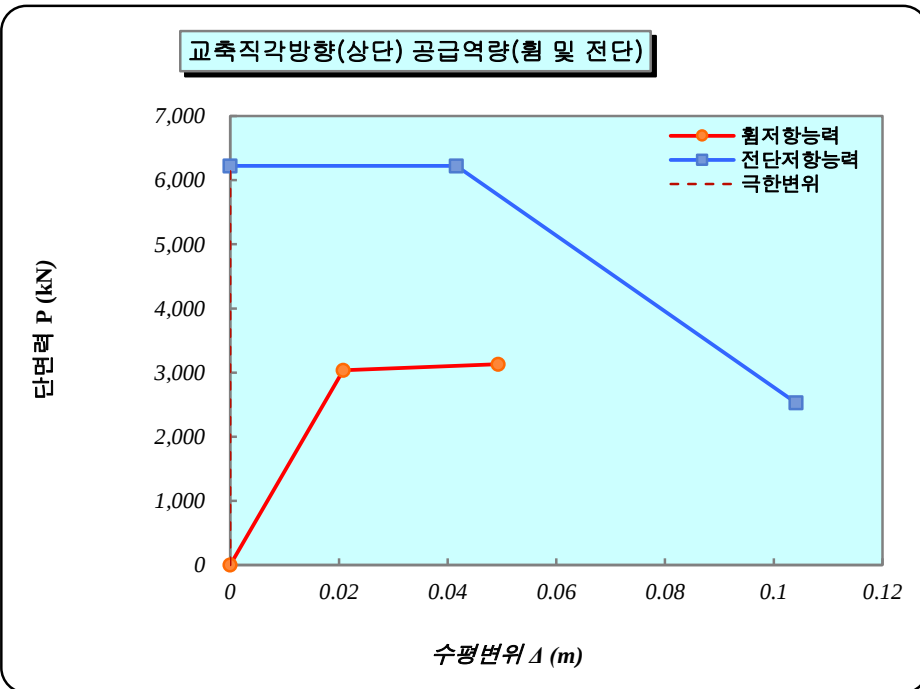
2.090

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,153 (kN)
전단강도(V_n)
6,219 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0216 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.0494 (m)
변위연성도(μ)
2.289

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
3,131 (kN)
전단강도(V_n)
6,223 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0208 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.0493 (m)
변위연성도(μ)
2.368

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, rpd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,428 + 4,410 \times 1.5 \times 0.05165 = 8,770 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{8,770}{18,419} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,390 + 4,410 \times 1.5 \times 0.013$
 $= 5,475 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,475}{18,419} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,000 + 4,410 \times 1.5 \times 0.013$
 $= 5,085 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,085}{17,973} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.090$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.289$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.368$

② 소요성능

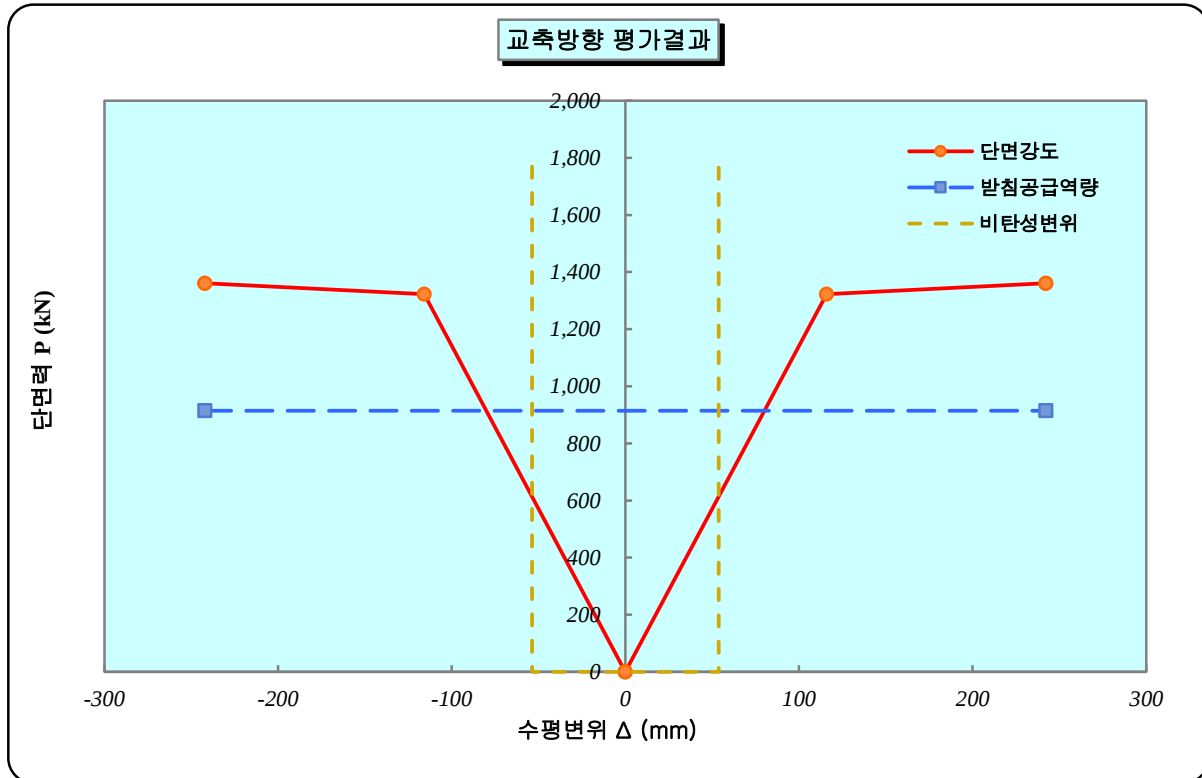
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

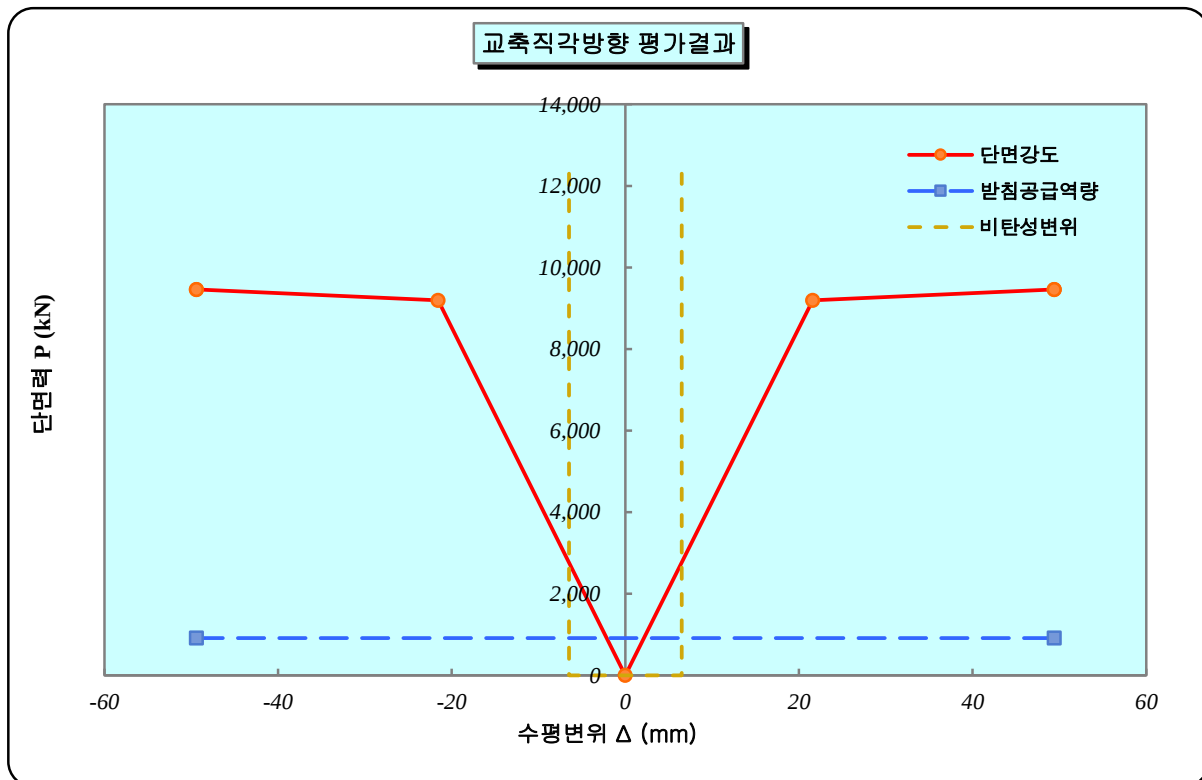
$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.090}{1.000} = 2.090 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.289}{1.000} = 2.289 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} & \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.368}{1.000} = 2.368 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



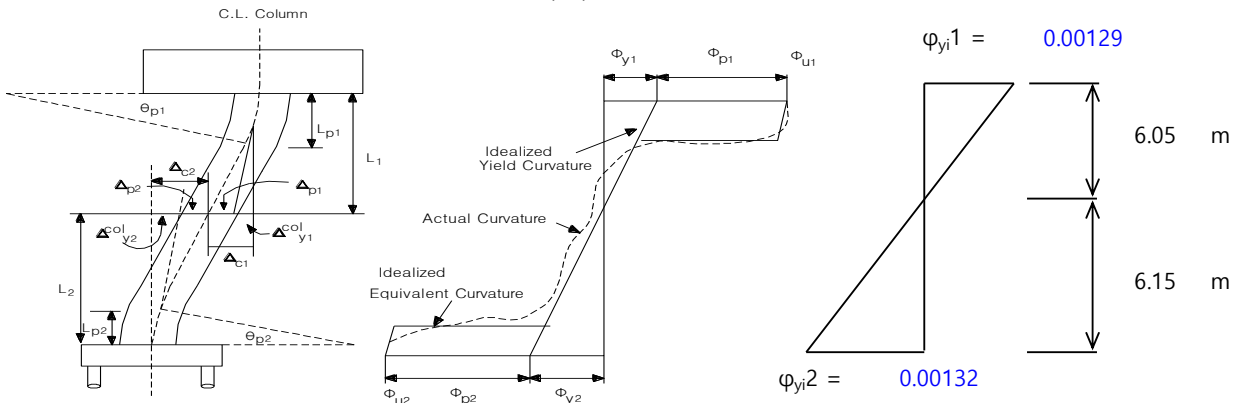
9. 교각부 평가

9.3 교각 3

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	12.200	12.200	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.200	6.100	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.200 \times 0.00129 / (0.00129 + 0.00132) = 6.05 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.200 \times 0.00132 / (0.00129 + 0.00132) = 6.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 18,013 / 14.200 = 1,268.535 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 18,520 / 14.200 = 1,304.197 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 18,008 / 6.150 = 2,928.081 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,510 / 6.150 = 3,009.740 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 17,550 / 6.050 = 2,900.876 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,070 / 6.050 = 2,986.810 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.3.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00178 \times 14.200^2}{3} = 0.1199 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.2 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.346 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00876 - 0.00178) \times 1.346 = 0.0094 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{18,520}{18,013} - 1 \right) \times 0.11990 + 0.00939 \times \left(14.200 - \frac{1.346}{2} \right) \\ &= 0.1304 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.11990 + 0.13040 = 0.2503 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2503}{0.1199} = 2.088 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.088 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.088** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00178 \times 6.150^2}{3} = 0.0225 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.15 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.702 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00877 - 0.00178) \times 0.702 \\ &= 0.00490 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,510}{18,008} - 1 \right) \times 0.02248 + 0.00490 \times \left(6.150 - \frac{0.702}{2} \right) \\ &= 0.0290 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0225 + 0.0290 = 0.0515 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05150}{0.02248} = 2.291 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.291 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.291** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00177 \times 6.050^2}{3} = 0.02165 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.05 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.694 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00910 - 0.00177) \times 0.694 \\ &= 0.00510 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,070}{17,550} - 1 \right) \times 0.02165 + 0.00510 \times \left(6.050 - \frac{0.694}{2} \right) \\ &= 0.0297 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0216 + 0.0297 = 0.0513 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0513}{0.02165} = 2.370 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.370 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.370** 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)	1269	1304	2928	3010	2901	2987	
변위 Δ (m)	0.1199	0.2503	0.0225	0.0515	0.0216	0.0513	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.291 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ_y^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.11990 = 0.23981 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.11990 = 0.59951 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.271 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ_y^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02248 = 0.04497 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02248 = 0.11242 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02165 = 0.04330 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02165 = 0.10824 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,306 \text{ kN}$$

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)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$$

= 1,847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,305.6 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,305.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,918 \times 2,000}{14,200} = 104 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,918 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 14,200 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,918 \times 2,000}{6,150} = 240 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,918 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,150 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,918 \times 2,000}{6,050} = 244 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,918 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,050 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,306 + 104$
			=	$6,103 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.23981		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,306 + 104$
			=	$2,410 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.59951		m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,306 + 240$
			=	$6,239 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.04497		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,306 + 240$
			=	$2,546 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.11242		m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,694 &+& 2,306 &+& 244 \\ & &= 6,243 && \text{kN} \end{aligned}$$

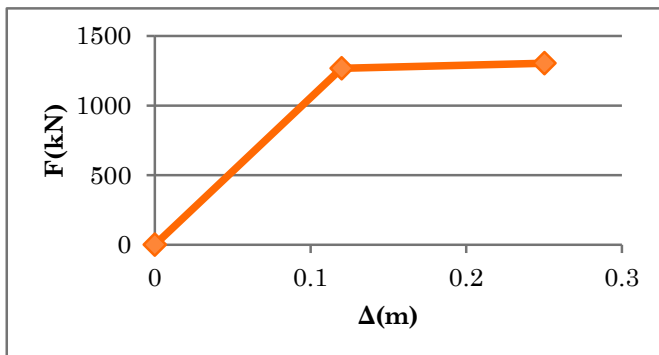
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.04330 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

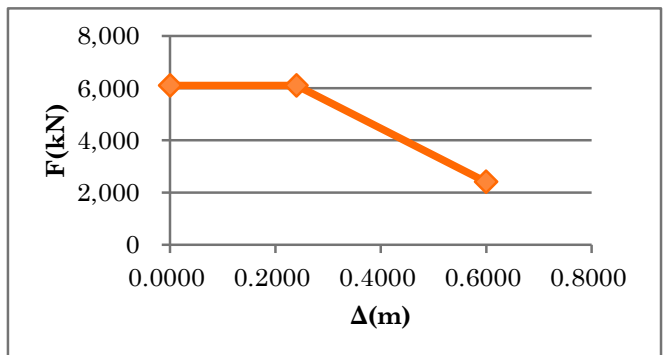
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 2,306 &+& 244 \\ & &= 2,550 && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.10824 \text{ m}$

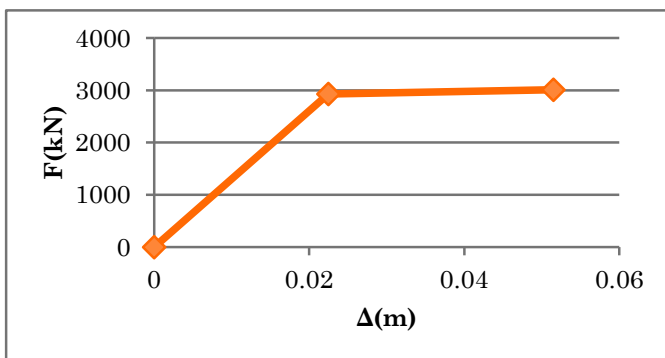
※ 힘·전단성능 곡선



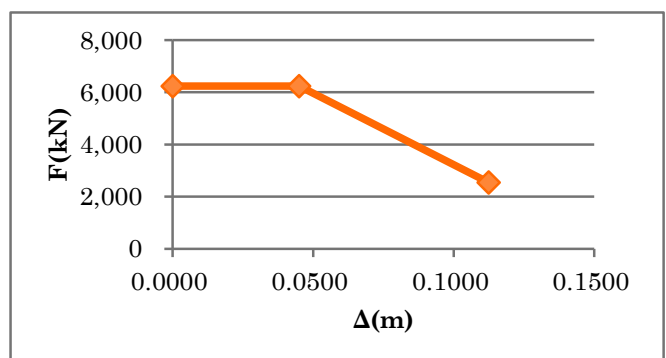
교축방향 휨성능 곡선



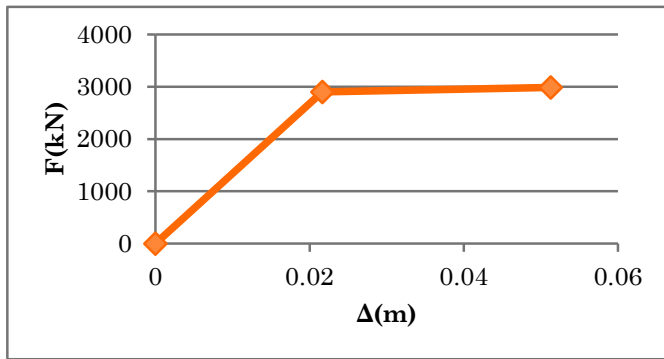
교축방향 전단성능 곡선



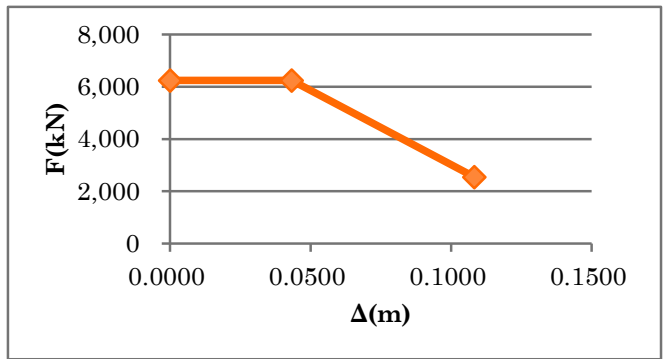
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



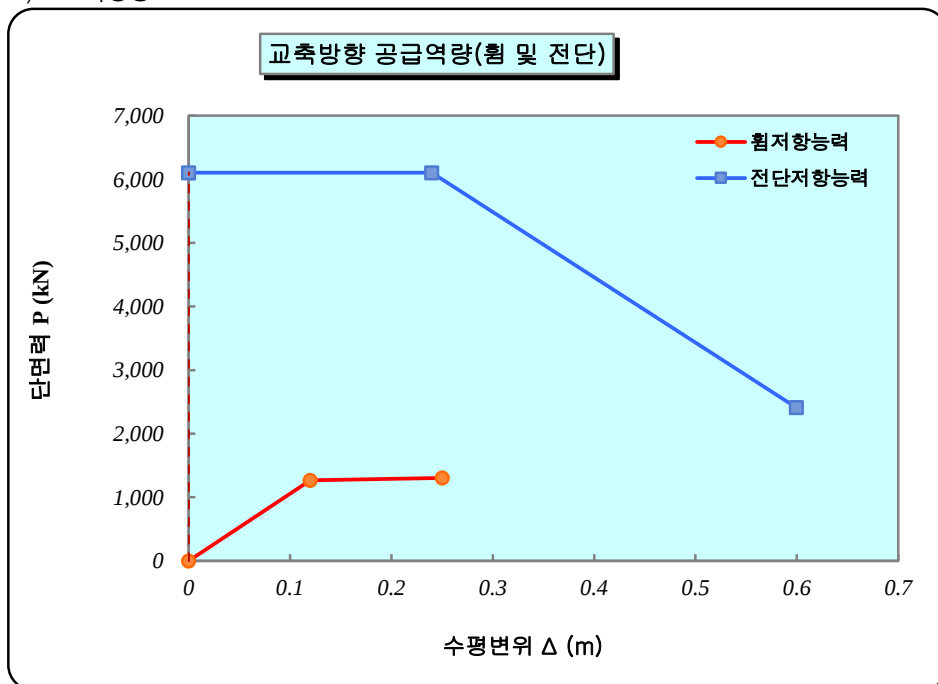
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,304

(kN)

전단강도(V_n)

6,103

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.1199

(m)

극한변위 (Δ_u)

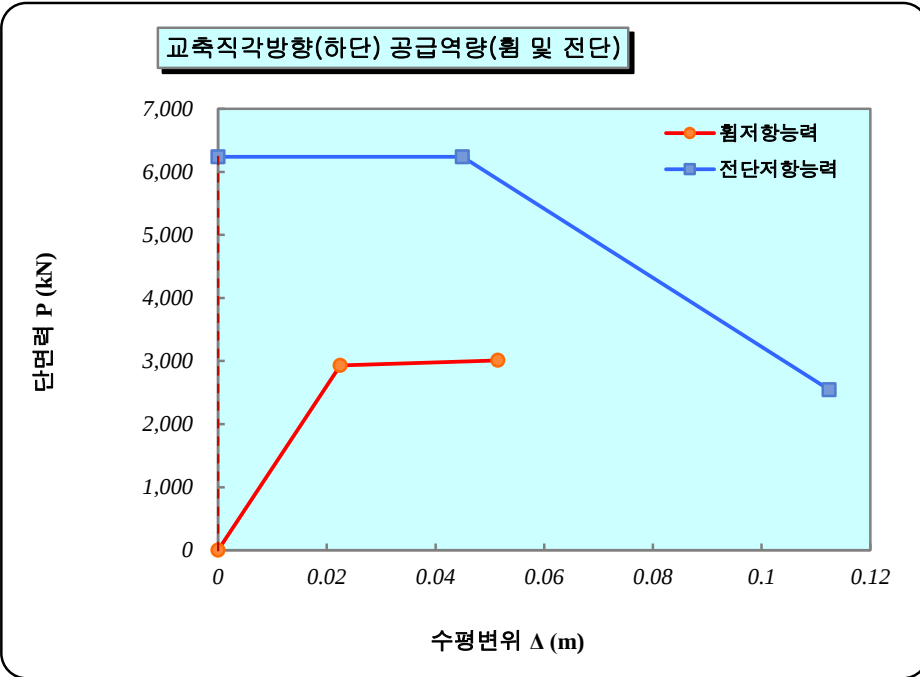
0.2503

(m)

변위연성도(μ)

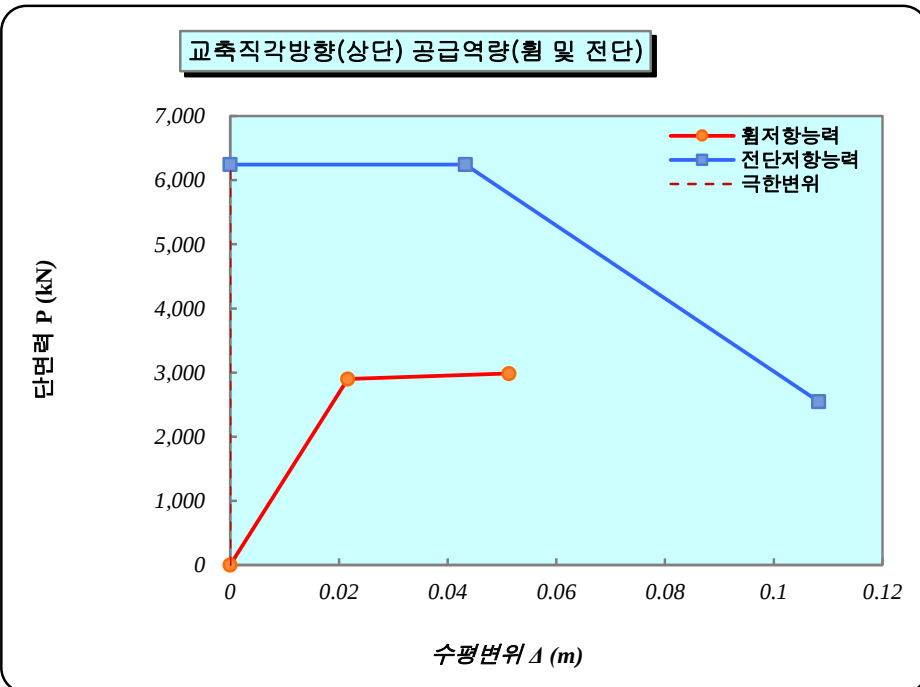
2.088

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,010
(kN)
전단강도(V_n)
6,239
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0225
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0515
(m)
변위연성도(μ)
2.291

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
2,987
(kN)
전단강도(V_n)
6,243
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0216
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0513
(m)
변위연성도(μ)
2.370

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, rpd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,360 + 4,918 \times 1.5 \times 0.04062 \\
 &= 7,659 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{7,659}{18,013} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,702 + 4,918 \times 1.5 \times 0.014$
 $= 5,808 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,808}{18,008} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.517) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,311 + 4,918 \times 1.5 \times 0.014$
 $= 5,416 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,416}{17,550} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.088$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.291$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.370$

② 소요성능

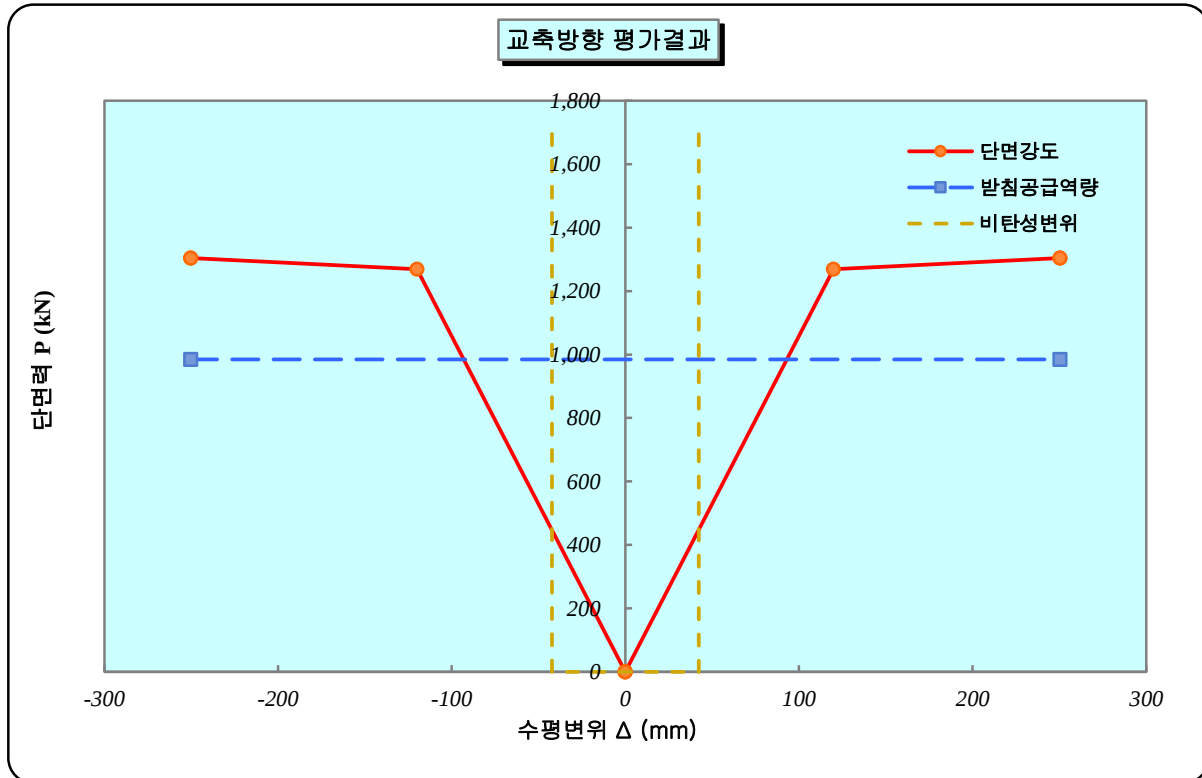
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

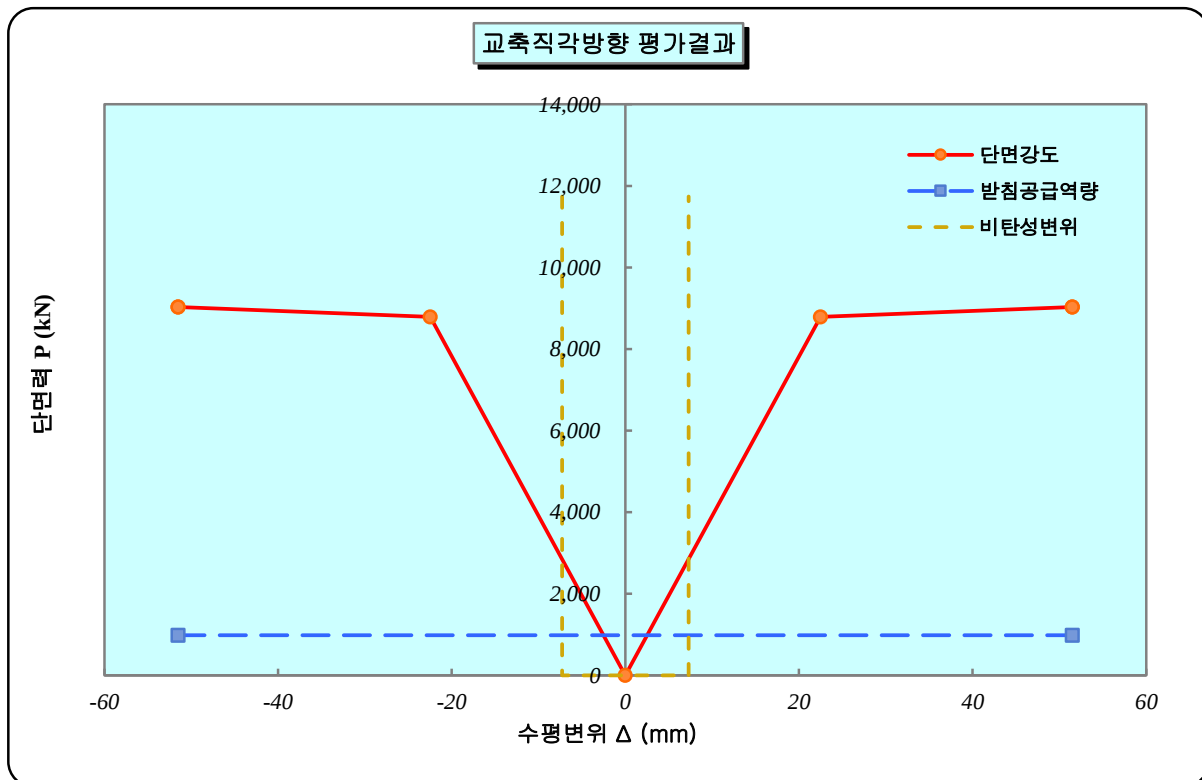
$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.088}{1.000} = 2.088 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.291}{1.000} = 2.291 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.370}{1.000} = 2.370 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

9.3.8 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

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 24 = 5,064.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 24 = 5,064.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[6,414, 3,406] = 3,405.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[14,739, 3,854] = 3,853.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,064.00}{3,405.63} = 1.487 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,064.00}{3,853.82} = 1.314 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 3405.63 / 24 = 142 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 3853.82 / 24 = 161 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{142} = 4.874 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{161} = 4.307 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 876 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 876 \quad mm$$

$$\sum S_i = 27330 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

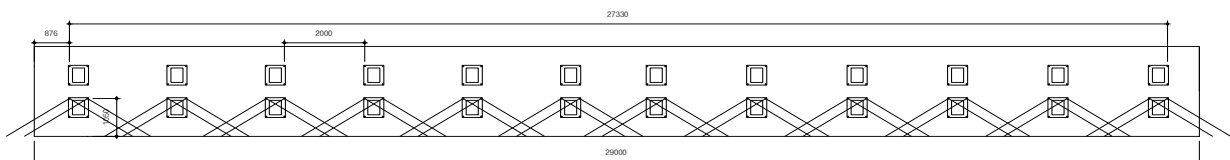
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2000 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 29,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 45,675,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 45,675,000 < 24 \times 4,961,250 = 119,070,000 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.867$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{45,675,000}{4,961,250} \times 0.867 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 4,922 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 400 \text{ mm}$$

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

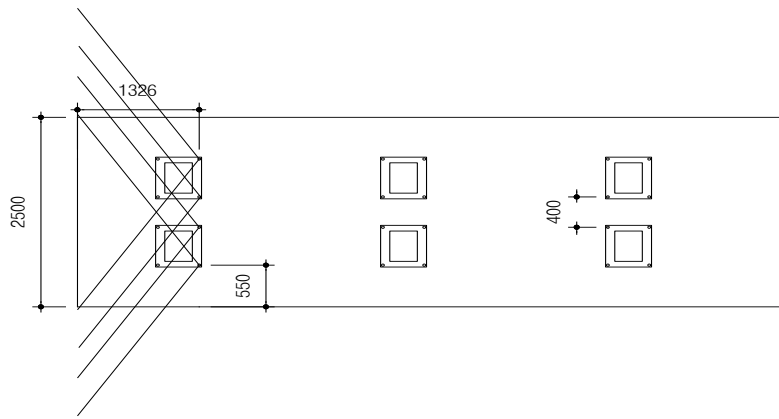
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,989 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,326 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,972,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,326^2 = 7,912,242 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,972,500 < 4 \times 7,912,242 = 31,648,968 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5} \\
 &= 1,169.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5} \\
 &= 875.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.783 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr} \ 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,972,500}{7,912,242} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 875 = 431 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 142 \times 12 = 1,703 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 161 \times 2 = 321 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{4,922}{1,703} = 2.890 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{431}{321} = 1.341 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

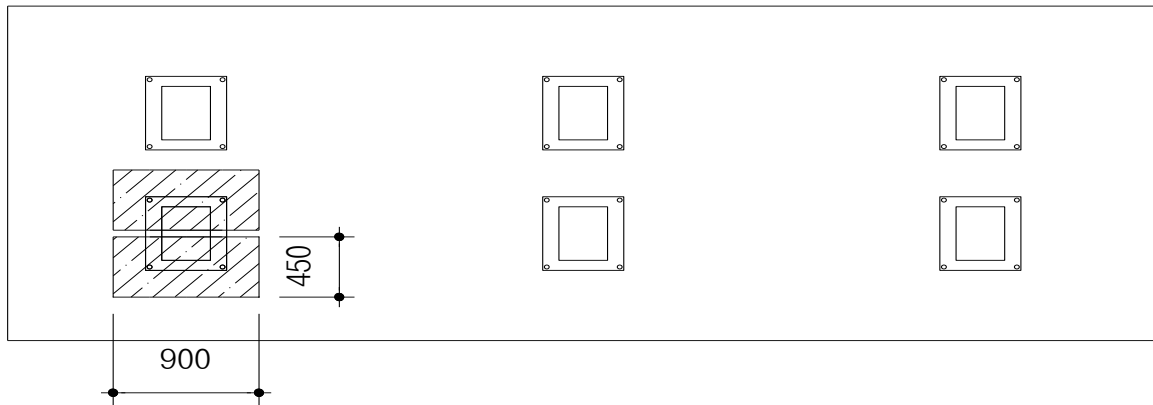
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	876	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	876	mm	S_{ay}	=	400	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,326 \text{ mm}$$

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,326 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,000 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

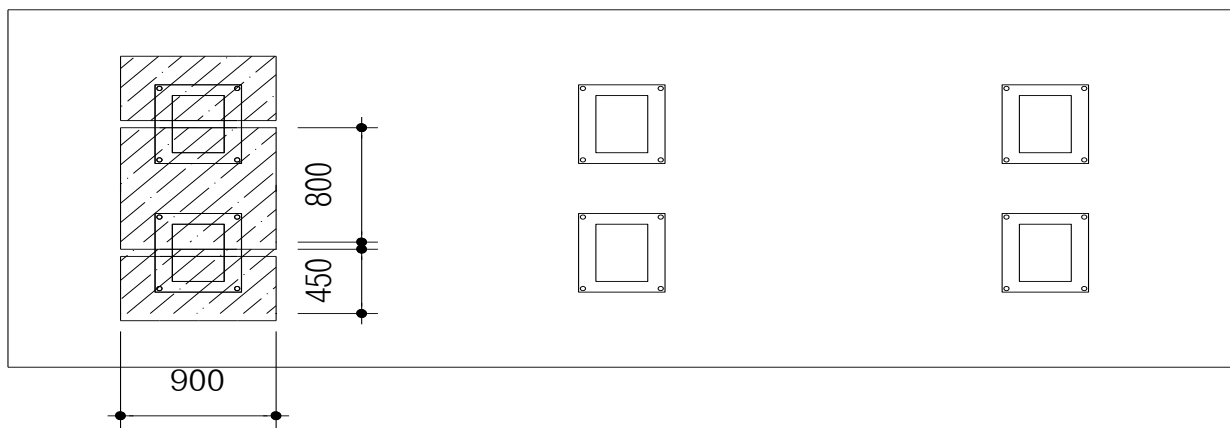
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물림깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,326 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2} = 550 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad C_{a2}' = 550 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면} \quad S_T + S_{ax} = 2,450 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,530,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,530,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,530,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 850 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 850 = 1,700 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 1,700 / 2 = 850 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 142 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 161 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{142} = 6.342 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{161} = 5.293 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	5,064	3,406	1.487	OK
		교직	5,064	3,854	1.314	OK
	앵커볼트	교축	692	142	4.874	OK
		교직	692	161	4.307	OK
	콘크리트	교축	4,922	1,703	2.890	OK
		교직	431	321	1.341	OK
	프라이아웃	교축	900	142	6.342	OK
		교직	850	161	5.293	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2 (전열)

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

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,083, 843] = 843.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[9,460, 961] = 960.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{843.20} = 1.501 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{960.90} = 1.318 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 843.20 / 6 = 141 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 960.90 / 6 = 160 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{141} = 4.922 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{160} = 4.319 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 799 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 799 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12950 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

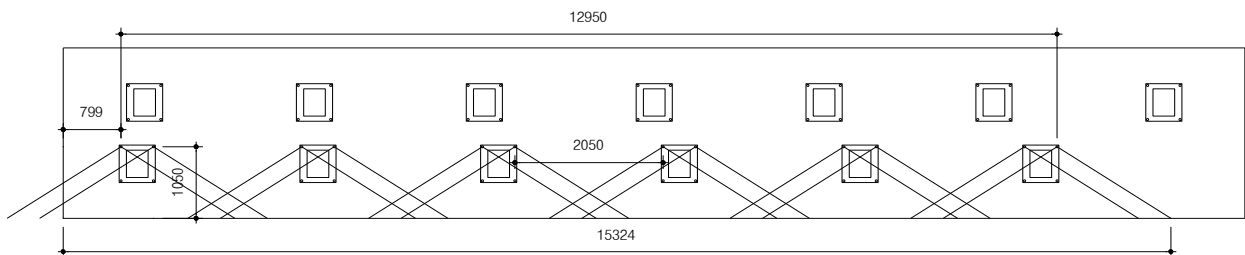
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2050 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 15,324 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 24,135,300 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 24,135,300 < 12 \times 4,961,250 = 59,535,000 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.852$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{24,135,300}{4,961,250} \times 0.852 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,557 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,249 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,249 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

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

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 1,874 \text{ mm}$$

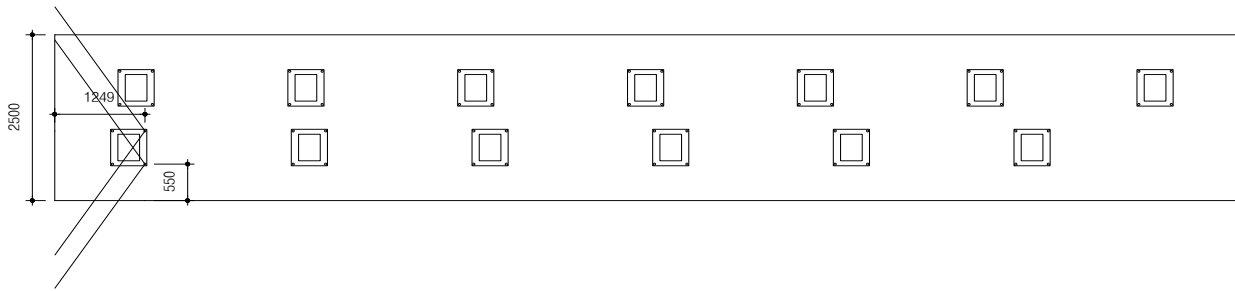
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,874 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,249 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,874 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,874 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,874 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,683,750 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,249^2 = 7,020,005 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,683,750 < 2 \times 7,020,005 = 14,040,009 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,249^{1.5} \\
 &= 1,068.90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,249^{1.5} \\
 &= 800.11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.788 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,683,750}{7,020,005} \times 0.788 \times 1.000 \times 1.000 \times 800 = 421 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 141 \times 6 = 843 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 160 \times 1 = 160 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,557}{843} = 3.032 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{421}{160} = 2.627 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

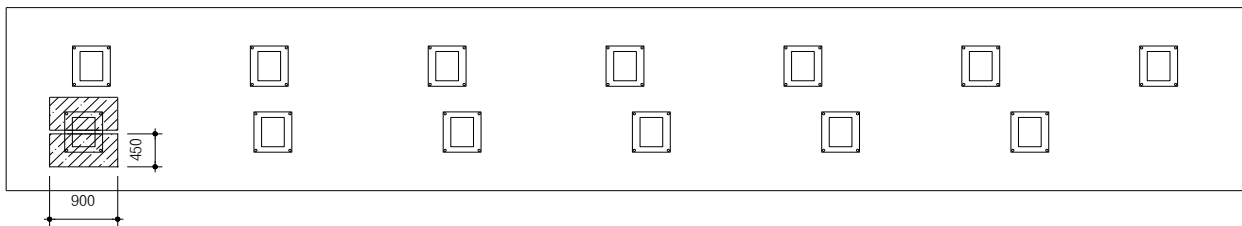
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	799	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	799	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

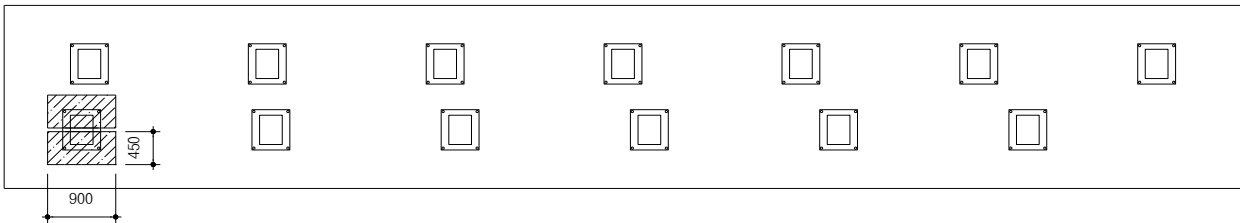
$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,249	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,249	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	1,249	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,500	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 141 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 160 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{141} = 6.404 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{160} = 5.620 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,266	843	1.501	OK
		교직	1,266	961	1.318	OK
	앵커볼트	교축	692	141	4.922	OK
		교직	692	160	4.319	OK
	콘크리트	교축	2,557	843	3.032	OK
		교직	421	160	2.627	OK
	프라이아웃	교축	900	141	6.404	OK
		교직	900	160	5.620	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2 (후열)

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

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 7 = 1,477.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 7 = 1,477.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,083, 759] = 758.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[9,460, 1,043] = 1,043.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,477.00}{758.60} = 1.947 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,477.00}{1,043.30} = 1.416 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

교축방향:	V_{saL}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN
교직방향:	V_{saT}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} \quad F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	758.60 / 7	$=$	108	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	1043.30 / 7	$=$	149	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{692}{108}$	$=$	6.382	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{692}{149}$	$=$	4.641	$>$	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

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 901 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 901 \quad mm$$

$$\sum S_i = 14550 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

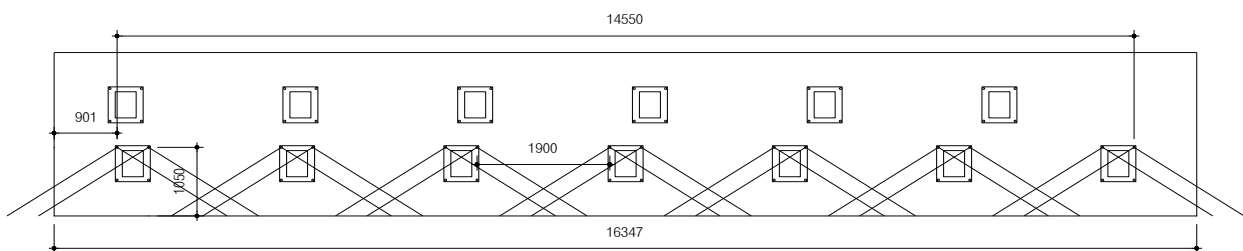
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1900 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 16,347 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 25,746,525 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 25,746,525 < 14 \times 4,961,250 = 69,457,500 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6 (l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.872 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{25,746,525}{4,961,250} \times 0.872 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,790 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,351 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,333 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

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

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$1.5 C_{a1} = 2,027 \text{ mm}$$

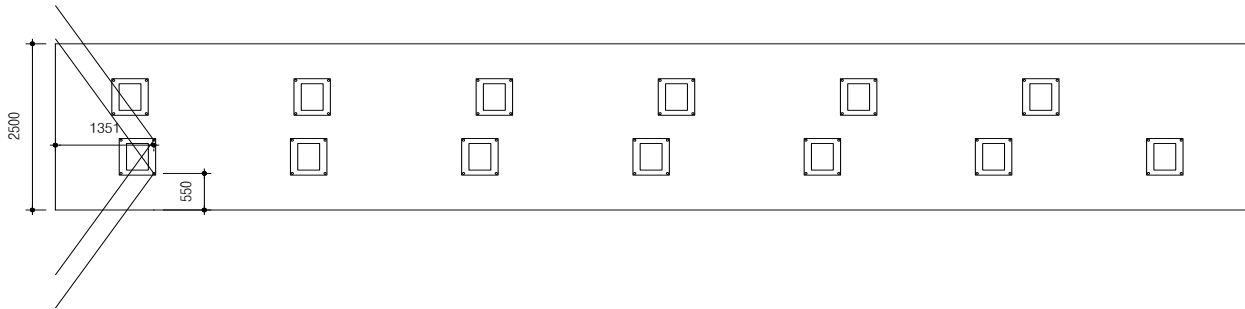
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 2,000 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,351 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 5,000,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,333^2 = 8,000,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 5,000,000 < 2 \times 8,000,000 = 16,000,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150}{40}^{0.2} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,333^{1.5} \\
 &= 1,178.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,333^{1.5} \\
 &= 882.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.783 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr} \ 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{5,000,000}{8,000,000} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 883 = 432 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 108 \times 7 = 759 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 149 \times 1 = 149 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,790}{759} = 3.677 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{432}{149} = 2.896 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

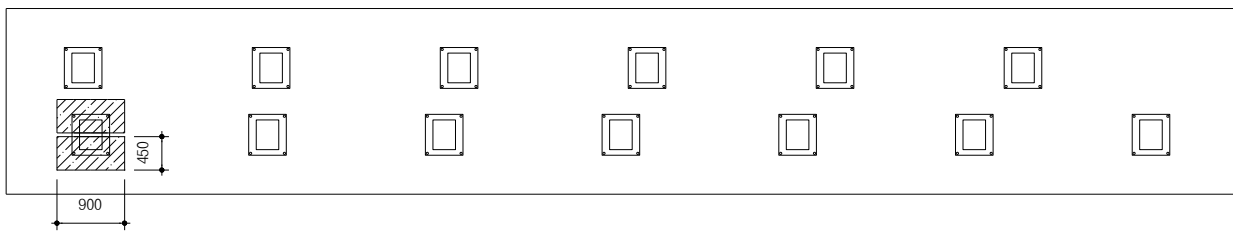
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	901	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	901	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

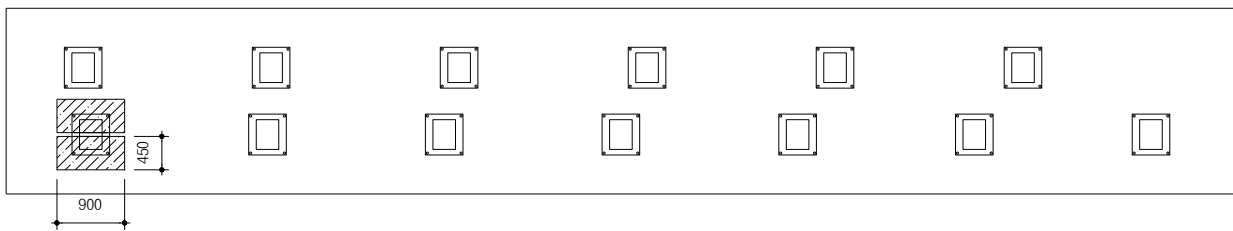
$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,351	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,333	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	1,333	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,350	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 108 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 149 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{108} = 8.305 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{149} = 6.039 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,477	759	1.947	OK
		교직	1,477	1,043	1.416	OK
	앵커볼트	교축	692	108	6.382	OK
		교직	692	149	4.641	OK
	콘크리트	교축	2,790	759	3.677	OK
		교직	432	149	2.896	OK
	프라이아웃	교축	900	108	8.305	OK
		교직	900	149	6.039	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P3

10.3.1 받침본체 검토

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

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 14 = 2,954.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 14 = 2,954.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,913, 1,760] = 1,760.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[9,029, 2,139] = 2,138.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,954.00}{1,760.49} = 1.678 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,954.00}{2,138.74} = 1.381 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1760.49 / 14 = 126 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 2138.74 / 14 = 153 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{126} = 5.500 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{153} = 4.528 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 901 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 901 \quad mm$$

$$\sum S_i = 14550 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

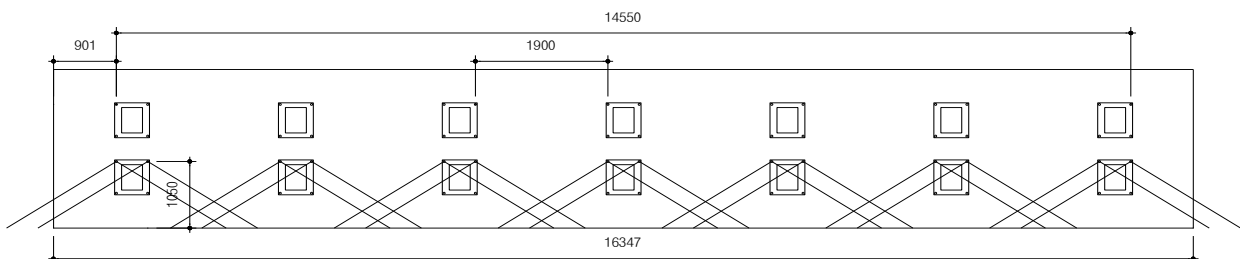
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1900 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 16,347 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 25,746,525 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 25,746,525 < 14 \times 4,961,250 = 69,457,500 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.872 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{25,746,525}{4,961,250} \times 0.872 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,790 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,351 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,333 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 400 \text{ mm}$$

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$1.5 C_{a1} = 2,027 \text{ mm}$$

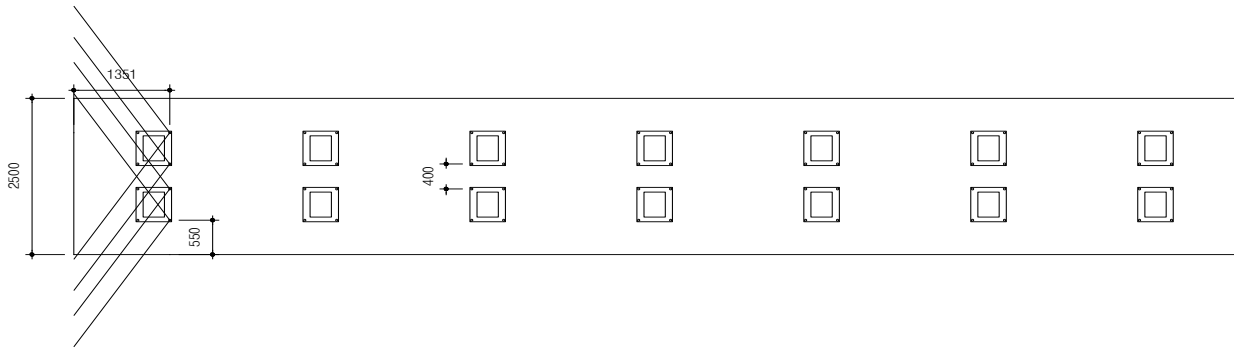
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 2,000 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,351 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 5,000,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,333^2 = 8,000,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 5,000,000 < 4 \times 8,000,000 = 32,000,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150}{40}^{0.2} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,333^{1.5} \\
 &= 1,178.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,333^{1.5} \\
 &= 882.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.783 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr} \ 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{5,000,000}{8,000,000} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 883 = 432 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 126 \times 7 = 880 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 153 \times 2 = 306 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,790}{880} = 3.169 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{432}{306} = 1.413 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

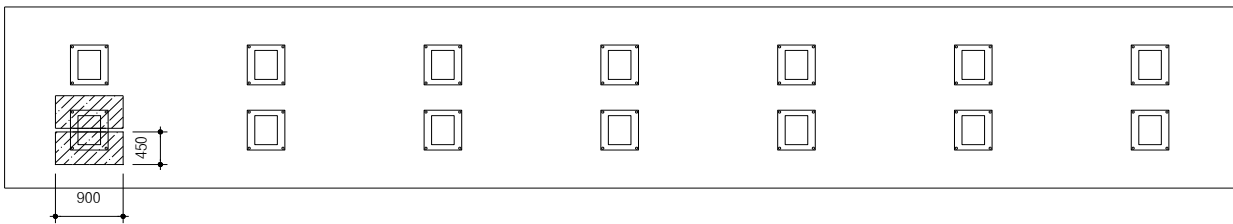
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	901	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	901	mm	S_{ay}	=	400	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

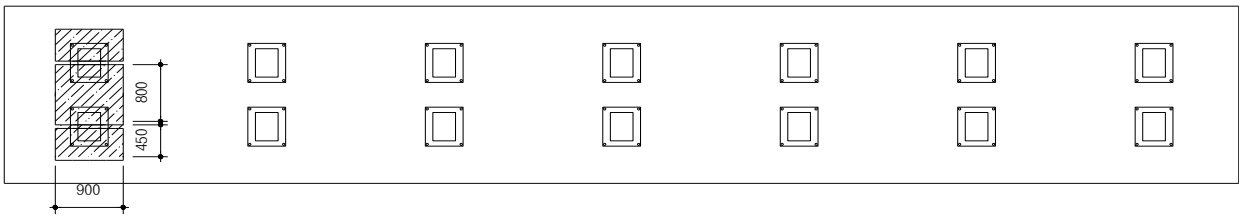
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,351	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,333	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	400	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	1,333	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,350	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	400	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,530,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,530,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1,530,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 850 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 850 = 1,700 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 1,700 / 2 = 850 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 126 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 153 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{126} = 7.157 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{153} = 5.564 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,954	1,760	1.678	OK
		교직	2,954	2,139	1.381	OK
	앵커볼트	교축	692	126	5.500	OK
		교직	692	153	4.528	OK
	콘크리트	교축	2,790	880	3.169	OK
		교직	432	306	1.413	OK
	프라이아웃	교축	900	126	7.157	OK
		교직	850	153	5.564	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A1

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,177.61 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 946.20 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{1,177.61} = 1.075 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{946.20} = 1.338 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	$=$	4034	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

교축방향:	V_{saL}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN
교직방향:	V_{saT}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} \quad F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	1177.61 / 6	$=$	196	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	946.20 / 6	$=$	158	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{692}{196}$	$=$	3.524	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{692}{158}$	$=$	4.386	$>$	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

$$C_{a1} = 1,005 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,005 \quad mm$$

$$C_{a2} = 794 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 794 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12950 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,508 \quad mm$$

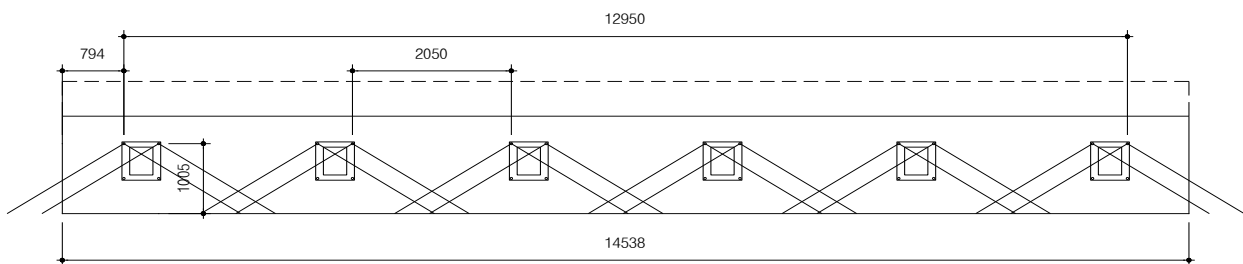
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2050 \quad mm$$

$$h_{cop} = 4,034 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,508 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 14,538 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 21,916,035 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1005^2 = 4,545,113 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 21,916,035 < 12 \times 4,545,113 = 54,541,350 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1005^{1.5}$$

$$= 771.51 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,005^{1.5}$$

$$= 577.51 \text{ kN}$$

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

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{21,916,035}{4,545,113} \times 0.858 \times 1.000 \times 1.000 \times 578 = 2,389 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,244 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,244 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 505 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 505 \text{ mm}$$

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

$$S_L = 500 \text{ mm}$$

$$1.5 C_{a1} = 1,866 \text{ mm}$$

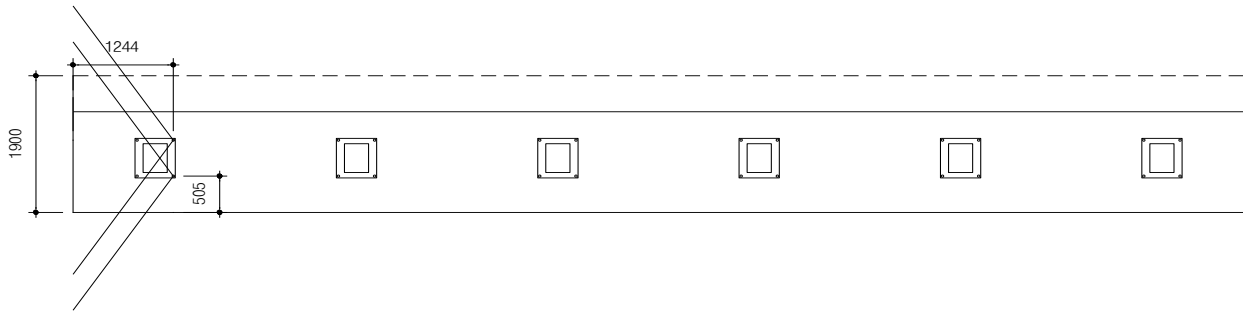
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 4,034 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 1,866 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,900 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,244 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,866 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 505 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,866 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 4,034 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,866 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,545,400 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,244^2 = 6,963,912 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 3,545,400 < 2 \times 6,963,912 = 13,927,824 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,244^{1.5}$$

$$= 1,062.49 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,244^{1.5}$$

$$= 795.31 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.781 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr} \ 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{3,545,400}{6,963,912} \times 0.781 \times 1.000 \times 1.000 \times 795 = 316 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 196 \times 6 = 1,178 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 158 \times 1 = 158 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{2,389}{1,178} = 2.029 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{316}{158} = 2.006 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

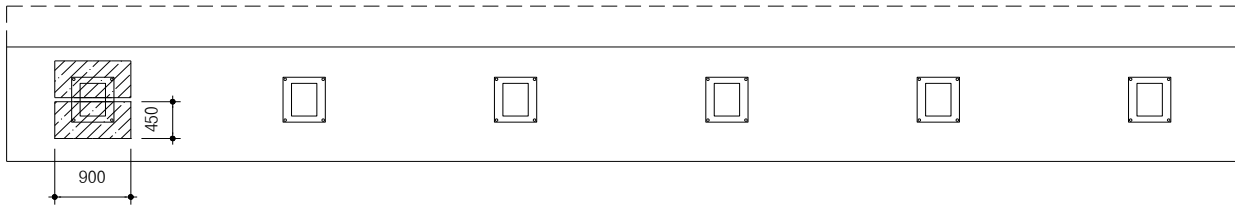
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,005	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,005	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	794	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	794	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

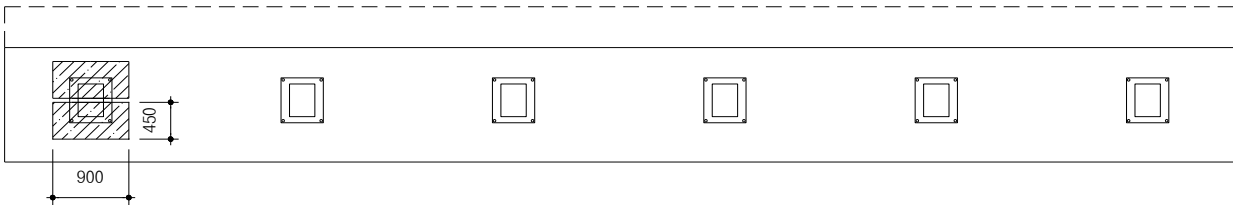
$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,244	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,244	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	505	mm	S_{ax}	=	2,050	mm
C_{a2}'	=	505	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	1,244	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	505	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	505	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,500	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물침깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 196 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 158 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{196} = 4.586 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{158} = 5.707 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,266	1,178	1.075	OK
		교직	1,266	946	1.338	OK
	앵커볼트	교축	692	196	3.524	OK
		교직	692	158	4.386	OK
	콘크리트	교축	2,389	1,178	2.029	OK
		교직	316	158	2.006	OK
	프라이아웃	교축	900	196	4.586	OK
		교직	900	158	5.707	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.5 교대 A2

10.5.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 7 = 1,477.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 7 = 1,477.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,173.98 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,049.41 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,477.00}{1,173.98} = 1.258 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,477.00}{1,049.41} = 1.407 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.5.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	$=$	4973	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1173.98 / 7 = 168 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 1049.41 / 7 = 150 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{168} = 4.124 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{150} = 4.614 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

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

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

$$C_{a2} = 901 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 901 \quad mm$$

$$\sum S_i = 14550 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

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

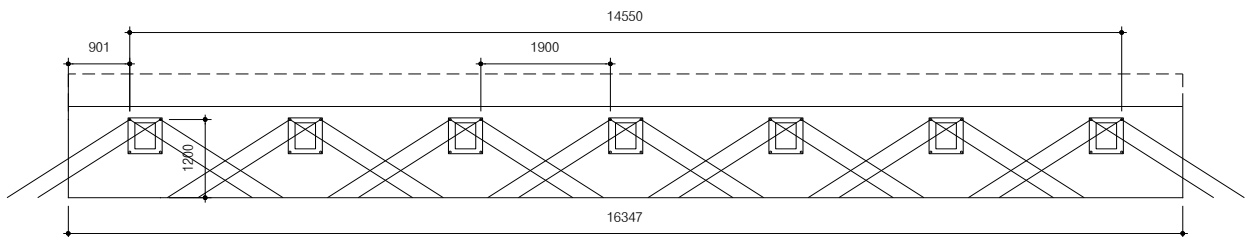
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1900 \quad mm$$

$$h_{cop} = 4,973 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,800 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 16,347 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 29,424,600 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1200^2 = 6,480,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 29,424,600 < 14 \times 6,480,000 = 90,720,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1200^{1.5} \\
 &= 1,006.62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

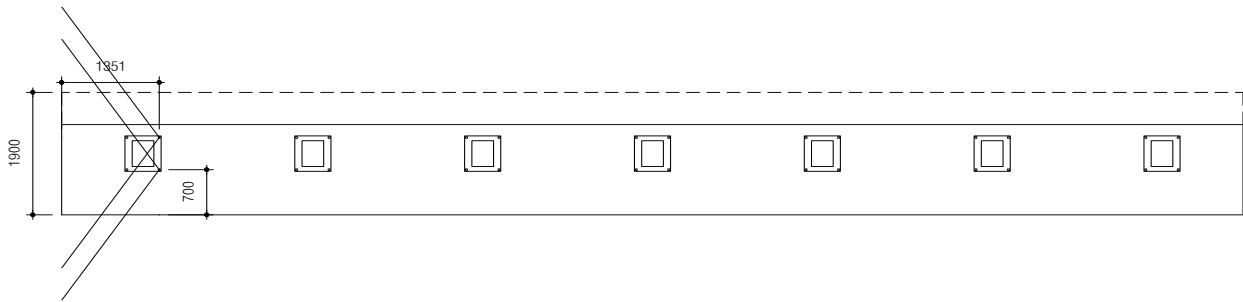
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,200^{1.5} \\
 &= 753.49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.850 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{29,424,600}{6,480,000} \times 0.850 \times 1.000 \times 1.000 \times 753 = 2,909 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,351 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,351 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 700 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 700 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 2,027 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 4,973 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 2,027 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 1,900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,351 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 700 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 4,973 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 2,027 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,850,350 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,351^2 = 8,213,405 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 3,850,350 < 2 \times 8,213,405 = 16,426,809 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,351^{1.5}$$

$$= 1,202.48 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,351^{1.5}$$

$$= 900.10 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.804 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{3,850,350}{8,213,405} \times 0.804 \times 1.000 \times 1.000 \times 900 = 339 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 168 \times 7 = 1,174 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 150 \times 1 = 150 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{2,909}{1,174} = 2.478 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{339}{150} = 2.262 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

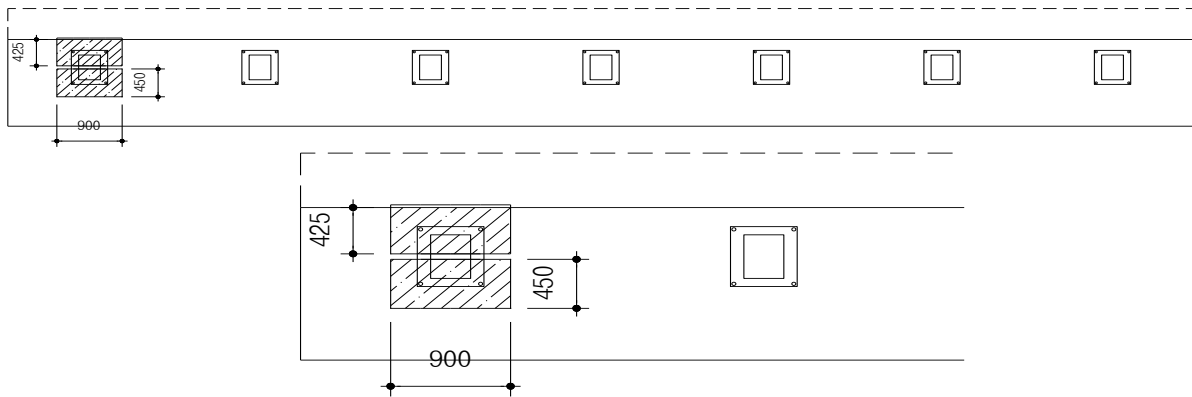
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,200	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,200	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	901	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	901	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 787,500 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 787,500 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{787,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 438 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

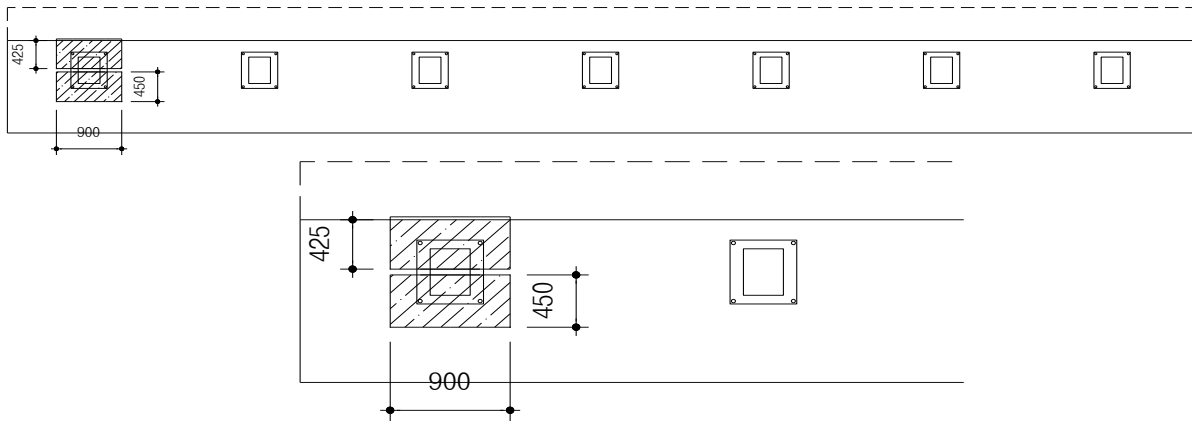
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 438 = 875 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 875 / 1 = 875 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,351	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,351	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	700	mm	S_{ax}	=	1,900	mm
C_{a2}'	=	700	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

1면	C_{a1}	=	1,351	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	700	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	700	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,350	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물침깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 787,500 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 787,500 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{787,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 438 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 438 = 875 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 875 / 1 = 875 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 168 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 150 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{875}{168} = 5.217 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{875}{150} = 5.837 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,477	1,174	1.258	OK
		교직	1,477	1,049	1.407	OK
	앵커볼트	교축	692	168	4.124	OK
		교직	692	150	4.614	OK
	콘크리트	교축	2,909	1,174	2.478	OK
		교직	339	150	2.262	OK
	프라이아웃	교축	875	168	5.217	OK
		교직	875	150	5.837	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [18,729, 8,569] \\ &= 8,569 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,283, 823] \\ &= 823 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [18,725, 6,232] \\ &= 6,232 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [2,948, 1,014] \\ &= 1,014 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,283 \times 5 = 31,413 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 823 \times 5 = 4,117 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 8,569 \times 5 = 42,847 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,283 \times 5 = 31,413 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,014 \times 5 = 5,069 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 6,232 \times 5 = 31,161 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

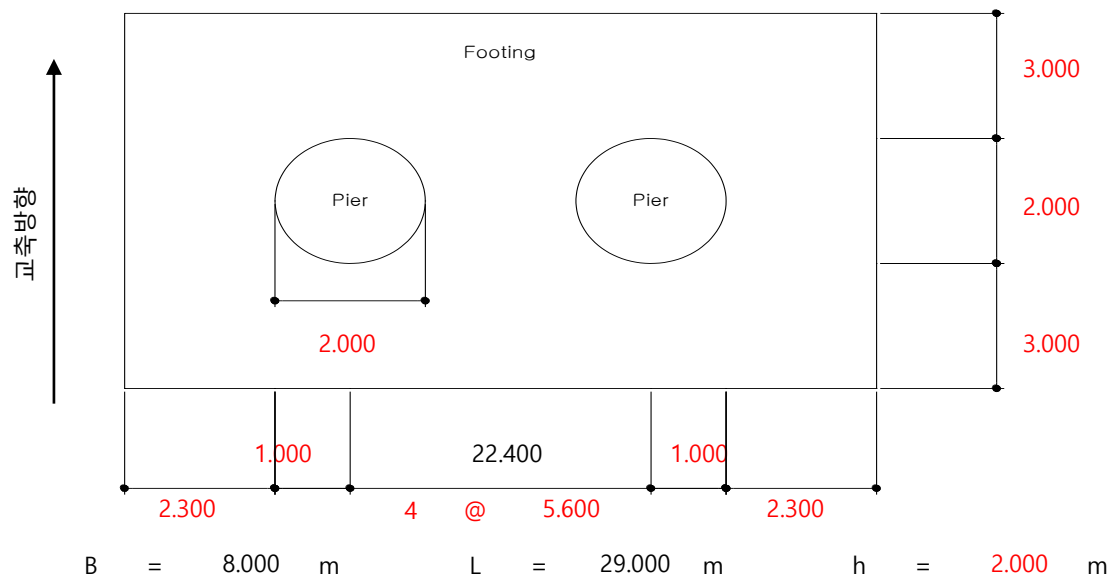
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	31,413	4,117	42,847	
교축직각방향	31,413	5,069	31,161	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.376 < 1.000$	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))} = 0.163 \text{ m}^{-1}$	
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4} = 49070 \text{ kN/m}^3$	
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 933333 \text{ kN/m}^3$	
E_0	$= 2800 \times N = 140000 \text{ kN/m}^2$	
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa}$	
λ	$= \text{Max}[l, b] = 2.300 \text{ m}$	

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.871 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 0.704 \leq 11.600$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

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

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.257 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 27.591 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.800 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.781 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.781 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.083 \quad \beta = 0.472$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.836 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.836 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.167$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.084$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.167$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.084$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.279$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.139$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.279$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.139$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.136 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.136 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.164
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.909
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.159
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.164
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.909
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.159
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.290
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.185
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.290
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.185
d_q	=	1						1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$						1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$						1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$						1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평 균 값 적용
교 축	7.781 MPa	7.836 MPa	7.136 MPa	7.584 MPa
교 축 직 각	7.781 MPa	7.836 MPa	7.136 MPa	7.584 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.386 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.418 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.088 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 41.387 > 29.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.290 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.216 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 18.151 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 26.194 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.544 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.940 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

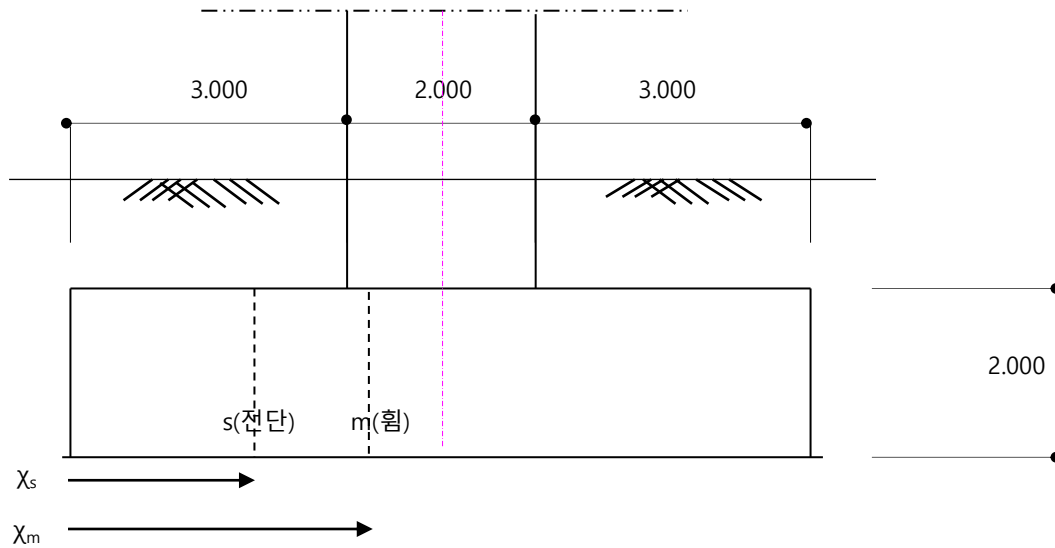
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.308 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.342 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	7029 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	3137 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	10150 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	4531 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	53609 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	23831 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	36430 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	16163 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 102853 \geq 36430$	O.K
전단	$\Phi V_n = 44989 \geq 16163$	O.K

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

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

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

$$b = 29000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 힘 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 29 \quad - \quad 288 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 185011 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 93.8 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

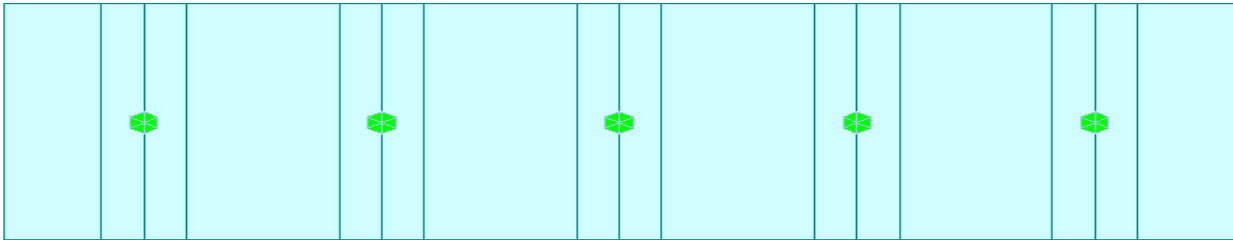
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 44989 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

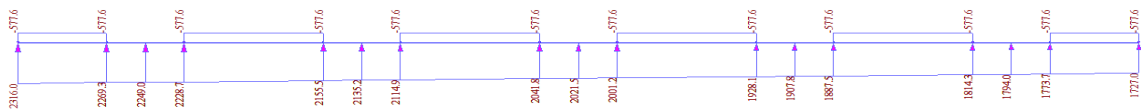
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2316 kN/m
Qmin			1727 kN/m

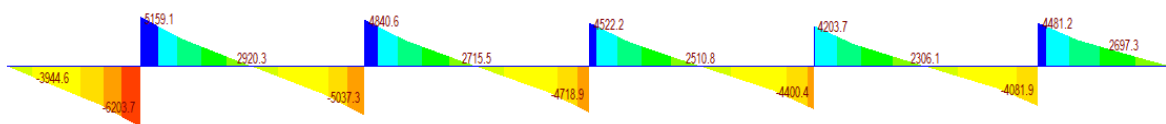
② 구조해석 모델링



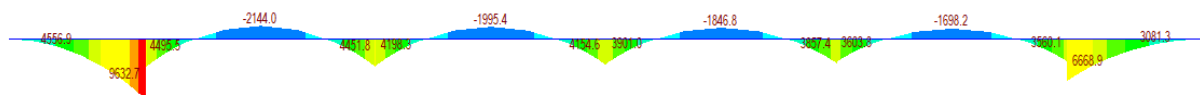
③ 하중재하도



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	= 9632	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6203	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 27869 \geq 9632$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 6203$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 29 - 78 ea

$$A_s = 50107 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 92.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.871	3.673	O.K
		교축직각	11.600	0.704	16.468	O.K
	지지력	교축	18.151	2.000	9.075	O.K
		교축직각	26.194	2.000	13.097	O.K
	활동	교축	8.544	1.200	7.120	O.K
		교축직각	6.940	1.200	5.784	O.K
단면 검토	힘	교축	102853	36430	2.823	O.K
		교축직각	27869	9632	2.893	O.K
	전단	교축	44989	16163	2.783	O.K
		교축직각	12411	6203	2.001	O.K

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

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

(1) P2

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [18,958, 8,428] \\ &= 8,428 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,361, 667] \\ &= 667 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [18,958, 5,390] \\ &= 5,390 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,153, 926] \\ &= 926 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,329 \times 3 = 15,986 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 667 \times 3 = 2,002 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 8,428 \times 3 = 25,285 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,329 \times 3 = 15,986 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 926 \times 3 = 2,779 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,390 \times 3 = 16,171 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

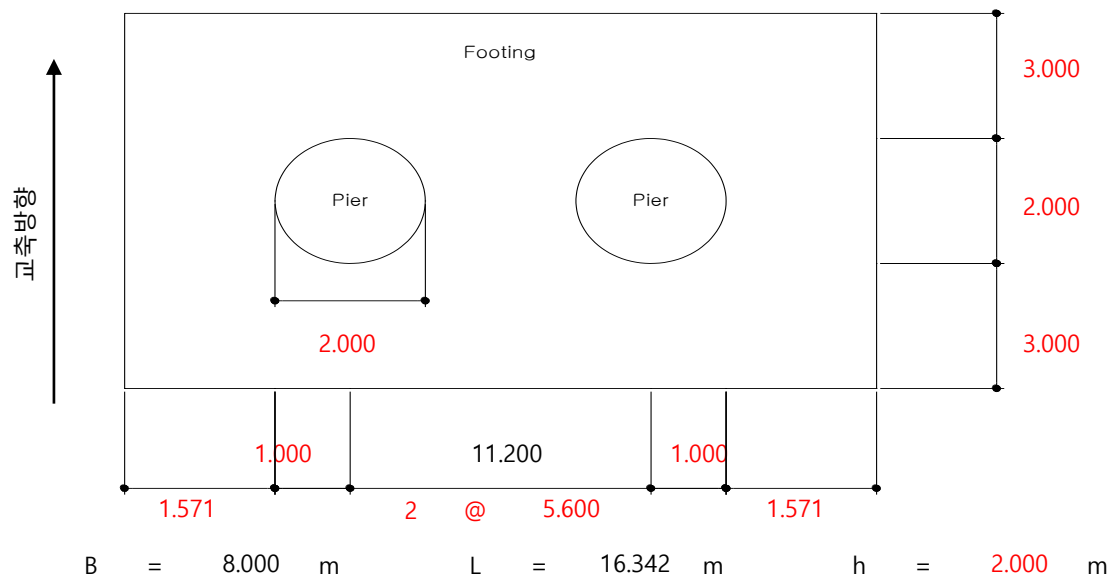
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	15,986	2,002	25,285	
교축직각방향	15,986	2,779	16,171	

11. 기초부 평가

11.2 교각 2

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta\lambda$	0.310	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.172	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 60846	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	$= \text{Max}[l, b]$	= 1.800	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	1.053 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.781 ≤ 6.537	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

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

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 5.895 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 14.780 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

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

- 근입지반의 단위중량,

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

- 지지지반의 단위중량,

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

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.277 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.277 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.147 \quad \beta = 0.451$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.635 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.635 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.294$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.147$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.294$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.147$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.890 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.890 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.288
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.840
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.279
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.288
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.840
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.279
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.215
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.137
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.215
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.137
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	평균값 적용
교 축	6.277 MPa	6.635 MPa	5.890 MPa	6.267 MPa
교 축 직 각	6.277 MPa	6.635 MPa	5.890 MPa	6.267 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 8.842 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.381 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.045 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 22.170 > 16.342$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.274 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.152 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 16.456 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 22.886 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.339 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.007 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

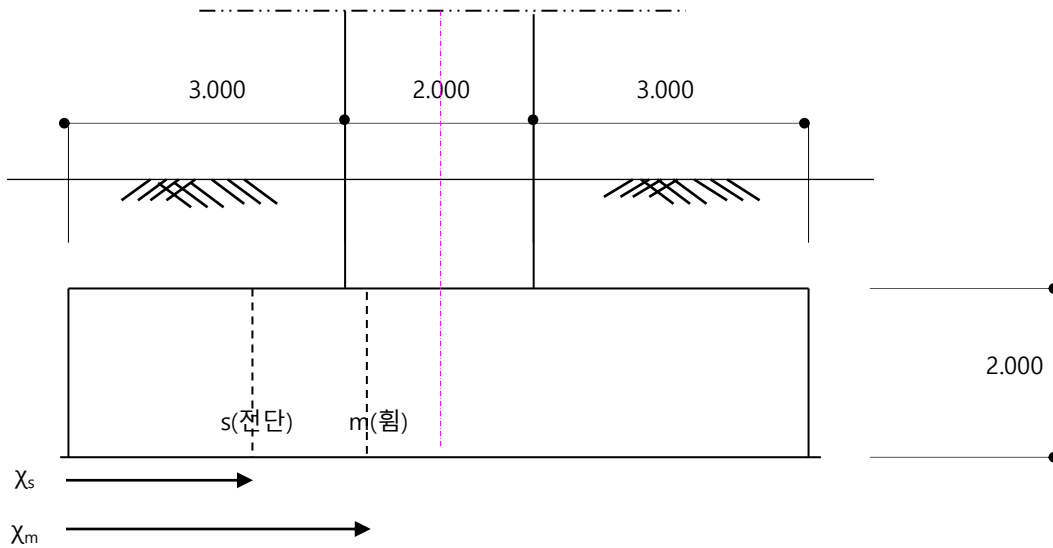
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.263 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.299 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3961 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1768 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3462 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1545 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	27046 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	12013 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	19623 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	8700 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 34786 \geq 19623$	O.K
전단	$\Phi V_n = 25352 \geq 8700$	O.K

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

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

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

$$b = 16342 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 160 ea

$$A_s = 61936 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

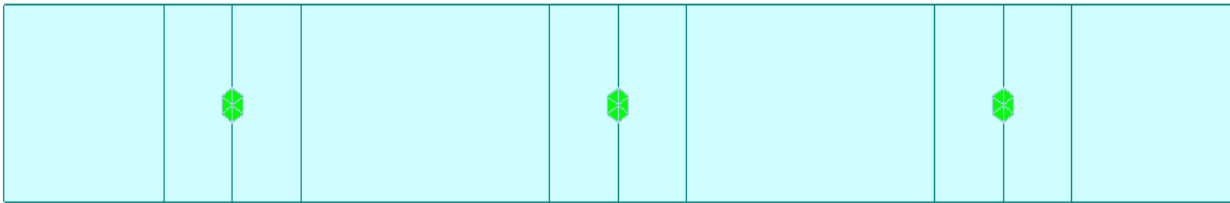
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 25352 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

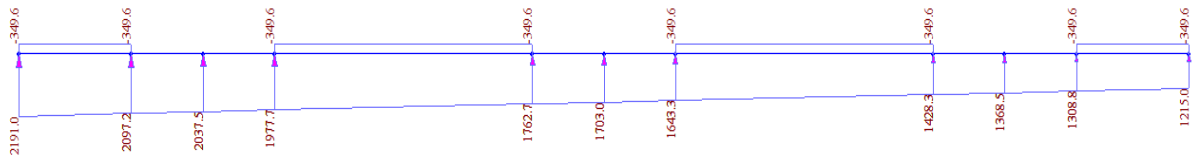
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2191 kN/m
Qmin			1214 kN/m

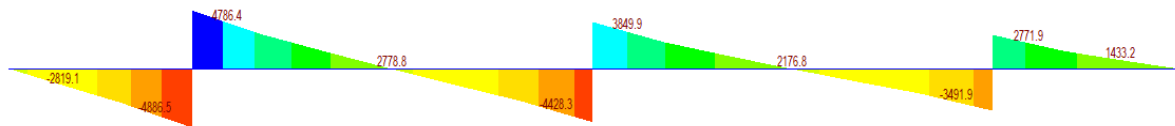
② 구조해석 모델링



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	= 6091	kN-m
최대 발생 전단력	Vu	= 4886	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 16959 \geq 6091$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 4886$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 78 ea

$$A_s = 30194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	1.053	3.040	O.K
		교축직각	6.537	0.781	8.370	O.K
	지지력	교축	16.456	2.000	8.228	O.K
		교축직각	22.886	2.000	11.443	O.K
	활동	교축	8.339	1.200	6.949	O.K
		교축직각	6.007	1.200	5.005	O.K
단면 검토	힘	교축	34786	19623	1.773	O.K
		교축직각	16959	6091	2.784	O.K
	전단	교축	25352	8700	2.914	O.K
		교축직각	12411	4886	2.540	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) P3

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [18,520, 7,360] \\ &= 7,360 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,304, 727] \\ &= 727 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [18,510, 5,702] \\ &= 5,702 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,010, 956] \\ &= 956 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 5,858 &\times 3 &= 17,574 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 727 &\times 3 &= 2,181 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 7,360 &\times 3 &= 22,079 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 5,858 &\times 3 &= 17,574 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 956 &\times 3 &= 2,867 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 5,702 &\times 3 &= 17,106 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

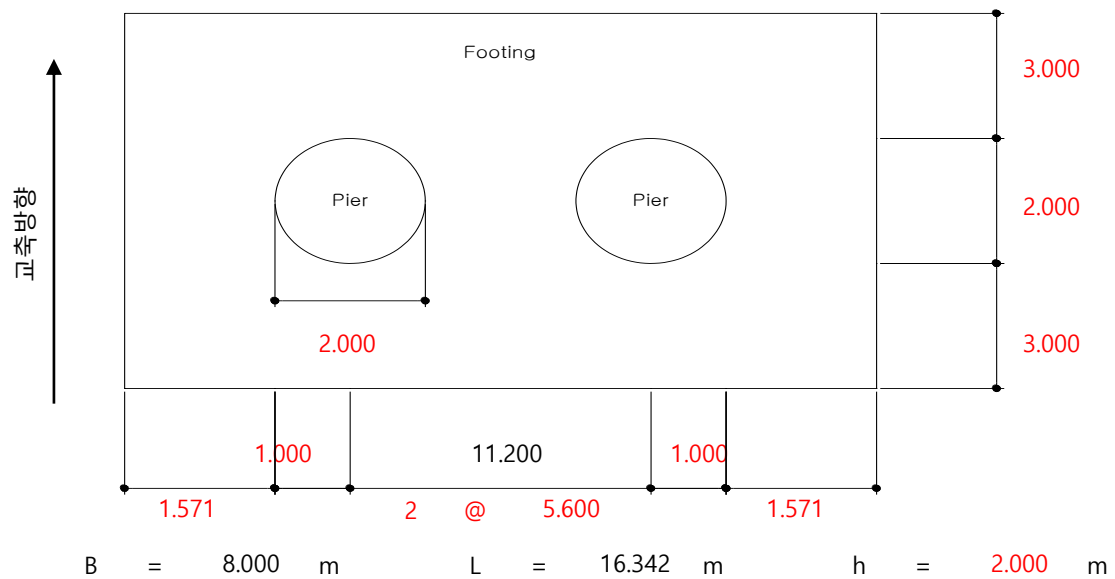
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	17,574	2,181	22,079	
교축직각방향	17,574	2,867	17,106	

11. 기초부 평가

11.3 교각 3

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	0.310 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.172 m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 60846 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	$= \text{Max}[l, b]$	= 1.800 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.885 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 0.765 \leq 6.537$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

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

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.230 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 14.813 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.500 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.599 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.599 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.147 \quad \beta = 0.451$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.056 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.056 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.310$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.155$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.310$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.155$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.216$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.108$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.216$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.108$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.220 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.220 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$	=				1.304
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$	=				0.832
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$	=				1.294
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$	=				1.304
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$	=				0.832
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$	=				1.294
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.225
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.143
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.225
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.143
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	평균값 적용
교 축	6.599 MPa	7.056 MPa	6.220 MPa	6.625 MPa
교 축 직 각	6.599 MPa	7.056 MPa	6.220 MPa	6.625 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.345 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.380 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.077 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 22.219 > 16.342$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.293 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.164 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 17.425 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 22.638 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.218 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.251 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

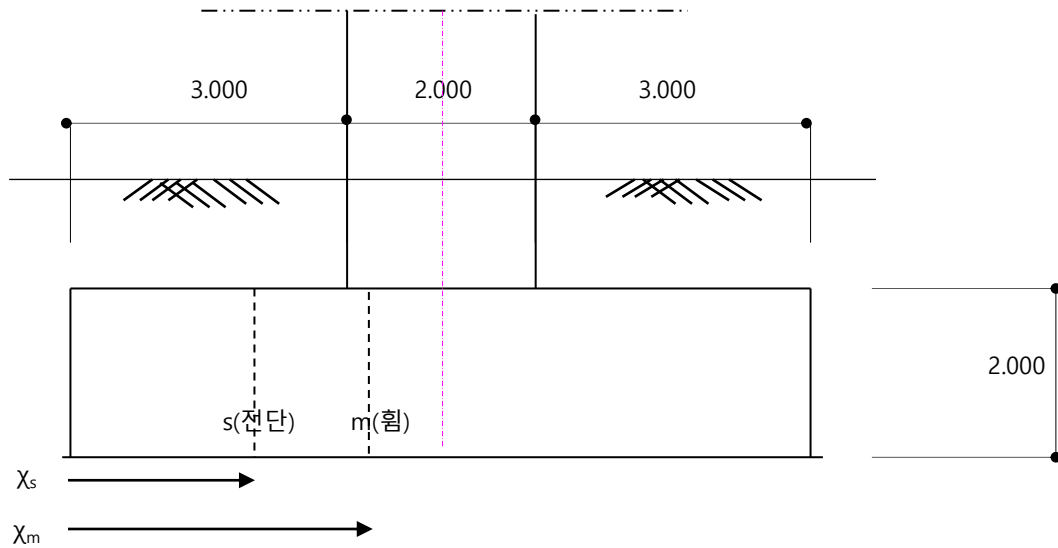
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.279 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.310 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3961 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1768 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3763 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1680 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	27450 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	12202 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	19726 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	8754 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 34786 \geq 19726$	O.K
전단	$\Phi V_n = 25352 \geq 8754$	O.K

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

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

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

$$b = 16342 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 160 ea

$$A_s = 61936 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

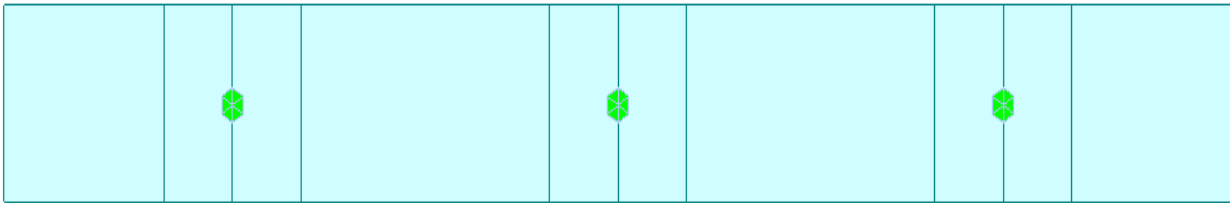
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 25352 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

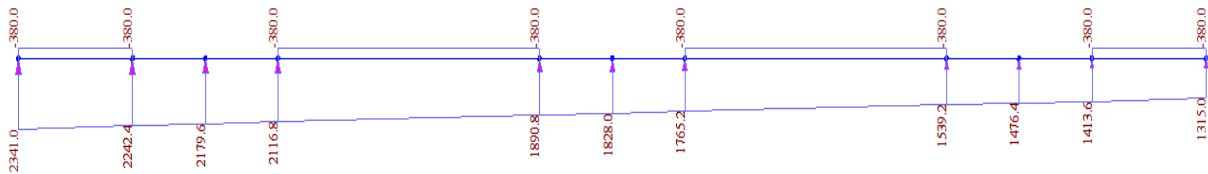
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2341 kN/m
Qmin			1315 kN/m

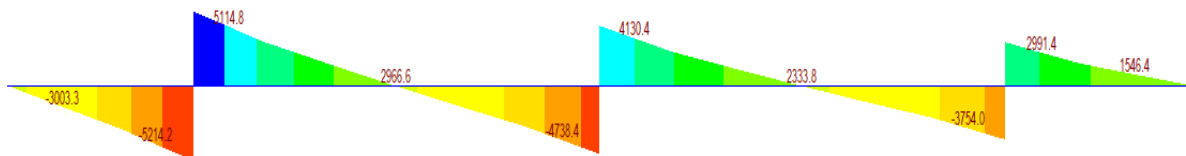
② 구조해석 모델링



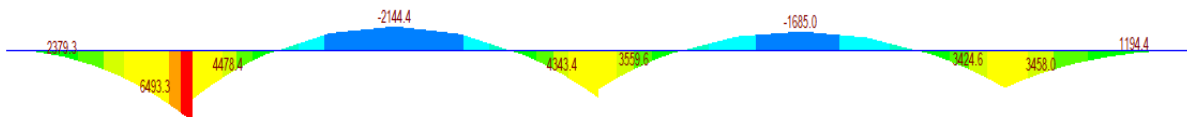
③ 하중재하도



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	= 6493	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 5214	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 16959 \geq 6493$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 5214$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 78 ea

$$A_s = 30194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

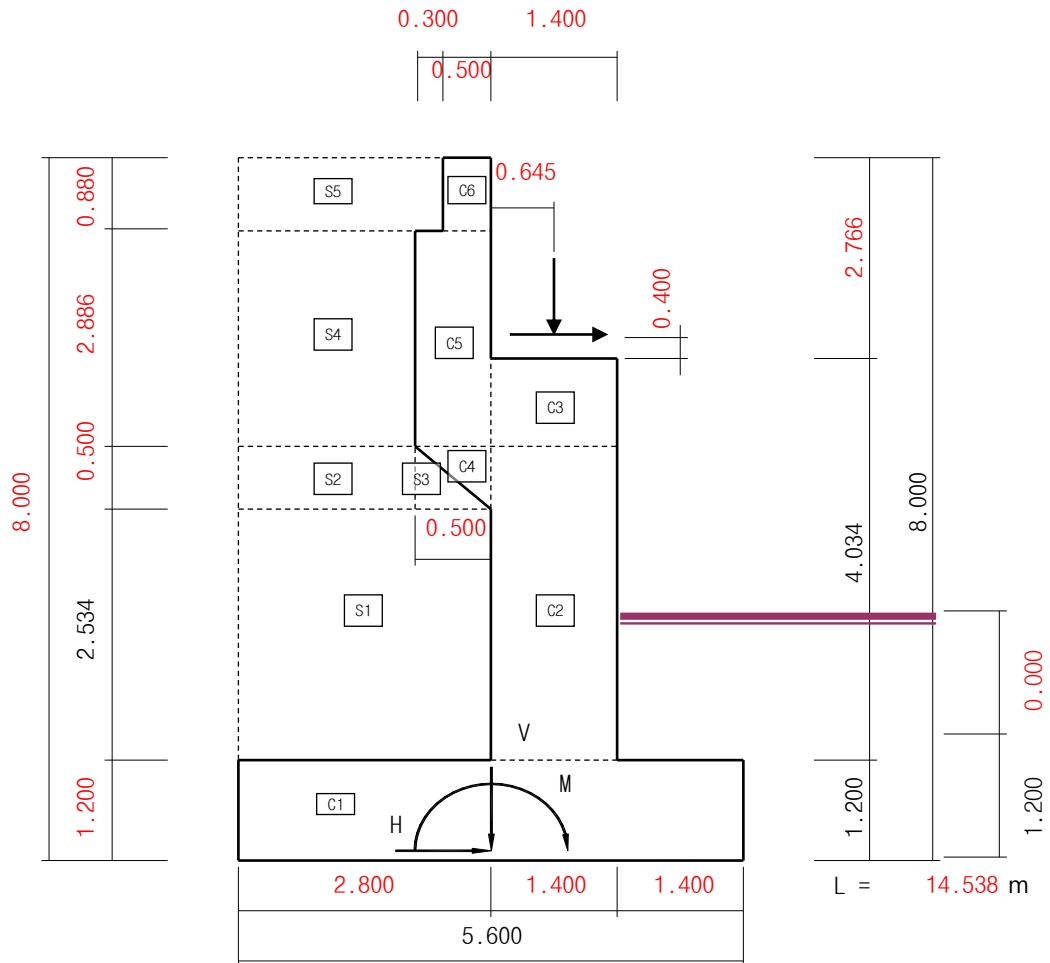
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.885	3.615	O.K
		교축직각	6.537	0.765	8.550	O.K
	지지력	교축	17.425	2.000	8.712	O.K
		교축직각	22.638	2.000	11.319	O.K
	활동	교축	8.218	1.200	6.849	O.K
		교축직각	6.251	1.200	5.210	O.K
단면 검토	힘	교축	34786	19726	1.763	O.K
		교축직각	16959	6493	2.612	O.K
	전단	교축	25352	8754	2.896	O.K
		교축직각	12411	5214	2.380	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	6.720	25.00	168.000	0.077	12.936	2.800	0.600	470.400	7.762
	C2	4.248	25.00	106.190	0.077	8.177	2.100	2.717	223.00	22.216
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.100	4.734	73.50	12.758
	C4	0.125	25.00	3.125	0.077	0.241	2.967	4.067	9.271	0.979
	C5	2.309	25.00	57.720	0.077	4.444	3.200	5.677	184.704	25.231
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.650	7.560	18.150	6.403
	소계	15.241		381.035		29.340			979.024	75.349
뒷움	S1	7.095	20.00	141.904	0.077	10.927	4.200	2.467	595.997	26.956
	S2	1.150	20.00	23.000	0.077	1.771	4.450	3.984	102.350	7.056
	S3	0.125	20.00	2.500	0.077	0.193	3.133	3.901	7.833	0.751
	S4	6.638	20.00	132.756	0.077	10.222	4.450	5.677	590.764	58.031
	S5	2.288	20.00	45.760	0.077	3.524	4.300	7.560	196.768	26.638
	소계	17.296		345.920		26.636			1493.712	119.432
총 계				726.955		55.976			2472.736	194.781

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	23.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
가속도 계수	$S = Z \times I$	g	0.154	(0.11 x 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	784	786	788	792	797	799	
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

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

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

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

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 8 \times 0.314$	200.832 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 6.8 \times 0.314$	145.10112 kN

H(안정검토) = 8.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4 m
H(단면검토) = 6.800 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.4 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.3$	23 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.3 m
X = 상재하중 작용 위치 = 4.45 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 4746 \div (14.538 / \sin(90-0))$	326 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 4746 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 14.538 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F1 + F2$	48.9 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)
 K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077
F1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\theta)$ = 0.000 kN
F2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 48.900 kN

12. 교대평가

12.1 교대 1

12.1.2 내진성능평가

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)
	(kN)	(kN)	X	Y	M _r
교대구체	381.035	29.340	-	-	979.024
뒷채움제	345.920	26.636	-	-	1493.712
배면토압	-	200.832	-	4.000	-
연직반력	326.000	-	2.155	-	702.530
관성력	-	48.900	-	5.234	-
하중조합	1052.955	305.708	-	-	3175.266

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	11.400

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Qp	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), Ru/n	1326 kN
	평균값	14851 kN

i) 말뚝재료에 의한 허용연직지지력 산정(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

- 말뚝 본체의 허용압축하중은 말뚝 허용압축응력에 본체의 유효단면적을 곱한값에

장경비 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다.

• 세장비에 의한 허용응력 감소의 한계치(L/d)

말뚝종류	n	세장비의 상한계
PC 말뚝	80	105
PHC 말뚝	85	110
강관말뚝	100	130
현장타설말뚝	60	80

• 말뚝이음에 대한 저감율(μ_2)

이음방법	용접이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율(%)	5/개소	10/개소	최소2개소 : 20/개소 3개소 이상 : 20/개소

$$\begin{aligned}
 Q_p &: (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p = 28376 \quad \text{kN} \\
 \mu_1 &: \text{세장비에 대한 저감율 } (\mu_1 = L/d - n) = 0 \\
 \mu_2 &: \text{현장용접이음에 대한 저감율} = 0 \\
 F_{ca} &: \text{말뚝의 허용압축응력} = 140000 \quad \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned}
 R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\
 \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\
 n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\
 R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\
 R_u &= q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 2652 \quad \text{kN} \\
 q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\
 q_d &= 200 \times N \times A_p = 1216 \quad \text{kN} \\
 A &: \text{말뚝의 선단면적} \\
 A &= \pi \times D^2 = 0.203 \quad \text{m}^2 \\
 U &: \text{말뚝의 둘레길이} = 1.596 \quad \text{m} \\
 l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\
 f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력}
 \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	2.6	30	60	156.00
자갈층	3.4	30	60	204.00
풍화암	5.4	50	100	540.00
$\sum(li \cdot fi) =$				900.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	537 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1436 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 58 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	282255 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.037$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15519 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 11400 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	107753 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	81927 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	81927 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	124581 kN·m/rad

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} &= & 0.6576 & \text{m}^{-1} \\ kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} &= & 139489 & \text{kN/m}^3 \\ kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o &(\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 & \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 1000 \times N &(\text{1/}\beta\text{깊이에서의 } N\text{치}) &= & 50000 & \text{kN/m}^2 \\ &(\text{굵은모래})\end{aligned}$$

※ 도로공사실무요령 (표 8.7 흙의 종류별 탄성 계수, E_s : kN/m^2)

흙의 종류	E_s/N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

$$\begin{aligned}BH &= \sqrt{(D/\beta)} &(\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) &= & 0.9585 & \text{m} \\ \beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} &= & 0.5530 & \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 & \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000474 & \text{m}^4\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.478 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} &= & 0.341 & \text{m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 201610 & \text{kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} &= & 25811 & \text{Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] &= & 1.400 & \text{m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.200 & \text{m}\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000383 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.000030 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000147 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3879109
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2949364
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10161167
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	29379780

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	9	2.100	969777	0	-737341	2540292	0	12323917
2열	9	0.700	969777	0	-737341	2540292	0	2365973
3열	9	-0.700	969777	0	-737341	2540292	0	2365973
4열	9	-2.100	969777	0	-737341	2540292	0	12323917

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000383	0.000338	95.333	29.249	-13.112
2열	0.000383	0.000133	37.439	29.249	-13.112
3열	0.000383	-0.000072	-20.455	29.249	-13.112
4열	0.000383	-0.000278	-78.349	29.249	-13.112

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	0.383	39.181	O.K
	연직압축지지력(kN)	14851	95	155.780	O.K
	연직인발지지력(kN)	537	78	6.848	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	0.702934	-13.112	0.000	-29.249
2	1.140	0.191568	-23.077	-14.320	4.855
3	2.280	-0.024443	-13.034	-9.905	9.888
4	3.420	-0.059678	-3.863	-3.654	5.756
5	4.560	-0.035820	0.238	-0.316	1.773
6	5.700	-0.011451	1.027	0.597	-0.059
7	6.840	0.000077	0.657	0.484	-0.436
8	7.980	0.002610	0.225	0.201	-0.289
9	9.120	0.001788	0.009	0.031	-0.102
10	10.260	0.000654	-0.044	-0.023	-0.006
11	11.400	0.000053	-0.032	-0.023	0.018

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

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

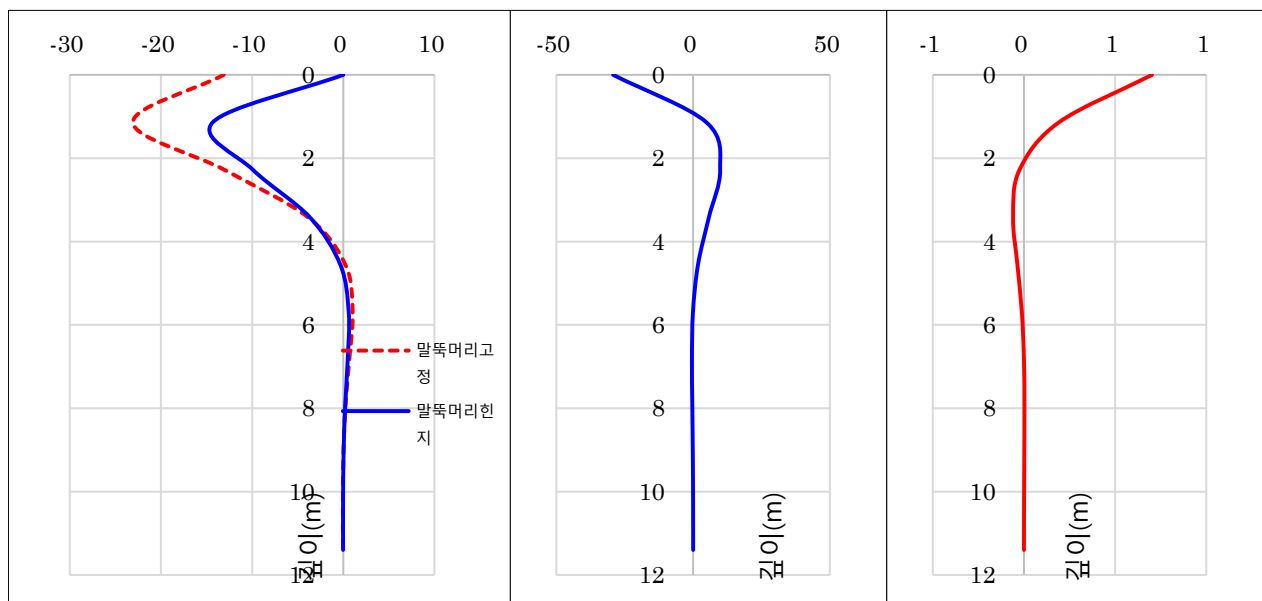
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 29.249 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.658 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 448.303 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	854 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-23.819 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-14.339 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	23.819 kN·m
	$S_{max} = S $	29.249 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 18.917 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 1.885 \leq 120.000$	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

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

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

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	145.101	145.101	3.400	493.344
교대구체	29.34 kN	29.34	1.633	47.903
관성력	48.900	48.900	4.034	197.263
단면력		223.341		738.509

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, $H_i =$ 교대 기초부를 제외한 수평력 $= 29.34 \text{ kN}$

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 47.902708 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.633\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 9951 \geq 739$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12464 \geq 223$	O.K

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

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

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

$$b = 14538 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 112 ea

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

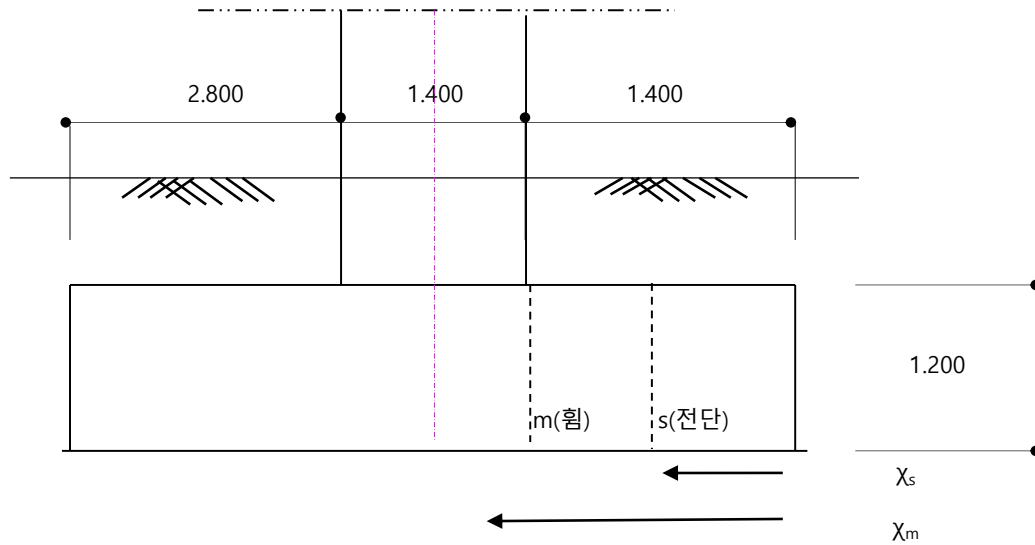
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12464 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.400 m
전단	$\chi_s = 1.400 - 1.050/2$	0.875 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	95.333	$\times$	9	858 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	29 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	42 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	601 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	858 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$	571 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	816 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 9951 \geq 571$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12464 \geq 816$	O.K

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

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

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

$$b = 14538 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 112 ea

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

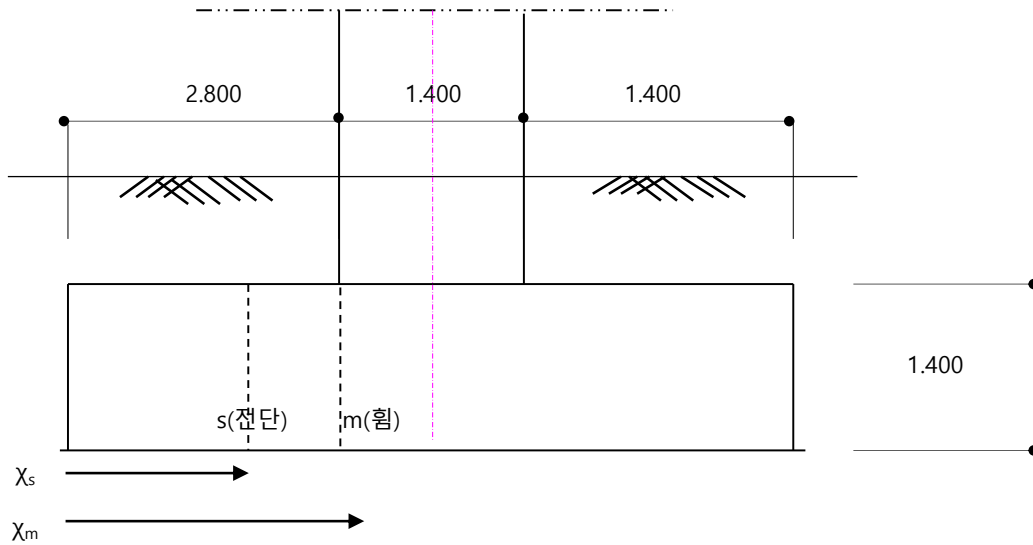
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12464 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	2.800 m
전단	$X_s = 2.800 - 1.050/2$	2.275 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	95.333	$\times$	9	858 kN
R2	37.439	$\times$	9	337 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	6.800	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	345.920	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	4.324	m
P_I :	지표면의 상재하중	=	23.000	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.450	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	69 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	98 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	527 kN·m
	$V_{상재} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	387 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	38 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	52 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = q_a \times a^2/2 + (q_{max} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	2038 kN·m
	$V_{지반} = q_b \times b + (q_{max} - q_b)/2 \times b$	1195 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	1404 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	658 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 9951 \geq 1404$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12464 \geq 658$	O.K

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

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

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

$$b = 14538 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 112 ea

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

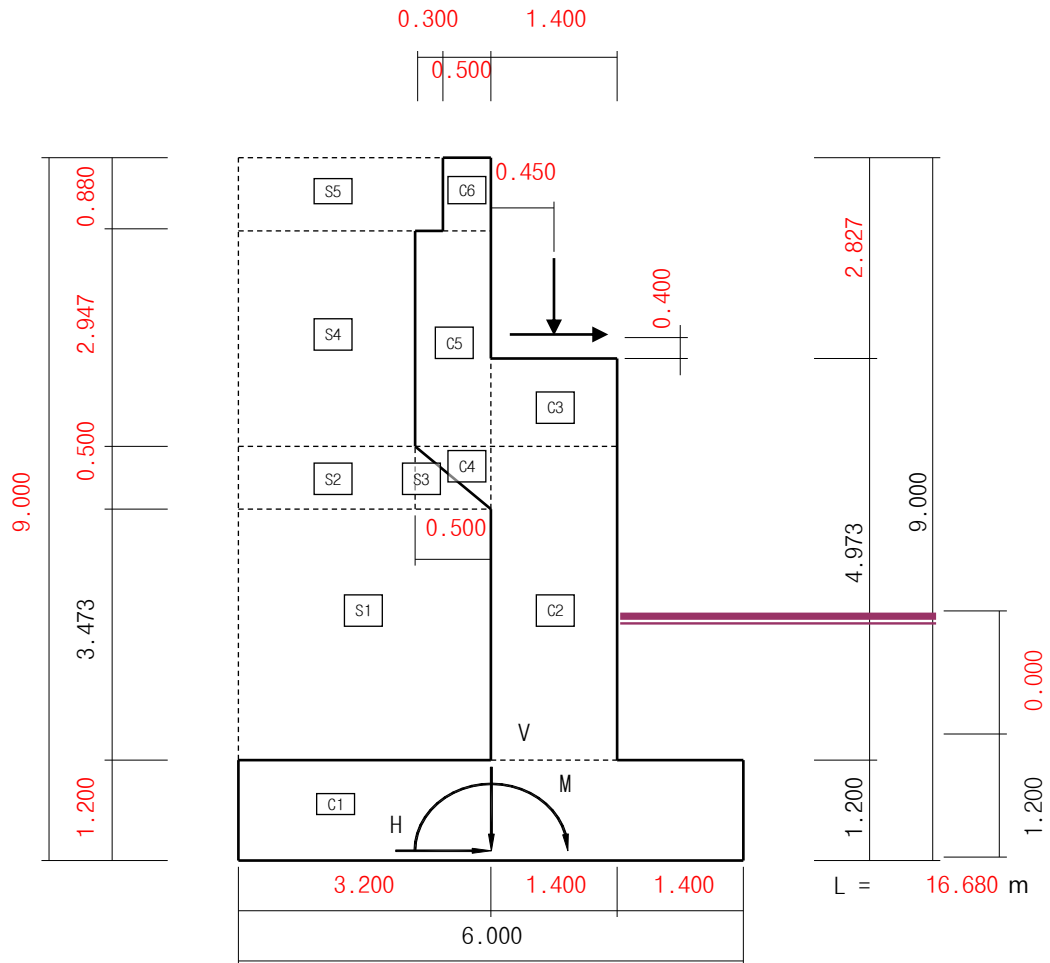
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12464 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	0.383	39.181	O.K
	연직 압축지지력		14851	95	155.780	O.K
	연직 인발지지력		537	78	6.848	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.000	0.000	-	O.K
	휨압축응력		210.000	18.917	11.101	O.K
	휨전단응력		120.000	1.885	63.672	O.K
단면 검토	벽체	휨	9951	571	17.422	O.K
		전단	12464	816	15.274	O.K
	압굽	휨	9951	571	17.422	O.K
		전단	12464	816	15.274	O.K
	뒷굽	휨	9951	1404	7.088	O.K
		전단	12464	658	18.946	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	7.200	25.00	180.000	0.077	13.860	3.000	0.600	540.000	8.316
	C2	5.562	25.00	139.055	0.077	10.707	2.100	3.187	292.02	34.119
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.100	5.673	73.50	15.289
	C4	0.125	25.00	3.125	0.077	0.241	2.967	5.006	9.271	1.205
	C5	2.358	25.00	58.940	0.077	4.538	3.200	6.647	188.608	30.164
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.650	8.560	18.150	7.250
	소계	17.085		427.120		32.888			1121.544	96.343
뒷채움	S1	11.114	20.00	222.272	0.077	17.115	4.400	2.937	977.997	50.258
	S2	1.350	20.00	27.000	0.077	2.079	4.650	4.923	125.550	10.235
	S3	0.125	20.00	2.500	0.077	0.193	3.133	4.840	7.833	0.932
	S4	7.957	20.00	159.138	0.077	12.254	4.650	6.647	739.992	81.444
	S5	2.640	20.00	52.800	0.077	4.066	4.500	8.560	237.600	34.802
	소계	23.186		463.710		35.706			2088.972	177.670
총 계				890.830		68.594			3210.516	274.013

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	23.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
가속도 계수	$S = Z \times I$	g	0.154	(0.11 x 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	750	751	752	755	759	765	768
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

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

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

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

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 9 \times 0.314$	254.178 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 7.8 \times 0.314$	190.91592 kN

H(안정검토) = 9.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.5 m

H(단면검토) = 7.800 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.9 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.7$	27 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.7 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.65 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 5299 \div (16.68 / \sin(90-0))$	318 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 5299 kN

B_{abut} = 교대 총 폭 = 16.680 m

θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	47.7 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\theta)$ = 0.000 kN

F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 47.700 kN

12. 교대평가

12.2 교대 A2

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.778	< 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$		= 0.259	m^{-1}
$k = K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4}$		= 67259	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
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 3.000	m

2) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M_r	M_o
교대구체	427.120	32.888	-	-	1121.544	96.343
뒷채움제	463.710	35.706	-	-	2088.972	177.670
배면토압	-	254.178	-	4.500	-	1143.801
연직반력	318.000	-	2.350	-	747.300	-
관성력	-	47.700	-	6.173	-	294.452
하중조합	1208.830	370.472	-	-	3957.816	1712.266

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
안전률	$M_r / M_o =$	2.311 > 1.500	O.K
허용폭	$e = B/2 - (M_r - M_o)/V$	1.142 ≤ 1.867	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. ($e < B/3$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$Bf' = Bf - 2 \times e_L = 3.715 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이, $Df = 1.200 \text{ m}$

- 근입지반의 단위중량, $\gamma_1 = 20.000 \text{ kN/m}^3$

- 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
지지력	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times Bf' \times Nr + \gamma_1 \times Df \times N_q$	2.869 MPa

형상계수(장방향기초), $\alpha = 1.108$ $\beta = 0.464$

$N_c = 57.8$ $N_q = 41.4$ $Nr = 47.3$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf' \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	2.745 MPa

여기서, $Kp = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$

형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times Kp \times Bf'/L = 1.164$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times Kp \times Bf'/L = 1.082$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.124$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.062$

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

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

$N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $Nr = 37.2$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	2.491 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
형상계수,			$s_c = 1 + B_f' / L \times N_q / N_c$			=		1.161
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L \geq 0.6$			=		0.911
			$s_q = 1 + B_f' / L \times \tan \Phi$			=		1.156
깊이계수,			$(D_f \leq B_f')$					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$				=		1.129
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$				=		1.082
d_q	=	1				=		1.000
지반계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$				=		1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$				=		1.000
기초계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$				=		1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
지지력	2.869 MPa	2.745 MPa	2.491 MPa	2.702 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.973 \leq 6.000$	삼각형 분포
검토	$q_u / q_a = 2.702 \geq 0.486$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$H_c / H_L = 1.958 \geq 1.200$	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

4) 단면 검토

(a) 벽체의 단면력 검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	190.916	190.916	3.900	744.572
교대구체	32.888	32.888	1.982	65.193
관성력	47.700	47.700	4.973	237.212
단면력		271.504		1046.977

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 32.888 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 65.192763 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.982\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
힘	$\Phi M_n = 15400 \geq 1047$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14300 \geq 272$	O.K

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

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

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

$$b = 16680 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 129 ea

$$A_s = 49936 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.0 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14300 \text{ kN}$$

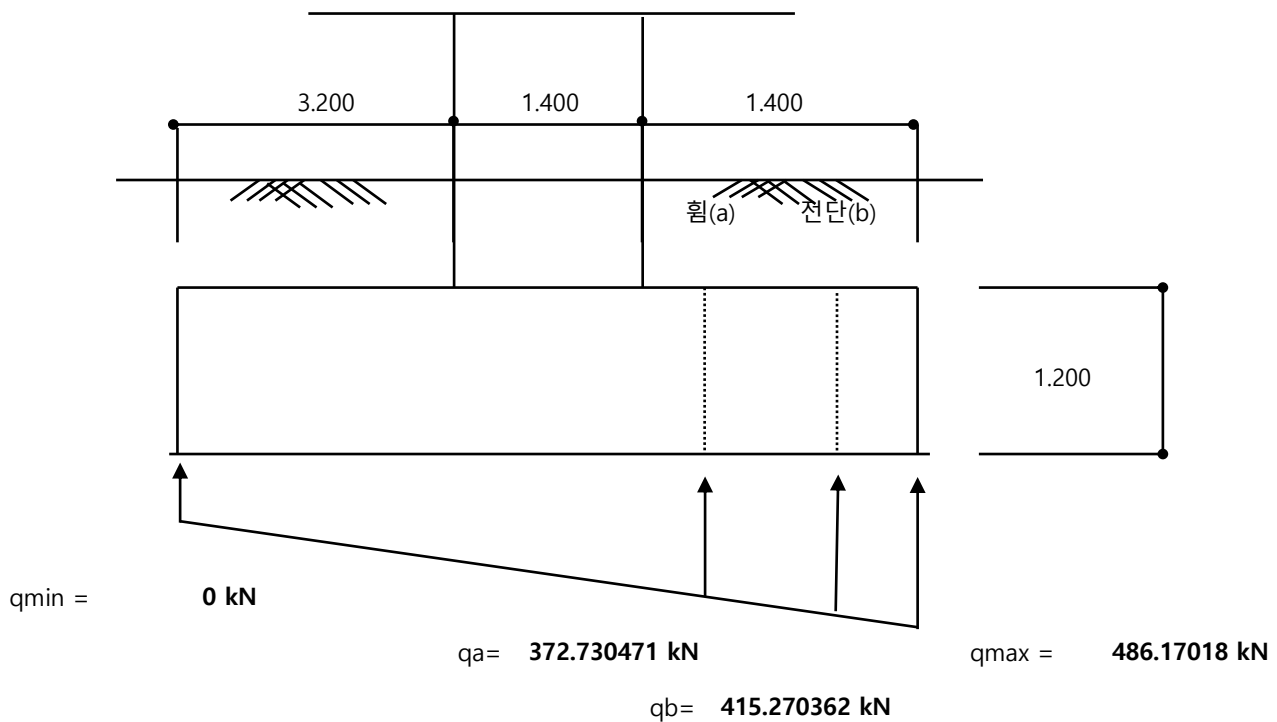
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	a =	1.400 m
전단	b = 1.400 - 1.050/2	0.875 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	29 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	16 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = q_a \times a^2/2 + (q_{\text{max}} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	439 kN·m
	$V_{\text{지반}} = q_b \times b + (q_{\text{max}} - q_b)/2 \times b$	541 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{\text{지반}} - M_{\text{기초}}$	410 kN·m
	$V_u = V_{\text{지반}} - V_{\text{기초}}$	525 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 15400 \geq 410$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14300 \geq 525$	O.K

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

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

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

$$b = 16680 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 129 ea

$$A_s = 49936 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.0 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14300 \text{ kN}$$

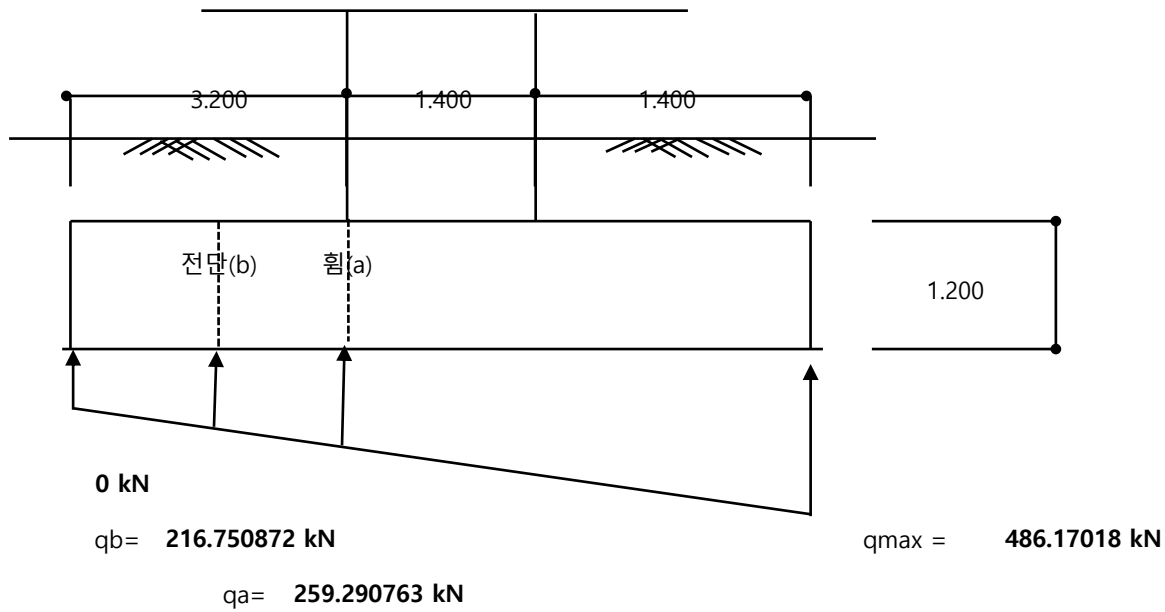
(c) 뒷굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$a =$	3.200 m
전단	$b = 3.200 - 1.050/2$	2.675 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	154 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	80 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = \sum V_i \times (X_{\text{뒷채움}} - (B - a))$	793 kN·m
	$V_{\text{상재}} = H_{\text{wall}} \times b \times \gamma_t$	522 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = P_i \times (X_{\text{상재}} - (B - a))$	50 kN·m
	$V_{\text{상재}} = q_i \times b$	72 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = [(q_a - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}^2]/3$	81 kN·m
	$V_{\text{지반}} = (q_b - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}$	290 kN
계수 단면력	$M_u = M_{\text{기초}} + M_{\text{뒷채움}} - M_{\text{상재}} - M_{\text{지반}}$	915 kN·m
	$V_u = V_{\text{기초}} + V_{\text{뒷채움}} + V_{\text{상재}} - V_{\text{지반}}$	384 kN



H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	7.800	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	463.710	kN
$X_{뒷채움}$		=	4.510	m
P_1 :	지표면의 상재하중	=	27.000	kN
$X_{상재}$:	상재하중 작용위치	=	4.650	m
X :	qmin 발생지점	=	2.152	m

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 15400 \geq 915$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14300 \geq 384$	O.K

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

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

f_{ck}	=	24	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	16680	mm	d	=	1050	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 힘 검토 1단 : D 22 - 129 ea

A_s	=	49936	mm ²
a	=	44.0	mm

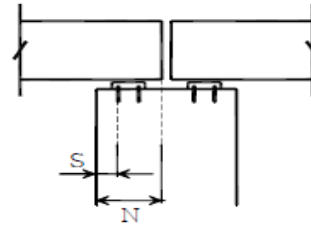
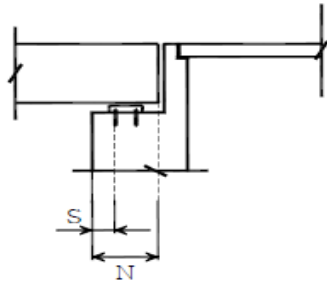
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14300 \text{ kN}$$

5) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	2.311	1.500	1.541	O.K
		허용폭	1.867	1.142	1.634	O.K
	지지력		2.702	0.486	5.557	O.K
	활동		1.958	1.200	1.631	O.K
단면검토	벽체	힘	15400	1047	14.709	O.K
		전단	14300	272	52.670	O.K
	앞굽	힘	15400	410	37.562	O.K
		전단	14300	525	27.232	O.K
	뒷굽	힘	15400	915	16.823	O.K
		전단	14300	384	37.243	O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [116.85 , 395.20] = 395.20 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 395.20 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 14.265 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{395} = 3.350 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

13.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [99.80 , 393.87] = 393.87 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 393.87 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 14.065 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{394} = 3.360 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$