

교량 내진 성능 평가

도곡2교

보강전 내진성능평가 계산서

2023. 07

◆ 목 차 ◆

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

1. 개요
2. 하중산정 및 모델링
3. 고정하중에 대한 해석
4. 설계 지진동
5. 유효강성 산정
6. 고유치 해석
7. 지진 해석
8. 하중조합에 따른 단면력
9. 교각부 평가
10. 받침부 평가 (교각, 교대)
11. 기초부 평가
12. 기초부 평가(교대평가)
13. 지지길이평가

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

교각 1						
P 1	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.624	1.000	1.624 O.K
			교직(하단)	5.402	1.012	5.338 O.K
	교각부 전단평가		교축(상단)	5.408	987	5.477 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.680	4.702 O.K
			교직	7.600	0.435	17.489 O.K
		지지력	교축	21.209	2.000	10.604 O.K
			교직	28.168	2.000	14.084 O.K
		활동	교축	6.649	1.200	5.541 O.K
			교직	6.280	1.200	5.234 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	67,255	17,952	3,746 O.K
			교직	27,284	9,853	2,769 O.K
		전단	교축	34,828	7,150	4,871 O.K
			교직	14,664	5,787	2,534 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	4,410	2,455	1,796 O.K
			교직	4,410	2,591	1,702 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,308	136	9,588 O.K
			교직	1,308	144	9,083 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,952	1,227	2,405 O.K
			교직	369	288	1,282 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	830	136	6,086 O.K
			교직	808	144	5,609 O.K

교각		2						
P 2	구분			보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가			교축(하단)	1.605	1.000	1.605 O.K	
				교직(하단)	1.876	1.000	1.876 O.K	
				교직(상단)	1.888	1.000	1.888 O.K	
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.814	3.930	O.K	
			교직	7.600	0.520	14.618	O.K	
		지지력	교축	19.580	2.000	9.790	O.K	
			교직	27.091	2.000	13.546	O.K	
		활동	교축	7.215	1.200	6.013	O.K	
			교직	5.886	1.200	4.905	O.K	
	기초 단면검토	휨	교축	67.255	19.020	3.536	O.K	
			교직	27.284	9.957	2.740	O.K	
		전단	교축	34.828	7.586	4.591	O.K	
			교직	14.664	5.828	2.516	O.K	
		받침부	본체 (kN)	교축	4.410	2.219	1.987	O.K
				교직	4.410	2.574	1.714	O.K
	앵커볼트 (kN)		교축	1,308	123	10.607	O.K	
			교직	1,308	143	9.146	O.K	
	콘크리트 (kN)		교축	2,873	1,110	2.590	O.K	
			교직	360	286	1.258	O.K	
	프라이아웃 (kN)	교축	830	123	6.733	O.K		
		교직	830	143	5.805	O.K		

교각 3								
P 3	구분		보유성능		소요성능		평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	1.605	1.000	1.605	O.K	
			교직(하단)	1.858	1.000	1.858	O.K	
			교직(상단)	1.963	1.000	1.963	O.K	
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.751	4.263	O.K	
			교직	7.600	0.505	15.047	O.K	
		지지력	교축	19.669	2.000	9.835	O.K	
			교직	26.513	2.000	13.257	O.K	
		활동	교축	6.363	1.200	5.302	O.K	
			교직	5.811	1.200	4.842	O.K	
	기초 단면검토	휨	교축	67.255	18.565	3.623	O.K	
			교직	27.284	10.051	2.714	O.K	
		전단	교축	34.828	7.398	4.708	O.K	
			교직	14.664	5.840	2.511	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교축	4.410	2.476	1.781	O.K	
			교직	4.410	2.607	1.692	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	1.308	138	9.507	O.K	
			교직	1,308	145	9.029	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	2,902	1,238	2.344	O.K	
			교직	360	290	1.243	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	830	138	6.034	O.K	
			교직	809	145	5.588	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가
	받침부	본체 (kN)	교축	2,205	1,383	1,595 O.K
			교직	2,205	1,221	1,805 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,308	154	8,512 O.K
			교직	1,308	136	9,635 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	3,409	1,383	2,466 O.K
			교직	338	136	2,493 O.K
	안전성 검토	프라이아웃 (kN)	교축	830	154	5,403 O.K
			교직	830	136	6,116 O.K
		전도	안전률	2,145	1,500	1,430 O.K
			허용폭	2,000	1,238	1,616 O.K
		지지력		3,131	0.488	6,417 O.K
			활동	1,903	1,200	1,586 O.K
	단면 검토	벽체	휨	37,357	1,031	36,235 O.K
			전단	24,574	277	88,740 O.K
		앞굽	휨	37,357	452	82,562 O.K
			전단	24,574	792	31,043 O.K
		뒷굽	휨	37,357	910	41,065 O.K
			전단	24,574	389	63,233 O.K
	지지길이(mm)			교축	1,350	348 3,882 O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가
	받침부	본체 (kN)	교축	2,205	1,441	1,530 O.K
			교직	2,205	1,232	1,790 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	1,308	160	8,168 O.K
			교직	1,308	137	9,554 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	3,333	1,441	2,313 O.K
			교직	321	137	2,346 O.K
	안전성 검토	프라이아웃 (kN)	교축	827	160	5,166 O.K
			교직	827	137	6,042 O.K
		전도	안전률	2,016	1,500	1,344 O.K
			허용폭	2,167	1,466	1,478 O.K
		지지력		3,147	0.554	5,682 O.K
			활동	1,838	1,200	1,532 O.K
	단면 검토	벽체	휨	37,847	1,415	26,752 O.K
			전단	24,849	335	74,207 O.K
		앞굽	휨	37,847	525	72,145 O.K
			전단	24,849	908	27,362 O.K
		뒷굽	휨	37,847	1,029	36,797 O.K
			전단	24,849	447	55,529 O.K
	지지길이(mm)			교축	1,230	644 1,909 O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	도곡2교	준공년도	2005 년
본부/지사	수원국토 관리사무소	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	다주식 교각
교량폭원	19.5m	기초형식	직접기초
콘크리트	35Mpa	콘크리트	21Mpa
교량연장	(2@30.0) + (2@30.0) = 120.0m		

1.2 내진설계

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

단면재료상수

- 콘크리트

1) 설계강도

- ◆ 상부 : fck = 35 Mpa
- ◆ 하부 : fck = 21 Mpa

2) 탄성계수

fck < 40 : fcu = fck + 4

fck > 60 : fcu = fck + 6

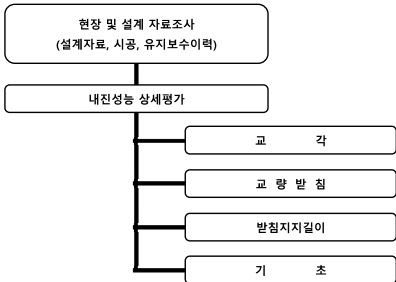
- ◆ 상부 : Ecs = 8,500 3√ fcu = 8,500 3√ 39 = 28,825 MPa
- ◆ 하부 : Ecp = 8,500 3√ fcu = 8,500 3√ 25 = 24,854 MPa

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 항상 요령에 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)

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, Vs = 65.54N^{0.407}
- for sand soils (중화진류토), Vs = 107.94N^{0.418}
- for sand soils (중화암), Vs = 75.76N^{0.371}
- for sand and silt soils (중적토), Vs = 82.01N^{0.319}
- for Gravel (중적토), Vs = 78.63N^{0.361}

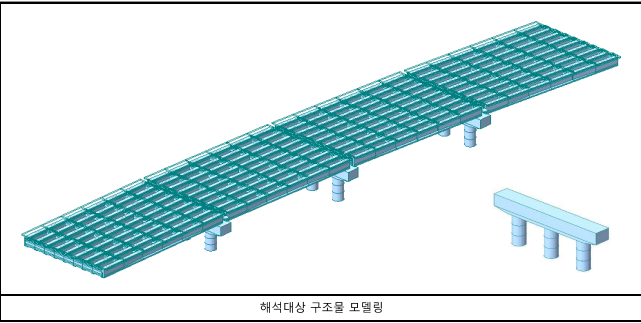
1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
기동강도산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법
	콘크리트 모델	MANDER 모델
	철근 모델	PARK 모델
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL
탄성지진력산정	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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : PSC
- 적용 받침 : 탄성받침

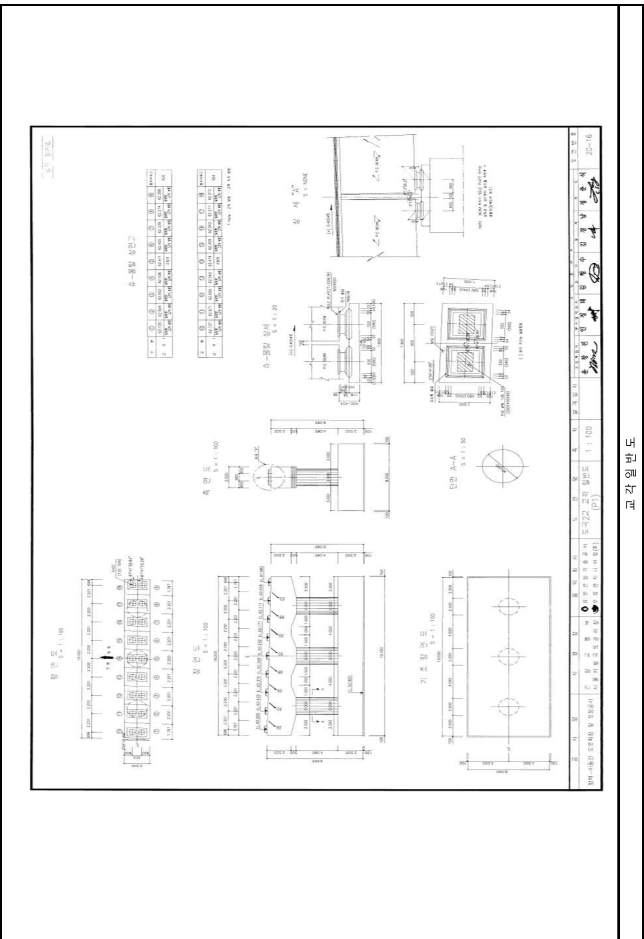
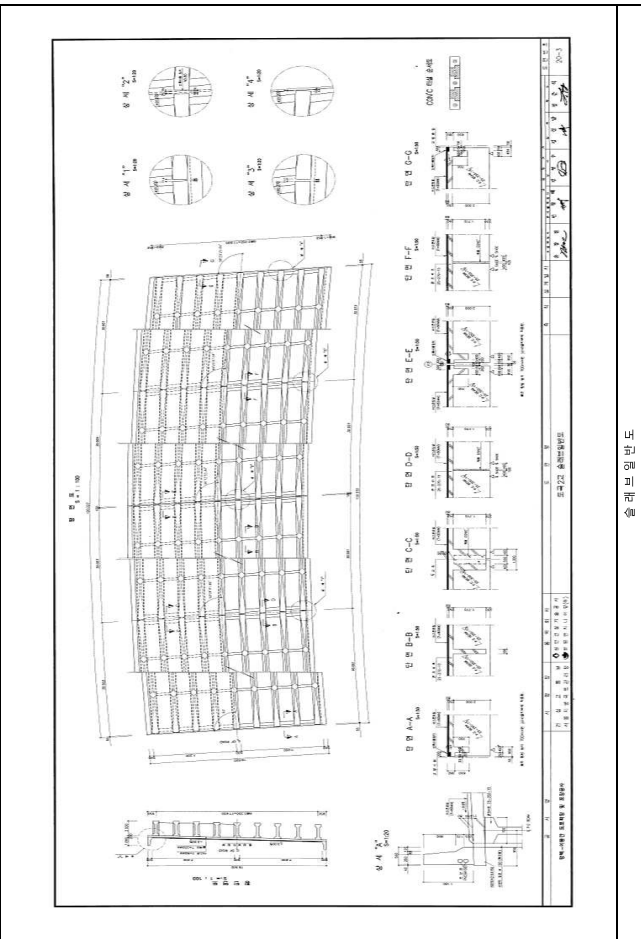
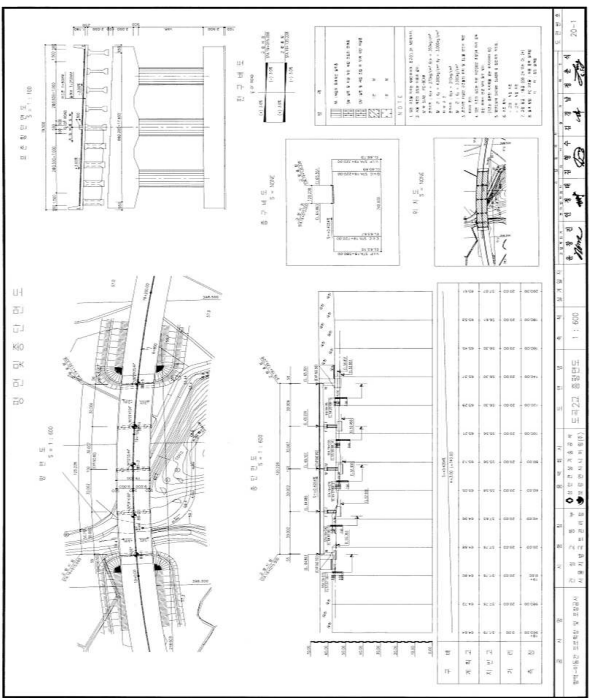


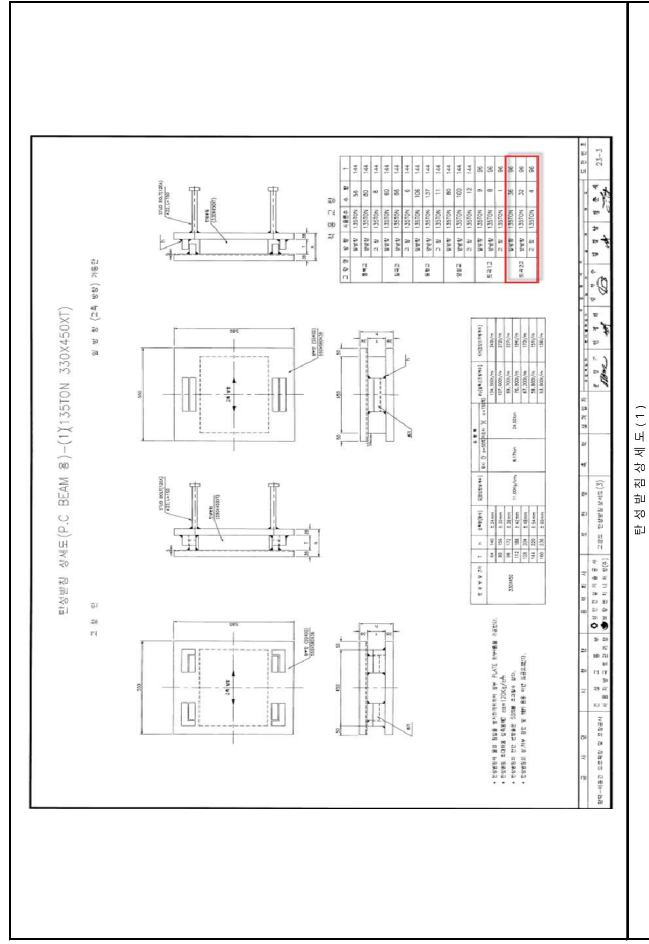
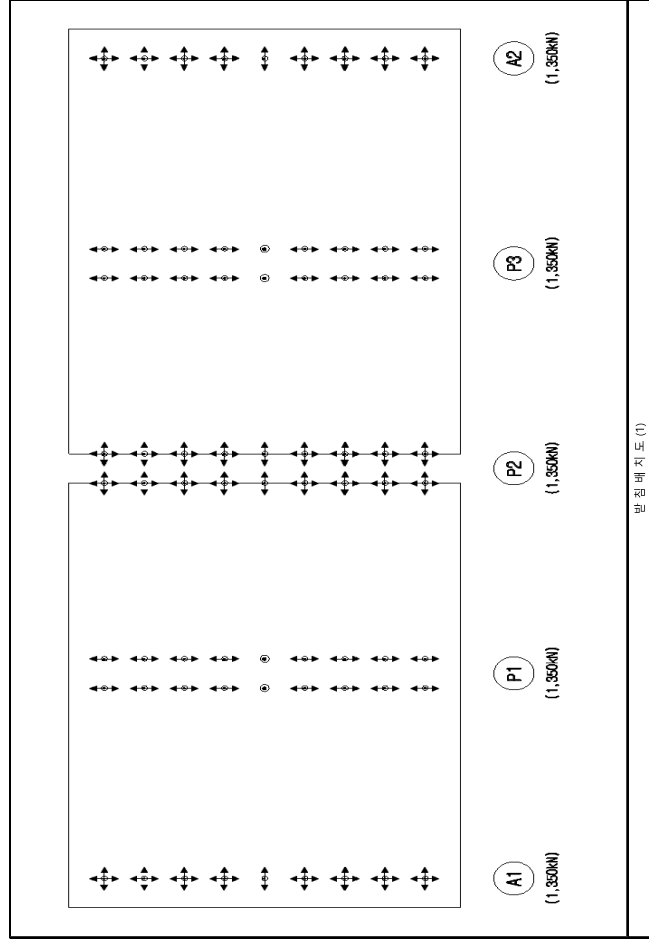
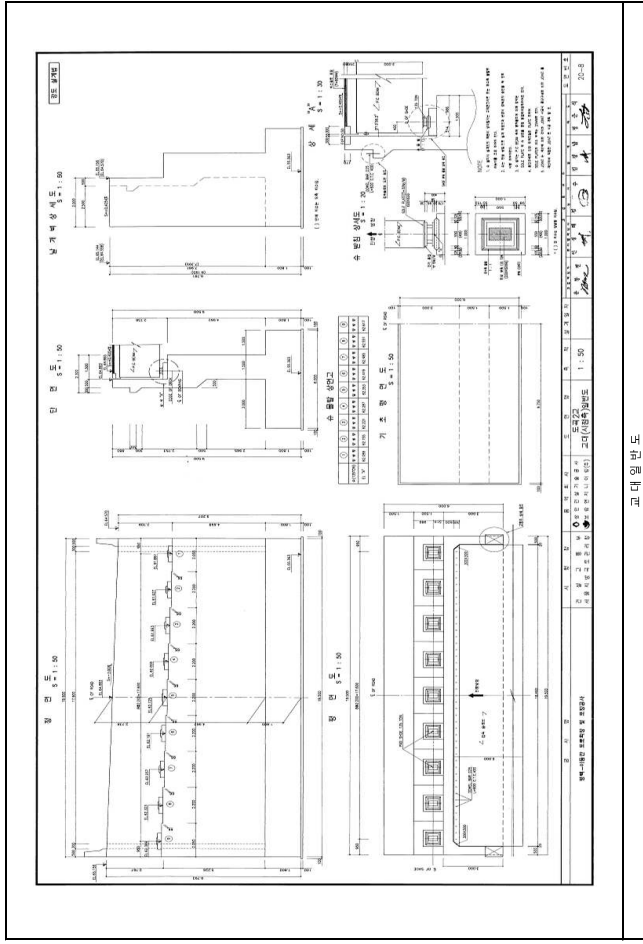
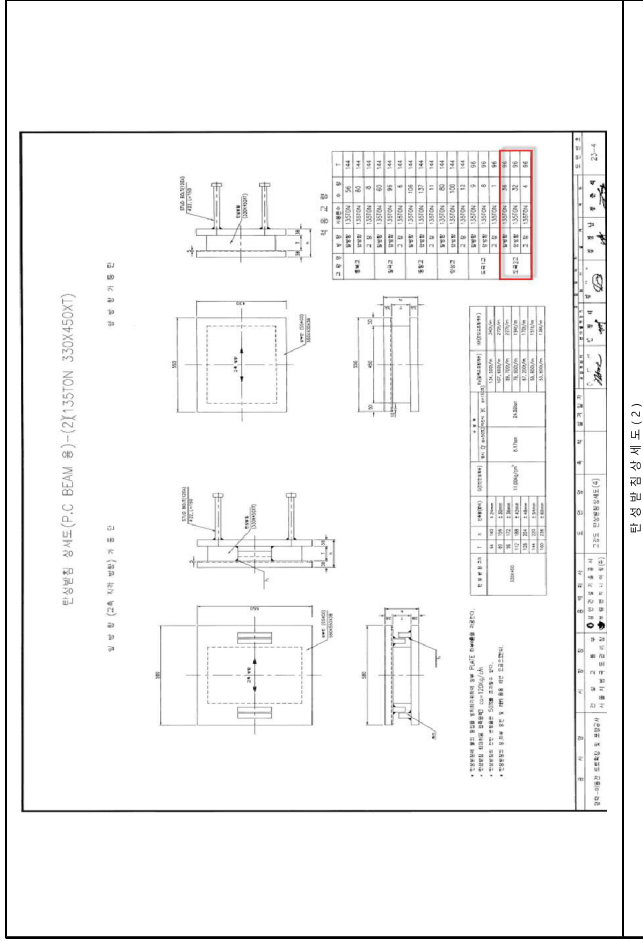
2.2 하중산정 조건

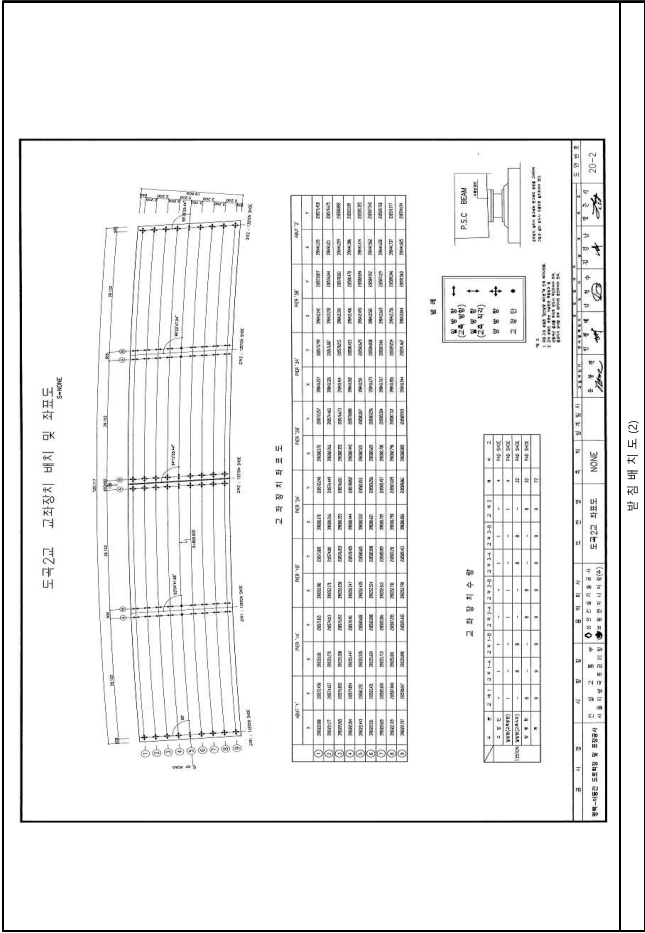
- 1차 고정하중 : Midas Civil 구조해석 프로그램에서 Self Weight 자동으로 계산

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	0.50	×	1.09	×	24.5			=	13.35	kN/m
중분대	0.50	×	0.30	×	24.5			=	3.68	kN/m

2.3 설계도면 자료







3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN/m)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	735.2	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	716.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	707.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	705.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	705.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	704.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	707.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	716.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	736.9	1,350	O.K	245.0	2,270
P1-L	1	766.9	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	746.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	736.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	733.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	735.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	733.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	735.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	747.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	766.8	1,350	O.K	245.0	2,270
P1-R	1	762.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	749.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	740.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	737.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	737.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	736.2	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	738.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	750.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	779.5	1,350	O.K	245.0	2,270

P2-L	1	736.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	718.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	707.9	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	704.9	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	707.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	705.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	707.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	717.1	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	731.6	1,350	O.K	245.0	2,270
P2-R	1	730.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	716.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	708.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	706.1	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	705.1	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	703.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	706.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	716.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	741.0	1,350	O.K	245.0	2,270
P3-L	1	778.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	749.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	739.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	736.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	738.1	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	735.9	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	738.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	749.8	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	761.3	1,350	O.K	245.0	2,270

P3-R	1	751.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	747.1	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	739.0	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	735.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	735.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	733.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	735.4	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	747.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	786.7	1,350	O.K	245.0	2,270
A2	1	739.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	2	718.3	1,350	O.K	245.0	2,270
	3	707.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	4	704.7	1,350	O.K	245.0	2,270
	5	706.9	1,350	O.K	245.0	2,270
	6	705.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	7	707.5	1,350	O.K	245.0	2,270
	8	716.6	1,350	O.K	245.0	2,270
	9	728.4	1,350	O.K	245.0	2,270

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	5433.13	5747.38	
P2	1	5236.13	5636.87	
P3	1	5434.32	5802.25	

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

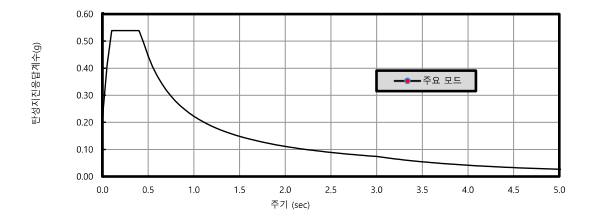
4.3 지반분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반압 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	알고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	알고 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)

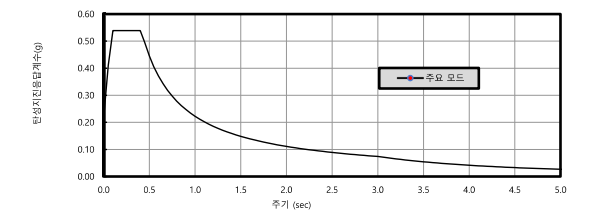
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

4.5 탄성지진 응답계수 (교축방향 - 5% Damping, S2지반)

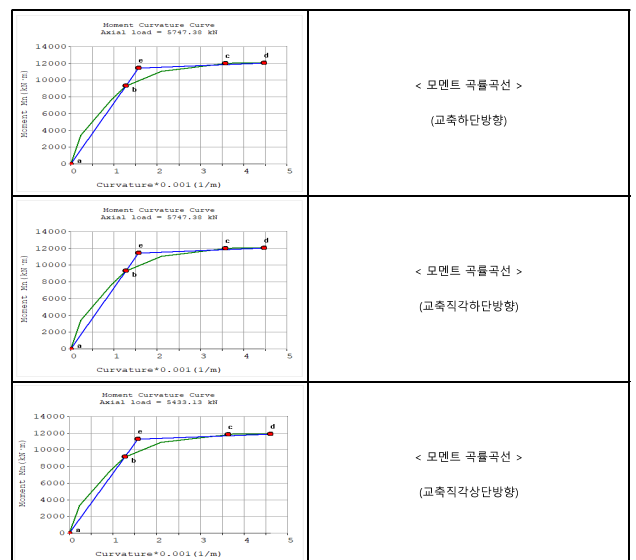


주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.216	2.550	0.087
0.050	0.411	2.600	0.086
0.100	0.539	2.650	0.084
0.150	0.539	2.700	0.082
0.200	0.539	2.750	0.081
0.250	0.539	2.800	0.080
0.300	0.539	2.850	0.078
0.350	0.539	2.900	0.077
0.400	0.539	2.950	0.075
0.450	0.495	3.000	0.074
0.500	0.445	3.050	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 (교지방향 - 5% Damping, S2지반)



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



5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^{\perp} = I_{eff} / I_g = 0.293 / 0.785 = 0.373$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11,434}{0.00156992 \times 24,854,151} = 0.293$$

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

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

2) 교직방향

$$k^{\top} = I_{eff} / I_g = 0.293 / 0.785 = 0.373$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11,434}{0.00156992 \times 24,854,151} = 0.293$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.373 \times I_g = 0.293 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^{\top} \times I_g = 0.373 \times I_g = 0.293 \text{ m}^4$$

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.2 교각2

1) 교축방향

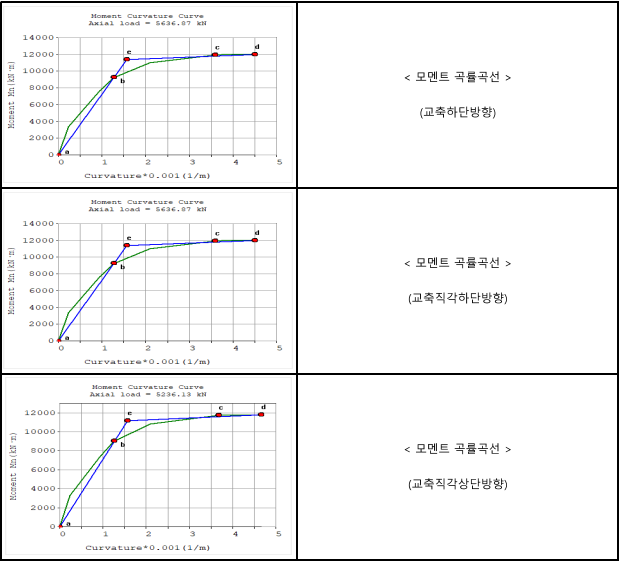
초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,258 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001276 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,377 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001568 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	11,973 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.004496 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,258 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001276 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,377 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001568 m ⁻¹
극한시	모멘트(M ₀ ^j)	11,973 kNm	곡률(φ ₀ ^j)	0.004496 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,036 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001265 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,180 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001564 m ⁻¹
극한시	모멘트(M ₀ ^j)	11,771 kNm	곡률(φ ₀ ^j)	0.004659 m ⁻¹



5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^{\perp} = I_{eff} / I_g = 0.292 / 0.785 = 0.372$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11,377}{0.00156836 \times 24,854,151} = 0.292$$

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

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

2) 교직방향

$$k^{\top} = I_{eff} / I_g = 0.292 / 0.785 = 0.372$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11,377}{0.00156836 \times 24,854,151} = 0.292$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.372 \times I_g = 0.292 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^{\top} \times I_g = 0.372 \times I_g = 0.292 \text{ m}^4$$

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.3 교각3

1) 교축방향

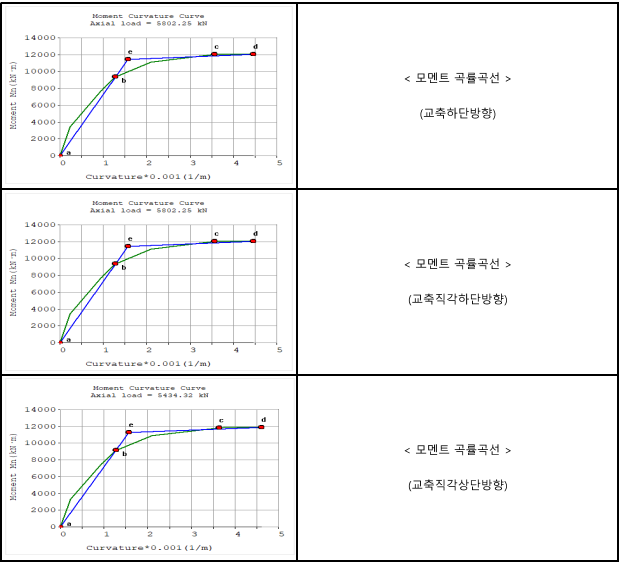
초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,350 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001281 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,463 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001571 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	12,062 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.004456 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,350 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001281 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,463 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001571 m ⁻¹
극한시	모멘트(M ₀ ^j)	12,062 kNm	곡률(φ ₀ ^j)	0.004456 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	9,146 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001270 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	11,285 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001567 m ⁻¹
극한시	모멘트(M ₀ ^j)	11,876 kNm	곡률(φ ₀ ^j)	0.004606 m ⁻¹



5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$k^{\perp} = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.374$

$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11.463}{0.00157072 \times 24,854,151} = 0.294$

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

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

2) 교직방향

$k^{\top} = I_{eff} / I_g = 0.294 / 0.785 = 0.374$

$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y E_c} = \frac{11.463}{0.00157072 \times 24,854,151} = 0.294$

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

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

3) 유효강성 산정

$\therefore \text{교축방향 } I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.374 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$

$\therefore \text{교직방향 } I_{eff} = k^{\top} \times I_g = 0.374 \times I_g = 0.294 \text{ m}^4$

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

이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정

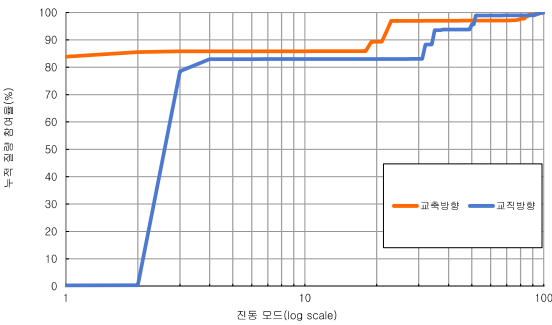
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기 (sec)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.21	83.88	0.27	0.00	83.88	0.27	0.00	
2	1.18	1.72	0.08	0.00	85.60	0.35	0.00	
3	1.16	0.23	78.21	0.00	85.83	78.56	0.00	
4	1.16	0.00	4.39	0.00	85.83	82.95	0.00	
5	0.99	0.01	0.05	0.00	85.84	83.00	0.00	
6	0.99	0.00	0.00	0.00	85.84	83.00	0.00	
7	0.31	0.00	0.01	0.00	85.85	83.01	0.00	
8	0.31	0.00	0.00	0.00	85.85	83.01	0.00	
9	0.26	0.01	0.00	0.01	85.85	83.01	0.01	
10	0.26	0.00	0.00	0.48	85.86	83.01	0.49	
11	0.25	0.05	0.00	0.02	85.91	83.01	0.50	
12	0.25	0.00	0.00	61.79	85.91	83.01	62.29	
13	0.24	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.29	
14	0.24	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.30	
15	0.24	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.30	
16	0.24	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.30	
17	0.22	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.30	
18	0.22	0.00	0.00	0.00	85.91	83.01	62.30	
19	0.20	3.43	0.00	0.00	89.34	83.01	62.30	
20	0.17	0.00	0.00	0.00	89.34	83.01	62.30	
21	0.17	0.00	0.00	0.00	89.34	83.01	62.30	
22	0.16	3.75	0.00	0.00	93.08	83.02	62.30	
23	0.14	3.86	0.00	0.00	96.94	83.02	62.30	
24	0.13	0.00	0.00	0.00	96.94	83.02	62.30	
25	0.13	0.00	0.00	0.00	96.94	83.02	62.30	
26	0.13	0.00	0.00	0.01	96.94	83.02	62.31	
27	0.13	0.00	0.00	0.01	96.94	83.02	62.32	
28	0.12	0.00	0.04	0.00	96.94	83.07	62.32	
29	0.12	0.00	0.01	0.00	96.94	83.08	62.32	
30	0.11	0.00	0.00	0.00	96.94	83.08	62.32	
31	0.11	0.00	0.00	0.00	96.94	83.08	62.32	
32	0.09	0.01	5.23	0.00	96.95	88.31	62.32	
33	0.08	0.00	0.00	0.00	96.95	88.31	62.32	
34	0.08	0.00	0.03	0.00	96.95	88.34	62.32	
35	0.08	0.01	5.24	0.00	96.95	93.58	62.32	
36	0.07	0.00	0.00	0.00	96.95	93.58	62.32	
37	0.07	0.00	0.00	0.01	96.95	93.58	62.33	
38	0.07	0.00	0.21	0.00	96.95	93.79	62.33	
39	0.07	0.00	0.00	0.00	96.95	93.79	62.33	
40	0.07	0.00	0.00	0.00	96.95	93.79	62.33	
41	0.07	0.03	0.00	0.00	96.98	93.79	62.33	
42	0.07	0.00	0.01	0.00	96.99	93.80	62.33	
43	0.07	0.00	0.00	0.04	96.99	93.80	62.36	
44	0.07	0.00	0.00	0.00	96.99	93.80	62.36	
45	0.07	0.09	0.00	0.00	97.08	93.80	62.36	
46	0.06	0.00	0.00	0.00	97.08	93.80	62.36	
47	0.06	0.00	0.00	0.00	97.08	93.80	62.36	
48	0.06	0.00	0.00	0.00	97.08	93.80	62.37	
49	0.06	0.00	0.00	0.00	97.08	93.80	62.37	
50	0.06	0.00	1.83	0.00	97.09	95.63	62.37	

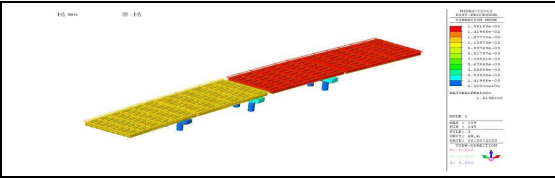
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



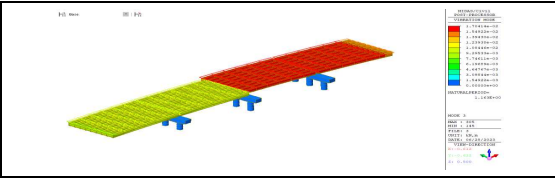
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.2150 sec) - 1 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.1631 sec) - 3 Mode



51	0.06	0.00	0.01	0.00	97.09	95.64	62.37	
52	0.06	0.00	3.31	0.00	97.09	98.95	62.37	
53	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
54	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
55	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
56	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
57	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
58	0.06	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
59	0.05	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.37	
60	0.05	0.00	0.00	0.05	97.09	98.95	62.42	
61	0.05	0.00	0.00	0.03	97.09	98.95	62.45	
62	0.05	0.00	0.00	0.02	97.09	98.95	62.46	
63	0.05	0.00	0.00	0.00	97.09	98.95	62.47	
64	0.04	0.00	0.01	0.12	97.09	98.95	62.59	
65	0.04	0.00	0.00	0.07	97.09	98.95	62.66	
66	0.04	0.00	0.01	0.06	97.09	98.96	62.72	
67	0.04	0.00	0.00	2.23	97.09	98.96	64.95	
68	0.04	0.00	0.02	0.07	97.10	98.98	65.02	
69	0.04	0.00	0.00	3.75	97.10	98.98	68.77	
70	0.04	0.00	0.00	0.00	97.10	98.98	68.77	
71	0.04	0.04	0.00	0.24	97.14	98.98	69.02	
72	0.04	0.00	0.00	0.01	97.14	98.98	69.02	
73	0.04	0.02	0.00	0.00	97.16	98.98	69.02	
74	0.03	0.01	0.00	0.00	97.17	98.98	69.02	
75	0.03	0.00	0.00	0.00	97.17	98.98	69.03	
76	0.03	0.01	0.00	0.00	97.18	98.99	69.03	
77	0.03	0.07	0.00	0.00	97.25	98.99	69.03	
78	0.03	0.14	0.00	0.00	97.39	98.99	69.03	
79	0.03	0.00	0.00	0.00	97.39	98.99	69.03	
80	0.03	0.31	0.00	0.02	97.70	98.99	69.05	
81	0.03	0.00	0.00	0.00	97.70	98.99	69.05	
82	0.02	0.04	0.00	0.72	97.74	98.99	69.77	
83	0.02	0.00	0.00	0.00	97.74	99.00	69.77	
84	0.02	0.65	0.00	0.03	98.39	99.00	69.80	
85	0.02	0.24	0.00	0.00	98.63	99.00	69.80	
86	0.02	0.05	0.00	0.00	98.68	99.00	69.80	
87	0.02	0.51	0.00	0.00	99.20	99.00	69.80	
88	0.02	0.00	0.00	0.00	99.20	99.00	69.80	
89	0.02	0.01	0.00	0.00	99.21	99.00	69.80	
90	0.02	0.00	0.00	0.00	99.21	99.00	69.80	
91	0.01	0.01	0.00	0.00	99.21	99.00	69.80	
92	0.01	0.00	0.28	0.00	99.21	99.28	69.80	
93	0.01	0.00	0.25	0.00	99.22	99.53	69.80	
94	0.01	0.22	0.01	0.00	99.44	99.54	69.80	
95	0.01	0.25	0.00	0.00	99.69	99.54	69.80	
96	0.01	0.00	0.23	0.00	99.69	99.77	69.80	
97	0.01	0.20	0.00	0.00	99.89	99.77	69.80	
98	0.01	0.00	0.14	0.00	99.89	99.91	69.80	
99	0.00	0.11	0.00	0.00	100.00	99.91	69.80	
100	0.00	0.00	0.09	0.00	100.00	100.00	69.80	

7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	67.37	0	0	1.26	0	0
P1	67.29	944	4759	1.51	36	75
P2	70.28	853	6226	3.99	39	102
P3	70.01	947	5181	2.66	43	102
A2	69.93	0	0	2.73	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
P1	8.13	931	990	0.26	36	73
P2	16.26	838	1865	0.56	38	98
P3	10.73	932	786	0.36	42	100
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	1.89	0	0	59.44	0	0
P1	1.86	39	176	63.91	1001	2050
P2	2.75	34	242	63.76	1046	2721
P3	2.82	45	233	64.12	1041	2489
A2	3.13	0	0	59.55	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	0.27	38	45	0.98	977	1990
P2	0.60	33	72	1.95	1005	2629
P3	0.45	45	46	1.54	1005	2408
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력 (kN)	교축방향		하단 축력 (kN)	교축방향	
		교각하단	교각하단		교각하단	교각하단
		전단력(kN)	모멘트(kN-m)		전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	5,433	1	6	5,747	0	0
P2	5,236	1	4	5,637	1	4
P3	5,434	1	4	5,802	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	0.01	1	6	0.00	0	1
P2	0.01	1	4	0.00	1	4
P3	0.00	1	4	0.00	0	1
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,433.1		5,433.1	
하단축력(kN)	5,747.4		5,747.4	
상단변위(mm)	8.1	0.3	0.3	1.0
상단전단력(kN)	930.9	35.7	38.5	976.6
하단전단력(kN)	943.6	36.5	38.9	1,000.8
상단모멘트(kN-m)	989.7	72.8	45.2	1,989.6
하단모멘트(kN-m)	4,759.3	74.6	176.1	2,050.4

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,433.1		5,433.1	
하단축력(kN)	5,747.4		5,747.4	
상단변위(mm)	8.2	0.6	2.7	1.1
상단전단력(kN)	942.5	328.6	317.8	987.3
하단전단력(kN)	955.3	336.7	322.0	1,011.7
상단모멘트(kN-m)	1,003.2	669.7	342.1	2,011.4
하단모멘트(kN-m)	4,812.1	689.7	1,603.9	2,072.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,433.1		5,433.1	
하단축력(kN)	5,747.4		5,747.4	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.6	0.2	0.6	0.2
하단전단력(kN)	0.6	0.2	0.6	0.2
상단모멘트(kN-m)	6.2	0.5	6.2	0.5
하단모멘트(kN-m)	6.0	0.2	6.0	0.2

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	5,433.1	5,433.1	P
하단축력(kN)	5,747.4	5,747.4	Pbot
상단변위(mm)	8.2	1.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	943.0	987.4	[VE]comb.Top
하단전단력(kN)	955.8	1,011.9	[VE]comb.Bot
상단모멘트(kN-m)	1,009.5	2,011.9	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	4,818.1	2,073.0	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과				
부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,236.1		5,236.1	
하단축력(kN)	5,636.9		5,636.9	
상단변위(mm)	16.3	0.6	0.6	2.0
상단전단력(kN)	838.5	37.7	33.3	1,005.1
하단전단력(kN)	853.3	39.0	33.8	1,046.2
상단모멘트(kN-m)	1,865.0	98.4	72.0	2,629.3
하단모멘트(kN-m)	6,226.3	101.5	241.8	2,720.6
2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)				
부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,236.1		5,236.1	
하단축력(kN)	5,636.9		5,636.9	
상단변위(mm)	16.4	1.1	5.5	2.1
상단전단력(kN)	848.4	339.2	284.8	1,016.4
하단전단력(kN)	863.4	352.9	289.8	1,057.9
상단모멘트(kN-m)	1,886.6	887.2	631.5	2,658.8
하단모멘트(kN-m)	6,298.8	917.7	2,109.7	2,751.1
3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)				
부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,236.1		5,236.1	
하단축력(kN)	5,636.9		5,636.9	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.8	1.4	0.8	1.4
하단전단력(kN)	0.8	1.4	0.8	1.4
상단모멘트(kN-m)	3.6	3.7	3.6	3.7
하단모멘트(kN-m)	4.1	3.8	4.1	3.8
4) 방향별 하중조합				
부재력	교축방향	교직방향		기호
	교축 조합력	교직 조합력		
상단축력(kN)	5,236.1	5,236.1		P
하단축력(kN)	5,636.9	5,636.9		Pbot
상단변위(mm)	16.5	2.1		[ΔE]comb
상단전단력(kN)	849.2	1,017.8		[VE]comb.Top
하단전단력(kN)	864.2	1,059.4		[VE]comb.Bot
상단모멘트(kN-m)	1,890.2	2,662.5		[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	6,302.9	2,754.8		[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각	하중경우		
	교축	교직	교각
P1	교축	5747.4	955.8
	교직	5747.4	1011.9
P2	교축	5636.9	864.2
	교직	5636.9	1059.4
P3	교축	5802.3	962.3
	교직	5802.3	1053.8

8.3 받침부 해당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	154	136
P1	137	144
P2	128	144
P3	139	145
A2	161	137

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	1383	1221
P1	2455	2591
P2	2219	2574
P3	2476	2607
A2	1441	1232

F_{y1}^L, F_{y1}^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_{u1}^L, F_{u1}^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{u1}^L, M_{u1}^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)
 M_{u1}^L, M_{u1}^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

P3 교각 (기둥)

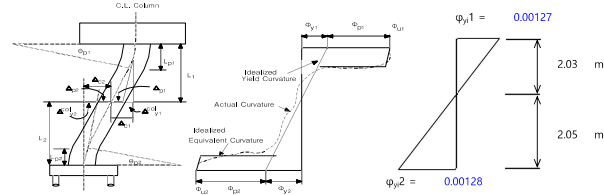
1) 해석결과				
부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,434.3		5,434.3	
하단축력(kN)	5,802.3		5,802.3	
상단변위(mm)	10.7	0.4	0.5	1.5
상단전단력(kN)	932.0	41.7	44.6	1,005.3
하단전단력(kN)	947.3	42.8	45.1	1,040.8
상단모멘트(kN-m)	785.7	100.0	45.9	2,408.4
하단모멘트(kN-m)	5,180.5	102.1	233.1	2,489.3
2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)				
부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,434.3		5,434.3	
하단축력(kN)	5,802.3		5,802.3	
상단변위(mm)	10.9	0.8	3.7	1.6
상단전단력(kN)	945.4	343.3	324.2	1,017.8
하단전단력(kN)	960.9	355.0	329.3	1,053.6
상단모멘트(kN-m)	799.4	822.5	281.6	2,438.4
하단모멘트(kN-m)	5,250.5	848.9	1,787.2	2,519.9
3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)				
부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,434.3		5,434.3	
하단축력(kN)	5,802.3		5,802.3	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	1.5	0.2	1.5	0.2
하단전단력(kN)	1.5	0.2	1.5	0.2
상단모멘트(kN-m)	3.8	0.6	3.8	0.6
하단모멘트(kN-m)	3.7	0.3	3.7	0.3
4) 방향별 하중조합				
부재력	교축방향	교직방향		기호
	교축 조합력	교직 조합력		
상단축력(kN)	5,434.3	5,434.3		P
하단축력(kN)	5,802.3	5,802.3		Pbot
상단변위(mm)	10.9	1.6		[ΔE]comb
상단전단력(kN)	946.9	1,018.0		[VE]comb.Top
하단전단력(kN)	962.3	1,053.8		[VE]comb.Bot
상단모멘트(kN-m)	803.2	2,439.0		[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	5,254.1	2,520.2		[ME]comb

9. 교각부 평가

9.1 교각 1

구분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
검이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	4.080	4.080	교각높이
교각유�효높이 H _e (m)	6.580	2.040	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.215	1.163	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >
 $\therefore$ 교축직각방향 상단 H_e = 기둥길이(L) × ϕ_{y1} / (ϕ_{y1} + ϕ_{y2})
= 4.080 × 0.00127 / (0.00127 + 0.00128) = 2.03 m
 $\therefore$ 교축직각방향 하단 H_e = 기둥길이(L) × ϕ_{y2} / (ϕ_{y1} + ϕ_{y2})
= 4.080 × 0.00128 / (0.00127 + 0.00128) = 2.05 m

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향
 $F_{y1}^L = M_{y1}^L / H_e = 11,434 / 6.580 = 1,737.736$ kN
 $F_{u1}^L = M_{u1}^L / H_e = 12,024 / 6.580 = 1,827.416$ kN
2) 교축직각방향
 $F_{y1}^T = M_{y1}^T / H_e = 11,434 / 2.047 = 5,585.882$ kN
 $F_{u1}^T = M_{u1}^T / H_e = 12,024 / 2.047 = 5,874.157$ kN
- 기둥상단
 $F_{y1}^T = M_{y1}^T / H_e = 11,284 / 2.033 = 5,550.516$ kN
 $F_{u1}^T = M_{u1}^T / H_e = 11,876 / 2.033 = 5,841.367$ kN

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 6.580^2}{3} = 0.0227 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 6.58 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.715 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \Theta_y^L &= (\Phi_y^L - \Phi_y^I) L_p^L = (0.00447 - 0.00157) \times 0.715 = 0.0021 \\ \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \Theta_y^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{12.024}{11.434} - 1 \right) \times 0.02266 + 0.00208 \times \left(6.580 - \frac{0.715}{2} \right) \\ &= 0.0141 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.02270 + 0.01410 = 0.0368 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0368}{0.0227} = 1.624 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.624** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 2.047^2}{3} = 0.0022 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 2.047 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.353 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \Theta_y^T &= (\Phi_y^T - \Phi_y^I) L_p^T = (0.00447 - 0.00157) \times 0.383 \\ &= 0.00110 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_u^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \Theta_y^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{12.024}{11.434} - 1 \right) \times 0.00219 + 0.00110 \times \left(2.047 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.0022 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0022 + 0.0022 = 0.0044 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.00440}{0.00219} = 2.007 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.000** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 2.033^2}{3} = 0.00216 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 2.033 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.351 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\ \Theta_y^T &= (\Phi_y^T - \Phi_y^I) L_p^T = (0.00461 - 0.00157) \times 0.383 \\ &= 0.00120 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_u^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \Theta_y^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{11.876}{11.284} - 1 \right) \times 0.00216 + 0.00120 \times \left(2.033 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.0023 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0022 + 0.0023 = 0.0045 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0045}{0.00216} = 2.084 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.000** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1738	1827	5586	5874	5551	5841	
변위 Δ (m)	0.0227	0.0368	0.0022	0.0044	0.0022	0.0045	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능극선 산정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cd}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

$$A_{gross} : 3.142 \text{ m}^2$$

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_d = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02266 = 0.04531 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_d = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02266 = 0.11329 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_d) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cd}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

$$A_{gross} : 3.142 \text{ m}^2$$

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_d = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00219 = 0.00439 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_d = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00219 = 0.01096 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_d) - 교각 상단

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cd}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

$$A_{gross} : 3.142 \text{ m}^2$$

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_d = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00216 = 0.00432 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_d = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00216 = 0.01080 \text{ m}$$

3) 교축직각방향 (V_d)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_d)

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

여기서,

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

$$\Rightarrow (D16 - 1 \text{ EA}) \quad 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$$

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

$$= 1,844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

4) 교축직각방향 (V_d)

① 전단철근이 부담하는 전단강도 (V_d) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,150.8 \text{ kN}$$

여기서,

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

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

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_d) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi}{2} \times \frac{A_v f_y D'}{s} \\
 &= \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{150} = 1,150.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

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

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,433 \times 2,000}{6,580} = 248 \text{ kN}$$

여기서, $P_{top} = 5,433 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 6,580 \text{ m}$ (=H₀) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,433 \times 2,000}{2,047} = 796 \text{ kN}$$

여기서, $P_{top} = 5,433 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 2,047 \text{ m}$ (=H₀) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,433 \times 2,000}{2,033} = 802 \text{ kN}$$

여기서, $P_{top} = 5,433 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 2,033 \text{ m}$ (=H₀) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d)

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 2.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 3,455 + 1,151 + 248 \\
 &= 4,854 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\mu_h = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.04531 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 5.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,151 + 248 \\
 &= 1,399 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\mu_h = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.11329 \text{ m}$$

8) 교축직각방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d) - 교각 하단

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 2.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 3,455 + 1,151 + 796 \\
 &= 5,402 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\mu_h = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.00439 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 5.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,151 + 796 \\
 &= 1,947 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\mu_h = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.01096 \text{ m}$$

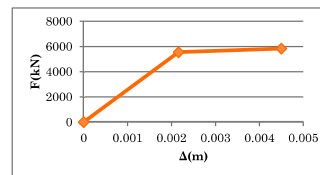
② 교각의 전단강도(V_d) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 2.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 3,455 + 1,151 + 802 \\
 &= 5,408 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

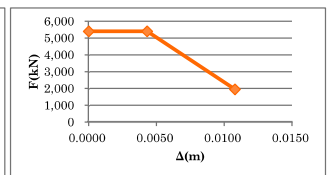
$$\mu_h = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.00432 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \mu_h = 5.0 \text{인 경우} \\
 V_n &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,151 + 802 \\
 &= 1,953 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\mu_h = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = 0.01080 \text{ m}$$

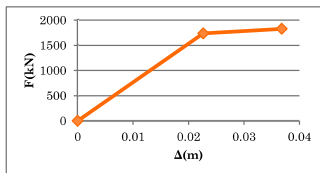


교축직각방향(상단) 휨성능 곡선

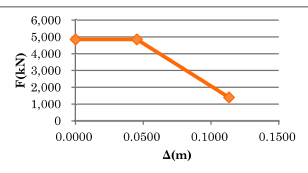


교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

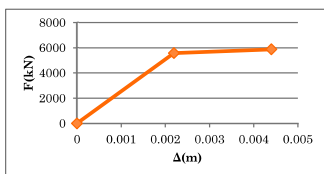
※ 휨 전단성능 곡선



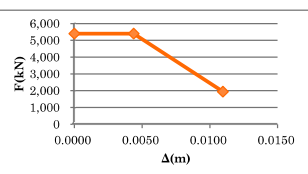
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



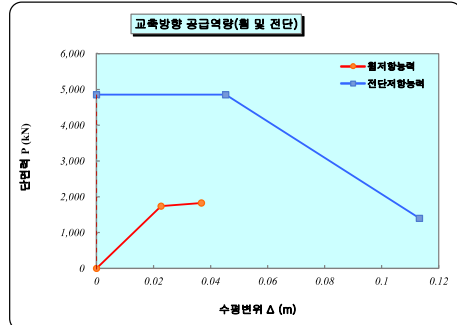
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

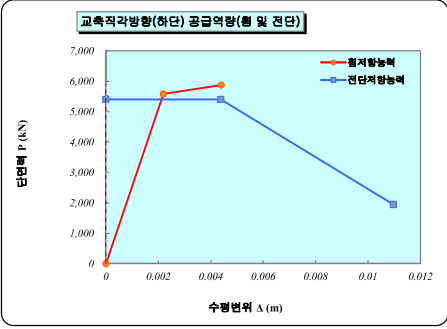
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



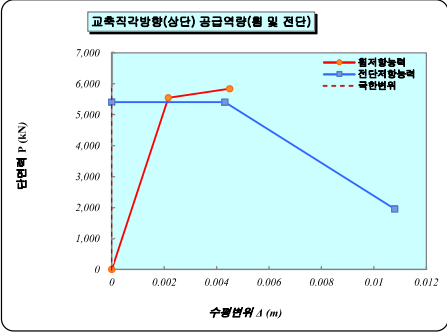
휨강도(P_0)	1.827
(kN)	
전단강도(V_d)	4.854
(kN)	
휨변위 (Δ_y)	0.0227
(m)	
곡한변위 (Δ_y)	0.0368
(m)	
변위연성도(μ)	1.624

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P _y)
5.874
(kN)
전단강도(V _u)
5.402
(kN)
항복변위 (Δ _y)
0.0022
(mm)
극한변위 (Δ _u)
0.0044
(mm)
변위연성도(μ)
1.000

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P _y)
5.841
(kN)
전단강도(V _u)
5.408
(kN)
항복변위 (Δ _y)
0.0022
(mm)
극한변위 (Δ _u)
0.0045
(mm)
변위연성도(μ)
1.000

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 4,818 + 5,433 \times 1.5 \times 0.00822 = 4,885 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}^L}{M_y} = \frac{4,885}{11,434} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1$$

$$T < 1.25 T_s \quad \text{일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_s)) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s$$
$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 설계용답스펙트럼의 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 μ_dd

$$\mu_{dd} = \lambda_{DR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,073 + 5,433 \times 1.5 \times 0.001 = 2,082 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{2,082}{11,434} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때, } \lambda_{DR} = 1$$
$$T < 1.25 T_s \quad \text{일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_s)) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s$$
$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 설계용답스펙트럼의 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 μ_dd

$$\mu_{dd} = \lambda_{DR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

- 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, pd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,012 + 5,433 \times 1.5 \times 0.001 = 2,021 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{2,021}{11,284} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때, } \lambda_{DR} = 1$$
$$T < 1.25 T_s \quad \text{일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_s)) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s$$
$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

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

※ 설계용답스펙트럼의 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 μ_dd

$$\mu_{dd} = \lambda_{DR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

$$\mu_{\Delta C}^L = 1.624$$

② 소요성능

$$\mu_{\Delta d}^L = 1.000$$

③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.624}{1.000} = 1.624 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 전단력평가

∴ 교축직각방향(하단)

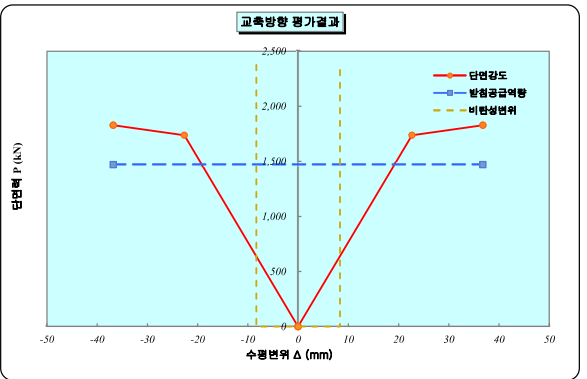
$$\frac{V_n}{V_E} = \frac{5,402}{1,012} = 5.338 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

∴ 교축직각방향(상단)

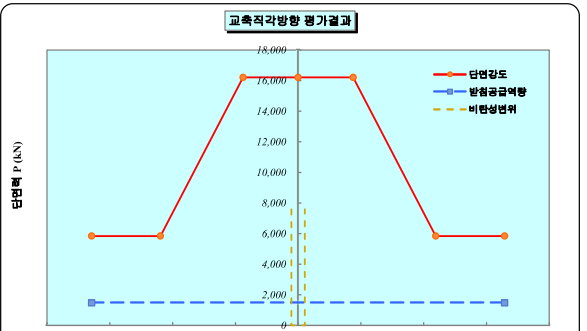
$$\frac{V_n}{V_E} = \frac{5,408}{987} = 5.477 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

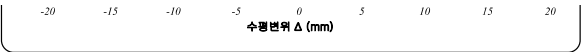
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향





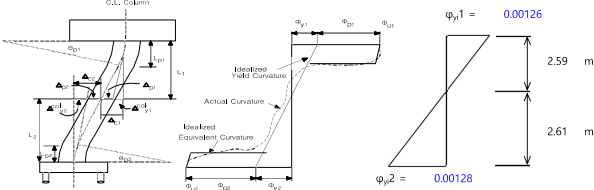
9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
	1	2	
거동형태	(켄틸레버식)	(라멘식)	1 : 켈틸레버식 2 : 라멘식
검이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	5.203	5.203	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.703	2.602	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.215	1.163	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

∴ 교축직각방향 상단 H_u = 기둥길이(L) × ϕ_{y1} / (ϕ_{y1} + ϕ_{y2})
= 5.203 × 0.00126 / (0.00126 + 0.00128) = 2.59 m

∴ 교축직각방향 하단 H_e = 기둥길이(L) × ϕ_{y2} / (ϕ_{y1} + ϕ_{y2})
= 5.203 × 0.00128 / (0.00126 + 0.00128) = 2.61 m

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

- F_y^L = M_y^L / H_e = 11,377 / 7.703 = 1,476.944 kN
- F_u^L = M_u^L / H_e = 11,973 / 7.703 = 1,554.381 kN

2) 교축직각방향

- F_y^T = M_y^T / H_e = 11,377 / 2.614 = 4,352.295 kN
- F_u^T = M_u^T / H_e = 11,973 / 2.614 = 4,580.490 kN

- 기둥상단

- F_y^T = M_y^T / H_u = 11,180 / 2.589 = 4,318.192 kN
- F_u^T = M_u^T / H_u = 11,771 / 2.589 = 4,546.659 kN

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

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.00670}{0.00357} = 1.876$ (제한없음)

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.876 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y^T)

• Δ_y^T = $\frac{\Phi_y^T H_u^2}{3} = \frac{0.00156 \times 2.589^2}{3} = 0.00350$ m

② 소성변위(Δ_p^T)

• L_p^T = 0.08 H_u + 0.022 f_y d_u = 0.08 × 2.589 + 0.022 × 300 × 0.029 = 0.396 m
≥ 0.044 f_y d_u = 0.044 × 300 × 0.029 = 0.383 m

• Δ_p^T = (Φ_u^T - Φ_y^T) L_p^T = (0.00466 - 0.00156) × 0.396 = 0.00120

• Δ_p^T = (M_u^T/m_y^T - 1) Δ_y^T + Δ_p^T (H_u^T - L_p^T/2)
= ($\frac{11.771}{11.180} - 1$) × 0.00350 + 0.00120 × (2.589 - $\frac{0.396}{2}$)
= 0.0031 m

③ 극한변위(Δ_u^T)

• Δ_u^T = Δ_p^T + Δ_y^T = 0.0035 + 0.0031 = 0.0066 m

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0066}{0.00350} = 1.888$ (제한없음)

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.888 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)	1477	1554	4352	4580	4318	4547	
변위 Δ (m)	0.0310	0.0498	0.0036	0.0067	0.0035	0.0066	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.2.4 전단성능극선 선정

1) 교축방향 (V_j)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_j)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_j)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{(21)} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_j)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03102 = 0.06204 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03102 = 0.15510 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_j) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_j)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{(21)} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_j)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00357 = 0.00714 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00357 = 0.01786 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_j) - 교각 상단

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우 V_j)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{(21)} \times 2.5133 = 3.455 \text{ kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인 경우 V_j)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00350 = 0.00699 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00350 = 0.01748 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_j)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_j)

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

여기서, A_v = 198.6 mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

f_y = 300 Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복)

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

= 1,844.5 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_j)

① 전단철근이 부담하는 전단강도 (V_j) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,150.8 \text{ kN}$$

여기서, A_v = 198.6 mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

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

② 전단철근이 부담하는 전단강도 (V_j) - 교각 상단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 1,150.8 \text{ kN}$$

여기서, A_v = 198.6 mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

f_y = 300 Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복)

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

= 1844.5 mm (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_j)

① 축력에 의한 전단강도 (V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,236 \times 2,000}{7,703} = 204 \text{ kN}$$

여기서,

$$P_{top} = 5,236 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

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

$$L_s^L = 7,703 \text{ m} \quad (=H_u) \quad (\text{교각유효높이})$$

6) 교축직각방향 (V_j)

① 축력에 의한 전단강도 (V_j) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,236 \times 2,000}{2,614} = 601 \text{ kN}$$

여기서,

$$P_{top} = 5,236 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

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

$$L_s = 2,614 \text{ m} \quad (=H_u) \quad (\text{교각유효높이})$$

② 축력에 의한 전단강도 (V_j) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,236 \times 2,000}{2,589} = 607 \text{ kN}$$

여기서,

$$P_{top} = 5,236 \text{ kN} \quad (\text{교각 1기둥당 상단고정하중})$$

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

$$L_s = 2,589 \text{ m} \quad (=H_u) \quad (\text{교각유효높이})$$

7) 교축방향 (V_j)

① 교각의 전단강도 (V_j)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우} \\ V_n &= V_c + V_s + V_p = 3,455 + 1,151 + 204 \\ &= 4,810 \text{ kN} \\ \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.06204 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우} \\ V_n &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,151 + 204 \\ &= 1,355 \text{ kN} \\ \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.15510 \text{ m} \end{aligned}$$

8) 교축직각방향 (V_j)

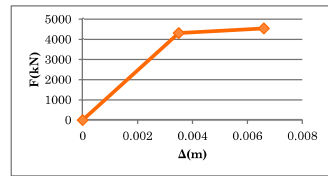
① 교각의 전단강도 (V_j) - 교각 하단

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우} \\ V_n &= V_c + V_s + V_p = 3,455 + 1,151 + 601 \\ &= 5,207 \text{ kN} \\ \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.00714 \text{ m} \end{aligned}$$

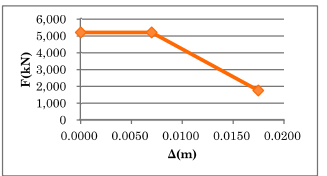
$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우} \\ V_n &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,151 + 601 \\ &= 1,752 \text{ kN} \\ \blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.01786 \text{ m} \end{aligned}$$

② 교각의 전단강도(V_u) - 교각 상단

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우				
• $V_u =$	$V_c + V_s + V_p$	=	3,455	+ 1,151 + 607
		=	5,213	kN
▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$		=	0.00699	m
▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우				
• $V_u =$	$V_c + V_s + V_p$	=	0	+ 1,151 + 607
		=	1,758	kN
▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$		=	0.01748	m

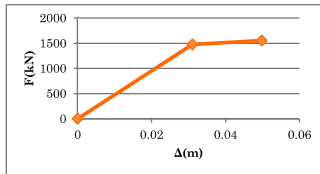


교축직각방향(상단) 휨성능 곡선

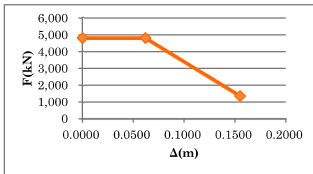


교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

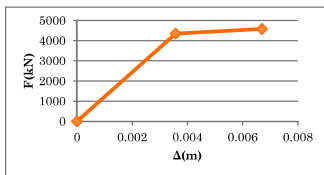
※ 휨전단성능 곡선



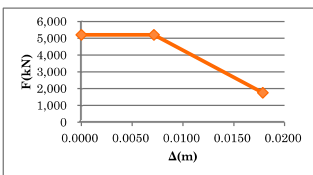
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



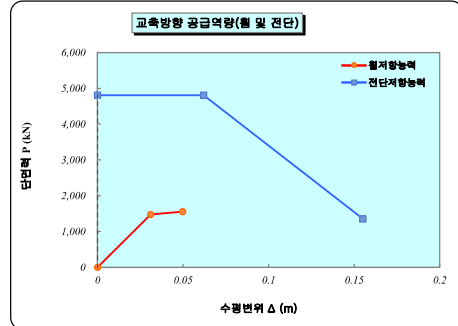
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

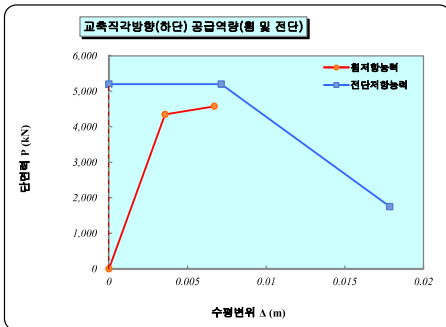
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



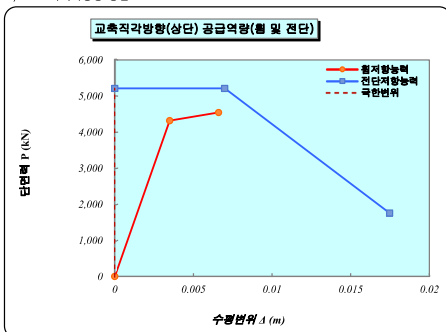
휨강도(P_y)	1.554
(kN)	
전단강도(V_u)	4.810
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0310
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0498
(m)	
변위연성도(μ)	1.605

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_y)	4.580
(kN)	
전단강도(V_u)	5.207
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0036
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0067
(m)	
변위연성도(μ)	1.876

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_y)	4.547
(kN)	
전단강도(V_u)	5.213
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0035
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0066
(m)	
변위연성도(μ)	1.888

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{pd}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,303 + 5,236 \times 1.5 \times 0.01645 = 6,432 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E_{pd}}^L}{M_y} = \frac{6,432}{11,377} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

$$T < 1.25 T_s \text{ 일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$$

$$\text{지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.2150 초 이므로}$$

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

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	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

$$M_{E_{pd}}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,755 + 5,236 \times 1.5 \times 0.002 = 2,772 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E_{pd}}^T}{M_y} = \frac{2,772}{11,377} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

$$T < 1.25 T_s \text{ 일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$$

$$\text{지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.1631 초 이므로}$$

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

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	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

$$M_{E_{pd}}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,663 + 5,236 \times 1.5 \times 0.002 = 2,679 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S = \frac{M_{E_{pd}}^T}{M_y} = \frac{2,679}{11,180} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

$$T < 1.25 T_s \text{ 일때, } \lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$$

$$\text{지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.1631 초 이므로}$$

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

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta c}^I = 1.605$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta c}^T = 1.876$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta c}^T = 1.888$

② 소요성능

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

③ 평가

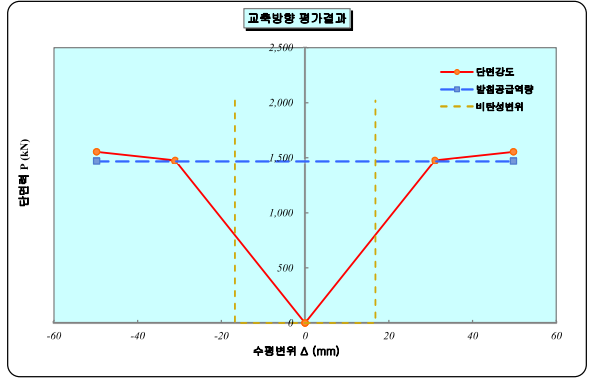
$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta c}^I}{\mu_{\Delta d}^I} = \frac{1.605}{1.000} = 1.605 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta c}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.876}{1.000} = 1.876 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

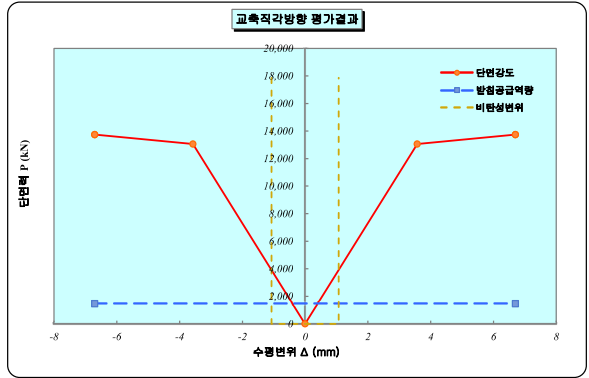
$$\therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta c}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.888}{1.000} = 1.888 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



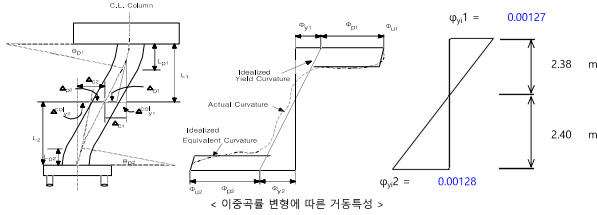
9. 교각부 평가

9.3 교각 3

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
감아음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	4.777	4.777	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.277	2.389	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.215	1.163	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



$$\therefore \text{교축직각방향 상단 } H_u = \text{기둥길이}(L) \times \phi_{y1} / (\phi_{y1} + \phi_{y2}) = 4.777 \times 0.00127 / (0.00127 + 0.00128) = 2.38 \text{ m}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단 } H_b = \text{기둥길이}(L) \times \phi_{y2} / (\phi_{y1} + \phi_{y2}) = 4.777 \times 0.00128 / (0.00127 + 0.00128) = 2.40 \text{ m}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$F_y^I = M_y^I / H_e = 11,463 / 7.277 = 1,575.223 \text{ kN}$$

$$F_0^I = M_0^I / H_e = 12,062 / 7.277 = 1,657.551 \text{ kN}$$

2) 교축직각방향

$$F_y^T = M_y^T / H_e = 11,463 / 2.399 = 4,778.199 \text{ kN}$$

$$F_0^T = M_0^T / H_e = 12,062 / 2.399 = 5,027.928 \text{ kN}$$

- 기둥상단

$$F_y^T = M_y^T / H_e = 11,285 / 2.378 = 4,745.500 \text{ kN}$$

$$F_0^T = M_0^T / H_e = 11,876 / 2.378 = 4,994.239 \text{ kN}$$

- F_y^I, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
- F_0^I, F_0^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
- M_y^I, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)
- M_0^I, M_0^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^I)

$$\Delta_y^I = \frac{\phi_y^I H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 7.277^2}{3} = 0.0277 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$L_p^I = 0.08 H_u + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 7.277 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.771 \text{ m}$$

$$\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m}$$

$$\theta_y^I = (\phi_y^I - \phi_y^T) L_p^I = (0.00446 - 0.00157) \times 0.771 = 0.0022$$

$$\Delta_p^I = (M_0^I / m_y^I - 1) \Delta_y^I + \theta_y^I (H_e^I - L_p^I / 2)$$

$$= \left(\frac{12,062}{11,463} - 1 \right) \times 0.02773 + 0.00223 \times \left(7.277 - \frac{0.771}{2} \right) = 0.0168 \text{ m}$$

③ 극한변위(Δ_y^{II})

$$\Delta_y^{II} = \Delta_y^I + \Delta_p^I = 0.02770 + 0.01680 = 0.0445 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{\Delta c}^I = \frac{\Delta_y^{II}}{\Delta_y^I} = \frac{0.0445}{0.0277} = 1.605 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 1.605$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.605** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00157 \times 2.399^2}{3} = 0.0030 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$L_p^T = 0.08 H_u + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 2.399 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.381 \text{ m}$$

$$\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m}$$

$$\theta_y^T = (\phi_y^T - \phi_y^I) L_p^T = (0.00446 - 0.00157) \times 0.383 = 0.00110$$

$$\Delta_p^T = (M_0^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_y^T (H_e^T - L_p^T / 2)$$

$$= \left(\frac{12,062}{11,463} - 1 \right) \times 0.00301 + 0.00110 \times \left(2.399 - \frac{0.383}{2} \right) = 0.0026 \text{ m}$$

③ 극한변위(Δ_y^{II})

$$\Delta_y^{II} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0030 + 0.0026 = 0.0056 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{sc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.00560}{0.00301} = 1.858 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 1.858$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.858** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_b^2}{3} = \frac{0.00157}{3} \times \frac{2.378^2}{3} = 0.00295 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_b + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 2.378 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.379 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \Theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.00461 - 0.00157) \times 0.383 = 0.00120 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_u / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \Theta_p^T (H_b^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{11.876}{11.285} - 1 \right) \times 0.00295 + 0.00120 \times \left(2.378 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.0028 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0030 + 0.0028 = 0.0058 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{sc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0058}{0.00295} = 1.963 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 1.963$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.963** 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)	1575	1658	4778	5028	4746	4994	
변위 Δ (mm)	0.0277	0.0445	0.0030	0.0056	0.0030	0.0058	

휨강도, 항복 및 극한변위

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

- 변위연성도 $\mu_{ds} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \quad \text{kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{ds} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00295 = 0.00591 \quad \text{m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00295 = 0.01477 \quad \text{m}$$

3) 교축방향 (V_d)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_d)

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

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

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

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

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_d) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{150} = 1,150.8 \quad \text{kN}$$

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

9.3.4 전단성능극선 선정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{ds} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \quad \text{kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{ds} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02773 = 0.05545 \quad \text{m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02773 = 0.13863 \quad \text{m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_{ds} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 2.5133 = 3.455 \quad \text{kN}$$

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

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

- 변위연성도 $\mu_{ds} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

Agross : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.00301 = 0.00603 \quad \text{m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{ds}=5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.00301 = 0.01507 \quad \text{m}$$

$$=> (\text{D16} - 1 \text{ EA}) \quad 1 \text{ 단 배근}$$

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

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_d) - 교각 상단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 1,844.5}{150} = 1,150.8 \quad \text{kN}$$

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

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

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

5) 교축방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{top}} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,434 \times 2,000}{7,277} = 224 \quad \text{kN}$$

여기서,

P_{top} = 5,434 kN (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s^L = 7,277 \quad \text{m}$ (=H₀) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{\text{top}} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,434 \times 2,000}{2,399} = 680 \quad \text{kN}$$

여기서,

P_{top} = 5,434 kN (기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 2,399 \quad \text{m}$ (=H₀) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,434 \times 2,000}{2,378} = 686 \quad \text{kN}$$

여기서,

P_{top} = 5,434 kN (교각 1기둥당 상단고정하중)

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

$L_s = 2,378 \quad \text{m}$ (=H₀) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_h)

① 교각의 전단강도(V_h)

▶ μ _h = 2.0인 경우				
• V _h = V _c + V _s + V _p	=	3,455	+	1,151
	=	4,830	kN	
▶ μ _h = 2.0인 경우 Δ ^L =	=	0.05545	m	

▶ μ _h = 5.0인 경우				
• V _h = V _c + V _s + V _p	=	0	+	1,151
	=	1,375	kN	
▶ μ _h = 5.0인 경우 Δ ^L =	=	0.13863	m	

8) 교축직각방향 (V_a)

① 교각의 전단강도(V_a) - 교각 하단

▶ μ _a = 2.0인 경우				
• V _a = V _c + V _s + V _p	=	3,455	+	1,151
	=	5,286	kN	
▶ μ _a = 2.0인 경우 Δ ^L =	=	0.00603	m	

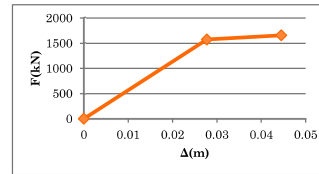
▶ μ _a = 5.0인 경우				
• V _a = V _c + V _s + V _p	=	0	+	1,151
	=	1,830	kN	
▶ μ _a = 5.0인 경우 Δ ^L =	=	0.01507	m	

② 교각의 전단강도(V_h) - 교각 상단

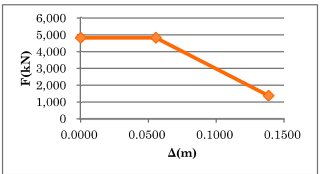
▶ μ _h = 2.0인 경우				
• V _h = V _c + V _s + V _p	=	3,455	+	1,151
	=	5,292	kN	
▶ μ _h = 2.0인 경우 Δ ^L =	=	0.00591	m	

▶ μ _h = 5.0인 경우				
• V _h = V _c + V _s + V _p	=	0	+	1,151
	=	1,836	kN	
▶ μ _h = 5.0인 경우 Δ ^L =	=	0.01477	m	

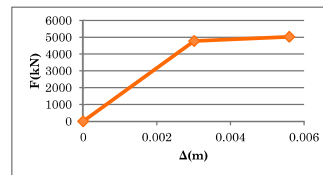
※ 휨-전단성능 곡선



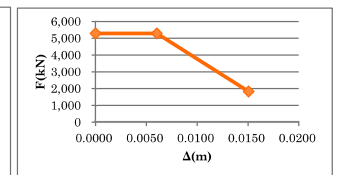
교축방향 휨성능 곡선



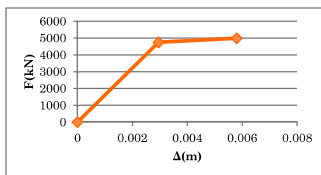
교축방향 전단성능 곡선



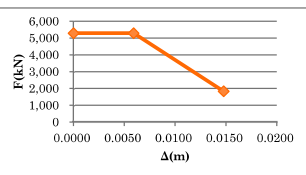
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

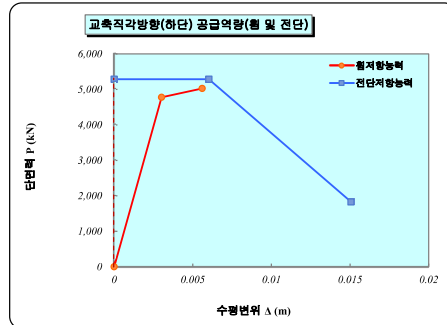


교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



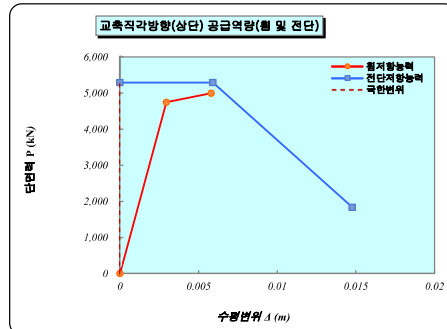
교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P _y)	5,028
전단강도(V _y)	5,286
항복변위 (Δ _y)	0.0030
극한변위 (Δ _u)	0.0056
변위연성도(μ)	1.858

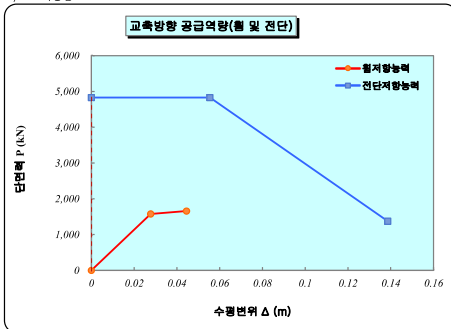
3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P _y)	4,994
전단강도(V _y)	5,292
항복변위 (Δ _y)	0.0030
극한변위 (Δ _u)	0.0058
변위연성도(μ)	1.963

9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P _y)	1,658
전단강도(V _y)	4,830
항복변위 (Δ _y)	0.0277
극한변위 (Δ _u)	0.0445
변위연성도(μ)	1.605

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{pd}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_e^L = 5,254 + 5,434 \times 1.5 \times 0.01087 = 5,343 \text{ kN-m}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E_{pd}}^L}{M_y} = \frac{5,343}{11,463} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_5)*1.25T_s/T + 1/R_5)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.2150 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_5 = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_E^T{}_{pd} = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,520 + 5,434 \times 1.5 \times 0.002 = 2,534 \text{ kN-m}$

② 단면강도비 R_5

- $R_5^T = \frac{M_E^T{}_{pd}}{M_y} = \frac{2,534}{11,463} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_5)*1.25T_s/T + 1/R_5)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.1631 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_5 = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

- 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_E^T{}_{pd} = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 2,439 + 5,434 \times 1.5 \times 0.002 = 2,452 \text{ kN-m}$

② 단면강도비 R_5

- $R_5 = \frac{M_E^T{}_{pd}}{M_y} = \frac{2,452}{11,285} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_5)*1.25T_s/T + 1/R_5)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.1631 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
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_5 = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 1.605$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.858$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.963$

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

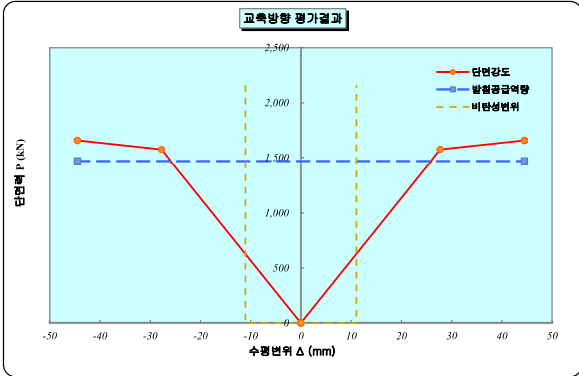
$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{1.605}{1.000} = 1.605 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.858}{1.000} = 1.858 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

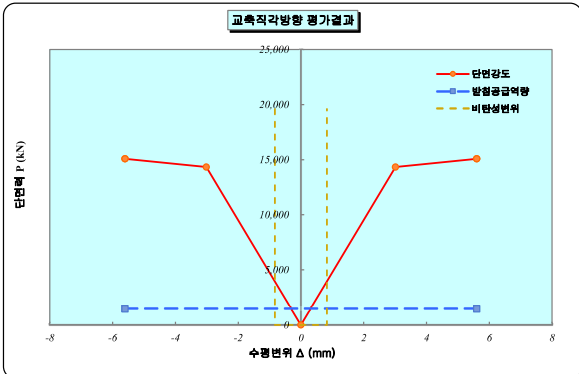
$$\therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{1.963}{1.000} = 1.963 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

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 $F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] = \min[5,482, 2,455] = 2,454.87 \text{ kN}$
- 교직방향 $F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] = \min[16,206, 2,591] = 2,591.39 \text{ kN}$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{2,454.87} = 1.796 > 1.0 \quad \text{OK}$
- 교축직각방향 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{2,591.39} = 1.702 > 1.0 \quad \text{OK}$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	430	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	380	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	V _{sa}	
V _{sa}	=	n 1.0 A _{se} f _{sta} n : 앵커 개수
교축방향:	V _{saL}	= 4 X 1.0 X 380 X 860 = 1,308 kN
교직방향:	V _{saT}	= 4 X 1.0 X 380 X 860 = 1,308 kN
2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력	F _{ASD}	
교축방향:	F _{ASDL}	= F _{BDL} / n ^L = 2454.87 / 18 = 136 kN
교직방향:	F _{ASDT}	= F _{BDT} / n ^T = 2591.39 / 18 = 144 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{1,308}{136} = 9.588 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,308}{144} = 9.083 > 1.0$	OK

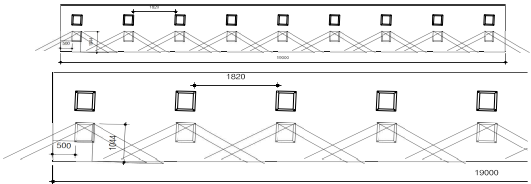
(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

V _{cbg}	=	A _{vc} / A _{cco} * Φ _{ed,v} * Φ _{cv} * Φ _{nv} * V _b
A _{vc}	:	단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적
A _{cco}	:	연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm ²)
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²
Φ _{ed,v}	:	연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수
		C _{a2} ≥ 1.5C _{a1} , Φ _{ed,v} = 1.0 C _{a2} < 1.5C _{a1} , Φ _{ed,v} = 0.7+0.3* C _{a2} /1.5C _{a1}
Φ _{cv}	:	사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수
Φ _{nv}	:	h _b < 1.5C _{a1} 인 경우의 강도 수정계수, 단 Φ _{nv} 는 1 이상이어야 한다.
V _b	:	전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)
		V _b = 0.6(l _w /d _s) ^{0.2} √d _s √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 _b	:	앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

C _{a1}	=	1,044	mm
C _{a1} '	=	1,044	mm
C _{a2}	=	500	mm
C _{a2} '	=	500	mm
S _L	=	500	mm
S _T	=	380	mm
h _{cop}	=	2,500	mm
투영길이	=	19,000	mm
ΣS _L	=	17985	mm
1.5C _{a1}	=	1,566	mm
S _{BK}	=	1820	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	1,566	mm

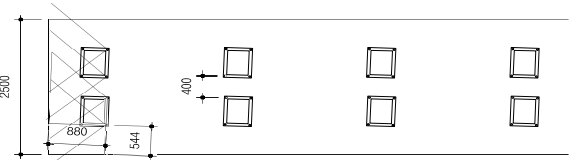


- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

A _{vc}	=	29,754,000	mm ²
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²	= 4.5 X 1044 ² = 4,904,712 mm ²
check A _{vc} < n A _{cco}	=	29,754,000	< 18 X 4,904,712 = 88,284,816 mm ²
V _{b1}	=	0.6(l _w /d _s) ^{0.2} √d _s √f _{ck} C _{a1} ^{1.5}	
	=	0.6 * $\frac{150}{55}^{0.2}$ X √55 X √24 X 1044 ^{1.5}	
	=	898.74	kN
V _{b2}	=	3.7 √f _{ck} C _{a1} ^{1.5}	
	=	3.7 X √24 X 1,044 ^{1.5}	
	=	611.45	kN
Φ _{ed,v}	=	0.796	
l _b	=	MIN[l _{hel} , 8d _s]	= 150 mm
V _{cbg}	=	A _{vc} / A _{cco} * Φ _{ed,v} * Φ _{cv} * Φ _{nv} * MIN(V _{b1} , V _{b2})	
	=	$\frac{29,754,000}{4,904,712}$ X 0.796 X 1.000 X 1.000 X 611	= 2,952 kN

② 교직방향

C _{a1}	=	880	mm
C _{a1} '	=	880	mm
C _{a2}	=	544	mm
C _{a2} '	=	544	mm
S _L	=	500	mm
S _T	=	380	mm
h _{cop}	=	2,500	mm
투영길이	=	2,500	mm
ΣS _L	=	400	mm
1.5C _{a1}	=	1,320	mm
S _{ay}	=	400	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	1,320	mm



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

1면	C _{a1}	=	880	mm	<	1.5C _{a1}	=	1,320	mm
2면	C _{a2} '	=	544	mm	<	1.5C _{a1}	=	1,320	mm
3면	h _{cop}	=	2,500	mm	>	1.5C _{a1}	=	1,320	mm

- 연단거리 재산정 불필요

A _{vc}	=	3,300,000	mm ²
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²	= 4.5 X 880 ² = 3,484,800 mm ²
check A _{vc} < n A _{cco}	=	3,300,000	< 4 X 3,484,800 = 13,939,200 mm ²
V _{b1}	=	0.6(l _w /d _s) ^{0.2} √d _s √f _{ck} C _{a1} ^{1.5}	
	=	0.6 * $\frac{150}{55}^{0.2}$ X √55 X √24 X 880 ^{1.5}	
	=	695.52	kN
V _{b2}	=	3.7 √f _{ck} C _{a1} ^{1.5}	
	=	3.7 X √24 X 880 ^{1.5}	
	=	473.19	kN
Φ _{ed,v}	=	0.824	
l _b	=	MIN[l _{hel} , 8d _s]	= 150 mm
V _{cbg}	=	A _{vc} / A _{cco} * Φ _{ed,v} * Φ _{cv} * Φ _{nv} * MIN(V _{b1} , V _{b2})	
	=	$\frac{3,300,000}{3,484,800}$ X 0.824 X 1.000 X 1.000 X 473	= 369 kN

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

교축방향: $F_{AC,DL} = 136 \times 9 = 1,227 \text{ kN}$
교직방향: $F_{AC,DT} = 144 \times 2 = 288 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cbg, L}}{F_{AC, DL}} = \frac{2,952}{1,227} = 2.405 > 1.0 \quad \text{OK}$
교직방향 $\frac{V_{cbg, T}}{F_{AC, DT}} = \frac{369}{288} = 1.282 > 1.0 \quad \text{OK}$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

A_{nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한
단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) $A_{nco} = 9h_{ef}^2$

$\phi_{ed, N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$C_{min} \geq 1.5h_{ef}$ $\phi_{ed, N} = 1$
 $C_{min} < 1.5h_{ef}$ $\phi_{ed, N} = 0.7 + 0.3(C_{min}/1.5h_{ef})$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도N

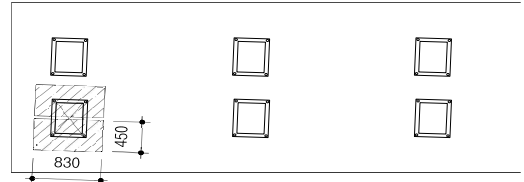
$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{3/4} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$

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

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

① 교축방향

$C_{a1} = 1,044 \text{ mm} \quad S_L = 500 \text{ mm}$
 $C_{a1}' = 1,044 \text{ mm} \quad S_T = 380 \text{ mm}$
 $C_{a2} = 500 \text{ mm} \quad S_{sk} = 1,820 \text{ mm}$
 $C_{a2}' = 500 \text{ mm} \quad S_{sy} = 400 \text{ mm}$
 $h_{ef} = 150 \text{ mm} \quad h_{ef}' = 150 \text{ mm} \quad (\text{유효물림길이})$
 $1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm} \quad 1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
 $2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm} \quad 2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



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

$A_{nc} = 747,000 \text{ mm}^2$ (투영면적 산정; 삽도참조)

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

check $A_{nc} < n A_{nco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$

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

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

$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed, N} \cdot \phi_{c, N} \cdot N_b$
 $= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN}$

$k_{cp} = 2$

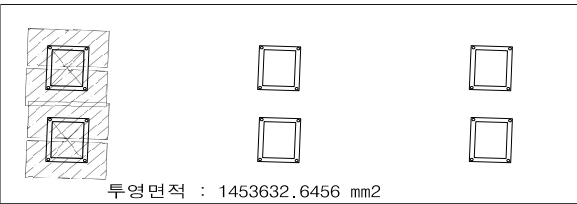
$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$

- 받침 1기당 보유성능

V_{cpg} / N (받침개수) $= 830 / 1 = 830 \text{ kN}$

② 교직방향

$C_{a1} = 880 \text{ mm} \quad S_L = 500 \text{ mm}$
 $C_{a1}' = 880 \text{ mm} \quad S_T = 380 \text{ mm}$
 $C_{a2} = 544 \text{ mm} \quad S_{sk} = 1,820 \text{ mm}$
 $C_{a2}' = 544 \text{ mm} \quad S_{sy} = 400 \text{ mm}$
 $h_{ef} = 150 \text{ mm} \quad h_{ef}' = 150 \text{ mm} \quad (\text{유효물림길이})$
 $1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm} \quad 1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$
 $2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm} \quad 2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$



투영면적 : 1453632.6456 mm²

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

1면 $C_{a1} = 880 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$
2면 $C_{a2} = 544 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$
3면 $C_{a2}' = 544 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$
4면 $S_T + S_{sk} = 2,200 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$
 $S_{sy} = 400 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$

- 앵커의 유효물림길이 h_ef 재산정 불필요

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

$A_{nc} = 1,453,633 \text{ mm}^2$ (투영면적 산정; 삽도참조)

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

check $A_{nc} < n A_{nco} = 1,453,633 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$

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

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

$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed, N} \cdot \phi_{c, N} \cdot N_b$
 $= \frac{1,453,633}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 808 \text{ kN}$

$k_{cp} = 2$

$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 808 = 1,615 \text{ kN}$

- 받침 1기당 보유성능

V_{cpg} / N (받침개수) $= 1,615 / 2 = 808 \text{ kN}$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 136 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 144 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpg, L}}{F_{ASDL}} = \frac{830}{136} = 6.086 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpg, T}}{F_{ASDT}} = \frac{808}{144} = 5.609 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	2,455	1.796	OK
		교직	4,410	2,591	1.702	OK
	앵커볼트	교축	1,308	136	9.588	OK
		교직	1,308	144	9.083	OK
	콘크리트	교축	2,952	1,227	2.405	OK
		교직	369	288	1.282	OK
	프라이아웃	교축	830	136	6.086	OK
		교직	808	144	5.609	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2

10.2.1 받침본체 검토

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

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

• 교축방향

f_b

=

245.00

kN

• 교직방향

f_b

=

245.00

kN

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

• 교축방향

F_{BC}

=

245.00

X

18

=

4,410.00

kN

• 교직방향

F_{BC}

=

245.00

X

18

=

4,410.00

kN

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

• 교축방향

F_{BD}

=

MIN[F_n , $V_{comb, Top}$]

=

MIN[

4,663

,

2,219

]

=

2,219.04

kN

• 교직방향

F_{BD}

=

MIN[F_n , $V_{comb, Top}$]

=

MIN[

13,741

,

2,574

]

=

2,573.51

kN

(4) 받침본체 내진성능평가

• 교축방향

$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$

=

$\frac{4,410.00}{2,219.04}$

=

1.987

>

1.0

OK

• 교축직각방향

$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$

=

$\frac{4,410.00}{2,573.51}$

=

1.714

>

1.0

OK

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침재원

본체규격

C	=	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	430	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	380	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 길이	h _{cop}	=	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

=

n

1.0

A_{se}

f_{sta}

n :

앵커 개수

교축방향:

V_{saL}

=

4

X

1.0

X

380

X

860

=

1,308

kN

교직방향:

V_{saT}

=

4

X

1.0

X

380

X

860

=

1,308

kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교축방향:

F_{ASDL}

=

F_{BDL}

/

n^L

=

2219.04

/

18

=

123

kN

교직방향:

F_{ASDT}

=

F_{BDT}

/

n^T

=

2573.51

/

18

=

143

kN

3) 평가

교축방향

$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$

=

$\frac{1,308}{123}$

=

10.607

>

1.0

OK

교직방향

$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$

=

$\frac{1,308}{143}$

=

9.146

>

1.0

OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

A_{cco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

Φ_{cv} : 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_b : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

C_{a1}

=

987

mm

C_{a1}'

=

987

mm

C_{a2}

=

477

mm

C_{a2}'

=

477

mm

S_L

=

500

mm

$1.5C_{a1}$

=

1,481

mm

S_T

=

380

mm

S_{ax}

=

1815

mm

h_{cop}

=

2,500

mm

$h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}]$

=

1,481

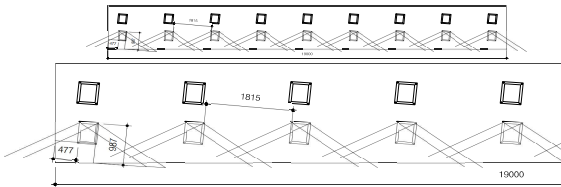
mm

투영길이

=

19,000

mm



↳ 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

A_{vc}

=

28,129,500

mm²

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

=

4.5

X

987²

=

4,383,761

mm²

check $A_{vc} < n A_{cco}$

=

28,129,500

<

18

X

4,383,761

=

78,907,689

mm²

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

=

0.6

X

$\frac{150}{55}^{0.2}$

X

$\sqrt{55}$

X

$\sqrt{24}$

X

987^{1.5}

=

826.15

kN

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

=

3.7

X

$\sqrt{24}$

X

987^{1.5}

=

562.06

kN

$\Phi_{ed,v} = 0.797$

$\Phi_{h,v} = 1.000$

$l_g = \min[h_{ef}, 8d_b]$

=

150

mm

$V'_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{cv} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2})$

=

$\frac{28,129,500}{4,383,761}$

X

0.797

X

1.000

X

1.000

X

562

=

2,873

kN

② 교직방향

C_{a1}

=

857

mm

C_{a1}'

=

857

mm

C_{a2}

=

487

mm

C_{a2}'

=

487

mm

S_L

=

500

mm

$1.5C_{a1}$

=

1,286

mm

S_T

=

380

mm

S_{ay}

=

500

mm

h_{cop}

=

2,500

mm

$h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}]$

=

1,286

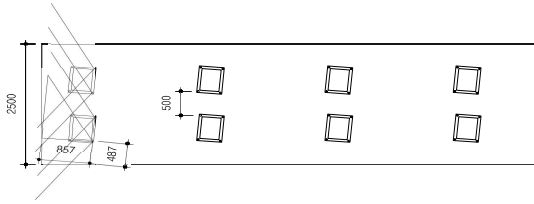
mm

투영길이

=

2,500

mm



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

$$\begin{aligned} 1\text{면 } C_{s1} &= 857 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 1,286 \text{ mm} \\ 2\text{면 } C_{s2}' &= 487 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 1,286 \text{ mm} \\ 3\text{면 } h_{top} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{s1} = 1,286 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 3,213,750 \text{ mm}^2 \\ A_{cc} &= 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 857^2 = 3,305,021 \text{ mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{cc} = 3,213,750 < 4 \times 3,305,021 = 13,220,082 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b1} &= 0.6(I_u/d_u)^{0.2} \sqrt{d_u} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 0.6 \times \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 857^{1.5} \\ &= 668.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 857^{1.5} \\ &= 454.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{ed,v} &= 0.814 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ l_e &= \text{MIN}[h_{ef}, 8d_u] = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ed,v}^T &= A_{vc} / A_{cc} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\ &= \frac{3,213,750}{3,305,021} \times 0.814 \times 1.000 \times 1.000 \times 455 = 360 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 123 \times 9 = 1,110 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 143 \times 2 = 286 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{dsgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,873}{1,110} = 2.590 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{dsgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{360}{286} = 1.258 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

$$N_{dbg} : \text{인장력을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{c,bg} = A_{cc}/A_{cco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b$$

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

$$\begin{aligned} A_{cco} &: \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한} \\ &\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} & A_{cco} &= 9h_{ef}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} & \quad \Phi_{ed,N} = 1 \\ C_{a,min} < 1.5h_{ef} & \quad \Phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef}) \end{aligned}$$

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

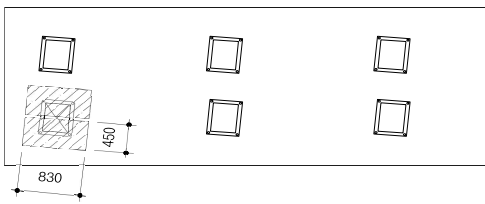
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

$$\begin{aligned} C_{s1} &= 987 \text{ mm} & S_L &= 500 \text{ mm} \\ C_{s1}' &= 987 \text{ mm} & S_T &= 380 \text{ mm} \\ C_{s2} &= 477 \text{ mm} & S_{sk} &= 1,815 \text{ mm} \\ C_{s2}' &= 477 \text{ mm} & S_{sy} &= 500 \text{ mm} \\ h_{ef} &= 150 \text{ mm} & h_{ef}' &= 150 \text{ mm (유효물림길이)} \\ 1.5h_{ef} &= 225.0 \text{ mm} & 1.5h_{ef}' &= 225.0 \text{ mm} \\ 2 \times 1.5h_{ef} &= 450.0 \text{ mm} & 2 \times 1.5h_{ef}' &= 450.0 \text{ mm} \end{aligned}$$



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

$$A_{vc} = 747,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} N_{c,bg} &= A_{vc}/A_{cco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b \\ &= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$k_{cp} = 2$$

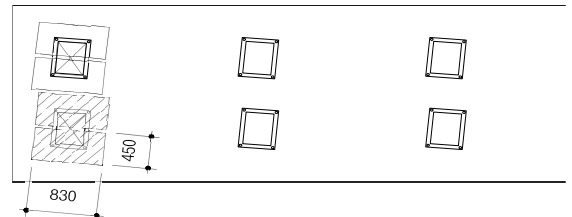
$$V_{cpg} = k_{cp} \times N_{c,bg} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 830 / 1 = 830 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned} C_{s1} &= 857 \text{ mm} & S_L &= 500 \text{ mm} \\ C_{s1}' &= 857 \text{ mm} & S_T &= 380 \text{ mm} \\ C_{s2} &= 487 \text{ mm} & S_{sk} &= 1,815 \text{ mm} \\ C_{s2}' &= 487 \text{ mm} & S_{sy} &= 500 \text{ mm} \\ h_{ef} &= 150 \text{ mm} & h_{ef}' &= 150 \text{ mm (유효물림길이)} \\ 1.5h_{ef} &= 225.0 \text{ mm} & 1.5h_{ef}' &= 225.0 \text{ mm} \\ 2 \times 1.5h_{ef} &= 450.0 \text{ mm} & 2 \times 1.5h_{ef}' &= 450.0 \text{ mm} \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned} 1\text{면 } C_{s1} &= 857 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm} \\ 2\text{면 } C_{s2} &= 487 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm} \\ 3\text{면 } C_{s2}' &= 487 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm} \\ 4\text{면 } S_T + S_{sk} &= 2,195 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm} \\ S_{sy} &= 500 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 앵커의 유효물림길이 h_{ef} 재산정 불필요

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

$$A_{vc} = 747,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = \frac{2}{V_{cp}} = \frac{2}{k_{cp} \cdot N_{cbg}} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 830 / 1 = 830 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASDL} = 123 \text{ kN}$$

$$F_{ASDT} = 143 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{830}{123} = 6.733 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{830}{143} = 5.805 > 1.0 \text{ OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분	방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	2,219	1.987 OK
		교직	4,410	2,574	1.714 OK
	앵커볼트	교축	1,308	123	10.607 OK
		교직	1,308	143	9.146 OK
	콘크리트	교축	2,873	1,110	2.590 OK
		교직	360	286	1.258 OK
	프라이아웃	교축	830	123	6.733 OK
		교직	830	143	5.805 OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P3

10.3.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

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

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

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

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

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

$$F_{BD} = \min[F_n, V_{comb, Top}] = \min[4,973, 2,476] = 2,475.89 \text{ kN}$$

$$F_{BD} = \min[F_n, V_{comb, Top}] = \min[15,084, 2,607] = 2,606.84 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{2,475.89} = 1.781 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{4,410.00}{2,606.84} = 1.692 > 1.0 \text{ OK}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C = 550 mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B = 430 mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s = 55 mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b = 22 mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef} = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L = 500 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T = 380 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n = 4 ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck} = 24 MPa
앵커의 유효단면적	A _{se} = 380 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

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

$$V_{saL} = 4 \times 1.0 \times 380 \times 860 = 1,308 \text{ kN}$$

$$V_{saT} = 4 \times 1.0 \times 380 \times 860 = 1,308 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 2475.89 / 18 = 138 \text{ kN}$$

$$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 2606.84 / 18 = 145 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{1,308}{138} = 9.507 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,308}{145} = 9.029 > 1.0 \text{ OK}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = A_{yc} / A_{cco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot \phi_{c,v} \cdot \phi_{N,v} \cdot V_b$$

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

A_{cco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm²)

$$A_{cco} = 4.5 C_{d1}^2$$

$\phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{d1} \geq 1.5 C_{d1} \quad , \quad \phi_{ed,v} = 1.0 \quad , \quad C_{d2} < 1.5 C_{d1} \quad , \quad \phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \cdot C_{d2} / 1.5 C_{d1}$$

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

$\phi_{N,v}$: $h_b < 1.5 C_{d1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\phi_{N,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6 (L/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5}$$

C_{d1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{d2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_b : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{d1} = 1,033 \text{ mm}$$

$$C_{d1}' = 1,033 \text{ mm}$$

$$C_{d2} = 447 \text{ mm}$$

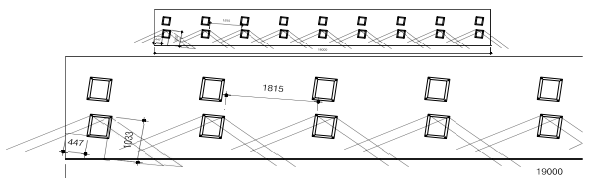
$$C_{d2}' = 447 \text{ mm} \quad \sum S_L = 17930 \text{ mm}$$

$$S_L = 500 \text{ mm} \quad 1.5 C_{d1} = 1,550 \text{ mm}$$

$$S_T = 380 \text{ mm} \quad S_{ax} = 1815 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,500 \text{ mm} \quad h_b = \min[h_{cop}, 1.5 C_{d1}] = 1,550 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 19,000 \text{ mm}$$



- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 29,440,500 \text{ mm}^2 \\ A_{cco} &= 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 1033^2 = 4,801,901 \text{ mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{cco} = 29,440,500 < 18 \times 4,801,901 = 86,434,209 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b1} &= 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1033^{1.5} \\ &= 884.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

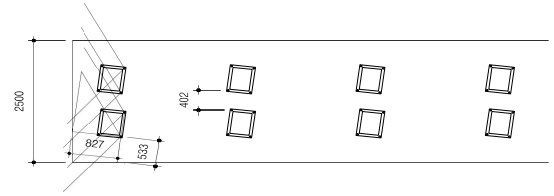
$$\begin{aligned} V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,033^{1.5} \\ &= 601.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{ed,v} &= 0.787 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ l_e &= \min[h_{ef}, 8d_s] = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cbg}^I &= A_{vc} / A_{cco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{h,v} \times \min(V_{b1}, V_{b2}) \\ &= \frac{29,440,500}{4,801,901} \times 0.787 \times 1.000 \times 1.000 \times 602 = 2,902 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned} C_{s1} &= 827 \text{ mm} \\ C_{s1}' &= 827 \text{ mm} \\ C_{s2} &= 533 \text{ mm} \\ C_{s2}' &= 533 \text{ mm} & \sum S_i &= 402 \text{ mm} \\ S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{s1} &= 1,241 \text{ mm} \\ S_T &= 380 \text{ mm} & S_{yy} &= 402 \text{ mm} \\ h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{s1}] &= 1,241 \text{ mm} \\ \text{투영길이} &= 2,500 \text{ mm} \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned} 1\text{면 } C_{s1} &= 827 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 1,241 \text{ mm} \\ 2\text{면 } C_{s2}' &= 533 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 1,241 \text{ mm} \\ 3\text{면 } h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{s1} = 1,241 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} A_{vc} &= 3,101,250 \text{ mm}^2 \\ A_{cco} &= 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 827^2 = 3,077,681 \text{ mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{cco} = 3,101,250 < 4 \times 3,077,681 = 12,310,722 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b1} &= 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 827^{1.5} \\ &= 633.64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5} \\ &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 827^{1.5} \\ &= 431.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{ed,v} &= 0.829 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ l_e &= \min[h_{ef}, 8d_s] = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cbg}^I &= A_{vc} / A_{cco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{h,v} \times \min(V_{b1}, V_{b2}) \\ &= \frac{3,101,250}{3,077,681} \times 0.829 \times 1.000 \times 1.000 \times 431 = 360 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 138 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 145 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbg}^I}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,902}{1,238} = 2.344 > 1.0 \text{ OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbg}^I}{F_{AC,DT}} &= \frac{360}{290} = 1.243 > 1.0 \text{ OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

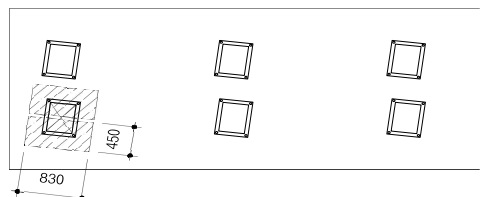
$$N_b = 3\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

$$\begin{aligned} C_{s1} &= 1,033 \text{ mm} & S_L &= 500 \text{ mm} \\ C_{s1}' &= 1,033 \text{ mm} & S_T &= 380 \text{ mm} \\ C_{s2} &= 447 \text{ mm} & S_{xx} &= 1,815 \text{ mm} \\ C_{s2}' &= 447 \text{ mm} & S_{yy} &= 402 \text{ mm} \\ h_{ef} &= 150 \text{ mm} & h_{ef}' &= 150 \text{ mm (유효투영길이)} \\ 1.5h_{ef} &= 225.0 \text{ mm} & 1.5h_{ef}' &= 225.0 \text{ mm} \\ 2 \times 1.5h_{ef} &= 450.0 \text{ mm} & 2 \times 1.5h_{ef}' &= 450.0 \text{ mm} \end{aligned}$$



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

$$A_{nc} = 747,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{cco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} N_{cbg} &= A_{nc}/A_{cco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b \\ &= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$k_{cp} = 2$$

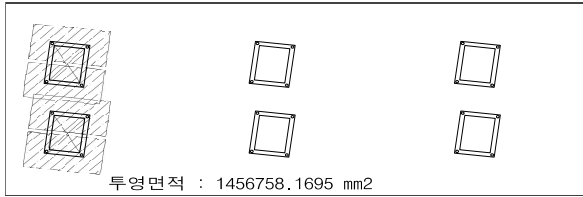
$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 830 / 1 = 830 \text{ kN}$$

② 교직방향

C _{a1}	=	827	mm	S _L	=	500	mm
C _{a1} '	=	827	mm	S _T	=	380	mm
C _{a2}	=	533	mm	S _{sk}	=	1,815	mm
C _{a2} '	=	533	mm	S _{sy}	=	402	mm
h _{ef}	=	150	mm	h _{ef} '	=	150	mm (유효물림길이)
1.5h _{ef}	=	225.0	mm	1.5h _{ef} '	=	225.0	mm
2x1.5h _{ef}	=	450.0	mm	2x1.5h _{ef} '	=	450.0	mm



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

1면	C _{a1}	=	827	mm	>	1.5h _{ef}	=	225.0	mm
2면	C _{a2}	=	533	mm	>	1.5h _{ef}	=	225.0	mm
3면	C _{a2} '	=	533	mm	>	1.5h _{ef}	=	225.0	mm
4면	S _T +S _{sk}	=	2,195	mm	>	2x1.5h _{ef}	=	450.0	mm
	S _{sy}	=	402	mm	<	2x1.5h _{ef}	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림길이 h_{ef} 재산정 불필요

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

$$A_{nc} = 1,456,758 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,456,758 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{edN} = 1.000 \quad \phi_{cN} = 1.250$$

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

$$\begin{aligned} N_{edg} &= A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{edN} \cdot \phi_{cN} \cdot N_b \\ &= \frac{1,456,758}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 809 \text{ kN} \\ k_{cp} &= 2 \\ V_{cp} &= k_{cp} \cdot N_{edg} = 2 \times 809 = 1,619 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 1,619 / 2 = 809 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F _{ASDL}	=	138	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	145	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{830}{138}$	=	6.034	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{cpT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{809}{145}$	=	5.588	>	1.0	OK

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	4,410	2,476	1.781	OK
		교직	4,410	2,607	1.692	OK
	앵커볼트	교축	1,308	138	9.507	OK
		교직	1,308	145	9.029	OK
	콘크리트	교축	2,902	1,238	2.344	OK
		교직	360	290	1.243	OK
	프라이아웃	교축	830	138	6.034	OK
		교직	809	145	5.588	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	kN
• 교직방향	f _B	=	245.00	kN

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

• 교축방향	F _{BC}	=	245.00	X	9	=	2,205.00	kN
• 교직방향	F _{BC}	=	245.00	X	9	=	2,205.00	kN

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

• 교축방향	F _{BD}	=	[V] _{comb,Top}	=	1,382.62	kN
• 교직방향	F _{BD}	=	[V] _{comb,Top}	=	1,221.44	kN

(4) 받침본체 내진성능평가

• 교축방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{2,205.00}{1,382.62}$	=	1.595	>	1.0	OK
• 교축직각방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{2,205.00}{1,221.44}$	=	1.805	>	1.0	OK

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	430	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	55	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	380	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 물림길이	h _{ef}	=	150	mm
교대부 길이	h _{cop}	=	4962	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

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

교축방향:	V _{saL}	=	4	X	1.0	X	380	X	860	=	1,308	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	1.0	X	380	X	860	=	1,308	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL} / n ^L	=	1382.62 / 9	=	154	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT} / n ^T	=	1221.44 / 9	=	136	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{1,308}{154}$	=	8.512	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{1,308}{136}$	=	9.635	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

A_{vc} : 단일 열커 또는 열커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{cco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일열커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm²)

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

$\Phi_{ed,v}$: 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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 열커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_w/d_w)^{0.2} \sqrt{d_w} \sqrt{f_{tk}} C_{a1}^{1.5}$$

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

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

h_b : 열커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,236 \quad \text{mm}$$

$$C_{a1}' = 1,236 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2} = 760 \quad \text{mm}$$

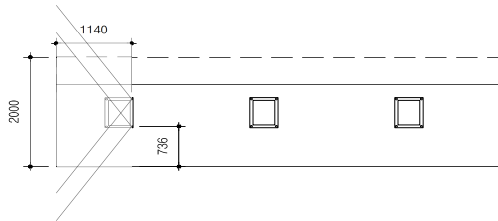
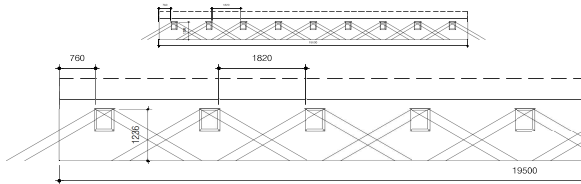
$$C_{a2}' = 760 \quad \text{mm} \quad \sum S_i = 17980 \quad \text{mm}$$

$$S_c = 500 \quad \text{mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,854 \quad \text{mm}$$

$$S_T = 380 \quad \text{mm} \quad S_{av} = 1820 \quad \text{mm}$$

$$h_{top} = 4,962 \quad \text{mm} \quad h_b = \min[h_{top}, 1.5C_{a1}] = 1,854 \quad \text{mm}$$

$$\text{투영길이} = 19,500 \quad \text{mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,140 \quad \text{mm} < 1.5C_{a1} = 1,710 \quad \text{mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 736 \quad \text{mm} < 1.5C_{a1} = 1,710 \quad \text{mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{top} = 4,962 \quad \text{mm} > 1.5C_{a1} = 1,710 \quad \text{mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,420,000 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{cco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,140^2 = 5,848,200 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 3,420,000 < 2 \times 5,848,200 = 11,696,400 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_w)^{0.2} \sqrt{d_w} \sqrt{f_{tk}} C_{a1}^{1.5} = 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1,140^{1.5} = 1,025.51 \quad \text{kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{tk}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,140^{1.5} = 697.69 \quad \text{kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.829 \quad \Phi_{h,v} = 1.000 \quad l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 150 \quad \text{mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2}) = \frac{3,420,000}{5,848,200} \times 0.829 \times 1.000 \times 1.000 \times 698 = 338 \quad \text{kN}$$

- 파괴선이 겹치므로 전체발점 열커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 36,153,000 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{cco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1236^2 = 6,874,632 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 36,153,000 < 18 \times 6,874,632 = 123,743,376 \quad \text{mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_w)^{0.2} \sqrt{d_w} \sqrt{f_{tk}} C_{a1}^{1.5} = 0.6 \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times \sqrt{24} \times 1236^{1.5} = 1,157.74 \quad \text{kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{tk}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1236^{1.5} = 787.65 \quad \text{kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.823 \quad \Phi_{h,v} = 1.000 \quad l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 150 \quad \text{mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2}) = \frac{36,153,000}{6,874,632} \times 0.823 \times 1.000 \times 1.000 \times 788 = 3,409 \quad \text{kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,140 \quad \text{mm}$$

$$C_{a1}' = 1,140 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2} = 736 \quad \text{mm}$$

$$C_{a2}' = 736 \quad \text{mm} \quad \sum S_i = 0 \quad \text{mm}$$

$$S_c = 500 \quad \text{mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,710 \quad \text{mm}$$

$$S_T = 380 \quad \text{mm} \quad S_{av} = 0 \quad \text{mm}$$

$$h_{top} = 4,962 \quad \text{mm} \quad h_b = \min[h_{top}, 1.5C_{a1}] = 1,710 \quad \text{mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,000 \quad \text{mm}$$

2) 소요성능 : 열커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 154 \times 9 = 1,383 \quad \text{kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 136 \times 1 = 136 \quad \text{kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DL}} = \frac{3,409}{1,383} = 2.466 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{338}{136} = 2.493 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

$$h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} \quad k_{cp} = 2$$

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

A_{vc} : 인장강도 산정을 위한 단일 열커 또는 열커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm²)

A_{cco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

단일 열커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm²) $A_{cco} = 9h_{ef}^2$

$\Phi_{ed,N}$: 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 : 인장력을 받는 단일 열커의 기본 콘크리트 강도N

$$N_b = 3.5 \sqrt{f_{tk}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10 \sqrt{f_{tk}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{전설지열커: } \Phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설지열커: } \Phi_{c,N} = 1.40$$

③ 교축방향

C_{a1}	=	1,236	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,236	mm	S_T	=	380	mm
C_{a2}	=	760	mm	S_{sk}	=	1,820	mm
C_{a2}'	=	760	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림길이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2x1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2x1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

$$A_{vc} = 747,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{edN} = 1.000 \quad \phi_{cN} = 1.250$$

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

$$N_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{edN} \cdot \phi_{cN} \cdot N_b$$

$$= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp9} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp9} / N \text{ (받침개수)} = 830 / 1 = 830 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,140	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,140	mm	S_T	=	380	mm
C_{a2}	=	736	mm	S_{sk}	=	1,820	mm
C_{a2}'	=	736	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림길이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2x1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2x1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

$$1\text{면 } C_{a1} = 1,140 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면 } C_{a2} = 736 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면 } C_{a2}' = 736 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면 } S_T + S_{sk} = 2,200 \text{ mm} > 2x1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$S_{sy} = 0 \text{ mm} < 2x1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

- 영리의 유효물림길이 h_{ef} 재산정 불필요

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

$$A_{vc} = 747,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

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

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 747,000 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{edN} = 1.000 \quad \phi_{cN} = 1.250$$

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

$$N_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{edN} \cdot \phi_{cN} \cdot N_b$$

$$= \frac{747,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 415 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp9} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 415 = 830 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp9} / N \text{ (받침개수)} = 830 / 1 = 830 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 154 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 136 \text{ kN}$$

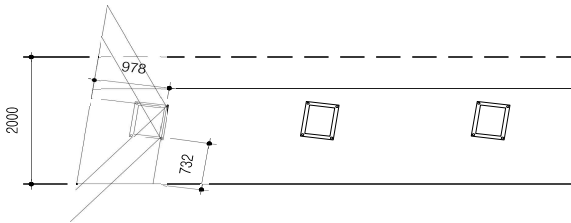
3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cp9L}}{F_{ASDL}} = \frac{830}{154} = 5.403 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cp9T}}{F_{ASDT}} = \frac{830}{136} = 6.116 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,205	1,383	1.595	OK
		교직	2,205	1,221	1.805	OK
	앵커볼트	교축	1,308	154	8.512	OK
		교직	1,308	136	9.635	OK
	콘크리트	교축	3,409	1,383	2.466	OK
		교직	338	136	2.493	OK
	프라이아웃	교축	830	154	5.403	OK
		교직	830	136	6.116	OK



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

1면	C_{s1}	=	978	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	1,467	mm
2면	C_{s2}'	=	732	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	1,467	mm
3면	h_{top}	=	5,957	mm	>	$1.5C_{s1}$	=	1,467	mm

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 2,934,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 978^2 = 4,304,178 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 2,934,000 < 2 \times 4,304,178 = 8,608,356 \text{ mm}^2$

$$V_{b1} = 0.6(l_u/d_u)^{0.2} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{150}{55}^{0.2} \times \sqrt{55} \times 24 \times 978^{1.5}$$

$$= 814.88 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 978^{1.5}$$

$$= 554.39 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.850 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

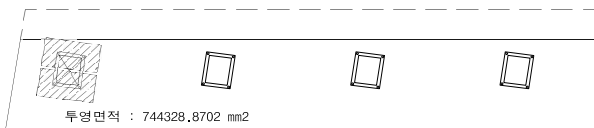
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_u] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{2,934,000}{4,304,178} \times 0.850 \times 1.000 \times 1.000 \times 554 = 321 \text{ kN}$$

① 교축방향

C_{s1}	=	1,232	mm	S_L	=	500	mm
C_{s1}'	=	1,232	mm	S_T	=	380	mm
C_{s2}	=	598	mm	S_{2s}	=	1,817	mm
C_{s2}'	=	598	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

$$A_{vc} = 744,329 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정, 삽도참조)}$$

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

check $A_{vc} < n A_{vco} = 744,329 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$

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

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

$$N_{cbg} = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b$$

$$= \frac{744,329}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 414 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 414 = 827 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 827 / 1 = 827 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{ACDL} = 160 \times 9 = 1,441 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ACDT} = 137 \times 1 = 137 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgI}}{F_{ACDL}} = \frac{3,333}{1,441} = 2.313 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{ACDT}} = \frac{321}{137} = 2.346 > 1.0 \text{ OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

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

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

$$h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우 } k_{cp} = 2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

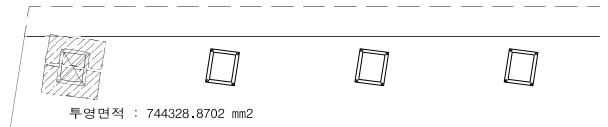
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

② 교직방향

C_{s1}	=	978	mm	S_L	=	500	mm
C_{s1}'	=	978	mm	S_T	=	380	mm
C_{s2}	=	732	mm	S_{2s}	=	1,817	mm
C_{s2}'	=	732	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



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

$$1\text{면 } C_{s1} = 978 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면 } C_{s2} = 732 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면 } C_{s2}' = 732 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면 } S_T + S_{2s} = 2,197 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$S_{sy} = 0 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

$$A_{yc} = 744,329 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삼도참조)}$$
$$A_{nc} = 9h_w^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

check $A_{yc} < n A_{nc} = 744,329 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000 \quad \varphi_{c,N} = 1.250$$
$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} f_{cd}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$
$$N_{c,bg} = A_{yc}/A_{nc} \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$$
$$= \frac{744,329}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 414 \text{ kN}$$
$$k_{cp} = 2$$
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{c,bg} = 2 \times 414 = 827 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 827 / 1 = 827 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 160 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 137 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{827}{160} = 5.166 > 1.0 \text{ OK}$

교직방향 $\frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{827}{137} = 6.042 > 1.0 \text{ OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분	방향	보유성능	소요성능	평가
받침부	본체	교축	1,441	1,530 OK
		교직	1,232	1,790 OK
	앵커볼트	교축	1308	160 OK
		교직	137	9,554 OK
	콘크리트	교축	3,333	1,441 OK
		교직	137	2,346 OK
	프라이아웃	교축	827	160 OK
		교직	137	6,042 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

$$M_{1E} = \text{Min} [M_{1E}^1, M_{1E}^{\text{Comb}}] = \text{Min} [12.024, 4.818] \text{ kNm}$$
$$V_{1E} = \text{Min} [V_{1E}^1, V_{1E}^{\text{Comb}}] = \text{Min} [1.827, 956] \text{ kN}$$

• 기초부 교직방향

$$M_{1E} = \text{Min} [M_{1E}^1, M_{1E}^{\text{Comb}}] = \text{Min} [12.024, 2.073] \text{ kNm}$$
$$V_{1E} = \text{Min} [V_{1E}^1, V_{1E}^{\text{Comb}}] = \text{Min} [5.402, 1.012] \text{ kN}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

연직력 : $N = 5.747 \times 3 = 17.242 \text{ kN}$

수평력 : $H = 956 \times 3 = 2,868 \text{ kN}$

모멘트 : $M = 4.818 \times 3 = 14.454 \text{ kN-m}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

연직력 : $N = 5.747 \times 3 = 17.242 \text{ kN}$

수평력 : $H = 1.012 \times 3 = 3.036 \text{ kN}$

모멘트 : $M = 2.073 \times 3 = 6.219 \text{ kN-m}$

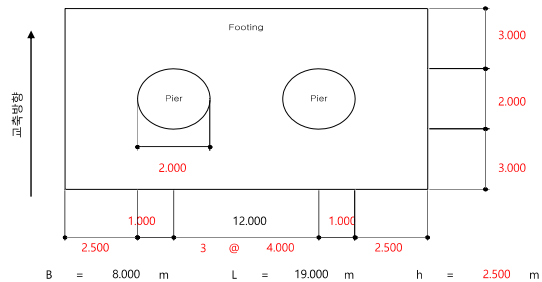
3) 기초 하단 지진력

구분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비고
교축방향	17,242	2,868	14,454	
교축직각방향	17,242	3,036	6,219	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구분	계산과정	결과
$\beta\lambda$	0.363 < 1.000	강제취급
β	$\beta = \sqrt[4]{(3 \times k) / (E \times h^3)} = 0.145 \text{ m}^{-1}$	
k	$k = K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4} = 57502 \text{ kN/m}^3$	
K_{v0}	$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 933333 \text{ kN/m}^3$	
E_0	$E_0 = 2800 \times N = 140000 \text{ kN/m}^2$	
E	$E = 8,500^{-3} \times f_{cu} = 24854 \text{ Mpa}$	
λ	$\lambda = \text{Max}[lb] = 2.500 \text{ m}$	

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
교축	$e_l = M_l / V = 0.680 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_t = M_t / V = 0.435 \leq 7.600$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥관 중심

으로부터 바닥관 폭×0.4 이내에 있어야 한다. (e < B×0.4)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f = B_f - 2 \times e_1 = 6.639 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하깊이,

$$L_f = L_f - 2 \times e_2 = 18.131 \text{ m}$$

- 기초의 균일깊이, $D_f = 4.400 \text{ m}$

- 균일지반의 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(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.770 MPa
교 축 직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.770 MPa

형상계수, $\alpha = 1.126$ $\beta = 0.458$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.058 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.058 MPa

여기서, $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3.690$

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.270$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.135$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.270$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.135$

교 축 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.211$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.106$

교 축 직각 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.211$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.106$

경사계수, $i_c = i_q = (1 - \beta/90)^\lambda = 1.000$

$i_r = (1 - \beta/\phi)^\lambda = 1.000$

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.261 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.261 MPa

여기서는 경사계수 미고려

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

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.265$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.854$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.256$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.265$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.854$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.256$

교 축 방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.220$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.140$

$d_q = 1 = 1.000$

교 축 직각 방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.220$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.140$

$d_q = 1 = 1.000$

지반계수(수평지반),

$g_c = 1 - \psi' / 147^\circ = 1.000$

$g_r = g_q = (1 - 0.5 \tan \psi')^5 = 1.000$

기초계수(수평지반),

$g_c = 1 - \eta' / 147^\circ = 1.000$

$b_r = \exp(-2.7 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

$b_q = \exp(-2 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	6.770 MPa	7.058 MPa	6.261 MPa	6.697 MPa
교 축 직각	6.770 MPa	7.058 MPa	6.261 MPa	6.697 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_1 = 3 \times (B/2 - e_1) = 9.959$	> 8.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times M/L^2/B^2)$	$q_{\max} = 0.316 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.102 \text{ MPa}$
교 축 직각	작용폭	$x_1 = 3 \times (L/2 - e_2) = 27.196$	> 19.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times M/L^2/B)$	$q_{\max} = 0.238 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.180 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 21.209$	≥ 2.000
교 축 직각	$q_u / q_a = 28.168$	≥ 2.000

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_1 = 6.649$	≥ 1.200
교 축 직각	$H_c / H_1 = 6.280$	≥ 1.200

여기서,

전단저항력, $H_c = c_0 \times A' + V \times \tan \phi_0$

기초저면과 지반의 부착력, $c_0 = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \phi_0 = 0.6$

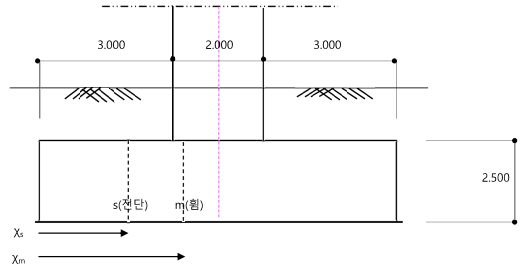
3) 단면 검토

(a) 교 축 방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$X_s = 3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교 축 방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_m) / X_c) + q_{\min}$	0.249 MPa
전단	$q_s = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_s) / X_c) + q_{\min}$	0.275 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times L \times \gamma_1 \times 1$	5757 kN-m
	$V_{기초} = h \times X_s \times L \times \gamma_1$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times \gamma_2 \times 1$	3325 kN-m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times L \times \gamma_2$	1313 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times X_m^2 / 2 + (q_{\max} - q_m) / 2 \times 2 \times X_m^2 / 3] \times L$	27034 kN-m
	$V_{지반} = (q_s \times X_s + (q_{\max} - q_s) / 2 \times X_s) \times L$	10735 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	17952 kN-m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	7150 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	ΦM_n	=	67255	$\geq$ 17952	O.K
전단	ΦV_n	=	34828	$\geq$ 7150	O.K

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

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

fck	=	21	Mpa	f _y	=	300	Mpa
b	=	19000	mm	d	=	2400	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 29 - 148 ea

A _s	=	95075	mm ²
a = (A _s × f _y) / (0.85 × f _{ck} × b)	=	84.1	mm

- 전단 검토

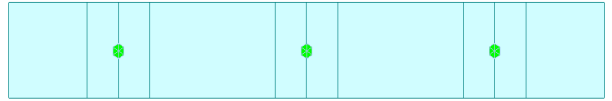
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

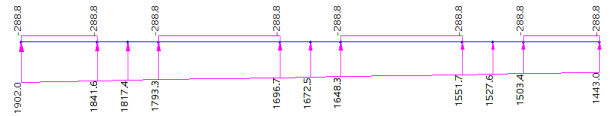
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Q _{max}	q _{max,min} = (V/B/L) ± (6 × MT/B/L ²)	사다리꼴 분포	1902 kN/m
Q _{min}			1443 kN/m

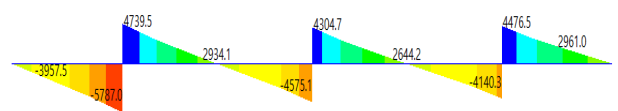
② 구조해석 모델링



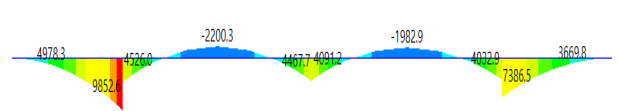
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과	비 고
최대 발생 휨모멘트	M _u = 9853	kN-m
최대 발생 전단력	V _u = 5787	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ϕM_n	=	27284	$\geq$	9853	O.K
전단	ϕV_n	=	14664	$\geq$	5787	O.K

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

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

fck	=	21	Mpa	f _y	=	300	Mpa
b	=	8000	mm	d	=	2400	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 29 - 60 ea

A _s	=	38544	mm ²
a = (A _s × f _y) / (0.85 × f _{ck} × b)	=	81.0	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	0.680	4.702	O.K
		교축직각	7.600	0.435	17.489	O.K
	지지력	교축	21.209	2.000	10.604	O.K
		교축직각	28.168	2.000	14.084	O.K
	활동	교축	6.649	1.200	5.541	O.K
		교축직각	6.280	1.200	5.234	O.K
단면 검토	휨	교축	67255	17952	3.746	O.K
		교축직각	27284	9853	2.769	O.K
	전단	교축	34828	7150	4.871	O.K
		교축직각	14664	5787	2.534	O.K

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요성능을 산정하였다.

(1) P2

• 기초부 교축방향

$$M'_{E1} = \frac{\text{Min} \{ M'_{E1}, M'_{E1,comb} \}}{6.303} = \text{Min} [11.973, 6.303]$$

$$V'_{E1} = \frac{\text{Min} \{ V'_{E1}, V'_{E1,comb} \}}{864} = \text{Min} [1.554, 864]$$

• 기초부 교직각방향

$$M'_{E2} = \frac{\text{Min} \{ M'_{E2}, M'_{E2,comb} \}}{2.755} = \text{Min} [11.973, 2.755]$$

$$V'_{E2} = \frac{\text{Min} \{ V'_{E2}, V'_{E2,comb} \}}{1.059} = \text{Min} [4.580, 1.059]$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = 5.637 \times 3 = 16.911 \text{ kN} \\ \text{- 수평력} &: H = 864 \times 3 = 2,593 \text{ kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = 6.303 \times 3 = 18.909 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = 5.637 \times 3 = 16.911 \text{ kN} \\ \text{- 수평력} &: H = 1.059 \times 3 = 3.178 \text{ kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = 2.755 \times 3 = 8.265 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

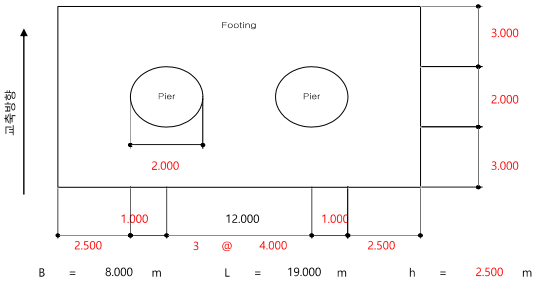
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비 고
교 축 방 향	16.911	2,593	18,909	
교축직각방향	16.911	3.178	8.265	

11. 기초부 평가

11.2 교각 2

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	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	$= 8,500 \cdot \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 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
교 축	$e_t = M_t / V = 0.814 \leq 3.200$	O.K
교 축 직각	$e_r = M_r / V = 0.520 \leq 7.600$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥 중심으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. (e < B×0.4)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f = B_f - 2 \times e_t = 6.371 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하깊이,

$$L_f = L_f - 2 \times e_r = 17.960 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이, $D_f = 4.300 \text{ m}$

- 근입지반의 단위중량, $\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$

- 지지지반의 단위중량, $\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$

- 지지지반의 점착력, $c = 0$

- 지지지반의 내부마찰각, $\phi = 35^\circ$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.558 MPa
교 축 직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.558 MPa

$$\begin{aligned} \text{형상계수, } \alpha &= 1.126 & \beta &= 0.458 \\ N_c &= 57.8 & N_q &= 41.4 & N_r &= 47.3 \end{aligned}$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.795 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.795 MPa

여기서, $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.690$

교축방향 형상계수, $s_r = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.262$

$s_q = s_c = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.131$

교축직각방향 형상계수, $s_r = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.262$

$s_q = s_c = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.131$

교축방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$

교축직각방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.055 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.055 MPa

여기서는 경사계수 미고려

$$\begin{aligned} N_c &= 46.1 & N_q &= 33.3 & N_r &= 37.2 \\ \text{교축방향 형상계수, } s_r &= 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c & &= 1.256 \\ s_r &= 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 & &= 0.858 \\ s_q &= 1 + B_f / L_f \times \tan \phi & &= 1.248 \\ \text{교축직각방향 형상계수, } s_r &= 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c & &= 1.256 \\ s_r &= 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 & &= 0.858 \\ s_q &= 1 + B_f / L_f \times \tan \phi & &= 1.248 \\ \text{교축방향 깊이계수, } (D_f \leq B_f) & & & \\ d_c &= 1 + 0.4 \times D_f / B & &= 1.215 \\ d_r &= 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B & &= 1.137 \\ d_q &= 1 & &= 1.000 \\ \text{교축직각방향 깊이계수, } (D_f \leq B_f) & & & \\ d_c &= 1 + 0.4 \times D_f / B & &= 1.215 \\ d_r &= 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B & &= 1.137 \\ d_q &= 1 & &= 1.000 \\ \text{지반계수(수평지반), } & & & \\ g_c &= 1 - \eta' / 147^\circ & &= 1.000 \\ g_r &= g_q = (1 - 0.5 \tan \psi)^\eta & &= 1.000 \\ \text{기초계수(수평지반), } & & & \\ g_c &= 1 - \eta' / 147^\circ & &= 1.000 \\ b_r &= \exp(-2.7 \times \eta \times \tan \phi) & &= 1.000 \\ b_q &= \exp(-2 \times \eta \times \tan \phi) & &= 1.000 \end{aligned}$$

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	6.558 MPa	6.795 MPa	6.055 MPa	6.470 MPa
교 축 직각	6.558 MPa	6.795 MPa	6.055 MPa	6.470 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_1 = 3 \times (B/2 - e_t) = 9.557$	> 8.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times M/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.330 \text{ MPa}$ $q_{\min} = 0.080 \text{ MPa}$
교 축 직각	작용폭	$x_1 = 3 \times (L/2 - e_r) = 26.940$	> 19.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times M/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.239 \text{ MPa}$ $q_{\min} = 0.171 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 19.580 \geq 2.000$	O.K
교 축 직각	$q_u / q_a = 27.091 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_t = 7.215 \geq 1.200$	O.K
교 축 직각	$H_c / H_t = 5.886 \geq 1.200$	O.K

여기서,

$$\text{전단저항력, } H_c = c_b \times A' + V \times \tan \phi_b$$

기초저면과 지반의 부착력, $c_b = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \phi_b = 0.6$

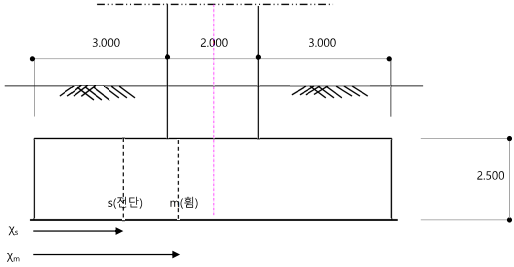
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$X_s = 3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max}-q_{min}) \times (\chi_s - \chi_{s0})/\chi_s) + q_{min}$	0.249 MPa
전단	$q_s = ((q_{max}-q_{min}) \times (\chi_s - \chi_s)/\chi_s) + q_{min}$	0.280 MPa

④ 단면력 산정

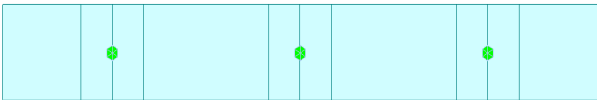
구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} = h \times \chi_{m0} \times L \times \gamma_c \times l$	5757 kN-m
	$V_{기조} = h \times \chi_{c0} \times L \times \gamma_c$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_{m0} \times L \times \gamma_t \times l$	3150 kN-m
	$V_{상재} = h' \times \chi_{c0} \times L \times \gamma_t$	1244 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_{m0}^2/2 + (q_{max}-q_m)/2 \times 2\chi_{m0}^2/3] \times L$	27927 kN-m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max}-q_s)/2 \times \chi_s) \times L$	11102 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기조} - M_{상재}$	19020 kN-m
	$V_u = V_{지반} - V_{기조} - V_{상재}$	7586 kN

(b) 교축직각방향

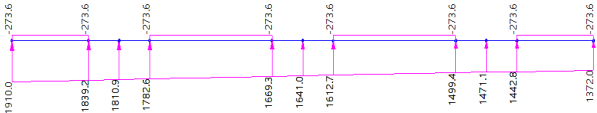
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정	결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$ 사다리꼴 분포	1910 kN/m
Qmin		1372 kN/m

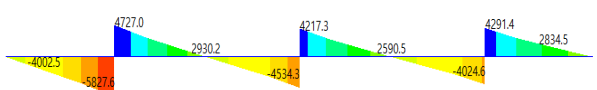
② 구조해석 모델링



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	$M_u = 9957$	kN-m
최대 발생 전단력	$V_u = 5828$	kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 67255 \geq 19020$	O.K
전단	$\Phi V_n = 34828 \geq 7586$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$

$(\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}$

$b = 19000 \text{ mm}, d = 2400 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000, \Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : $D_{29} - 148 \text{ ea}$

$A_s = 95075 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 84.1 \text{ mm}$

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 27284 \geq 9957$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14664 \geq 5828$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$

$(\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}$

$b = 8000 \text{ mm}, d = 2400 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000, \Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : $D_{29} - 60 \text{ ea}$

$A_s = 38544 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 81.0 \text{ mm}$

- 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	0.814	3.930 O.K
		교축직각	7.600	0.520	14.618 O.K
	지지역	교축	19.580	2.000	9.790 O.K
		교축직각	27.091	2.000	13.546 O.K
	활동	교축	7.215	1.200	6.013 O.K
		교축직각	5.886	1.200	4.905 O.K
단면 검토	휨	교축	67255	19020	3.536 O.K
		교축직각	27284	9957	2.740 O.K
	전단	교축	34828	7586	4.591 O.K
		교축직각	14664	5828	2.516 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

$$M_{\text{E}}^{\text{기}} = \frac{\text{Min} [M_{\text{D}}, M_{\text{E,comb}}]}{5.254 \text{ kNm}} = \text{Min} [\text{12,062} , \text{5,254}]$$
$$V_{\text{E}}^{\text{기}} = \frac{\text{Min} [V_{\text{D}}, V_{\text{E,comb}}]}{962 \text{ kN}} = \text{Min} [\text{1,658} , \text{962}]$$

• 기초부 교직방향

$$M_{\text{E}}^{\text{기}} = \frac{\text{Min} [M_{\text{D}}, M_{\text{E,comb}}]}{2.520 \text{ kNm}} = \text{Min} [\text{12,062} , \text{2,520}]$$
$$V_{\text{E}}^{\text{기}} = \frac{\text{Min} [V_{\text{D}}, V_{\text{E,comb}}]}{1,054 \text{ kN}} = \text{Min} [\text{5,028} , \text{1,054}]$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = \text{5,802} \times 3 = \text{17,407 kN} \\ \text{- 수평력} &: H = \text{962} \times 3 = \text{2,887 kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = \text{5,254} \times 3 = \text{15,762 kNm} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = \text{5,802} \times 3 = \text{17,407 kN} \\ \text{- 수평력} &: H = \text{1,054} \times 3 = \text{3,161 kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = \text{2,520} \times 3 = \text{7,561 kNm} \end{aligned}$$

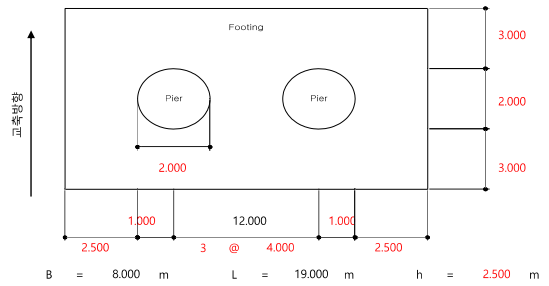
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kNm)	비 고
교 축 방 향	17,407	2,887	15,762	
교축직각방향	17,407	3,161	7,561	

11. 기초부 평가

11.3 교각 3

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta\lambda$	0.363 < 1.000	강제취급
β	$\beta = \sqrt[4]{(3 \times k) / (E \times h^3)}$	0.145 m ⁻¹
k	$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	57502 kN/m ³
K_{V0}	$K_{V0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	933333 kN/m ³
E_0	$E_0 = 2800 \times N$	140000 kN/m ²
E	$E = 8,500^3 \times f_{cu}$	24854 Mpa
λ	$\lambda = \text{Max}[b]$	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	$e_t = M_t / V = 0.751 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_t = M_t / V = 0.505 \leq 7.600$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. (e < B×0.4)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f = B_f - 2 \times e_t = 6.499 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f = L_f - 2 \times e_t = 17.990 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 3.900 \text{ m}$$

- 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(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.306 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.306 MPa

형상계수, $\alpha = 1.126$ $\beta = 0.458$

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

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$	6.504 MPa
교축직각	$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$	6.504 MPa

여기서, $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.690$

교축방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.267$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.133$

교축직각방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.267$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.133$

교축방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.187$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.094$

교축직각방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.187$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.094$

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

$i_r = (1 - \beta/90)^\beta = 1.000$

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

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c \times g_c \times b_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_r \times s_r \times d_r \times g_r \times b_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times g_q \times b_q$	5.765 MPa
교축직각	$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c \times g_c \times b_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_r \times s_r \times d_r \times g_r \times b_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times g_q \times b_q$	5.765 MPa

여기서는 경사계수 미고려

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

교축방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.261$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.855$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.253$

교축직각방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.261$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.855$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.253$

교축방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.195$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.124$

$d_q = 1 = 1.000$

교축직각방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.195$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.124$

$d_q = 1 = 1.000$

지반계수(수평지반),

$g_c = 1 - \psi^2 / 147^\circ = 1.000$

$g_r = g_q = (1 - 0.5 \tan \phi)^5 = 1.000$

기초계수(수평지반),

$g_c = 1 - \eta^2 / 147^\circ = 1.000$

$b_r = \exp(-2.7 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

$b_q = \exp(-2 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교축	6.306 MPa	6.504 MPa	5.765 MPa	6.192 MPa
교축직각	6.306 MPa	6.504 MPa	5.765 MPa	6.192 MPa

⑥ 지반반력 산정

구분	구분	계산과정	결과
교축	작용폭	$x_1=3 \times (B/2-e_0)=9.748$	> 8.000
	지반반력	$q_{\max,\min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.315 \text{ MPa}$ $q_{\min} = 0.088 \text{ MPa}$
	작용폭	$x_1=3 \times (L/2-e_1)=26.985$	> 19.000
교축직각	지반반력	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.234 \text{ MPa}$ $q_{\min} = 0.169 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구분	구분	계산과정	결과
교축	$q_u / q_a =$	$19.669 \geq 2.000$	O.K
교축직각	$q_u / q_a =$	$26.513 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구분	구분	계산과정	결과
교축	$H_c / H_l =$	$6.363 \geq 1.200$	O.K
교축직각	$H_c / H_l =$	$5.811 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_a \times A' + V \times \tan \Phi_0$

기초저면과 지반의 부착력,

$c_a = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$\tan \Phi_0 = 0.6$

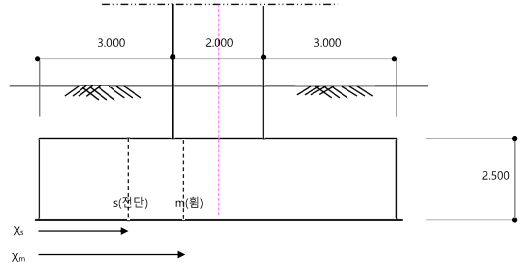
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구분	구분	계산과정	결과
휨	$X_m =$	$3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$X_0 =$	$3.114 - 2.400/2$	1.914 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구분	구분	계산과정	결과
휨	$q_m =$	$((q_{\max}-q_{\min}) \times (X_0-X_0)/X_0) + q_{\min}$	0.242 MPa
전단	$q_s =$	$((q_{\max}-q_{\min}) \times (X_1-X_0)/X_0) + q_{\min}$	0.270 MPa

④ 단면력 산정

구분	구분	계산과정	결과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} =$	$h \times X_{m0} \times L \times \gamma_c \times 1$	5757 kN-m
	$V_{기조} =$	$h \times X_0 \times L \times \gamma_c$	2273 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} =$	$h' \times X_{m0} \times L \times \gamma_c \times 1$	2450 kN-m
	$V_{상재} =$	$h' \times X_0 \times L \times \gamma_c$	967 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} =$	$[q_m \times X_{m0}^2/2 + (q_{\max}-q_m)/2 \times 2 \times X_{m0}^2/3] \times L$	26772 kN-m
	$V_{지반} =$	$(q_s \times X_0 + (q_{\max}-q_s)/2 \times X_0) \times L$	10637 kN
기초의 단면력	$M_u =$	$M_{지반} - M_{기조} - M_{상재}$	18565 kN-m
	$V_u =$	$V_{지반} - V_{기조} - V_{상재}$	7398 kN

⑤ 단면 검토

구분	구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n =$	$67255 \geq 18565$	O.K
전단	$\Phi V_n =$	$34828 \geq 7398$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$, $f_y = 300 \text{ Mpa}$

$b = 19000 \text{ mm}$, $d = 2400 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$, $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 29 - 148 ea

$A_s = 95075 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 84.1 \text{ mm}$

- 전단 검토

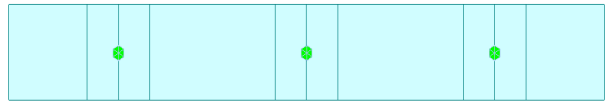
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 34828 \text{ kN}$

(b) 교축직각방향

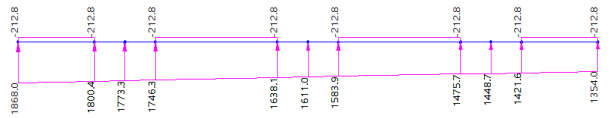
① 작용 지반반력

구분	구분	계산과정	결과
$Q_{\max}$	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	1868 kN/m
$Q_{\min}$			1354 kN/m

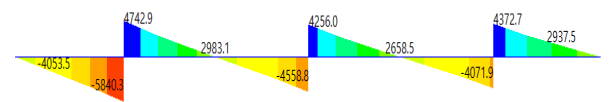
② 구조해석 모델링



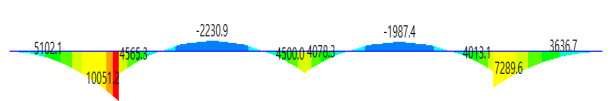
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구분	구분	결과	비고
최대 발생 휨모멘트	$M_u =$	10051	kN-m
최대 발생 전단력	$V_u =$	5840	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정			결 과
휨	ΦM_n	=	27284 $\geq$ 10051	O.K
전단	ΦV_n	=	14664 $\geq$ 5840	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$

$b = 8000 \text{ mm}$ $d = 2400 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 29 - 60 ea

$A_s = 38544 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 81.0 \text{ mm}$

- 전단 검토

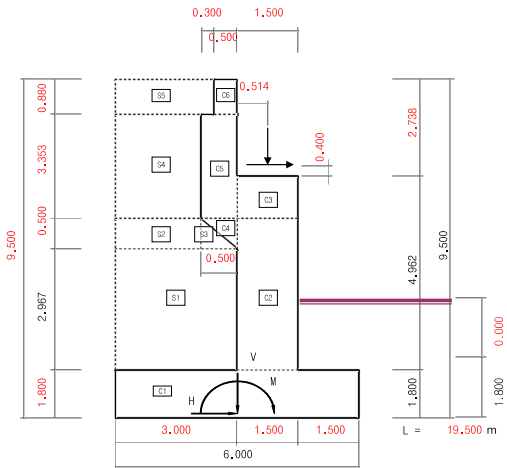
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14664 \text{ kN}$

4) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.751	4.263 O.K
		교축직각	7.600	0.505	15.047 O.K
	지지력	교축	19.669	2.000	9.835 O.K
		교축직각	26.513	2.000	13.257 O.K
	활동	교축	6.363	1.200	5.302 O.K
		교축직각	5.811	1.200	4.842 O.K
단면 검토	휨	교축	67255	18565	3.623 O.K
		교축직각	27284	10051	2.714 O.K
	전단	교축	34828	7398	4.708 O.K
		교축직각	14664	5840	2.511 O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구제 하중산정



구분	체적	단위중량		수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	y	W	K _h	H	x	y	M _x	M _y
구체	C1	10.800	25.00	270.000	0.077	20.790	3.000	0.900	610.000	18.711
	C2	5.201	25.00	130.013	0.077	10.011	2.250	3.534	292.53	35.374
	C3	2.243	25.00	56.063	0.077	4.317	2.250	6.015	126.14	25.963
	C4	0.125	25.00	3.125	0.077	0.241	3.167	5.100	9.896	1.227
	C5	2.682	25.00	67.060	0.077	5.164	3.400	6.944	228.004	35.854
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.750	9.060	19.250	7.674
뒷채	소계	21.490		537.260		41.369			1485.819	124.803
	S1	8.901	20.00	178.020	0.077	13.708	4.500	3.284	801.090	45.009
	S2	1.250	20.00	25.000	0.077	1.925	4.750	5.017	118.750	9.658
	S3	0.125	20.00	2.500	0.077	0.193	3.333	4.934	8.333	0.950
	S4	8.383	20.00	167.650	0.077	12.909	4.750	6.944	796.338	89.634
	S5	2.464	20.00	49.280	0.077	3.795	4.600	9.060	226.688	34.379
앞채	소계	21.123		422.450		32.529			1951.199	179.629
	총 계			959.710		73.898			3437.018	304.432

※ 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_2)	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_{ult})	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)	735	717	708	706	705	705	708
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)	717	737					
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\theta - \beta)} \right]^{-1} = 0.314$$

ϕ : 뒷채움층의 내부마찰각 = 35.00 °

β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.00 °

δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.00 °

ϵ : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.00 °

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 = $1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 9.5^2 \times 0.314$	283.2045 kN
	단면검토시 = $1/2 \times \gamma_2 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 7.7^2 \times 0.314$	186.05202 kN

H(안정검토) = 9.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.75 m

H(단면검토) = 7.700 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.85 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_1	$= q_1 \times B_{st} = 10 \times 2.5$	25 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m

B_{st} = 상재하중 분포길이 = 2.5 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.75 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R + (B_{abut} / \sin(90^\circ - \theta)) = 6437 / (19.5 / \sin(90^\circ - 0))$	330 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 6437 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	$= F1 + F2$	49.5 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15

(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077

$F1$ = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90^\circ - \theta)$ = 0.000 kN

$F2$ = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90^\circ - \theta)$ = 49.500 kN

12. 교대평가

12.1 교대 A1

1) 기초의 두께 검토

구분	계산과정	결과
$\beta\lambda$	0.571 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[3]{(3 \times k) / (E \times h^3)}$	= 0.190 m ⁻¹
k	$= K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4}$	= 63432 kN/m ³
K _{v0}	= 1/0.3 × α × E ₀	= 933333 kN/m ³
E ₀	= 2800 × N	= 140000 kN/m ²
E	= 8,500 ³ / f _{cu}	= 24854 Mpa
λ	= Max[λ , b]	= 3.000 m

2) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M _x	M _y
교대구체	537.260	41.369	-	-	1485.819	124.803
뒷채움체	422.450	32.529	-	-	1951.199	179.629
배면토압	-	283.205	-	4.750	-	1345.221
연직반력	330.000	-	2.486	-	820.380	-
관성력	-	49.500	-	6.762	-	334.719
하중조합	1289.710	406.603	-	-	4257.398	1984.372

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
안전율	M _x / M ₀ = 2.145 > 1.500	O.K
하중폭	e=B/2-(M _x -M ₀)/V 1.238 ≤ 2.000	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 유효재하중,

Bf	=	$Bf - 2 \times e_1$	=	3.525	m
- 기초의 근입깊이,	Df	=	1.800	m	
- 근입지반의 단위중량,	γ_1	=	20.000	kN/m ³	
- 지지지반의 단위중량,	γ_2	=	23.000	kN/m ³	
- 지지지반의 점착력,	c	=	0		
- 지지지반의 내부마찰각,	ϕ	=	35	°	

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = \alpha \times c \times Nc + \beta \times \gamma_2 \times Bf \times Nr + \gamma_1 \times Df \times Nq$	3.290 MPa

형상계수(장방형기초),

$$\alpha = 1.092 \quad \beta = 0.469$$

$$Nc = 57.8 \quad Nq = 41.4 \quad Nr = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = c \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot Nq \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	3.171 MPa

여기서, $Kp = \tan^2(45 + \phi/2)$ = 3.690

형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times Kp \times Bf / L$ = 1.133

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times Kp \times Bf / L = 1.067$$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times Df / Bf \times \sqrt{Kp}$ = 1.196

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times Df / Bf \times \sqrt{Kp} = 1.098$$

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

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

$$Nc = 46.1 \quad Nq = 33.3 \quad Nr = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = c \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot Nq \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	2.931 MPa

여기서는 경사계수 미고려

$$Nc = 46.1 \quad Nq = 33.3 \quad Nr = 37.2$$

형상계수, $s_c = 1 + Bf / L \times Nq / Nc$ = 1.131

$$s_r = 1 - 0.4 \times Bf / L \geq 0.6 = 0.928$$

$$s_q = 1 + Bf / L \times \tan \Phi = 1.127$$

깊이계수, (Df ≤ Bf)

$$d_c = 1 + 0.4 \times Df / Bf = 1.204$$

$$d_r = 1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times Df / Bf = 1.130$$

$$d_q = 1 = 1.000$$

지반계수(수평지반),

$$g_c = 1 - \eta^2 / 147 = 1.000$$

$$g_r = g_q = (1 - 0.5 \tan \eta)^5 = 1.000$$

기초계수(수평지반),

$$g_c = 1 - \eta^2 / 147 = 1.000$$

$$b_r = \exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi) = 1.000$$

$$b_q = \exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi) = 1.000$$

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
지지력	3.290 MPa	3.171 MPa	2.931 MPa	3.131 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_0) = 5.287 \leq 6.000$	삼각형 분포
검토	$q_u / q_a = 3.131 \geq 0.488$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
교축	$H_c / H_L = 1.903 \geq 1.200$	O.K

여기서, 전단저항력, $H_c = c_0 \times A' + V \times \tan \Phi_0$

기초저면과 지반의 부착력, $c_0 = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \Phi_0 = 0.6$

4) 단면 검토

(a) 벽체의 단면력 검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y, m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	186.052	186.052	3.850	716.300
교대구체	41.369	41.369	1.669	69.050
관성력	49.500	49.500	4.962	245.619
단면력		276.921		1030.969

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 41.369 kN

$$M_0 = \sum_{i=2}^n ((H_i \times (Y_i - 2 \times \tan \Phi_0))) = 69.049652 \text{ kN·m}$$

$$Y = M_0 / H_0 = 1.669 \text{ m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 37357 \geq 1031$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 277$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 19500 \text{ mm} \quad d = 1650 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : $D_{25} - 152 \text{ ea}$

$$A_s = 77018 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 66.4 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$$

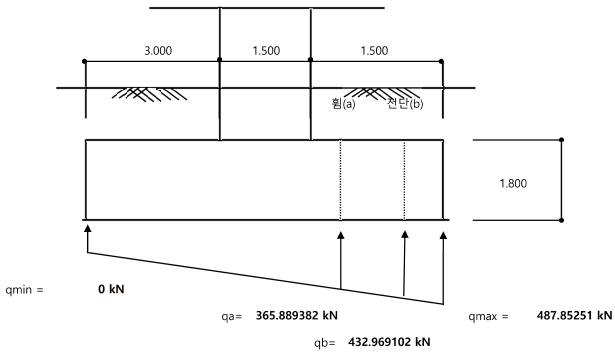
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	a =	1.500 m
전단	b = 1.500 - 1.650/2	0.675 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} = H \times a \times y_c \times a/2$	51 kN·m
	$V_{기조} = H \times b \times y_c$	37 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	503 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	829 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기조}$	452 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기조}$	792 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 37357 \geq 452$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 792$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

fck	=	21	Mpa	fy	=	300	Mpa
b	=	19500	mm	d	=	1650	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 25 - 152 ea

$A_s = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 77018 \text{ mm}^2$
 $= 66.4 \text{ mm}$

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$

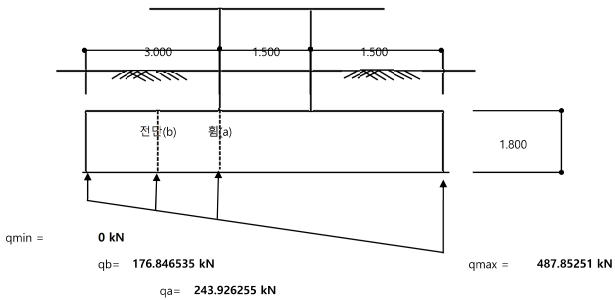
(c) 뒷굽의 단면력 검토

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	$M_{기조} = H \times a \times y_c \times a/2$	203 kN·m
	$V_{기조} = H \times b \times y_c$	98 kN
뒷재움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{뒷재움} - (B - a))$	686 kN·m
	$V_{상재} = H_{상재} \times b \times y_c$	419 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_i \times (X_{상재} - (B - a))$	44 kN·m
	$V_{상재} = q_i \times b$	54 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [(q_a - q_{min})/2 \times (x - (b - a))^2]/3$	23 kN·m
	$V_{지반} = (q_b - q_{min})/2 \times (x - (b - a))$	182 kN
계수 단면력	$M_u = M_{기조} + M_{뒷재움} - M_{상재} - M_{지반}$	910 kN·m
	$V_u = V_{기조} + V_{뒷재움} + V_{상재} - V_{지반}$	389 kN



H _{상재} :	기초 상면의 뒷재움 높이	=	7.700	m
ΣV _i :	뒷재움 연직하중	=	422.450	kN
X _{뒷재움} :		=	4.624	m
P _i :	지표면의 상재하중	=	25.000	kN
X _{상재} :	상재하중 작용위치	=	4.750	m
X :	qmin 발생지점	=	1.237	m

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 37357 \geq 910$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24574 \geq 389$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

fck	=	21	Mpa	fy	=	300	Mpa
b	=	19500	mm	d	=	1650	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 25 - 152 ea

$A_s = 77018 \text{ mm}^2$
 $= 66.4 \text{ mm}$

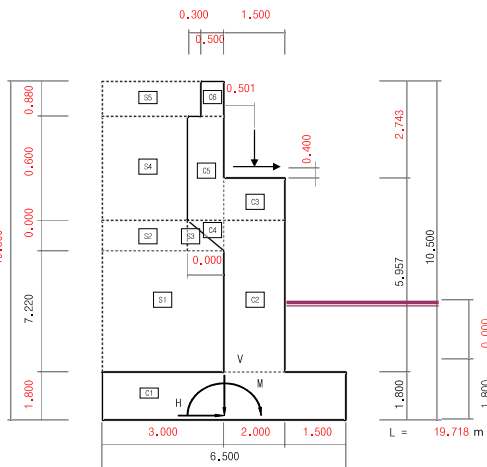
- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24574 \text{ kN}$

5) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	2.145	1.500	1.430 O.K
		허용률	2.000	1.238	1.616 O.K
	지지력		3.131	0.488	6.417 O.K
	활동		1.903	1.200	1.586 O.K
단면검토	벽체	휨	37357	1031	36.235 O.K
		전단	24574	277	88.740 O.K
	앞굽	휨	37357	452	82.562 O.K
		전단	24574	792	31.043 O.K
	뒷굽	휨	37357	910	41.065 O.K
		전단	24574	389	63.233 O.K

1) 교대 구체 하중산정



구분		채적	단위중량	수직력	수평저항계수	수평력	활달이		모멘트	
		A	γ	W	K _v	H	x	y	M _x	M _y
구	C1	11,700	25.00	292,500	0.077	22,523	3.250	0.900	950,625	20,270
	C2	14,440	25.00	361,000	0.077	27,797	2,500	5,410	902,50	150,382
	C3	-1,895	25.00	-47,363	0.077	-3,647	2,250	8,389	-106.57	-30,592
	C4	0,000	25.00	0,000	0.077	0,000	3,500	9,020	0,000	0,000
	C5	0.480	25.00	12,000	0.077	0.924	3.400	9.320	40.800	8.612
	C6	0.440	25.00	11,000	0.077	0.847	1.750	10,060	19,250	8,521
및 재 층	소개	25,166		629,138		48,444			1806,609	157,192
	S1	21,680	20.00	433,200	0.077	33,356	5,000	5,410	2166,000	180,458
	S2	0,000	20.00	0,000	0.077	0,000	5,000	9,020	0,000	0,000
	S3	0,000	20.00	0,000	0.077	0,000	3,500	9,020	0,000	0,000
	S4	1,800	20.00	36,000	0.077	2,772	5,000	9,320	180,000	25,835
	S5	2,904	20.00	58,080	0.077	4,472	4,650	10,060	281,688	44,990
	총 계	26,364		527,280		40,601			2627,688	251,283
	총 계			1156,418		89,405			4434,297	408,475

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$ (수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

구 분		단 위	내 용	비 고
뒤통물재	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	
	극한지반저항(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	

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	739	718	708	705	707	705	708
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)	717	728					
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

α : 뒷재움홈의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벽변면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벽변면과 홈 사이의 벽면 마찰각	=	0.00 °
(γ : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
$\theta: \tan^{-1} [K_0 / (1 - K_0)]$	=	4.403 °

12.2 교대 A2

1) 기초의 두께 검토

구분	계산과정	결과
$\beta\lambda$	0.613 < 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.189	m^{-1}
$k = K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{3/4}$	= 61300	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 _i	M _o
교대구체	629.138	48.444	-	-	1806.609	157.192
뒷채움재	527.280	40.601	-	-	2627.688	251.283
배면토압	-	345.965	-	5.250	-	1816.314
연직반력	326.000	-	2.499	-	814.674	-
관성력	-	48.900	-	7.757	-	379.317
하중조합	1482.418	483.910	-	-	5248.971	2604.106

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
안전율	$M_t / M_o = 2.016 > 1.500$	O.K
허용속	$e = B/2 - (M_t - M_o)/V = 1.466 \leq 2.167$	O.K

※ 지지시 직전기 초에 작용하는 하중의 한력이 작용하는 위치는 바달판 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,

$$B_f = B_f - 2 \times e_1 = 3.568 \text{ m}$$
$$D_f = 1.800 \text{ m}$$
$$\gamma_1 = 20.000 \text{ kN/m}^3$$
$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$
$$c = 0$$
$$\phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	3,304 MPa

형상계수(장방향기초), $\alpha = 1.099$ $\beta = 0.467$
 $N_c = 57.8$ $N_q = 41.4$ $N_r = 47.3$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = c \times N_{cs} \times d_c \times i_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_{rs} \times d_r \times i_r + \gamma_1 \times D_f \times N_{qs} \times s_q \times d_q \times i_q$	3,189 MPa

여기서, $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.690$
형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L = 1.134$
 $s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L = 1.067$
깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B_f \times \sqrt{K_p} = 1.194$
 $d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B_f \times \sqrt{K_p} = 1.097$
경사계수, $i_c = i_q = (1 - \beta/90)^\circ = 1.000$
 $i_r = (1 - \beta/\phi)^\circ = 1.000$
 $N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $N_r = 37.2$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구분	계산과정	결과
지지력	$q_u = c \times N_{cs} \times d_c \times g_c \times b_c + 0.5 \times \gamma_2 \times B_f \times N_{rs} \times d_r \times g_r \times b_r + \gamma_1 \times D_f \times N_{qs} \times s_q \times d_q \times g_q \times b_q$	2,949 MPa

여기서는 경사계수 미고려

$N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $N_r = 37.2$
형상계수, $s_c = 1 + B_f / L \times N_q / N_c = 1.131$
 $s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L \geq 0.6 = 0.928$
 $s_q = 1 + B_f / L \times \tan \phi = 1.127$

깊이계수, $(D_f \leq B_f)$
 $d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B_f = 1.202$
 $d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B_f = 1.128$
 $d_q = 1 = 1.000$

지반계수(수평지반),

$g_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ = 1.000$
 $g_r = g_q = (1 - 0.5 \tan \eta)^\circ = 1.000$

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	3,304 MPa	3,189 MPa	2,949 MPa	3,147 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
작용폭	$x_1 = 3 \times (B/2 - e_0) = 5.352 \leq 6.500$	삼각형 분포
검토	$q_u / q_s = 3.147 \geq 0.554$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
교육	$H_c / H_L = 1.838 \geq 1.200$	O.K

여기서, 전단저항력, $H_c = c_0 \times A' + V \times \tan \phi_0$

기초저면과 지반의 부착력, $c_0 = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \phi_0 = 0.6$

4) 단면 검토

(a) 벽체의 단면력 검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN-m)
배면토압	237.515	237.515	4.350	1033.191
교대구체	48.444	48.444	1.863	90.264
관성력	48.900	48.900	5.957	291.297
단면력		334.859		1414.753

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 48.444 kN

$M_o = \sum_{i=2}^n ((H_i \times (Y_i - 2 \times \tan \phi_0))) = 90.264187 \text{ kN-m}$

$Y = M_o / H_o = 1.863 \text{ m}$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 37847 \geq 1415$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24849 \geq 335$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 19718 \text{ mm}$ $d = 1650 \text{ mm}$
 $\phi_f = 1.000$ $\phi_v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 25 - 154 ea

$A_s = 78032 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 66.5 \text{ mm}$

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24849 \text{ kN}$

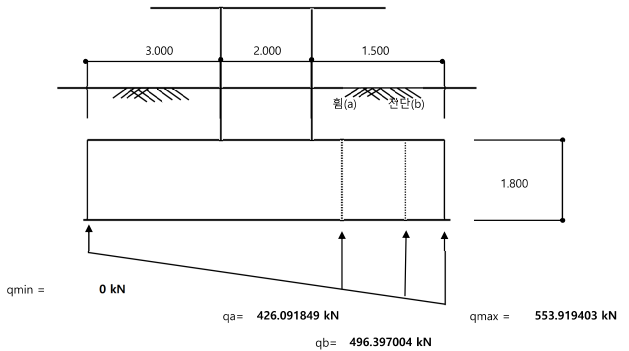
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구분	계산과정	결과
휨	$a = 1.500 \text{ m}$	1.500 m
전단	$b = 1.500 - 1.650/2 = 0.675 \text{ m}$	0.675 m

② 단면력 산정

구분	계산과정	결과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = H \times a \times y_c \times a/2$ $V_{기중} = H \times b \times y_c$	51 kN-m 37 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = q_a \times a^2/2 + (q_{max} - q_a)/2 \times a^3 \times 2/3$ $V_{지반} = q_b \times b + (q_{max} - q_b)/2 \times b$	575 kN-m 945 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기중}$ $V_u = V_{지반} - V_{기중}$	525 kN-m 908 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 37847 \geq 525$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24849 \geq 908$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 19718 \text{ mm}$ $d = 1650 \text{ mm}$
 $\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 25 - 154 ea

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 66.5 \text{ mm}$

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24849 \text{ kN}$

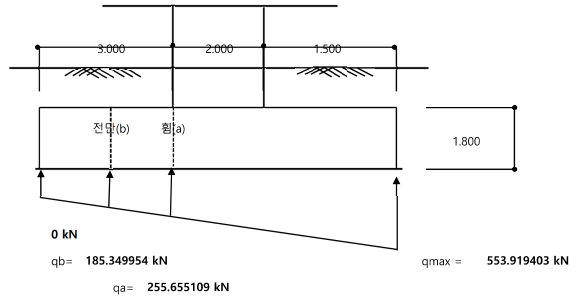
(c) 휨굽의 단면력 검토

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	$M_{기초} = H \times a \times y_c \times a/2$	203 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times y_c$	98 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{상재중} - (B - a))$	800 kN·m
	$V_{상재} = H_{뒷채움} \times b \times y_t$	473 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_1 \times (X_{상재} - (B - a))$	44 kN·m
	$V_{상재} = q_b \times b$	54 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [(q_u - q_{min})/2 \times (x - (b - a))^2]/3$	18 kN·m
	$V_{지반} = (q_b - q_{min})/2 \times (x - (b - a))$	178 kN
계수 단면력	$M_u = M_{기초} + M_{뒷채움} - M_{상재} - M_{지반}$	1029 kN·m
	$V_u = V_{기초} + V_{뒷채움} + V_{상재} - V_{지반}$	447 kN



$H_{상재} = 8.700 \text{ m}$
 $\sum V_i = 527.280 \text{ kN}$
 $X_{뒷채움} = 5.017 \text{ m}$
 $P_1 = 25.000 \text{ kN}$
 $X_{상재} = 5.250 \text{ m}$
 $X = 1.094 \text{ m}$

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 37847 \geq 1029$	O.K
전단	$\Phi V_n = 24849 \geq 447$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 19718 \text{ mm}$ $d = 1650 \text{ mm}$
 $\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 25 - 154 ea

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 66.5 \text{ mm}$

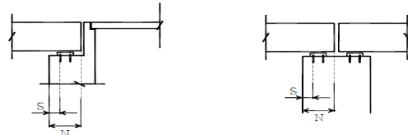
- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 24849 \text{ kN}$

5) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	2.016	1.500	1.344 O.K
		하용률	2.167	1.466	1.478 O.K
	지지력		3.147	0.554	5.682 O.K
	활동		1.838	1.200	1.532 O.K
단면검토	벽체	휨	37847	1415	26.752 O.K
		전단	24849	335	74.207 O.K
	앞굽	휨	37847	525	72.145 O.K
		전단	24849	908	27.362 O.K
	뒷굽	휨	37847	1029	36.797 O.K
		전단	24849	447	55.529 O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_c

$N_c = 1350.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

$N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{min}] = \text{MAX} [67.37 , 347.76] = 347.76 \text{ mm}$

$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.66H) \times (1 + 0.000125\theta^2) = 347.76 \text{ mm}$
 $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)
 $H = 7.142 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)
 $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

$\frac{N_c}{N_D} = \frac{1350}{348} = 3.880 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$

13.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_c

$N_c = 1230.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

$N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{min}] = \text{MAX} [69.93 , 644.33] = 644.33 \text{ mm}$

$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.66H) \times (1 + 0.000125\theta^2) = 644.33 \text{ mm}$
 $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)
 $H = 7.490 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)
 $\theta = 82^\circ$ (사각)

3) 평가

$\frac{N_c}{N_D} = \frac{1230}{644} = 1.910 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$

지반종류	지반종류의 특징	분류기준	
		기판별 깊이, H(m)	토중응력균형계수
S1	일반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 미상	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반		180 이상
S5	깊고 연약한 지반	20 초과	180 미만
S6	부지 고유의 특성에 따라 지반종류에 해당하지 않는 지반		

[illegible]

1枚中 1枚

項 号 名 : 합석 - 이등근로복합장 및 포장공사 실시세				試驗孔番 : 89-02(도곡2교)		
發 生 處 : 서울지방 국토관리청				標 高 : 55.11 m 基準面 (黄海面)		
調査位置 : STA. 19 + 042				試驗孔内水位 (深度) : 2.50 m		
調査形式 : 확원수측식 (IT - 150)				試 験 工 : 김 영 철		
調査年月日 : 1997. 1. 31.				檢 査 者 : 김 태 권		
形 式	柱狀圖	深 度 (m)	試 料	N - 値 (N/cm)	RQD (%) 圓柱率	觀 察 記 録
HX DOUBLE CORE BARKEL		1.30	1.50	23/30		<u>표적토층 :</u> * 심도 0.00 - 1.30 미터 자갈 및 실트쉬인 세립내지 중립의 모래층 (SN) 황갈색, 습함, 느슨함.
		2.80				
		7.00			9	
					33	
<u>특정자원토층 :</u>						<u>연암층 :</u> * 심도 2.80 - 7.00 미터 기반암인 편이암이 부분적으로 선택풍화작용을 받아 변질되어 황갈면 층으로서 균열 및 절리가 발달하여 되어 화수율이 저조함. 청회색, 굳음.
* 심도 7.00 미터에서 시추종료.						

- 교량명 : 도곡2교
- 보링 위치 : A2
- 지반 등급 : S2
- 지하수위 : 2.5m
- 지반정보

[illegible]