

0. 보강후(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 P1

P1	구분		공급역량	소요역량	평가		
	교각부(모멘트(kN·m), 전단력(kN) /연성도평가)	교축(하단)	2,719	2,584	1.052	O.K	
		교직(하단)	2,260	990	2.283	O.K	
	받침부 (중점)	본체 (kN)	교축	100	40	2.489	O.K
			교직	100	37	2.690	O.K
		앵커강재파괴 (kN)	교축	1,885	40	46.913	O.K
			교직	1,885	37	50.714	O.K
		콘크리트전단 (kN)	교축	293	40	7.287	O.K
			교직	233	37	6.259	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	236	40	5.867	O.K
			교직	236	37	6.342	O.K

- 교각 P2

P2	구분		공급역량	소요역량	평가		
	교각부(모멘트(kN·m), 전단력(kN) /연성도평가)	교축(하단)	2,719	2,300	1.182	O.K	
		교직(하단)	2,260	983	2.298	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교축	200	109	1.837	O.K
			교직	200	99	2.025	O.K
		앵커강재파괴 (kN)	교축	1,885	109	17.316	O.K
			교직	1,885	99	19.084	O.K
		콘크리트전단 (kN)	교축	293	109	2.690	O.K
			교직	658	99	6.657	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	236	109	2.165	O.K
			교직	236	99	2.387	O.K

- 교각 P4

P4	구분		공급역량	소요역량	평가		
	교각부(모멘트(kN·m), 전단력(kN) /연성도평가)	교축(하단)	2,719	2,294	1.185	O.K	
		교직(하단)	2,260	993	2.276	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교축	200	113	1.762	O.K
			교직	200	99	2.025	O.K
		앵커강재파괴 (kN)	교축	1,885	113	16.610	O.K
			교직	1,885	99	19.082	O.K
		콘크리트전단 (kN)	교축	293	113	2.580	O.K
			교직	658	99	6.657	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	236	113	2.077	O.K
			교직	236	99	2.386	O.K

- 교각 P6

P6	구분		공급역량	소요역량	평가		
	교각부(모멘트(kN·m), 전단력(kN) (연성도평가)	교축(하단)	2,719	2,293	1.186	O.K	
		교직(하단)	2,260	1,003	2.253	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교축	200	110	1.819	O.K
			교직	200	96	2.080	O.K
		앵커강재파괴 (kN)	교축	1,885	110	17.141	O.K
			교직	1,885	96	19.608	O.K
		콘크리트전단 (kN)	교축	293	110	2.663	O.K
			교직	658	96	6.840	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	236	110	2.144	O.K
			교직	236	96	2.452	O.K

1. 교량현황

1.1 교량형식 : ST. Plate Girder + RC Beam

1.2 교량 총연장 : $L = 20.0 + 2 @ 40.0 + 2 @ 40.0 + 2 @ 40.0 + 12 @ 20.0 = 500.000\text{m}$

1.3 교 폭 : $B = 9.4\text{ m}$

1.4 교각형식 : 문형식 교각

교대형식 : 중력식 교대

1.5 기초형식 : 교대 : 직접기초 - A1, A2
교각 : 중력식기초 - P1, P16~P18
우물통기초 - P2~P15

1.6 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 여주시 (도로교 설계기준 pp.456)
- 3) 위험도계수 : $I = 1.4$ (도로교 설계기준 pp.456)
- 4) 가속도계수 : $A = 0.154$ (도로교 설계기준 pp.455)
- 5) 지반계수 : $S = 1.5$ (지반종류 II, 도로교 설계기준 pp.457)
- 6) 고유치 해석방법 : Eigen Value analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법 (도로교 설계기준 pp.493)
- 8) 받침형식 : 교대: 마찰진자형 받침 1000 KN
교각: 마찰진자형 받침 2500 kN

1.7 설계기준강도

- 1) 콘크리트
상부구조 바닥판 : $f_{ck} = 30$ MPa
하부구조 교각, 교대 : $f_{ck} = 21$ MPa
- 2) 철근
상부구조 바닥판 : $f_y = 400$ MPa
하부구조 교각, 교대 : $f_y = 300$ MPa

1.8 탄성계수 (도로교 설계기준 2.3.3)

- 1) 강 재 : $E_{ss} = 210000$ MPa
- 2) 철 근 : $E_{sr} = 200000$ MPa
- 3) 상부 바닥판 콘크리트 : $E_{cs} = 3300 \sqrt{f_{ck}} + 7700 = 3300 \times \sqrt{30} + 7700$
 $= 25775$ MPa
- 4) 하부 교대, 교각부 콘크리트 : $E_{cp} = 4700 \sqrt{f_{ck}} = 4700 \times \sqrt{21}$
 $= 21538$ MPa

1.9 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	방법	모멘트-곡률 곡선법	내진보강 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	CALTRANS
	철근 모델	PARK 모델	CALTRANS
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	-
탄 성 지 진 력 산 정	모델	격자 해석 모델	내진설계편람
	상부와 하부의 연결부 상세	Rigid Link 스프링 모델	내진설계편람
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	내진설계편람
	질량산정	상, 하부 고정하중을 분포질량으로 입력	내진설계편람
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL 2012	-

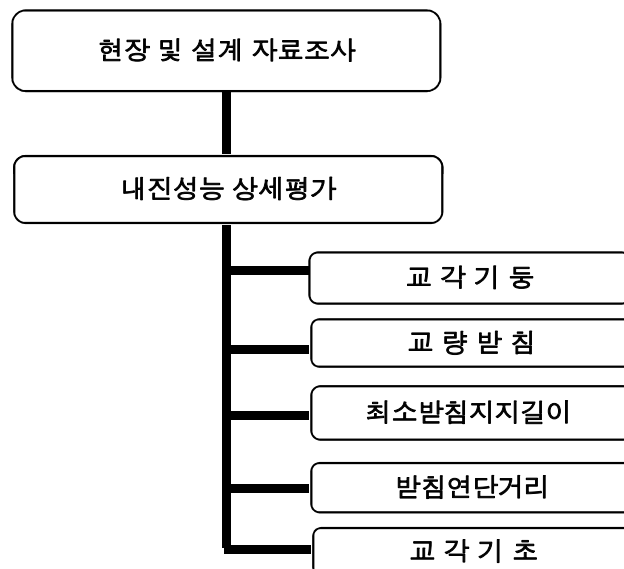
1.10 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능상세 평가기준은 상부구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 도로교설계기준 및 고속도로내진설계 미반영 교량의 내진보강설계 지침에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



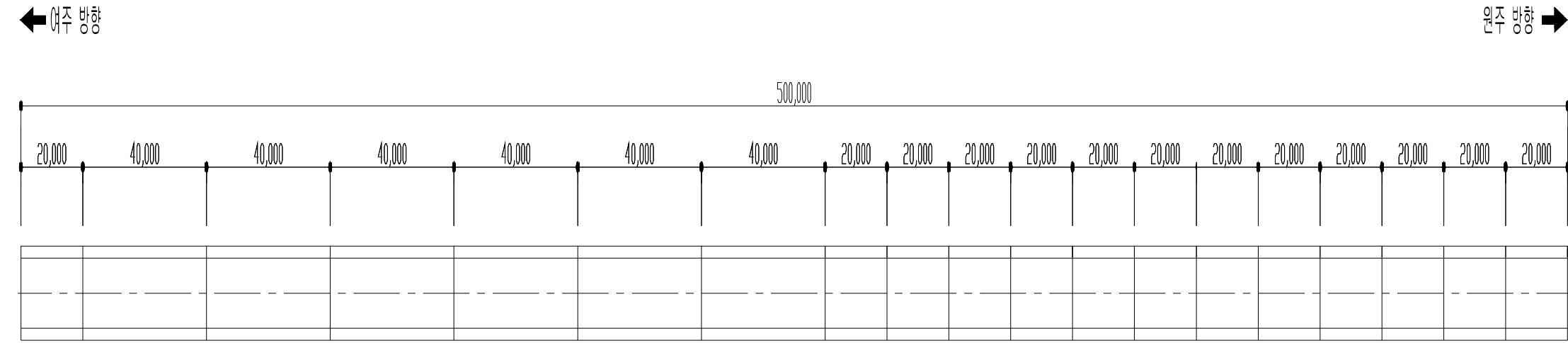
1.11 참고문헌

- 1) 도 로 교 설 계 기 준 : 건설교통부 (2010)
- 2) 콘크리트구조 설계기준 : 건설교통부 (2007)
- 3) 도 로 교 표준시방서 : 건설교통부 (2000)
- 4) 콘크리트교 표준시방서 : 건설교통부 (2000)
- 5) 고속도로교량의 내진설계지침 : 한국도로공사(2005)
- 6) 기존교량의 내진성능평가요령 : 한국시설안전공단(2004)
- 7) 고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강설계 지침 : 한국도로공사 구조물처 (2005.12)
- 8) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2004)

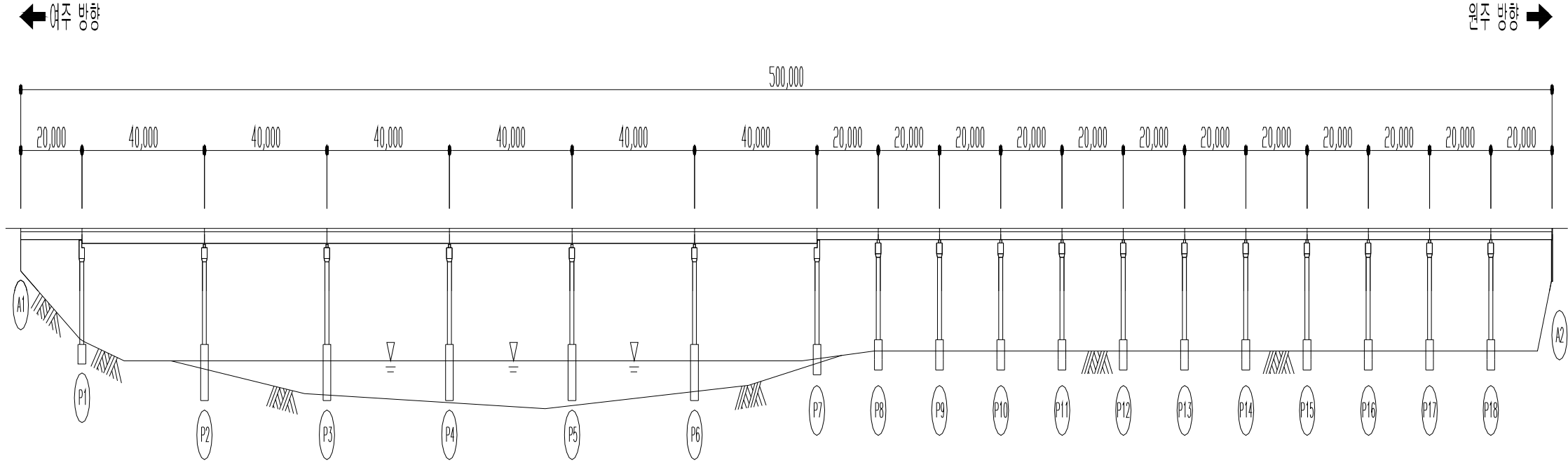
2. 교량의 일반사항

2.1 종.평면도

평면도



종단면도

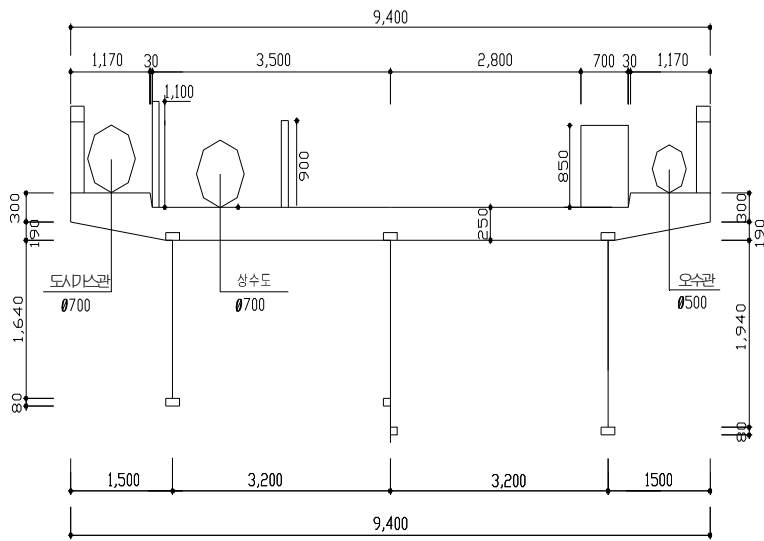


2.2 교각의 일반도 및 배근도

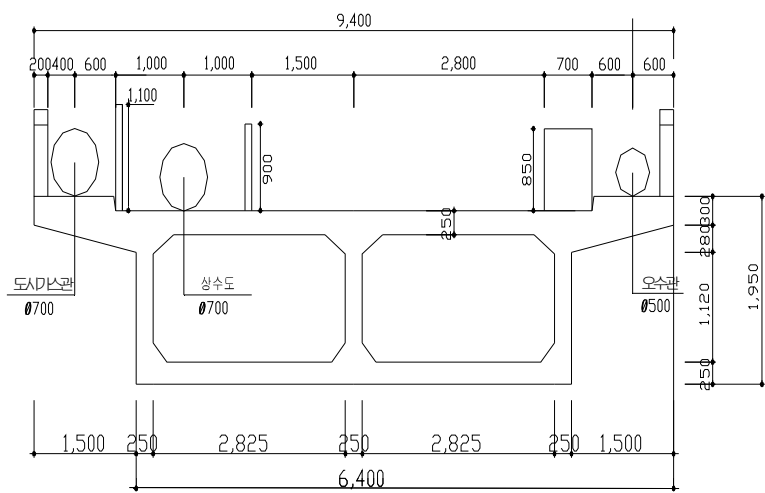
⇒ 고정단교각 : P2,P4,P6 , 가동단교각 : P1,P3,P5,P7

2.2.1 교각 일반도 및 배근도

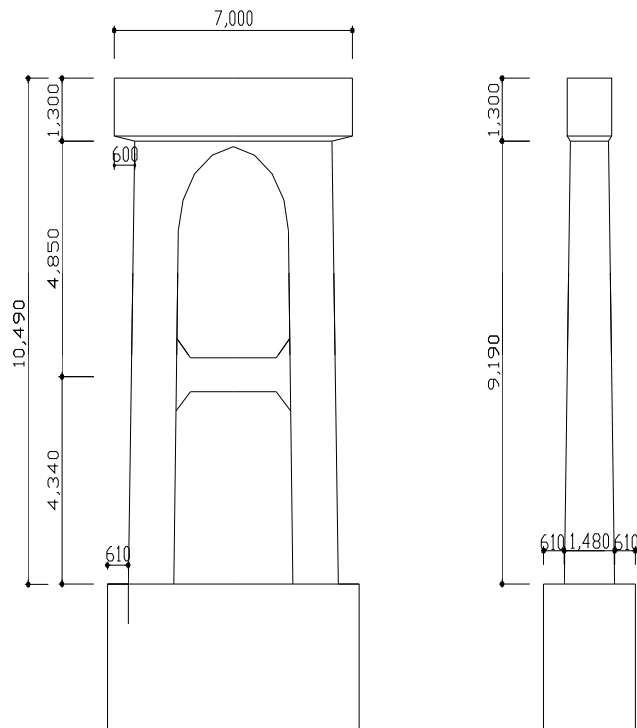
횡단면도(Steel Plate 구간)



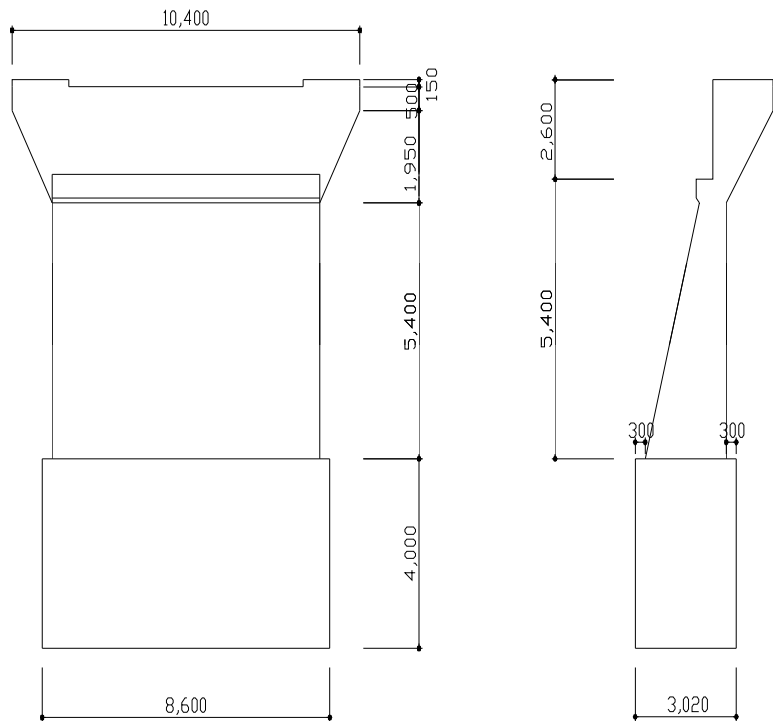
횡단면도(RC Box 구간)



교각일반도



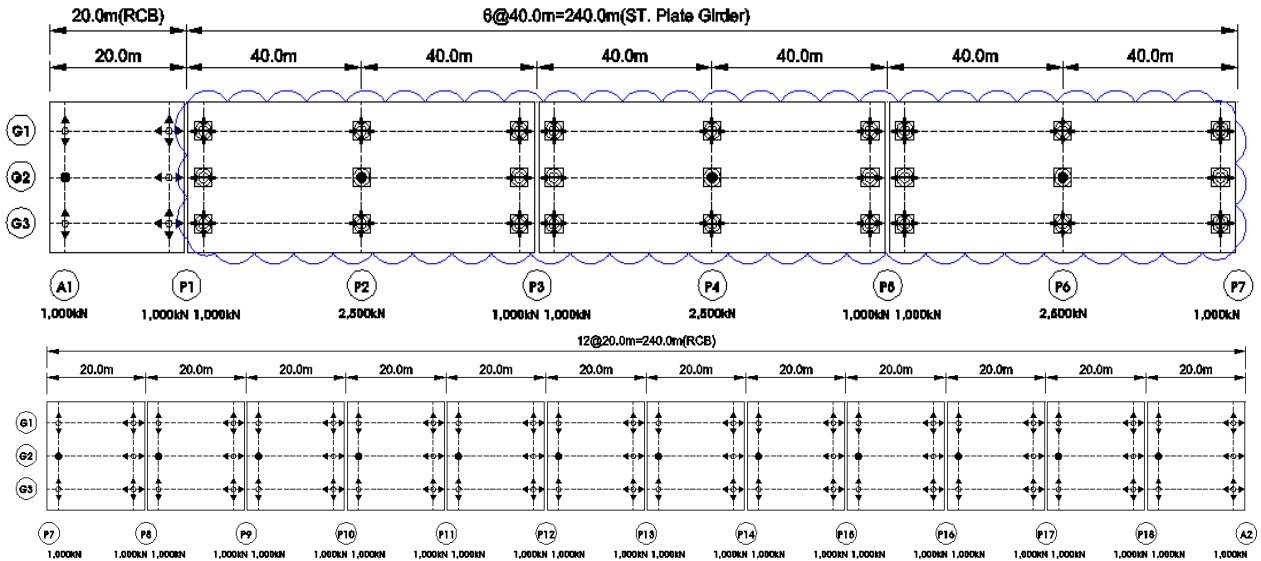
교대일반도



2.3 고정하중 산정

2.3.1 상부고정하중 반력

1) 받침경계조건



2) 구조해석에 의한 고정하중 반력

(단위: kN)

구 분	받침번호	총 고정하중	적용받침	비고
P1	1	340.310	1000	교직방향가동
	2	340.890	1000	고정
	3	341.470	1000	교직방향가동
	4	557.020	1000	양방향가동
	5	545.310	1000	교축방향가동
	6	533.590	1000	양방향가동
	소 계	2658.590	-	-
P2	1	1932.610	2500	양방향가동
	2	1956.590	2500	고정
	3	1980.560	2500	양방향가동
	소 계	5869.760	-	-
P3	1	557.570	1000	양방향가동
	2	545.310	1000	일방향가동
	3	533.050	1000	양방향가동
	4	577.440	1000	양방향가동
	5	555.660	1000	일방향가동
	6	533.880	1000	양방향가동
	소 계	3302.910	-	-
P4	1	1933.030	2500	양방향가동
	2	1935.880	2500	고정
	3	1938.730	2500	양방향가동
	소 계	5807.640	-	-

P5	1	536.730	1000	양방향가동
	2	555.660	1000	일방향가동
	3	574.590	1000	양방향가동
	4	572.730	1000	양방향가동
	5	549.100	1000	일방향가동
	6	525.480	1000	양방향가동
	소 계	3314.290	-	-
P6	1	1922.560	2500	양방향가동
	2	1948.990	2500	고정
	3	1975.420	2500	양방향가동
	소 계	5846.970	-	-
P7	1	551.910	1000	양방향가동
	2	549.100	1000	일방향가동
	3	546.300	1000	양방향가동
	4	340.760	1000	교직방향가동
	5	340.890	1000	고정
	6	341.020	1000	교직방향가동
	소 계	2669.980	-	-

2.3.3 기동축하중 산정

1) 교각 P1 (1 Column 당)

- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 1980.726 kN

2) 교각 P2 (1 Column 당)

- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 3585.986 kN

3) 교각 P3 (1 Column 당)

- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 2302.995 kN

4) 교각 P4 (1 Column 당)

- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 3554.913 kN

5) 교각 P5 (1 Column 당)

- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 2308.689 kN

6) 교각 P6 (1 Column 당)

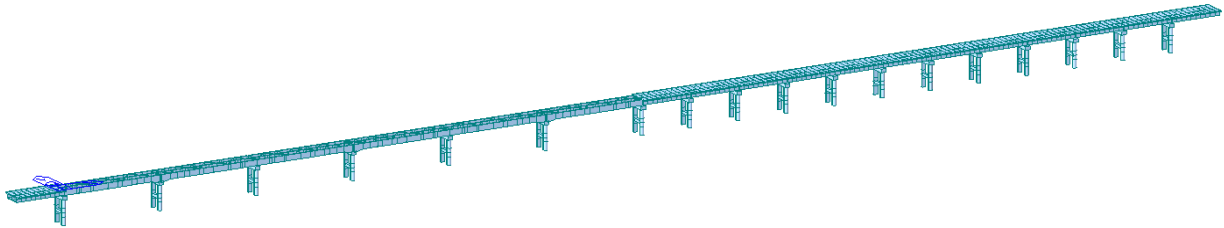
- 교각하단부 적용시 기동축하중 : 상부고정하중 + 코핑자중 + 기동자중 = 3574.599 kN

4. 탄성지진력 산정

4.1 단면특성

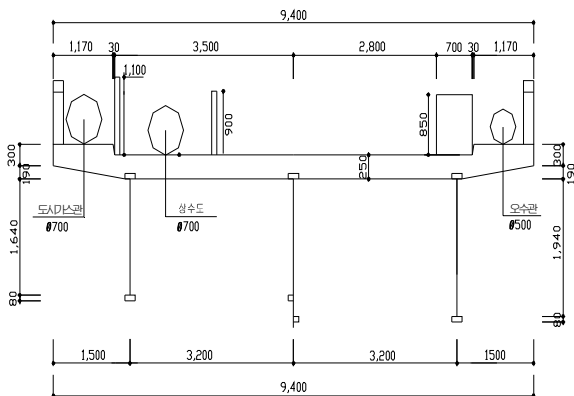
4.1.1 상부구조

1) 모델형상

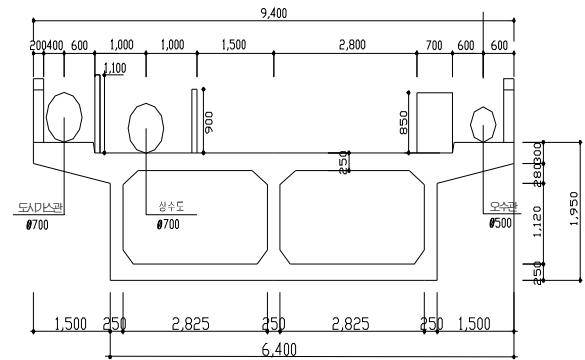


2) 횡단면도

횡단면도(Steel Plate 구간)

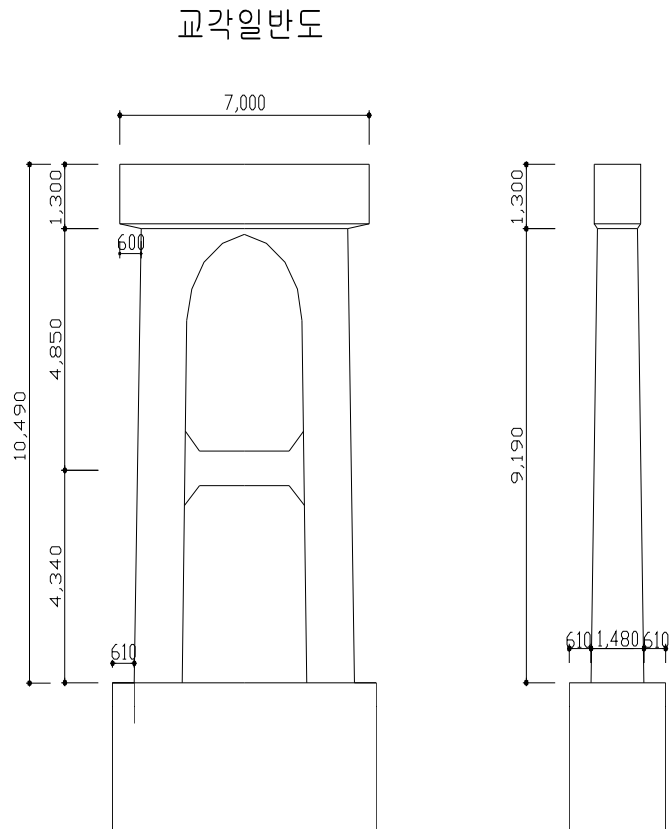


횡단면도(RC Box 구간)



4.1.2 하부구조

1) 하부구조 모델 형상



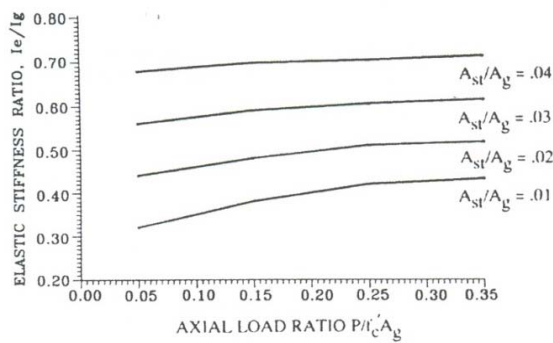
2) 기둥의 유효강성 산정

모멘트-곡률관계에 의한 유효강성과 Caltrans에서 제시한 실험 데이터에 의한 유효강성이 정확하게 일치하지 않는 바 탄성지진력 산정시에는 모멘트-곡률관계에 의한 유효강성과 실험에 의한 유효강성 중 큰 값을 적용함.

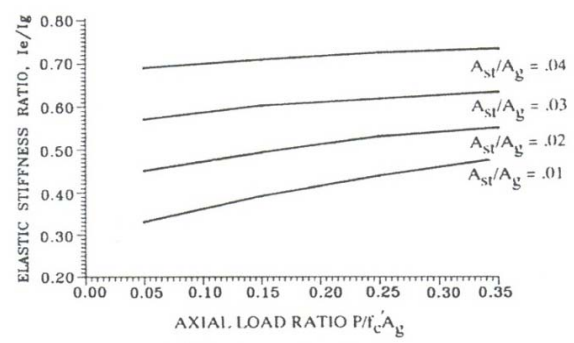
- 실험식에 의한 유효강성비 산정

(CALTRANS, SEISMIC DESIGN CRITERIA, 2004. 2. V1.3,

Figure 5.3 Effective Stiffness of Cracked Reinforced Concrete Section[7])



a) Circular Sections



b) Rectangular Sections

① 교각 P1

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.057)}] = 0.292$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 1980.73 / (21000 \times 1.642) = 0.057$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P1의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 1329.30 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.43 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 1980.73 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.057)}] = 0.292$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 1980.73 / (21000 \times 1.642) = 0.057$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P1의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 1329.30 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.43 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 1980.73 \text{ kN}$$

② 교각 P2

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.104)}] = 0.317$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3585.99 / (21000 \times 1.642) = 0.104$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P2의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 2934.88 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.11 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 3585.99 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.104)}] = 0.317$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3585.99 / (21000 \times 1.642) = 0.104$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P2의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 2934.88 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.11 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 3585.99 \text{ kN}$$

③ 교각 P3

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.067)}] = 0.298$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 2303.00 / (21000 \times 1.642) = 0.067$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P3의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1651.46 kN

코핑 및 기둥: = 651.54 kN

합 계: 2303.00 kN

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$
$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.067)}] = 0.298$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 2303.00 / (21000 \times 1.642) = 0.067$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \text{ EA} = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P3의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1651.46 kN

코핑 및 기둥: = 651.54 kN

합 계: 2303.00 kN

④ 교각 P4

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$
$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.103)}] = 0.316$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3554.91 / (21000 \times 1.642) = 0.103$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \text{ EA} = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P4의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 2903.82 kN

코핑 및 기둥: = 651.09 kN

합 계: 3554.91 kN

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}]$$
$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.103)}] = 0.316$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3554.91 / (21000 \times 1.642) = 0.103$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \text{ EA} = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P4의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 2903.82 kN

코핑 및 기둥: = 651.09 kN

합 계: 3554.91 kN

⑤ 교각 P5

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{ (P / (f_{ck} \times A_g)) }] \\ = [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{ (0.067) }] = 0.298$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 2308.69 / (21000 \times 1.642) = 0.067$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P5의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1657.15 kN

코핑 및 기둥: = 651.54 kN

합 계: 2308.69 kN

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{ (P / (f_{ck} \times A_g)) }] \\ = [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{ (0.067) }] = 0.298$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 2308.69 / (21000 \times 1.642) = 0.067$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P5의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1657.15 kN

코핑 및 기둥: = 651.54 kN

합 계: 2308.69 kN

⑥ 교각 P6

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{ (P / (f_{ck} \times A_g)) }]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{ (0.104) }] = 0.317$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3574.60 / (21000 \times 1.642) = 0.104$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P6의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 2923.49 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.11 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 3574.60 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{ (P / (f_{ck} \times A_g)) }]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{ (0.104) }] = 0.317$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 3574.60 / (21000 \times 1.642) = 0.104$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P6의 1 Column 당 축력(P)

$$\text{상부고정하중:} = 2923.49 \text{ kN}$$

$$\text{코핑 및 기둥:} = 651.11 \text{ kN}$$

$$\text{합 계:} \quad 3574.60 \text{ kN}$$

⑦ 교각 P7

- 교축방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{ (P / (f_{ck} \times A_g)) }]$$

$$= [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{ (0.058) }] = 0.292$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 1986.42 / (21000 \times 1.642) = 0.058$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \quad EA = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P7의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1334.99 kN

코핑 및 기둥: = 651.43 kN

합 계: 1986.42 kN

- 교축직각방향

$$k = [0.16 + 12.0 \rho + 0.3 \sqrt{(P / (f_{ck} \times A_g))}] \\ = [0.16 + 12.0 \times 0.005 + 0.3 \sqrt{(0.058)}] = 0.292$$

여기서,

$$\text{Axial Load Ratio : } P / f_{ck} \times A_g = 1986.42 / (21000 \times 1.642) = 0.058$$

$$A_{st} / A_g = 0.005$$

$$A_{st} = D19 - 30 \text{ EA} = 287 \times 30 = 8595 \text{ mm}^2 = 0.009 \text{ m}^2$$

⊙ 교각P7의 1 Column 당 축력(P)

상부고정하중: = 1334.99 kN

코핑 및 기둥: = 651.43 kN

합 계: 1986.42 kN

- 모멘트-곡률 곡선에 의한 유효강성비 산정

① 교각 P1

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.292 \therefore 0.292 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$I_{eff}^L = M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g = 1.441 \text{ m}^4$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.292 \therefore 0.292 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$I_{eff}^L = M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g = 1.304 \text{ m}^4$$

- 유효강성 산정

$$\therefore I_{eff} = k^L \times I_g = 0.292 \times 1.441 = 0.421 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)}$$

$$\therefore I_{eff} = k^T \times I_g = 0.292 \times 1.304 = 0.381 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)}$$

② 교각 P2

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.317 \quad \therefore 0.317 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.317 \quad \therefore 0.317 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

$$\begin{aligned} \therefore I_{eff} &= k^L \times I_g = 0.317 \times 1.441 = 0.457 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)} \\ \therefore I_{eff} &= k^T \times I_g = 0.317 \times 1.304 = 0.413 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)} \end{aligned}$$

③ 교각 P3

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

$$\begin{aligned} \therefore I_{eff} &= k^L \times I_g = 0.298 \times 1.441 = 0.429 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)} \\ \therefore I_{eff} &= k^T \times I_g = 0.298 \times 1.304 = 0.388 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)} \end{aligned}$$

④ 교각 P4

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.316 \quad \therefore 0.316 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.316 \quad \therefore 0.316 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

$$\therefore I_{eff} = k^L \times I_g = 0.316 \times 1.441 = 0.455 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)}$$

$$\therefore I_{eff} = k^T \times I_g = 0.316 \times 1.304 = 0.412 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)}$$

⑤ 교각 P5

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

$$\therefore I_{eff} = k^L \times I_g = 0.298 \times 1.441 = 0.429 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)}$$

$$\therefore I_{eff} = k^T \times I_g = 0.298 \times 1.304 = 0.388 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)}$$

⑥ 교각 P6

- 교축방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{eff} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.298 \quad \therefore 0.298 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{eff}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

$$\therefore I_{\text{eff}} = K^L \times I_g = 0.298 \times 1.441 = 0.429 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)}$$

$$\therefore I_{\text{eff}} = K^T \times I_g = 0.298 \times 1.304 = 0.388 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)}$$

⑦ 교각 P7

- 교축방향

$$k = I_{\text{eff}} / I_g = 0.066 / 1.441 = 0.046 < 0.292 \therefore 0.292 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{\text{eff}}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 2260.0333 / (0.00159 \times 21538000) = 0.066 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$k = I_{\text{eff}} / I_g = 0.044 / 1.304 = 0.034 < 0.292 \therefore 0.292 \text{ 이므로}$$

여기서,

$$\begin{aligned} I_{\text{eff}}^L &= M_y^L / (\Phi_y^L \times E_c) = 1923.9403 / (0.00204 \times 21538000) = 0.044 \text{ m}^4 \\ I_g &= 1.304 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- 유효강성 산정

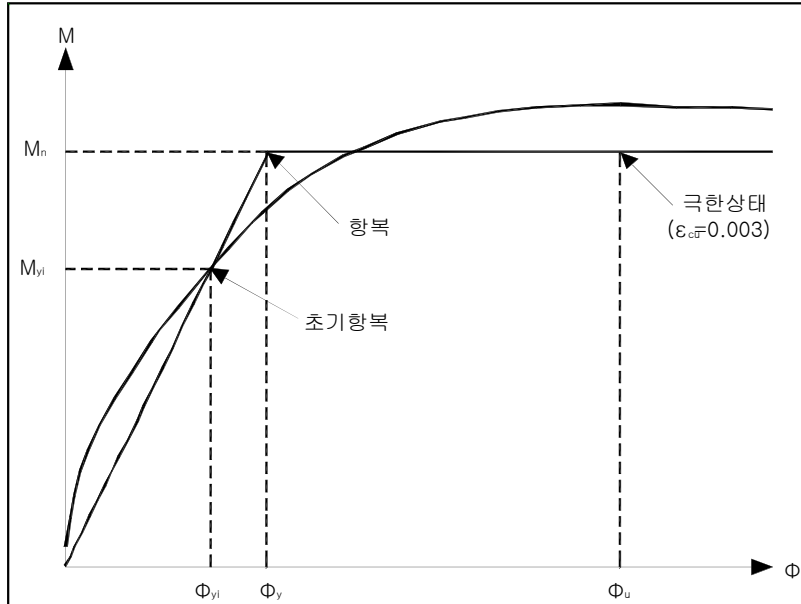
$$\therefore I_{\text{eff}} = K^L \times I_g = 0.292 \times 1.441 = 0.421 \text{ m}^4 \text{ (교축방향)}$$

$$\therefore I_{\text{eff}} = K^T \times I_g = 0.292 \times 1.304 = 0.381 \text{ m}^4 \text{ (교축직각방향)}$$

3. 내진성능상세평가

3.1 개요

아래 그림과 같은 모멘트-곡률관계를 이용하여 교각단면의 강도 및 변위를 산정하였다.



여기서,

M_n : 극한시의 공칭휨강도

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복
휨강도

Φ_{yi} : 초기항복시 곡률

Φ_y : 항복시 곡률

Φ_u : 극한시 곡률

ϵ_{cu} : 콘크리트 극한 변형률

< 모멘트-곡률관계 >

대상부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu}=0.003$ ($\epsilon_{cu}=0.002$: 소성힌지부의 주철근이 겹이음인 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정하였다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

3.1.1 콘크리트 모델 : Mander Unconfined Concrete Model

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
fck = 24 MPa	ϵ_{c0} : 콘크리트의 초기변형률	0.002	-	CALTRANS
	ϵ_{sp} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	내진성능평가요령
	ϵ_{fact} : 콘크리트 변형률 스케일Factor	1	-	MIDAS
	$f'_c=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	MPa	CALTRANS

3.1.2 철근모델 : Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
SD30	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$\sigma_y/E_s = 300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_h : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D32	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.09	D35이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	345	SD30 (MPa)	CALTRANS

3.1.3 콘크리트 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

☒ Unconfined Concrete : Cover Concrete

☐ Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() Section()는 Import할때만 참고하며, Material(), Section() 정보를 수정해도 연동되어, 갱신되지 않습니다. 정보를 수정한 경우에는 다시 Import 할 필요가 없습니다.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength ☒ 21000.0000 kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain ☒ 0.002

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

22912878.4748 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

2841.1969 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

☒ Rectangular ☐ Circular : Hoop Confinement Steel

☐ User Defined ☐ Circular : Spiral Confinement Steel

Section Data

Rebar Data

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core ☐ 0.0000 m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

☐ 0.0000 m² Note

ke = Ae / (Ac (1-ρcc)) = Ae / Acc = ☐ 0.000000 < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly' kN/m² flz' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete ☐ 0.0000 kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete ☐ 0.000000 Note

Corresponding to fcc'

☐ Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

ps : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core ☐ 0.000000

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes ☐ 0.000000

OK Cancel Apply

< Mander Unconfined Concrete Model 입력화면 >

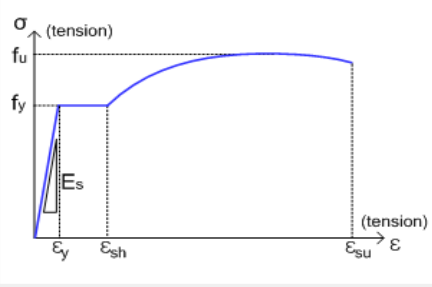
3.1.4 철근 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :



Skeleton Curve

fy : Yield Stress of Steel kN/m²

fu : Ultimate Stress of Steel kN/m²

Es : Elastic Modulus of Steel kN/m²

ey : Yield Strain of Steel (fy/Es)

esh : Strain at the Onset of Strain Hardening

esu : Strain at the Steel Rupture

OK Cancel Apply

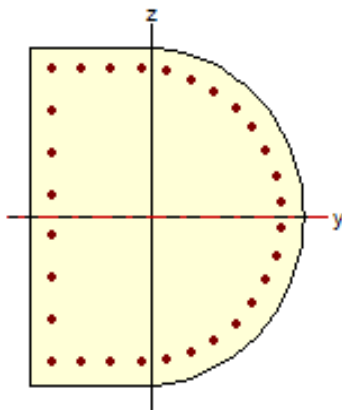
< Park Steel Model 입력화면 >

3.2 교각 기둥의 공급역량 산정 : 교각 P1

3.2.1 모멘트곡률해석 결과

1) 교축방향 해석

초기항복시 -	모멘트(M_{yi_L}) :	2260.033	kN-m	곡률(Φ_{yi_L}) :	0.00159	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_L}) :	0.00201	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_L}) :	2718.538	kN-m	곡률(Φ_{u_L}) :	0.06526	m^{-1}

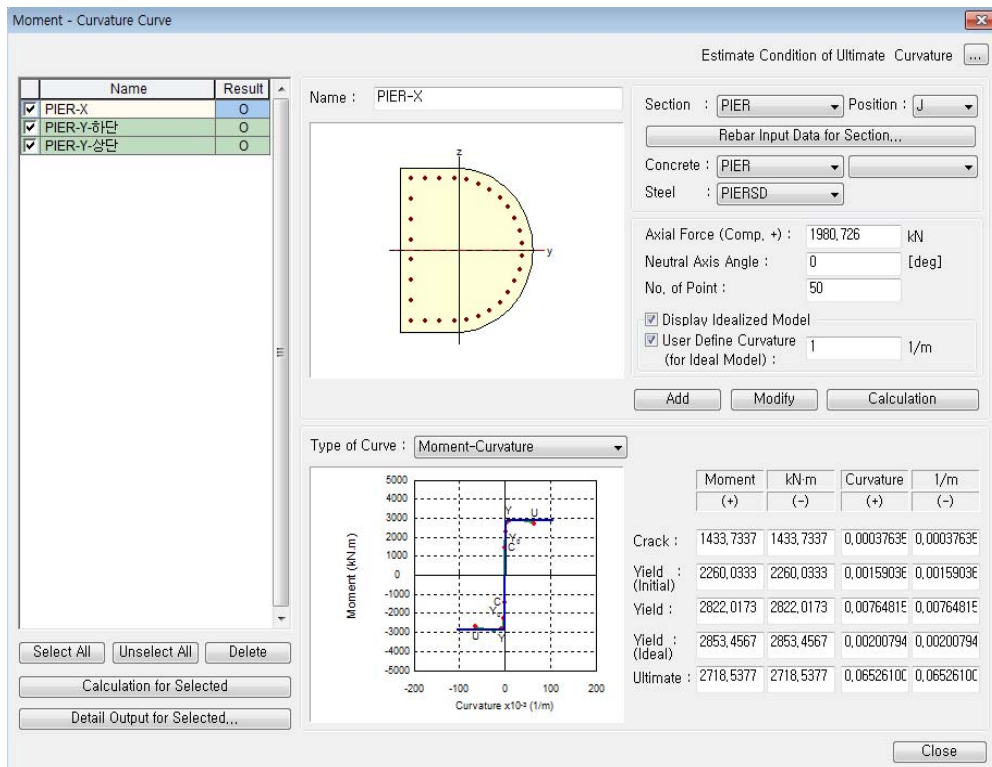


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

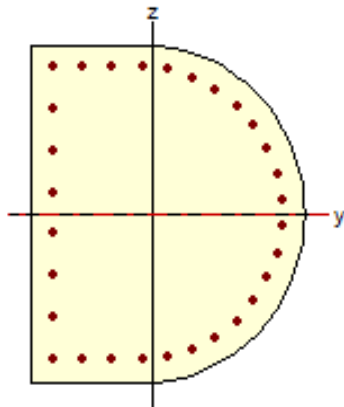
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축방향) >

2) 교축직각방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_T}) :	1923.940	kN-m	곡률(Φ_{yi_T}) :	0.00204	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_T}) :	0.00251	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_T}) :	2259.714	kN-m	곡률(Φ_{u_T}) :	0.06453	m^{-1}

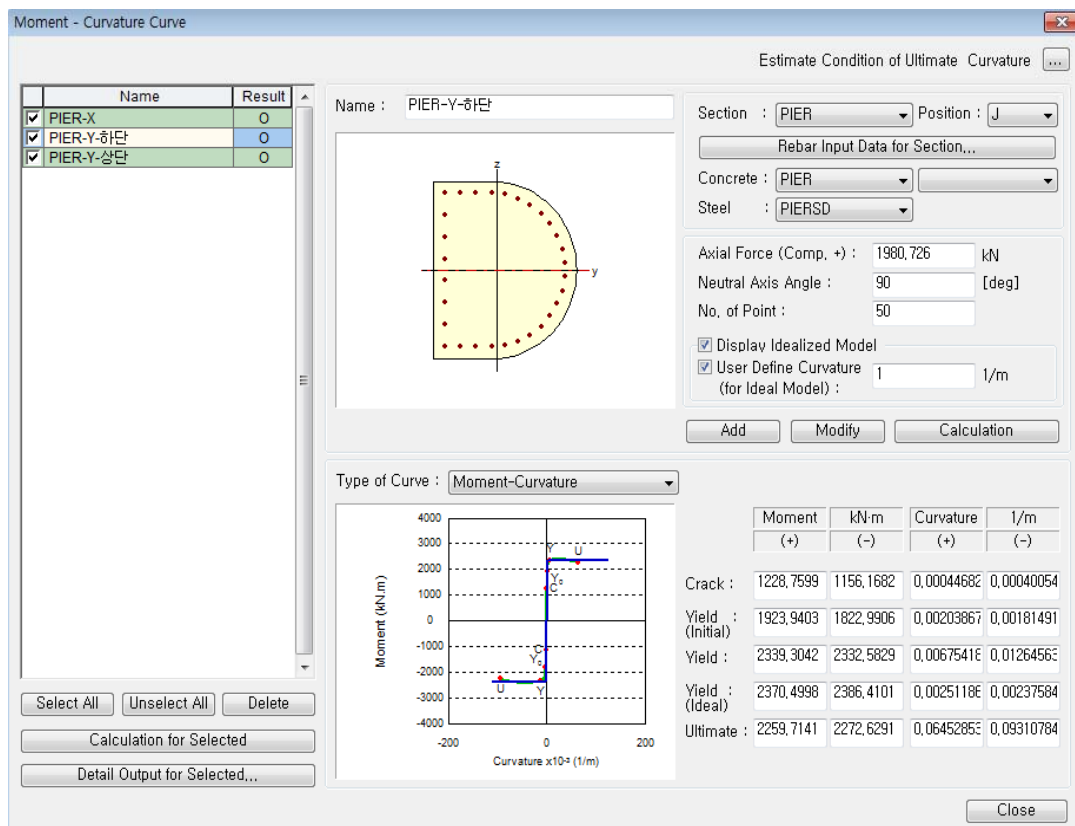


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

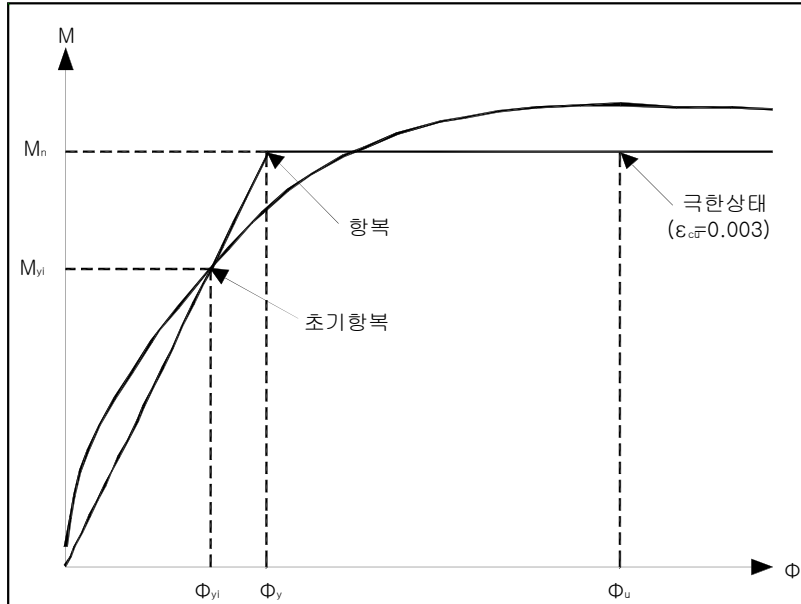


< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축직각방향) >

3. 내진성능상세평가

3.1 개요

아래 그림과 같은 모멘트-곡률관계를 이용하여 교각단면의 강도 및 변위를 산정하였다.



여기서,

M_n : 극한시의 공칭휨강도

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복
휨강도

Φ_{yi} : 초기항복시 곡률

Φ_y : 항복시 곡률

Φ_u : 극한시 곡률

ϵ_{cu} : 콘크리트 극한 변형률

< 모멘트-곡률관계 >

대상부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu}=0.003$ ($\epsilon_{cu}=0.002$: 소성힌지부의 주철근이 겹이음인 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정하였다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

3.1.1 콘크리트 모델 : Mander Unconfined Concrete Model

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
fck = 24 MPa	ϵ_{c0} : 콘크리트의 초기변형률	0.002	-	CALTRANS
	ϵ_{sp} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	내진성능평가요령
	ϵ_{fact} : 콘크리트 변형률 스케일Factor	1	-	MIDAS
	$f'_c=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	MPa	CALTRANS

3.1.2 철근모델 : Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
SD30	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$\sigma_y/E_s = 300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_h : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D32	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.09	D35이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	345	SD30 (MPa)	CALTRANS

3.1.3 콘크리트 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

☒ Unconfined Concrete : Cover Concrete

☐ Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() Section()는 Import할때만 참고하며, Material(), Section() 정보를 수정해도 연동되어, 갱신되지 않습니다. 정보를 수정한 경우에는 다시 Import 할 필요가 없습니다.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength ☒ 21000.0000 kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain ☒ 0.002

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

22912878.4748 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

2841.1969 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

☒ Rectangular ☐ Circular : Hoop Confinement Steel

☐ User Defined ☐ Circular : Spiral Confinement Steel

Section Data

Rebar Data

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core ☐ 0.0000 m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

☐ 0.0000 m² Note

ke = Ae / (Ac (1-ρcc)) = Ae / Acc = ☐ 0.000000 < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly' kN/m² flz' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete ☐ 0.0000 kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete ☐ 0.000000 Note

Corresponding to fcc'

☐ Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

ps : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core ☐ 0.000000

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes ☐ 0.000000

OK Cancel Apply

< Mander Unconfined Concrete Model 입력화면 >

3.1.4 철근 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Skeleton Curve

fy : Yield Stress of Steel kN/m²

fu : Ultimate Stress of Steel kN/m²

Es : Elastic Modulus of Steel kN/m²

ey : Yield Strain of Steel (fy/Es)

esh : Strain at the Onset of Strain Hardening

esu : Strain at the Steel Rupture

OK Cancel Apply

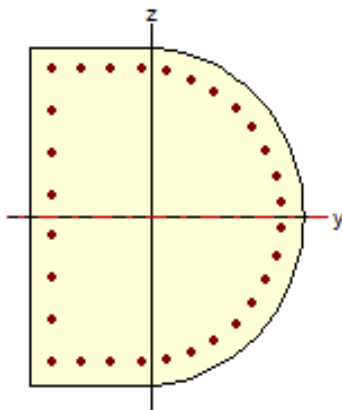
< Park Steel Model 입력화면 >

3.2 교각 기둥의 공급역량 산정 : 교각 P2

3.2.1 모멘트곡률해석 결과

1) 교축방향 해석

초기항복시 -	모멘트($M_{yi,L}$) :	2260.033	kN-m	곡률($\Phi_{yi,L}$) :	0.00159	m^{-1}
항복시 -				곡률($\Phi_{y,L}$) :	0.00201	m^{-1}
극한시 -	모멘트($M_{u,L}$) :	2718.538	kN-m	곡률($\Phi_{u,L}$) :	0.06526	m^{-1}

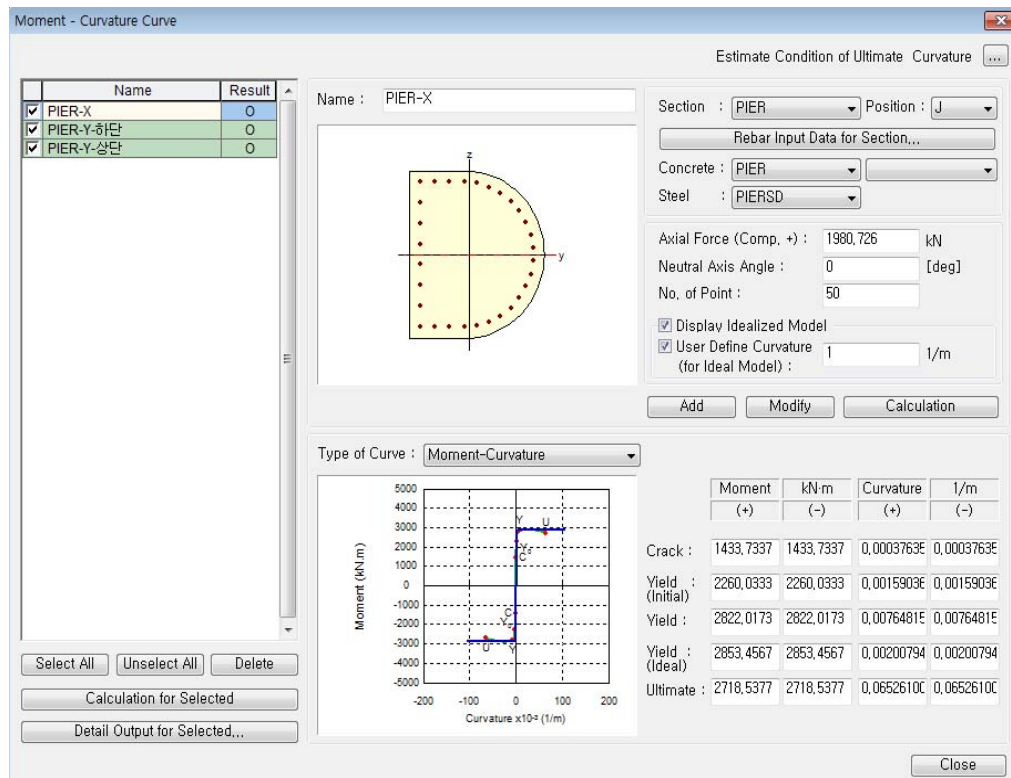


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0,15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0,008595 m^2 Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

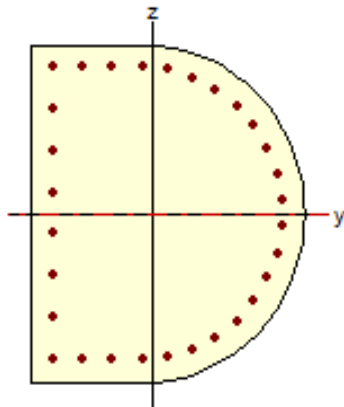
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축방향) >

2) 교축직각방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_T}) :	1923.940	kN-m	곡률(Φ_{yi_T}) :	0.00204	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_T}) :	0.00251	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_T}) :	2259.714	kN-m	곡률(Φ_{u_T}) :	0.06453	m^{-1}

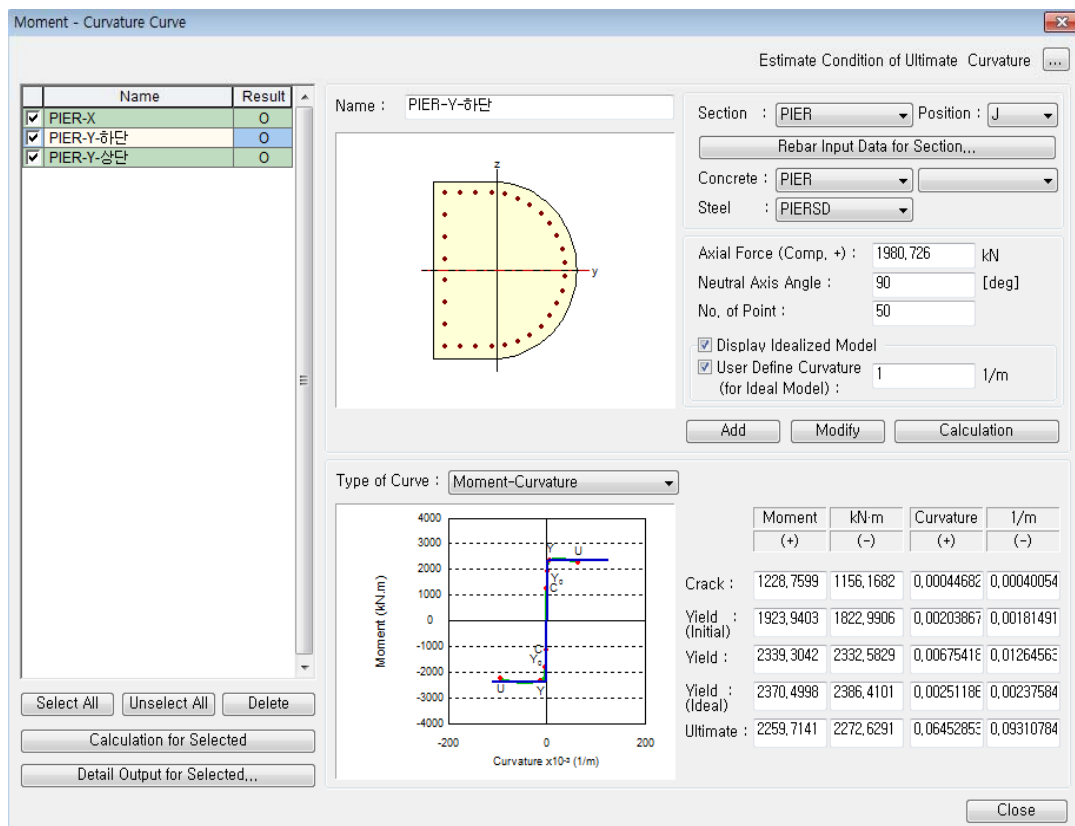


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

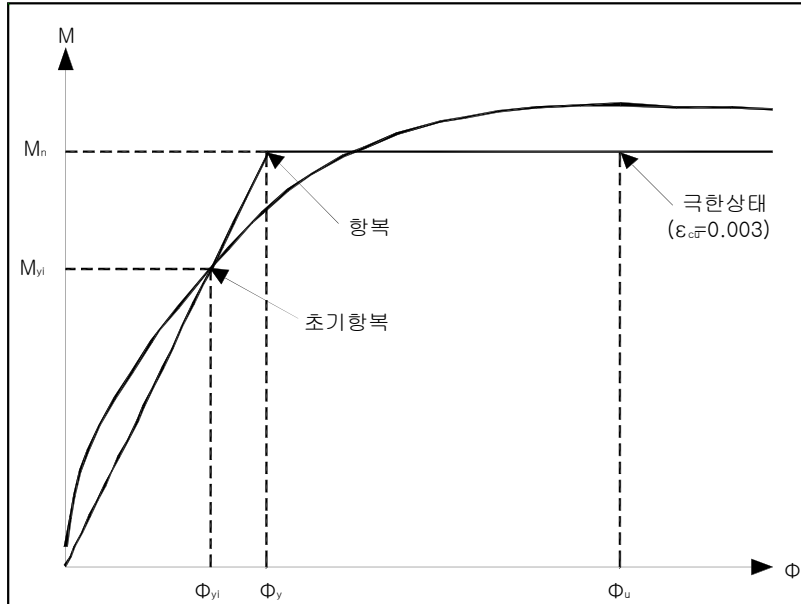


< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축직각방향) >

3. 내진성능상세평가

3.1 개요

아래 그림과 같은 모멘트-곡률관계를 이용하여 교각단면의 강도 및 변위를 산정하였다.



여기서,

M_n : 극한시의 공칭휨강도

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복
휨강도

Φ_{yi} : 초기항복시 곡률

Φ_y : 항복시 곡률

Φ_u : 극한시 곡률

ϵ_{cu} : 콘크리트 극한 변형률

< 모멘트-곡률관계 >

대상부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu}=0.003$ ($\epsilon_{cu}=0.002$: 소성힌지부의 주철근이 겹이음인 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정하였다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

3.1.1 콘크리트 모델 : Mander Unconfined Concrete Model

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
fck = 24 MPa	ϵ_{c0} : 콘크리트의 초기변형률	0.002	-	CALTRANS
	ϵ_{sp} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	내진성능평가요령
	ϵ_{fact} : 콘크리트 변형률 스케일Factor	1	-	MIDAS
	$f'_c=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	MPa	CALTRANS

3.1.2 철근모델 : Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
SD30	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$\sigma_y/E_s = 300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_h : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D32	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.09	D35이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	345	SD30 (MPa)	CALTRANS

3.1.3 콘크리트 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

☒ Unconfined Concrete : Cover Concrete

☐ Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() Section()는 Import할때만 참고하며, Material(), Section() 정보를 수정해도 연동되어, 갱신되지 않습니다. 정보를 수정한 경우에는 다시 Import 할 필요가 없습니다.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength ☒ 21000.0000 kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain ☒ 0.002

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

22912878.4748 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

2841.1969 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

☒ Rectangular ☐ Circular : Hoop Confinement Steel

☐ User Defined ☐ Circular : Spiral Confinement Steel

Section Data

Rebar Data

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core ☐ 0.0000 m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

☐ 0.0000 m² Note

ke = Ae / (Ac (1-ρcc)) = Ae / Acc = ☐ 0.000000 < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly' kN/m² flz' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete ☐ 0.0000 kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete ☐ 0.000000 Note

Corresponding to fcc'

☐ Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

ps : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core ☐ 0.000000

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes ☐ 0.000000

OK Cancel Apply

< Mander Unconfined Concrete Model 입력화면 >

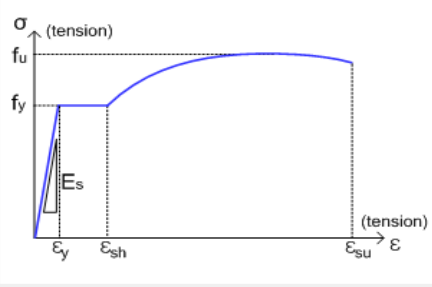
3.1.4 철근 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :



Skeleton Curve

fy : Yield Stress of Steel kN/m²

fu : Ultimate Stress of Steel kN/m²

Es : Elastic Modulus of Steel kN/m²

ey : Yield Strain of Steel (fy/Es)

esh : Strain at the Onset of Strain Hardening

esu : Strain at the Steel Rupture

OK Cancel Apply

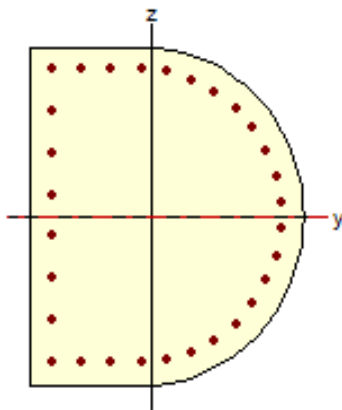
< Park Steel Model 입력화면 >

3.2 교각 기둥의 공급역량 산정 : 교각 P4

3.2.1 모멘트곡률해석 결과

1) 교축방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_L}) :	2260.033	kN-m	곡률(Φ_{yi_L}) :	0.00159	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_L}) :	0.00201	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_L}) :	2718.538	kN-m	곡률(Φ_{u_L}) :	0.06526	m^{-1}

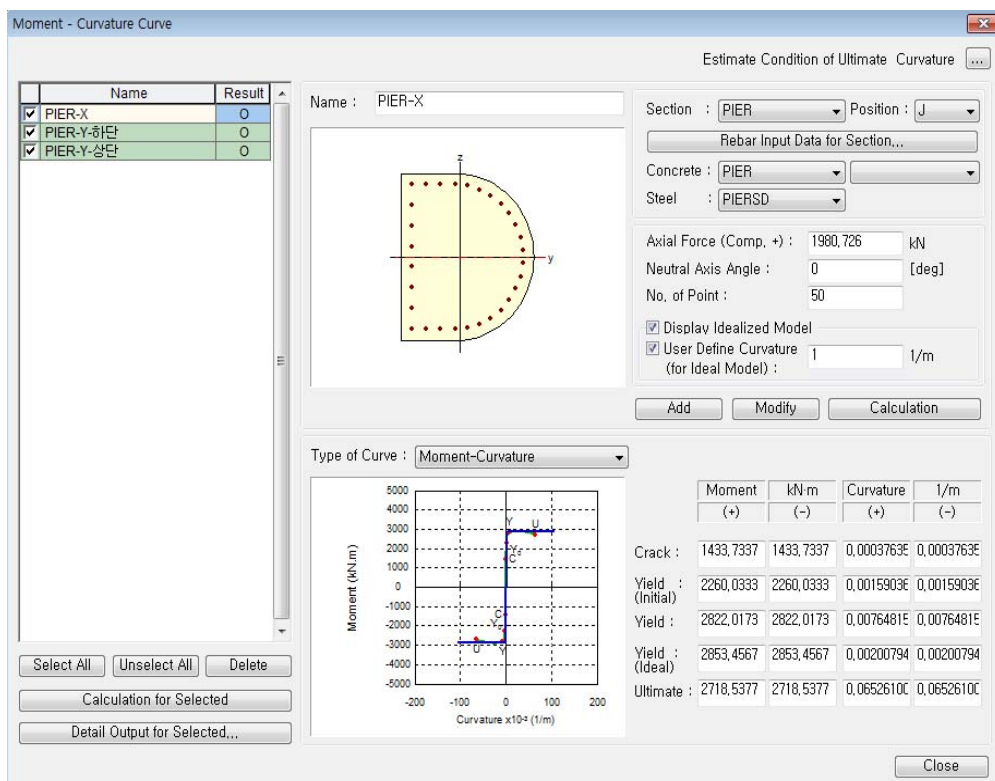


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
Ties/Spirals Size : D13
Ties/Spirals Space : 0.15 m
Ties/Spirals Number : 3
Redraw

Rebar Data
As : 0.008595 m^2 Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

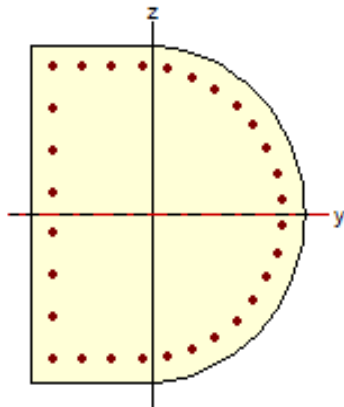
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축방향) >

2) 교축직각방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_T}) :	1923.940	kN-m	곡률(Φ_{yi_T}) :	0.00204	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_T}) :	0.00251	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_T}) :	2259.714	kN-m	곡률(Φ_{u_T}) :	0.06453	m^{-1}

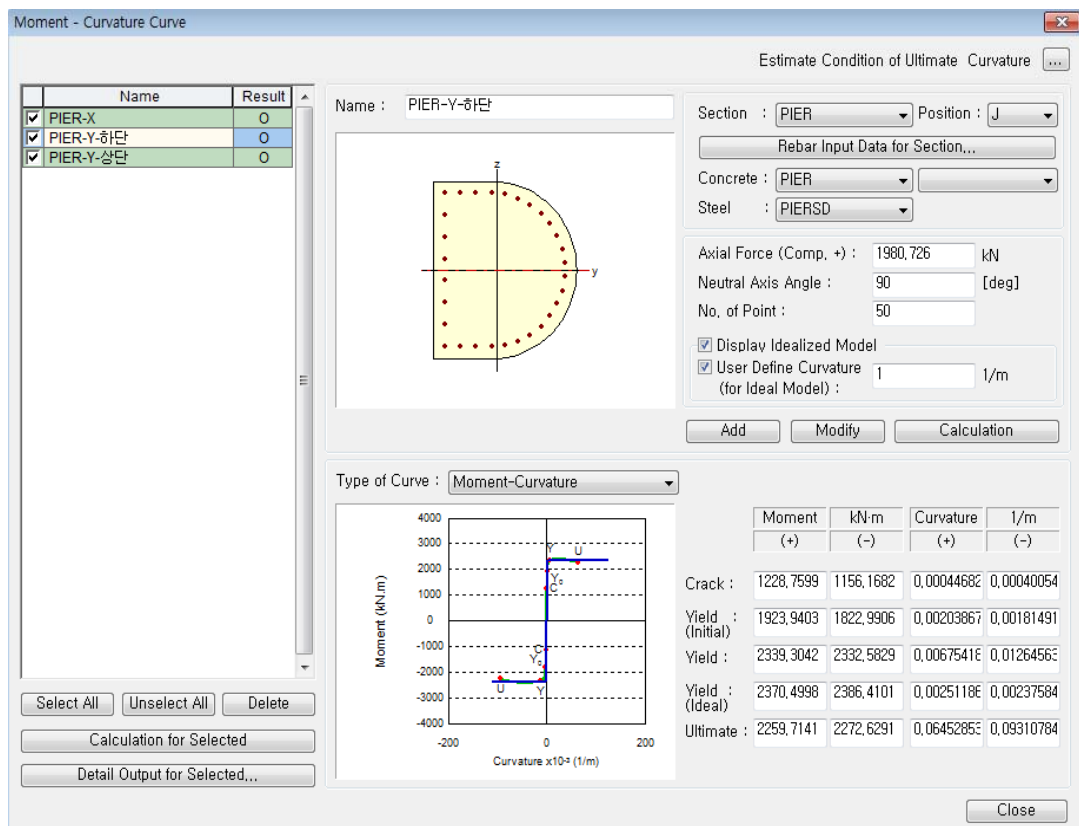


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

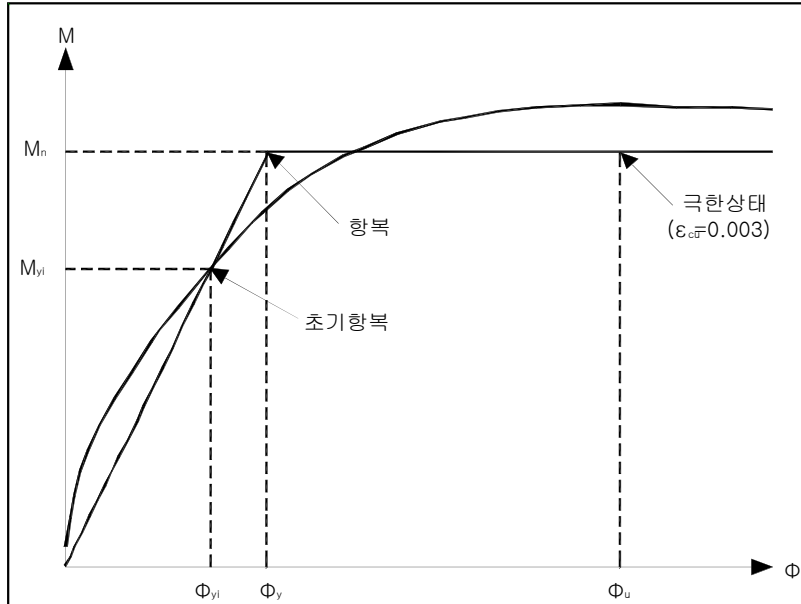


< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축직각방향) >

3. 내진성능상세평가

3.1 개요

아래 그림과 같은 모멘트-곡률관계를 이용하여 교각단면의 강도 및 변위를 산정하였다.



여기서,

M_n : 극한시의 공칭휨강도

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복
휨강도

Φ_{yi} : 초기항복시 곡률

Φ_y : 항복시 곡률

Φ_u : 극한시 곡률

ϵ_{cu} : 콘크리트 극한 변형률

< 모멘트-곡률관계 >

대상부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu}=0.003$ ($\epsilon_{cu}=0.002$: 소성힌지부의 주철근이 겹이음인 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정하였다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

3.1.1 콘크리트 모델 : Mander Unconfined Concrete Model

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
fck = 24 MPa	ϵ_{c0} : 콘크리트의 초기변형률	0.002	-	CALTRANS
	ϵ_{sp} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	내진성능평가요령
	ϵ_{fact} : 콘크리트 변형률 스케일Factor	1	-	MIDAS
	$f'_c=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	MPa	CALTRANS

3.1.2 철근모델 : Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
SD30	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$\sigma_y/E_s = 300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_h : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D32	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.09	D35이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	345	SD30 (MPa)	CALTRANS

3.1.3 콘크리트 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

☒ Unconfined Concrete : Cover Concrete

☐ Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() Section()는 Import할때만 참고하며, Material(), Section() 정보를 수정해도 연동되어, 갱신되지 않습니다. 정보를 수정한 경우에는 다시 Import 할 필요가 없습니다.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength ☒ 21000.0000 kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain ☒ 0.002

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

22912878.4748 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

2841.1969 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

☒ Rectangular ☐ Circular : Hoop Confinement Steel

☐ User Defined ☐ Circular : Spiral Confinement Steel

Section Data

Rebar Data

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core ☐ 0.0000 m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

☐ 0.0000 m² Note

ke = Ae / (Ac (1-ρcc)) = Ae / Acc = ☐ 0.000000 < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly' kN/m² flz' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete ☐ 0.0000 kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete ☐ 0.000000 Note

Corresponding to fcc'

☐ Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

ps : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core ☐ 0.000000

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes ☐ 0.000000

OK Cancel Apply

< Mander Unconfined Concrete Model 입력화면 >

3.1.4 철근 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Skeleton Curve

fy : Yield Stress of Steel kN/m²

fu : Ultimate Stress of Steel kN/m²

Es : Elastic Modulus of Steel kN/m²

ey : Yield Strain of Steel (fy/Es)

esh : Strain at the Onset of Strain Hardening

esu : Strain at the Steel Rupture

OK Cancel Apply

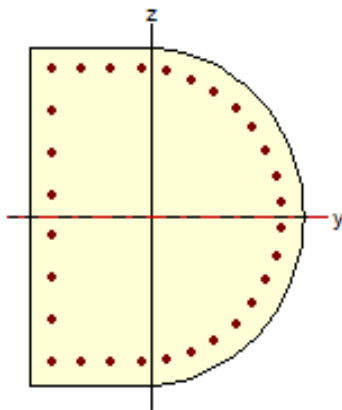
< Park Steel Model 입력화면 >

3.2 교각 기둥의 공급역량 산정 : 교각 P6

3.2.1 모멘트곡률해석 결과

1) 교축방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_L}) :	2260.033	kN-m	곡률(Φ_{yi_L}) :	0.00159	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_L}) :	0.00201	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_L}) :	2718.538	kN-m	곡률(Φ_{u_L}) :	0.06526	m^{-1}

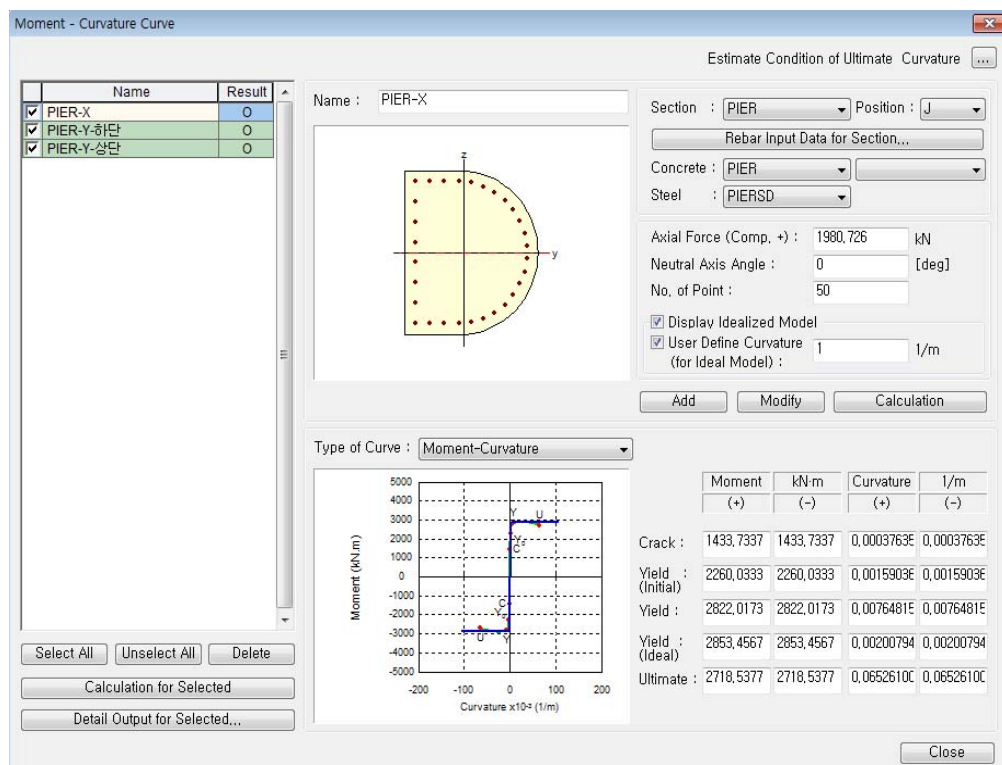


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

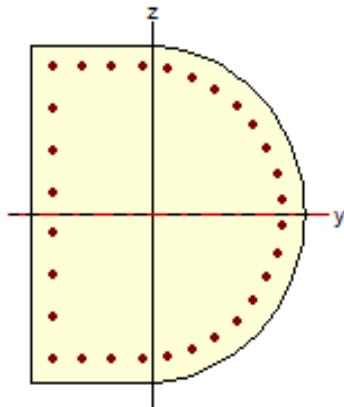
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축방향) >

2) 교축직각방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_T}) :	1923.940	kN-m	곡률(Φ_{yi_T}) :	0.00204	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_T}) :	0.00251	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_T}) :	2259.714	kN-m	곡률(Φ_{u_T}) :	0.06453	m^{-1}

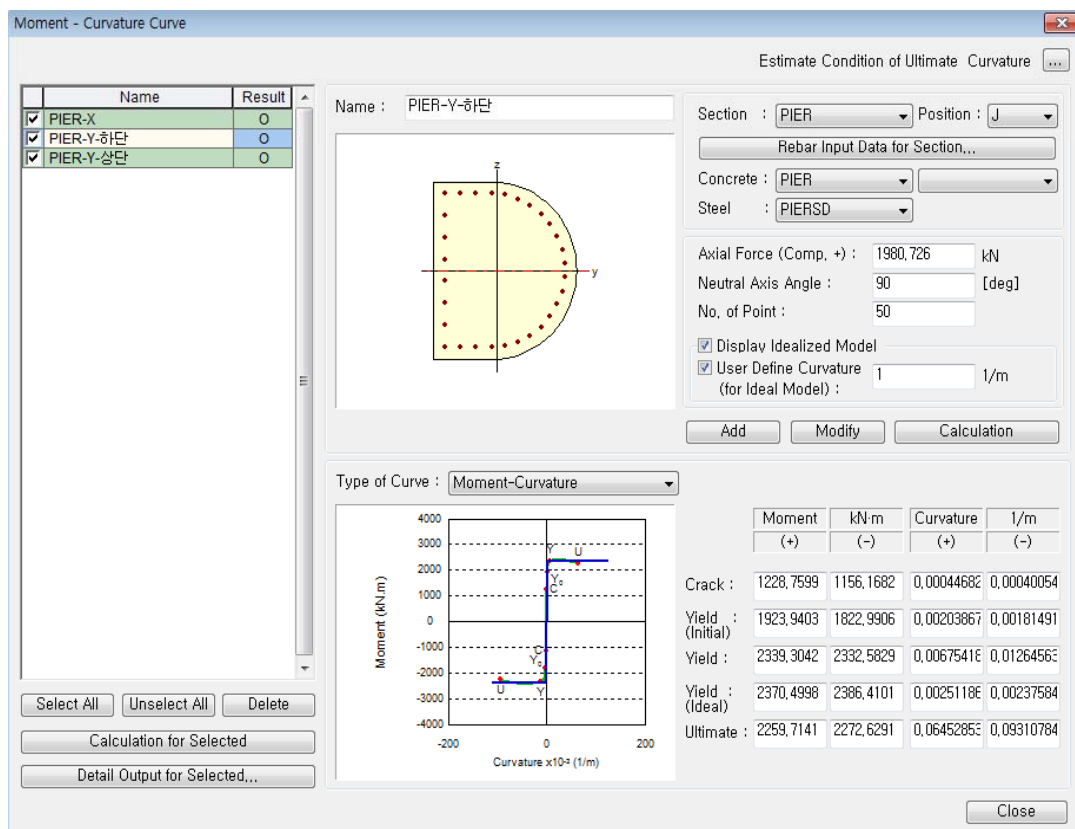


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

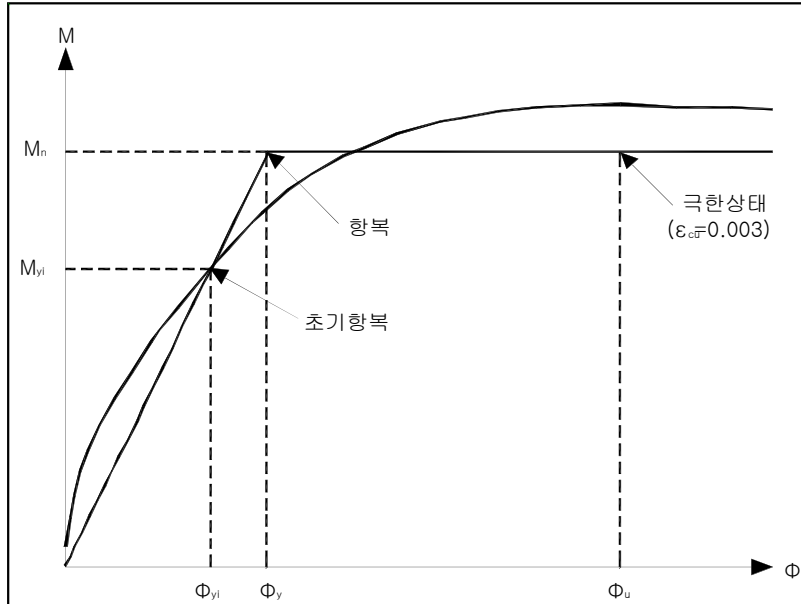


< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축직각방향) >

3. 내진성능상세평가

3.1 개요

아래 그림과 같은 모멘트-곡률관계를 이용하여 교각단면의 강도 및 변위를 산정하였다.



여기서,

M_n : 극한시의 공칭휨강도

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복
휨강도

Φ_{yi} : 초기항복시 곡률

Φ_y : 항복시 곡률

Φ_u : 극한시 곡률

ϵ_{cu} : 콘크리트 극한 변형률

< 모멘트-곡률관계 >

대상부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu}=0.003$ ($\epsilon_{cu}=0.002$: 소성힌지부의 주철근이 겹이음인 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정하였다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

3.1.1 콘크리트 모델 : Mander Unconfined Concrete Model

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
fck = 24 MPa	ϵ_{c0} : 콘크리트의 초기변형률	0.002	-	CALTRANS
	ϵ_{sp} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	-	내진성능평가요령
	ϵ_{fact} : 콘크리트 변형률 스케일Factor	1	-	MIDAS
	$f'_c=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	21	MPa	CALTRANS

3.1.2 철근모델 : Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
SD30	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$\sigma_y/E_s = 300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_h : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D32	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.09	D35이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	345	SD30 (MPa)	CALTRANS

3.1.3 콘크리트 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

☒ Unconfined Concrete : Cover Concrete

☐ Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() Section()는 Import할때만 참고하며, Material(), Section() 정보를 수정해도 연동되어, 갱신되지 않습니다. 정보를 수정한 경우에는 다시 Import 할 필요가 없습니다.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength ☒ 21000,0000 kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain ☒ 0,002

Corresponding to fco' (generally eco=0,002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

22912878,4748 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

2841,1969 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

☒ Rectangular ☐ Circular : Hoop Confinement Steel

☐ User Defined ☐ Circular : Spiral Confinement Steel

Section Data

Rebar Data

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core ☐ 0,0000 m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

☐ 0,0000 m² Note

ke = Ae / (Ac (1-ρcc)) = Ae / Acc = ☐ 0,000000 < 1,0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly' kN/m² flz' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete ☐ 0,0000 kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete ☐ 0,000000 Note

Corresponding to fcc'

☐ Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

ps : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core ☐ 0,000000

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes ☐ 0,000000

OK Cancel Apply

< Mander Unconfined Concrete Model 입력화면 >

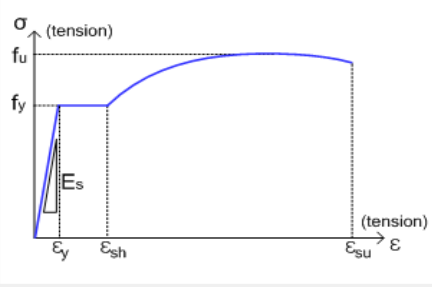
3.1.4 철근 모델 입력

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :



Skeleton Curve

fy : Yield Stress of Steel kN/m²

fu : Ultimate Stress of Steel kN/m²

Es : Elastic Modulus of Steel kN/m²

ey : Yield Strain of Steel (fy/Es)

esh : Strain at the Onset of Strain Hardening

esu : Strain at the Steel Rupture

OK Cancel Apply

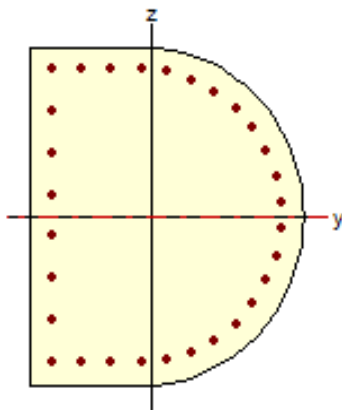
< Park Steel Model 입력화면 >

3.2 교각 기둥의 공급역량 산정 : 교각 P7

3.2.1 모멘트곡률해석 결과

1) 교축방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_L}) :	2260.033	kN-m	곡률(Φ_{yi_L}) :	0.00159	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_L}) :	0.00201	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_L}) :	2718.538	kN-m	곡률(Φ_{u_L}) :	0.06526	m^{-1}

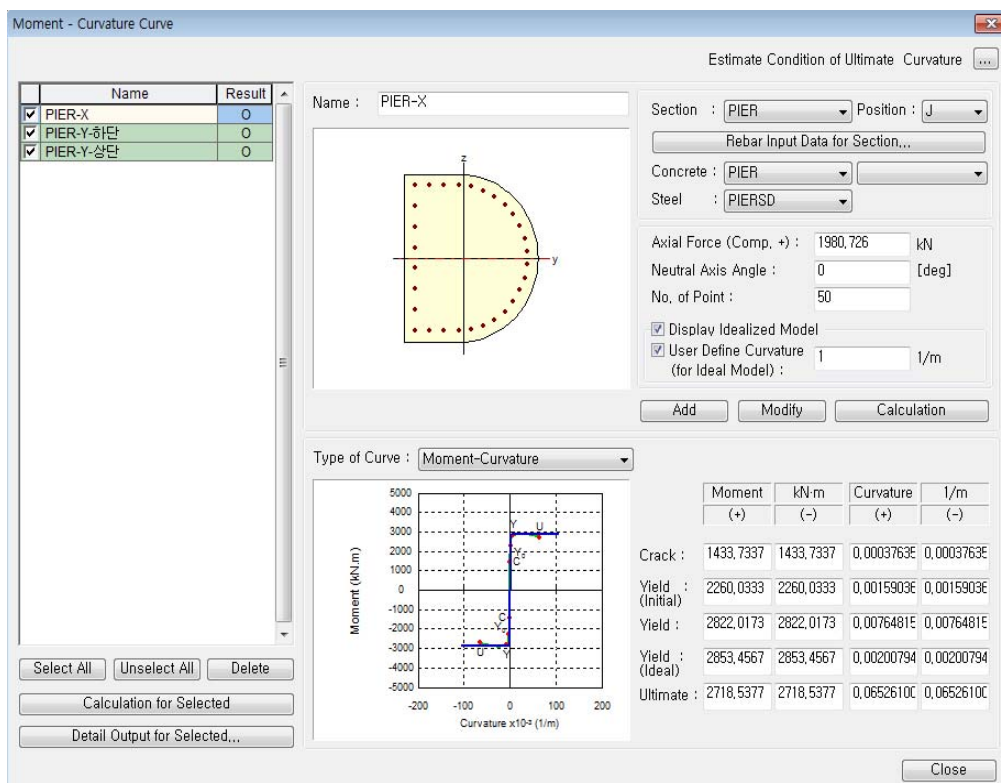


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

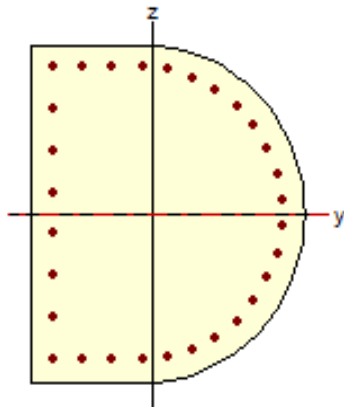
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축방향) >

2) 교축직각방향 해석

초기 항복시 -	모멘트(M_{yi_T}) :	1923.940	kN-m	곡률(Φ_{yi_T}) :	0.00204	m^{-1}
항복시 -				곡률(Φ_{y_T}) :	0.00251	m^{-1}
극한시 -	모멘트(M_{u_T}) :	2259.714	kN-m	곡률(Φ_{u_T}) :	0.06453	m^{-1}

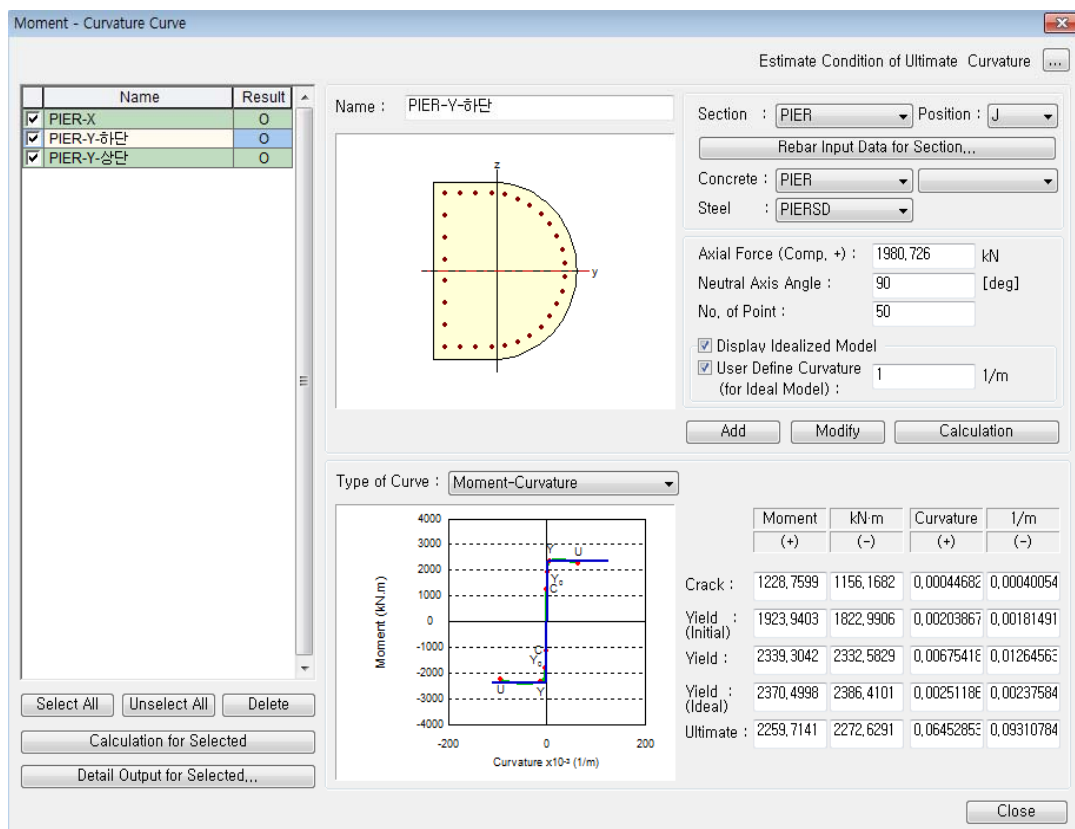


Type of Hoop Rebar
☒ Ties ☐ Spirals
 Ties/Spirals Size : D13
 Ties/Spirals Space : 0.15 m
 Ties/Spirals Number : 3
 Redraw

Rebar Data
 As : 0.008595 m² Layer 1

Layer	Pos1			Pos2			Num.
	Num.	Size1	Size2	Num.	Size1	Size2	
1	4	D19	D19	16	D19	D19	6

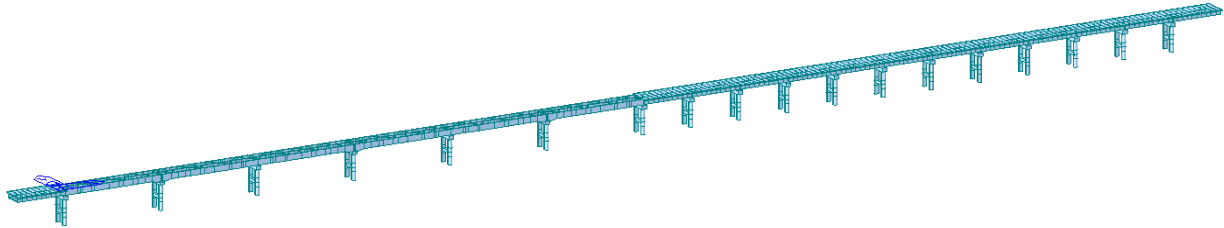
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트 곡률곡선(교축직각방향) >

6.2 MODELING

◆ SPI(마찰진자형받침)을 적용



6.2.1 입력지진파 산정

① 가속도계수(A)

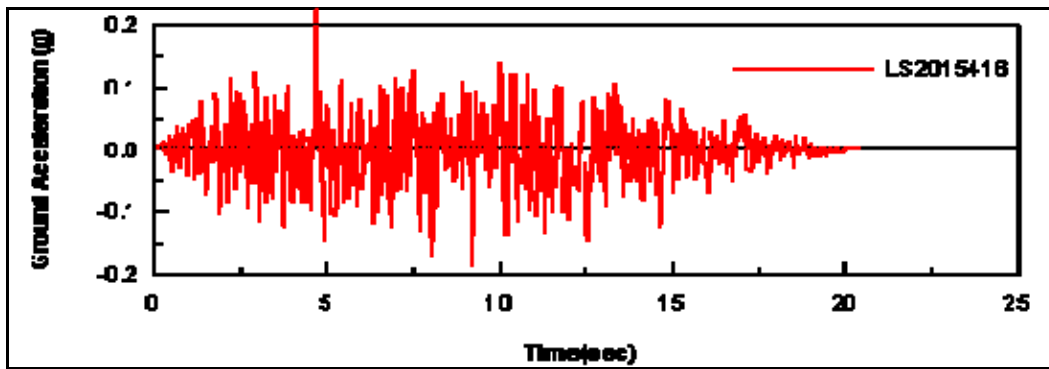
구분	적용 계수	비고
내진등급	I	내진등급 1등급
지진구역계수 (Z)	0.11	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(S) : 지진격리교량의 지반계수 적용

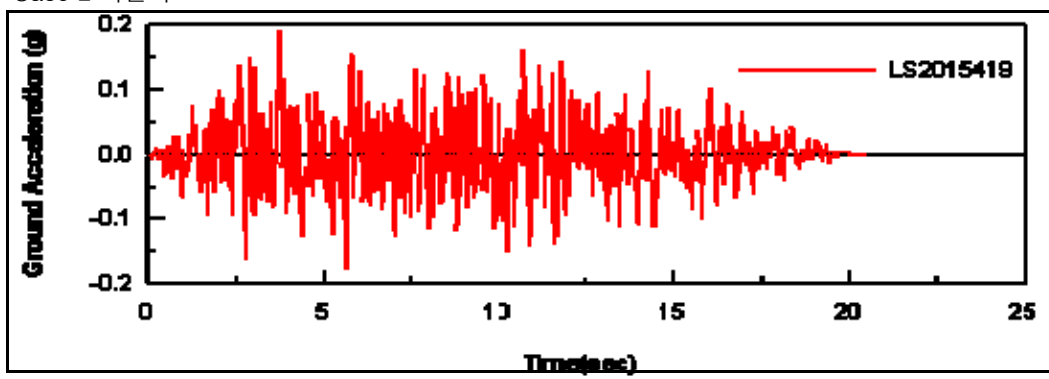
지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
지반계수 (S_f)	1.0	1.5	2.0	2.7

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.5	지반종류 II

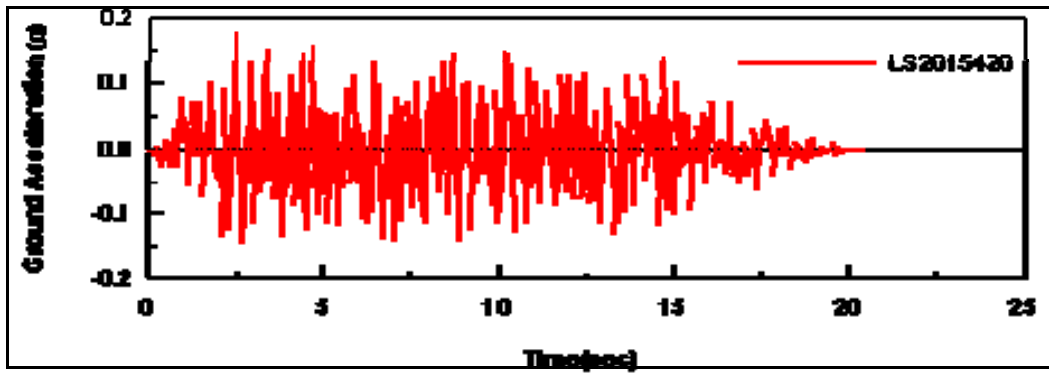
Case 1 지진파



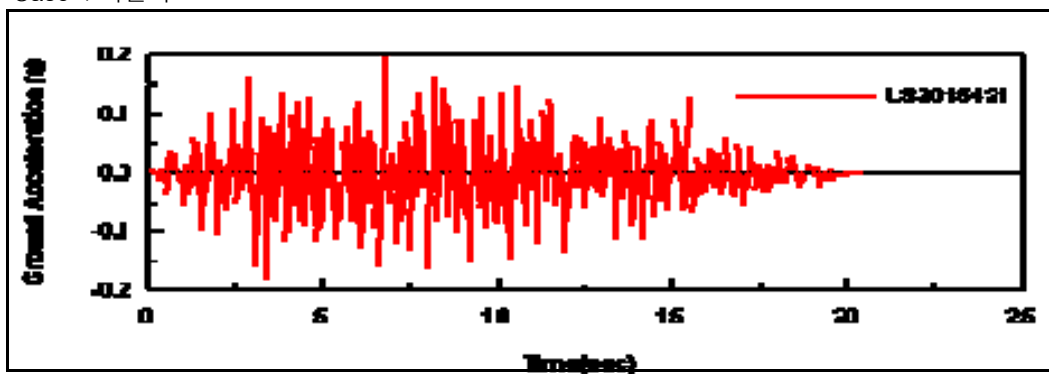
Case 2 지진파

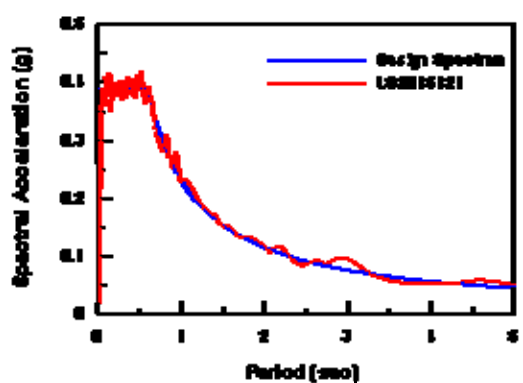
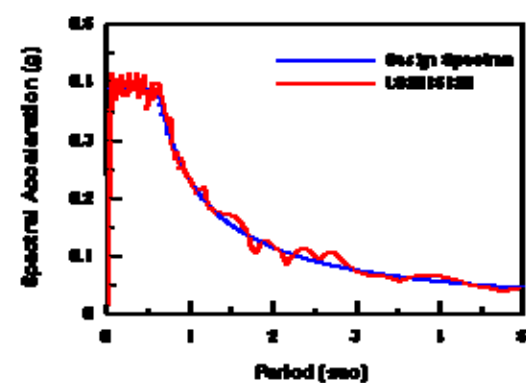
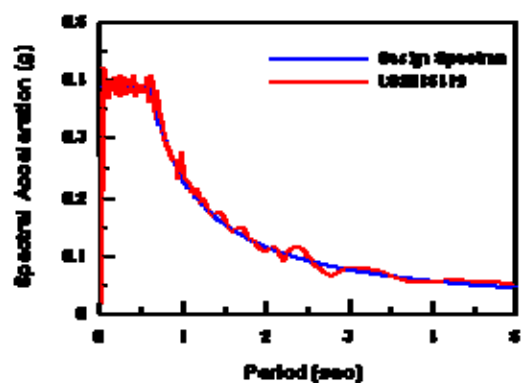
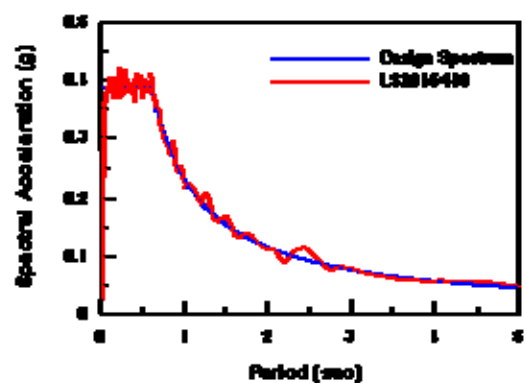


Case 3 지진파



Case 4 지진파





6.5 고유치 해석 결과

6.5.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cyc/sec)		
1	1.8471	0.2940	3.4016	
2	2.0160	0.3209	3.1167	
3	2.0173	0.3211	3.1147	
4	2.4276	0.3864	2.5882	
5	2.4398	0.3883	2.5752	
6	2.4530	0.3904	2.5615	
7	2.5643	0.4081	2.4502	
8	2.5971	0.4133	2.4193	
9	2.6347	0.4193	2.3848	
10	2.6688	0.4248	2.3543	
11	2.6996	0.4297	2.3274	
12	2.7159	0.4323	2.3135	
13	3.1408	0.4999	2.0005	
14	3.1927	0.5081	1.9680	
15	3.2943	0.5243	1.9073	
16	3.2994	0.5251	1.9043	
17	3.3391	0.5314	1.8817	
18	3.3644	0.5355	1.8675	
19	3.7702	0.6001	1.6665	
20	3.8069	0.6059	1.6505	
21	3.8303	0.6096	1.6404	
22	5.2336	0.8329	1.2006	
23	5.3430	0.8504	1.1760	
24	5.3473	0.8510	1.1750	
25	5.3497	0.8514	1.1745	
26	5.4519	0.8677	1.1525	
27	5.4580	0.8687	1.1512	
28	5.5094	0.8768	1.1405	
29	5.5774	0.8877	1.1265	
30	5.6535	0.8998	1.1114	
31	5.9303	0.9438	1.0595	
32	6.0406	0.9614	1.0402	
33	6.1148	0.9732	1.0275	
34	6.2529	0.9952	1.0048	
35	6.3837	1.0160	0.9843	
36	6.4146	1.0209	0.9795	
37	6.4813	1.0315	0.9694	
38	6.5876	1.0485	0.9538	
39	6.6008	1.0506	0.9519	
40	6.7843	1.0798	0.9261	
41	6.8658	1.0927	0.9151	
42	6.9362	1.1039	0.9058	
43	7.0420	1.1208	0.8922	
44	7.0480	1.1217	0.8915	
45	7.0892	1.1283	0.8863	
46	7.1931	1.1448	0.8735	
47	7.2018	1.1462	0.8724	
48	7.2087	1.1473	0.8716	
49	7.2794	1.1586	0.8631	
50	7.3603	1.1714	0.8537	

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cyc/sec)		
51	7.3617	1.1717	0.8535	
52	7.4201	1.1809	0.8468	
53	7.4651	1.1881	0.8417	
54	7.5426	1.2004	0.8330	
55	7.5789	1.2062	0.8290	
56	7.6433	1.2165	0.8221	
57	7.6571	1.2187	0.8206	
58	7.7073	1.2267	0.8152	
59	7.7242	1.2294	0.8134	
60	7.7533	1.2340	0.8104	
61	7.7810	1.2384	0.8075	
62	7.8953	1.2566	0.7958	
63	7.8997	1.2573	0.7954	
64	7.9048	1.2581	0.7949	
65	7.9624	1.2672	0.7891	
66	7.9767	1.2695	0.7877	
67	7.9997	1.2732	0.7854	
68	8.0302	1.2780	0.7824	
69	8.0457	1.2805	0.7809	
70	8.0664	1.2838	0.7789	
71	8.1063	1.2902	0.7751	
72	8.1474	1.2967	0.7712	
73	8.1493	1.2970	0.7710	
74	8.1666	1.2998	0.7694	
75	8.1899	1.3035	0.7672	
76	8.1960	1.3044	0.7666	
77	8.2010	1.3052	0.7661	
78	8.2238	1.3089	0.7640	
79	8.2480	1.3127	0.7618	
80	8.2511	1.3132	0.7615	
81	8.2545	1.3137	0.7612	
82	8.2745	1.3169	0.7593	
83	8.2852	1.3186	0.7584	
84	8.2946	1.3201	0.7575	
85	8.3027	1.3214	0.7568	
86	8.3341	1.3264	0.7539	
87	8.3560	1.3299	0.7519	
88	8.3669	1.3316	0.7510	
89	8.3704	1.3322	0.7506	
90	8.8170	1.4033	0.7126	
91	8.8287	1.4051	0.7117	
92	8.9052	1.4173	0.7056	
93	8.9346	1.4220	0.7032	
94	9.0259	1.4365	0.6961	
95	9.1957	1.4635	0.6833	
96	9.2103	1.4659	0.6822	
97	9.2307	1.4691	0.6807	
98	9.3635	1.4902	0.6710	
99	9.4633	1.5061	0.6640	
100	9.8353	1.5653	0.6388	

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cyc/sec)		
101	9.9023	1.5760	0.6345	
102	9.9994	1.5915	0.6284	
103	10.0571	1.6006	0.6248	
104	10.1084	1.6088	0.6216	
105	10.1131	1.6096	0.6213	
106	10.1943	1.6225	0.6163	
107	10.2972	1.6389	0.6102	
108	10.3015	1.6395	0.6099	
109	10.3223	1.6428	0.6087	
110	10.3731	1.6509	0.6057	
111	10.5140	1.6734	0.5976	
112	10.8336	1.7242	0.5800	
113	10.8574	1.7280	0.5787	
114	10.8787	1.7314	0.5776	
115	11.1092	1.7681	0.5656	
116	11.1316	1.7717	0.5644	
117	11.1706	1.7779	0.5625	
118	11.2423	1.7893	0.5589	
119	11.2635	1.7926	0.5578	
120	11.4330	1.8196	0.5496	
121	11.4648	1.8247	0.5480	
122	11.7040	1.8627	0.5368	
123	11.8455	1.8853	0.5304	
124	11.8603	1.8876	0.5298	
125	12.1141	1.9280	0.5187	
126	12.1341	1.9312	0.5178	
127	12.3286	1.9622	0.5096	
128	12.6140	2.0076	0.4981	
129	12.7939	2.0362	0.4911	
130	12.8715	2.0486	0.4881	
131	13.0213	2.0724	0.4825	
132	13.2594	2.1103	0.4739	
133	13.3488	2.1245	0.4707	
134	13.6037	2.1651	0.4619	
135	13.8535	2.2049	0.4535	
136	14.0279	2.2326	0.4479	
137	14.1177	2.2469	0.4451	
138	14.2531	2.2684	0.4408	
139	14.4625	2.3018	0.4344	
140	14.7581	2.3488	0.4257	
141	14.8340	2.3609	0.4236	
142	15.0914	2.4019	0.4163	
143	15.3672	2.4458	0.4089	
144	15.5337	2.4723	0.4045	
145	15.7659	2.5092	0.3985	
146	16.0637	2.5566	0.3911	
147	16.3896	2.6085	0.3834	
148	16.5874	2.6400	0.3788	
149	16.9077	2.6909	0.3716	
150	17.0863	2.7194	0.3677	

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cyc/sec)		
151	17.4643	2.7795	0.3598	
152	17.7452	2.8242	0.3541	
153	18.3190	2.9156	0.3430	
154	18.9800	3.0208	0.3310	
155	19.0554	3.0328	0.3297	
156	19.5396	3.1098	0.3216	
157	19.6979	3.1350	0.3190	
158	20.2397	3.2213	0.3104	
159	20.4802	3.2595	0.3068	
160	20.9403	3.3328	0.3001	
161	20.9608	3.3360	0.2998	
162	22.1285	3.5219	0.2839	
163	22.7785	3.6253	0.2758	
164	23.3021	3.7086	0.2696	
165	24.1131	3.8377	0.2606	
166	24.5985	3.9150	0.2554	
167	25.3728	4.0382	0.2476	
168	26.0972	4.1535	0.2408	
169	26.5662	4.2281	0.2365	
170	26.6088	4.2349	0.2361	
171	28.2777	4.5005	0.2222	
172	28.9425	4.6063	0.2171	
173	30.1445	4.7976	0.2084	
174	30.4243	4.8422	0.2065	
175	31.1055	4.9506	0.2020	
176	32.5903	5.1869	0.1928	
177	33.8409	5.3860	0.1857	
178	35.2345	5.6078	0.1783	
179	37.3476	5.9441	0.1682	
180	38.9976	6.2067	0.1611	
181	42.1858	6.7141	0.1489	
182	43.0677	6.8544	0.1459	
183	46.9992	7.4802	0.1337	
184	51.2843	8.1621	0.1225	
185	52.4193	8.3428	0.1199	
186	52.9634	8.4294	0.1186	
187	61.1163	9.7270	0.1028	
188	66.5103	10.5855	0.0945	
189	67.0703	10.6746	0.0937	
190	71.8436	11.4343	0.0875	
191	85.8910	13.6700	0.0732	
192	107.7282	17.1455	0.0583	
193	127.8045	20.3407	0.0492	
194	165.9112	26.4056	0.0379	
195	174.0568	27.7020	0.0361	
196	216.7256	34.4930	0.0290	
197	265.3654	42.2342	0.0237	
198	421.3961	67.0673	0.0149	
199	594.6742	94.6453	0.0106	
200	662.7080	105.4733	0.0095	

6.5.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%이상 임을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

< 질량참여율 >

MODE	PERIOD (SEC)	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
		MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)
1	3.402	0.000	3.530	0.000	2.700	0.000	19.870
2	3.117	0.000	3.860	0.000	0.010	0.010	0.090
3	3.115	0.000	5.740	0.000	1.800	0.000	43.740
4	2.588	36.340	0.000	0.000	0.130	0.010	0.990
5	2.575	0.000	0.000	0.000	0.370	0.000	0.030
6	2.561	0.850	0.000	0.000	0.100	0.000	18.420
7	2.450	0.000	6.160	0.000	0.000	0.000	0.000
8	2.419	0.000	7.730	0.000	0.000	0.000	0.040
9	2.385	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000	0.040
10	2.354	0.010	1.140	0.010	0.000	0.000	0.040
11	2.327	0.010	1.790	0.010	6.510	0.580	0.000
12	2.313	0.000	6.510	0.000	2.290	4.350	0.000
13	2.001	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010
14	1.968	0.060	0.000	0.670	1.410	1.060	0.000
15	1.907	0.030	0.000	0.530	0.000	0.000	0.010
16	1.904	0.000	0.000	8.500	0.450	2.430	0.000
17	1.882	0.000	0.000	7.810	5.330	4.770	0.000
18	1.868	0.000	0.000	7.730	6.160	6.000	0.000
19	1.667	0.000	0.000	0.000	11.160	23.740	0.000
20	1.650	0.000	0.000	0.070	0.000	0.000	0.000
21	1.640	0.000	0.000	0.240	0.000	0.000	0.000
22	1.201	0.000	0.000	0.110	3.970	17.230	0.000
23	1.176	0.000	0.000	0.050	2.900	0.000	2.470
24	1.175	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1.174	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.030
26	1.152	0.000	0.010	0.050	0.180	0.000	2.850
27	1.151	0.000	0.000	0.060	0.000	0.000	0.000
28	1.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	1.127	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010
30	1.111	0.000	0.000	0.000	0.110	0.040	0.040
31	1.060	0.000	0.000	0.000	1.260	0.000	0.310
32	1.040	0.000	0.000	0.000	0.070	0.000	0.060
33	1.028	0.000	0.010	0.010	0.050	0.000	0.640
34	1.005	0.000	0.000	0.010	0.010	0.000	0.050
35	0.984	0.000	0.000	0.000	0.090	0.000	1.500
36	0.980	0.000	0.000	0.000	0.020	0.010	0.000
37	0.969	0.000	0.000	0.000	0.520	0.380	0.000
38	0.954	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
39	0.952	0.000	0.000	0.000	1.900	0.490	0.000
40	0.926	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
41	0.915	32.860	0.000	0.000	0.410	0.190	0.000
42	0.906	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
43	0.892	0.000	0.000	0.020	0.330	0.070	0.000
44	0.891	3.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
45	0.886	0.000	0.000	0.000	0.300	0.600	0.000
46	0.874	0.020	0.000	0.000	0.350	0.190	0.000
47	0.872	0.000	0.000	0.000	0.160	0.290	0.000
48	0.872	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.863	0.000	0.000	0.010	0.010	0.080	0.000
50	0.854	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000

< 질량참여율 >

MODE	PERIOD (SEC)	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
		MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)
51	7.362	1.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
52	7.420	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
53	7.465	0.000	0.000	0.030	0.010	0.030	0.000
54	7.543	0.030	0.000	0.000	0.380	1.910	0.000
55	7.579	0.000	0.000	0.000	3.340	2.410	0.000
56	7.643	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
57	7.657	0.000	0.000	0.010	0.010	0.660	0.000
58	7.707	0.000	0.000	0.000	0.140	0.890	0.000
59	7.724	0.470	0.000	0.000	1.170	3.770	0.000
60	7.753	0.000	0.000	0.000	1.230	1.320	0.000
61	7.781	0.000	0.000	0.000	0.070	0.000	0.840
62	7.895	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
63	7.900	2.930	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
64	7.905	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
65	7.962	0.000	29.070	0.000	0.000	0.000	0.010
66	7.977	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
67	8.000	0.000	3.150	0.000	0.090	0.440	0.000
68	8.030	0.000	0.010	0.000	0.210	0.410	0.000
69	8.046	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70	8.066	0.000	1.080	0.000	0.000	0.000	0.000
71	8.106	0.000	0.020	0.000	0.060	0.040	0.000
72	8.147	0.000	0.480	0.000	0.000	0.000	0.000
73	8.149	0.000	0.030	0.000	0.760	0.080	0.000
74	8.167	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
75	8.190	0.000	0.050	0.000	1.880	0.000	0.000
76	8.196	0.000	0.010	0.000	1.690	2.740	0.000
77	8.201	0.000	2.760	0.000	0.760	0.170	0.000
78	8.224	0.000	0.270	0.000	0.000	0.000	0.000
79	8.248	0.000	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000
80	8.251	0.150	0.000	0.000	0.230	0.050	0.000
81	8.254	0.000	0.060	0.000	0.910	0.020	0.000
82	8.274	0.000	0.160	0.000	0.020	0.000	0.000
83	8.285	0.000	0.090	0.000	0.130	0.000	0.000
84	8.295	0.100	0.000	0.000	0.270	5.080	0.000
85	8.303	0.000	0.000	0.000	0.040	0.000	0.010
86	8.334	0.000	0.000	0.000	2.620	0.000	0.350
87	8.356	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
88	8.367	0.000	0.000	0.000	0.060	0.010	0.000
89	8.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000
90	8.817	0.000	0.000	0.000	4.140	0.000	0.460
91	8.829	0.000	0.000	0.000	0.080	0.000	0.760
92	8.905	0.000	0.000	0.000	0.380	3.870	0.000
93	8.935	0.000	0.000	0.010	0.480	0.000	0.120
94	9.026	0.000	0.000	0.000	0.010	0.010	0.000
95	9.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030
96	9.210	0.000	0.000	0.000	0.010	0.010	0.000
97	9.231	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.220
98	9.363	0.000	0.000	0.000	0.810	0.000	0.010
99	9.463	0.000	0.010	0.000	0.010	0.010	0.000
100	9.835	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

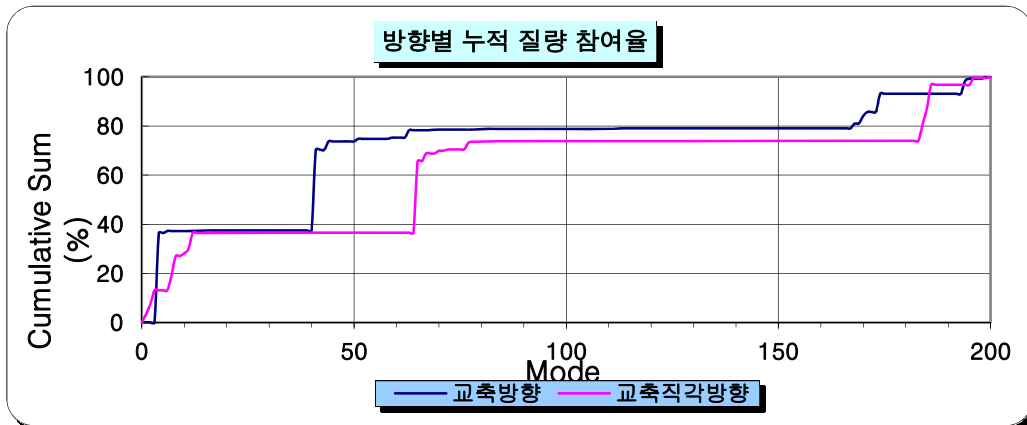
< 질량참여율 >

MODE	PERIOD (SEC)	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
		MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)
101	0.635	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
102	0.628	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
103	0.625	0.000	0.000	0.000	0.210	0.000	0.020
104	0.622	0.000	0.000	0.000	0.060	0.000	1.010
105	0.621	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000
106	0.616	0.000	0.000	0.000	2.860	0.000	0.540
107	0.610	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010
108	0.610	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
109	0.609	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110	0.606	0.000	0.010	0.000	0.010	0.000	0.170
111	0.598	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000	0.220
112	0.580	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
113	0.579	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
114	0.578	0.040	0.000	0.000	0.230	0.000	0.090
115	0.566	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
116	0.564	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
117	0.562	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000
118	0.559	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
119	0.558	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
120	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
121	0.548	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
122	0.537	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
123	0.530	0.000	0.000	0.000	0.050	0.000	0.010
124	0.530	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
125	0.519	0.000	0.010	0.000	1.060	0.180	0.000
126	0.518	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
127	0.510	0.000	0.000	0.000	0.010	2.280	0.000
128	0.498	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000
129	0.491	0.000	0.000	0.000	0.250	0.920	0.000
130	0.488	0.000	0.000	0.000	0.010	0.420	0.000
131	0.483	0.000	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000
132	0.474	0.000	0.000	0.010	0.450	3.860	0.000
133	0.471	0.000	0.000	0.000	0.320	0.000	0.020
134	0.462	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
135	0.454	0.000	0.000	0.000	0.170	0.000	0.040
136	0.448	0.000	0.000	0.000	1.560	0.010	0.000
137	0.445	0.000	0.000	0.010	0.010	0.000	0.000
138	0.441	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
139	0.434	0.000	0.000	0.000	0.320	0.000	0.000
140	0.426	0.000	0.000	0.020	1.340	0.000	0.300
141	0.424	0.000	0.000	0.250	0.010	0.000	0.000
142	0.416	0.000	0.000	0.140	0.040	0.000	0.000
143	0.409	0.000	0.000	0.910	0.000	0.000	0.000
144	0.404	0.000	0.000	2.020	0.000	0.000	0.000
145	0.399	0.000	0.000	0.410	0.370	0.000	0.040
146	0.391	0.000	0.000	0.060	0.640	0.000	0.020
147	0.383	0.000	0.000	0.070	0.000	0.000	0.000
148	0.379	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
149	0.372	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000
150	0.368	0.000	0.000	0.010	0.010	0.000	0.000

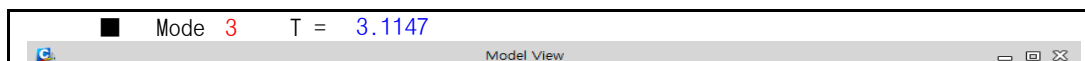
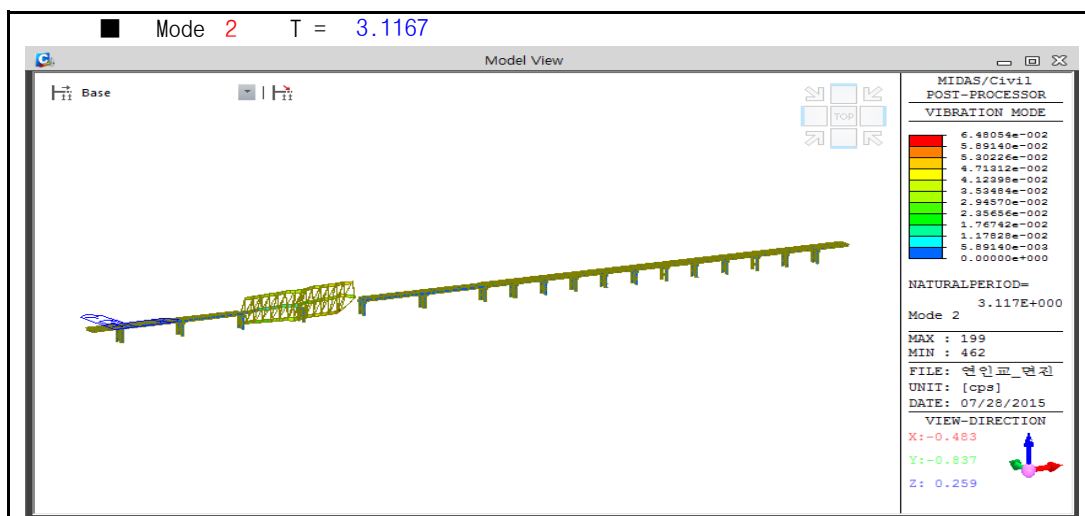
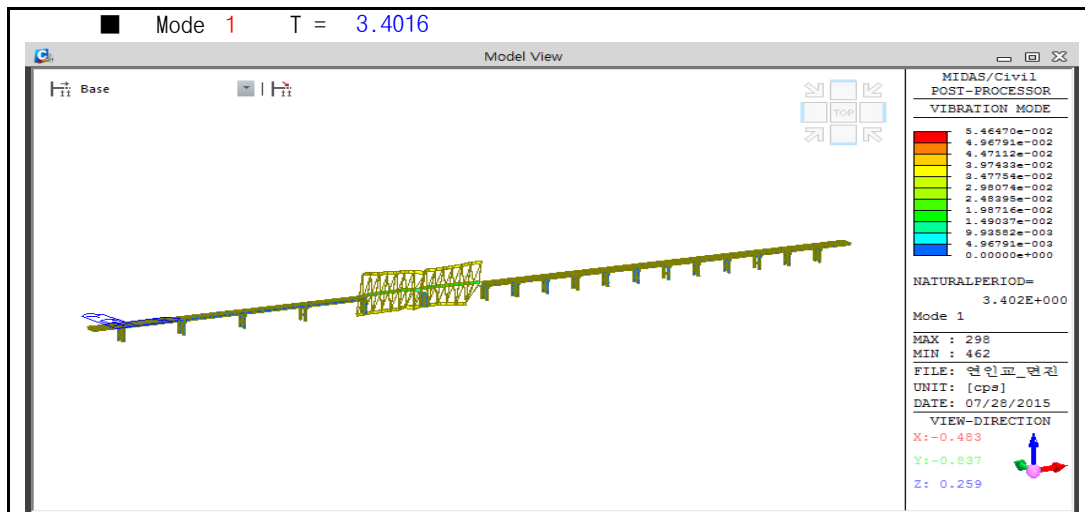
< 질량참여율 >

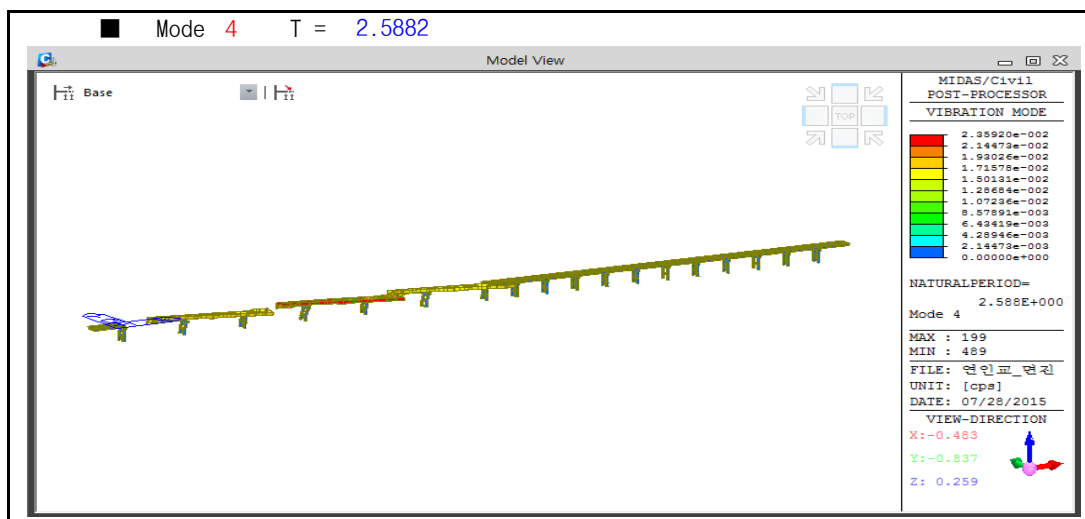
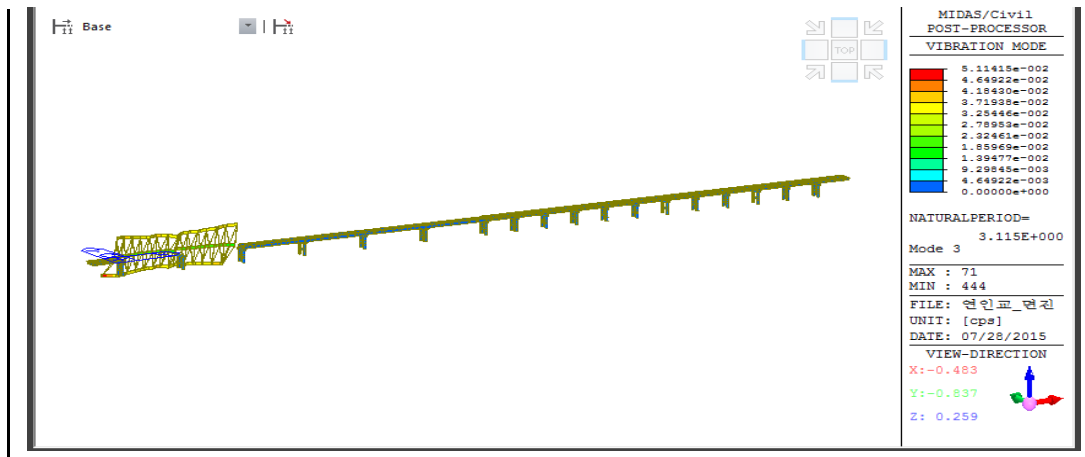
MODE	PERIOD (SEC)	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
		MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)
151	0.360	0.000	0.000	0.010	0.190	0.000	0.010
152	0.354	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000
153	0.343	0.000	0.000	0.040	0.000	0.000	0.000
154	0.331	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
155	0.330	0.000	0.000	0.010	0.560	0.000	0.400
156	0.322	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
157	0.319	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
158	0.310	0.000	0.000	0.000	0.080	0.000	0.010
159	0.307	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160	0.300	0.000	0.000	0.000	0.280	0.000	0.240
161	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
162	0.284	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
163	0.276	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000
164	0.270	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
165	0.261	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
166	0.255	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	0.248	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
168	0.241	1.910	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
169	0.237	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170	0.236	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
171	0.222	1.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
172	0.217	0.000	0.000	0.000	1.530	0.900	0.000
173	0.208	0.130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
174	0.207	7.280	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
175	0.202	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
176	0.193	0.000	0.000	0.000	0.260	0.000	0.010
177	0.186	0.000	0.000	0.000	0.250	0.000	0.080
178	0.178	0.000	0.010	0.000	0.220	0.000	0.000
179	0.168	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
180	0.161	0.000	0.010	0.000	0.230	0.000	0.030
181	0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
182	0.146	0.000	0.000	0.050	0.000	0.000	0.000
183	0.134	0.000	0.000	0.070	0.000	0.000	0.000
184	0.123	0.000	6.630	0.000	0.170	0.000	0.010
185	0.120	0.000	6.490	0.000	0.000	0.000	0.000
186	0.119	0.000	9.650	0.000	0.200	0.000	0.130
187	0.103	0.000	0.000	0.040	0.000	0.000	0.000
188	0.094	0.000	0.000	0.690	0.000	0.010	0.000
189	0.094	0.000	0.000	0.050	0.020	0.000	0.000
190	0.087	0.000	0.000	0.240	0.000	0.000	0.000
191	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
192	0.058	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
193	0.049	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
194	0.038	5.190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
195	0.036	0.910	0.000	0.000	0.080	0.000	0.370
196	0.029	0.000	2.810	0.000	0.000	0.000	0.000
197	0.024	0.000	0.010	0.030	0.000	0.000	0.000
198	0.015	0.060	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000
199	0.011	0.760	0.000	0.000	0.540	1.290	0.000
200	0.009	0.000	0.430	0.000	0.130	0.020	0.000

< 방향별 질량참여율 >



6.5.3 모드형상 (Mode Shape)





6.6 내진해석결과

6.6.1 교각하부 탄성지진력

① 교각 하부 전단력

교각 번호		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Shear-z, kN)	교직방향 전단력 (Shear-y, kN)	교축방향 전단력 (Shear-z, kN)	교직방향 전단력 (Shear-y, kN)
P1	L	257.810	6.300	13.740	287.450
	R	259.950	6.300	14.430	287.450
P2	L	265.240	5.650	5.310	299.340
	R	268.520	5.650	5.330	299.340
P3	L	236.320	5.680	6.570	299.140
	R	236.260	5.680	6.280	299.140
P4	L	264.100	5.570	5.940	296.270
	R	267.460	5.570	5.230	296.270
P5	L	238.810	5.610	9.820	297.030
	R	238.460	5.610	9.710	297.030
P6	L	264.770	5.730	6.230	302.570
	R	268.310	5.730	5.420	302.570
P7	L	284.550	6.030	18.080	286.360
	R	285.990	6.030	16.830	286.360
P8	L	282.320	0.090	0.870	333.860
	R	282.320	0.090	0.810	333.860
P9	L	311.660	0.080	0.160	334.740
	R	311.660	0.080	0.150	334.740
P10	L	312.500	0.080	0.100	333.680
	R	312.500	0.080	0.100	333.680
P11	L	308.410	0.080	0.100	333.650
	R	308.410	0.080	0.100	333.650
P12	L	306.080	0.080	0.100	333.660
	R	306.080	0.080	0.100	333.660
P13	L	305.690	0.080	0.100	333.660
	R	305.690	0.080	0.100	333.660
P14	L	306.830	0.080	0.100	333.660
	R	306.830	0.080	0.100	333.660
P15	L	310.870	0.080	0.100	333.640
	R	310.870	0.080	0.100	333.640
P16	L	316.710	0.080	0.110	333.720
	R	316.710	0.080	0.110	333.720
P17	L	312.220	0.080	0.240	335.840
	R	312.220	0.080	0.240	335.840
P18	L	257.310	0.080	1.410	333.100
	R	257.310	0.080	1.410	333.100

② 교각 하부 모멘트

교각 번호		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 모멘트 (My, kN-m)	교축직각방향 모멘트(Mz, kN-	교축방향 모멘트 (My, kN-m)	교축직각방향 모멘트(Mz, kN-
P1	L	2536.650	22.120	62.770	966.730
	R	2546.220	22.120	67.850	966.730
P2	L	2241.120	18.450	49.070	967.130
	R	2256.070	18.450	49.170	967.130
P3	L	1865.670	18.650	52.230	971.320
	R	1865.490	18.650	51.510	971.320
P4	L	2225.830	18.390	52.450	963.120
	R	2241.040	18.390	48.280	963.120
P5	L	1890.240	18.500	63.380	964.630
	R	1889.000	18.500	63.060	964.630
P6	L	2237.740	18.720	49.580	977.770
	R	2253.720	18.720	46.490	977.770
P7	L	2582.660	19.290	85.110	952.900
	R	2592.610	19.290	72.160	952.900
P8	L	2792.490	0.210	4.050	1147.720
	R	2792.490	0.210	3.420	1147.720
P9	L	3108.140	0.130	0.620	1151.350
	R	3108.140	0.130	0.550	1151.350
P10	L	3117.650	0.110	0.280	1147.570
	R	3117.650	0.110	0.290	1147.570
P11	L	3074.370	0.110	0.260	1147.470
	R	3074.370	0.110	0.270	1147.470
P12	L	3049.540	0.110	0.260	1147.500
	R	3049.540	0.110	0.260	1147.500
P13	L	3045.370	0.110	0.260	1147.500
	R	3045.370	0.110	0.260	1147.500
P14	L	3057.570	0.110	0.260	1147.500
	R	3057.570	0.110	0.260	1147.500
P15	L	3100.500	0.110	0.260	1147.440
	R	3100.500	0.110	0.260	1147.440
P16	L	3162.140	0.110	0.310	1147.720
	R	3162.140	0.110	0.310	1147.720
P17	L	3113.200	0.110	0.940	1155.230
	R	3113.200	0.110	0.930	1155.230
P18	L	2522.520	0.160	5.960	1144.230
	R	2522.520	0.160	5.950	1144.230

③ 교각 상단 변위

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 변위 (mm)	교직방향 변위 (mm)	교축방향 변위 (mm)	교직방향 변위 (mm)
P1	11.647	0.042	0.239	2.827
P2	12.167	0.049	0.272	2.519
P3	10.192	0.050	0.282	2.564
P4	12.072	0.051	0.281	2.554
P5	10.221	0.050	0.285	2.548
P6	12.153	0.050	0.254	2.547
P7	13.933	0.051	0.242	2.810
P8	18.516	0.018	0.214	4.146
P9	19.731	0.012	0.087	4.096
P10	19.530	0.009	0.047	4.093
P11	19.171	0.005	0.043	4.098
P12	19.032	0.005	0.043	4.094
P13	19.012	0.004	0.043	4.095
P14	18.979	0.005	0.043	4.096
P15	19.476	0.005	0.043	4.094
P16	20.175	0.005	0.045	4.094
P17	20.603	0.008	0.057	4.105
P18	17.707	0.010	0.214	4.167

④ P-△에 의한 모멘트 확대

- 탄성지진해석을 수행한 경우 기둥 상하단의 최대상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 2차모멘트로 취할 수 있다. (도로교설계기준(2010) p.6-32)

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	46.447	0.167	0.953	11.274
P2	107.126	0.431	2.395	22.179
P3	50.495	0.248	1.397	12.703
P4	105.165	0.444	2.448	22.249
P5	50.813	0.249	1.417	12.667
P6	106.587	0.439	2.228	22.338
P7	55.801	0.204	0.969	11.254
P8	56.807	0.055	0.657	12.720
P9	60.535	0.037	0.267	12.567
P10	59.918	0.028	0.144	12.557
P11	58.817	0.015	0.132	12.573
P12	58.390	0.015	0.132	12.560
P13	58.329	0.012	0.132	12.564
P14	58.228	0.015	0.132	12.567
P15	59.753	0.015	0.132	12.560
P16	61.897	0.015	0.138	12.560
P17	63.210	0.025	0.175	12.594
P18	54.325	0.031	0.657	12.784

⑤ 최종 교각 하부 모멘트

교각 번호		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-
P1	L	2583.097	22.287	63.723	978.004
	R	2592.667	22.287	68.803	988.909
P2	L	2348.246	18.881	51.465	989.309
	R	2363.196	18.881	51.565	989.309
P3	L	1916.165	18.898	53.627	984.023
	R	1915.985	18.898	52.907	984.023
P4	L	2330.995	18.834	54.898	985.369
	R	2346.205	18.834	50.728	985.369
P5	L	1941.053	18.749	64.797	977.297
	R	1939.813	18.749	64.477	977.297
P6	L	2344.327	19.159	51.808	1000.108
	R	2360.307	19.159	48.718	1000.108
P7	L	2638.461	19.494	86.079	964.154
	R	2648.411	19.494	73.129	964.154
P8	L	2849.297	0.265	4.707	1160.440
	R	2849.297	0.265	4.077	1160.440
P9	L	3168.675	0.167	0.887	1163.917
	R	3168.675	0.167	0.817	1163.917
P10	L	3177.568	0.138	0.424	1160.127
	R	3177.568	0.138	0.434	1160.127
P11	L	3133.187	0.125	0.392	1160.043
	R	3133.187	0.125	0.402	1160.043
P12	L	3107.930	0.125	0.392	1160.060
	R	3107.930	0.125	0.392	1160.060
P13	L	3103.699	0.122	0.392	1160.064
	R	3103.699	0.122	0.392	1160.064
P14	L	3115.798	0.125	0.392	1160.067
	R	3115.798	0.125	0.392	1160.067
P15	L	3160.253	0.125	0.392	1160.000
	R	3160.253	0.125	0.392	1160.000
P16	L	3224.037	0.125	0.448	1160.280
	R	3224.037	0.125	0.448	1160.280
P17	L	3176.410	22.397	69.743	2144.139
	R	3176.410	18.991	52.395	2144.539
P18	L	2576.845	19.041	57.525	2133.539
	R	2576.845	19.058	59.577	2128.253

6.6.2 교각하부 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : $1.0 \times (\text{교축방향해석}) + 0.3 \times (\text{교축직각방향해석})$
- 하중경우 2 : $0.3 \times (\text{교축방향해석}) + 1.0 \times (\text{교축직각방향해석})$

① 교각하부 전단력

교각 번호		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	261.932	91.083	92.535	289.340
	R	264.279	92.415	92.535	289.340
P2	L	266.833	84.882	95.452	301.035
	R	270.119	85.886	95.452	301.035
P3	L	238.291	77.466	95.422	300.844
	R	238.144	77.158	95.422	300.844
P4	L	265.882	85.170	94.451	297.941
	R	269.029	85.468	94.451	297.941
P5	L	241.756	81.463	94.719	298.713
	R	241.373	81.248	94.719	298.713
P6	L	266.639	85.661	96.501	304.289
	R	269.936	85.913	96.501	304.289
P7	L	289.974	103.445	91.938	288.169
	R	291.039	102.627	91.938	288.169
P8	L	282.581	85.566	100.248	333.887
	R	282.563	85.506	100.248	333.887
P9	L	311.708	93.658	100.502	334.764
	R	311.705	93.648	100.502	334.764
P10	L	312.530	93.850	100.184	333.704
	R	312.530	93.850	100.184	333.704
P11	L	308.440	92.623	100.175	333.674
	R	308.440	92.623	100.175	333.674
P12	L	306.110	91.924	100.178	333.684
	R	306.110	91.924	100.178	333.684
P13	L	305.720	91.807	100.178	333.684
	R	305.720	91.807	100.178	333.684
P14	L	306.860	92.149	100.178	333.684
	R	306.860	92.149	100.178	333.684
P15	L	310.900	93.361	100.172	333.664
	R	310.900	93.361	100.172	333.664
P16	L	316.743	95.123	100.196	333.744
	R	316.743	95.123	100.196	333.744
P17	L	312.292	93.906	100.832	335.864
	R	312.292	93.906	100.832	335.864
P18	L	257.733	78.603	100.010	333.124
	R	257.733	78.603	100.010	333.124

② 교각하부 모멘트

교각 번호		교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	2602.214	838.652	315.689	984.690
	R	2613.308	846.603	318.960	995.595
P2	L	2363.686	755.939	315.674	994.973
	R	2378.666	760.524	315.674	994.973
P3	L	1932.253	628.477	314.105	989.692
	R	1931.857	627.703	314.105	989.692
P4	L	2347.464	754.196	314.445	991.019
	R	2361.423	754.589	314.445	991.019
P5	L	1960.492	647.113	311.938	982.922
	R	1959.156	646.421	311.938	982.922
P6	L	2359.870	755.106	319.191	1005.856
	R	2374.923	756.810	319.191	1005.856
P7	L	2664.285	877.618	308.740	970.002
	R	2670.350	867.653	308.740	970.002
P8	L	2850.709	859.496	348.397	1160.520
	R	2850.520	858.866	348.397	1160.520
P9	L	3168.941	951.489	349.342	1163.967
	R	3168.920	951.419	349.342	1163.967
P10	L	3177.695	953.695	348.176	1160.169
	R	3177.698	953.705	348.176	1160.169
P11	L	3133.304	940.348	348.138	1160.080
	R	3133.307	940.358	348.138	1160.080
P12	L	3108.048	932.771	348.143	1160.098
	R	3108.048	932.771	348.143	1160.098
P13	L	3103.817	931.502	348.141	1160.100
	R	3103.817	931.502	348.141	1160.100
P14	L	3115.915	935.131	348.145	1160.104
	R	3115.915	935.131	348.145	1160.104
P15	L	3160.370	948.468	348.125	1160.038
	R	3160.370	948.468	348.125	1160.038
P16	L	3224.172	967.659	348.209	1160.318
	R	3224.172	967.659	348.209	1160.318
P17	L	3197.333	1022.666	665.639	2150.858
	R	3192.129	1005.318	662.353	2150.236
P18	L	2594.103	830.578	659.103	2139.251
	R	2594.718	832.631	657.534	2133.970

③ 교각하부 조합탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호		전단력 (kN)		모멘트 (kN-m)	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	L	261.932	289.340	2602.214	984.690
	R	264.279	289.340	2613.308	995.595
P2	L	266.833	301.035	2363.686	994.973
	R	270.119	301.035	2378.666	994.973
P3	L	238.291	300.844	1932.253	989.692
	R	238.144	300.844	1931.857	989.692
P4	L	265.882	297.941	2347.464	991.019
	R	269.029	297.941	2361.423	991.019
P5	L	241.756	298.713	1960.492	982.922
	R	241.373	298.713	1959.156	982.922
P6	L	266.639	304.289	2359.870	1005.856
	R	269.936	304.289	2374.923	1005.856
P7	L	289.974	288.169	2664.285	970.002
	R	291.039	288.169	2670.350	970.002
P8	L	282.581	333.887	2850.709	1160.520
	R	282.563	333.887	2850.520	1160.520
P9	L	311.708	334.764	3168.941	1163.967
	R	311.705	334.764	3168.920	1163.967
P10	L	312.530	333.704	3177.695	1160.169
	R	312.530	333.704	3177.698	1160.169
P11	L	308.440	333.674	3133.304	1160.080
	R	308.440	333.674	3133.307	1160.080
P12	L	306.110	333.684	3108.048	1160.098
	R	306.110	333.684	3108.048	1160.098
P13	L	305.720	333.684	3103.817	1160.100
	R	305.720	333.684	3103.817	1160.100
P14	L	306.860	333.684	3115.915	1160.104
	R	306.860	333.684	3115.915	1160.104
P15	L	310.900	333.664	3160.370	1160.038
	R	310.900	333.664	3160.370	1160.038
P16	L	316.743	333.744	3224.172	1160.318
	R	316.743	333.744	3224.172	1160.318
P17	L	312.292	335.864	3197.333	2150.858
	R	312.292	335.864	3192.129	2150.236
P18	L	257.733	333.124	2594.103	2139.251
	R	257.733	333.124	2594.718	2133.970

6.6.3 교각상부 탄성지진력

① 교각 상부 전단력

교각 번호		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Shear-z, kN)	교직방향 전단력 (Shear-y, kN)	교축방향 전단력 (Shear-z, kN)	교직방향 전단력 (Shear-y, kN)
P1	L	237.940	6.280	7.310	255.400
	R	240.250	6.280	7.770	255.400
P2	L	208.170	3.910	4.750	190.610
	R	212.220	3.910	4.800	190.610
P3	L	169.590	3.980	6.340	195.150
	R	170.330	3.980	5.460	195.150
P4	L	206.650	4.040	5.270	193.520
	R	210.730	4.040	5.860	193.520
P5	L	170.020	4.050	9.390	194.290
	R	170.830	4.050	8.670	194.290
P6	L	207.860	4.010	4.570	193.200
	R	212.100	4.010	4.540	193.200
P7	L	242.520	4.010	8.820	244.380
	R	244.910	4.010	8.320	244.380
P8	L	263.090	0.080	0.860	300.650
	R	263.090	0.080	0.800	300.650
P9	L	293.310	0.060	0.140	301.560
	R	293.310	0.060	0.130	301.560
P10	L	294.230	0.060	0.080	300.400
	R	294.230	0.060	0.080	300.400
P11	L	290.110	0.060	0.070	300.370
	R	290.110	0.060	0.070	300.370
P12	L	287.740	0.060	0.070	300.380
	R	287.740	0.060	0.070	300.380
P13	L	287.340	0.060	0.070	300.380
	R	287.340	0.060	0.070	300.380
P14	L	288.510	0.060	0.070	300.380
	R	288.510	0.060	0.070	300.380
P15	L	292.600	0.060	0.070	300.360
	R	292.600	0.060	0.070	300.360
P16	L	298.470	0.060	0.080	300.440
	R	298.470	0.060	0.080	300.440
P17	L	293.770	0.060	0.230	302.740
	R	293.770	0.060	0.230	302.740
P18	L	237.260	0.060	1.390	299.770
	R	237.260	0.060	1.390	299.770

② 교각 상부 모멘트

교각 번호		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 모멘트 (My, kN-m)	교축직각방향 모멘트(Mz, kN-	교축방향 모멘트 (My, kN-m)	교축직각방향 모멘트(Mz, kN-
P1	L	290.240	20.660	31.740	851.350
	R	279.960	20.660	31.230	851.350
P2	L	177.840	14.080	7.540	704.220
	R	172.240	14.080	4.830	704.220
P3	L	136.630	14.250	11.760	714.530
	R	134.480	14.250	13.460	714.530
P4	L	182.090	14.270	8.330	705.900
	R	175.230	14.270	7.690	705.900
P5	L	138.360	14.360	27.450	710.830
	R	137.690	14.360	28.500	710.830
P6	L	177.980	14.380	7.180	713.480
	R	170.140	14.380	7.240	713.480
P7	L	298.150	14.950	35.480	824.990
	R	287.550	14.950	36.390	824.990
P8	L	312.500	0.180	3.400	1006.070
	R	312.490	0.180	3.480	1006.070
P9	L	351.280	0.100	0.520	1008.480
	R	351.280	0.100	0.530	1008.480
P10	L	352.680	0.080	0.240	1004.720
	R	352.680	0.080	0.240	1004.720
P11	L	347.550	0.080	0.220	1004.620
	R	347.550	0.080	0.220	1004.620
P12	L	344.570	0.080	0.220	1004.650
	R	344.570	0.080	0.220	1004.650
P13	L	344.060	0.080	0.220	1004.650
	R	344.060	0.080	0.220	1004.650
P14	L	345.540	0.080	0.220	1004.650
	R	345.540	0.080	0.220	1004.650
P15	L	350.680	0.080	0.230	1004.590
	R	350.680	0.080	0.230	1004.590
P16	L	357.930	0.080	0.270	1004.860
	R	357.930	0.080	0.270	1004.860
P17	L	351.570	0.090	0.930	1012.340
	R	351.570	0.090	0.930	1012.340
P18	L	278.900	0.160	5.850	1004.080
	R	278.900	0.160	5.850	1004.080

6.6.4 교각상부 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : $1.0 \times (\text{교축방향해석}) + 0.3 \times (\text{교축직각방향해석})$
- 하중경우 2 : $0.3 \times (\text{교축방향해석}) + 1.0 \times (\text{교축직각방향해석})$

① 교각상부 전단력

교각 번호		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	240.133	82.900	78.692	257.284
	R	242.581	82.900	79.845	257.284
P2	L	209.595	61.093	67.201	191.783
	R	213.660	61.093	68.466	191.783
P3	L	171.492	62.525	57.217	196.344
	R	171.968	62.525	56.559	196.344
P4	L	208.231	62.096	67.265	194.732
	R	212.488	62.096	69.079	194.732
P5	L	172.837	62.337	60.396	195.505
	R	173.431	62.337	59.919	195.505
P6	L	209.231	61.970	66.928	194.403
	R	213.462	61.970	68.170	194.403
P7	L	245.166	77.324	81.576	245.583
	R	247.406	77.324	81.793	245.583
P8	L	263.348	90.275	79.787	300.674
	R	263.330	90.275	79.727	300.674
P9	L	293.352	90.528	88.133	301.578
	R	293.349	90.528	88.123	301.578
P10	L	294.254	90.180	88.349	300.418
	R	294.254	90.180	88.349	300.418
P11	L	290.131	90.171	87.103	300.388
	R	290.131	90.171	87.103	300.388
P12	L	287.761	90.174	86.392	300.398
	R	287.761	90.174	86.392	300.398
P13	L	287.361	90.174	86.272	300.398
	R	287.361	90.174	86.272	300.398
P14	L	288.531	90.174	86.623	300.398
	R	288.531	90.174	86.623	300.398
P15	L	292.621	90.168	87.850	300.378
	R	292.621	90.168	87.850	300.378
P16	L	298.494	90.192	89.621	300.458
	R	298.494	90.192	89.621	300.458
P17	L	293.839	90.882	88.361	302.758
	R	293.839	90.882	88.361	302.758
P18	L	237.677	89.991	72.568	299.788
	R	237.677	89.991	72.568	299.788

② 교각상부 모멘트

교각 번호		교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	299.762	276.065	118.812	857.548
	R	289.329	276.065	115.218	857.548
P2	L	180.102	225.346	60.892	708.444
	R	173.689	225.346	56.502	708.444
P3	L	140.158	228.609	52.749	718.805
	R	138.518	228.609	53.804	718.805
P4	L	184.589	226.040	62.957	710.181
	R	177.537	226.040	60.259	710.181
P5	L	146.595	227.609	68.958	715.138
	R	146.240	227.609	69.807	715.138
P6	L	180.134	228.424	60.574	717.794
	R	172.312	228.424	58.282	717.794
P7	L	308.794	262.447	124.925	829.475
	R	298.467	262.447	122.655	829.475
P8	L	313.520	302.001	97.150	1006.124
	R	313.534	302.001	97.227	1006.124
P9	L	351.436	302.644	105.904	1008.510
	R	351.439	302.644	105.914	1008.510
P10	L	352.752	301.496	106.044	1004.744
	R	352.752	301.496	106.044	1004.744
P11	L	347.616	301.466	104.485	1004.644
	R	347.616	301.466	104.485	1004.644
P12	L	344.636	301.475	103.591	1004.674
	R	344.636	301.475	103.591	1004.674
P13	L	344.126	301.475	103.438	1004.674
	R	344.126	301.475	103.438	1004.674
P14	L	345.606	301.475	103.882	1004.674
	R	345.606	301.475	103.882	1004.674
P15	L	350.749	301.457	105.434	1004.614
	R	350.749	301.457	105.434	1004.614
P16	L	358.011	301.538	107.649	1004.884
	R	358.011	301.538	107.649	1004.884
P17	L	351.849	303.792	106.401	1012.367
	R	351.849	303.792	106.401	1012.367
P18	L	280.655	301.384	89.520	1004.128
	R	280.655	301.384	89.520	1004.128

③ 교각상부 조합탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호		전단력 (kN)		모멘트 (kN-m)	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	L	240.133	257.284	299.762	857.548
	R	242.581	257.284	289.329	857.548
P2	L	209.595	191.783	225.346	708.444
	R	213.660	191.783	225.346	708.444
P3	L	171.492	196.344	228.609	718.805
	R	171.968	196.344	228.609	718.805
P4	L	208.231	194.732	226.040	710.181
	R	212.488	194.732	226.040	710.181
P5	L	172.837	195.505	227.609	715.138
	R	173.431	195.505	227.609	715.138
P6	L	209.231	194.403	228.424	717.794
	R	213.462	194.403	228.424	717.794
P7	L	245.166	245.583	308.794	829.475
	R	247.406	245.583	298.467	829.475
P8	L	263.348	300.674	313.520	1006.124
	R	263.330	300.674	313.534	1006.124
P9	L	293.352	301.578	351.436	1008.510
	R	293.349	301.578	351.439	1008.510
P10	L	294.254	300.418	352.752	1004.744
	R	294.254	300.418	352.752	1004.744
P11	L	290.131	300.388	347.616	1004.644
	R	290.131	300.388	347.616	1004.644
P12	L	287.761	300.398	344.636	1004.674
	R	287.761	300.398	344.636	1004.674
P13	L	287.361	300.398	344.126	1004.674
	R	287.361	300.398	344.126	1004.674
P14	L	288.531	300.398	345.606	1004.674
	R	288.531	300.398	345.606	1004.674
P15	L	292.621	300.378	350.749	1004.614
	R	292.621	300.378	350.749	1004.614
P16	L	298.494	300.458	358.011	1004.884
	R	298.494	300.458	358.011	1004.884
P17	L	293.839	302.758	351.849	1012.367
	R	293.839	302.758	351.849	1012.367
P18	L	237.677	299.788	301.384	1004.128
	R	237.677	299.788	301.384	1004.128

6.7 받침부 평가 (교각, 교대)

6.7.1 교각 1 종점

가. 받침본체

1) 받침 1기당 저항용량 (f)

- 교축방향

$$f^L = 100 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$f^T = 100 \text{ kN}$$

2) 공급역량 : 총 저항용량 (F)

총 저항용량=개당 저항용량(f)*지진방향에 저항하는 받침개수(n)

- 교축방향

$$F^L = 100.000 \times 1 = 100 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 100.000 \times 1 = 100 \text{ kN}$$

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 (FB)

- 교축방향

$$= 40 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$= 37 \text{ kN}$$

4) 내진성능 평가

- 교축방향

$$\frac{F^L}{FB^L} = \frac{100}{40} = 2.489 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F^T}{FB^T} = \frac{100}{37} = 2.690 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 받침 앵커부

1) 받침제원

① 본체 규격

B = 310 mm	받침 교축직각방향 폭 (masonry plate)
C = 310 mm	받침 교축방향 폭 (masonry plate)
M = 50 mm	받침부 앵커 직경
Z = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S1 = 180 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S2 = 180 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
$n = n^L \times n^T = 2 \times 2$ (교축방향*교직방향) 앵커 갯수	

② 받침부 콘크리트 강도	$f^{ck} = 21$ MPa
③ 앵커의 유효단면적	$A_{se} = 1963$ mm ² (앵커볼트소켓 지름 적용)
④ 앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa (볼트의 허용인장강도)
⑤ 앵커의 유효물림 길이	$h_{ef} = 150$ mm
⑥ 교각 깊이	$h_a = 1300$ mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad (n: \text{받침 앵커갯수})$$

• 교축방향

$$V_{sa}^L = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$V_{sa}^T = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 f^T

• 교축방향

$$f^L = \frac{F^L}{nL} = \frac{40}{1} = 40 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$f^T = \frac{F^T}{nT} = \frac{37}{1} = 37 \text{ kN}$$

③ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{sa}^L}{f^L} = \frac{1885}{40} = 46.91 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{sa}^T}{f^T} = \frac{1885}{37} = 50.714 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

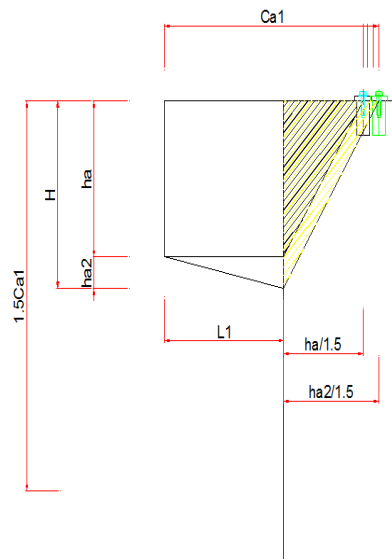
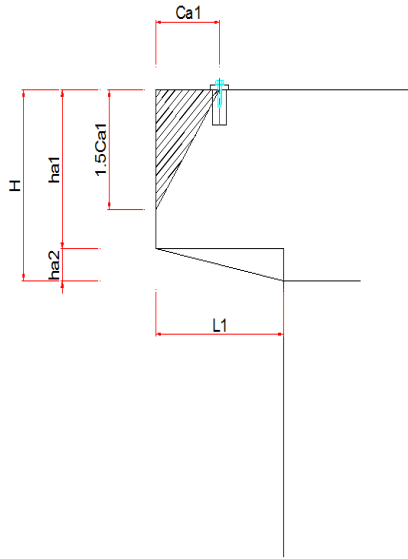
3) 콘크리트강도

① 교축방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	510 mm	1.5Ca1	=	765 mm	Ca2	=	410 mm
L1	=	0 mm	S1	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



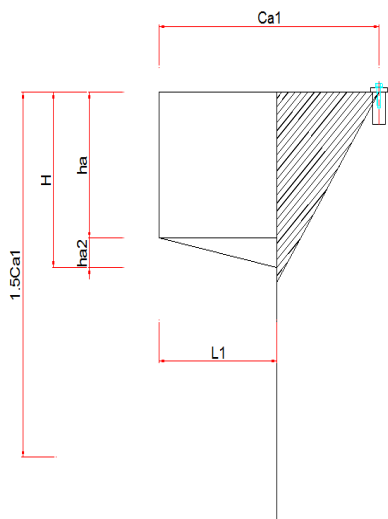
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

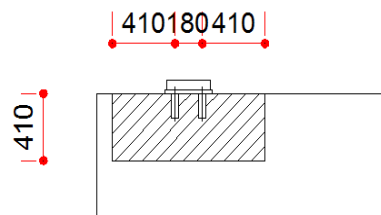
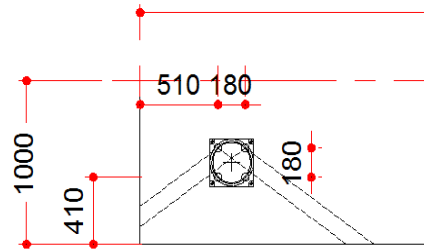
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=0.7+0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.861$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} * Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 510^{1.5} = 279 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} * \phi_{ed,v} * V_b$

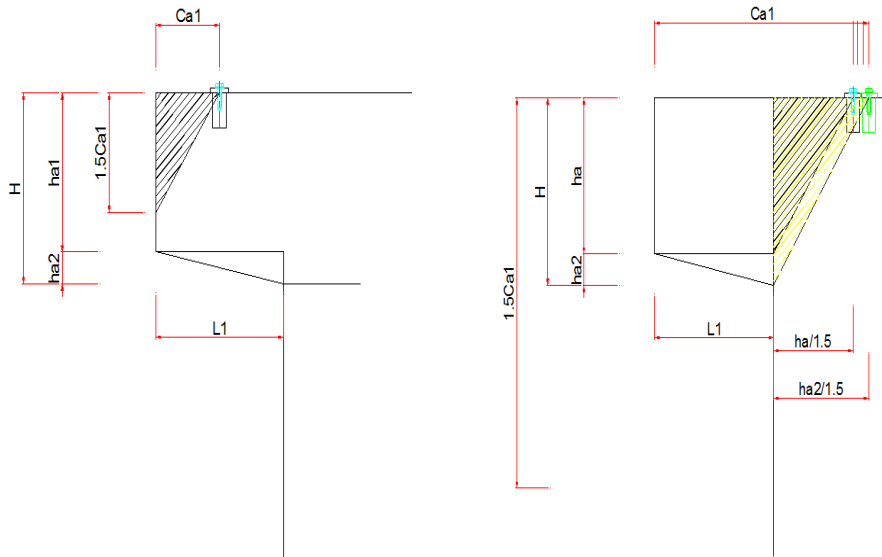
$$= \frac{410280}{336453} * 0.861 * 279 = 293 \text{ kN}$$

② 교축직각방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times \text{or} \quad (Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	410 mm	1.5Ca1	=	615 mm	Ca2	=	510 mm
L1	=	0 mm	S2	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



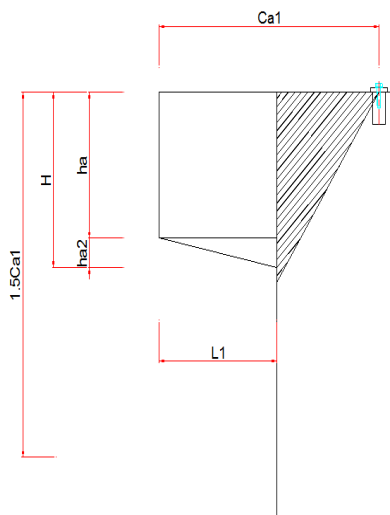
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

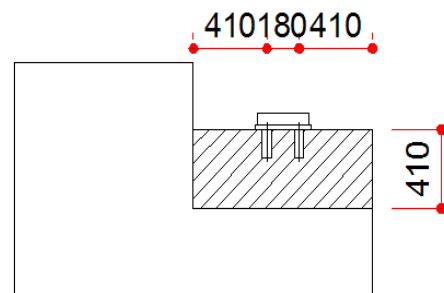
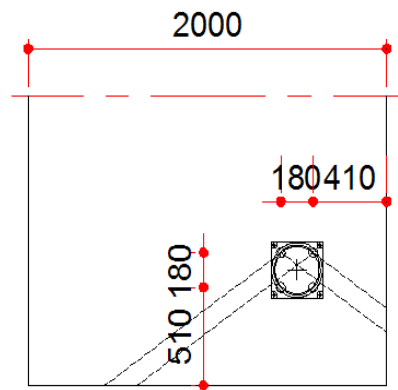
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.949$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} \cdot Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50} \times ^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 410^{1.5} = 201 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot V_b$

$$= \frac{410280}{336453} \times 0.949 \times 201 = 233 \text{ kN}$$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

- 교축방향

$$F^L = 40 \quad \text{kN (받침 1개당 지진력)}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 37 \quad \text{kN (받침 1개당 지진력)}$$

④ 평가

- 교축방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^L} = \frac{293}{40} = 7.287 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^T} = \frac{233}{37} = 6.259 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

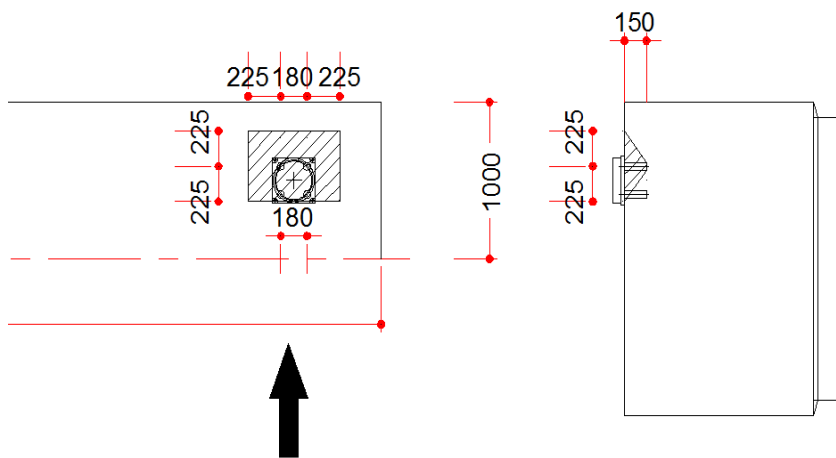
4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg}$
- $k_{cp} = 2.0$ ($h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=2$)
- $A_{nc} = (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S1) \times (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S2 \text{ or } (2Ca2 + S1) \times (2Ca1 + S2))$
- $A_{nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$

① 교축방향

Ca1	=	510	mm	Ca2	=	410	mm	hef	=	150	mm	S1	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----

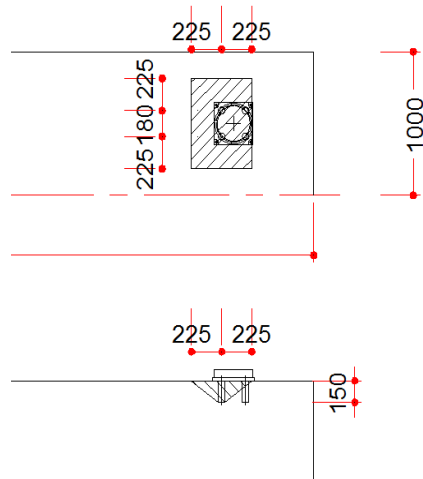


교축방향 지진시

- $Ca1 = 510 > 1.5h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 410 > 1.5h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = 1.000$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \times \phi_{ed,n} \times N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

② 교축직각방향

Ca1	=	410	mm	Ca2	=	510	mm	hef	=	150	mm	S2	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----



교축직각방향
지진시

- $Ca1 = 410 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 510 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef} = 10 \times \sqrt{2} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = ###$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,n} \cdot N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpb} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

• 교축방향

$$F^L = F^L \times n^L \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 40 \times 1 = 40 \text{ kN } n^L = 1)$$

• 교축직각방향

$$F^T = F^T \times n^T \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 37 \times 1 = 37 \text{ kN } n^T = 1)$$

④ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^L} = \frac{236}{40} = 5.867 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^T} = \frac{236}{37} = 6.342 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 받침부 평가요약

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	100	40	2.489	O.K
강재파괴	1885	40	46.913	O.K
콘크리트파괴	293	40	7.287	O.K
프라이아웃파괴	236	40	5.867	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	100	37	2.690	O.K
강재파괴	1885	37	50.714	O.K
콘크리트파괴	233	37	6.259	O.K
프라이아웃파괴	236	37	6.342	O.K

6.7 받침부 평가 (교각, 교대)

6.7.2 교각 2

가. 받침본체

1) 받침 1기당 저항용량 (f)

- 교축방향

$$f^L = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$f^T = 200 \text{ kN}$$

2) 공급역량 : 총 저항용량 (F)

총 저항용량=개당 저항용량(f)*지진방향에 저항하는 받침개수(n)

- 교축방향

$$F^L = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 (FB)

- 교축방향

$$= 109 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$= 99 \text{ kN}$$

4) 내진성능 평가

- 교축방향

$$\frac{F^L}{FB^L} = \frac{200}{109} = 1.837 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F^T}{FB^T} = \frac{200}{99} = 2.025 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 받침 앵커부

1) 받침제원

① 본체 규격

B = 400 mm	받침 교축직각방향 폭 (masonry plate)
C = 400 mm	받침 교축방향 폭 (masonry plate)
M = 50 mm	받침부 앵커 직경
Z = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S1 = 180 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S2 = 180 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
$n = n^L \times n^T = 2 \times 2$ (교축방향*교직방향) 앵커 갯수	

② 받침부 콘크리트 강도	$f^{ck} = 21$ MPa
③ 앵커의 유효단면적	$A_{se} = 1963$ mm ² (앵커볼트소켓 지름 적용)
④ 앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa (볼트의 허용인장강도)
⑤ 앵커의 유효물침 길이	$h_{ef} = 150$ mm
⑥ 교각 깊이	$h_a = 1300$ mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad (n: \text{받침 앵커갯수})$$

• 교축방향

$$V_{sa}^L = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$V_{sa}^T = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 f^T

• 교축방향

$$f^L = \frac{F^L}{nL} = \frac{109}{1} = 109 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$f^T = \frac{F^T}{nT} = \frac{99}{1} = 99 \text{ kN}$$

③ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{sa}^L}{f^L} = \frac{1885}{109} = 17.32 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{sa}^T}{f^T} = \frac{1885}{99} = 19.084 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

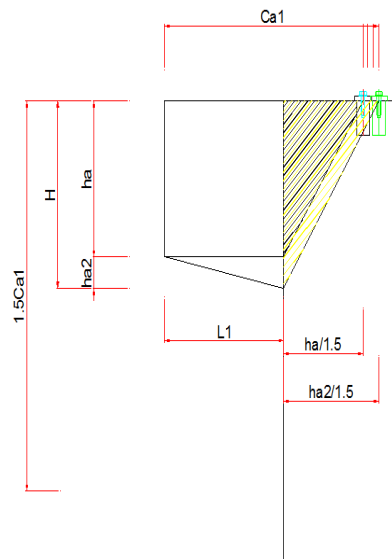
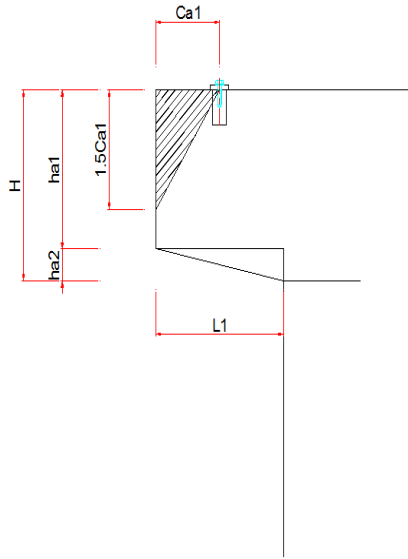
3) 콘크리트강도

① 교축방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	510 mm	1.5Ca1	=	765 mm	Ca2	=	410 mm
L1	=	0 mm	S1	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



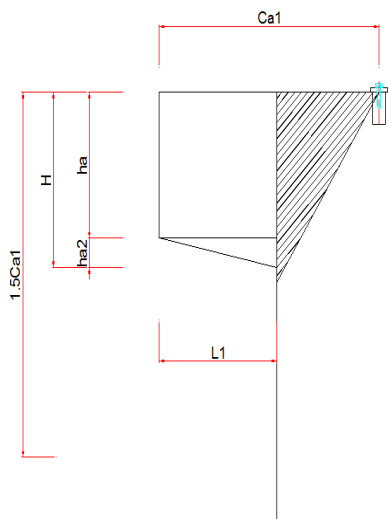
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

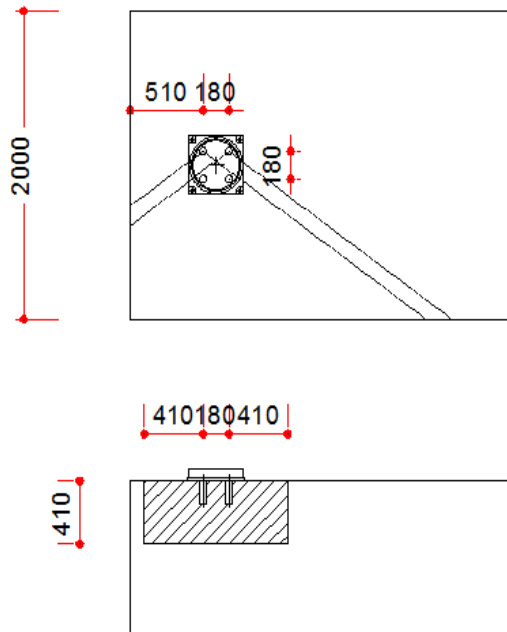
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=0.7+0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.861$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} \cdot Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 510^{1.5} = 279 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot V_b$

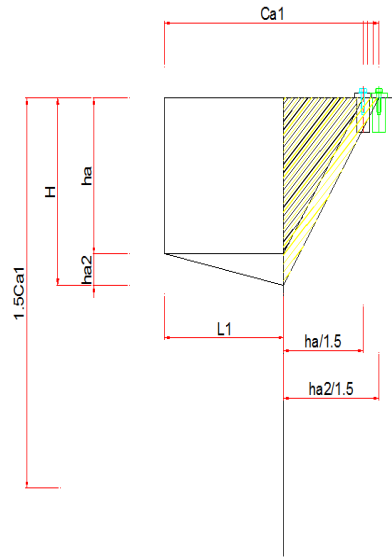
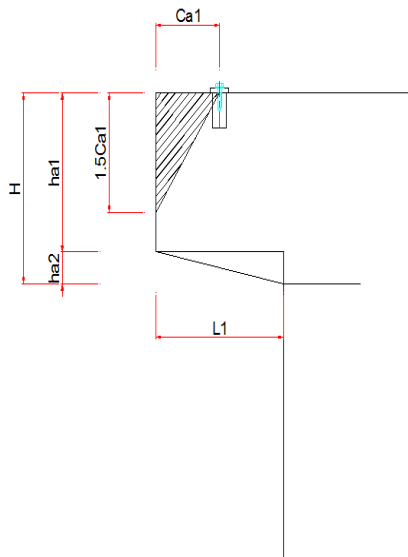
$$= \frac{410280}{336453} \times 0.861 \times 279 = 293 \text{ kN}$$

② 교축직각방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	910 mm	1.5Ca1	=	1365 mm	Ca2	=	910 mm
L1	=	0 mm	S2	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	910 mm			
Ca1'	=	607 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



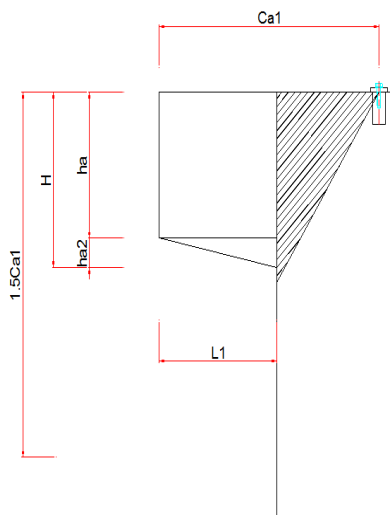
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

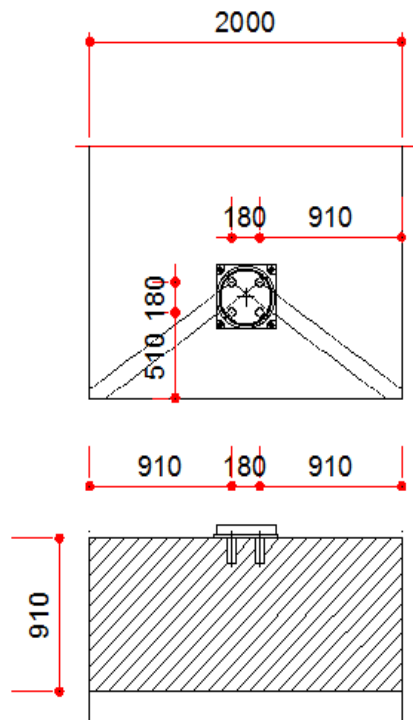
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (910 + 180 + 910) \times 910$$

$$= 1821306 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 607^2$$

$$= 1657445 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.900$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} * Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50} \times ^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 910^{1.5} = 665 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$
- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} * \phi_{ed,v} * V_b$

$$= \frac{1821306}{1657445} \times 0.900 \times 665 = 658 \text{ kN}$$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

- 교축방향

$$F^L = 109 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 99 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

④ 평가

- 교축방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^L} = \frac{293}{109} = 2.690 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^T} = \frac{658}{99} = 6.657 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

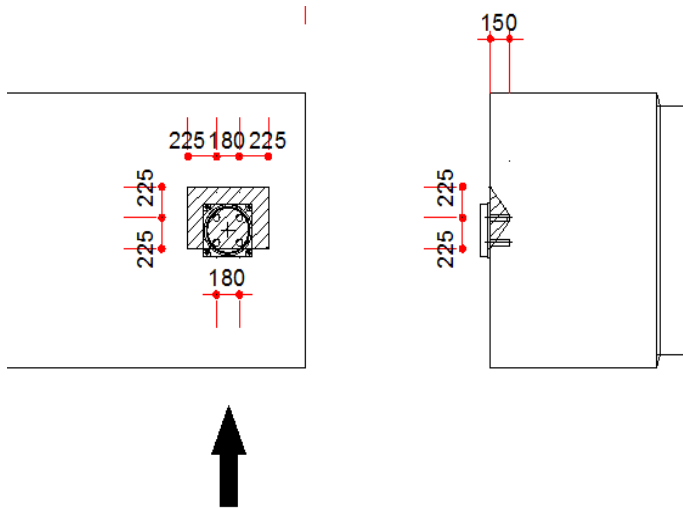
4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg}$
- $k_{cp} = 2.0$ ($h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=2$)
- $A_{nc} = (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S1) \times (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S2 \text{ or } (2Ca2 + S1) \times (2Ca1 + S2)$
- $A_{nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$

① 교축방향

Ca1 = 910 mm Ca2 = 410 mm hef = 150 mm S1 = 180 mm

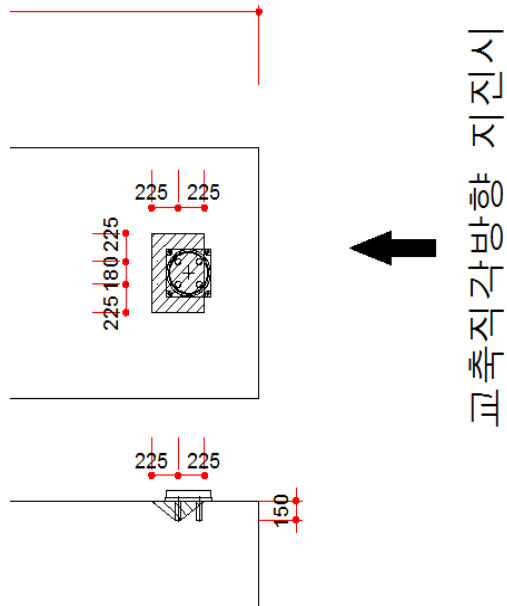


교축방향 지진시

- $Ca1 = 910 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 410 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = 1.000$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \times \phi_{ed,n} \times N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

② 교축직각방향

Ca1	=	410	mm	Ca2	=	910	mm	hef	=	150	mm	S2	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----



- $Ca1 = 410 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 910 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef} = 10 \times \sqrt{2} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = ###$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,n} \cdot N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cp} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

• 교축방향

$$F^L = F^L \times n^L \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 109 \times 1 = 109 \text{ kN } n^L = 1)$$

• 교축직각방향

$$F^T = F^T \times n^T \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 99 \times 1 = 99 \text{ kN } n^T = 1)$$

④ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^L} = \frac{236}{109} = 2.165 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^T} = \frac{236}{99} = 2.387 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 받침부 평가요약

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	109	1.837	O.K
강재파괴	1885	109	17.316	O.K
콘크리트파괴	293	109	2.690	O.K
프라이아웃파괴	236	109	2.165	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	99	2.025	O.K
강재파괴	1885	99	19.084	O.K
콘크리트파괴	658	99	6.657	O.K
프라이아웃파괴	236	99	2.387	O.K

6.7 받침부 평가 (교각, 교대)

6.7.5 교각 4

가. 받침본체

1) 받침 1기당 저항용량 (f)

- 교축방향

$$f^L = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$f^T = 200 \text{ kN}$$

2) 공급역량 : 총 저항용량 (F)

총 저항용량=개당 저항용량(f)*지진방향에 저항하는 받침개수(n)

- 교축방향

$$F^L = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 (FB)

- 교축방향

$$= 113 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$= 99 \text{ kN}$$

4) 내진성능 평가

- 교축방향

$$\frac{F^L}{FB^L} = \frac{200}{113} = 1.762 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F^T}{FB^T} = \frac{200}{99} = 2.025 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 받침 앵커부

1) 받침제원

① 본체 규격

B = 400 mm	받침 교축직각방향 폭 (masonry plate)
C = 400 mm	받침 교축방향 폭 (masonry plate)
M = 50 mm	받침부 앵커 직경
Z = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S1 = 180 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S2 = 180 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
$n = n^L \times n^T = 2 \times 2$ (교축방향*교직방향) 앵커 갯수	

② 받침부 콘크리트 강도	$f^{ck} = 21$ MPa
③ 앵커의 유효단면적	$A_{se} = 1963$ mm ² (앵커볼트소켓 지름 적용)
④ 앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa (볼트의 허용인장강도)
⑤ 앵커의 유효물침 길이	$h_{ef} = 150$ mm
⑥ 교각 깊이	$h_a = 1300$ mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad (n: \text{받침 앵커갯수})$$

• 교축방향

$$V_{sa}^L = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$V_{sa}^T = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 f^T

• 교축방향

$$f^L = \frac{F^L}{nL} = \frac{113}{1} = 113 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$f^T = \frac{F^T}{nT} = \frac{99}{1} = 99 \text{ kN}$$

③ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{sa}^L}{f^L} = \frac{1885}{113} = 16.61 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{sa}^T}{f^T} = \frac{1885}{99} = 19.082 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

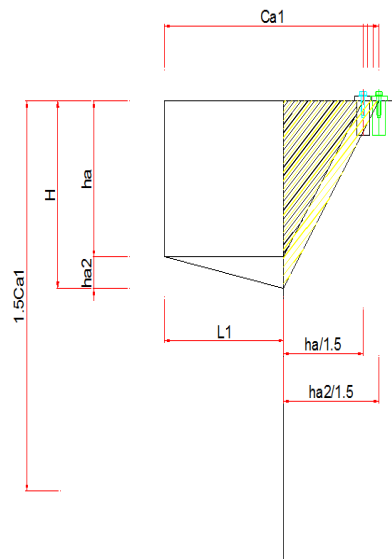
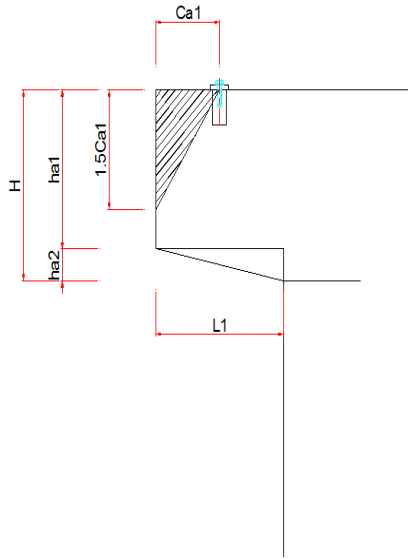
3) 콘크리트강도

① 교축방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	510 mm	1.5Ca1	=	765 mm	Ca2	=	410 mm
L1	=	0 mm	S1	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



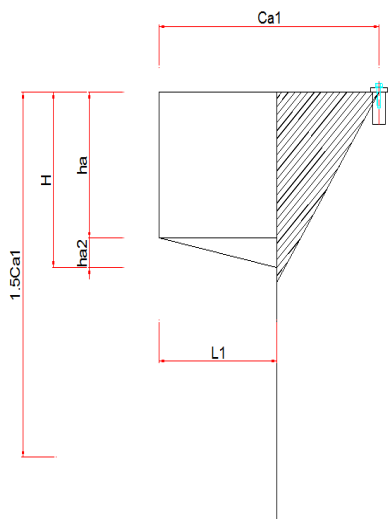
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

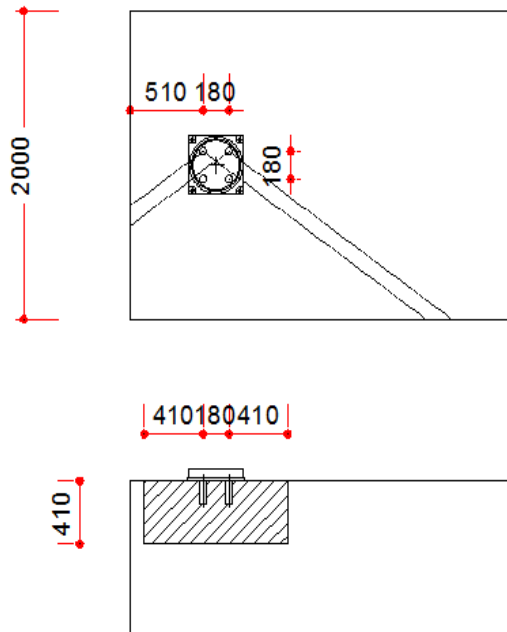
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=0.7+0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.861$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} \cdot Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 510^{1.5} = 279 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot V_b$

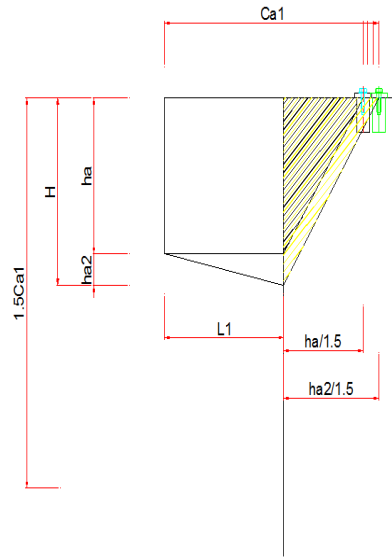
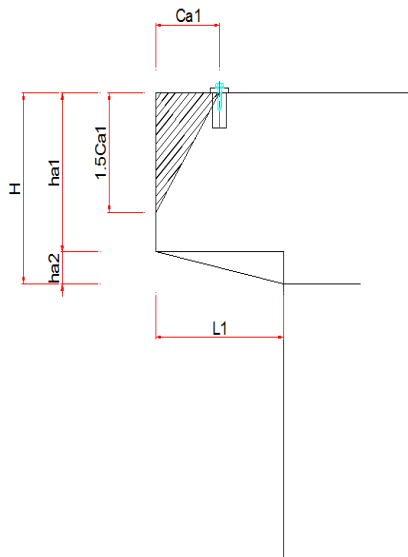
$$= \frac{410280}{336453} \times 0.861 \times 279 = 293 \text{ kN}$$

② 교축직각방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	910 mm	1.5Ca1	=	1365 mm	Ca2	=	910 mm
L1	=	0 mm	S2	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	910 mm			
Ca1'	=	607 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



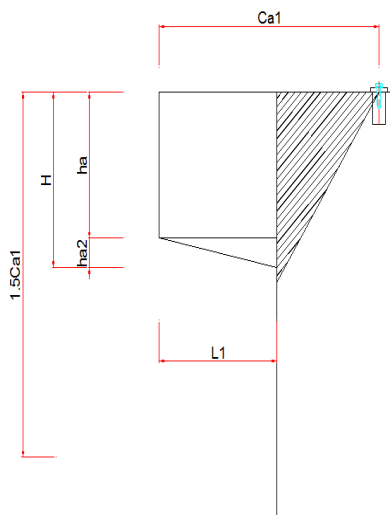
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

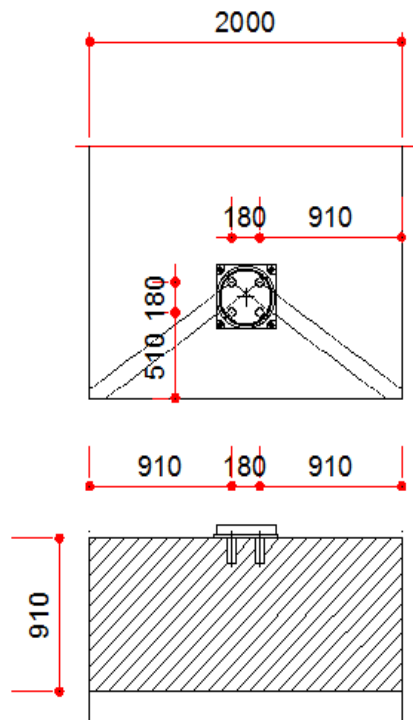
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (910 + 180 + 910) \times 910$$

$$= 1821306 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 607^2$$

$$= 1657445 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=0.7+0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.900$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} * Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50} \times ^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 910^{1.5} = 665 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} * \phi_{ed,v} * V_b$

$$= \frac{1821306}{1657445} \times 0.900 \times 665 = 658 \text{ kN}$$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

- 교축방향

$$F^L = 113 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 99 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

④ 평가

- 교축방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^L} = \frac{293}{113} = 2.580 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^T} = \frac{658}{99} = 6.657 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

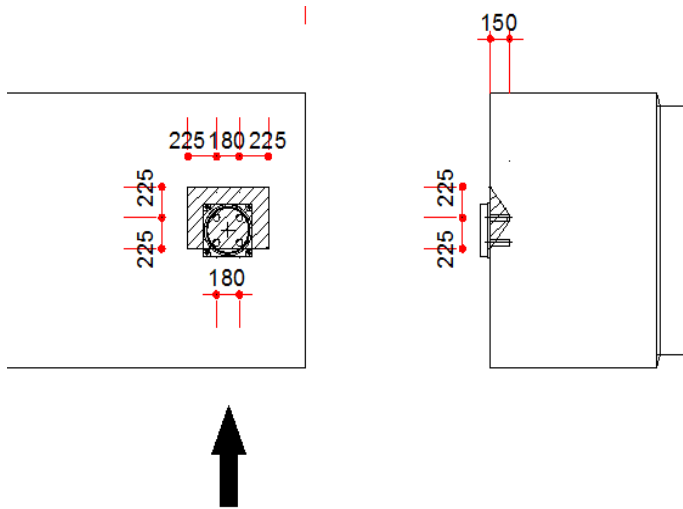
4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg}$
- $k_{cp} = 2.0$ ($h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=2$)
- $A_{nc} = (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S1) \times (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S2 \text{ or } (2Ca2 + S1) \times (2Ca1 + S2))$
- $A_{nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$

① 교축방향

Ca1 = 910 mm Ca2 = 410 mm hef = 150 mm S1 = 180 mm

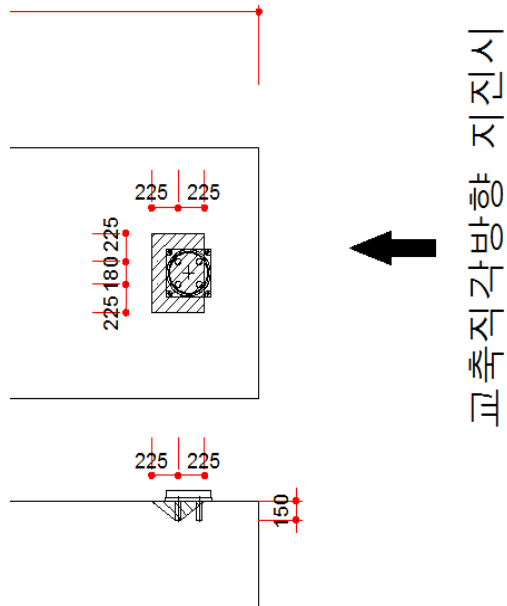


교축방향 지진시

- $Ca1 = 910 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 410 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = 1.000$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \times \phi_{ed,n} \times N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

② 교축직각방향

Ca1	=	410	mm	Ca2	=	910	mm	hef	=	150	mm	S2	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----



- $Ca1 = 410 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 910 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 202500 mm^2
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef} = 10 \times \sqrt{2} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = ###$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,n} \cdot N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpb} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

• 교축방향

$$F^L = F^L \times n^L \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 113 \times 1 = 113 \text{ kN } (n^L = 1)$$

• 교축직각방향

$$F^T = F^T \times n^T \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 99 \times 1 = 99 \text{ kN } (n^T = 1)$$

④ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^L} = \frac{236}{113} = 2.077 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^T} = \frac{236}{99} = 2.386 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 받침부 평가요약

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	113	1.762	O.K
강재파괴	1885	113	16.610	O.K
콘크리트파괴	293	113	2.580	O.K
프라이아웃파괴	236	113	2.077	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	99	2.025	O.K
강재파괴	1885	99	19.082	O.K
콘크리트파괴	658	99	6.657	O.K
프라이아웃파괴	236	99	2.386	O.K

6.7 받침부 평가 (교각, 교대)

6.7.8 교각 6

가. 받침본체

1) 받침 1기당 저항용량 (f)

- 교축방향

$$f^L = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$f^T = 200 \text{ kN}$$

2) 공급역량 : 총 저항용량 (F)

총 저항용량=개당 저항용량(f)*지진방향에 저항하는 받침개수(n)

- 교축방향

$$F^L = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 200.000 \times 1 = 200 \text{ kN}$$

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 (FB)

- 교축방향

$$= 110 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$= 96 \text{ kN}$$

4) 내진성능 평가

- 교축방향

$$\frac{F^L}{FB^L} = \frac{200}{110} = 1.819 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F^T}{FB^T} = \frac{200}{96} = 2.080 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 받침 앵커부

1) 받침제원

① 본체 규격

B = 400 mm	받침 교축직각방향 폭 (masonry plate)
C = 400 mm	받침 교축방향 폭 (masonry plate)
M = 50 mm	받침부 앵커 직경
Z = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S1 = 180 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S2 = 180 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
$n = n^L \times n^T = 2 \times 2$ (교축방향*교직방향) 앵커 갯수	

② 받침부 콘크리트 강도	$f^{ck} = 21$ MPa
③ 앵커의 유효단면적	$A_{se} = 1963$ mm ² (앵커볼트소켓 지름 적용)
④ 앵커의 인장강도	$f_{uta} = 400$ MPa (볼트의 허용인장강도)
⑤ 앵커의 유효물침 길이	$h_{ef} = 150$ mm
⑥ 교각 깊이	$h_a = 1300$ mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad (n: \text{받침 앵커갯수})$$

• 교축방향

$$V_{sa}^L = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$V_{sa}^T = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 f^T

• 교축방향

$$f^L = \frac{F^L}{nL} = \frac{110}{1} = 110 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$f^T = \frac{F^T}{nT} = \frac{96}{1} = 96 \text{ kN}$$

③ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{sa}^L}{f^L} = \frac{1885}{110} = 17.14 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{sa}^T}{f^T} = \frac{1885}{96} = 19.608 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

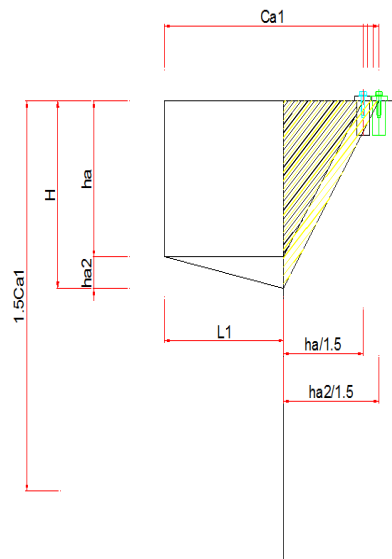
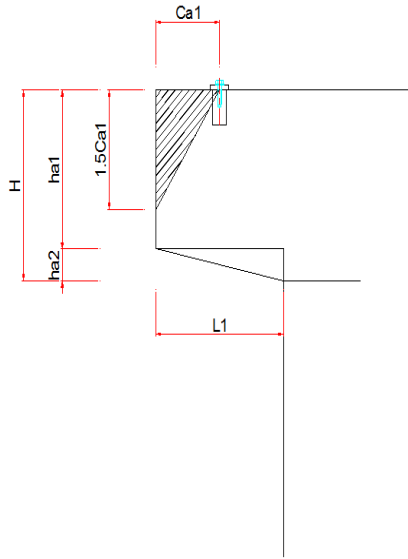
3) 콘크리트강도

① 교축방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	510 mm	1.5Ca1	=	765 mm	Ca2	=	410 mm
L1	=	0 mm	S1	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



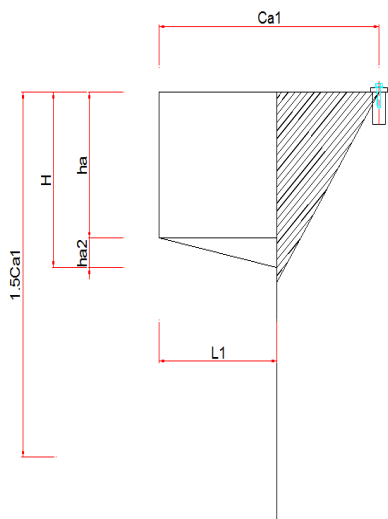
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

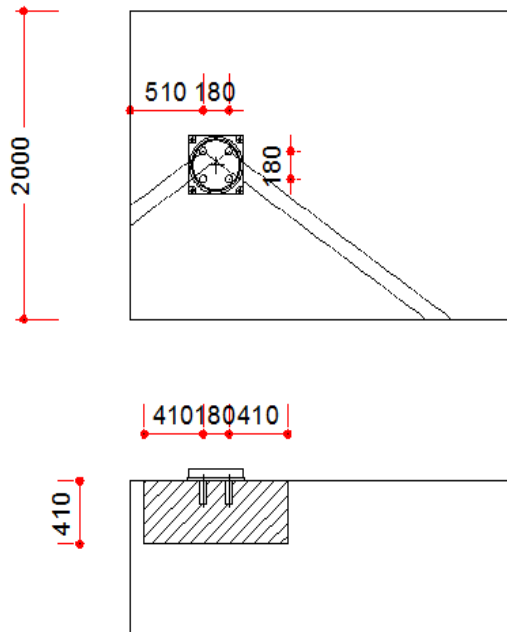
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v}=0.7+0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.861$$

- $V_b=0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} * Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 510^{1.5} = 279 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg}=A_{vc}/A_{vco}*\phi_{ed,v}*V_b$

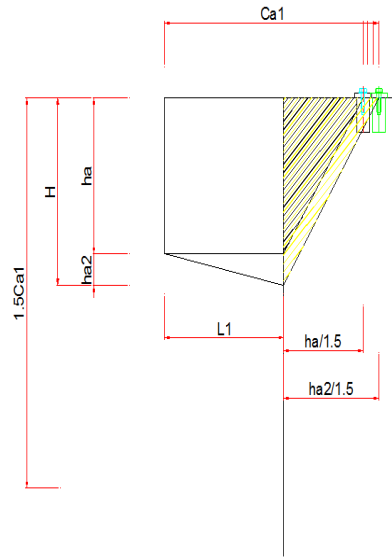
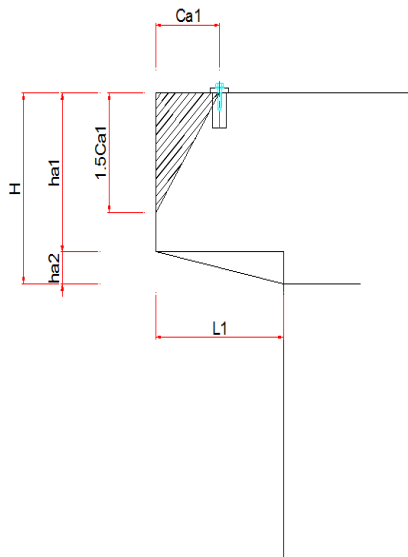
$$= \frac{410280}{336453} * 0.861 * 279 = 293 \text{ kN}$$

② 교축직각방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	910 mm	1.5Ca1	=	1365 mm	Ca2	=	910 mm
L1	=	0 mm	S2	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	910 mm			
Ca1'	=	607 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



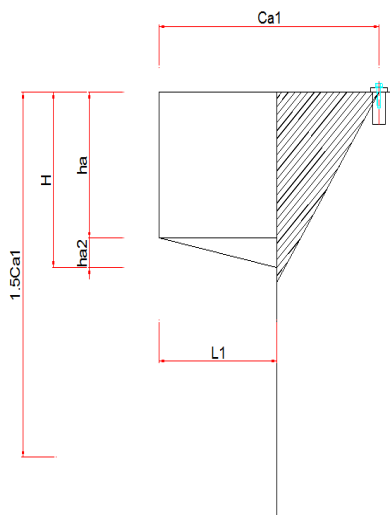
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

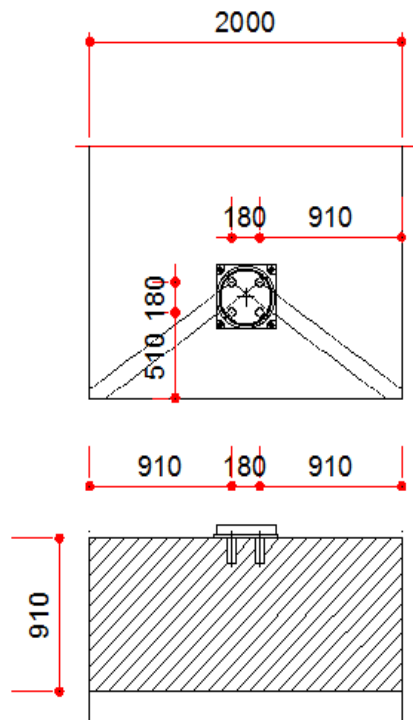
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (910 + 180 + 910) \times 910$$

$$= 1821306 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 607^2$$

$$= 1657445 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.900$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} * Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50} \times ^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 910^{1.5} = 665 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$
- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} * \phi_{ed,v} * V_b$

$$= \frac{1821306}{1657445} \times 0.900 \times 665 = 658 \text{ kN}$$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

- 교축방향

$$F^L = 110 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 96 \text{ kN (받침1개당 지진력)}$$

④ 평가

- 교축방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^L} = \frac{293}{110} = 2.663 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^T} = \frac{658}{96} = 6.840 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

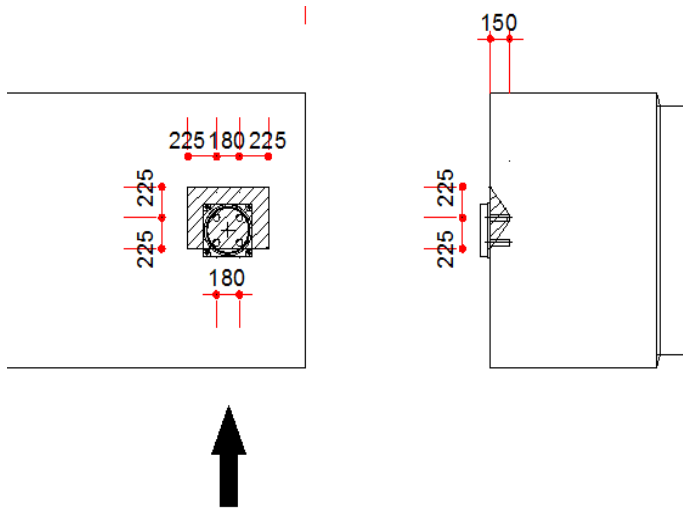
4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg}$
- $k_{cp} = 2.0$ ($h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=2$)
- $A_{nc} = (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S1) \times (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S2 \text{ or } (2Ca2 + S1) \times (2Ca1 + S2)$
- $A_{nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$

① 교축방향

Ca1 = 910 mm Ca2 = 410 mm hef = 150 mm S1 = 180 mm

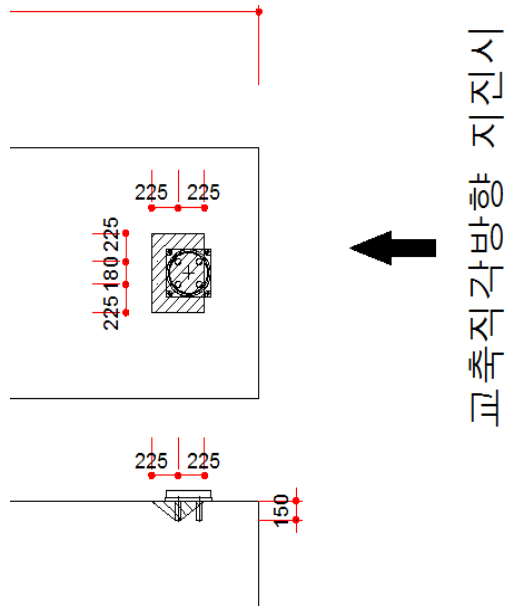


교축방향 지진시

- $Ca1 = 910 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 410 > 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = 1.000$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \times \phi_{ed,n} \times N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

② 교축직각방향

Ca1	=	410	mm	Ca2	=	910	mm	hef	=	150	mm	S2	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----



- $Ca1 = 410 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 910 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180) = 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2 = 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef} = 10 \times \sqrt{2} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = ###$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,n} \cdot N_b$

$$= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$$
- $V_{cpb} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

• 교축방향

$$F^L = F^L \times n^L \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 110 \times 1 = 110 \text{ kN } (n^L = 1)$$

• 교축직각방향

$$F^T = F^T \times n^T \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 96 \times 1 = 96 \text{ kN } (n^T = 1)$$

④ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^L} = \frac{236}{110} = 2.144 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^T} = \frac{236}{96} = 2.452 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 받침부 평가요약

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	110	1.819	O.K
강재파괴	1885	110	17.141	O.K
콘크리트파괴	293	110	2.663	O.K
프라이아웃파괴	236	110	2.144	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	200	96	2.080	O.K
강재파괴	1885	96	19.608	O.K
콘크리트파괴	658	96	6.840	O.K
프라이아웃파괴	236	96	2.452	O.K

6.7 받침부 평가 (교각, 교대)

6.7.9 교각 7 시점

가. 받침본체

1) 받침 1기당 저항용량 (f)

- 교축방향

$$f^L = 100 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$f^T = 100 \text{ kN}$$

2) 공급역량 : 총 저항용량 (F)

총 저항용량=개당 저항용량(f)*지진방향에 저항하는 받침개수(n)

- 교축방향

$$F^L = 100.000 \times 1 = 100 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 100.000 \times 1 = 100 \text{ kN}$$

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 (FB)

- 교축방향

$$= 41 \text{ kN}$$

- 교축직각방향

$$= 36 \text{ kN}$$

4) 내진성능 평가

- 교축방향

$$\frac{F^L}{FB^L} = \frac{100}{41} = 2.450 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F^T}{FB^T} = \frac{100}{36} = 2.743 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 받침 앵커부

1) 받침제원

① 본체 규격

B = 310 mm	받침 교축직각방향 폭 (masonry plate)
C = 310 mm	받침 교축방향 폭 (masonry plate)
M = 50 mm	받침부 앵커 직경
Z = 150 mm	받침부 앵커 근입 깊이
S1 = 180 mm	받침 교축방향 앵커 간격
S2 = 180 mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
$n = n^L \times n^T = 2 \times 2$ (교축방향*교직방향) 앵커 갯수	

- ② 받침부 콘크리트 강도 $f^{ck} = 21$ MPa
- ③ 앵커의 유효단면적 $A_{se} = 1963$ mm² (앵커볼트소켓 지름 적용)
- ④ 앵커의 인장강도 $f_{uta} = 400$ MPa (볼트의 허용인장강도)
- ⑤ 앵커의 유효물침 길이 $h_{ef} = 150$ mm
- ⑥ 교각 깊이 $h_a = 1300$ mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad (n: \text{받침 앵커갯수})$$

• 교축방향

$$V_{sa}^L = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$V_{sa}^T = 4 \times 0.6 \times 1963 \times 400 = 1885 \text{ kN}$$

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 f^T

• 교축방향

$$f^L = \frac{F^L}{nL} = \frac{41}{1} = 41 \text{ kN}$$

• 교축직각방향

$$f^T = \frac{F^T}{nT} = \frac{36}{1} = 36 \text{ kN}$$

③ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{sa}^L}{f^L} = \frac{1885}{41} = 46.17 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{sa}^T}{f^T} = \frac{1885}{36} = 51.695 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

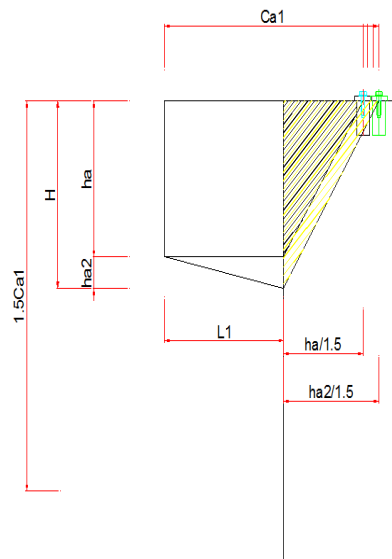
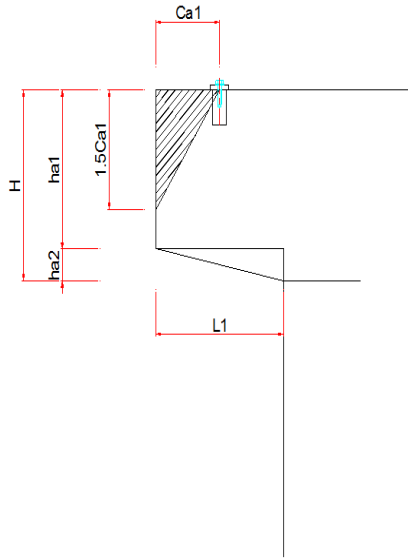
3) 콘크리트강도

① 교축방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	510 mm	1.5Ca1	=	765 mm	Ca2	=	410 mm
L1	=	0 mm	S1	=	180 mm	ha1	=	0 mm
ha2	=	0 mm	H	=	410 mm			
Ca1'	=	273 mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)					



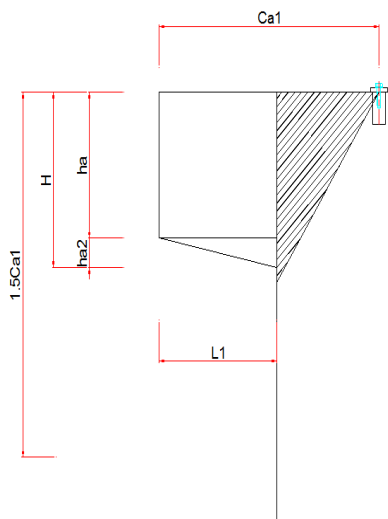
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

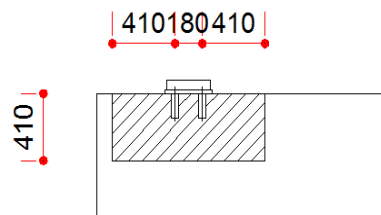
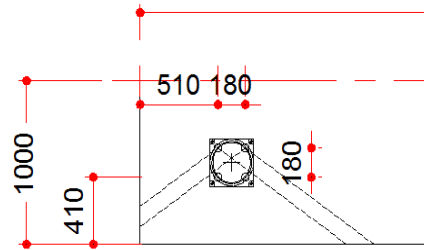
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인 경우 $\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.861$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} \cdot Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 510^{1.5} = 279 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot V_b$

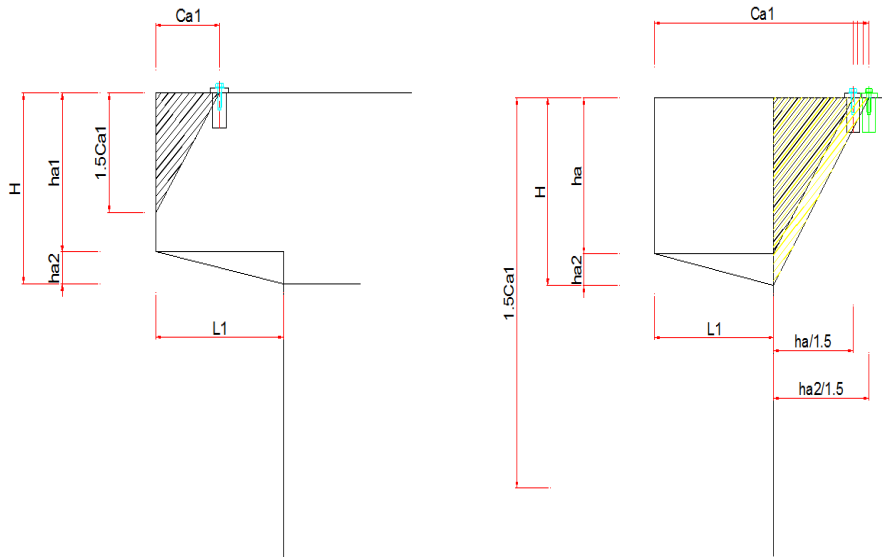
$$= \frac{410280}{336453} \times 0.861 \times 279 = 293 \text{ kN}$$

② 교축직각방향

- $A_{vc} = (1.5Ca1 + S1 + 1.5Ca1) \times H$ or $(Ca2 + S1 + 1.5Ca1) \times H$

($1.5 \times Ca1 > Ca2$ 이면, $Ca2$ 사용, $1.5 \times Ca1 < Ca2$ 이면 $1.5Ca1$ 사용)

Ca1	=	410	mm	1.5Ca1	=	615	mm	Ca2	=	510	mm
L1	=	0	mm	S2	=	180	mm	ha1	=	0	mm
ha2	=	0	mm	H	=	410	mm				
Ca1'	=	273	mm	(투영면적까지 파괴되는 높이 H를 고려하여 Ca' 산정)							



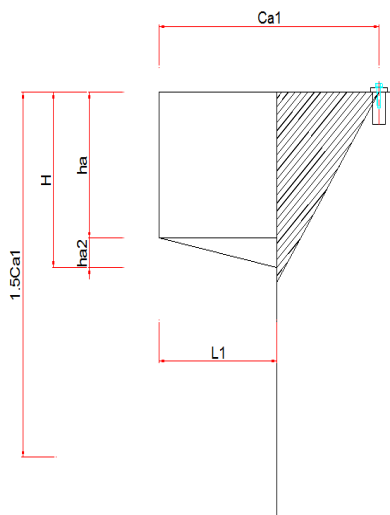
$ha \geq 1.5Ca1$ 이면,

$$H = 1.5Ca1$$

$Ca1 \leq (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

($ha < 1.5Ca1$ AND,

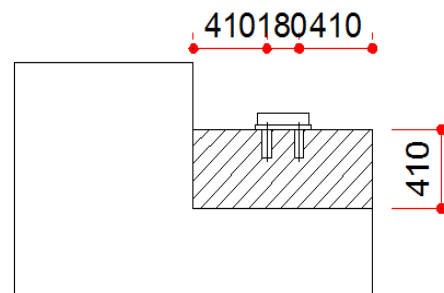
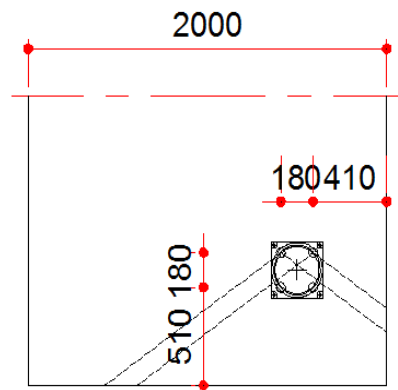
$$H = ha1 + ha2 \times [(1.5Ca - ha1)/(ha2 + 1.5L1)]$$



($ha < 1.5Ca1$ AND,

$Ca1 > (L1 + [(ha1 + ha2)/1.5])$ 이면,

$$H = (Ca1 - L1) \times 1.5$$



$$A_{vc} = (410 + 180 + 410) \times 410$$

$$= 410280 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 \times 273^2$$

$$= 336453 \text{ mm}^2$$

- $Ca2 \geq 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v} = 1.0$,
- $Ca2 < 1.5Ca1$ 인경우 $\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(Ca2/1.5Ca1)$

$$\phi_{ed,v} = 0.949$$

- $V_b = 0.6(l_e/d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} \cdot Ca1^{1.5}$

$$= 0.6 \times \frac{150}{50} \times ^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 410^{1.5} = 201 \text{ kN}$$

- $l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_o] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$

- $d_o = 50 \text{ mm}$ (앵커 직경)

- $V_{cbg} = A_{vc}/A_{vco} \cdot \phi_{ed,v} \cdot V_b$

$$= \frac{410280}{336453} \times 0.949 \times 201 = 233 \text{ kN}$$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

- 교축방향

$$F^L = 41 \quad \text{kN (받침1개당 지진력)}$$

- 교축직각방향

$$F^T = 36 \quad \text{kN (받침1개당 지진력)}$$

④ 평가

- 교축방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^L} = \frac{293}{41} = 7.173 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축직각방향

$$\frac{V_{cbg}}{F^T} = \frac{233}{36} = 6.380 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

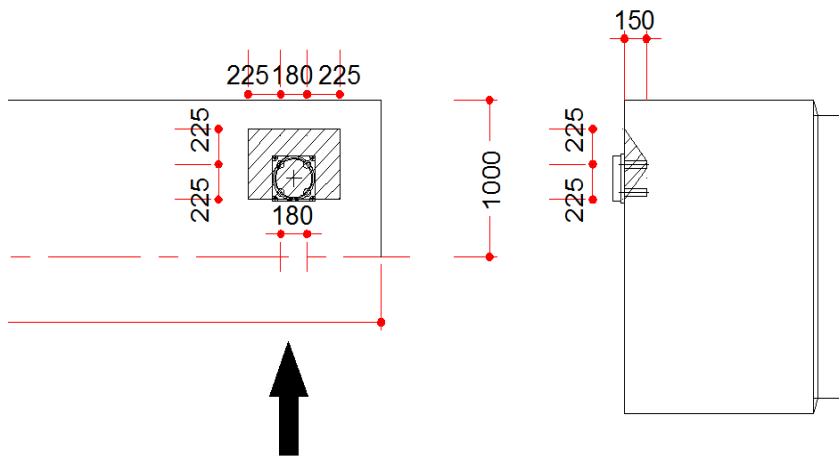
4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cbg}$
- $k_{cp} = 2.0$ ($h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 : $k_{cp}=2$)
- $A_{nc} = (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S1) \times (2 \times 1.5 \times h_{ef} + S2 \text{ or } (2Ca2 + S1) \times (2Ca1 + S2))$
- $A_{nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$

① 교축방향

Ca1	=	510	mm	Ca2	=	410	mm	hef	=	150	mm	S1	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----

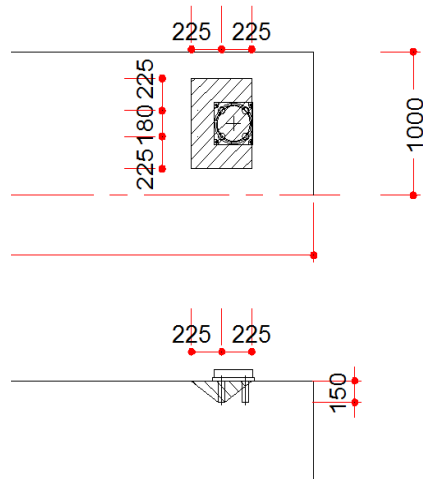


교축방향 지진시

- $Ca1 = 510 > 1.5h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 410 > 1.5h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 $= 202500 \text{ mm}^2$
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = 1.000$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \times \phi_{ed,n} \times N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpg} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

② 교축직각방향

Ca1	=	410	mm	Ca2	=	510	mm	hef	=	150	mm	S2	=	180	mm
-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	-----	---	-----	----	----	---	-----	----



교축직각방향
지진시

- $Ca1 = 410 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $Ca2 = 510 > 1.5hef = 225.0 = 225$ (Use)
- $A_{nc} = (225 \times 2) \times (2 \times 225 + 180)$
 $= 283500 \text{ mm}^2$
- $A_{nco} = 9 \times 150^2$
 202500 mm^2
- $\therefore A_{nc} = 283500 < n \times A_{nco} = 2 \times 202500 = 405000 \text{ mm}^2$
- $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef} = 10 \times \sqrt{2} \times 150^{1.5} = 84 \text{ kN}$
- $\phi_{ed,n} = ###$
- $N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} \cdot \phi_{ed,n} \cdot N_b$
 $= \frac{283500}{202500} \times 1.000 \times 84 = 118 \text{ kN}$
- $V_{cpq} = k_{cp} \times N_{cb} = 2.0 \times 118 = 236 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 방향별 평가지진력

• 교축방향

$$F^L = F^L \times n^L \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 41 \times 1 = 41 \text{ kN } n^L = 1)$$

• 교축직각방향

$$F^T = F^T \times n^T \text{ (받침1개당 지진력)}$$

$$= 36 \times 1 = 36 \text{ kN } n^T = 1)$$

④ 평가

• 교축방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^L} = \frac{236}{41} = 5.774 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

• 교축직각방향

$$\frac{V_{cpg}}{F^T} = \frac{236}{36} = 6.465 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 받침부 평가요약

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	100	41	2.450	O.K
강재파괴	1885	41	46.174	O.K
콘크리트파괴	293	41	7.173	O.K
프라이아웃파괴	236	41	5.774	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	100	36	2.743	O.K
강재파괴	1885	36	51.695	O.K
콘크리트파괴	233	36	6.380	O.K
프라이아웃파괴	236	36	6.465	O.K

7. 하중조합에 따른 단면력

7.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,329.3		1,329.3	
하단축력(kN)	1,980.7		1,980.7	
상단변위(mm)	12.2	0.0	0.3	2.5
상단전단력(kN)	237.9	6.3	7.3	255.4
하단전단력(kN)	257.8	6.3	13.7	287.5
상단모멘트(kN·m)	290.2	20.7	31.7	851.4
하단모멘트(kN·m)	2,536.7	22.1	62.8	966.7

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,329.3		1,329.3	
하단축력(kN)	1,980.7		1,980.7	
상단변위(mm)	12.2	0.8	3.9	2.5
상단전단력(kN)	240.1	82.9	78.7	257.3
하단전단력(kN)	261.9	92.5	91.1	289.3
상단모멘트(kN·m)	299.8	276.1	118.8	857.5
하단모멘트(kN·m)	2,555.5	312.1	823.8	973.4

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,329.3		1,329.3	
하단축력(kN)	1,980.7		1,980.7	
상단변위(mm)	0.2	0.0	0.2	0.0
상단전단력(kN)	4.4	8.1	4.4	8.1
하단전단력(kN)	1.7	7.7	1.7	7.7
상단모멘트(kN·m)	38.8	12.2	38.8	12.2
하단모멘트(kN·m)	3.3	11.5	3.3	11.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	1,329.3	1,329.3	P
하단축력(kN)	1,980.7	1,980.7	Pbot
상단변위(mm)	12.5	2.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	244.5	265.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	263.6	297.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	338.6	869.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	2,558.8	984.9	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,934.9		2,934.9	
하단축력(kN)	3,586.0		3,586.0	
상단변위(mm)	12.1	0.1	0.3	2.6
상단전단력(kN)	208.2	3.9	4.8	190.6
하단전단력(kN)	265.2	5.7	5.3	299.3
상단모멘트(kN·m)	177.8	14.1	7.5	704.2
하단모멘트(kN·m)	2,241.1	18.5	49.1	967.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,934.9		2,934.9	
하단축력(kN)	3,586.0		3,586.0	
상단변위(mm)	12.2	0.8	3.9	2.6
상단전단력(kN)	209.6	61.1	67.2	191.8
하단전단력(kN)	266.8	95.5	84.9	301.0
상단모멘트(kN·m)	180.1	225.3	60.9	708.4
하단모멘트(kN·m)	2,255.8	308.6	721.4	972.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,934.9		2,934.9	
하단축력(kN)	3,586.0		3,586.0	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	1.7	7.7	1.7	7.7
하단전단력(kN)	0.6	5.0	0.6	5.0
상단모멘트(kN·m)	11.1	9.0	11.1	9.0
하단모멘트(kN·m)	0.1	1.5	0.1	1.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	2,934.9	2,934.9	P
하단축력(kN)	3,586.0	3,586.0	Pbot
상단변위(mm)	12.2	2.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	211.3	199.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	267.4	306.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	191.2	717.5	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	2,255.9	974.1	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,651.5		1,651.5	
하단축력(kN)	2,303.0		2,303.0	
상단변위(mm)	12.2	0.1	0.3	2.5
상단전단력(kN)	169.6	4.0	6.3	195.2
하단전단력(kN)	236.3	5.7	6.6	299.1
상단모멘트(kN·m)	136.6	14.3	11.8	714.5
하단모멘트(kN·m)	1,865.7	18.7	52.2	971.3

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,651.5		1,651.5	
하단축력(kN)	2,303.0		2,303.0	
상단변위(mm)	12.2	0.8	3.9	2.6
상단전단력(kN)	171.5	62.5	57.2	196.3
하단전단력(kN)	238.3	95.4	77.5	300.8
상단모멘트(kN·m)	140.2	228.6	52.7	718.8
하단모멘트(kN·m)	1,881.3	310.0	611.9	976.9

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,651.5		1,651.5	
하단축력(kN)	2,303.0		2,303.0	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	3.9	9.3	3.9	9.3
하단전단력(kN)	1.1	8.2	1.1	8.2
상단모멘트(kN·m)	22.0	17.8	22.0	17.8
하단모멘트(kN·m)	0.3	13.2	0.3	13.2

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	1,651.5	1,651.5	P
하단축력(kN)	2,303.0	2,303.0	Pbot
상단변위(mm)	12.3	2.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	175.4	205.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	239.4	309.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	162.2	736.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	1,881.6	990.1	[ME]comb

P4 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,903.8		2,903.8	
하단축력(kN)	3,554.9		3,554.9	
상단변위(mm)	11.6	0.0	0.2	2.8
상단전단력(kN)	206.7	4.0	5.3	193.5
하단전단력(kN)	264.1	5.6	5.9	296.3
상단모멘트(kN·m)	182.1	14.3	8.3	705.9
하단모멘트(kN·m)	2,225.8	18.4	52.5	963.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,903.8		2,903.8	
하단축력(kN)	3,554.9		3,554.9	
상단변위(mm)	11.7	0.9	3.7	2.8
상단전단력(kN)	208.2	62.1	67.3	194.7
하단전단력(kN)	265.9	94.5	85.2	297.9
상단모멘트(kN·m)	184.6	226.0	63.0	710.2
하단모멘트(kN·m)	2,241.6	307.3	720.2	968.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중 (도로교설계기준 2012적용))

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,903.8		2,903.8	
하단축력(kN)	3,554.9		3,554.9	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.6	5.0	0.6	5.0
하단전단력(kN)	3.9	9.3	3.9	9.3
상단모멘트(kN·m)	5.5	0.6	5.5	0.6
하단모멘트(kN·m)	11.1	14.0	11.1	14.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	2,903.8	2,903.8	P
하단축력(kN)	3,554.9	3,554.9	Pbot
상단변위(mm)	11.7	2.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	208.8	199.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	269.8	307.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	190.1	710.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	2,252.7	982.7	[ME]comb

P5 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,657.1		1,657.1	
하단축력(kN)	2,308.7		2,308.7	
상단변위(mm)	10.2	0.1	0.3	2.6
상단전단력(kN)	170.0	4.1	9.4	194.3
하단전단력(kN)	238.8	5.6	9.8	297.0
상단모멘트(kN·m)	138.4	14.4	27.5	710.8
하단모멘트(kN·m)	1,890.2	18.5	63.4	964.6

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,657.1		1,657.1	
하단축력(kN)	2,308.7		2,308.7	
상단변위(mm)	10.3	0.8	3.3	2.6
상단전단력(kN)	172.8	62.3	60.4	195.5
하단전단력(kN)	241.8	94.7	81.5	298.7
상단모멘트(kN·m)	146.6	227.6	69.0	715.1
하단모멘트(kN·m)	1,909.3	307.9	630.5	970.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,657.1		1,657.1	
하단축력(kN)	2,308.7		2,308.7	
상단변위(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
상단전단력(kN)	0.5	9.4	0.5	9.4
하단전단력(kN)	0.5	9.4	0.5	9.4
상단모멘트(kN·m)	5.6	16.4	5.6	16.4
하단모멘트(kN·m)	1.1	15.6	1.1	15.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	1,657.1	1,657.1	P
하단축력(kN)	2,308.7	2,308.7	Pbot
상단변위(mm)	10.3	2.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	173.3	204.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	242.2	308.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	152.2	731.5	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	1,910.4	985.8	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,923.5		2,923.5	
하단축력(kN)	3,574.6		3,574.6	
상단변위(mm)	10.2	0.1	0.3	2.5
상단전단력(kN)	207.9	4.0	4.6	193.2
하단전단력(kN)	264.8	5.7	6.2	302.6
상단모멘트(kN·m)	178.0	14.4	7.2	713.5
하단모멘트(kN·m)	2,237.7	18.7	49.6	977.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,923.5		2,923.5	
하단축력(kN)	3,574.6		3,574.6	
상단변위(mm)	10.3	0.8	3.4	2.6
상단전단력(kN)	209.2	62.0	66.9	194.4
하단전단력(kN)	266.6	96.5	85.7	304.3
상단모멘트(kN·m)	180.1	228.4	60.6	717.8
하단모멘트(kN·m)	2,252.6	312.1	720.9	983.4

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	2,923.5		2,923.5	
하단축력(kN)	3,574.6		3,574.6	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	1.1	8.2	1.1	8.2
하단전단력(kN)	4.7	7.8	4.7	7.8
상단모멘트(kN·m)	10.5	10.6	10.5	10.6
하단모멘트(kN·m)	2.9	10.6	2.9	10.6

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	2,923.5	2,923.5	P
하단축력(kN)	3,574.6	3,574.6	Pbot
상단변위(mm)	10.4	2.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	210.4	202.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	271.4	312.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	190.6	728.4	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	2,255.5	993.9	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,335.0		1,335.0	
하단축력(kN)	1,986.4		1,986.4	
상단변위(mm)	13.9	0.1	0.2	2.8
상단전단력(kN)	242.5	4.0	8.8	244.4
하단전단력(kN)	284.6	6.0	18.1	286.4
상단모멘트(kN·m)	298.2	15.0	35.5	825.0
하단모멘트(kN·m)	2,582.7	19.3	85.1	952.9

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용) (도로교설계기준 2012적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,335.0		1,335.0	
하단축력(kN)	1,986.4		1,986.4	
상단변위(mm)	14.0	0.9	4.4	2.8
상단전단력(kN)	245.2	77.3	81.6	245.6
하단전단력(kN)	290.0	91.9	103.4	288.2
상단모멘트(kN·m)	308.8	262.4	124.9	829.5
하단모멘트(kN·m)	2,608.2	305.2	859.9	958.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	1,335.0		1,335.0	
하단축력(kN)	1,986.4		1,986.4	
상단변위(mm)	0.3	0.0	0.3	0.0
상단전단력(kN)	4.7	7.8	4.7	7.8
하단전단력(kN)	4.4	8.1	4.4	8.1
상단모멘트(kN·m)	43.6	10.8	43.6	10.8
하단모멘트(kN·m)	4.4	11.0	4.4	11.0

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	1,335.0	1,335.0	P
하단축력(kN)	1,986.4	1,986.4	Pbot
상단변위(mm)	14.3	2.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	249.9	253.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	294.4	296.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	352.4	840.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	2,612.6	969.7	[ME]comb

7.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	1980.7	263.6	2558.8
	교직	1980.7	297.0	984.9
P2	교축	3586.0	267.4	2255.9
	교직	3586.0	306.0	974.1
P3	교축	2303.0	239.4	1881.6
	교직	2303.0	309.0	990.1
P4	교축	3554.9	269.8	2252.7
	교직	3554.9	307.3	982.7
P5	교축	2308.7	242.2	1910.4
	교직	2308.7	308.1	985.8
P6	교축	3574.6	271.4	2255.5
	교직	3574.6	312.1	993.9
P7	교축	1986.4	294.4	2612.6
	교직	1986.4	296.2	969.7

7.3 받침부 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
P1	40	37
P2	109	99
P3	43	38
P4	113	99
P5	43	39
P6	110	96
P7	41	36

8.1 최소받침지지길이 및 연단거리 평가

8.1.1 최소받침지지길이

소요역량은 도로교설계기준의 최소받침지지길이(N_{min})와 탄성변위 중 큰 값으로 한다.

$$N_D = \text{Max}[\text{탄성변위}, N_{min}]$$

$$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.67H)(1 + 0.000125\theta^2)$$

여기서, N_{min} : 최소받침 지지길이, mm
 L : 인접 신축이음부 까지 또는 교량단부까지의 거리, m
 H : 기둥 또는 교각의 평균높이, m
 θ : 받침선과 교축직각방향의 사이각, °

- 최소받침지지길이 내진성능 상세평가

위 치	적용 받침지지길이(mm)	수식에 의한 변위(mm)	탄성변위(mm)	내진성능평가
P1	900.0	294.6	11.6	0.K

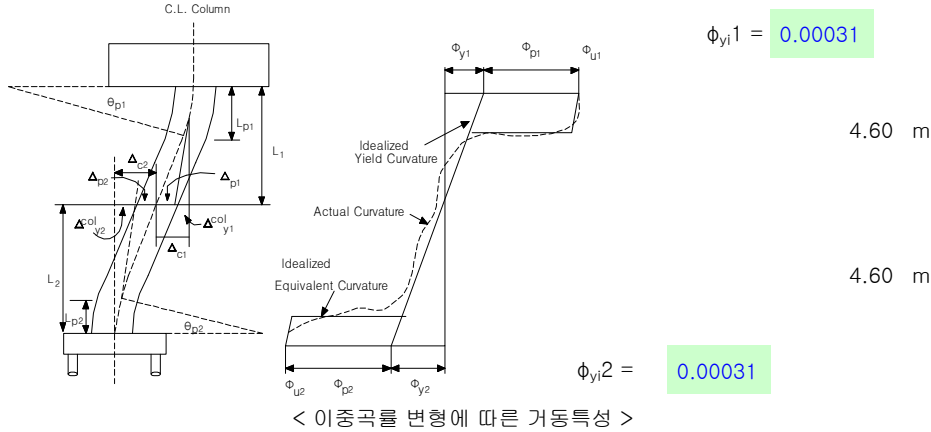
9. 교각부 평가

9.1 교각 P1

9.1.1 교각 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:ε=0.002, 2:ε=0.003, 3:ε=0.004
교각높이 H (m)	9.190	9.190	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.190	5.147	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.588	0.789	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산



$$\begin{aligned} \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기동길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기동길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \end{aligned}$$

9.1.2 횡단면강도 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi} &= M_{yi} / H_e = 2.260 / 9.190 = 245.923 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi} &= M_{fi} / H_e = 2.719 / 9.190 = 295.815 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi} &= M_{yi} / H_e = 1.924 / 4.595 = 418.703 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi} &= M_{fi} / H_e = 2.260 / 4.595 = 491.777 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 기동상단

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi} &= M_{yi} / H_e = 2.081 / 4.595 = 452.920 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi} &= M_{fi} / H_e = 2.035 / 4.595 = 442.868 \text{ kN} \end{aligned}$$

F_{yi}, F_{fi} : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_{fi}^L, F_{fi}^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{yi}, M_{fi} : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)
 M_{fi}^L, M_{fi}^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00201 \times 9.190^2}{3} = 0.0565 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.19 + 0.022 \times 300 \times 0.019 = 0.861 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.06526 - 0.00201) \times 0.861 = 0.0544 \\ \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_Y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{2.719}{2.260} - 1 \right) \times 0.05653 + 0.05444 \times \left(9.190 - \frac{0.861}{2} \right) \\ &= 0.4883 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05650 + 0.48830 = 0.5448 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.5448}{0.0565} = 9.638 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.500 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00251 \times 4.595^2}{3} = 0.0177 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.06453 - 0.00251) \times 0.251 \\ &= 0.01560 \\ \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.260}{1.924} - 1 \right) \times 0.01768 + 0.01560 \times \left(4.595 - \frac{0.251}{2} \right) \\ &= 0.0728 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Tf})

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0177 + 0.0728 = 0.0905 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.09050}{0.01768} = 5.119 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00248}{3} \times \frac{4.595^2}{3} = 0.01745 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.07199 - 0.00248) \times 0.383 \\ &= 0.02660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.035}{2.081} - 1 \right) \times 0.01745 + 0.02660 \times \left(4.595 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.1167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0175 + 0.1167 = 0.1342 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1342}{0.01745} = 7.690 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

9.1.4 전단강도 산정

1) 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 1.3136 = 1,806 \text{ kN}$$

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

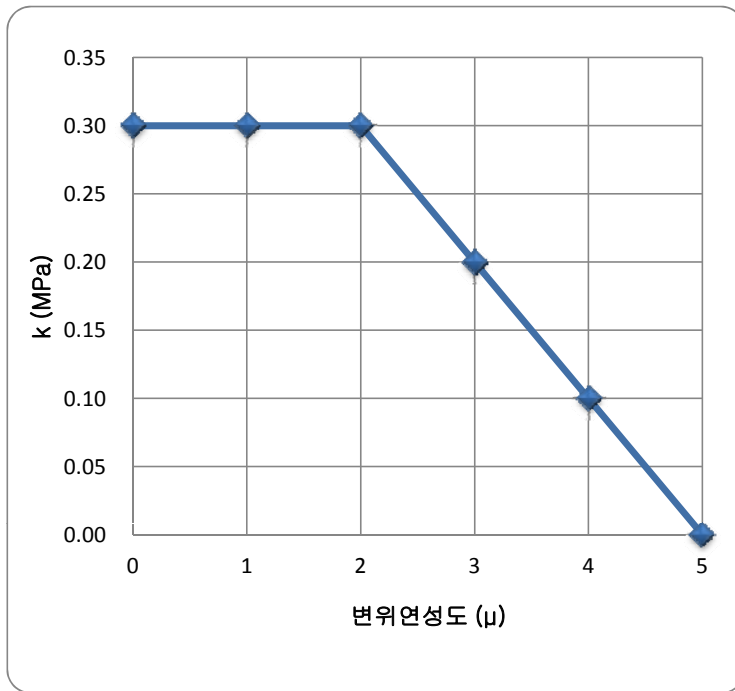
$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.3136 \text{ m}^2$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 1.642 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수



부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{380.1 \times 300 \times 1,324.5}{2 \times 150} = 1,007 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)

$$\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$= 1480 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

$$= 1,324.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{1,981 \times 1,480}{9,190} = 48 \text{ kN}$$

여기서, $P = 1,981 \text{ kN}$ (기둥당 하부고정하중)

$h = 1,480 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s = 9,190 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,806 + 1,007 + 48 \\ &= 2,861 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

2) 교축직각방향(기동하단)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$\begin{aligned} \bullet V_c &= k \sqrt{f_{ck}} A_g = 0.300 \times \sqrt{24} \times 1.314 = 1,931 \text{ kN} \\ k &= 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu\Delta-2), \text{ 단 } \mu\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \\ A_g &= 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.314 \text{ m}^2 \\ \text{여기서, } A_{\text{gross}} &: 1.642 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \bullet V_s &= \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} + \frac{A_v f_y (B-D)}{s} \\ &= \frac{\pi}{2} \frac{380 \times 300 \times 1,107.2}{150} + \frac{380 \times 300 \times -230}{150} = \text{#### kN} \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)
 $\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$
 $D' = D(\text{기동폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 1250 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 28.6$
 $= 1107.2 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

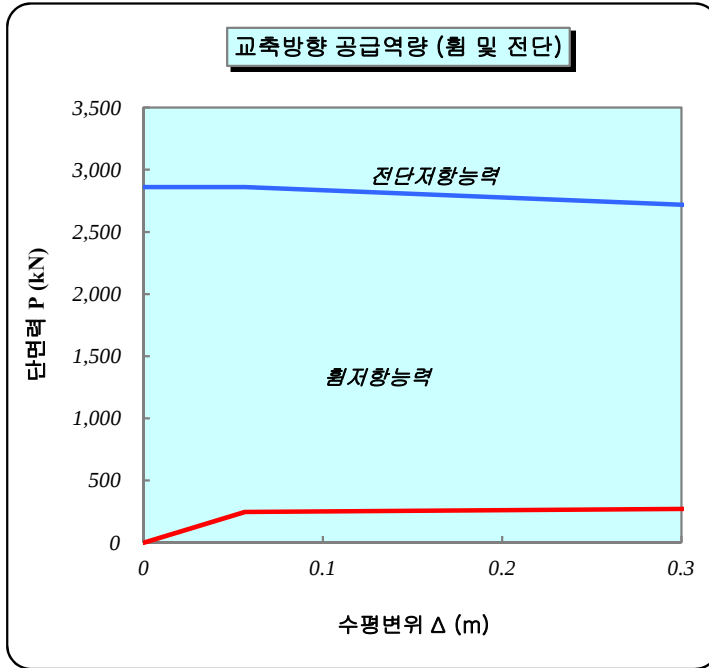
$$\begin{aligned} \bullet V_p &= 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{1,981 \times 1.250}{4.595} = 81 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P &= 1,981 \text{ kN (기동당 하부고정하중)} \\ h &= 1.250 \text{ m (=D) (교축직각방향 기동 폭)} \\ L_s &= 4.595 \text{ m (=H}_g\text{) (교각유효높이)} \end{aligned}$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,931 + 1,147 + 81 \\ &= 3,159 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

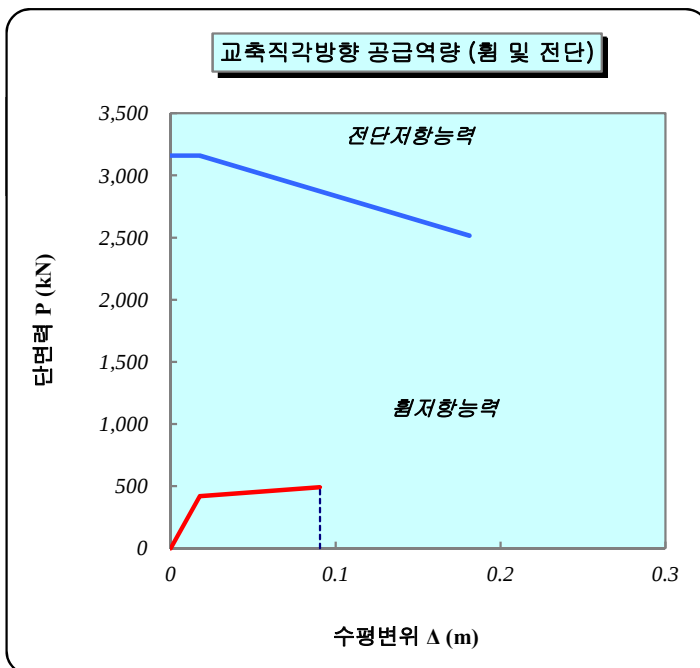
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도 (P_f)	296
(kN)	
전단강도 (V_n)	2,861
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0565
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.5448
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

2) 교축직각방향-하단



휨강도 (P_f)	492
(kN)	
전단강도 (V_n)	3,159
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0177
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0905
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

9.1.6 소요역량 산정

1) 교축방향 휨 파괴 발생

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned}
 M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L = 2,559 + 1,981 \times 0.01248 \\
 &= 2,584 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E,pd}}{M_n} = \frac{2,584}{2,719} = 0.950 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단 **휨파괴 발생**

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E,pd}^T &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T = 985 + 1,981 \times 0.003 \\ &= 990 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^T = \frac{M_{E,pd}^T}{M_n} = \frac{990}{2,260} = 0.438 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 평가

탄성영역내의 경우 모멘트평가

$$\therefore \text{교축방향(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,719}{2,584} = 1.052 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향하단(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,260}{990} = 2.283 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

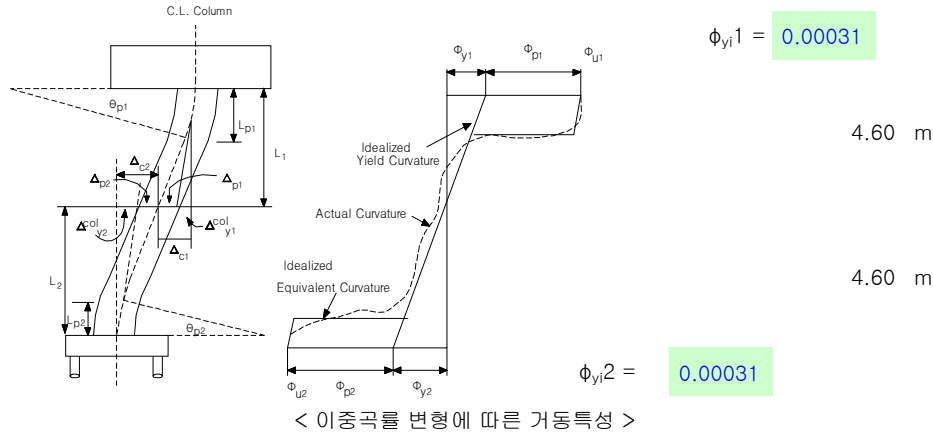
9. 교각부 평가

9.2 교각 P2

9.2.1 교각 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:ε=0.002, 2:ε=0.003, 3:ε=0.004
교각높이 H (m)	9.190	9.190	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.190	5.147	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.588	0.789	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 횡단면강도 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^L &= M_{yi}^L / H_e = 2.260 / 9.190 = 245.923 \text{ kN} \\
 \bullet F_{fi}^L &= M_n^L / H_e = 2.719 / 9.190 = 295.815 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 1.924 / 4.595 = 418.703 \text{ kN} \\
 \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.260 / 4.595 = 491.777 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 2.081 / 4.595 = 452.920 \text{ kN} \\
 \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.035 / 4.595 = 442.868 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_{yi}^L, F_{yi}^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_{fi}^L, F_{fi}^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{yi}^L, M_{yi}^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)
 M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.2.3 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00201 \times 9.190^2}{3} = 0.0565 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.19 + 0.022 \times 300 \times 0.019 = 0.861 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.06526 - 0.00201) \times 0.861 = 0.0544 \\ \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_Y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{2.719}{2.260} - 1 \right) \times 0.05653 + 0.05444 \times \left(9.190 - \frac{0.861}{2} \right) \\ &= 0.4883 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05650 + 0.48830 = 0.5448 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.5448}{0.0565} = 9.638 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.500 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00251 \times 4.595^2}{3} = 0.0177 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.06453 - 0.00251) \times 0.251 \\ &= 0.01560 \\ \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.260}{1.924} - 1 \right) \times 0.01768 + 0.01560 \times \left(4.595 - \frac{0.251}{2} \right) \\ &= 0.0728 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Tf})

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0177 + 0.0728 = 0.0905 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.09050}{0.01768} = 5.119 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00248}{3} \times \frac{4.595^2}{3} = 0.01745 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.07199 - 0.00248) \times 0.383 \\ &= 0.02660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^T &= (M_u^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.035}{2.081} - 1 \right) \times 0.01745 + 0.02660 \times \left(4.595 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.1167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0175 + 0.1167 = 0.1342 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1342}{0.01745} = 7.690 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

9.2.4 전단강도 산정

1) 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 1.3136 = 1.806 \text{ kN}$$

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

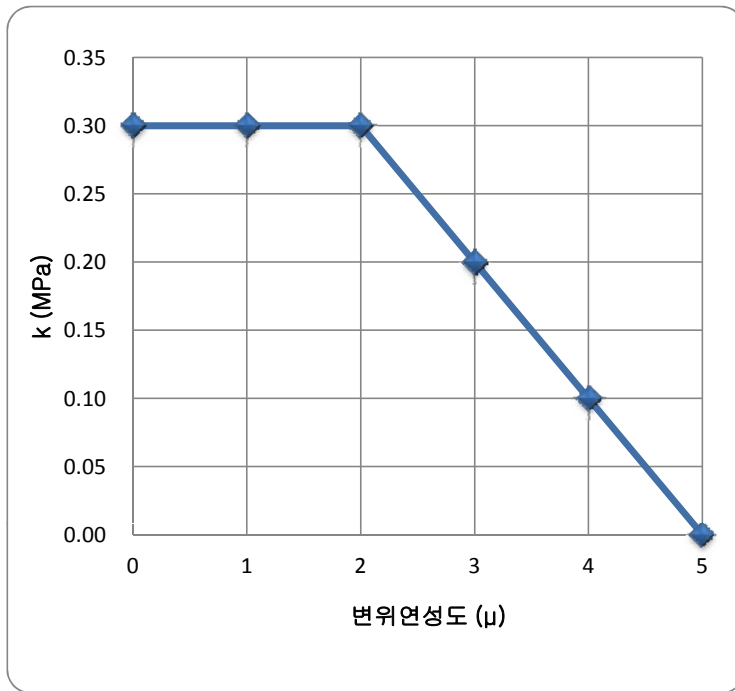
$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.3136 \text{ m}^2$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 1.642 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수



부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{380.1 \times 300 \times 1,324.5}{2 \times 150} = 1,007 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)

$$\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$= 1480 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

$$= 1,324.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,586 \times 1.480}{9.190} = 87 \text{ kN}$$

여기서, $P = 3,586 \text{ kN}$ (기둥당 하부고정하중)

$$h = 1.480 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 9.190 \text{ m} (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,806 + 1,007 + 87 \\ &= 2,899 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

2) 교축직각방향(기동하단)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$\begin{aligned} \bullet V_c &= k \sqrt{f_{ck}} A_g = 0.300 \times \sqrt{24} \times 1.314 = 1,931 \text{ kN} \\ k &= 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu\Delta-2), \text{ 단 } \mu\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \\ A_g &= 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.314 \text{ m}^2 \\ \text{여기서, } A_{\text{gross}} &: 1.642 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \bullet V_s &= \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} + \frac{A_v f_y (B-D)}{s} \\ &= \frac{\pi}{2} \frac{380 \times 300 \times 1,107.2}{150} + \frac{380 \times 300 \times -230}{150} = \text{#### kN} \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)
 $\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$
 $D' = D(\text{기동폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 1250 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 28.6$
 $= 1107.2 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

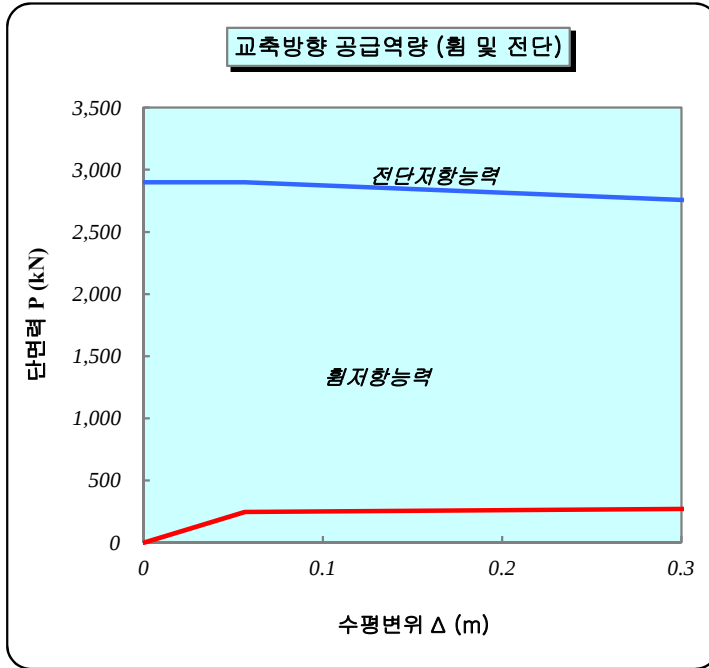
$$\begin{aligned} \bullet V_p &= 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,586 \times 1.250}{4.595} = 146 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P &= 3,586 \text{ kN (기동당 하부고정하중)} \\ h &= 1.250 \text{ m (=D) (교축직각방향 기동 폭)} \\ L_s &= 4.595 \text{ m (=H}_g\text{) (교각유효높이)} \end{aligned}$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,931 + 1,147 + 146 \\ &= 3,224 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

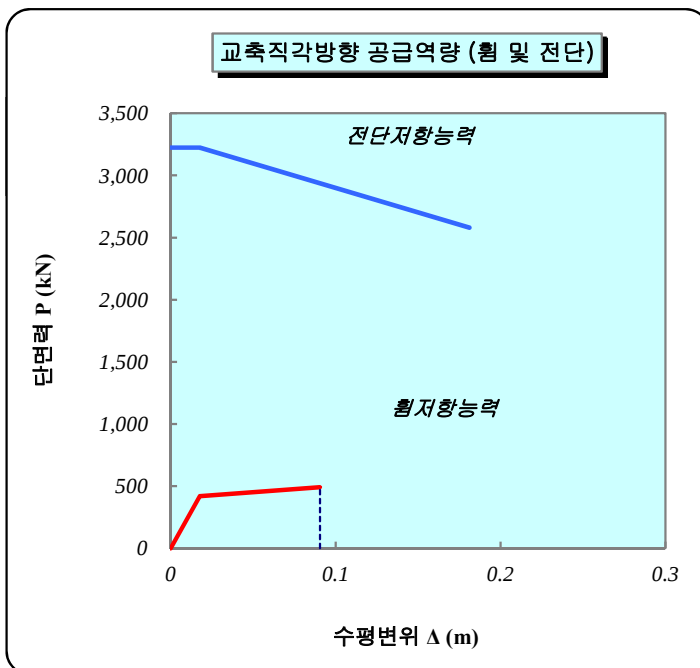
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도 (P_f)	296
(kN)	
전단강도 (V_n)	2,899
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0565
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.5448
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

2) 교축직각방향-하단



휨강도 (P_f)	492
(kN)	
전단강도 (V_n)	3,224
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0177
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0905
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

9.2.6 소요역량 산정

1) 교축방향 휨 파괴 발생

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned}
 M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L = 2,256 + 3,586 \times 0.01220 \\
 &= 2,300 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E,pd}}{M_n} = \frac{2,300}{2,719} = 0.846 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단 **휨파괴 발생**

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E,pd}^T &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T = 974 + 3,586 \times 0.003 \\ &= 983 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^T = \frac{M_{E,pd}^T}{M_n} = \frac{983}{2,260} = 0.435 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 평가

탄성영역내의 경우 모멘트평가

$$\therefore \text{교축방향(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,719}{2,300} = 1.182 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향하단(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,260}{983} = 2.298 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

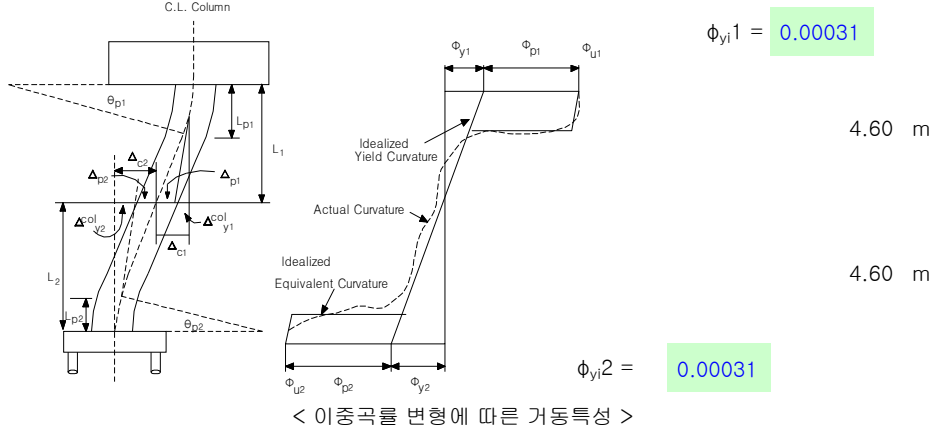
9. 교각부 평가

9.4 교각 P4

9.4.1 교각 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:ε=0.002, 2:ε=0.003, 3:ε=0.004
교각높이 H (m)	9.190	9.190	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.190	5.147	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.588	0.789	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산



$$\begin{aligned} \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기동길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기동길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \end{aligned}$$

9.4.2 횡단면강도 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^L &= M_{yi}^L / H_e = 2.260 / 9.190 = 245.923 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^L &= M_n^L / H_e = 2.719 / 9.190 = 295.815 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 1.924 / 4.595 = 418.703 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.260 / 4.595 = 491.777 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 기동상단

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 2.081 / 4.595 = 452.920 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.035 / 4.595 = 442.868 \text{ kN} \end{aligned}$$

F_{yi}^L, F_{yi}^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_{fi}^L, F_{fi}^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{yi}^L, M_{yi}^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)
 M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.4.3 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00201 \times 9.190^2}{3} = 0.0565 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.19 + 0.022 \times 300 \times 0.019 = 0.861 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.06526 - 0.00201) \times 0.861 = 0.0544 \\ \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_Y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{2.719}{2.260} - 1 \right) \times 0.05653 + 0.05444 \times \left(9.190 - \frac{0.861}{2} \right) \\ &= 0.4883 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05650 + 0.48830 = 0.5448 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.5448}{0.0565} = 9.638 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.500 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00251 \times 4.595^2}{3} = 0.0177 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.06453 - 0.00251) \times 0.251 \\ &= 0.01560 \\ \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.260}{1.924} - 1 \right) \times 0.01768 + 0.01560 \times \left(4.595 - \frac{0.251}{2} \right) \\ &= 0.0728 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0177 + 0.0728 = 0.0905 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.09050}{0.01768} = 5.119 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00248}{3} \times \frac{4.595^2}{3} = 0.01745 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.07199 - 0.00248) \times 0.383 \\ &= 0.02660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^T &= (M_u^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.035}{2.081} - 1 \right) \times 0.01745 + 0.02660 \times \left(4.595 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.1167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0175 + 0.1167 = 0.1342 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1342}{0.01745} = 7.690 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

9.4.4 전단강도 산정

1) 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 1.3136 = 1,806 \text{ kN}$$

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

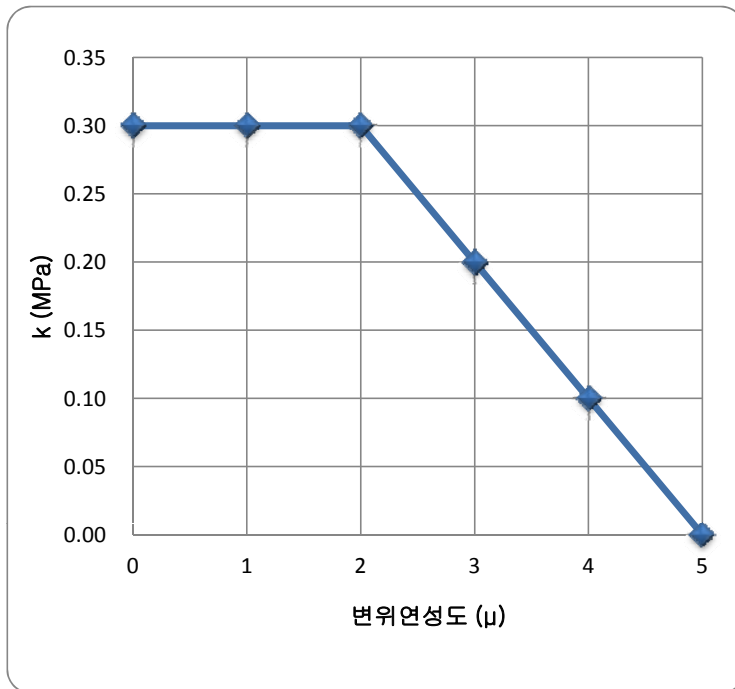
$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.3136 \text{ m}^2$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 1.642 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수



부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{380.1 \times 300 \times 1,324.5}{2 \times 150} = 1,007 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)

$$\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$= 1480 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

$$= 1,324.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,555 \times 1.480}{9.190} = 86 \text{ kN}$$

여기서, $P = 3,555 \text{ kN}$ (기둥당 하부고정하중)

$$h = 1.480 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 9.190 \text{ m} (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,806 + 1,007 + 86 \\ &= 2,899 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

2) 교축직각방향(기동하단)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$\begin{aligned} \bullet V_c &= k \sqrt{f_{ck}} A_g = 0.300 \times \sqrt{24} \times 1.314 = 1,931 \text{ kN} \\ k &= 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu\Delta-2), \text{ 단 } \mu\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \\ A_g &= 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.314 \text{ m}^2 \\ \text{여기서, } A_{\text{gross}} &: 1.642 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \bullet V_s &= \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} + \frac{A_v f_y (B-D)}{s} \\ &= \frac{\pi}{2} \frac{380 \times 300 \times 1,107.2}{150} + \frac{380 \times 300 \times -230}{150} = \text{#### kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } A_v &= 380.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적}) \\ &=> (D13 - 3 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근} \\ D' &= D(\text{기동폭}) - 2c(\text{피복}) \\ &= 1250 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 28.6 \\ &= 1107.2 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리}) \end{aligned}$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

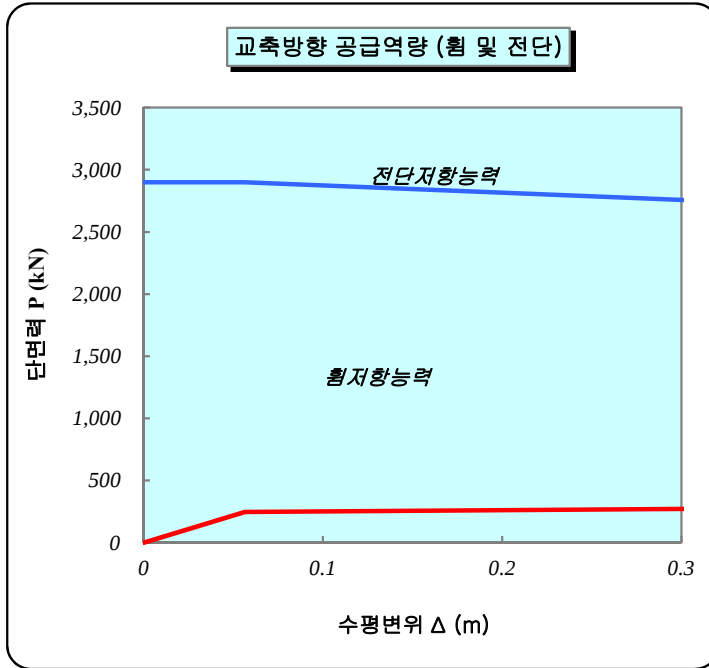
$$\begin{aligned} \bullet V_p &= 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,555 \times 1.250}{4.595} = 145 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P &= 3,555 \text{ kN} \quad (\text{기동당 하부고정하중}) \\ h &= 1.250 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축직각방향 기동 폭}) \\ L_s &= 4.595 \text{ m} (=H_g) \quad (\text{교각유효높이}) \end{aligned}$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,931 + 1,147 + 145 \\ &= 3,223 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

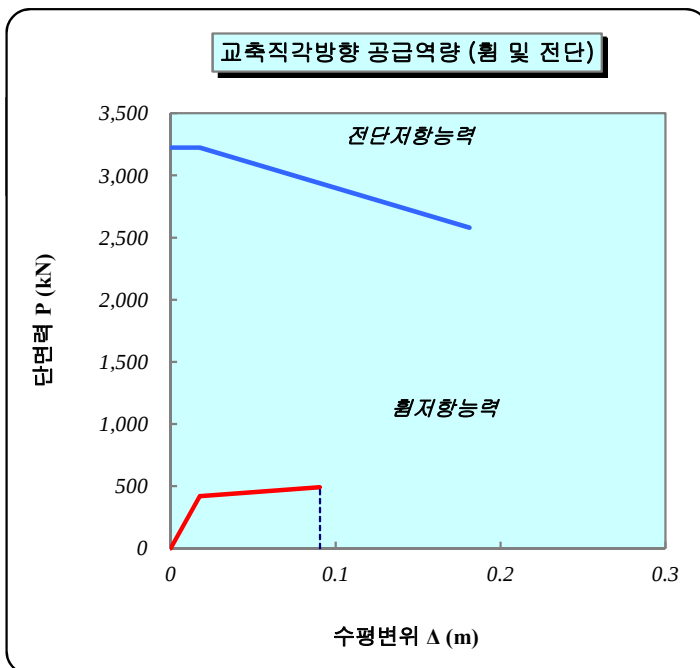
9.4.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도 (P_f)	296
(kN)	
전단강도 (V_n)	2,899
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0565
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.5448
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

2) 교축직각방향-하단



휨강도 (P_f)	492
(kN)	
전단강도 (V_n)	3,223
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0177
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0905
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

9.4.6 소요역량 산정

1) 교축방향 휨 파괴 발생

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned}
 M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L = 2,253 + 3,555 \times 0.01175 \\
 &= 2,294 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E,pd}}{M_n} = \frac{2,294}{2,719} = 0.844 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단 **휨파괴 발생**

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E,pd}^T &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T = 983 + 3,555 \times 0.003 \\ &= 993 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^T = \frac{M_{E,pd}^T}{M_n} = \frac{993}{2,260} = 0.439 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

9.4.7 교각의 내진성능 평가

① 평가

탄성영역내의 경우 모멘트평가

$$\therefore \text{교축방향(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,719}{2,294} = 1.185 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향하단(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,260}{993} = 2.276 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

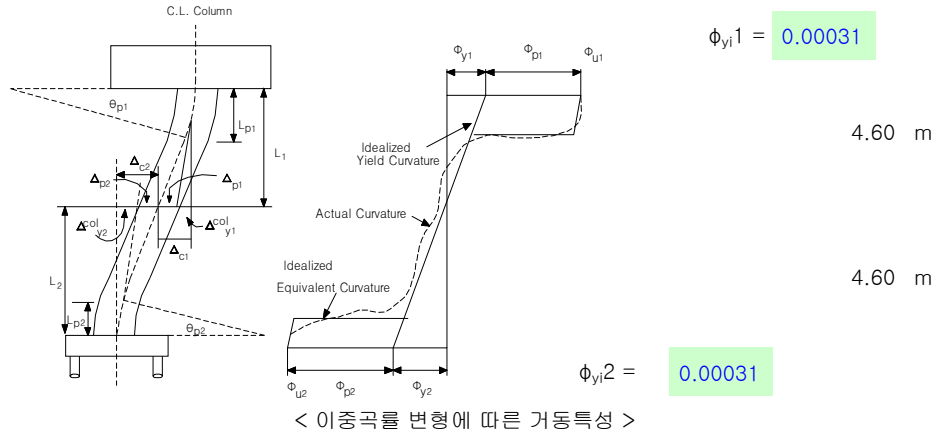
9. 교각부 평가

9.6 교각 P6

9.6.1 교각 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:ε=0.002, 2:ε=0.003, 3:ε=0.004
교각높이 H (m)	9.190	9.190	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.190	5.147	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.588	0.789	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.6.2 횡단면강도 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^L &= M_{yi}^L / H_e = 2.260 / 9.190 = 245.923 \text{ kN} \\
 \bullet F_i^L &= M_n^L / H_e = 2.719 / 9.190 = 295.815 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 1.924 / 4.595 = 418.703 \text{ kN} \\
 \bullet F_i^T &= M_n^T / H_e = 2.260 / 4.595 = 491.777 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 2.081 / 4.595 = 452.920 \text{ kN} \\
 \bullet F_i^T &= M_n^T / H_e = 2.035 / 4.595 = 442.868 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_{yi}^L, F_{yi}^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_i^L, F_i^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{yi}^L, M_{yi}^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)
 M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.6.3 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00201 \times 9.190^2}{3} = 0.0565 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.19 + 0.022 \times 300 \times 0.019 = 0.861 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.06526 - 0.00201) \times 0.861 = 0.0544 \\ \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_Y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{2.719}{2.260} - 1 \right) \times 0.05653 + 0.05444 \times \left(9.190 - \frac{0.861}{2} \right) \\ &= 0.4883 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05650 + 0.48830 = 0.5448 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.5448}{0.0565} = 9.638 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 1.500 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00251 \times 4.595^2}{3} = 0.0177 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.06453 - 0.00251) \times 0.251 \\ &= 0.01560 \\ \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.260}{1.924} - 1 \right) \times 0.01768 + 0.01560 \times \left(4.595 - \frac{0.251}{2} \right) \\ &= 0.0728 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Tf})

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0177 + 0.0728 = 0.0905 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.09050}{0.01768} = 5.119 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00248}{3} \times \frac{4.595^2}{3} = 0.01745 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.07199 - 0.00248) \times 0.383 \\ &= 0.02660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^T &= (M_u^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.035}{2.081} - 1 \right) \times 0.01745 + 0.02660 \times \left(4.595 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.1167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0175 + 0.1167 = 0.1342 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1342}{0.01745} = 7.690 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

9.6.4 전단강도 산정

1) 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 1.3136 = 1,806 \text{ kN}$$

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

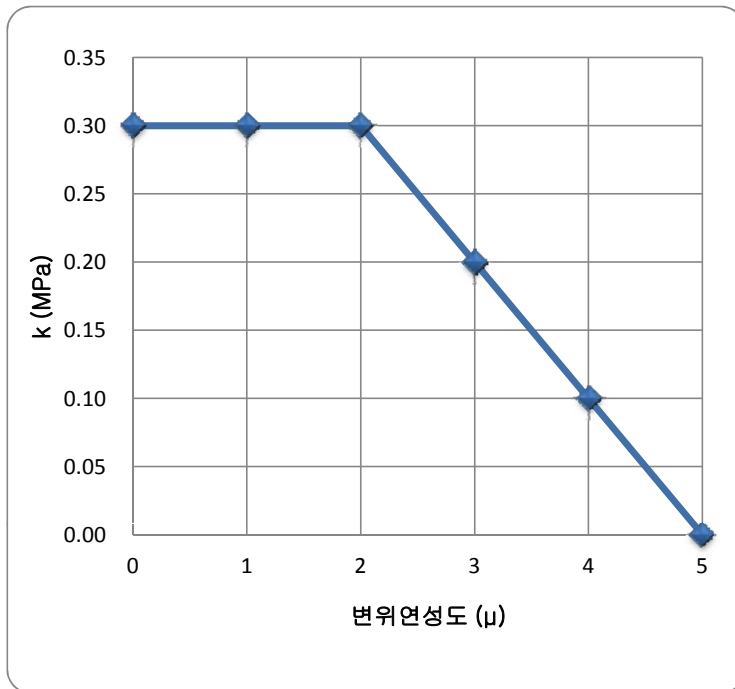
$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.3136 \text{ m}^2$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 1.642 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수



부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{380.1 \times 300 \times 1,324.5}{2 \times 150} = 1,007 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)

$$\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$= 1480 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

$$= 1,324.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,575 \times 1.480}{9.190} = 86 \text{ kN}$$

여기서, $P = 3,575 \text{ kN}$ (기둥당 하부고정하중)

$$h = 1.480 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 9.190 \text{ m} (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,806 + 1,007 + 86 \\ &= 2,899 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

2) 교축직각방향(기동하단)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$\begin{aligned} \bullet V_c &= k \sqrt{f_{ck}} A_g = 0.300 \times \sqrt{24} \times 1.314 = 1,931 \text{ kN} \\ k &= 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu\Delta-2), \text{ 단 } \mu\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \\ A_g &= 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.314 \text{ m}^2 \\ \text{여기서, } A_{\text{gross}} &: 1.642 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \bullet V_s &= \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} + \frac{A_v f_y (B-D)}{s} \\ &= \frac{\pi}{2} \frac{380 \times 300 \times 1,107.2}{150} + \frac{380 \times 300 \times -230}{150} = \text{#### kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } A_v &= 380.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적}) \\ &=> (D13 - 3 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근} \\ D' &= D(\text{기동폭}) - 2c(\text{피복}) \\ &= 1250 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 28.6 \\ &= 1107.2 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리}) \end{aligned}$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

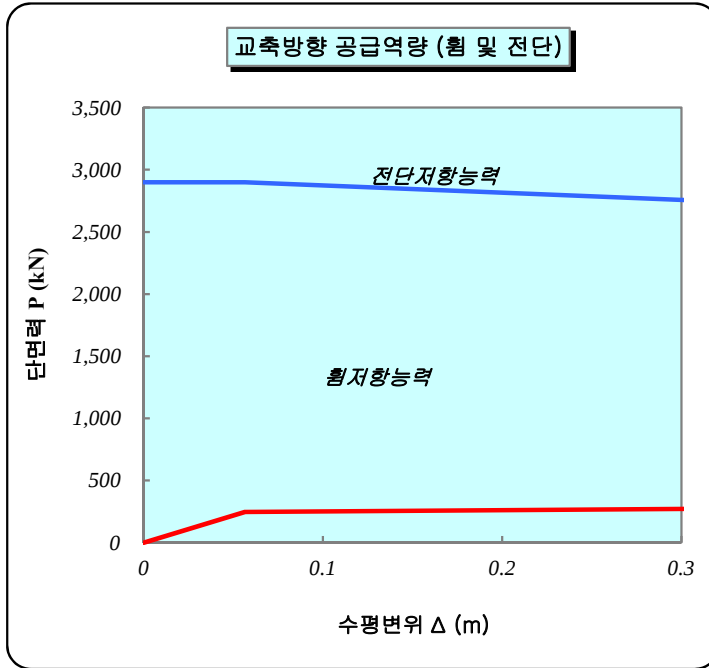
$$\begin{aligned} \bullet V_p &= 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,575 \times 1.250}{4.595} = 146 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P &= 3,575 \text{ kN} \quad (\text{기동당 하부고정하중}) \\ h &= 1.250 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축직각방향 기동 폭}) \\ L_s &= 4.595 \text{ m} (=H_g) \quad (\text{교각유효높이}) \end{aligned}$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,931 + 1,147 + 146 \\ &= 3,224 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

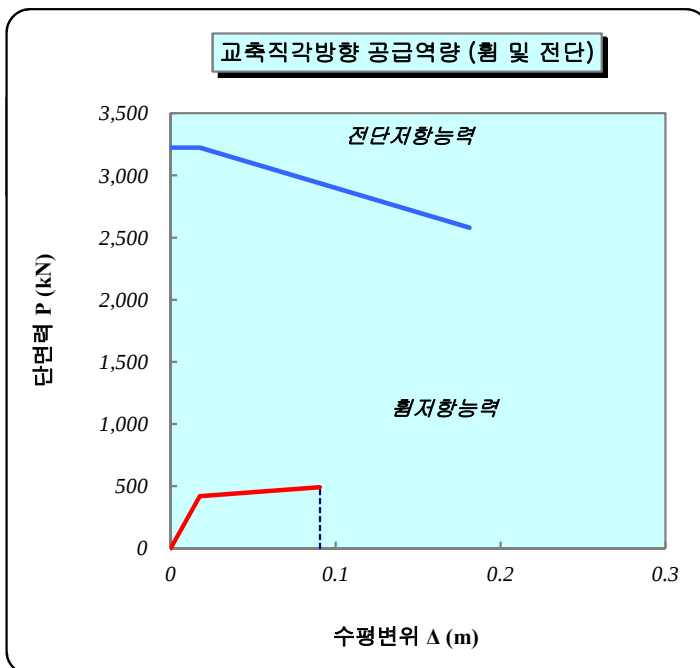
9.6.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도 (P_f)	296
(kN)	
전단강도 (V_n)	2,899
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0565
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.5448
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

2) 교축직각방향-하단



휨강도 (P_f)	492
(kN)	
전단강도 (V_n)	3,224
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0177
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0905
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

9.6.6 소요역량 산정

1) 교축방향 휨 파괴 발생

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned}
 M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L = 2,256 + 3,575 \times 0.01036 \\
 &= 2,293 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E,pd}}{M_n} = \frac{2,293}{2,719} = 0.843 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단 **휨파괴 발생**

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet \quad M_{E,pd}^T &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T = 994 + 3,575 \times 0.003 \\ &= 1,003 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$\bullet \quad R_s^T = \frac{M_{E,pd}^T}{M_n} = \frac{1,003}{2,260} = 0.444 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

9.6.7 교각의 내진성능 평가

① 평가

탄성영역내의 경우 모멘트평가

$$\therefore \text{교축방향(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,719}{2,293} = 1.186 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향하단(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,260}{1,003} = 2.253 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

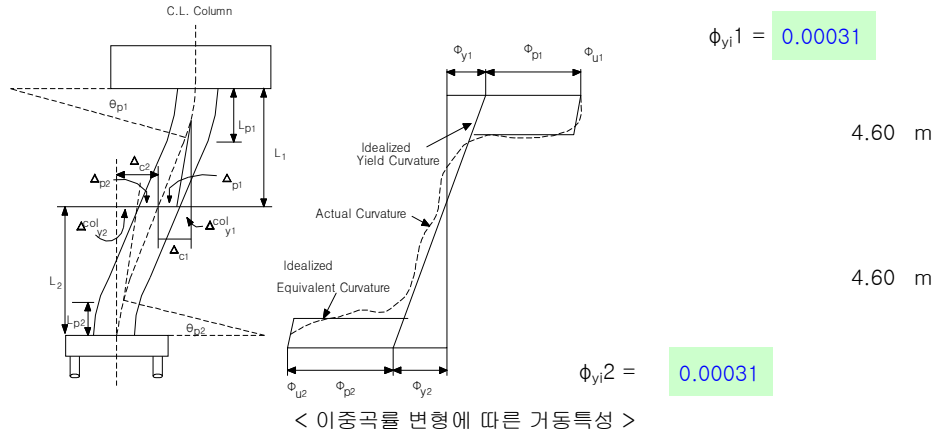
9. 교각부 평가

9.7 교각 P7

9.7.1 교각 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
굽이음 판단	1	1	1:ε=0.002, 2:ε=0.003, 3:ε=0.004
교각높이 H (m)	9.190	9.190	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	9.190	5.147	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	2.588	0.789	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산



$$\begin{aligned} \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\ &= 9.190 \times 0.00031 / (0.00031 + 0.00031) = 4.60 \text{ m} \end{aligned}$$

9.7.2 횡단면강도 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^L &= M_{yi}^L / H_e = 2.260 / 9.190 = 245.923 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^L &= M_n^L / H_e = 2.719 / 9.190 = 295.815 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 1.924 / 4.595 = 418.703 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.260 / 4.595 = 491.777 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned} \bullet F_{yi}^T &= M_{yi}^T / H_e = 2.081 / 4.595 = 452.920 \text{ kN} \\ \bullet F_{fi}^T &= M_n^T / H_e = 2.035 / 4.595 = 442.868 \text{ kN} \end{aligned}$$

F_{yi}^L, F_{yi}^T : 교각의 초기항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_{fi}^L, F_{fi}^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 M_{yi}^L, M_{yi}^T : 교각의 초기항복시 초기항복휨모멘트(kN·m)
 M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.7.3 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00201 \times 9.190^2}{3} = 0.0565 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 9.19 + 0.022 \times 300 \times 0.019 = 0.861 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.06526 - 0.00201) \times 0.861 = 0.0544 \\ \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_Y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{2.719}{2.260} - 1 \right) \times 0.05653 + 0.05444 \times \left(9.190 - \frac{0.861}{2} \right) \\ &= 0.4883 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.05650 + 0.48830 = 0.5448 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.5448}{0.0565} = 9.638 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00251 \times 4.595^2}{3} = 0.0177 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.019 = 0.251 \text{ m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.06453 - 0.00251) \times 0.251 \\ &= 0.01560 \\ \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_Y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.260}{1.924} - 1 \right) \times 0.01768 + 0.01560 \times \left(4.595 - \frac{0.251}{2} \right) \\ &= 0.0728 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Tf})

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0177 + 0.0728 = 0.0905 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.09050}{0.01768} = 5.119 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \quad (\text{축방향 철근 겹이음 존재}) \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00248}{3} \times \frac{4.595^2}{3} = 0.01745 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.595 + 0.022 \times 300 \times 0.01 = 0.046 \text{ m} \\ &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.04 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.07199 - 0.00248) \times 0.383 \\ &= 0.02660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^T &= (M_u^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{2.035}{2.081} - 1 \right) \times 0.01745 + 0.02660 \times \left(4.595 - \frac{0.383}{2} \right) \\ &= 0.1167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0175 + 0.1167 = 0.1342 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1342}{0.01745} = 7.690 \leq 1.5 \text{ 제한} \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **1.500** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

9.7.4 전단강도 산정

1) 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{21} \times 1.3136 = 1,806 \text{ kN}$$

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

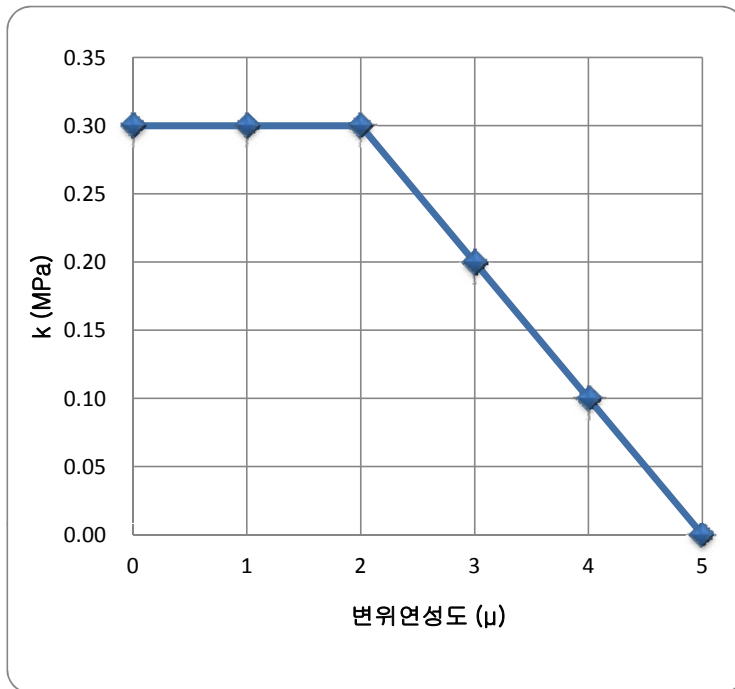
$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.3136 \text{ m}^2$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 1.642 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수



부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{380.1 \times 300 \times 1,324.5}{2 \times 150} = 1,007 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 380.1 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적)

$$\Rightarrow (D13 - 3 \text{ EA}) 1 \text{ 단 배근}$$

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

$$= 1480 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

$$= 1,324.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{1,986 \times 1.480}{9.190} = 48 \text{ kN}$$

여기서, $P = 1,986 \text{ kN}$ (기둥당 하부고정하중)

$$h = 1.480 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 9.190 \text{ m} (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,806 + 1,007 + 48 \\ &= 2,861 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

2) 교축직각방향(기동하단)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

$$\begin{aligned} \bullet V_c &= k \sqrt{f_{ck}} A_g = 0.300 \times \sqrt{24} \times 1.314 = 1,931 \text{ kN} \\ k &= 0.300 \quad (k=0.3-0.1(\mu\Delta-2), \text{ 단 } \mu\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \\ A_g &= 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 1.642 = 1.314 \text{ m}^2 \\ \text{여기서, } A_{\text{gross}} &: 1.642 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \bullet V_s &= \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} + \frac{A_v f_y (B-D)}{s} \\ &= \frac{\pi}{2} \frac{380 \times 300 \times 1,107.2}{150} + \frac{380 \times 300 \times -230}{150} = \text{#### kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } A_v &= 380.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단력 작용 방향의 횡방향 철근 1층의 단면적}) \\ &=> (D13 - 3 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근} \\ D' &= D(\text{기동폭}) - 2c(\text{피복}) \\ &= 1250 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 28.6 \\ &= 1107.2 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리}) \end{aligned}$$

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

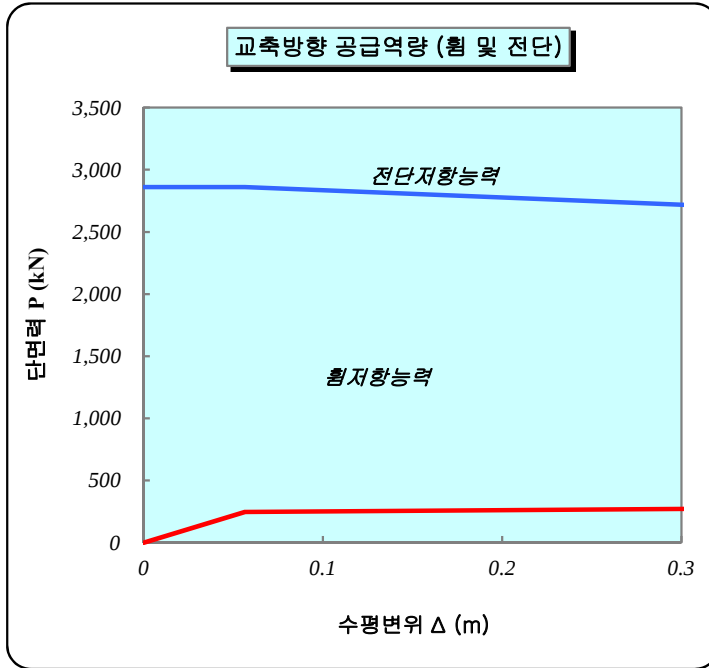
$$\begin{aligned} \bullet V_p &= 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{1,986 \times 1.250}{4.595} = 81 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P &= 1,986 \text{ kN} \quad (\text{기동당 하부고정하중}) \\ h &= 1.250 \text{ m} (=D) \quad (\text{교축직각방향 기동 폭}) \\ L_s &= 4.595 \text{ m} (=H_e) \quad (\text{교각유효높이}) \end{aligned}$$

④ 교각의 전단강도(V_n)

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p = 1,931 + 1,147 + 81 \\ &= 3,159 \text{ kN} \quad (\mu\Delta = 1.500) \end{aligned}$$

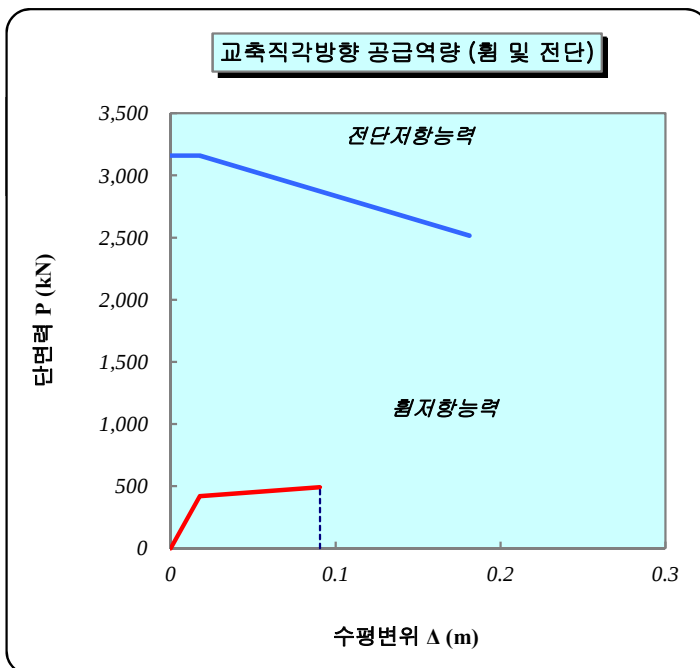
9.7.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도 (P_f)	296
(kN)	
전단강도 (V_n)	2,861
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0565
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.5448
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

2) 교축직각방향-하단



휨강도 (P_f)	492
(kN)	
전단강도 (V_n)	3,159
(kN)	
항복변위 (Δ_y)	0.0177
(m)	
극한변위 (Δ_u)	0.0905
(m)	
변위연성도 (μ)	1.500

9.7.6 소요역량 산정

1) 교축방향 휨 파괴 발생

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned}
 M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L = 2,613 + 1,986 \times 0.01427 \\
 &= 2,641 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E,pd}}{M_n} = \frac{2,641}{2,719} = 0.971 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단 **휨파괴 발생**

① P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E^T,pd} &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T = 970 + 1,986 \times 0.003 \\ &= 975 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^T = \frac{M_{E^T,pd}}{M_n} = \frac{975}{2,260} = 0.432 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

9.7.7 교각의 내진성능 평가

① 평가

탄성영역내의 경우 모멘트평가

$$\therefore \text{교축방향(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,719}{2,641} = 1.029 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향하단(모멘트)} \quad \frac{M_n}{M_{EL,pd}} = \frac{2,260}{975} = 2.317 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$