

교 량 내 진 성 능 평 가

칠곡교

보강전 내진성능평가 계산서

2024. 09

◆ 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

구분			보유성능	소요성능	평가	
P 1	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.593	1.000	1.593 O.K
			교직(하단)	1.750	1.000	1.750 O.K
			교직(상단)	1.792	1.000	1.792 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.634	5.045 O.K
			교직	7.600	0.500	15.192 O.K
		지지력	교축	22.634	2.000	11.317 O.K
			교직	28.845	2.000	14.422 O.K
		활동	교축	9.352	1.200	7.793 O.K
			교직	8.211	1.200	6.842 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	35,693	17,746	2.011 O.K
			교직	81,813	10,104	8.097 O.K
		전단	교축	34,828	7,067	4.928 O.K
			교직	14,664	6,002	2.443 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	4,410	1,699	2.596 O.K
			교직	4,410	1,554	2.837 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,081	94	11.452 O.K
			교직	1,081	86	12.516 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,912	849	3.429 O.K
			교직	382	173	2.212 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	94	9.537 O.K
			교직	875	86	10.134 O.K

- 교각 3

P 3	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.553	1.000	1.553	O.K
			교직(하단)	1.625	1.000	1.625	O.K
			교직(상단)	1.715	1.000	1.715	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.603	5.307	O.K
			교직	7.600	0.852	8.920	O.K
		지지력	교축	22.710	2.000	11.355	O.K
			교직	25.988	2.000	12.994	O.K
		활동	교축	17.832	1.200	14.860	O.K
			교직	7.425	1.200	6.188	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	35,693	17,455	2.045	O.K
			교직	81,813	11,199	7.306	O.K
		전단	교축	34,828	6,948	5.013	O.K
			교직	14,664	6,554	2.238	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	4,410	1,712	2.576	O.K
			교직	4,410	2,334	1.890	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,081	95	11.365	O.K
			교직	1,081	130	8.336	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,846	856	3.325	O.K
			교직	376	259	1.451	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	95	9.464	O.K
			교직	900	130	6.942	O.K
지지길이(mm)		교축	2,350	463	5.076	O.K	

- 교각 6

P 6	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.553	1.000	1.553	O.K
			교직(하단)	1.627	1.000	1.627	O.K
			교직(상단)	1.712	1.000	1.712	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.492	6.504	O.K
			교직	7.600	0.611	12.441	O.K
		지지력	교축	26.029	2.000	13.015	O.K
			교직	29.871	2.000	14.936	O.K
		활동	교축	21.474	1.200	17.895	O.K
			교직	10.305	1.200	8.587	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	35,693	16,844	2.119	O.K
			교직	81,813	10,776	7.592	O.K
		전단	교축	34,828	6,701	5.197	O.K
			교직	14,664	6,526	2.247	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	4,410	1,935	2.280	O.K
			교직	4,410	1,884	2.341	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,081	107	10.055	O.K
			교직	1,081	105	10.327	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,846	967	2.942	O.K
			교직	376	209	1.797	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	107	8.374	O.K
교직			900	105	8.601	O.K	
지지길이(mm)		교축	2,350	475	4.946	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	2,205	1,121	1.967	O.K
			교직	2,205	846	2.606	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,081	125	8.676	O.K
			교직	1,081	94	11.493	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	3,338	1,121	2.977	O.K
			교직	346	94	3.677	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	125	7.225	O.K
			교직	900	94	9.571	O.K
	안정성 검토	전도	안전률	2.599	1.500	1.733	O.K
			허용폭	2.167	1.064	2.036	O.K
		지지력		3.260	0.376	8.669	O.K
		활동		2.003	1.200	1.669	O.K
	단면 검토	벽체	힘	31,011	929	33.376	O.K
			전단	20,106	260	77.421	O.K
		앞굽	힘	31,011	763	40.617	O.K
			전단	20,106	1,074	18.720	O.K
		뒷굽	힘	31,011	801	38.695	O.K
			전단	20,106	143	140.711	O.K
	지지길이(mm)			교축	1,400	463	3.024

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	2,205	1,082	2.038	O.K
			교직	2,205	889	2.481	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,081	120	8.991	O.K
			교직	1,081	99	10.943	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	3,334	1,082	3.082	O.K
			교직	344	99	3.485	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	120	7.488	O.K
			교직	900	99	9.113	O.K
	안정성 검토	전도	안전률	1.810	1.500	1.207	O.K
			허용폭	2.333	1.689	1.381	O.K
		지지력		3.169	0.600	5.279	O.K
		활동		1.637	1.200	1.364	O.K
	단면 검토	벽체	힘	58,976	2,114	27.892	O.K
			전단	24,574	425	57.861	O.K
		앞굽	힘	58,976	996	59.198	O.K
			전단	24,574	953	25.794	O.K
		뒷굽	힘	58,976	1,168	50.495	O.K
			전단	24,574	538	45.634	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,400	451	3.106	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	철곡교	준공년도	2005 년
교량위치	경기도 안성시 원곡면 철곡리	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	다주식 교각
교량폭원	19.5m	기초형식	직접기초
콘크리트	35Mpa	콘크리트	21Mpa
교량연장	(9@30.0) = 270.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S2, 교직 : S2
해석방법	다중모드스펙트럼해석법
고유치 해석	Ritz Vectors
MODE 조합	C.Q.C 방법

지반운동의 고려방향 결정 근거

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

지반분류 근거

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

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

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

1.3 사용프로그램 및 해석모델

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

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

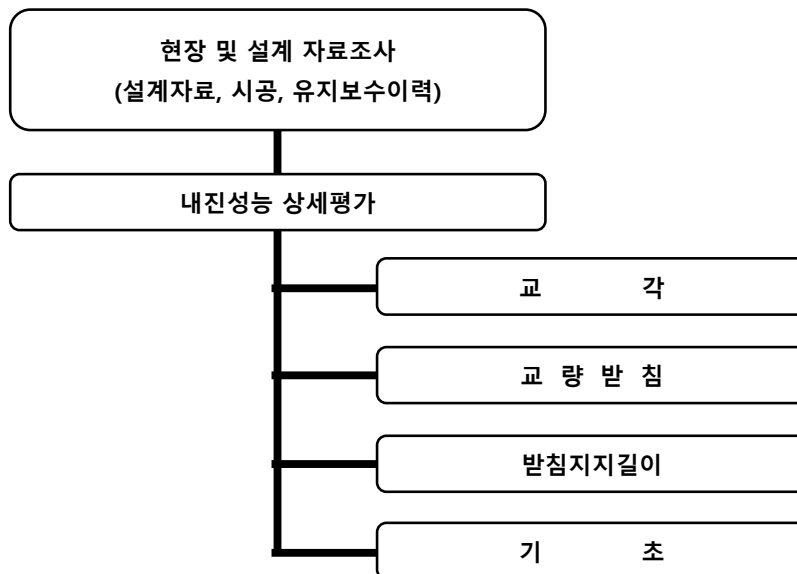
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

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

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

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

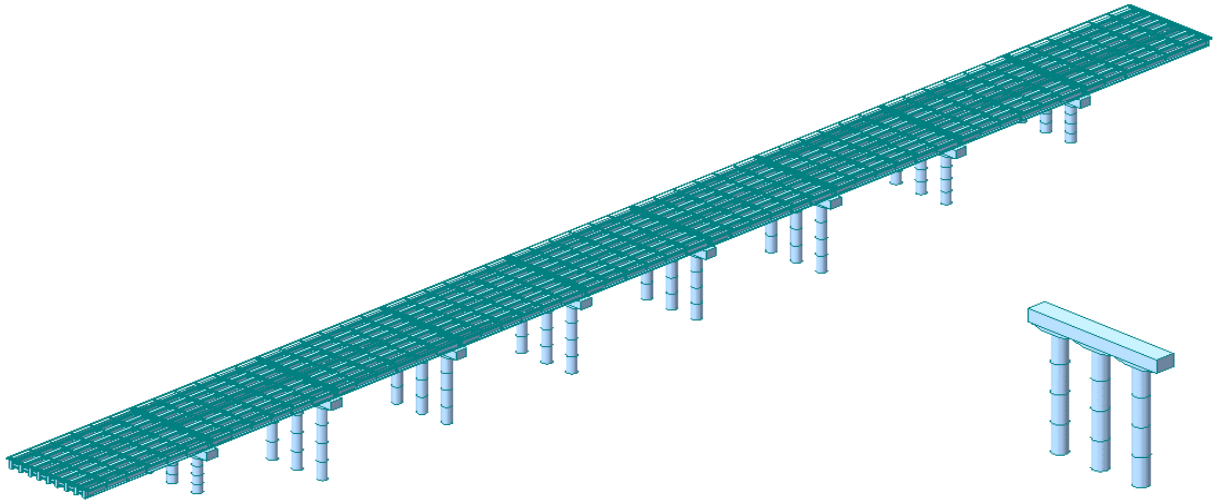
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : PSC
- 적용 받침 : 탄성받침



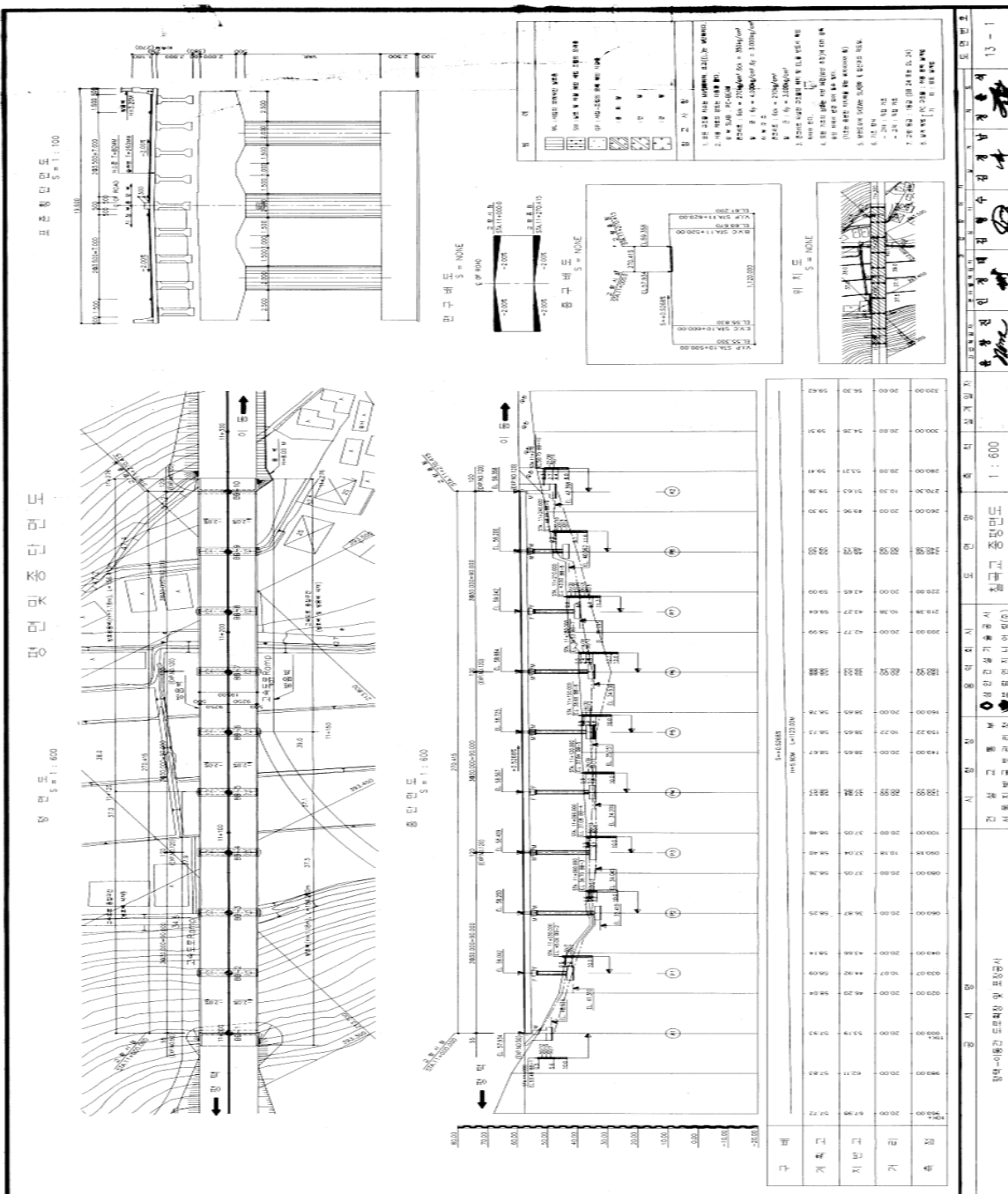
해석대상 구조물 모델링

2.2 하중산정 조건

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

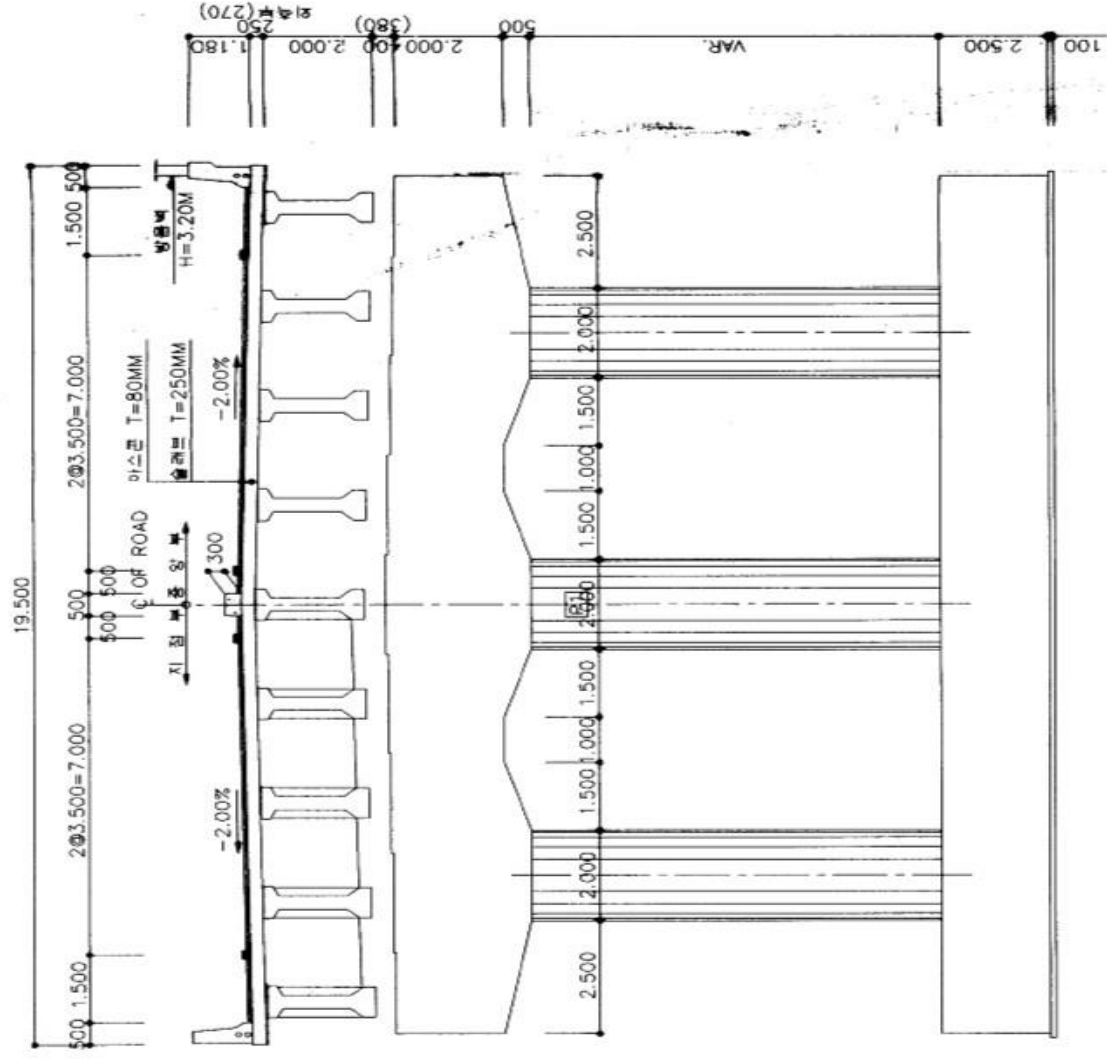
슬래브	19.500	×	0.25	×	25.0	÷	9	=	13.54	kN/m
포장	18.500	×	0.08	×	23.0	÷	9	=	3.78	kN/m
방호벽	0.404	×	24.5					=	9.90	kN/m
중분대	0.150	×	24.5					=	3.68	kN/m
차량방호책	1.00							=	1.00	kN/m

2.3 설계도면 자료

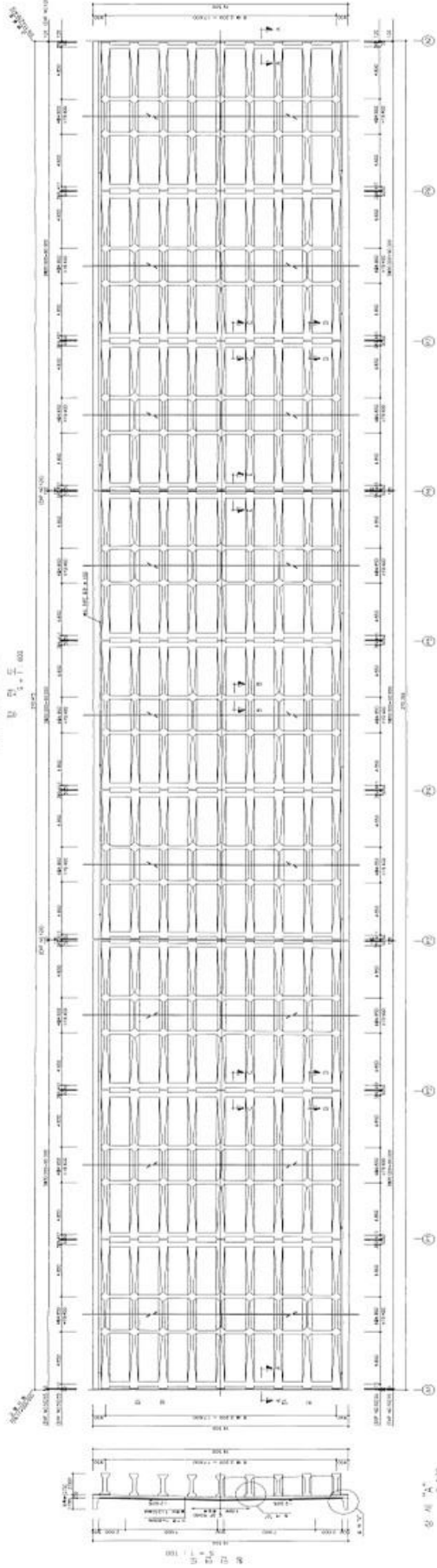


너
품
이
키

표준 횡단면도 S = 1 : 100



상세 1-1
1:100



CONC 타설 순서도



NOTE: △ 표시는 기둥부(교차) 표시임

단면 E-E

단면 D-D

단면 C-C

단면 B-B

단면 A-A

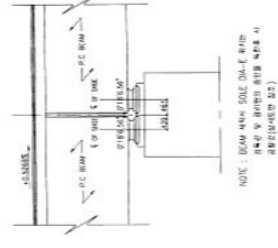
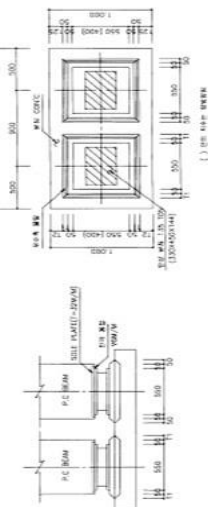
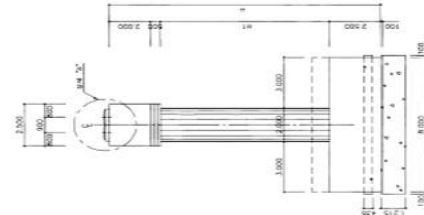
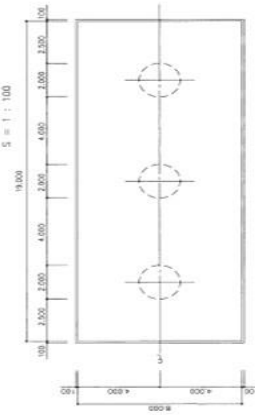
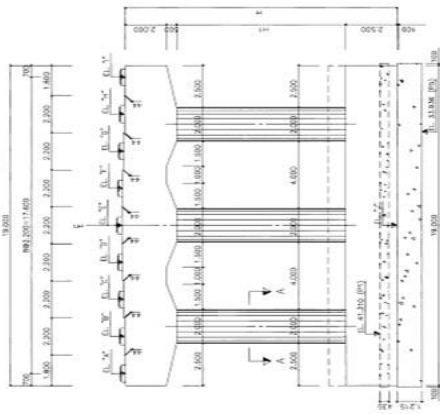
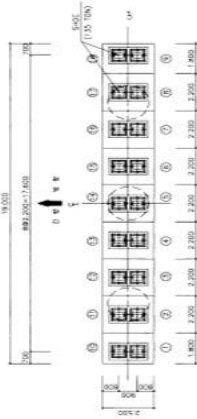
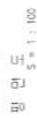
상세 B

상세 A



상세 A: 1:100
상세 B: 1:100

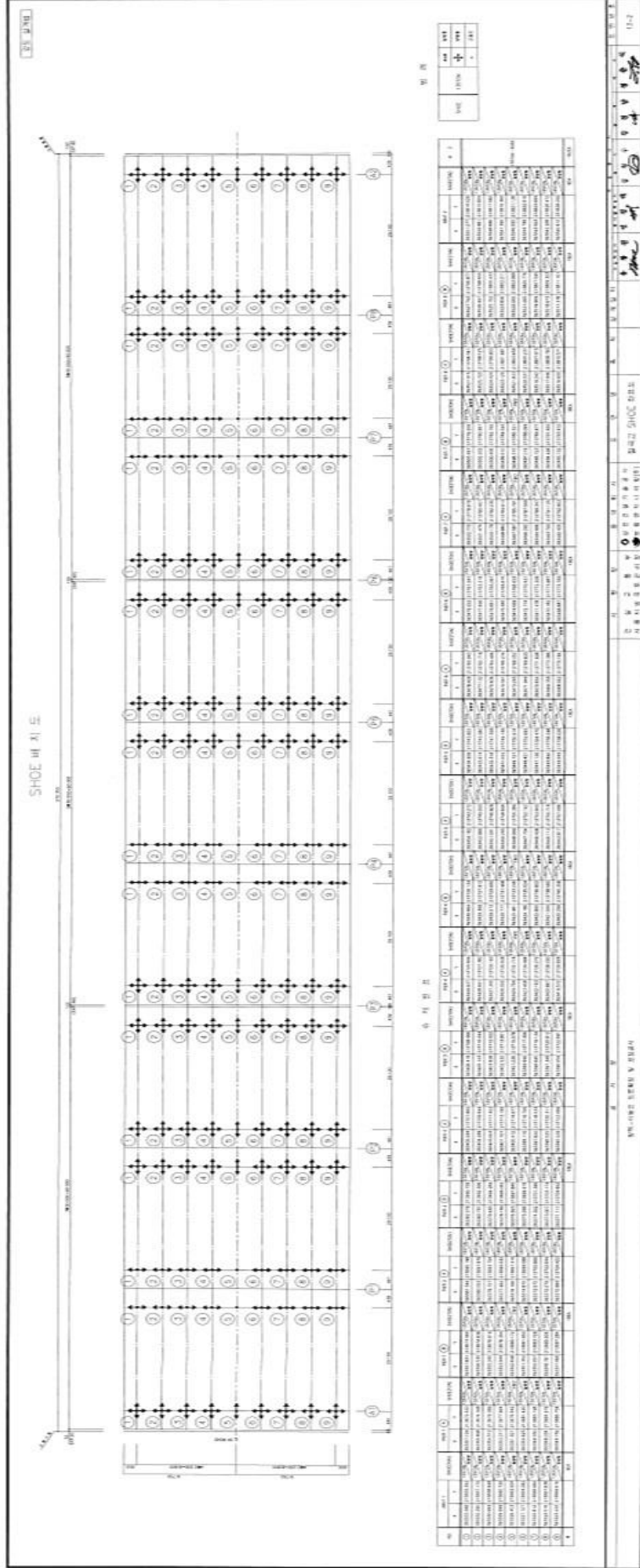
13-3

강도 상계법

수-물-상만고

* Note: 1) 2% MW = 2.6 kDa MW
2) PC BEAM RAY SOLE PLATE
MW: 0.220225 MW: 2

내
화
행
자
의



도치배침받

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	629.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	602.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	589.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	586.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	588.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	586.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	589.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	602.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	629.9	1,350	O.K	245.0	1,510
P1	1	744.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	716.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	700.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	696.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	697.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	696.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	700.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	716.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	744.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	679.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	652.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	637.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	633.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	635.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	633.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	637.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	652.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	679.4	1,350	O.K	245.0	1,510

P2	1	677.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	649.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	634.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	629.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	631.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	629.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	634.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	649.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	677.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	745.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	717.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	702.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	698.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	699.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	698.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	702.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	717.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	745.3	1,350	O.K	245.0	1,510
P3	1	623.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	601.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	588.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	585.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	587.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	585.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	588.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	601.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	623.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	627.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	600.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	586.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	583.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	585.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	583.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	586.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	600.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	627.1	1,350	O.K	245.0	1,510

P4	1	745.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	717.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	702.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	697.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	698.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	697.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	702.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	717.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	745.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	677.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	650.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	635.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	631.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	633.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	631.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	635.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	650.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	677.2	1,350	O.K	245.0	1,510
P5	1	678.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	650.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	635.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	631.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	632.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	631.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	635.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	650.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	678.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	745.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	717.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	702.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	697.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	699.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	697.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	702.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	717.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	745.1	1,350	O.K	245.0	1,510

P6	1	622.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	600.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	588.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	584.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	586.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	584.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	588.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	600.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	622.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	627.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	599.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	586.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	583.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	585.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	583.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	586.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	599.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	627.0	1,350	O.K	245.0	1,510
P7	1	748.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	720.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	704.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	699.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	701.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	699.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	704.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	720.0	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	748.2	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	675.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	648.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	633.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	629.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	631.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	629.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	633.8	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	648.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	675.5	1,350	O.K	245.0	1,510

P8	1	678.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	650.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	635.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	631.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	632.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	631.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	635.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	650.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	678.5	1,350	O.K	245.0	1,510
	10	744.6	1,350	O.K	245.0	1,510
	11	717.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	12	701.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	13	697.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	14	698.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	15	697.3	1,350	O.K	245.0	1,510
	16	701.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	17	717.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	18	744.6	1,350	O.K	245.0	1,510
A2	1	626.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	2	603.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	3	591.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	4	587.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	5	589.4	1,350	O.K	245.0	1,510
	6	587.7	1,350	O.K	245.0	1,510
	7	591.1	1,350	O.K	245.0	1,510
	8	603.9	1,350	O.K	245.0	1,510
	9	626.1	1,350	O.K	245.0	1,510

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	4991.57	5674.52	
P2	1	4986.32	6366.93	
P3	1	4495.25	5762.18	
P4	1	4989.06	6255.52	
P5	1	4990.06	6196.14	
P6	1	4493.23	5759.39	
P7	1	4990.64	5917.36	
P8	1	4988.01	5703.15	

4. 설계 지진동

4.1 지진구역 구분

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

4.2 위험도계수

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

4.3 지반분류

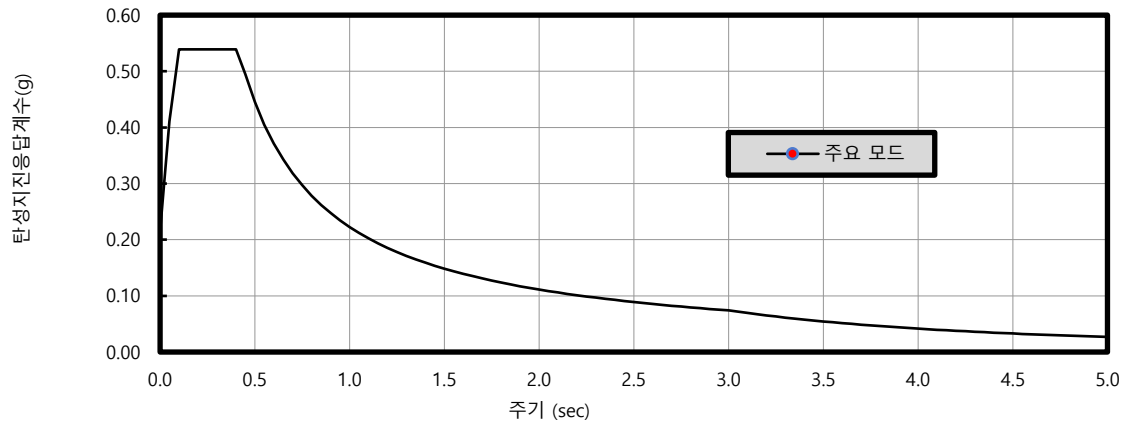
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

4.4 지반증폭계수(Fa, Fv)

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

4.5 탄성지진 응답계수

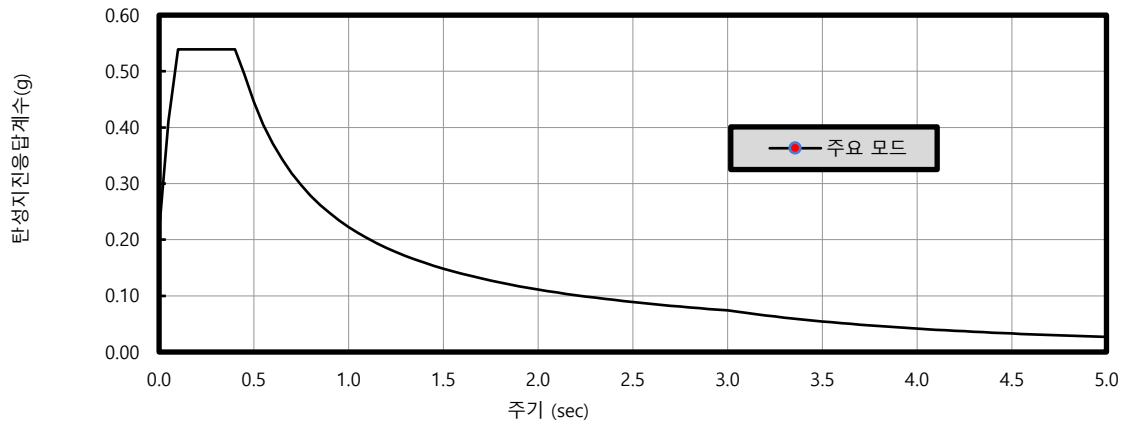
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



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

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S2지반)



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

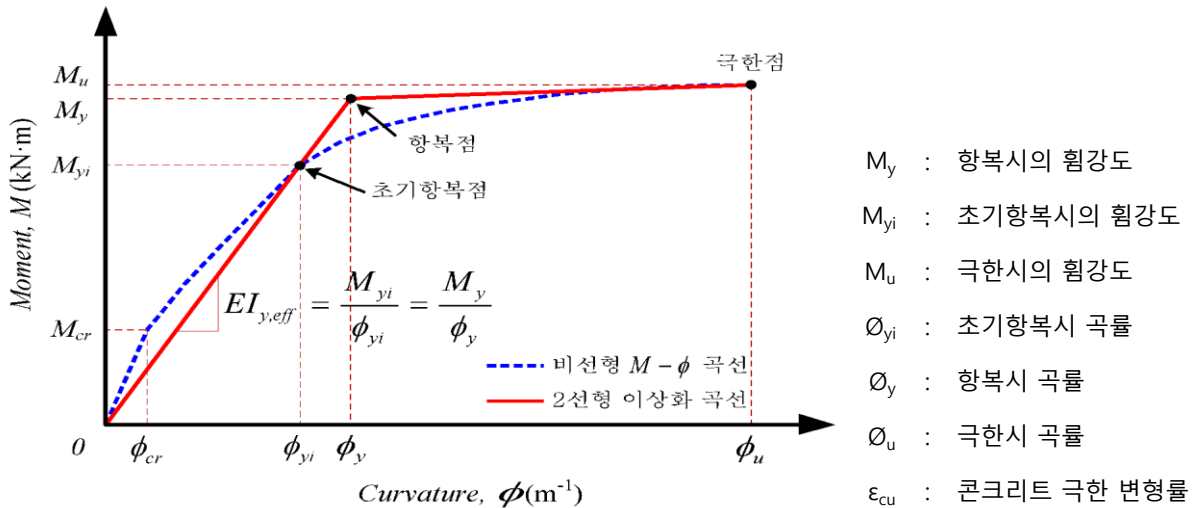
5. 유효강성 산정

5.1 개요

교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인

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

관계곡선을 산정한다.



5.2 콘크리트 모델

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck}=$ 21MPa	$\epsilon_{co}=\epsilon_{cc}$: 콘크리트의 압축변형률	0.0020	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.0020	-	-
	$f'_{co}=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	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	$l_{sp}/D > 0.5$	$0.0043 l_{sp}/D + 0.00085 \leq 0.004$	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때	0.003	
			사각형			
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$	$0.0086 l_{sp}/D - 0.0023 \leq 0.004$	1.800
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때	0.002	
			사 각 형	교 축 방 향	벽식 $4 \leq B/H$	1.000
					천이 $1.5 < B/H < 4$	$1.8 - 0.2 B/H$
					일반 $B/H \leq 1.5$	1.500
			교직방향		0.002	

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

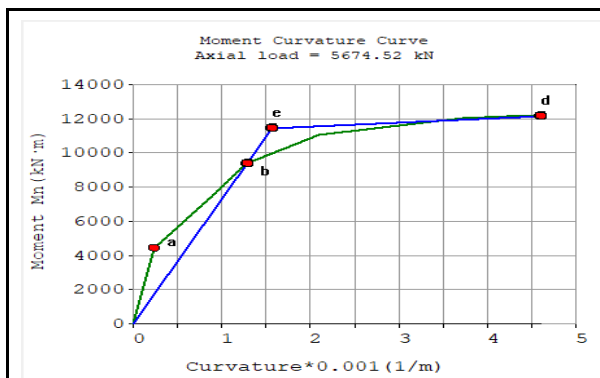
초기항복시	모멘트(M_y^L)	9,376 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001285 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	11,462 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001571 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	12,153 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.004602 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

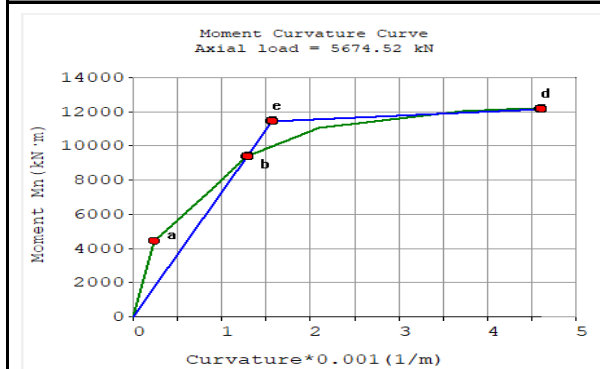
초기항복시	모멘트(M_y^T)	9,376 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001285 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	11,462 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001571 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	12,153 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.004602 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

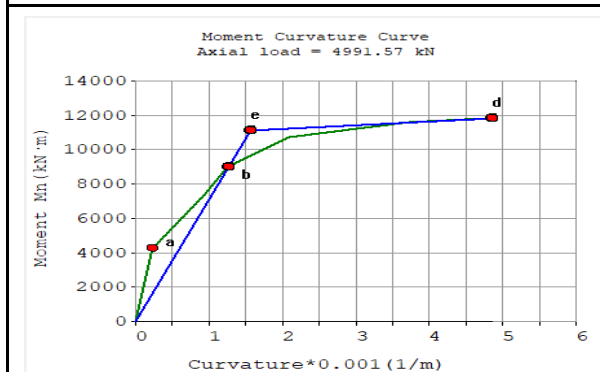
초기항복시	모멘트(M_y^T)	8,994 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001265 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	11,128 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001566 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	11,803 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.004863 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.293 / 0.785 = 0.374$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,462}{0.00157143 \times 24,854,151} = 0.293$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.293 / 0.785 = 0.374$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,462}{0.00157143 \times 24,854,151} = 0.293$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.374 \times I_g = 0.293 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.374 \times I_g = 0.293 \text{ m}^4$$

- 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 교각3

1) 교축방향

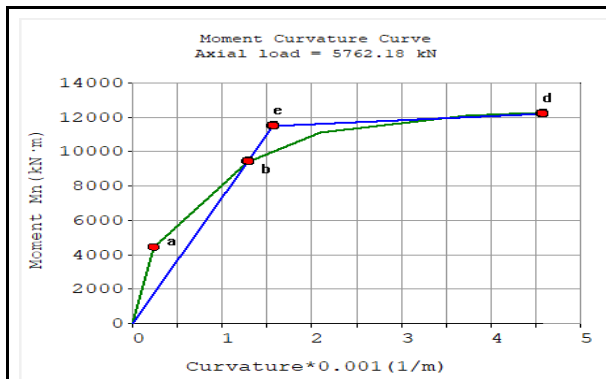
초기항복시	모멘트(M_y^L)	9,425 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001288 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	11,505 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	12,215 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.004568 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

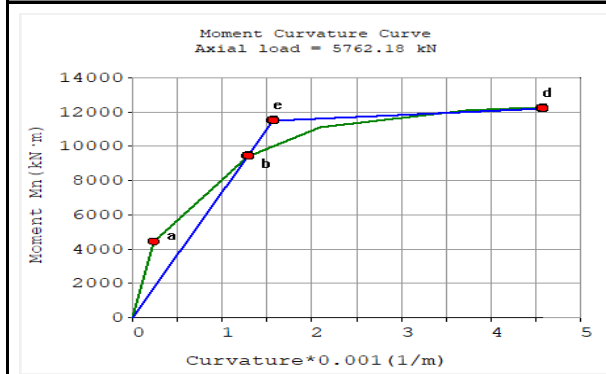
초기항복시	모멘트(M_y^T)	9,425 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001288 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	11,505 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	12,215 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.004568 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

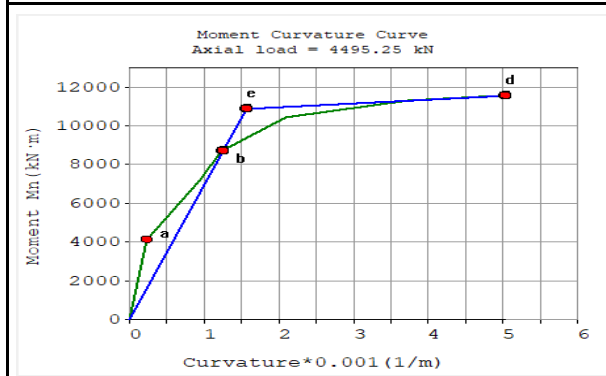
초기항복시	모멘트(M_y^T)	8,714 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001251 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	10,873 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001561 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	11,532 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.005040 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.375$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,505}{0.0015723 \times 24,854,151} = 0.294$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.375$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,505}{0.0015723 \times 24,854,151} = 0.294$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.375 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.375 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$$

- 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 교각6

1) 교축방향

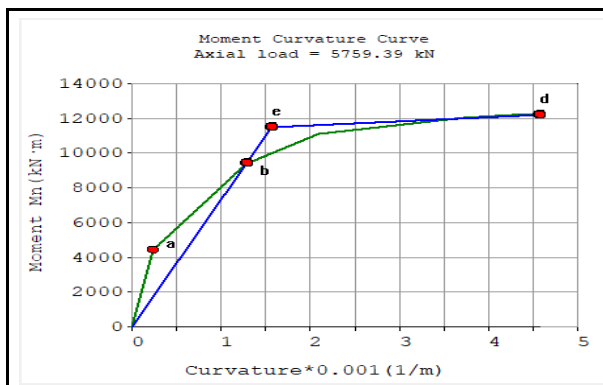
초기항복시	모멘트(M_y^L)	9,423 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001288 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	11,504 kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	12,213 kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.004569 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

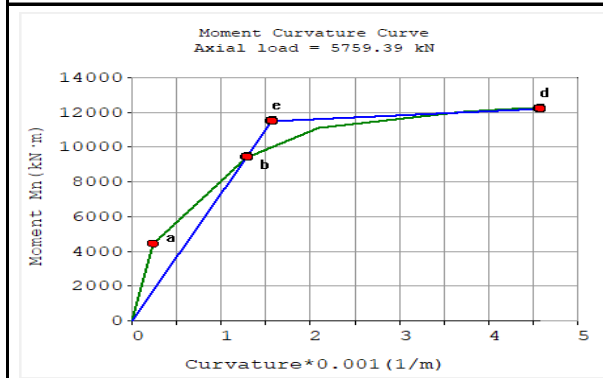
초기항복시	모멘트(M_y^T)	9,423 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001288 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	11,504 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001572 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	12,213 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.004569 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

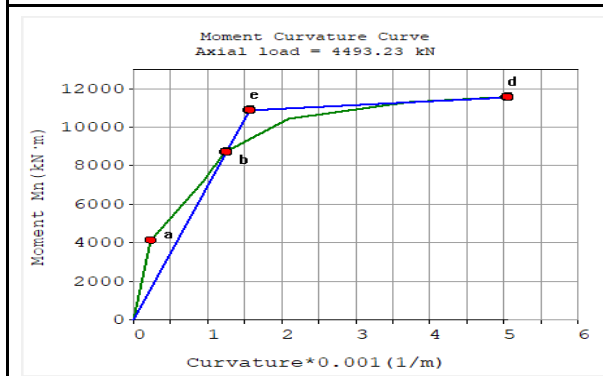
초기항복시	모멘트(M_y^T)	8,713 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001251 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	10,872 kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001561 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	11,531 kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.005041 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.375$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,504}{0.00157227 \times 24,854,151} = 0.294$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.375$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{11,504}{0.00157227 \times 24,854,151} = 0.294$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{(21 + 4)} = 24,854 \text{ Mpa}$$

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.375 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.375 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(φ_y)을 이용하여 유효강성(E_cI_{eff})을 산정하고,

이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정

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

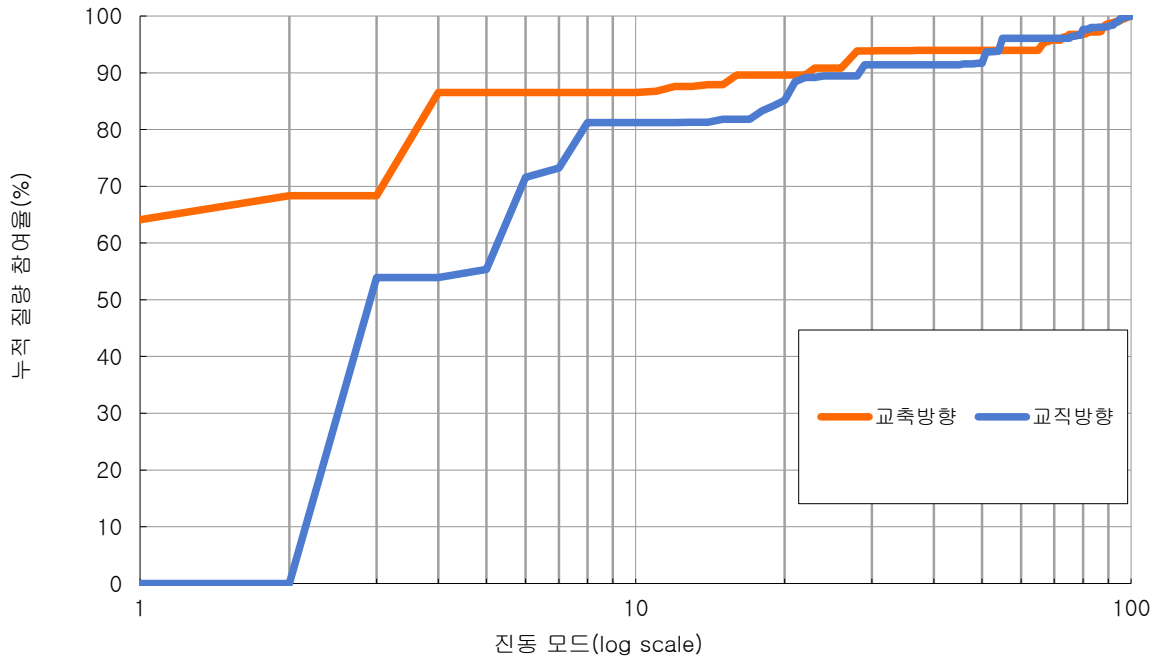
6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.99	64.11	0.00	0.00	64.11	0.00	0.00	
2	1.66	4.23	0.00	0.00	68.34	0.00	0.00	
3	1.61	0.00	53.90	0.00	68.34	53.90	0.00	
4	1.56	18.17	0.00	0.00	86.51	53.90	0.00	
5	1.54	0.00	1.47	0.00	86.51	55.37	0.00	
6	1.45	0.00	16.24	0.00	86.51	71.60	0.00	
7	1.36	0.00	1.62	0.00	86.51	73.23	0.00	
8	1.28	0.00	8.02	0.00	86.51	81.24	0.00	
9	1.26	0.00	0.01	0.00	86.51	81.25	0.00	
10	0.57	0.00	0.00	0.00	86.51	81.25	0.00	
11	0.56	0.25	0.00	0.00	86.76	81.25	0.00	
12	0.54	0.81	0.00	0.00	87.57	81.25	0.00	
13	0.51	0.00	0.04	0.00	87.57	81.30	0.00	
14	0.51	0.36	0.00	0.00	87.93	81.30	0.00	
15	0.50	0.00	0.52	0.00	87.93	81.82	0.00	
16	0.49	1.71	0.00	0.00	89.63	81.82	0.00	
17	0.48	0.00	0.00	0.00	89.63	81.82	0.00	
18	0.46	0.00	1.50	0.00	89.63	83.32	0.00	
19	0.44	0.00	0.84	0.00	89.63	84.17	0.00	
20	0.43	0.00	0.96	0.00	89.63	85.13	0.00	
21	0.42	0.00	3.29	0.00	89.63	88.42	0.00	
22	0.41	0.00	0.76	0.00	89.63	89.18	0.00	
23	0.40	1.17	0.00	0.00	90.81	89.18	0.00	
24	0.33	0.00	0.27	0.00	90.81	89.45	0.00	
25	0.32	0.00	0.02	0.00	90.81	89.47	0.00	
26	0.32	0.00	0.00	0.00	90.81	89.47	0.00	
27	0.31	1.54	0.00	0.01	92.35	89.47	0.01	
28	0.30	1.50	0.00	0.02	93.85	89.47	0.03	
29	0.29	0.00	1.94	0.00	93.85	91.40	0.03	
30	0.25	0.00	0.00	2.94	93.85	91.40	2.97	
31	0.25	0.05	0.00	1.56	93.89	91.40	4.54	
32	0.25	0.02	0.00	1.95	93.91	91.40	6.48	
33	0.24	0.00	0.00	0.00	93.91	91.41	6.48	
34	0.24	0.00	0.00	0.00	93.91	91.41	6.48	
35	0.24	0.00	0.00	0.00	93.91	91.41	6.48	
36	0.24	0.00	0.00	0.00	93.92	91.41	6.48	
37	0.23	0.01	0.00	0.01	93.93	91.41	6.49	
38	0.23	0.01	0.00	0.00	93.94	91.41	6.49	
39	0.23	0.00	0.00	0.00	93.94	91.41	6.49	
40	0.23	0.00	0.01	0.00	93.94	91.41	6.49	
41	0.23	0.00	0.00	0.00	93.94	91.42	6.49	
42	0.21	0.00	0.00	0.00	93.94	91.42	6.49	
43	0.21	0.00	0.00	18.68	93.94	91.42	25.18	
44	0.21	0.00	0.01	0.00	93.94	91.43	25.18	
45	0.21	0.00	0.00	15.22	93.94	91.43	40.39	
46	0.21	0.00	0.13	0.00	93.94	91.56	40.39	
47	0.21	0.00	0.00	15.49	93.94	91.56	55.88	
48	0.21	0.00	0.00	0.00	93.94	91.57	55.88	
49	0.21	0.00	0.10	0.00	93.94	91.67	55.88	
50	0.20	0.00	0.01	0.00	93.94	91.68	55.88	

51	0.20	0.00	2.02	0.00	93.94	93.69	55.88	
52	0.20	0.00	0.01	0.00	93.94	93.70	55.88	
53	0.20	0.00	0.04	0.00	93.94	93.74	55.88	
54	0.20	0.00	0.02	0.00	93.94	93.77	55.88	
55	0.19	0.00	2.29	0.00	93.94	96.06	55.88	
56	0.19	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.88	
57	0.19	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.88	
58	0.19	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.88	
59	0.19	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.88	
60	0.18	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.88	
61	0.15	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.89	
62	0.15	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.89	
63	0.15	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.89	
64	0.15	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.89	
65	0.14	0.00	0.00	0.00	93.94	96.06	55.89	
66	0.13	0.86	0.00	0.00	94.79	96.06	55.89	
67	0.13	0.69	0.00	0.00	95.49	96.06	55.89	
68	0.13	0.00	0.00	0.00	95.49	96.06	55.89	
69	0.13	0.29	0.00	0.00	95.77	96.06	55.89	
70	0.12	0.00	0.00	0.03	95.77	96.06	55.92	
71	0.11	0.00	0.00	0.00	95.77	96.06	55.92	
72	0.11	0.00	0.00	0.00	95.77	96.06	55.92	
73	0.11	0.51	0.00	0.00	96.29	96.06	55.92	
74	0.11	0.00	0.00	0.02	96.29	96.06	55.94	
75	0.10	0.47	0.00	0.00	96.76	96.06	55.94	
76	0.09	0.00	0.36	0.00	96.76	96.42	55.94	
77	0.08	0.00	0.05	0.00	96.76	96.47	55.94	
78	0.08	0.00	0.13	0.00	96.76	96.61	55.94	
79	0.08	0.01	0.00	0.01	96.77	96.61	55.96	
80	0.07	0.00	1.06	0.00	96.77	97.67	55.96	
81	0.07	0.11	0.00	0.00	96.87	97.67	55.96	
82	0.07	0.30	0.00	0.00	97.17	97.67	55.96	
83	0.07	0.00	0.29	0.00	97.17	97.96	55.96	
84	0.07	0.04	0.00	0.03	97.21	97.96	56.00	
85	0.06	0.00	0.04	0.00	97.21	97.99	56.00	
86	0.05	0.00	0.04	0.01	97.21	98.04	56.00	
87	0.05	0.10	0.00	0.80	97.31	98.04	56.80	
88	0.05	0.82	0.00	0.17	98.13	98.04	56.97	
89	0.04	0.39	0.04	0.02	98.53	98.08	56.99	
90	0.04	0.14	0.12	0.02	98.67	98.20	57.01	
91	0.04	0.05	0.18	0.00	98.72	98.38	57.01	
92	0.04	0.17	0.05	0.01	98.89	98.42	57.01	
93	0.03	0.00	0.54	0.00	98.89	98.96	57.01	
94	0.03	0.25	0.00	0.00	99.14	98.96	57.01	
95	0.02	0.00	0.56	0.00	99.14	99.52	57.01	
96	0.02	0.38	0.00	0.00	99.53	99.52	57.02	
97	0.02	0.00	0.26	0.00	99.53	99.79	57.02	
98	0.02	0.31	0.00	0.00	99.83	99.79	57.02	
99	0.01	0.00	0.21	0.00	99.83	99.99	57.02	
100	0.01	0.16	0.00	0.00	100.00	99.99	57.02	

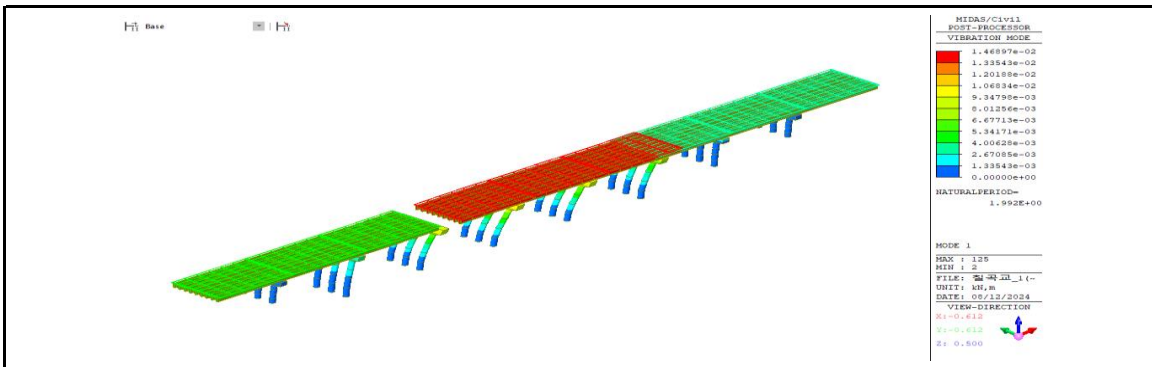
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



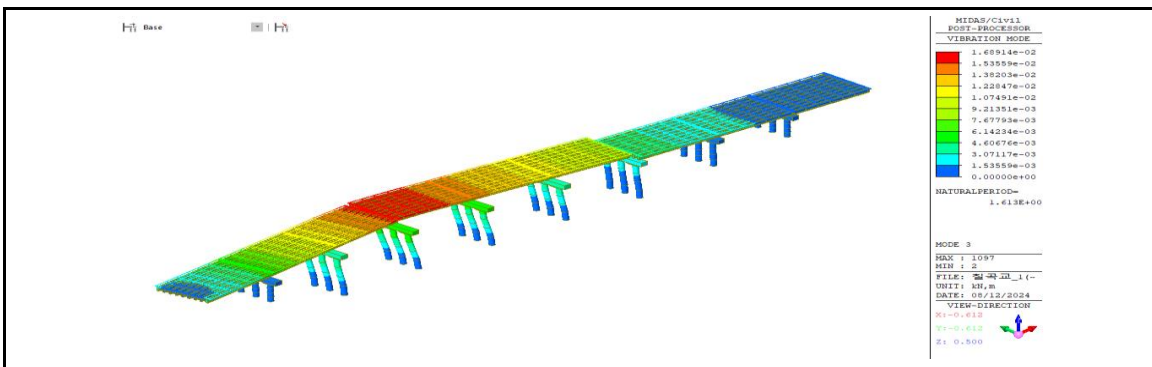
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.9918 sec) - 1 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.6130 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	80.29	0	0	0.00	0	0
P1	80.15	698	5201	0.00	2	3
P2	80.29	400	4458	0.00	2	4
P3	157.99	368	5705	0.01	0	1
P4	157.37	738	8411	0.00	0	1
P5	157.34	781	8616	0.00	1	2
P6	157.95	349	5307	0.00	0	1
P7	77.89	584	5185	0.00	3	6
P8	77.83	680	5181	0.00	1	2
A2	77.98	0	0	0.00	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	23.84	652	842	0.00	2	3
P2	55.72	332	1817	0.00	1	3
P3	89.45	303	608	0.00	1	1
P4	95.47	680	3177	0.00	1	1
P5	90.93	722	3111	0.00	1	1
P6	82.94	283	566	0.00	1	1
P7	36.18	519	1461	0.00	2	6
P8	25.23	629	949	0.00	2	2
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	13.31	0	0	62.30	0	0
P1	13.41	64	286	61.77	820	3567
P2	13.38	28	243	90.94	658	5702
P3	13.22	11	88	124.16	893	7182
P4	6.54	15	124	110.51	853	6852
P5	6.68	17	129	101.15	862	6572
P6	9.89	17	138	99.73	738	5897
P7	9.95	35	211	77.51	831	4892
P8	9.90	46	213	64.10	827	3767
A2	9.84	0	0	65.44	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	0.81	64	284	6.66	719	3330
P2	2.56	26	233	40.86	573	5311
P3	0.80	10	85	44.55	795	6755
P4	1.12	14	121	41.79	757	6436
P5	1.06	16	126	36.33	745	6106
P6	1.26	16	134	36.40	646	5508
P7	1.05	34	208	16.33	723	4556
P8	0.66	45	211	7.68	725	3518
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	4,992	3	36	5,675	0	0
P2	4,986	4	3	6,367	0	0
P3	4,495	0	3	5,762	0	0
P4	4,989	4	2	6,256	0	0
P5	4,990	4	2	6,196	0	0
P6	4,493	0	1	5,759	0	0
P7	4,991	4	26	5,917	0	0
P8	4,988	4	36	5,703	0	0
A2	0.00	0	0	0	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	0.40	3	66	0.00	0	0
P2	0.69	4	73	0.00	0	0
P3	0.05	0	0	0.00	0	0
P4	0.60	4	71	0.00	0	0
P5	0.60	4	70	0.00	0	0
P6	0.02	0	0	0.00	0	0
P7	0.62	4	74	0.00	0	0
P8	0.45	4	69	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,991.6		4,991.6	
하단축력(kN)	5,674.5		5,674.5	
상단변위(mm)	23.8	0.0	0.8	6.7
상단전단력(kN)	651.6	1.9	64.1	718.8
하단전단력(kN)	698.0	1.8	64.5	820.4
상단모멘트(kN·m)	841.8	3.0	283.7	3,330.4
하단모멘트(kN·m)	5,201.4	2.8	286.3	3,566.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,991.6		4,991.6	
하단축력(kN)	5,674.5		5,674.5	
상단변위(mm)	24.1	2.0	8.0	6.7
상단전단력(kN)	670.8	217.5	259.6	719.3
하단전단력(kN)	717.4	247.9	273.9	820.9
상단모멘트(kN·m)	926.9	1,002.1	536.2	3,331.3
하단모멘트(kN·m)	5,287.3	1,072.8	1,846.7	3,567.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,991.6		4,991.6	
하단축력(kN)	5,674.5		5,674.5	
상단변위(mm)	0.4	0.0	0.4	0.0
상단전단력(kN)	3.4	0.0	3.4	0.0
하단전단력(kN)	3.4	0.0	3.4	0.0
상단모멘트(kN·m)	66.0	0.0	66.0	0.0
하단모멘트(kN·m)	36.0	0.0	36.0	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,991.6	4,991.6	P
하단축력(kN)	5,674.5	5,674.5	Pbot
상단변위(mm)	24.5	6.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	674.2	719.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	720.7	820.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	992.9	3,331.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,323.3	3,567.6	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,986.3		4,986.3	
하단축력(kN)	6,366.9		6,366.9	
상단변위(mm)	55.7	0.0	2.6	40.9
상단전단력(kN)	332.5	1.3	25.6	572.6
하단전단력(kN)	400.2	1.6	27.6	658.2
상단모멘트(kN·m)	1,817.4	3.4	233.3	5,311.0
하단모멘트(kN·m)	4,457.8	3.8	242.5	5,701.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,986.3		4,986.3	
하단축력(kN)	6,366.9		6,366.9	
상단변위(mm)	56.5	12.3	19.3	40.9
상단전단력(kN)	340.2	173.1	125.3	572.9
하단전단력(kN)	408.5	199.1	147.7	658.7
상단모멘트(kN·m)	1,887.4	1,596.7	778.5	5,312.0
하단모멘트(kN·m)	4,530.6	1,714.3	1,579.9	5,702.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,986.3		4,986.3	
하단축력(kN)	6,366.9		6,366.9	
상단변위(mm)	0.7	0.0	0.7	0.0
상단전단력(kN)	4.2	0.0	4.2	0.0
하단전단력(kN)	4.2	0.0	4.2	0.0
상단모멘트(kN·m)	72.6	0.0	72.6	0.0
하단모멘트(kN·m)	2.7	0.0	2.7	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,986.3	4,986.3	P
하단축력(kN)	6,366.9	6,366.9	Pbot
상단변위(mm)	57.2	40.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	344.4	572.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	412.7	658.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,959.9	5,312.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	4,533.3	5,702.7	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,495.3		4,495.3	
하단축력(kN)	5,762.2		5,762.2	
상단변위(mm)	89.5	0.0	0.8	44.6
상단전단력(kN)	303.1	0.5	10.2	794.6
하단전단력(kN)	368.4	0.4	10.9	892.9
상단모멘트(kN·m)	607.8	1.1	84.6	6,754.8
하단모멘트(kN·m)	5,704.7	0.9	87.6	7,182.2

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,495.3		4,495.3	
하단축력(kN)	5,762.2		5,762.2	
상단변위(mm)	89.7	13.4	27.6	44.6
상단전단력(kN)	306.1	238.9	101.1	794.8
하단전단력(kN)	371.6	268.3	121.4	893.0
상단모멘트(kN·m)	633.1	2,027.6	266.9	6,755.2
하단모멘트(kN·m)	5,731.0	2,155.6	1,799.0	7,182.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,495.3		4,495.3	
하단축력(kN)	5,762.2		5,762.2	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.2	0.0	0.2	0.0
하단전단력(kN)	0.2	0.0	0.2	0.0
상단모멘트(kN·m)	0.1	0.0	0.1	0.0
하단모멘트(kN·m)	3.0	0.0	3.0	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,495.3	4,495.3	P
하단축력(kN)	5,762.2	5,762.2	Pbot
상단변위(mm)	89.7	44.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	306.3	794.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	371.8	893.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	633.3	6,755.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,734.0	7,182.5	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,989.1		4,989.1	
하단축력(kN)	6,255.5		6,255.5	
상단변위(mm)	95.5	0.0	1.1	41.8
상단전단력(kN)	680.2	0.6	14.5	757.2
하단전단력(kN)	737.7	0.4	15.2	853.0
상단모멘트(kN·m)	3,176.5	1.3	120.7	6,436.2
하단모멘트(kN·m)	8,410.8	1.0	123.5	6,851.9

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,989.1		4,989.1	
하단축력(kN)	6,255.5		6,255.5	
상단변위(mm)	95.8	12.5	29.8	41.8
상단전단력(kN)	684.5	227.7	218.5	757.4
하단전단력(kN)	742.2	256.3	236.5	853.2
상단모멘트(kN·m)	3,212.7	1,932.2	1,073.7	6,436.6
하단모멘트(kN·m)	8,447.9	2,056.6	2,646.8	6,852.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,989.1		4,989.1	
하단축력(kN)	6,255.5		6,255.5	
상단변위(mm)	0.6	0.0	0.6	0.0
상단전단력(kN)	4.4	0.0	4.4	0.0
하단전단력(kN)	4.4	0.0	4.4	0.0
상단모멘트(kN·m)	70.8	0.0	70.8	0.0
하단모멘트(kN·m)	1.6	0.0	1.6	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,989.1	4,989.1	P
하단축력(kN)	6,255.5	6,255.5	Pbot
상단변위(mm)	96.4	41.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	688.9	757.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	746.6	853.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	3,283.5	6,436.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,449.4	6,852.2	[ME]comb

P5 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.1		4,990.1	
하단축력(kN)	6,196.1		6,196.1	
상단변위(mm)	90.9	0.0	1.1	36.3
상단전단력(kN)	722.4	0.6	15.9	745.3
하단전단력(kN)	780.8	0.7	16.6	861.7
상단모멘트(kN·m)	3,110.6	1.2	126.1	6,106.2
하단모멘트(kN·m)	8,616.3	1.6	128.6	6,571.6

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.1		4,990.1	
하단축력(kN)	6,196.1		6,196.1	
상단변위(mm)	91.2	10.9	28.3	36.3
상단전단력(kN)	727.2	224.2	232.6	745.5
하단전단력(kN)	785.7	259.2	250.8	862.0
상단모멘트(kN·m)	3,148.4	1,833.1	1,059.2	6,106.6
하단모멘트(kN·m)	8,654.9	1,973.1	2,713.5	6,572.0

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.1		4,990.1	
하단축력(kN)	6,196.1		6,196.1	
상단변위(mm)	0.6	0.0	0.6	0.0
상단전단력(kN)	4.3	0.0	4.3	0.0
하단전단력(kN)	4.3	0.0	4.3	0.0
상단모멘트(kN·m)	69.9	0.0	69.9	0.0
하단모멘트(kN·m)	2.3	0.0	2.3	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,990.1	4,990.1	P
하단축력(kN)	6,196.1	6,196.1	Pbot
상단변위(mm)	91.8	36.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	731.5	745.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	790.0	862.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	3,218.3	6,106.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,657.2	6,572.0	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,493.2		4,493.2	
하단축력(kN)	5,759.4		5,759.4	
상단변위(mm)	82.9	0.0	1.3	36.4
상단전단력(kN)	283.1	0.6	16.1	645.8
하단전단력(kN)	348.9	0.4	17.0	737.8
상단모멘트(kN·m)	565.5	1.3	134.0	5,507.6
하단모멘트(kN·m)	5,307.3	0.8	137.8	5,896.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,493.2		4,493.2	
하단축력(kN)	5,759.4		5,759.4	
상단변위(mm)	83.3	10.9	26.1	36.4
상단전단력(kN)	288.0	194.4	101.0	646.0
하단전단력(kN)	354.0	221.7	121.7	737.9
상단모멘트(kN·m)	605.8	1,653.6	303.7	5,507.9
하단모멘트(kN·m)	5,348.6	1,769.8	1,730.0	5,897.1

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,493.2		4,493.2	
하단축력(kN)	5,759.4		5,759.4	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.1	0.0	0.1	0.0
하단전단력(kN)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단모멘트(kN·m)	0.2	0.0	0.2	0.0
하단모멘트(kN·m)	1.3	0.0	1.3	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,493.2	4,493.2	P
하단축력(kN)	5,759.4	5,759.4	Pbot
상단변위(mm)	83.3	36.4	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	288.0	646.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	354.1	737.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	606.0	5,507.9	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,349.9	5,897.1	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.6		4,990.6	
하단축력(kN)	5,917.4		5,917.4	
상단변위(mm)	36.2	0.0	1.1	16.3
상단전단력(kN)	518.5	2.2	34.5	723.1
하단전단력(kN)	583.5	2.5	35.1	831.1
상단모멘트(kN·m)	1,461.3	5.7	208.3	4,556.4
하단모멘트(kN·m)	5,185.5	6.0	210.8	4,891.9

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.6		4,990.6	
하단축력(kN)	5,917.4		5,917.4	
상단변위(mm)	36.5	4.9	11.9	16.3
상단전단력(kN)	528.9	219.1	190.0	723.7
하단전단력(kN)	594.1	251.8	210.2	831.8
상단모멘트(kN·m)	1,523.8	1,372.6	646.7	4,558.1
하단모멘트(kN·m)	5,248.7	1,473.6	1,766.4	4,893.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,990.6		4,990.6	
하단축력(kN)	5,917.4		5,917.4	
상단변위(mm)	0.6	0.0	0.6	0.0
상단전단력(kN)	3.9	0.0	3.9	0.0
하단전단력(kN)	3.9	0.0	3.9	0.0
상단모멘트(kN·m)	73.6	0.0	73.6	0.0
하단모멘트(kN·m)	26.4	0.0	26.4	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,990.6	4,990.6	P
하단축력(kN)	5,917.4	5,917.4	Pbot
상단변위(mm)	37.1	16.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	532.8	723.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	598.0	831.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,597.4	4,558.1	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,275.1	4,893.7	[ME]comb

P8 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,988.0		4,988.0	
하단축력(kN)	5,703.2		5,703.2	
상단변위(mm)	25.2	0.0	0.7	7.7
상단전단력(kN)	628.6	1.6	45.5	724.5
하단전단력(kN)	680.1	1.0	45.8	827.1
상단모멘트(kN·m)	948.6	2.5	210.9	3,517.5
하단모멘트(kN·m)	5,181.4	2.0	212.9	3,767.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,988.0		4,988.0	
하단축력(kN)	5,703.2		5,703.2	
상단변위(mm)	25.4	2.3	8.2	7.7
상단전단력(kN)	642.3	218.9	234.1	725.0
하단전단력(kN)	693.8	249.2	249.8	827.4
상단모멘트(kN·m)	1,011.9	1,057.7	495.5	3,518.2
하단모멘트(kN·m)	5,245.2	1,132.2	1,767.3	3,768.1

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,988.0		4,988.0	
하단축력(kN)	5,703.2		5,703.2	
상단변위(mm)	0.4	0.0	0.4	0.0
상단전단력(kN)	3.5	0.0	3.5	0.0
하단전단력(kN)	3.5	0.0	3.5	0.0
상단모멘트(kN·m)	69.2	0.0	69.2	0.0
하단모멘트(kN·m)	36.5	0.0	36.5	0.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,988.0	4,988.0	P
하단축력(kN)	5,703.2	5,703.2	Pbot
상단변위(mm)	25.9	7.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	645.8	725.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	697.4	827.4	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,081.0	3,518.2	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	5,281.7	3,768.1	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	5674.5	720.7	5323.3
	교직	5674.5	820.9	3567.6
P2	교축	6366.9	412.7	4533.3
	교직	6366.9	658.7	5702.7
P3	교축	5762.2	371.8	5734.0
	교직	5762.2	893.0	7182.5
P4	교축	6255.5	746.6	8449.4
	교직	6255.5	853.2	6852.2
P5	교축	6196.1	790.0	8657.2
	교직	6196.1	862.0	6572.0
P6	교축	5759.4	354.1	5349.9
	교직	5759.4	737.9	5897.1
P7	교축	5917.4	598.0	5275.1
	교직	5917.4	831.8	4893.7
P8	교축	5703.2	697.4	5281.7
	교직	5703.2	827.4	3768.1

8.3 받침부 개당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	127	94
P1	97	87
P2	53	85
P3	119	133
P4	102	113
P5	110	109
P6	133	107
P7	78	99
P8	91	89
A2	122	99

8.4 받침부 전체 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	1121	846
P1	1699	1554
P2	911	1516
P3	1712	2334
P4	1816	2028
P5	1960	1965
P6	2015	1884
P7	1367	1775
P8	1601	1601
A2	1082	889

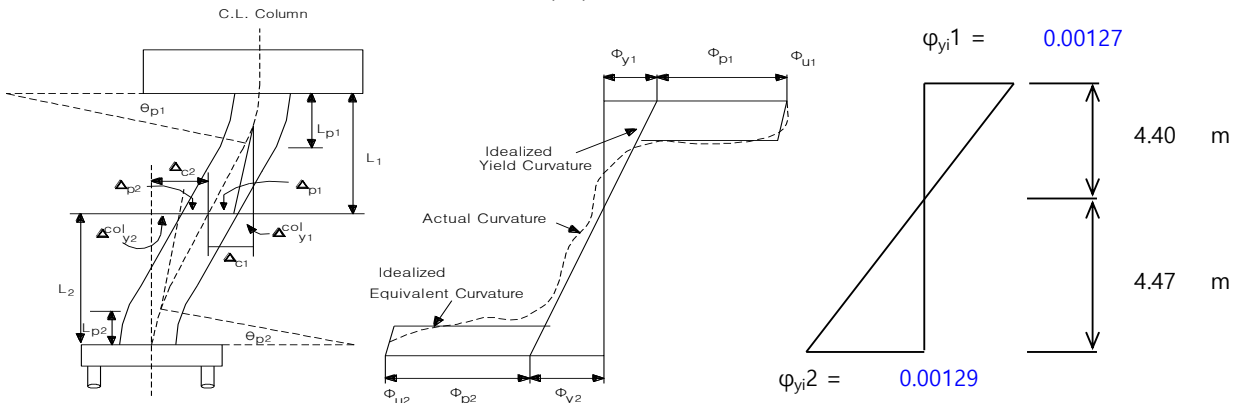
9. 교각부 평가

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	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	8.867	8.867	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	11.367	4.434	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.992	1.613	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 8.867 \times 0.00127 / (0.00127 + 0.00129) = 4.40 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 8.867 \times 0.00129 / (0.00127 + 0.00129) = 4.47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 11,462 / 11.367 = 1,008.384 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 12,153 / 11.367 = 1,069.174 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 11,462 / 4.468 = 2,565.421 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 12,153 / 4.468 = 2,720.076 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 11,128 / 4.399 = 2,529.734 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 11,803 / 4.399 = 2,683.087 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 11.367^2}{3} = 0.0677 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 11.367 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.098 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00460 - 0.00157) \times 1.098 = 0.0033 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{12,153}{11,462} - 1 \right) \times 0.06768 + 0.00333 \times \left(11.367 - \frac{1.098}{2} \right) \\ &= 0.0401 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.06770 + 0.04010 = 0.1078 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1078}{0.0677} = 1.593 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.593 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.593** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 4.468^2}{3} = 0.0105 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.468 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.546 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00460 - 0.00157) \times 0.546 \\ &= 0.00170 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{12,153}{11,462} - 1 \right) \times 0.01046 + 0.00170 \times \left(4.468 - \frac{0.546}{2} \right) \\ &= 0.0078 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0105 + 0.0078 = 0.0183 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.01830}{0.01046} = 1.750 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.750 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.750** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 4.399^2}{3} = 0.01010 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.399 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.541 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00486 - 0.00157) \times 0.541 \\ &= 0.00180 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{11,803}{11,128} - 1 \right) \times 0.01010 + 0.00180 \times \left(4.399 - \frac{0.541}{2} \right) \\ &= 0.0080 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0101 + 0.0080 = 0.0181 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0181}{0.01010} = 1.792 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.792 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.792** 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)	1008	1069	2565	2720	2530	2683	
변위 Δ (m)	0.0677	0.1078	0.0105	0.0183	0.0101	0.0181	

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.06768 = 0.13536 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.06768 = 0.33840 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01046 = 0.02091 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01046 = 0.05228 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01010 = 0.02020 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01010 = 0.05050 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 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

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,992 \times 2,000}{11.367} = 132 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,992 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 11.367 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,992 \times 2,000}{4.468} = 335 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,992 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 4.468 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,992 \times 2,000}{4.399} = 340 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,992 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 4.399 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,455 + 1,151 + 132$
			=	$4,738 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.13536		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 1,151 + 132$
			=	$1,283 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.33840		m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,455 + 1,151 + 335$
			=	$4,941 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.02091		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 1,151 + 335$
			=	$1,486 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.05228		m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,455 &+& 1,151 &+& 340 \\ & &= 4,946 && \text{kN} \end{aligned}$$

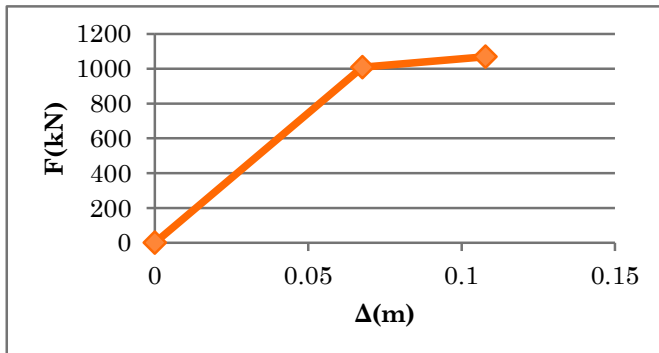
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.02020 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

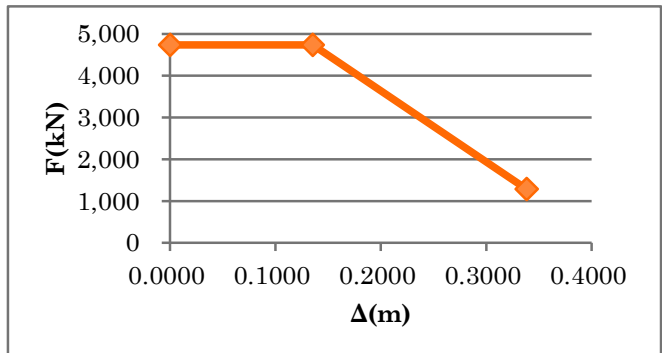
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 1,151 &+& 340 \\ & &= 1,491 && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.05050 \text{ m}$

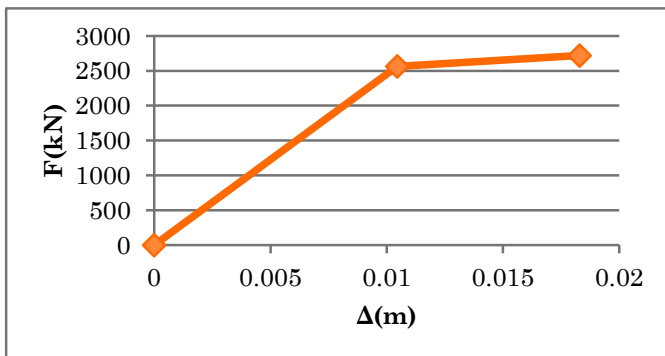
※ 힘·전단성능 곡선



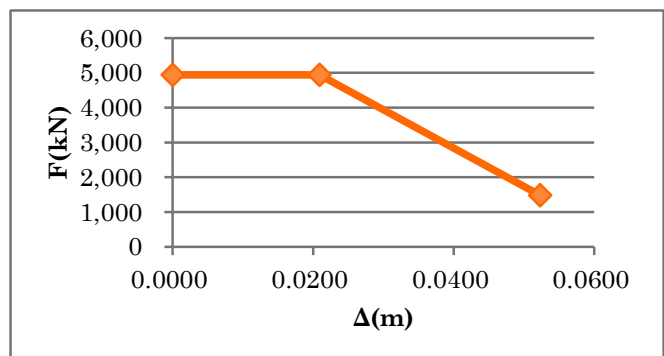
교축방향 힘성능 곡선



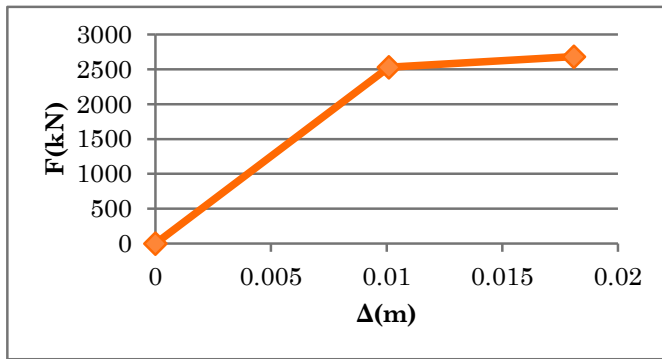
교축방향 전단성능 곡선



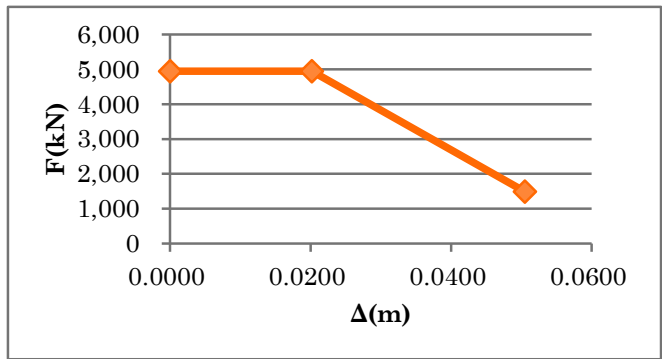
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



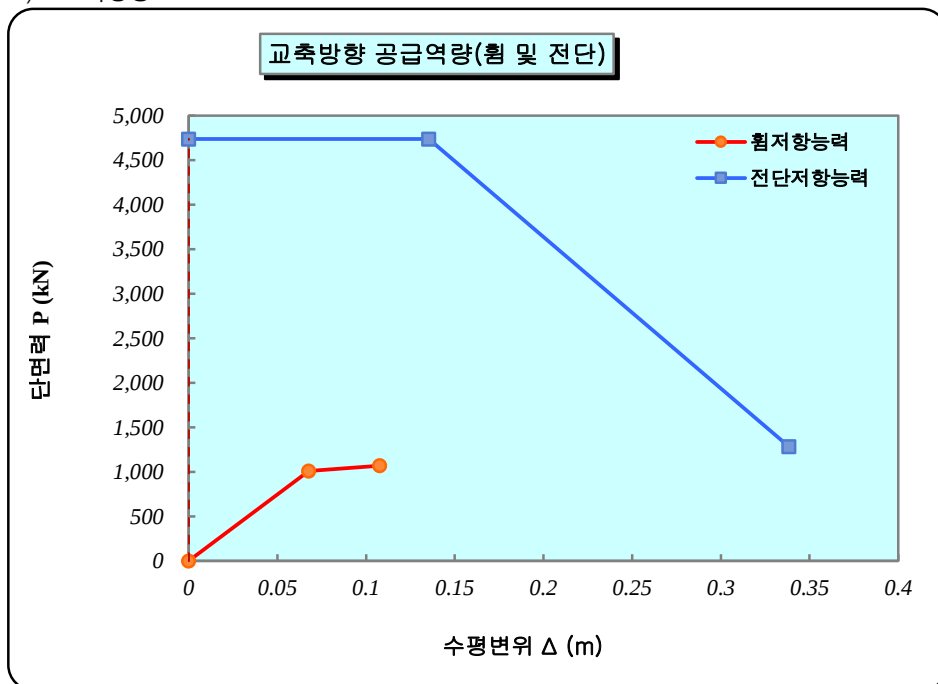
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,069

(kN)

전단강도(V_n)

4,738

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.0677

(m)

극한변위 (Δ_u)

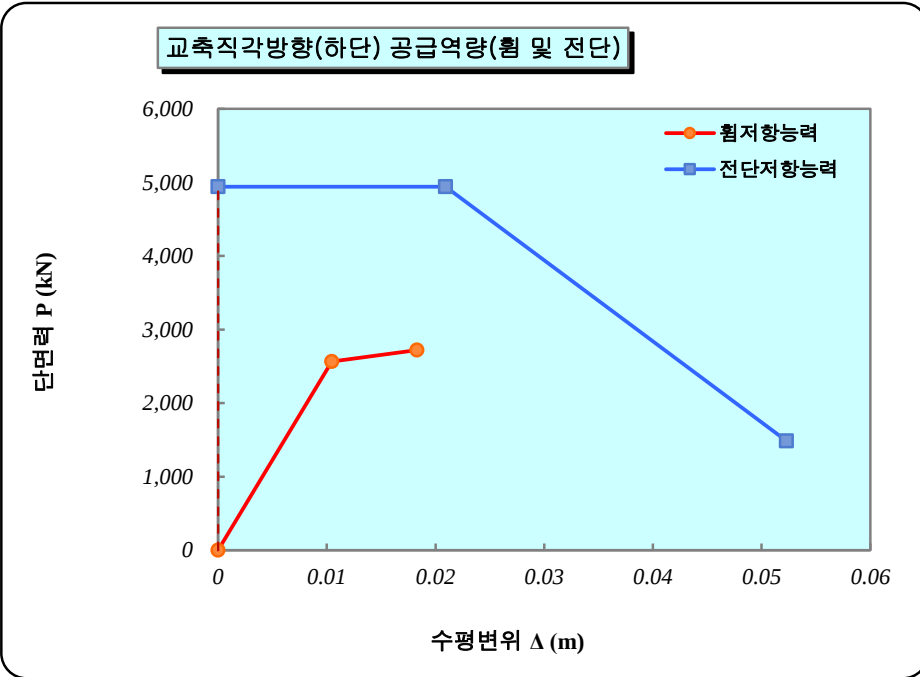
0.1078

(m)

변위연성도(μ)

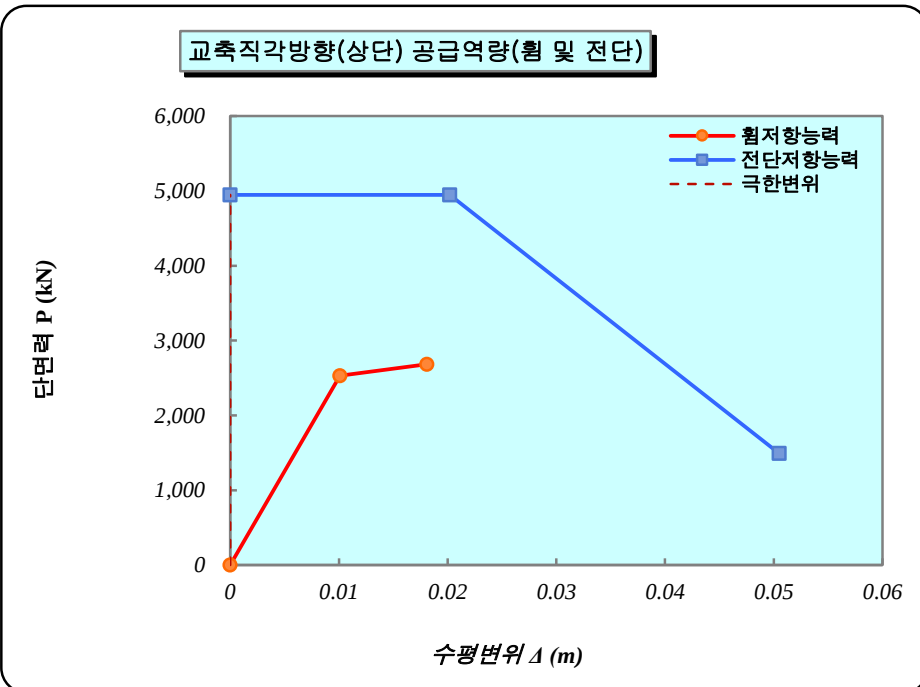
1.593

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
2,720
(kN)
전단강도(V_n)
4,941
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0105
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0183
(m)
변위연성도(μ)
1.750

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
2,683
(kN)
전단강도(V_n)
4,946
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0101
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0181
(m)
변위연성도(μ)
1.792

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, rpd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,323 + 4,992 \times 1.5 \times 0.02448 \\
 &= 5,507 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{5,507}{11,462} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.9918** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 3,568 + 4,992 \times 1.5 \times 0.007$
 $= 3,617 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{3,617}{11,462} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 3,331 + 4,992 \times 1.5 \times 0.007$
 $= 3,381 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{3,381}{11,128} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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) $\mu_{\Delta C}^L = 1.593$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.750$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.792$

② 소요성능

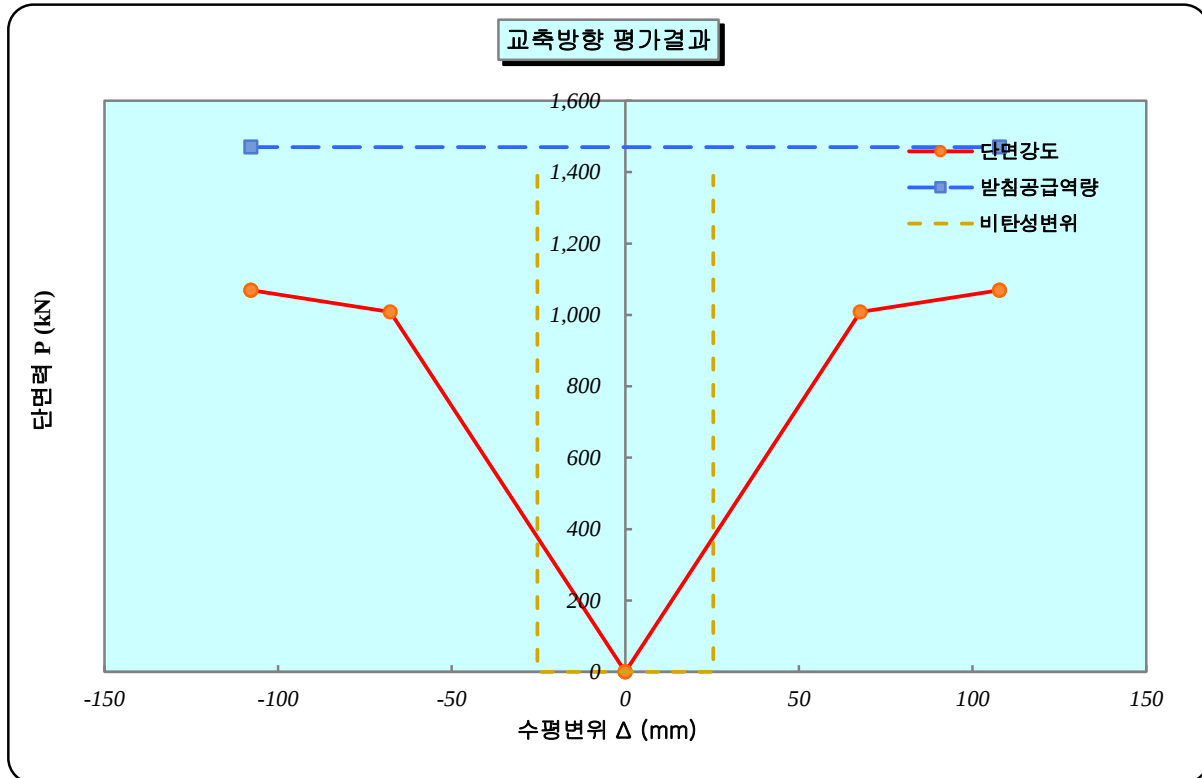
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

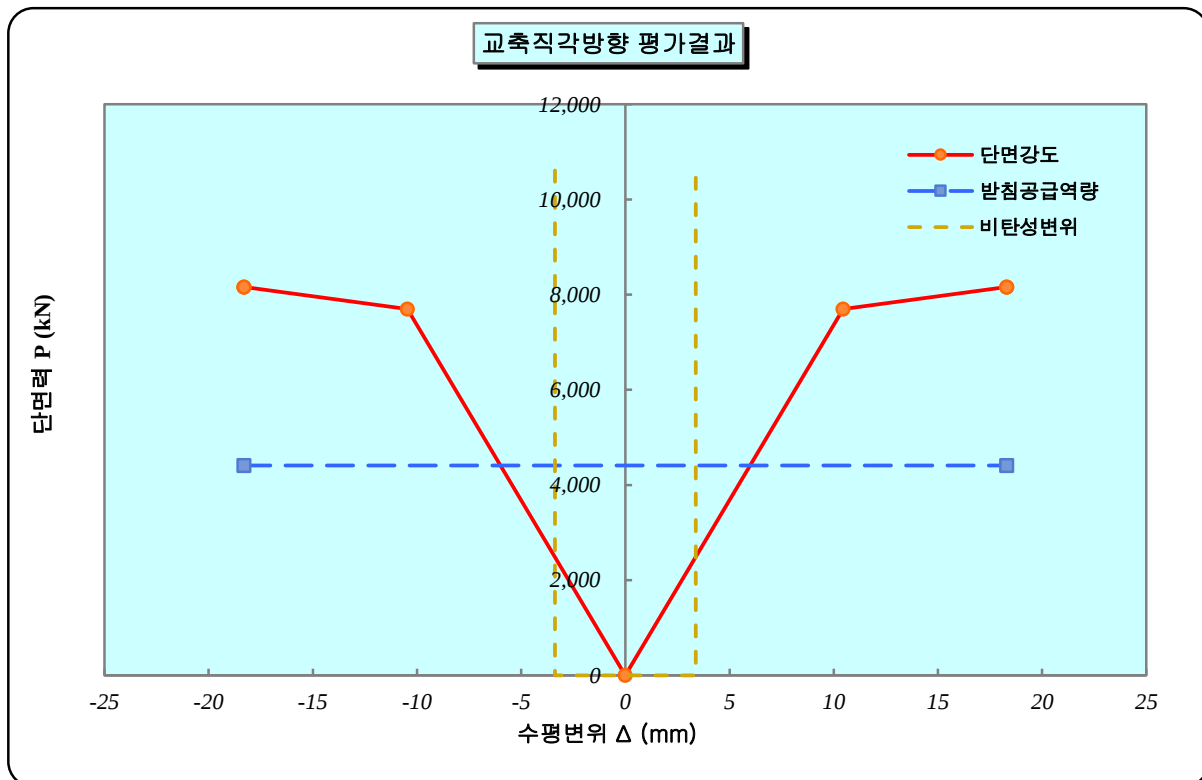
$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.593}{1.000} = 1.593 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.750}{1.000} = 1.750 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.792}{1.000} = 1.792 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K}
 \end{aligned}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



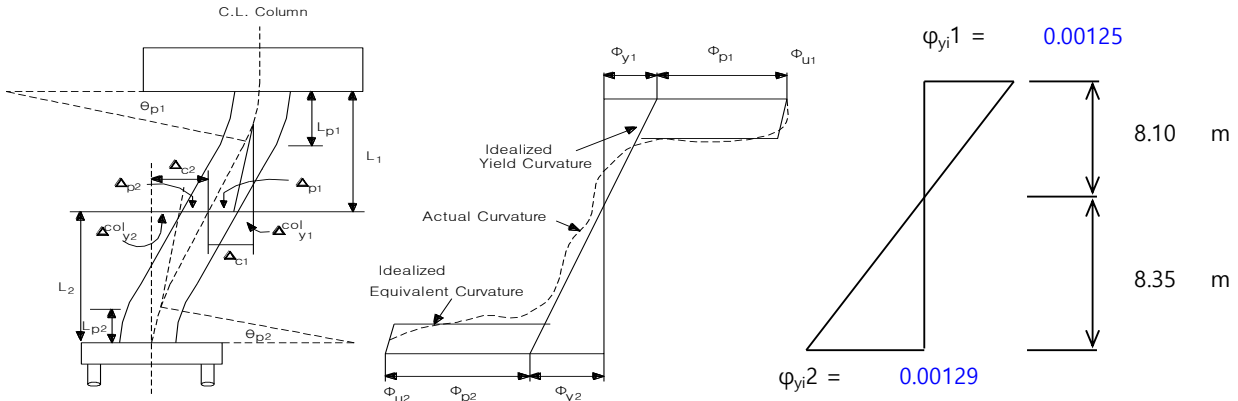
9. 교각부 평가

9.2 교각 3

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	16.449	16.449	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	18.949	8.225	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.992	1.613	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.449 \times 0.00125 / (0.00125 + 0.00129) = 8.10 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.449 \times 0.00129 / (0.00125 + 0.00129) = 8.35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 11,505 / 18.949 = 607.161 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 12,215 / 18.949 = 644.625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 11,505 / 8.345 = 1,378.682 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 12,215 / 8.345 = 1,463.751 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 10,873 / 8.104 = 1,341.621 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 11,532 / 8.104 = 1,423.013 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 18.949^2}{3} = 0.1882 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 18.949 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.705 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00457 - 0.00157) \times 1.705 = 0.0051 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{12,215}{11,505} - 1 \right) \times 0.18819 + 0.00511 \times \left(18.949 - \frac{1.705}{2} \right) \\ &= 0.1040 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.18820 + 0.10400 = 0.2922 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2922}{0.1882} = 1.553 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.553 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.553** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 8.345^2}{3} = 0.0365 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.345 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.856 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00457 - 0.00157) \times 0.856 \\ &= 0.00260 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{12,215}{11,505} - 1 \right) \times 0.03650 + 0.00260 \times \left(8.345 - \frac{0.856}{2} \right) \\ &= 0.0228 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0365 + 0.0228 = 0.0593 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05930}{0.03650} = 1.625 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.625 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.625** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00156 \times 8.104^2}{3} = 0.03416 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.104 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.837 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00504 - 0.00156) \times 0.837 \\ &= 0.00290 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{11,532}{10,873} - 1 \right) \times 0.03416 + 0.00290 \times \left(8.104 - \frac{0.837}{2} \right) \\ &= 0.0244 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0342 + 0.0244 = 0.0586 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0586}{0.03416} = 1.715 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.715 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.715** 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)	607	645	1379	1464	1342	1423	
변위 Δ (m)	0.1882	0.2922	0.0365	0.0593	0.0342	0.0586	

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.18819 = 0.37637 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.18819 = 0.94093 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03650 = 0.07300 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03650 = 0.18249 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03416 = 0.06833 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03416 = 0.17082 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 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

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,495 \times 2,000}{18.949} = 71 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,495 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 18.949 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,495 \times 2,000}{8.345} = 162 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,495 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 8.345 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,495 \times 2,000}{8.104} = 166 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,495 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 8.104 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	3,455	+ 1,151 + 71
		=	4,677	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.37637	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 1,151 + 71
		=	1,222	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.94093	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	=	3,455	+ 1,151 + 162
		=	4,768	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.07300	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 1,151 + 162
		=	1,312	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.18249	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,455 &+& 1,151 &+& 166 \\ & &= 4,772 && \text{kN} \end{aligned}$$

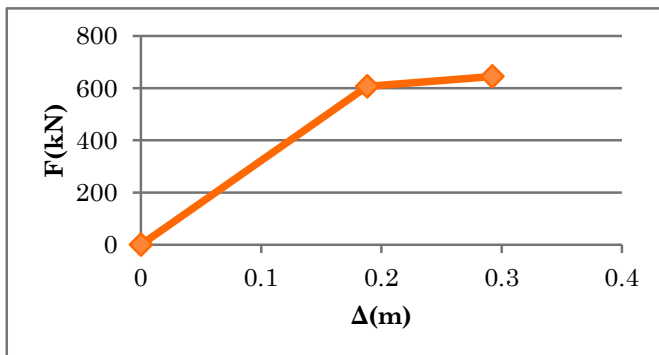
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.06833 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

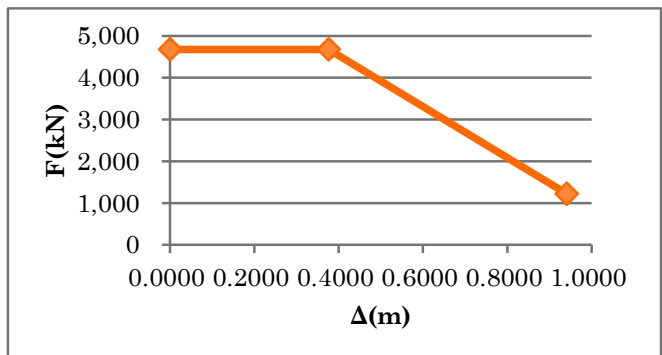
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 1,151 &+& 166 \\ & &= 1,317 && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.17082 \text{ m}$

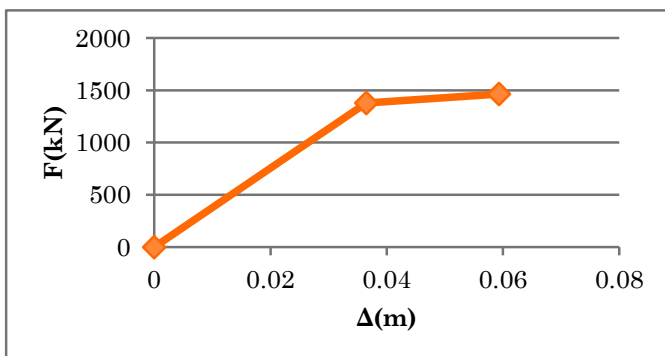
※ 힘·전단성능 곡선



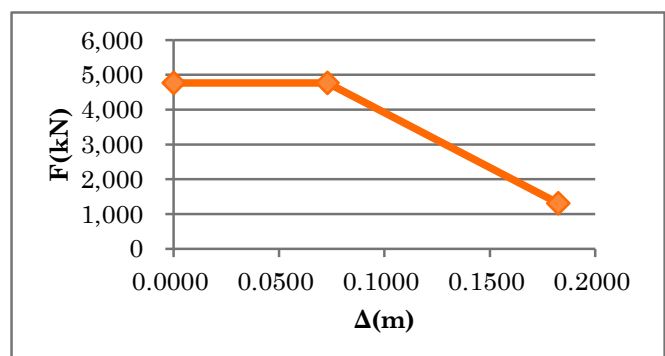
교축방향 휨성능 곡선



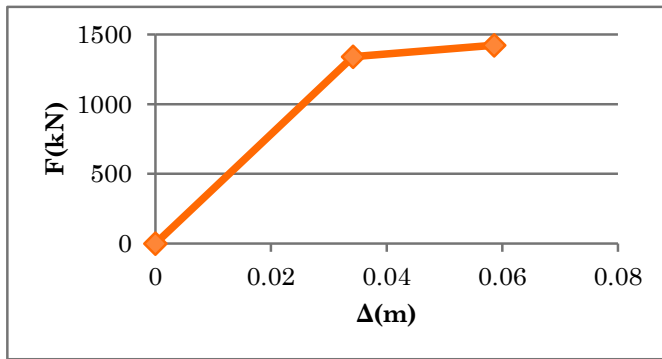
교축방향 전단성능 곡선



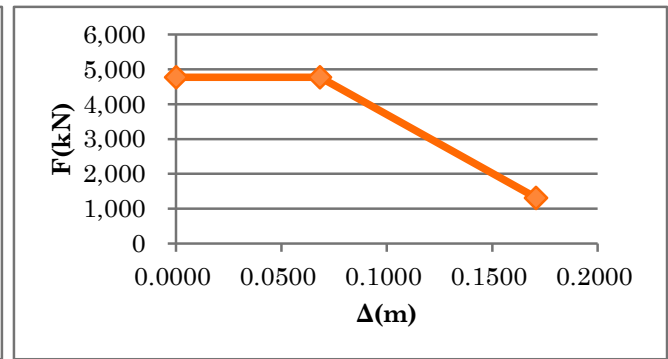
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



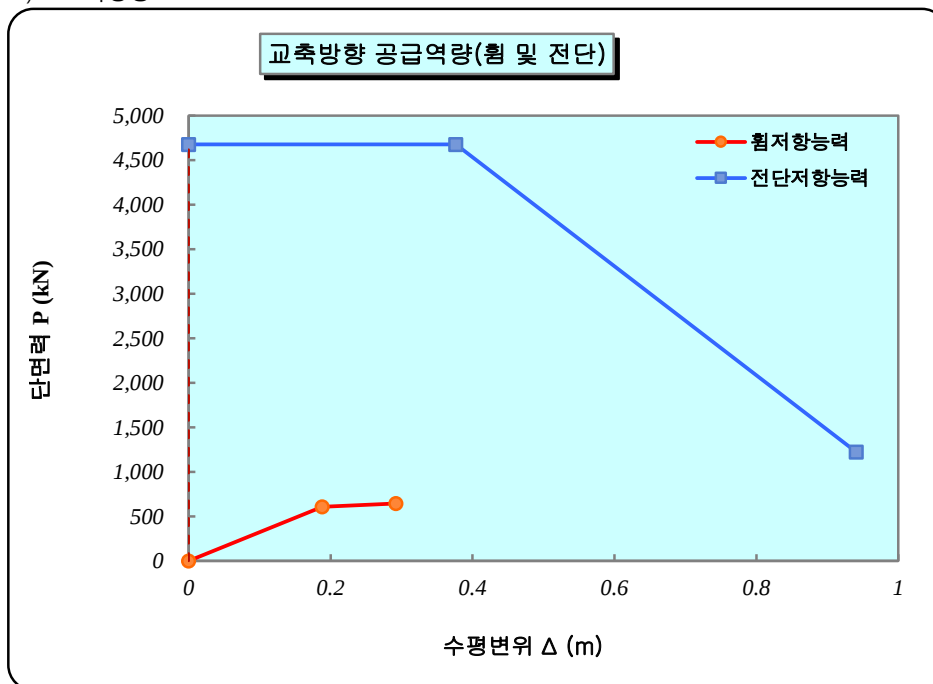
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

645

(kN)

전단강도(V_n)

4,677

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.1882

(m)

극한변위 (Δ_u)

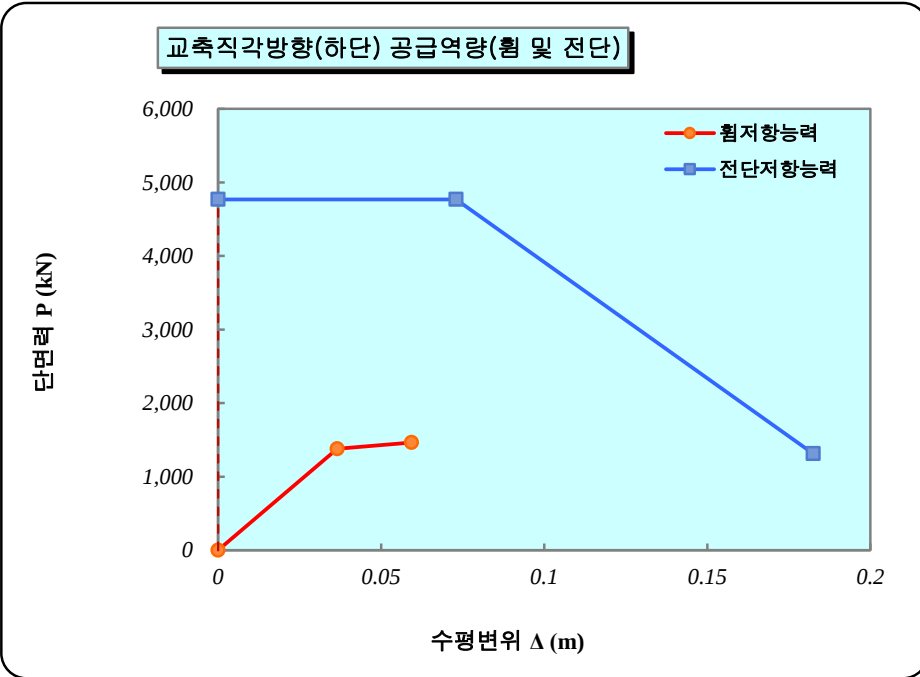
0.2922

(m)

변위연성도(μ)

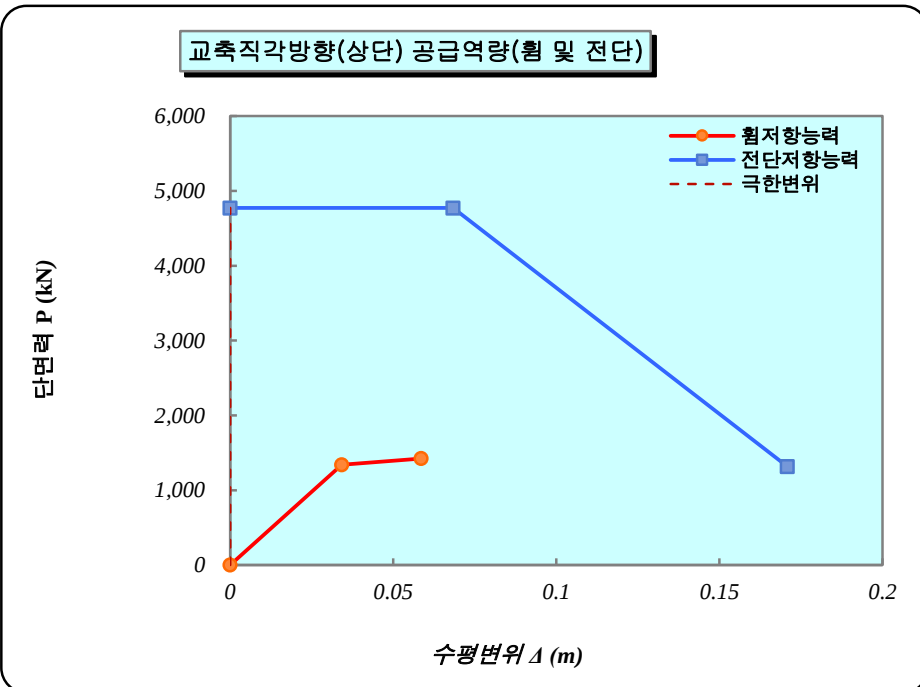
1.553

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,464
(kN)
전단강도(V_n)
4,768
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0365
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0593
(m)
변위연성도(μ)
1.625

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
1,423
(kN)
전단강도(V_n)
4,772
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0342
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0586
(m)
변위연성도(μ)
1.715

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, rpd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,734 + 4,495 \times 1.5 \times 0.08974 \\
 &= 6,339 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{6,339}{11,505} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.9918** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,183 + 4,495 \times 1.5 \times 0.045$
 $= 7,483 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{7,483}{11,505} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,755 + 4,495 \times 1.5 \times 0.045$
 $= 7,056 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{7,056}{10,873} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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) $\mu_{\Delta C}^L = 1.553$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.625$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.715$

② 소요성능

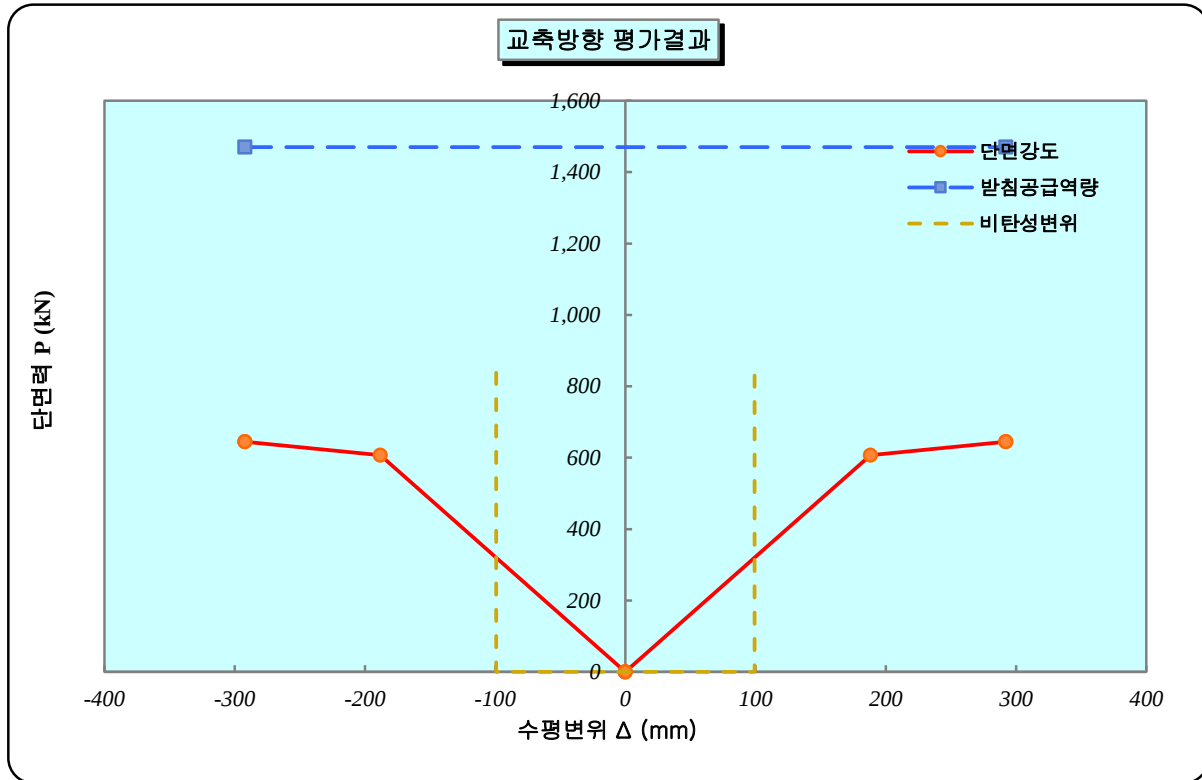
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

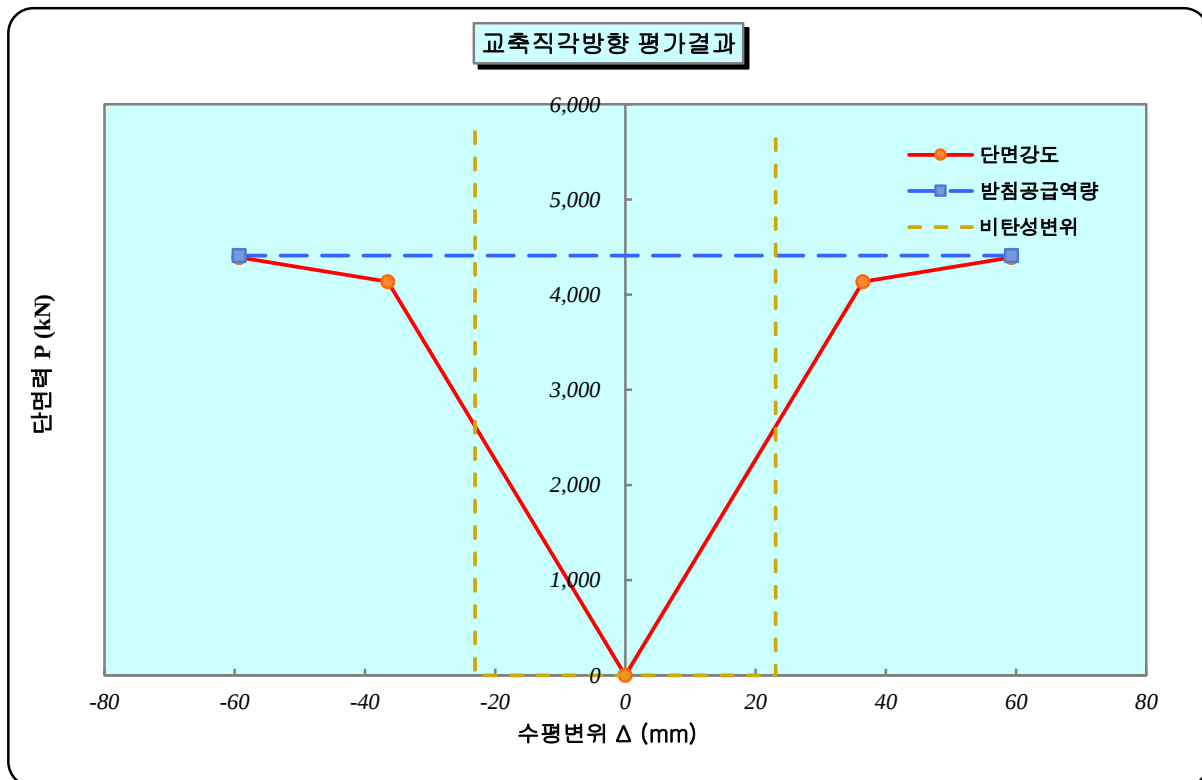
$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.553}{1.000} = 1.553 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.625}{1.000} = 1.625 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.715}{1.000} = 1.715 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



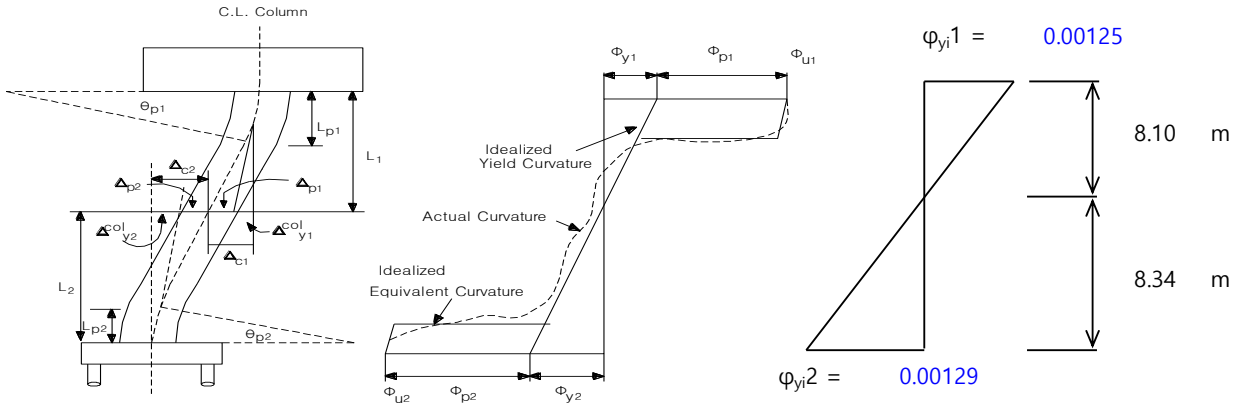
9. 교각부 평가

9.3 교각 6

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	1	1	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	16.439	16.439	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	18.939	8.220	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.992	1.613	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.439 \times 0.00125 / (0.00125 + 0.00129) = 8.10 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 16.439 \times 0.00129 / (0.00125 + 0.00129) = 8.34 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 11,504 / 18.939 = 607.413 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 12,213 / 18.939 = 644.860 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 11,504 / 8.340 = 1,379.353 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 12,213 / 8.340 = 1,464.388 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 10,872 / 8.099 = 1,342.326 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 11,531 / 8.099 = 1,423.744 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 18.939^2}{3} = 0.1880 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 18.939 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.704 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00457 - 0.00157) \times 1.704 = 0.0051 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{12,213}{11,504} - 1 \right) \times 0.18798 + 0.00511 \times \left(18.939 - \frac{1.704}{2} \right) \\ &= 0.1039 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.18800 + 0.10390 = 0.2919 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2919}{0.1880} = 1.553 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.553 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.553** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 8.340^2}{3} = 0.0365 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.34 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.856 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00457 - 0.00157) \times 0.856 \\ &= 0.00260 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{12,213}{11,504} - 1 \right) \times 0.03645 + 0.00260 \times \left(8.340 - \frac{0.856}{2} \right) \\ &= 0.0228 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0365 + 0.0228 = 0.0593 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05930}{0.03645} = 1.627 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.627 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.627** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00156 \times 8.099^2}{3} = 0.03412 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 8.099 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.837 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00504 - 0.00156) \times 0.837 \\ &= 0.00290 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{11,531}{10,872} - 1 \right) \times 0.03412 + 0.00290 \times \left(8.099 - \frac{0.837}{2} \right) \\ &= 0.0243 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0341 + 0.0243 = 0.0584 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0584}{0.03412} = 1.712 \leq (\text{제한없음}) \\ &= 1.712 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.712** 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)	607	645	1379	1464	1342	1424	
변위 Δ (m)	0.1880	0.2919	0.0365	0.0593	0.0341	0.0584	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.18798 = 0.37597 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.18798 = 0.93992 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03645 = 0.07291 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03645 = 0.18227 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3,455 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

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

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

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03412 = 0.06824 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03412 = 0.17061 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 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

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,151 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 1 EA) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,493 \times 2,000}{18.939} = 71 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,493 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 18.939 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,493 \times 2,000}{8.340} = 162 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,493 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 8.340 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,493 \times 2,000}{8.099} = 166 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,493 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 8.099 \text{ m}$ (=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	=	3,455	+ 1,151 + 71
		=	4,677	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.37597	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 1,151 + 71
		=	1,222	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.93992	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	=	3,455	+ 1,151 + 162
		=	4,768	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.07291	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 1,151 + 162
		=	1,312	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.18227	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 3,455 & + & 1,151 & + & 166 \\ & &= & 4,772 & \text{ kN} \end{aligned}$$

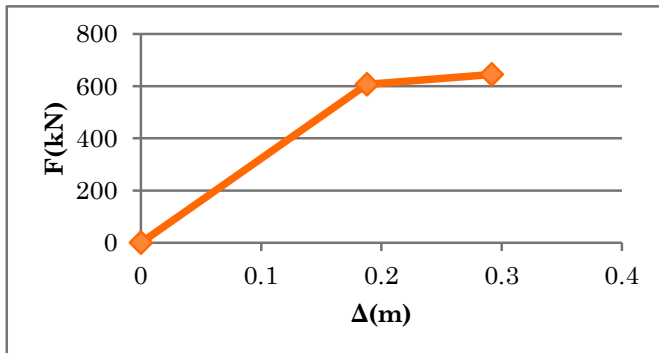
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.06824 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

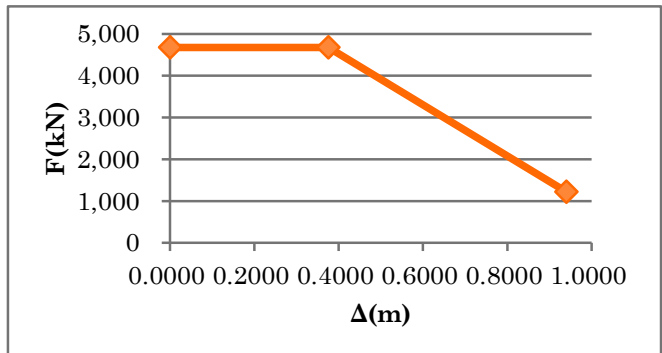
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 0 & + & 1,151 & + & 166 \\ & &= & 1,317 & \text{ kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.17061 \text{ m}$

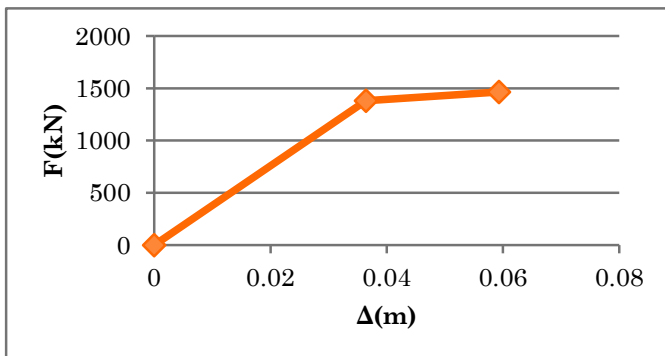
※ 힘·전단성능 곡선



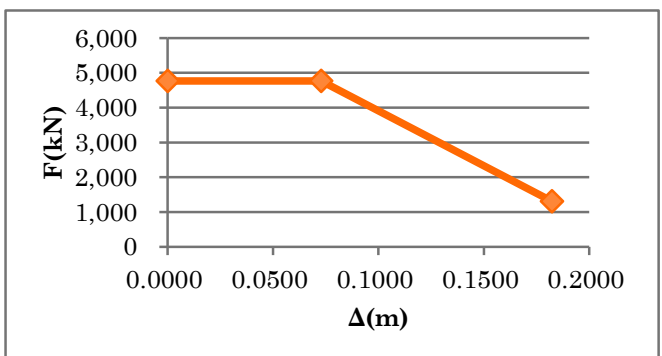
교축방향 휨성능 곡선



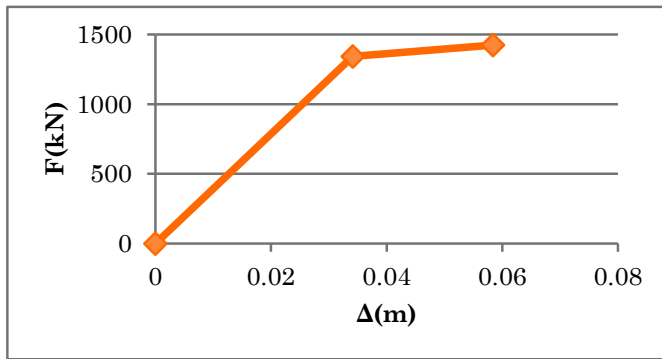
교축방향 전단성능 곡선



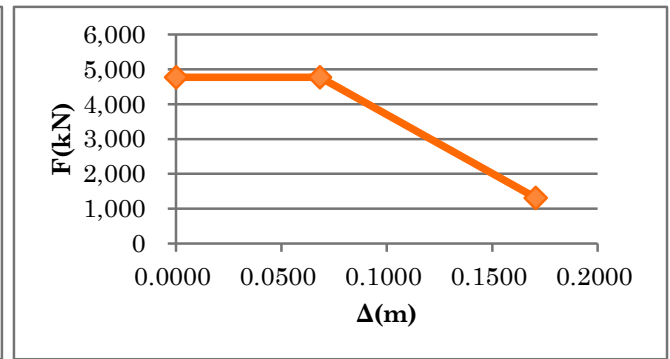
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



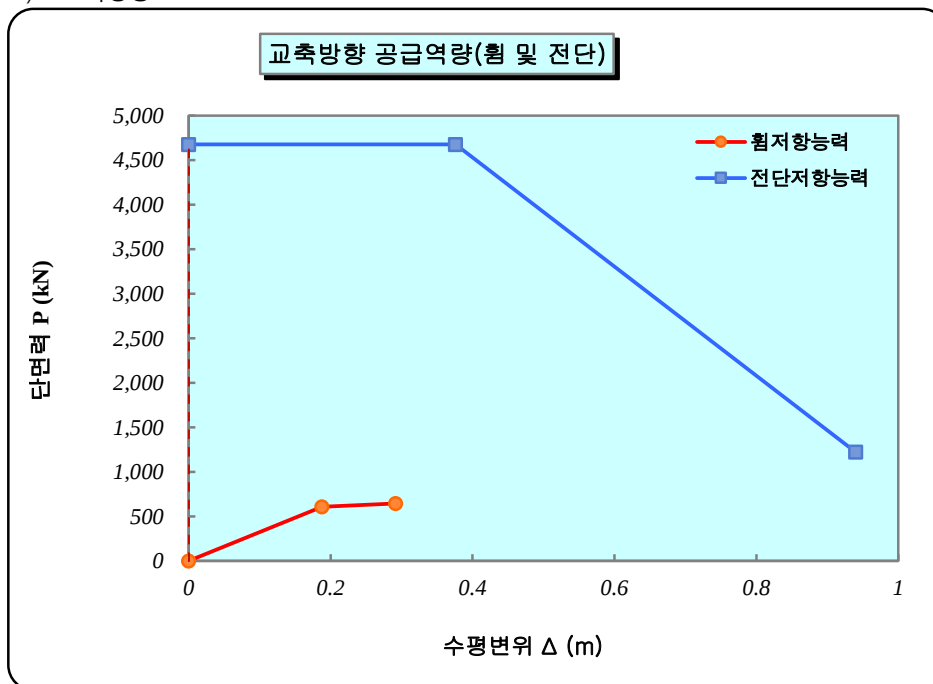
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

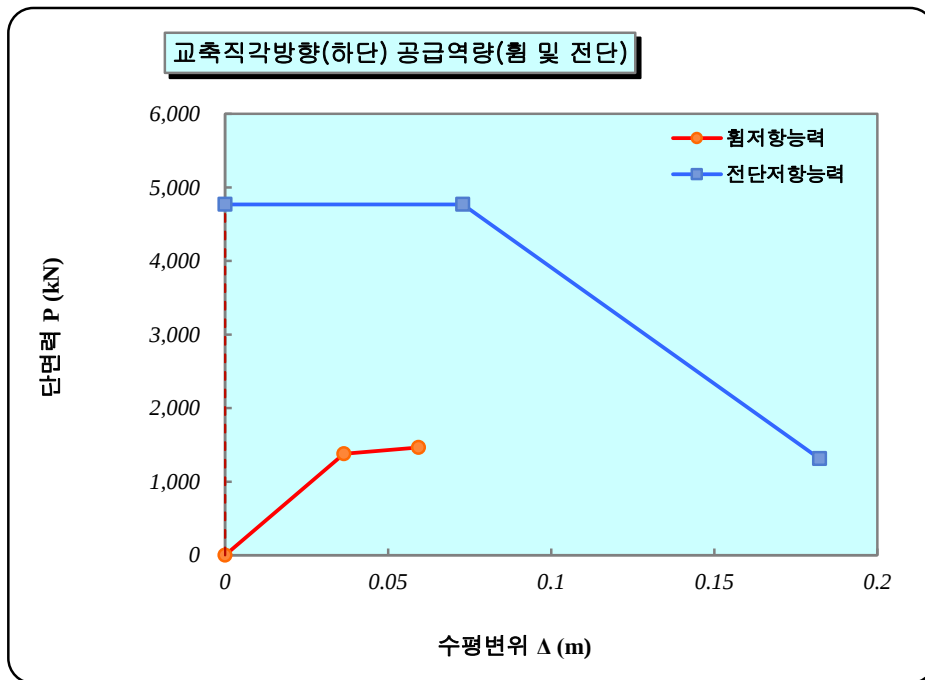
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



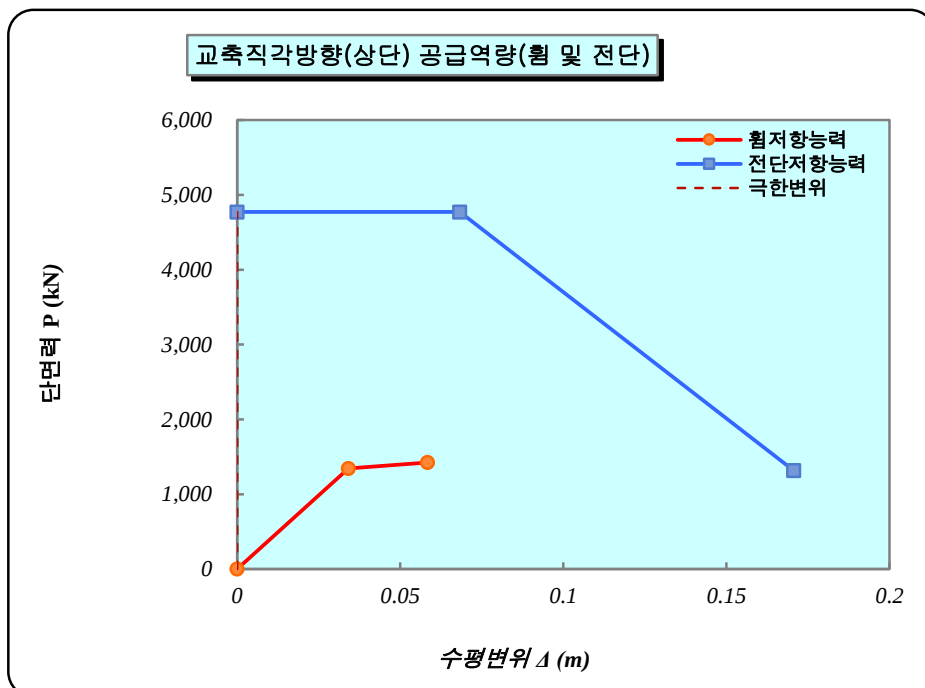
휨강도(P_f)
645
(kN)
전단강도(V_n)
4,677
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1880
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2919
(m)
변위연성도(μ)
1.553

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,464
(kN)
전단강도(V_n)
4,768
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0365
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0593
(m)
변위연성도(μ)
1.627

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
1,424
(kN)
전단강도(V_n)
4,772
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0341
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0584
(m)
변위연성도(μ)
1.712

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, rpd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,350 + 4,493 \times 1.5 \times 0.08334 \\
 &= 5,912 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{5,912}{11,504} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.9918** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,897 + 4,493 \times 1.5 \times 0.036$
 $= 6,142 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,142}{11,504} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,508 + 4,493 \times 1.5 \times 0.036$
 $= 5,753 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,753}{10,872} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.6130** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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) $\mu_{\Delta C}^L = 1.553$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.627$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.712$

② 소요성능

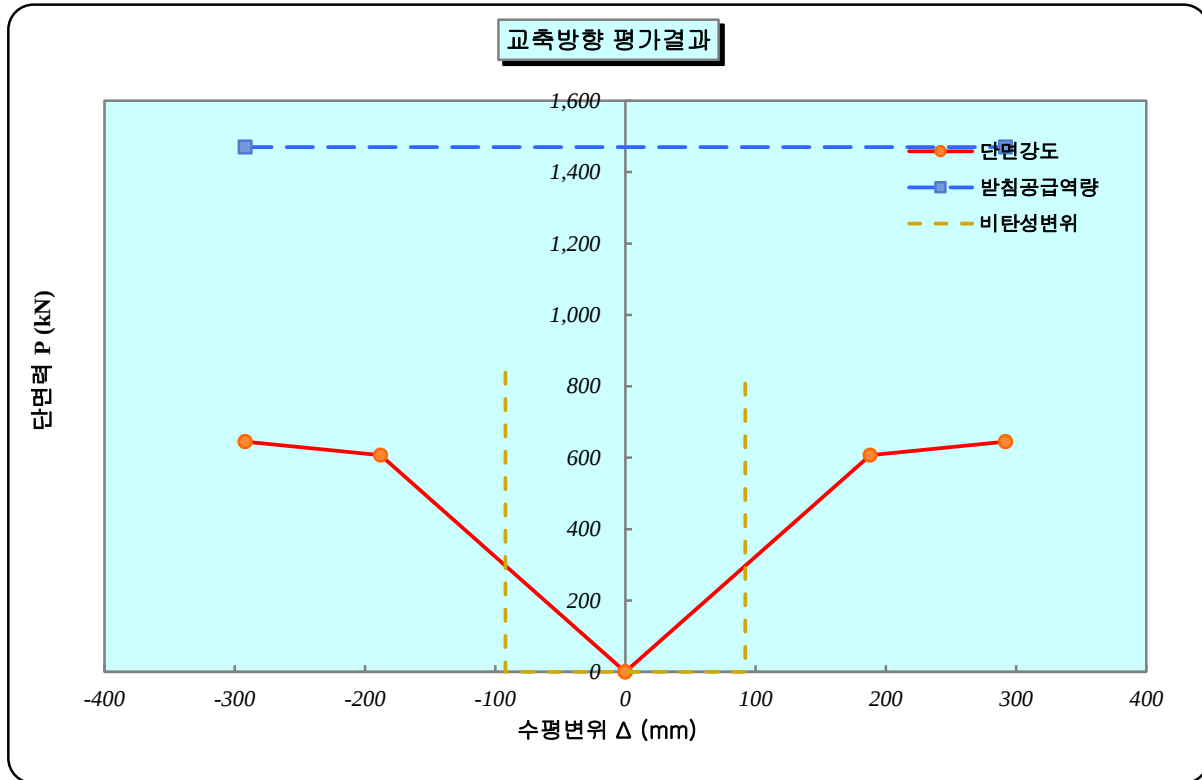
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

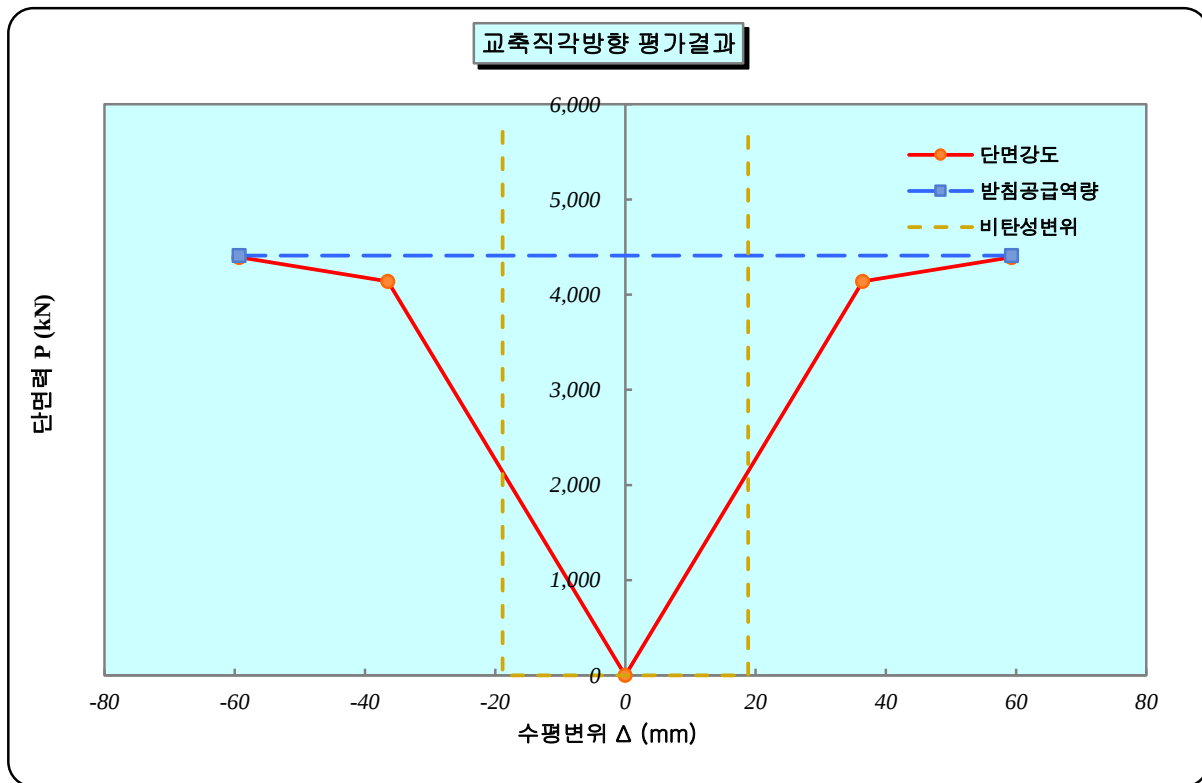
$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.553}{1.000} = 1.553 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.627}{1.000} = 1.627 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.712}{1.000} = 1.712 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

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

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[3,208, 1,699] = 1,698.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[8,160, 1,554] = 1,554.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{1,698.70} = 2.596 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{1,554.25} = 2.837 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	580	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	530	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	314	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1698.70 / 18 = 94 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 1554.25 / 18 = 86 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,081}{94} = 11.452 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,081}{86} = 12.516 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

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

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

$$C_{a2} = 435 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 435 \quad mm$$

$$\sum S_i = 18130 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

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

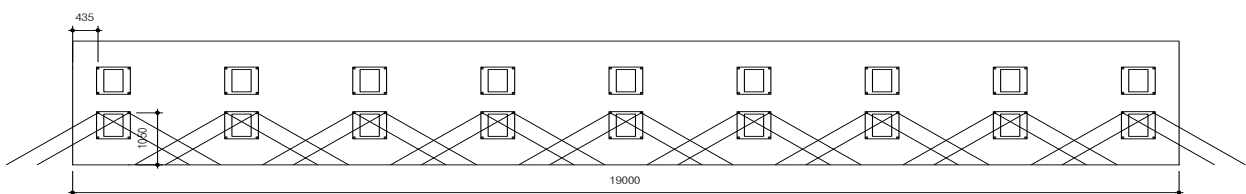
$$S_T = 530 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1670 \quad mm$$

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

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

$$\text{투영길이} = 19,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 29,925,000 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 29,925,000 < 18 \times 4,961,250 = 89,302,500 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 880.95 \text{ kN}$$

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

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

$$= 616.72 \text{ kN}$$

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

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

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

$$= \frac{29,925,000}{4,961,250} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,912 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 965 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 965 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm}$$

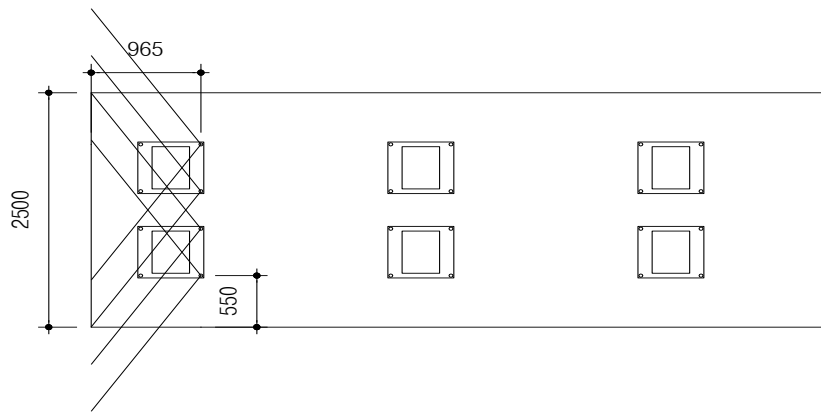
$$S_T = 530 \text{ mm}$$

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

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

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,448 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llll}
 1\text{면} & C_{a1} & = & 965 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 2\text{면} & C_{a2}' & = & 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 3\text{면} & h_{cop} & = & 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm}
 \end{array}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{array}{ll}
 A_{vc} & = 3,618,750 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} & = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 965^2 = 4,190,513 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} & = 3,618,750 < 4 \times 4,190,513 = 16,762,050 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 776.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 543.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.814 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{3,618,750}{4,190,513} \times 0.814 \times 1.000 \times 1.000 \times 543 = 382 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 94 \times 9 = 849 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 86 \times 2 = 173 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,912}{849} = 3.429 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{382}{173} = 2.212 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

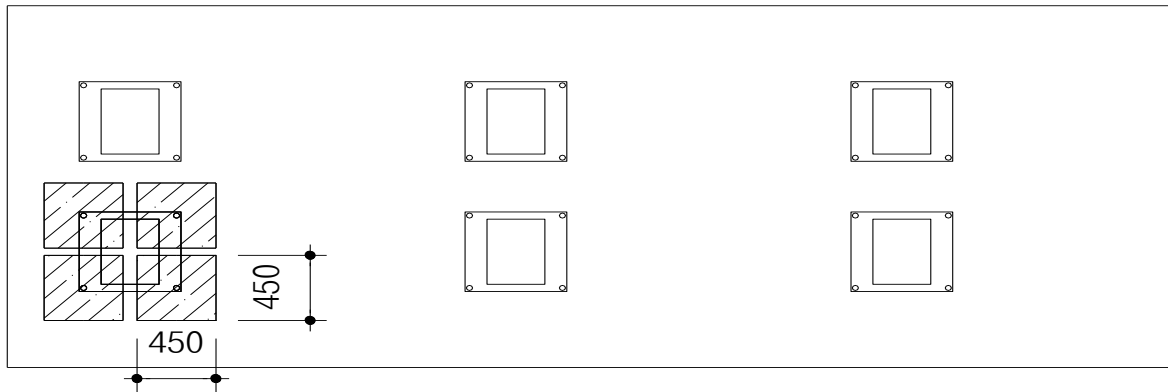
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	435	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	435	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 965 \text{ mm}$$

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

$$C_{a1}' = 965 \text{ mm}$$

$$S_T = 530 \text{ mm}$$

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

$$S_{ax} = 1,670 \text{ mm}$$

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

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

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

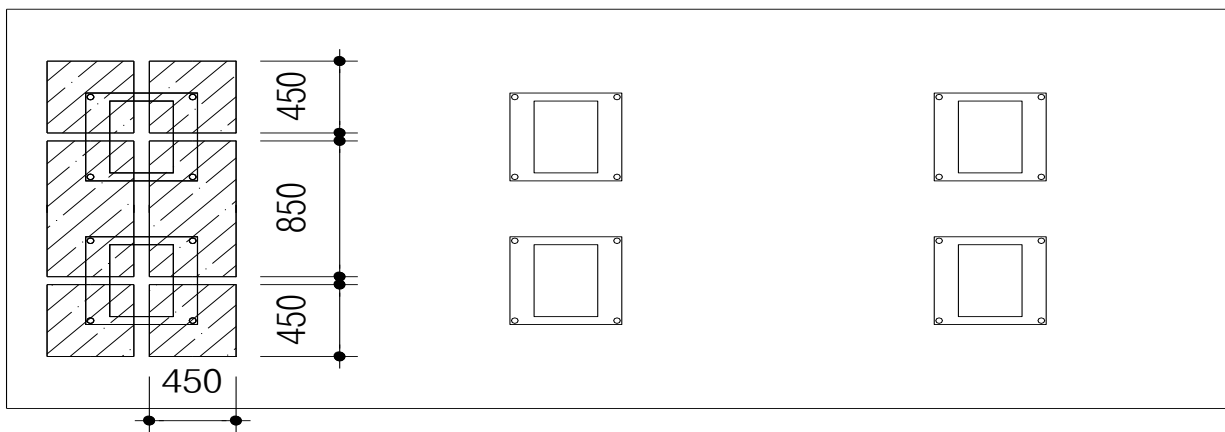
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물림깊이)}$$

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

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

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

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



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 965 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

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

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

$$4\text{면} \quad S_T + S_{ax} = 2,200 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

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

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

$$A_{nc} = 1,575,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,575,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= \frac{1,575,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 875 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 875 = 1,750 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 1,750 / 2 = 875 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 94 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 86 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{94} = 9.537 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{875}{86} = 10.134 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	1,699	2.596	OK
		교직	4,410	1,554	2.837	OK
	앵커볼트	교축	1,081	94	11.452	OK
		교직	1,081	86	12.516	OK
	콘크리트	교축	2,912	849	3.429	OK
		교직	382	173	2.212	OK
	프라이아웃	교축	900	94	9.537	OK
		교직	875	86	10.134	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P3

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

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,934, 1,712] = 1,711.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,391, 2,334] = 2,333.64 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{1,711.71} = 2.576 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{2,333.64} = 1.890 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	580	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	530	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	314	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1711.71 / 18 = 95 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 2333.64 / 18 = 130 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,081}{95} = 11.365 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,081}{130} = 8.336 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 990 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 990 \quad mm$$

$$C_{a2} = 435 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 435 \quad mm$$

$$\sum S_i = 18130 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,485 \quad mm$$

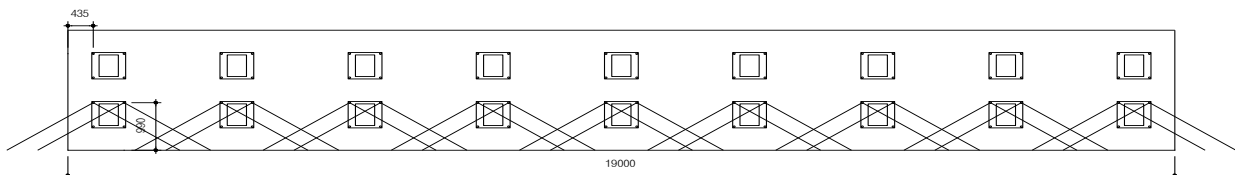
$$S_T = 530 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1670 \quad mm$$

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

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,485 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 19,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 28,215,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 990^2 = 4,410,450 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 28,215,000 < 18 \times 4,410,450 = 79,388,100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 990^{1.5} \\
 &= 806.53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

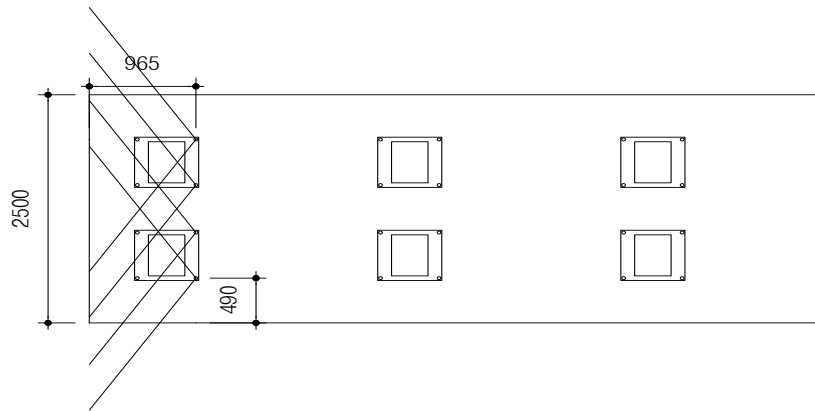
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 990^{1.5} \\
 &= 564.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.788 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{28,215,000}{4,410,450} \times 0.788 \times 1.000 \times 1.000 \times 565 = 2,846 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 965 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 965 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 490 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 490 \text{ mm} & \sum S_i &= 520 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,448 \text{ mm} \\
 S_T &= 530 \text{ mm} & S_{ay} &= 520 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,448 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 965 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 490 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 3,618,750 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 965^2 = 4,190,513 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 3,618,750 < 4 \times 4,190,513 = 16,762,050 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 776.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 543.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.802 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{3,618,750}{4,190,513} \times 0.802 \times 1.000 \times 1.000 \times 543 = 376 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 95 \times 9 = 856 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 130 \times 2 = 259 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,846}{856} = 3.325 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{376}{259} = 1.451 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

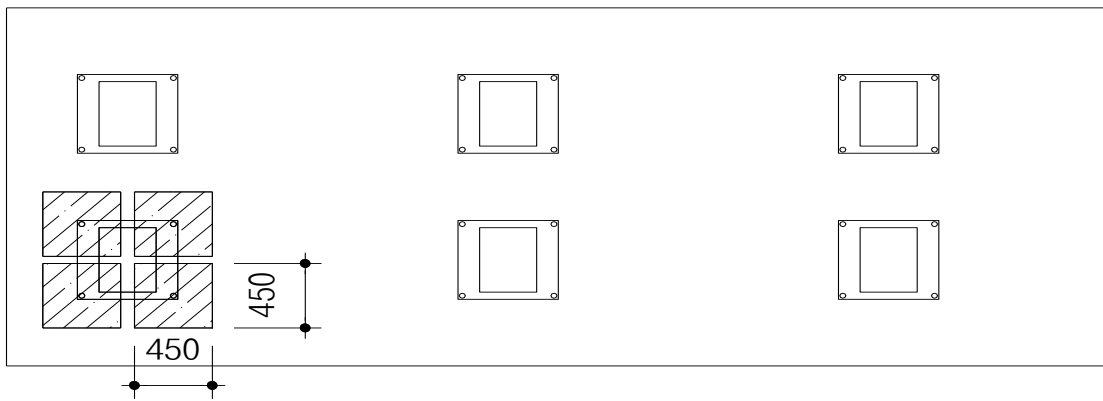
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	990	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	990	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	435	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	435	mm	S_{ay}	=	520	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

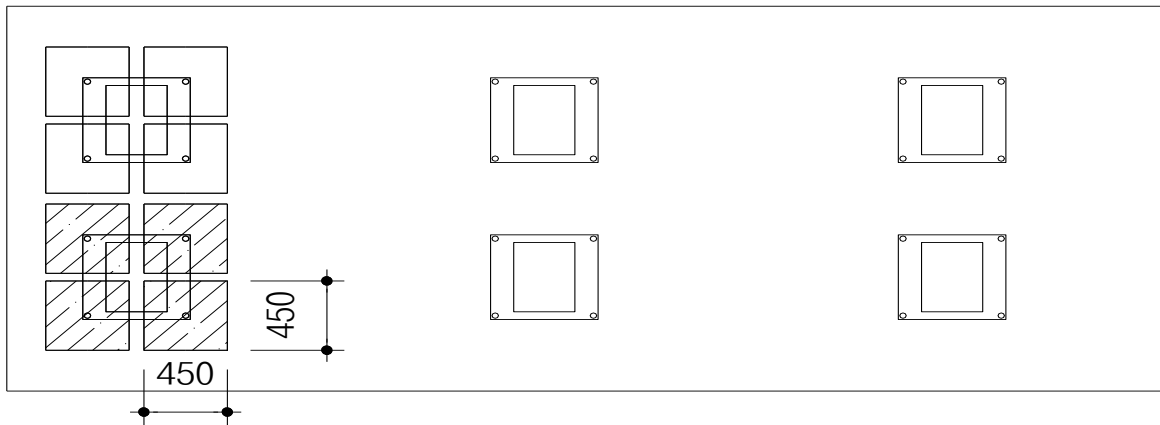
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	965	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	965	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	490	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	490	mm	S_{ay}	=	520	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}	=	965	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	490	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	490	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,200	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	520	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 95 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 130 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{95} = 9.464 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{130} = 6.942 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	1,712	2.576	OK
		교직	4,410	2,334	1.890	OK
	앵커볼트	교축	1,081	95	11.365	OK
		교직	1,081	130	8.336	OK
	콘크리트	교축	2,846	856	3.325	OK
		교직	376	259	1.451	OK
	프라이아웃	교축	900	95	9.464	OK
		교직	900	130	6.942	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P6

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

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 18 = 4,410.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,935, 2,015] = 1,934.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,393, 1,884] = 1,883.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{1,934.58} = 2.280 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{1,883.61} = 2.341 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	580	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	530	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	314	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1934.58 / 18 = 107 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 1883.61 / 18 = 105 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,081}{107} = 10.055 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,081}{105} = 10.327 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 990 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 990 \quad mm$$

$$C_{a2} = 435 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 435 \quad mm$$

$$\sum S_i = 18130 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,485 \quad mm$$

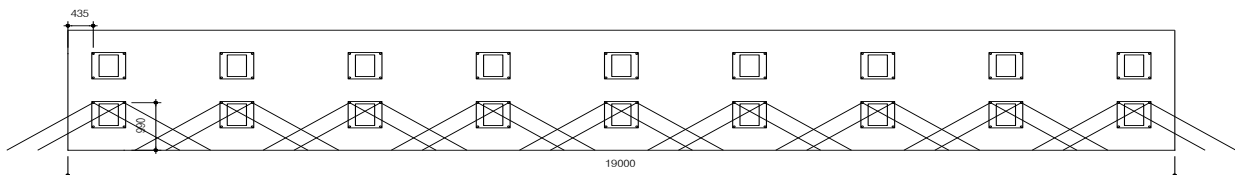
$$S_T = 530 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1670 \quad mm$$

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

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,485 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 19,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 28,215,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 990^2 = 4,410,450 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 28,215,000 < 18 \times 4,410,450 = 79,388,100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 990^{1.5} \\
 &= 806.53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

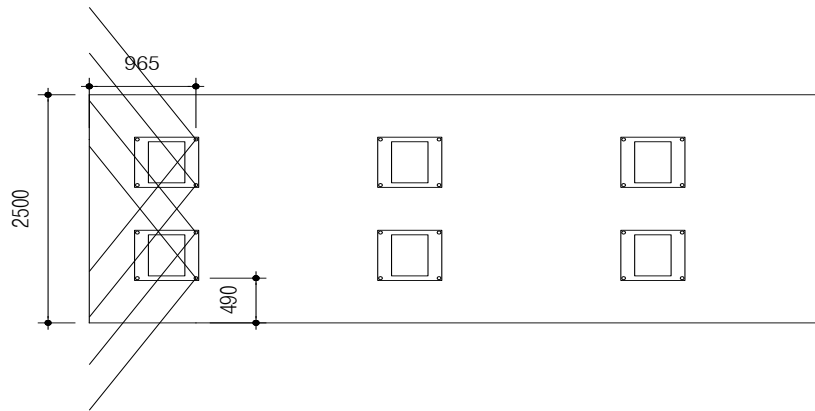
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 990^{1.5} \\
 &= 564.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.788 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{28,215,000}{4,410,450} \times 0.788 \times 1.000 \times 1.000 \times 565 = 2,846 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 965 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 965 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 490 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 490 \text{ mm} & \sum S_i &= 520 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,448 \text{ mm} \\
 S_T &= 530 \text{ mm} & S_{ay} &= 520 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,448 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 965 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 490 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,448 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 3,618,750 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 965^2 = 4,190,513 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 3,618,750 < 4 \times 4,190,513 = 16,762,050 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 776.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 965^{1.5} \\
 &= 543.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.802 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{3,618,750}{4,190,513} \times 0.802 \times 1.000 \times 1.000 \times 543 = 376 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 107 \times 9 = 967 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 105 \times 2 = 209 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,846}{967} = 2.942 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{376}{209} = 1.797 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

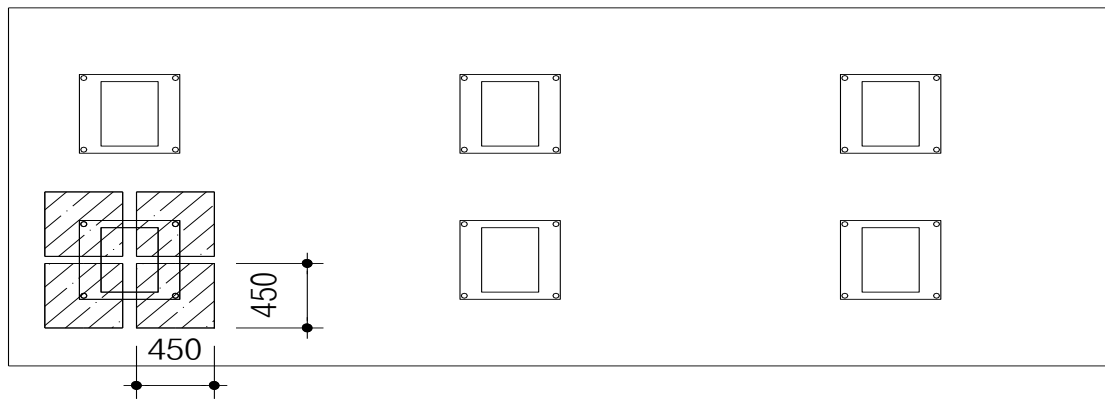
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	990	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	990	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	435	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	435	mm	S_{ay}	=	520	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

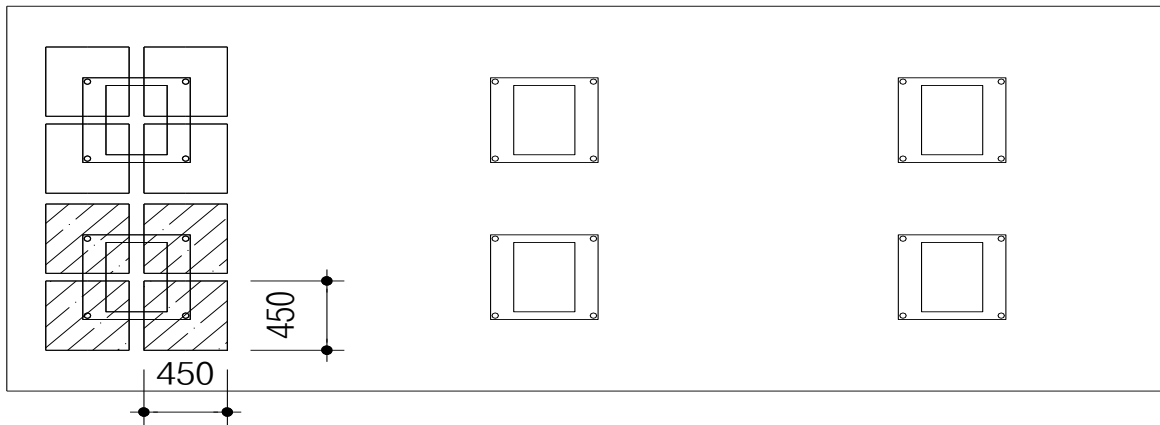
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	965	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	965	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	490	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	490	mm	S_{ay}	=	520	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}	=	965	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	490	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	490	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,200	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	520	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 107 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 105 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{107} = 8.374 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{105} = 8.601 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	1,935	2.280	OK
		교직	4,410	1,884	2.341	OK
	앵커볼트	교축	1,081	107	10.055	OK
		교직	1,081	105	10.327	OK
	콘크리트	교축	2,846	967	2.942	OK
		교직	376	209	1.797	OK
	프라이아웃	교축	900	107	8.374	OK
		교직	900	105	8.601	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A1

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 9 = 2,205.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 9 = 2,205.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,121.10 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 846.27 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,205.00}{1,121.10} = 1.967 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,205.00}{846.27} = 2.606 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	580	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	530	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	314	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	$=$	4764	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

V_{sa} n : 앵커갯수

교축방향:	V_{saL}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	314	$\times$	860	$=$	1,081	kN
교직방향:	V_{saT}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	314	$\times$	860	$=$	1,081	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} = F_{BDL} / n^L = 1121.10 / 9 = 125 \text{ kN}$$

$$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 846.27 / 9 = 94 \text{ kN}$$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{1,081}{125}$	$=$	8.676	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{1,081}{94}$	$=$	11.493	$>$	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

$$C_{a1} = 1,215 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,215 \quad mm$$

$$C_{a2} = 685 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 685 \quad mm$$

$$\sum S_i = 18130 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,823 \quad mm$$

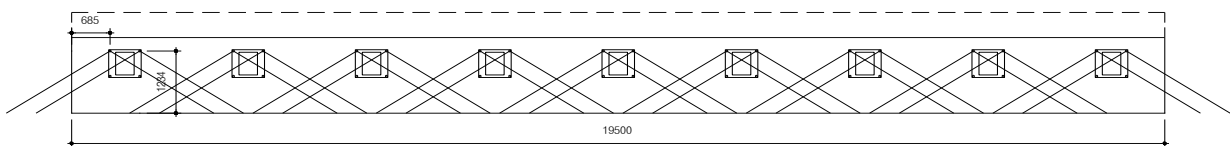
$$S_T = 530 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1670 \quad mm$$

$$h_{cop} = 4,764 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,823 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 19,500 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 35,538,750 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1215^2 = 6,643,013 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 35,538,750 < 18 \times 6,643,013 = 119,574,225 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1215^{1.5}$$

$$= 1,096.56 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,215^{1.5}$$

$$= 767.67 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.813 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{35,538,750}{6,643,013} \times 0.813 \times 1.000 \times 1.000 \times 768 = 3,338 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,215 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,215 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 734 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 734 \text{ mm}$$

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

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

$$1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

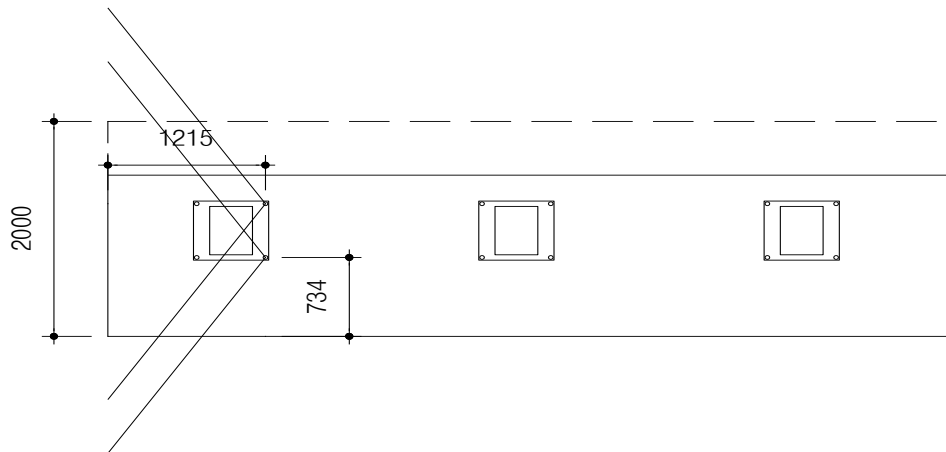
$$S_T = 530 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 4,764 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,823 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,000 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,215 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 734 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 4,764 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,645,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,215^2 = 6,643,013 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 3,645,000 < 2 \times 6,643,013 = 13,286,025 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1,215^{1.5}$$

$$= 1,096.56 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,215^{1.5}$$

$$= 767.67 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.821 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{3,645,000}{6,643,013} \times 0.821 \times 1.000 \times 1.000 \times 768 = 346 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 125 \times 9 = 1,121 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 94 \times 1 = 94 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{3,338}{1,121} = 2.977 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{346}{94} = 3.677 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

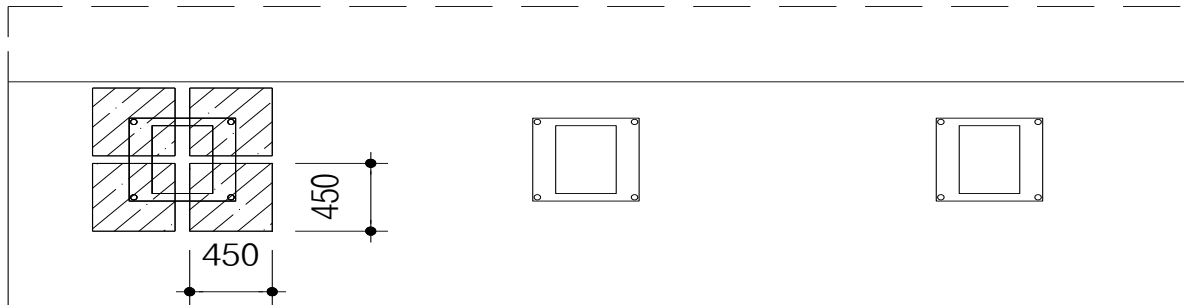
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,215	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,215	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	685	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	685	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

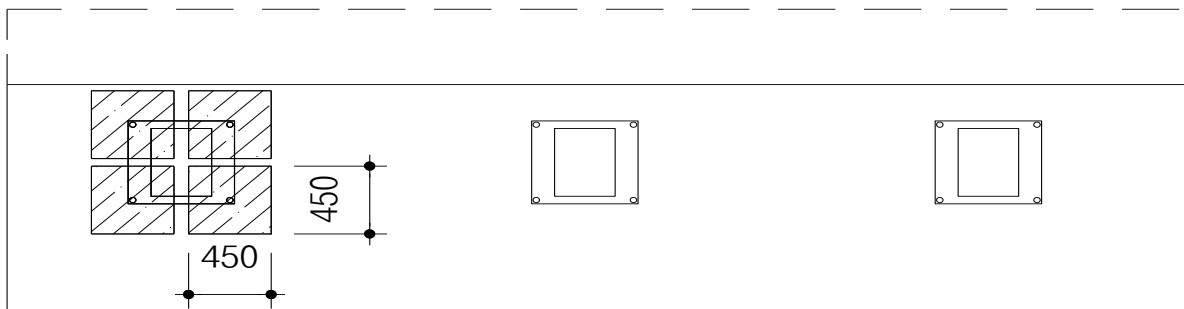
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,215	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,215	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	734	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	734	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}	=	1,215	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	734	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	734	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,200	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}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 125 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 94 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{125} = 7.225 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{94} = 9.571 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,205	1,121	1.967	OK
		교직	2,205	846	2.606	OK
	앵커볼트	교축	1,081	125	8.676	OK
		교직	1,081	94	11.493	OK
	콘크리트	교축	3,338	1,121	2.977	OK
		교직	346	94	3.677	OK
	프라이아웃	교축	900	125	7.225	OK
		교직	900	94	9.571	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.5 교대 A2

10.5.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 9 = 2,205.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 245.00 \times 9 = 2,205.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,081.75 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 888.85 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,205.00}{1,081.75} = 2.038 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,205.00}{888.85} = 2.481 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.5.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	580	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	20	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	530	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	314	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	$=$	7460	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 314 \times 860 = 1,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1081.75 / 9 = 120 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 888.85 / 9 = 99 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{1,081}{120} = 8.991 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{1,081}{99} = 10.943 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,211 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,211 \quad mm$$

$$C_{a2} = 685 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 685 \quad mm$$

$$\sum S_i = 18130 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,817 \quad mm$$

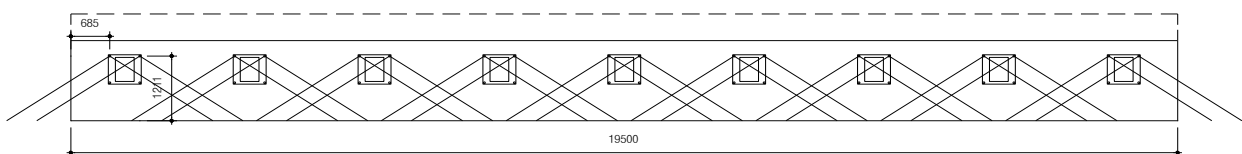
$$S_T = 530 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1670 \quad mm$$

$$h_{cop} = 7,460 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,817 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 19,500 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 35,421,750 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1211^2 = 6,599,345 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 35,421,750 < 18 \times 6,599,345 = 118,788,201 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1211^{1.5}$$

$$= 1,091.14 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,211^{1.5}$$

$$= 763.88 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.813$$

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

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

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

$$= \frac{35,421,750}{6,599,345} \times 0.813 \times 1.000 \times 1.000 \times 764 = 3,334 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,215 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,215 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 711 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 711 \text{ mm}$$

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

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

$$1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

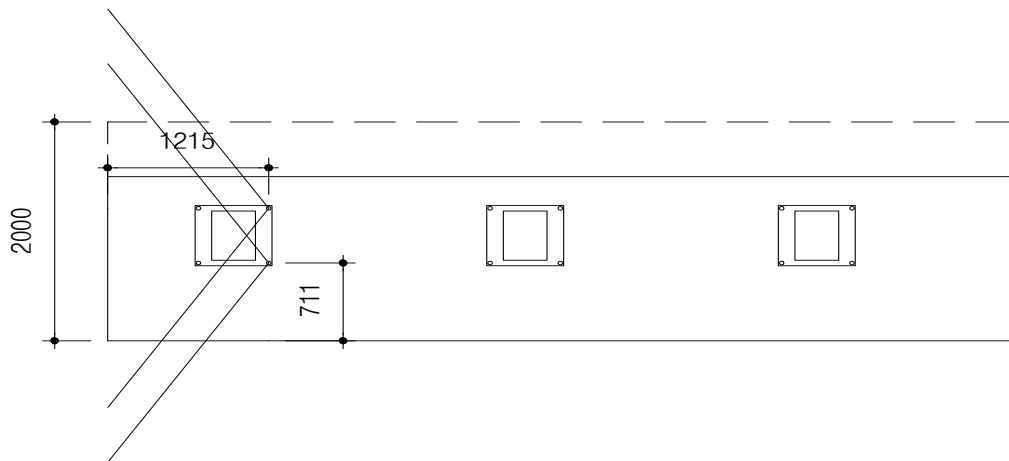
$$S_T = 530 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 7,460 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,823 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,000 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,215 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 711 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 7,460 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,823 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,645,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,215^2 = 6,643,013 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,645,000 < 2 \times 6,643,013 = 13,286,025 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{50} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1,215^{1.5}$$

$$= 1,096.56 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,215^{1.5}$$

$$= 767.67 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.817 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{3,645,000}{6,643,013} \times 0.817 \times 1.000 \times 1.000 \times 768 = 344 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 120 \times 9 = 1,082 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 99 \times 1 = 99 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{3,334}{1,082} = 3.082 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{344}{99} = 3.485 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

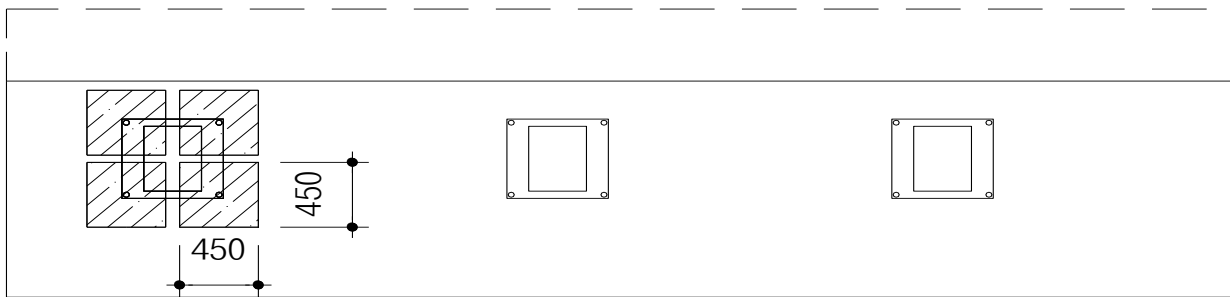
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,211	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,211	mm	S_T	=	530	mm
C_{a2}	=	685	mm	S_{ax}	=	1,670	mm
C_{a2}'	=	685	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,215 \text{ mm}$$

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

$$C_{a1}' = 1,215 \text{ mm}$$

$$S_T = 530 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 711 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 1,670 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 711 \text{ mm}$$

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

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

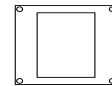
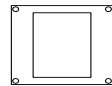
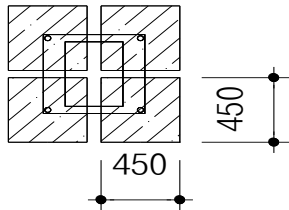
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물침깊이)}$$

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

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

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

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



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,215 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2} = 711 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad C_{a2}' = 711 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면} \quad S_T + S_{ax} = 2,200 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 0 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

- 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}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 120 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 99 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{120} = 7.488 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{99} = 9.113 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,205	1,082	2.038	OK
		교직	2,205	889	2.481	OK
	앵커볼트	교축	1,081	120	8.991	OK
		교직	1,081	99	10.943	OK
	콘크리트	교축	3,334	1,082	3.082	OK
		교직	344	99	3.485	OK
	프라이아웃	교축	900	120	7.488	OK
		교직	900	99	9.113	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [12,153, 5,323] \\ &= 5,323 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,069, 721] \\ &= 721 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [12,153, 3,568] \\ &= 3,568 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [2,720, 821] \\ &= 821 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,675 \times 3 = 17,024 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 721 \times 3 = 2,162 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,323 \times 3 = 15,970 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,675 \times 3 = 17,024 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 821 \times 3 = 2,463 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 3,568 \times 3 = 10,703 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

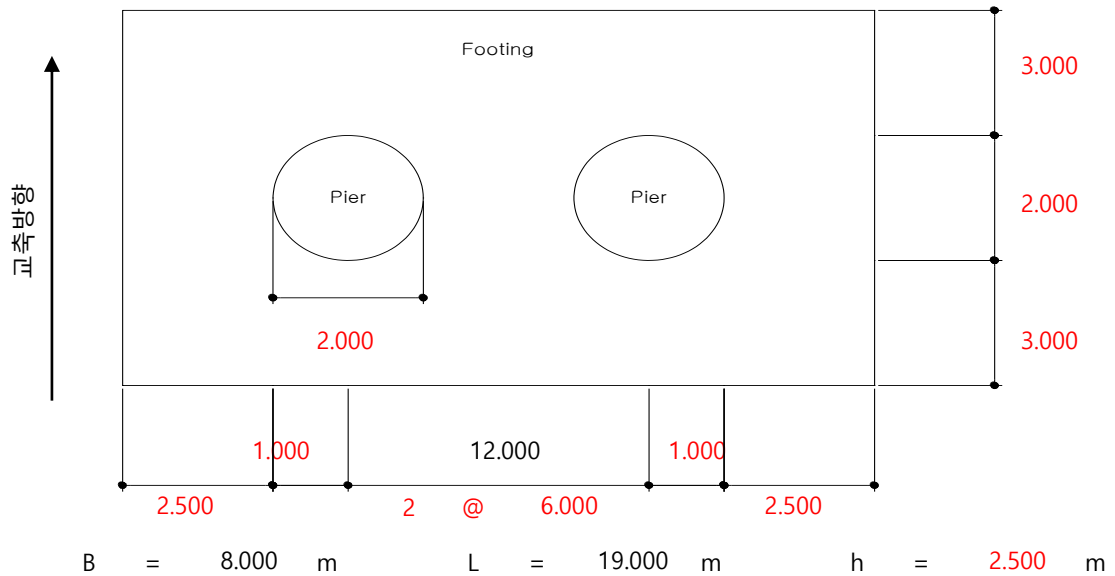
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	17,024	2,162	15,970	
교축직각방향	17,024	2,463	10,703	

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
$\beta \cdot \lambda$	0.363 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}
 \beta &= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))} = 0.145 \text{ m}^{-1} \\
 k &= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4} = 57502 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{V0} &= 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 933333 \text{ kN/m}^3 \\
 E_0 &= 2800 \times N = 140000 \text{ kN/m}^2 \\
 E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 24854 \text{ Mpa} \\
 \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.634 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 0.500 \leq 7.600$	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.732 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 17.999 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.150 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.407 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.407 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.126 \quad \beta = 0.458$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.849 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.849 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.276$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.138$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.276$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.138$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.247$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.124$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.247$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.124$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.962 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.962 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.270
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.850
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.262
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.270
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.850
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.262
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.258
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.164
d_q	=	1				=		1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.258
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.164
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	7.407 MPa	7.849 MPa	6.962 MPa	7.406 MPa
교 축 직 각	7.407 MPa	7.849 MPa	6.962 MPa	7.406 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 10.097 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.327 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.116 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 26.999 > 19.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.257 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.187 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 22.634 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 28.845 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 9.352 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 8.211 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

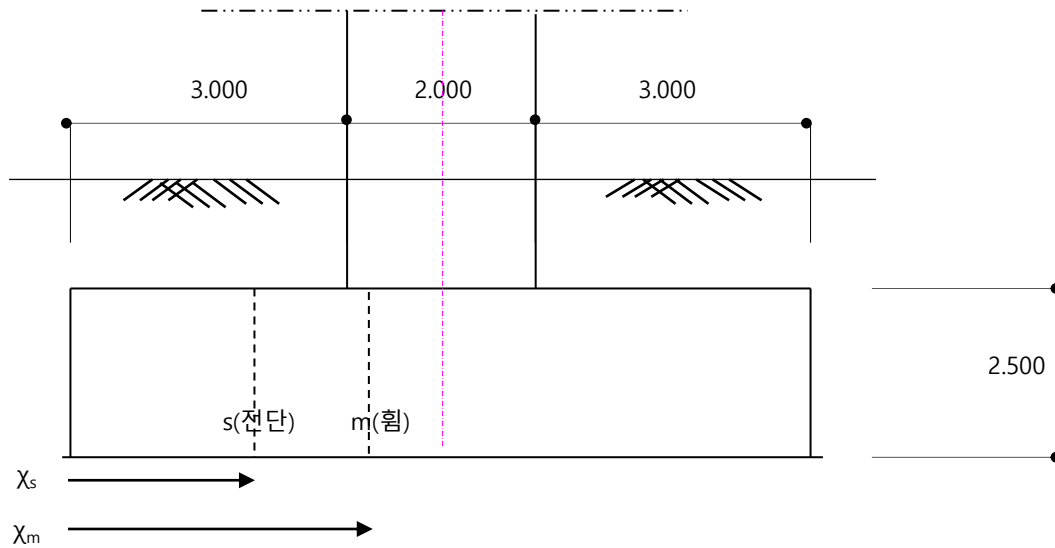
3) 단면 검토

(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	$\chi_s = 3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.262 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.287 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	5757 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	4638 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1831 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	28140 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	11171 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	17746 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	7067 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 35693 \geq 17746$	O.K
전단	$\Phi V_n = 34828 \geq 7067$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 63 ea

$$A_s = 50035 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

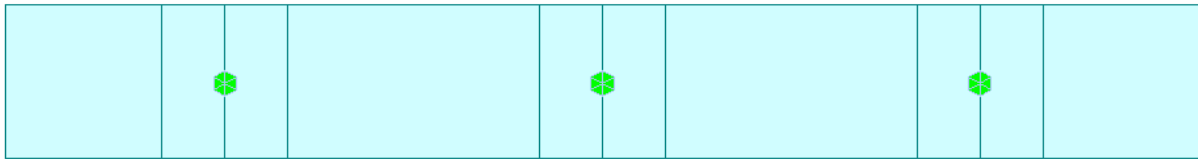
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

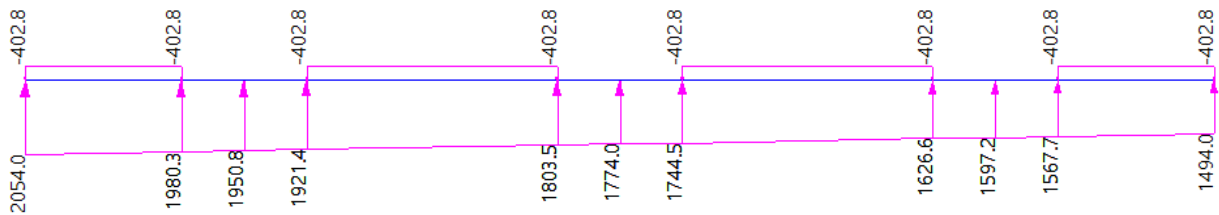
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2054 kN/m
Qmin			1494 kN/m

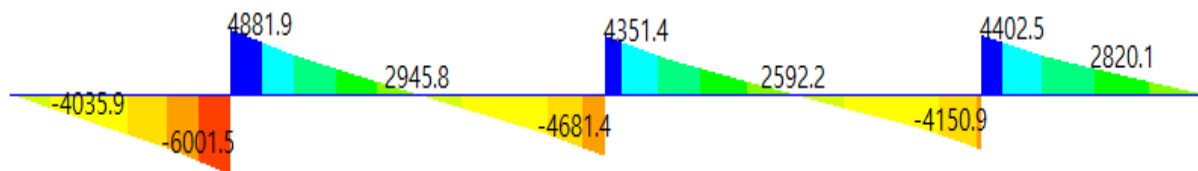
② 구조해석 모델링



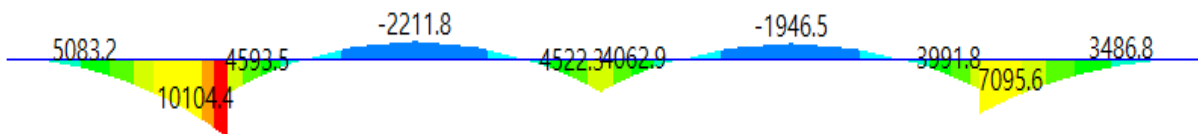
③ 하중재하도



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	= 10104	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6002	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
휨	ΦM_n	=	81813	$\geq$	10104	O.K
전단	ΦV_n	=	14664	$\geq$	6002	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 151 ea

$$A_s = 119924 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 251.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14664 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.634	5.045	O.K
		교축직각	7.600	0.500	15.192	O.K
	지지력	교축	22.634	2.000	11.317	O.K
		교축직각	28.845	2.000	14.422	O.K
	활동	교축	9.352	1.200	7.793	O.K
		교축직각	8.211	1.200	6.842	O.K
단면 검토	힘	교축	35693	17746	2.011	O.K
		교축직각	81813	10104	8.097	O.K
	전단	교축	34828	7067	4.928	O.K
		교축직각	14664	6002	2.443	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [12,215, 5,734] \\ &= 5,734 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [645, 372] \\ &= 372 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [12,215, 7,183] \\ &= 7,183 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,464, 893] \\ &= 893 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,762 \times 3 = 17,287 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 372 \times 3 = 1,115 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,734 \times 3 = 17,202 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,762 \times 3 = 17,287 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 893 \times 3 = 2,679 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 7,183 \times 3 = 21,548 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

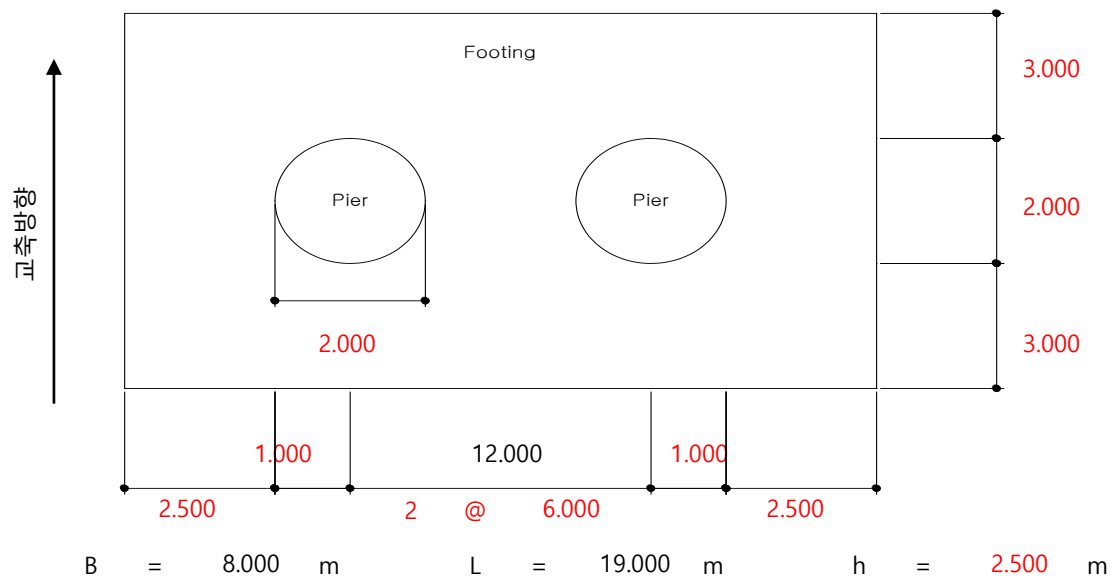
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	17,287	1,115	17,202	
교축직각방향	17,287	2,679	21,548	

11. 기초부 평가

11.2 교각 3

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.363	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.145	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 57502	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	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 24854	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.500	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.603 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.852 ≤ 7.600	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.794 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 17.296 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.850 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.201 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.201 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.126 \quad \beta = 0.458$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.638 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.638 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.290$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.145$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.290$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.145$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.233$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.116$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.233$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.116$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.741 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.741 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교축방향 형상계수,								
			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$				=	1.284
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$				=	0.843
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$				=	1.275
교축직각방향 형상계수,								
			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$				=	1.284
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$				=	0.843
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$				=	1.275
교축방향 깊이계수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.243
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.154
d_q	=	1					=	1.000
교축직각방향 깊이계수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.243
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.154
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
교축	7.201 MPa	7.638 MPa	6.741 MPa	7.193 MPa
교축직각	7.201 MPa	7.638 MPa	6.741 MPa	7.193 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 10.191 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.317 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.119 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 25.944 > 19.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.277 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.159 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 22.710 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 25.988 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 17.832 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 7.425 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

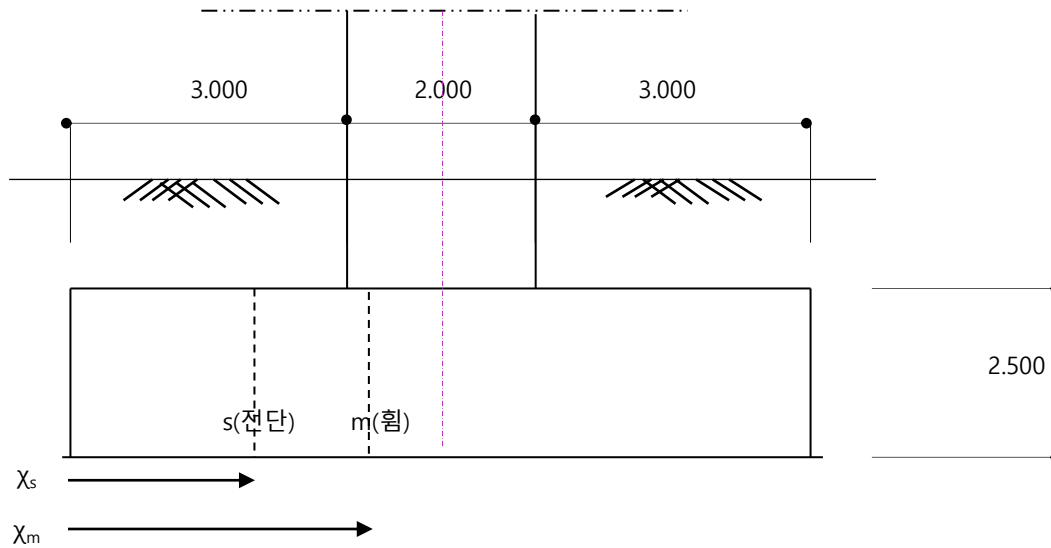
3) 단면 검토

(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	$\chi_s = 3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.256 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.280 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	5757 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	4113 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1624 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	27324 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	10844 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	17455 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6948 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
휨	ΦM_n	=	35693	$\geq$	17455	O.K
전단	ΦV_n	=	34828	$\geq$	6948	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 63 ea

$$A_s = 50035 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

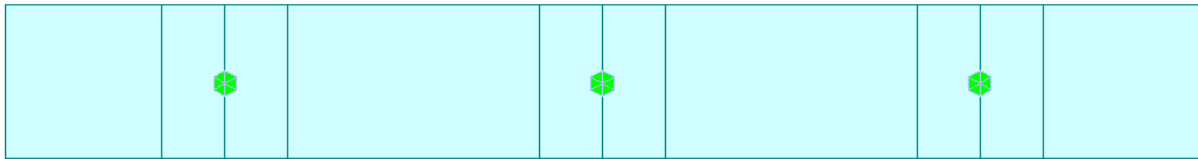
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

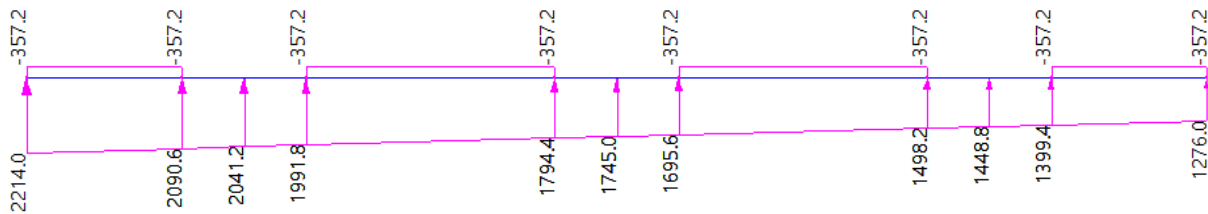
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2214 kN/m
Qmin			1275 kN/m

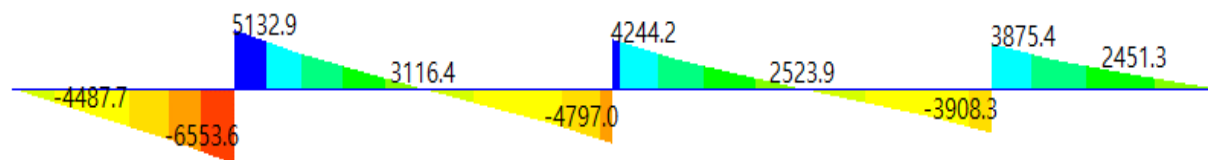
② 구조해석 모델링



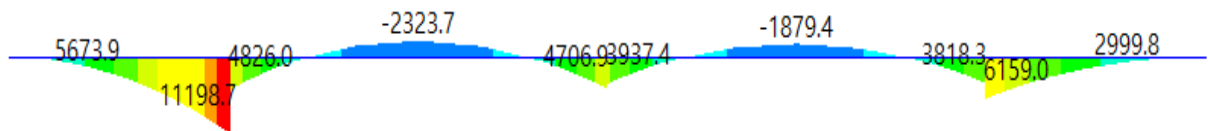
③ 하중재하도



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	= 11199	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6554	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	81813	≥	11199	O.K
전단	ΦV_n	=	14664	≥	6554	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 151 ea

$$A_s = 119924 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 251.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14664 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.603	5.307	O.K
		교축직각	7.600	0.852	8.920	O.K
	지지력	교축	22.710	2.000	11.355	O.K
		교축직각	25.988	2.000	12.994	O.K
	활동	교축	17.832	1.200	14.860	O.K
		교축직각	7.425	1.200	6.188	O.K
단면 검토	힘	교축	35693	17455	2.045	O.K
		교축직각	81813	11199	7.306	O.K
	전단	교축	34828	6948	5.013	O.K
		교축직각	14664	6554	2.238	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) P6

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [12,213, 5,350] \\ &= 5,350 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [645, 354] \\ &= 354 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [12,213, 5,897] \\ &= 5,897 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,464, 738] \\ &= 738 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,759 \times 3 = 17,278 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 354 \times 3 = 1,062 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,350 \times 3 = 16,050 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,759 \times 3 = 17,278 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 738 \times 3 = 2,214 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 5,897 \times 3 = 17,691 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

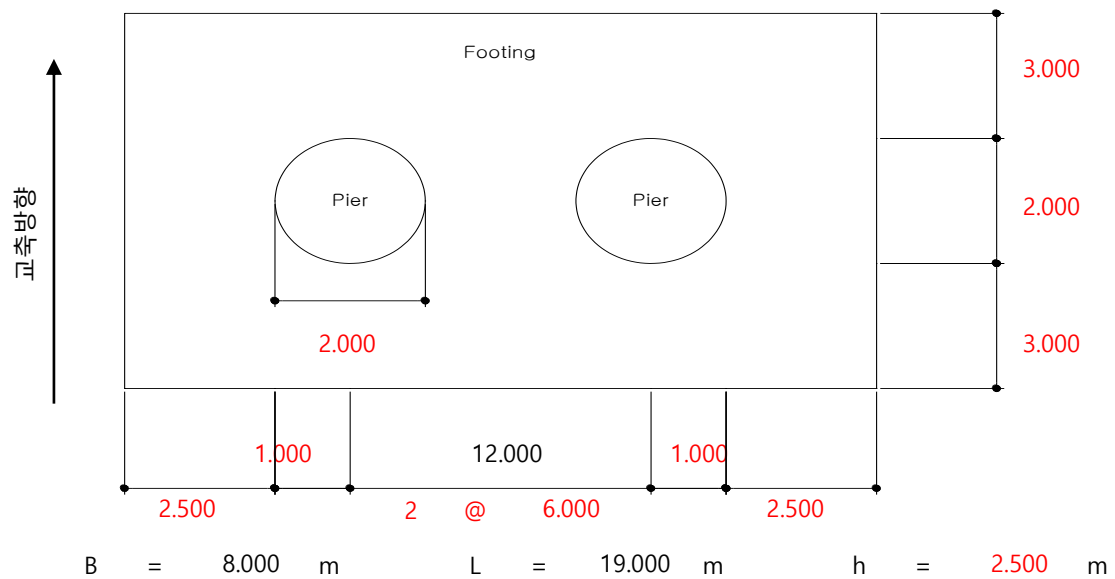
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	17,278	1,062	16,050	
교축직각방향	17,278	2,214	17,691	

11. 기초부 평가

11.3 교각 6

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.363	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.145	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 57502	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	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 24854	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.500	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.492 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.611 ≤ 7.600	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 7.016 \quad \text{m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 17.778 \quad \text{m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 6.650 \quad \text{m}$$

- 근입지반의 단위중량,

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

- 지지지반의 단위중량,

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

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	8.729 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	8.729 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.126 \quad \beta = 0.458$$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	9.578 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	9.578 MPa

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

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.291$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.146$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.291$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.146$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.319$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.160$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.319$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.160$$

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

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

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.433 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.433 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.285
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.842
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.276
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.285
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.842
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.276
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.333
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.212
d_q	=	1				=		1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.333
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.212
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	8.729 MPa	9.578 MPa	8.433 MPa	8.913 MPa
교 축 직 각	8.729 MPa	9.578 MPa	8.433 MPa	8.913 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 10.524 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.342 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.158 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 26.667 > 19.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.298 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.202 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 26.029 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 29.871 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 21.474 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 10.305 \geq 1.200$	O.K

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

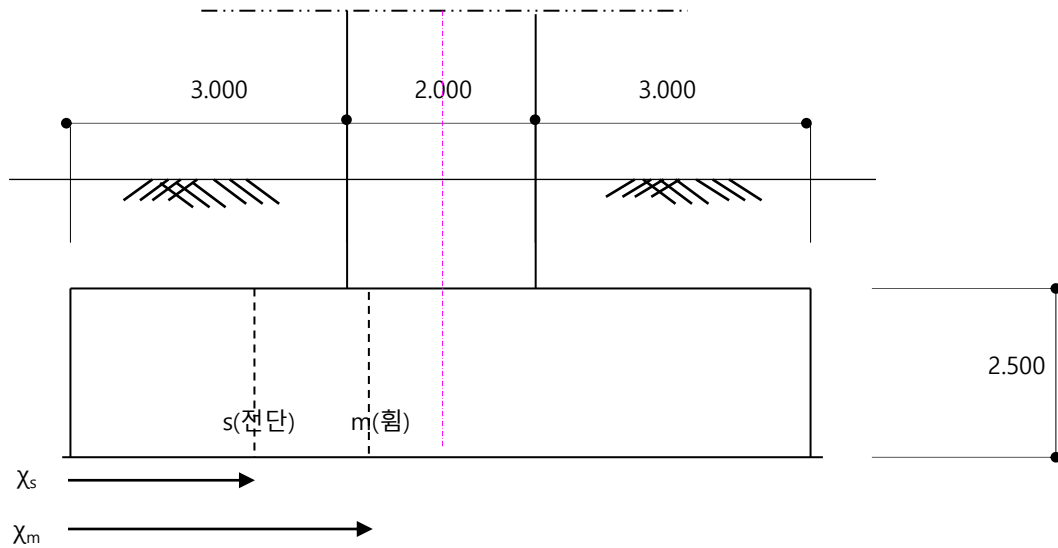
3) 단면 검토

(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	$\chi_s = 3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.288 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.309 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	5757 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	7263 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	2867 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	29864 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	11841 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	16844 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	6701 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 35693 \geq 16844$	O.K
전단	$\Phi V_n = 34828 \geq 6701$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 63 ea

$$A_s = 50035 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.3 \text{ mm}$$

- 전단 검토

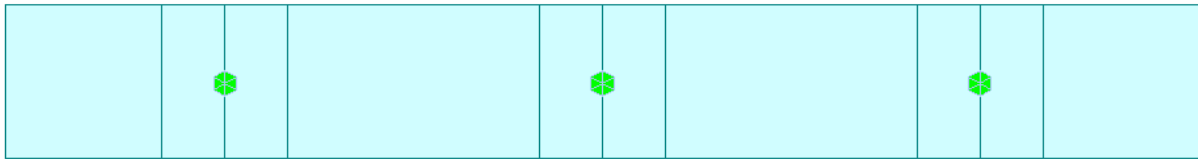
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

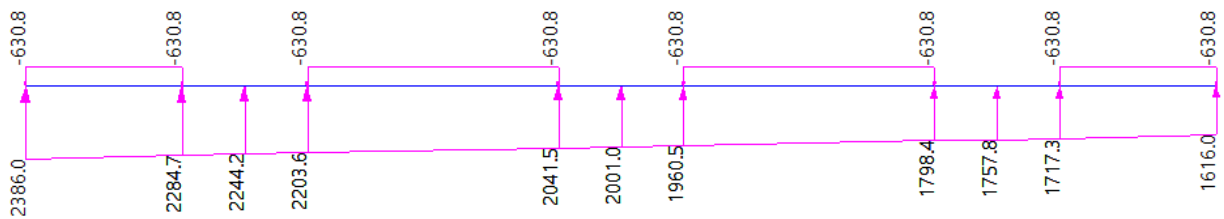
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2387 kN/m
Qmin			1615 kN/m

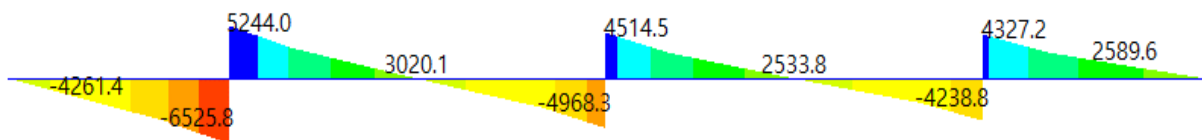
② 구조해석 모델링



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	= 10776	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6526	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 81813 \geq 10776$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14664 \geq 6526$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 151 ea

$$A_s = 119924 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 251.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

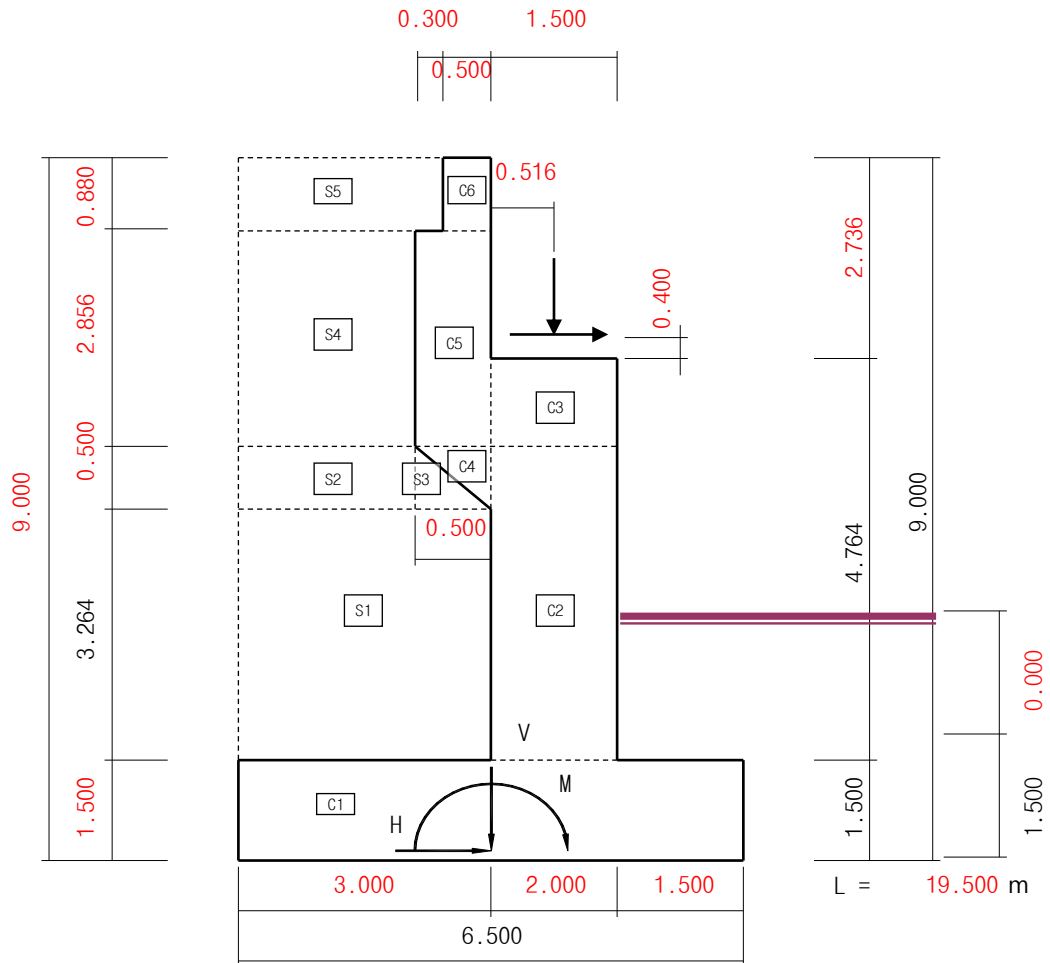
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14664 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.492	6.504	O.K
		교축직각	7.600	0.611	12.441	O.K
	지지력	교축	26.029	2.000	13.015	O.K
		교축직각	29.871	2.000	14.936	O.K
	활동	교축	21.474	1.200	17.895	O.K
		교축직각	10.305	1.200	8.587	O.K
단면 검토	힘	교축	35693	16844	2.119	O.K
		교축직각	81813	10776	7.592	O.K
	전단	교축	34828	6701	5.197	O.K
		교축직각	14664	6526	2.247	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	9.750	25.00	243.750	0.077	18.769	3.250	0.750	792.188	14.077
	C2	7.528	25.00	188.200	0.077	14.491	2.500	3.382	470.50	49.010
	C3	1.500	25.00	37.500	0.077	2.888	2.250	5.764	84.38	16.644
	C4	0.125	25.00	3.125	0.077	0.241	3.667	5.097	11.458	1.227
	C5	2.285	25.00	57.120	0.077	4.398	3.400	6.692	194.208	29.433
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.750	8.560	19.250	7.250
	소계	21.628		540.695		41.634			1571.979	117.640
뒷채움	S1	9.792	20.00	195.840	0.077	15.080	5.000	3.132	979.200	47.230
	S2	1.250	20.00	25.000	0.077	1.925	5.250	5.014	131.250	9.652
	S3	0.125	20.00	2.500	0.077	0.193	3.833	4.931	9.583	0.949
	S4	7.140	20.00	142.800	0.077	10.996	5.250	6.692	749.700	73.583
	S5	2.464	20.00	49.280	0.077	3.795	5.100	8.560	251.328	32.481
	소계	20.771		415.420		31.987			2121.061	163.895
총 계				956.115		73.621			3693.040	281.535

※ 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	21	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	630	602	589	586	588	586	589
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)	602	630					
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 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 7.5 \times 0.314$	176.5125 kN

H(안정검토) = 9.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.5 m
H(단면검토) = 7.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.75 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	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.5$	25 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.5 m
X = 상재하중 작용 위치 = 5.25 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 5404 \div (19.5 / \sin(90-0))$	277 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 5404 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 19.500 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	41.55 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 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 41.550 kN

12. 교대평가

12.1 교대 A1

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.704	< 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$		= 0.217	m^{-1}
$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$		= 61556	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
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$		= 24854	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 3.250	m

2) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M_r	M_o
교대구체	540.695	41.634	-	-	1571.979	117.640
뒷채움제	415.420	31.987	-	-	2121.061	163.895
배면토압	-	254.178	-	4.500	-	1143.801
연직반력	277.000	-	2.484	-	688.068	-
관성력	-	41.550	-	6.264	-	260.269
하중조합	1233.115	369.349	-	-	4381.108	1685.605

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
안전률	$M_r / M_o =$	2.599 > 1.500	O.K
허용폭	$e = B/2 - (M_r - M_o)/V$	1.064 ≤ 2.167	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,

$$Bf' = Bf - 2 \times e_L = 4.372 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이, $Df = 1.500 \text{ m}$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times Bf' \times Nr + \gamma_1 \times Df \times N_q$	3.462 MPa

형상계수(장방향기초), $\alpha = 1.100$ $\beta = 0.467$

$N_c = 57.8$ $N_q = 41.4$ $Nr = 47.3$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf' \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	3.311 MPa

여기서, $Kp = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$

형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times Kp \times Bf'/L = 1.165$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times Kp \times Bf'/L = 1.083$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.132$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.066$

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	3.007 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
형상계수,			$s_c = 1 + B_f' / L \times N_q / N_c$			=		1.162
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L \geq 0.6$			=		0.910
			$s_q = 1 + B_f' / L \times \tan \Phi$			=		1.157
깊이계수,			$(D_f \leq B_f')$					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$				=		1.137
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$				=		1.087
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	3.462 MPa	3.311 MPa	3.007 MPa	3.260 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 6.558 > 6.500$	사다리꼴 분포
검토	$q_u / q_a = 3.260 \geq 0.376$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$H_c / H_L = 2.003 \geq 1.200$	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	176.513	176.513	3.750	661.922
교대구체	41.634	41.634	1.664	69.266
관성력	41.550	41.550	4.764	197.944
단면력		259.697		929.132

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 41.634 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 69.266205 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.664\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 31011 \geq 929$	O.K
전단	$\Phi V_n = 20106 \geq 260$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1350 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 25 - 155 ea

$$A_s = 78539 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 67.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 20106 \text{ kN}$$

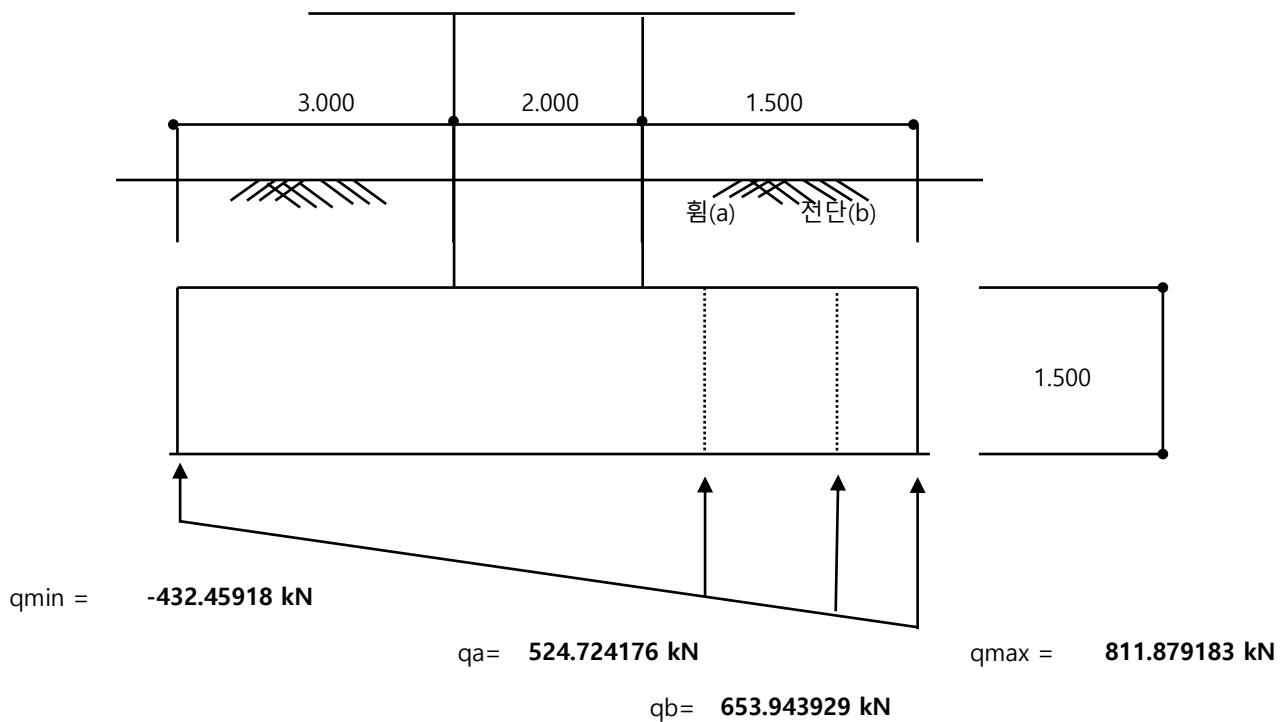
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	a =	1.500 m
전단	b = 1.500 - 1.350/2	0.825 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	42 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	25 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = q_a \times a^2/2 + (q_{\text{max}} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	806 kN·m
	$V_{\text{지반}} = q_b \times b + (q_{\text{max}} - q_b)/2 \times b$	1099 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{\text{지반}} - M_{\text{기초}}$	763 kN·m
	$V_u = V_{\text{지반}} - V_{\text{기초}}$	1074 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 31011 \geq 763$	O.K
전단	$\Phi V_n = 20106 \geq 1074$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1350 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 25 - 155 ea

$$A_s = 78539 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 67.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 20106 \text{ kN}$$

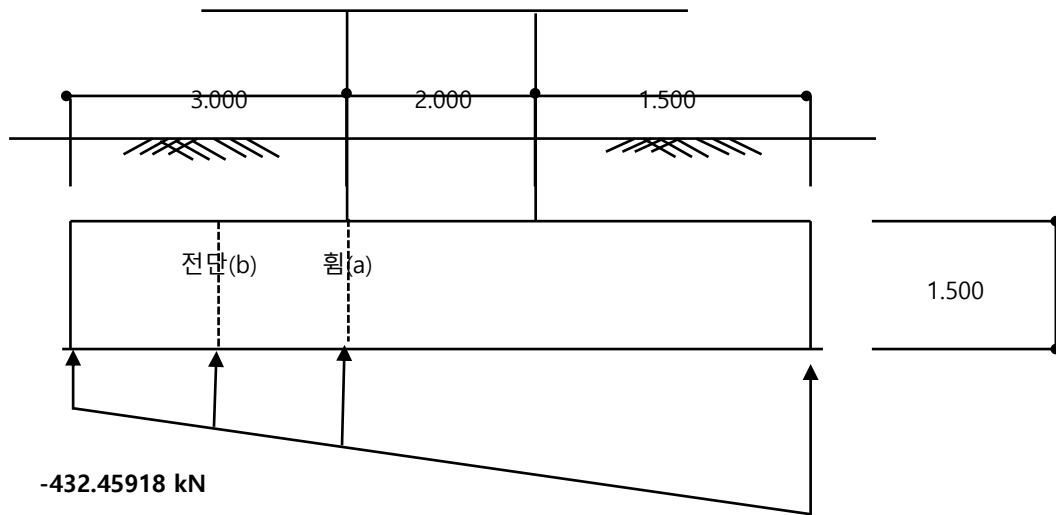
(c) 뒷굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$a =$	3.000 m
전단	$b = 3.000 - 1.350/2$	2.325 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	169 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	87 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = \sum V_i \times (X_{\text{뒷채움}} - (B - a))$	669 kN·m
	$V_{\text{상재}} = H_{\text{wall}} \times b \times \gamma_t$	436 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = P_i \times (X_{\text{상재}} - (B - a))$	44 kN·m
	$V_{\text{상재}} = q_i \times b$	58 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = [(q_a - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}^2]/3$	80 kN·m
	$V_{\text{지반}} = (q_b - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}$	438 kN
계수 단면력	$M_u = M_{\text{기초}} + M_{\text{뒷채움}} - M_{\text{상재}} - M_{\text{지반}}$	801 kN·m
	$V_u = V_{\text{기초}} + V_{\text{뒷채움}} + V_{\text{상재}} - V_{\text{지반}}$	143 kN



qmin = -432.45918 kN

qb= 12.6310786 kN

qmax = 811.879183 kN

qa= 141.850832 kN

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	7.500	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	415.420	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	5.111	m
P_1 :	지표면의 상재하중	=	25.000	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	5.250	m
X :	qmin 발생지점	=	1.295	m

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 31011 \geq 801$	O.K
전단	$\Phi V_n = 20106 \geq 143$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1350 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 25 - 155 ea

$$A_s = 78539 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 67.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

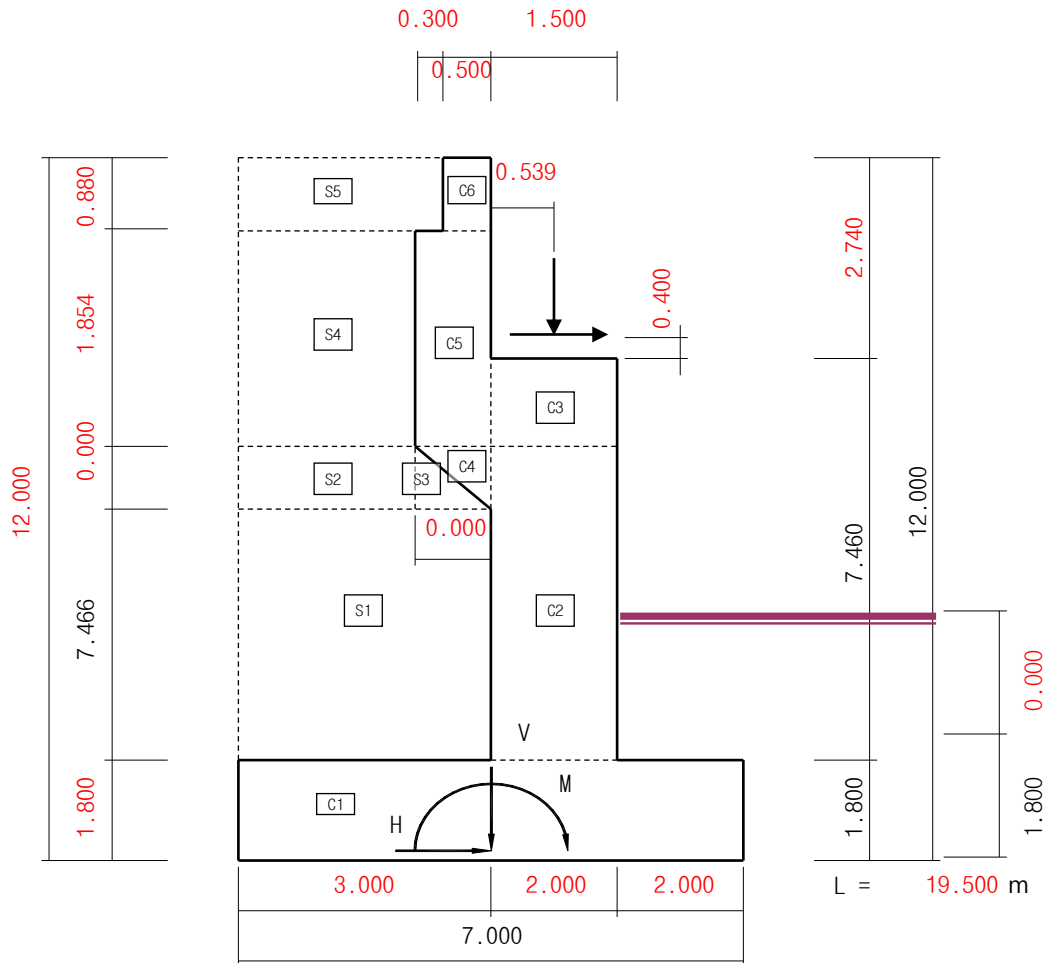
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 20106 \text{ kN}$$

5) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	2.599	1.500	1.733	O.K
		허용폭	2.167	1.064	2.036	O.K
	지지력		3.260	0.376	8.669	O.K
	활동		2.003	1.200	1.669	O.K
단면검토	벽체	힘	31011	929	33.376	O.K
		전단	20106	260	77.421	O.K
	앞굽	힘	31011	763	40.617	O.K
		전단	20106	1074	18.720	O.K
	뒷굽	힘	31011	801	38.695	O.K
		전단	20106	143	140.711	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	12.600	25.00	315.000	0.077	24.255	3.500	0.900	1102.500	21.830
	C2	14.932	25.00	373.300	0.077	28.744	3.000	5.533	1119.90	159.041
	C3	-0.009	25.00	-0.225	0.077	-0.017	2.750	9.263	-0.62	-0.160
	C4	0.000	25.00	0.000	0.077	0.000	4.000	9.266	0.000	0.000
	C5	1.483	25.00	37.080	0.077	2.855	3.900	10.193	144.612	29.103
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	2.250	11.560	24.750	9.791
	소계	29.446		736.155		56.684			2391.143	219.604
뒷채움	S1	22.398	20.00	447.960	0.077	34.493	5.500	5.533	2463.780	190.849
	S2	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	5.500	9.266	0.000	0.000
	S3	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	4.000	9.266	0.000	0.000
	S4	5.562	20.00	111.240	0.077	8.565	5.500	10.193	611.820	87.308
	S5	2.904	20.00	58.080	0.077	4.472	5.350	11.560	310.728	51.698
	소계	30.864		617.280		47.531			3386.328	329.855
총 계				1353.435		104.215			5777.471	549.459

※ 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	21	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	626	604	591	588	589	588	591
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)	604	626					
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 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 12 \times 0.314$	451.872 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 10.2 \times 0.314$	326.47752 kN

H(안정검토) = 12.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 6 m
H(단면검토) = 10.200 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 5.1 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	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.5$	25 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.5 m
X = 상재하중 작용 위치 = 5.75 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 5407 \div (19.5 / \sin(90-0))$	277 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 5407 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 19.500 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	41.55 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 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 41.550 kN

12. 교대평가

12.1 교대 A2

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.657	< 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$		= 0.188	m^{-1}
$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$		= 59869	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
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$		= 24854	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 3.500	m

2) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M_r	M_o
교대구체	736.155	56.684	-	-	2391.143	219.604
뒷채움제	617.280	47.531	-	-	3386.328	329.855
배면토압	-	451.872	-	6.000	-	2711.232
연직반력	277.000	-	2.961	-	820.197	-
관성력	-	41.550	-	9.260	-	384.753
하중조합	1630.435	597.637	-	-	6597.668	3645.444

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
안전률	$M_r / M_o =$	1.810 > 1.500	O.K
허용폭	$e = B/2 - (M_r - M_o)/V$	1.689 ≤ 2.333	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,

$$Bf' = Bf - 2 \times e_L = 3.621 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이, $Df = 1.800 \text{ m}$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times Bf' \times Nr + \gamma_1 \times Df \times N_q$	3.319 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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf' \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	3.217 MPa

여기서, $Kp = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$

형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times Kp \times Bf'/L = 1.137$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times Kp \times Bf'/L = 1.069$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.191$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.095$

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	2.970 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
형상계수,			$s_c = 1 + B_f' / L \times N_q / N_c$			=		1.134
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L \geq 0.6$			=		0.926
			$s_q = 1 + B_f' / L \times \tan \Phi$			=		1.130
깊이계수,			($D_f \leq B_f'$)					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$				=		1.199
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$				=		1.127
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	3.319 MPa	3.217 MPa	2.970 MPa	3.169 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 5.432 \leq 7.000$	삼각형 분포
검토	$q_u / q_a = 3.169 \geq 0.600$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$H_c / H_L = 1.637 \geq 1.200$	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	326.478	326.478	5.100	1665.035
교대구체	56.684	56.684	2.459	139.403
관성력	41.550	41.550	7.46	309.963
단면력		424.712		2114.401

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 56.684 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 139.40251 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.459\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
힘	$\Phi M_n = 58976 \geq 2114$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 425$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1650 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 155 ea

$$A_s = 123101 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 106.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$$

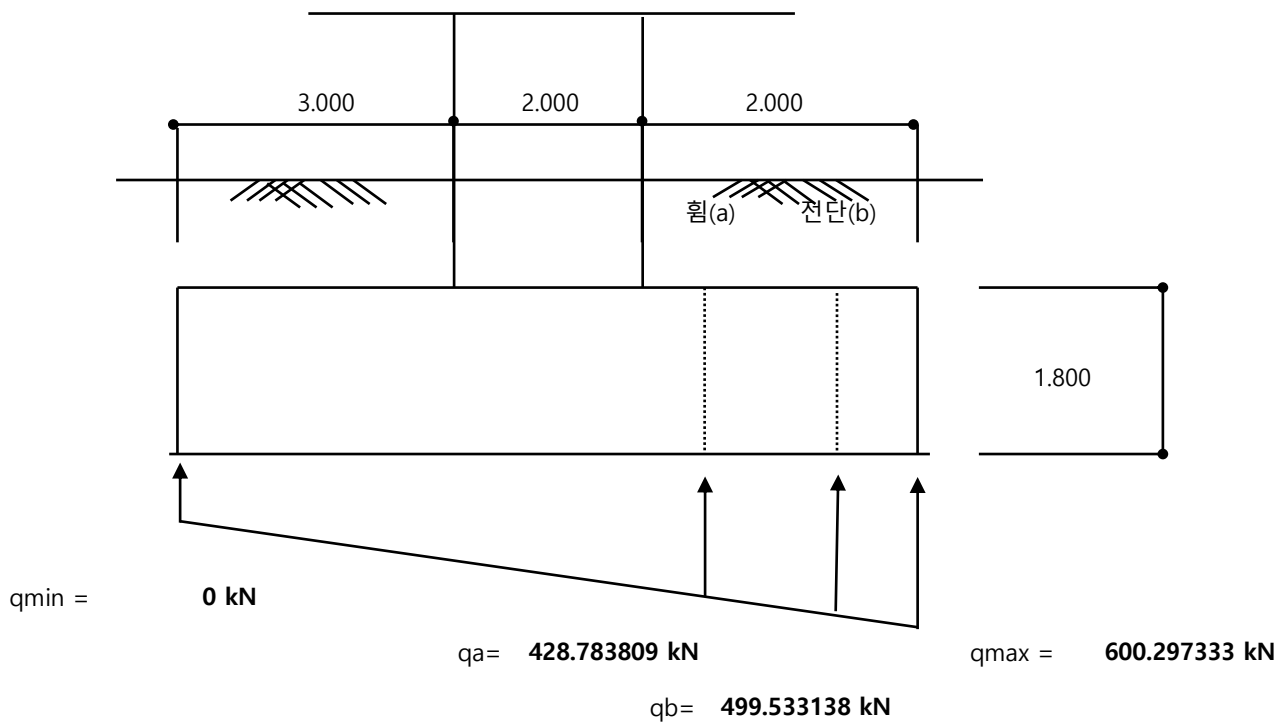
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	a =	2.000 m
전단	b = 2.000 - 1.650/2	1.175 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	90 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	37 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = q_a \times a^2/2 + (q_{\text{max}} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	1086 kN·m
	$V_{\text{지반}} = q_b \times b + (q_{\text{max}} - q_b)/2 \times b$	990 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{\text{지반}} - M_{\text{기초}}$	996 kN·m
	$V_u = V_{\text{지반}} - V_{\text{기초}}$	953 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 58976 \geq 996$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 953$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1650 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{ 단 : } D \quad 32 \quad - \quad 155 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 123101 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 106.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$$

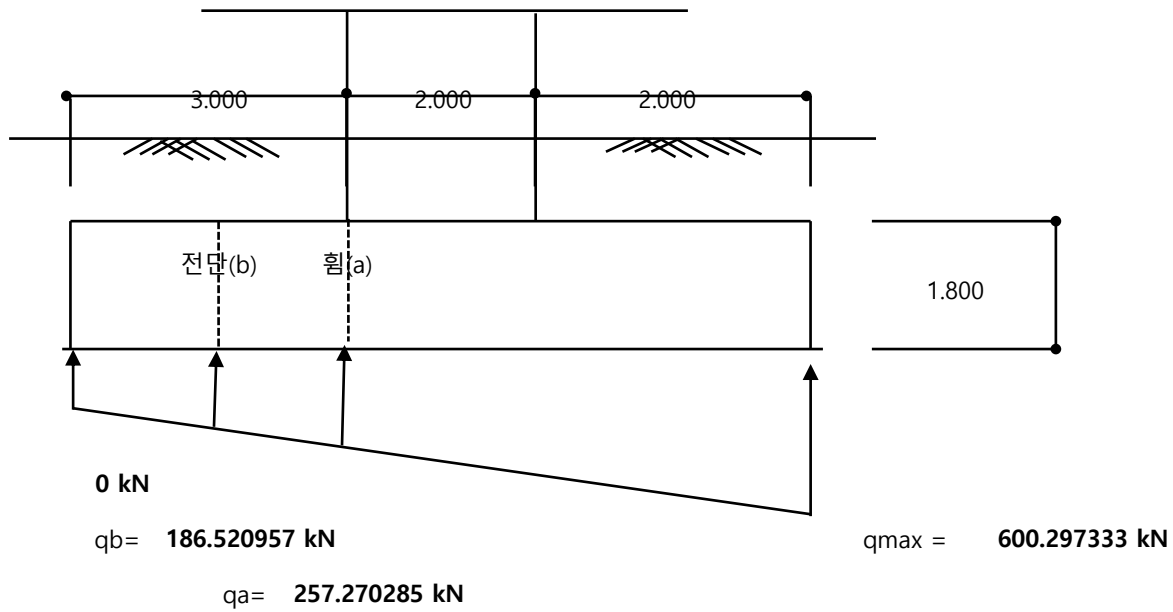
(c) 뒷굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$a =$	3.000 m
전단	$b = 3.000 - 1.650/2$	2.175 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	203 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	98 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = \sum V_i \times (X_{\text{뒷채움}} - (B - a))$	935 kN·m
	$V_{\text{상재}} = H_{\text{wall}} \times b \times \gamma_t$	555 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = P_i \times (X_{\text{상재}} - (B - a))$	44 kN·m
	$V_{\text{상재}} = q_i \times b$	54 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = [(q_a - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}^2]/3$	13 kN·m
	$V_{\text{지반}} = (q_b - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}$	168 kN
계수 단면력	$M_u = M_{\text{기초}} + M_{\text{뒷채움}} - M_{\text{상재}} - M_{\text{지반}}$	1168 kN·m
	$V_u = V_{\text{기초}} + V_{\text{뒷채움}} + V_{\text{상재}} - V_{\text{지반}}$	538 kN



H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	10.200	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	617.280	kN
$X_{뒷채움}$		=	5.514	m
P_1 :	지표면의 상재하중	=	25.000	kN
$X_{상재}$:	상재하중 작용위치	=	5.750	m
X :	qmin 발생지점	=	0.980	m

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 58976 \geq 1168$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 538$	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}	=	21	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	19500	mm	d	=	1650	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 힘 검토 1단 : D 32 - 155 ea

A_s	=	123101	mm ²
a	=	106.1	mm

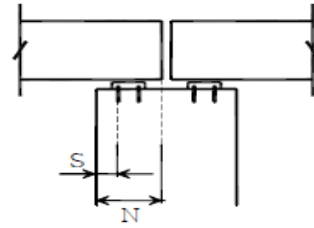
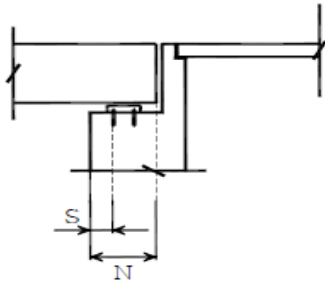
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$$

5) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	1.810	1.500	1.207	O.K
		허용폭	2.333	1.689	1.381	O.K
	지지력		3.169	0.600	5.279	O.K
	활동		1.637	1.200	1.364	O.K
단면검토	벽체	힘	58976	2114	27.892	O.K
		전단	24574	425	57.861	O.K
	앞굽	힘	58976	996	59.198	O.K
		전단	24574	953	25.794	O.K
	뒷굽	힘	58976	1168	50.495	O.K
		전단	24574	538	45.634	O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1400.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [80.29 , 462.95]$
 $= 462.95 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 462.95 \text{ mm}$

- $L = 90.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 16.914 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1400}{463} = 3.020 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

13.2 교각 3

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 2350.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [157.99 , 462.95]$
 $= 462.95 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 462.95 \text{ mm}$

- $L = 90.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 16.914 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{2350}{463} = 5.080 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

13.3 교각 6

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

$$\bullet N_C = 2350.00 \text{ mm}$$

2) 소요성능 N_D

$$\bullet N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [157.95, 475.16] \\ = 475.16 \text{ mm}$$

$$\bullet N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 475.16 \text{ mm}$$

$$L = 90.00 \text{ m (연속경간장)}$$

$$H = 18.748 \text{ m (총 교각 유효높이 평균길이)}$$

$$\theta = 0^\circ \text{ (사각)}$$

3) 평가

$$\bullet \frac{N_C}{N_D} = \frac{2350}{475} = 4.950 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

13.4 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

$$\bullet N_C = 1400.00 \text{ mm}$$

2) 소요성능 N_D

$$\bullet N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [77.98, 450.77] \\ = 450.77 \text{ mm}$$

$$\bullet N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 450.77 \text{ mm}$$

$$L = 90.00 \text{ m (연속경간장)}$$

$$H = 15.085 \text{ m (총 교각 유효높이 평균길이)}$$

$$\theta = 0^\circ \text{ (사각)}$$

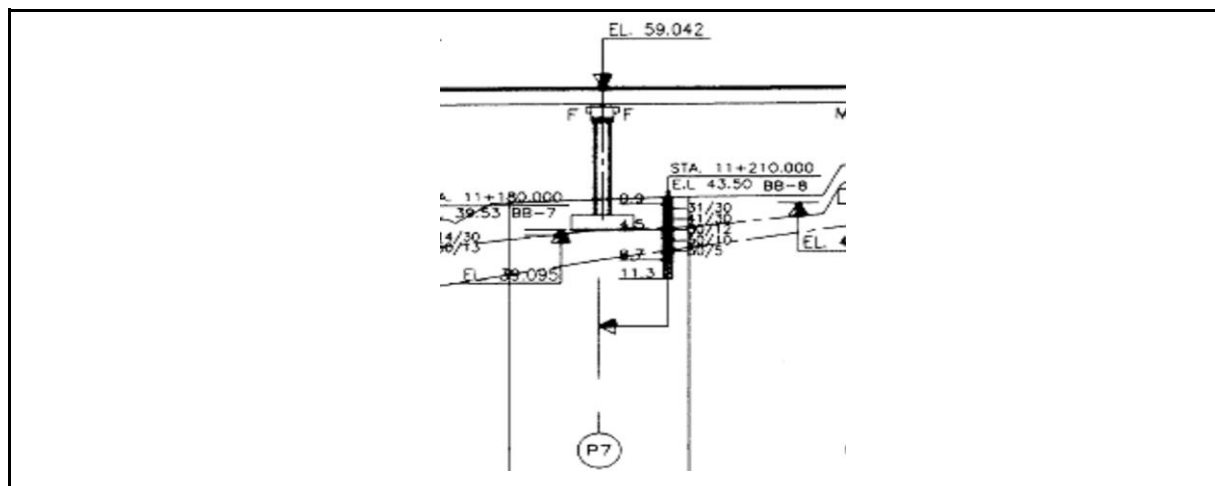
3) 평가

$$\bullet \frac{N_C}{N_D} = \frac{1400}{451} = 3.110 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

교량명 : 칠곡교

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얇고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얇고 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		

지 반 조 건 산 정							
종류	누계 (m)	깊이D(m)	N치	Vs (m/s)		D / Vs	
				Sun et al.(2013)	All Soil	Sun et al.(2013)	All Soil
사질토	1.5	1.5	125	382.6	468.4	0.0039	0.0032
사질토	1.8	0.3	150	405.5	504.5	0.0007	0.0006
사질토	3.0	1.2	300	505.9	668.9	0.0024	0.0018
합 계		3.0				0.0070	0.0056
평균 전단 파속도						426.6	536.6
지반조건						S2	S2
						S2	

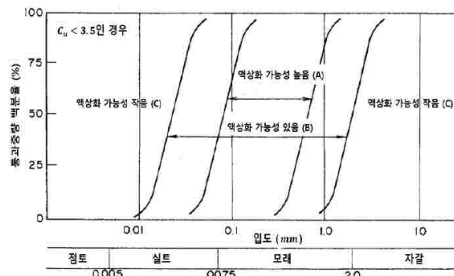


1.1 철곡교

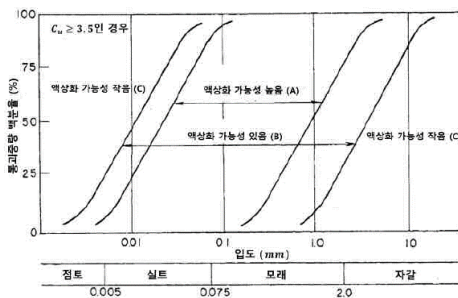
1.1.1 액상화평가 예비평가

(1) 액상화평가 본평가 생략조건

- ① 지하수위 위에 위치한 지반
- ② 지반심도가 20m이상인 지반
- ③ 상대밀도가 80%이상인 지반
- ④ 주상도 자료만 가지고 있는 경우,
 - 1) 표준관입저항값에 기초하여 산정된 $N_{1,60}$ 이 25이상인 지반
 - 2) 콘관입저항값에 기초하여 산정된 q_{c1N} 이 150이상인 지반
 - 3) 전단파 속도에 기초하여 산정된 V_{s1} 가 200m/sec이상인 지반
- ⑤ 세립토 함유량이 35%이상이고, 원위치시험결과가 다음과 같은지반
 - 1) $N_{1,60}$ 이 20이상인 지반
 - 2) q_{c1N} 이 100이상인 지반
 - 3) V_{s1} 가 180m/sec이상인 지반
- ⑥ 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역©에 위치하는 지반



(a) 균등 계수 3.5 미만



(b) 균등 계수 3.5 이상

- ⑦ 지진구역 Ⅱ에 위치한 내진Ⅱ등급 구조물
- ⑧ 기타, 경제성을 위하여 내진Ⅱ등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화평가를 생략할 수 있다.

(2) 참고문헌

항만 및 여항 설계기준[KDS 67 17 00](해양수산부, 2019)

기존 시설물(기초 및 지반) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2020)

④-1 주상도의 표준관입저항값에 기초한 예비평가

심도 (m)	측정 N값	보정계수					$(N_1)_{60}$	예비평가 결과
		C_N	C_E	C_B	C_R	C_S		
1.5	125	1.48	1.08	1.15	0.95	1.30	285	생략
1.8	150	1.43	1.08	1.15	0.95	1.30	329	생략
3.0	300	1.24	1.08	1.15	0.95	1.30	574	생략

∴ 액상화에 대해 안정한 것으로 보고 액상화 평가를 생략한다.