

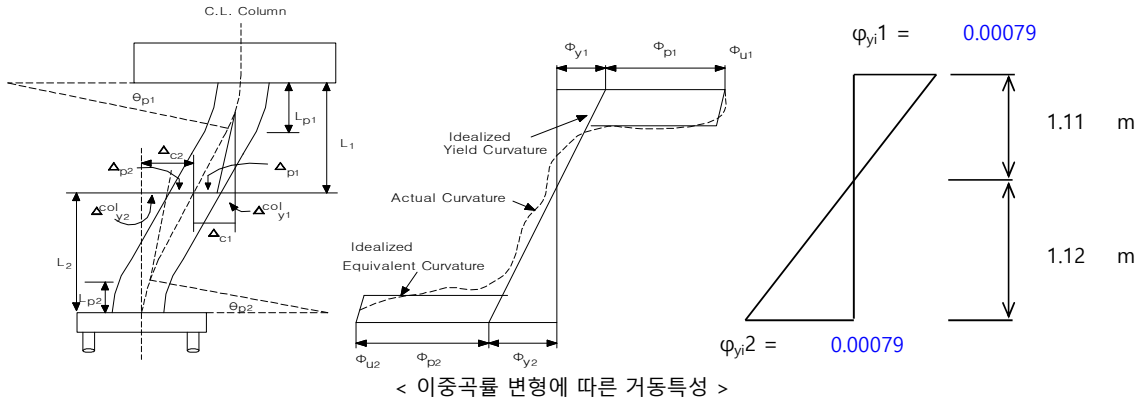
9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

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

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



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

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

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

2) 교축직각방향

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

- 기둥상단

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

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)
 M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

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

② 소성변위(Δ_p)

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

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

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

④ 공급연성도

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

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **3.526** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

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

② 소성변위(Δ_p)

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

③ 극한변위(Δ_u^T)

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

④ 공급연성도

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

⑤ 교각의 공급연성도

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

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	4348	4578	18400	19373	18247	19249	

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

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

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

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

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

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

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

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

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

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

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

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

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

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

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

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

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

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

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

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

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

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

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

$$k = 0.000$$

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

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.909 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

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

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

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

= 2,341.3 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

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

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

= 2341.3 mm (횡철근 중심간 거리)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

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

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

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $\Rightarrow (D16 - 2 \text{ EA}) \quad 2 \text{ 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2500 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$
 $= 2341.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

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

여기서, $P_{TOP} = 8,365 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 4.727 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

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

여기서, $P_{TOP} = 8,365 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 1.117 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

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

여기서, $P_{TOP} = 8,365 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2.500 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 1.110 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

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

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

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

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

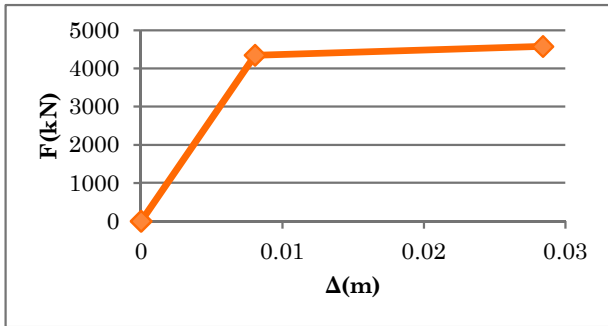
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	2,922 + 2,808
		=	5,730	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00225	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

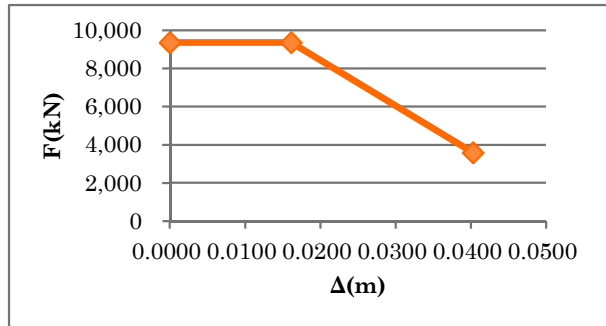
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,771	+	2,922 + 2,826
		=	11,519	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.00089	m	

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

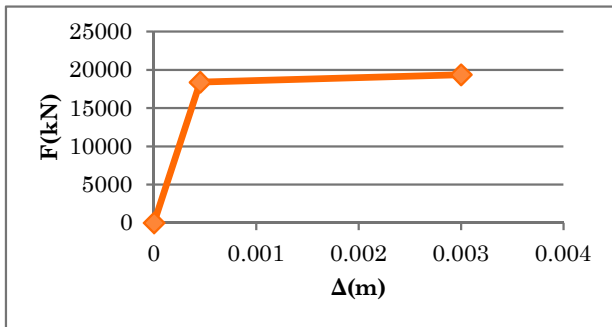
※ 힘·전단성능 곡선



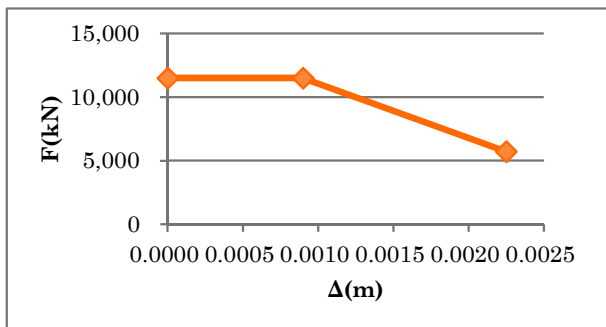
교축방향 휨성능 곡선



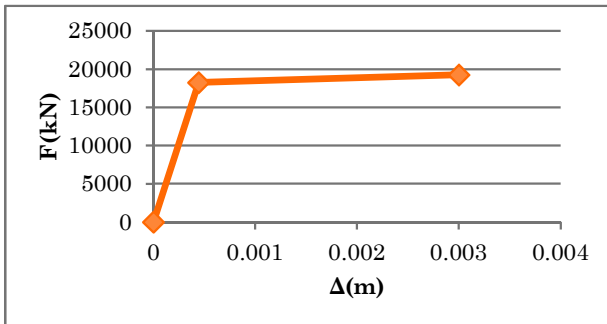
교축방향 전단성능 곡선



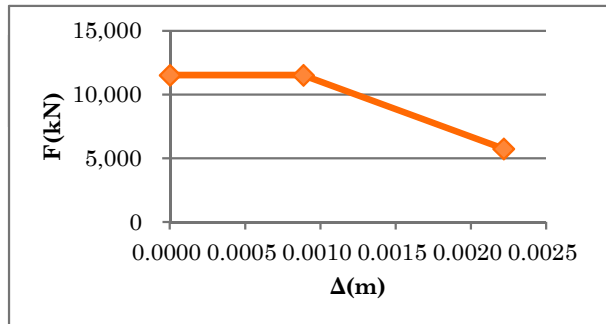
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



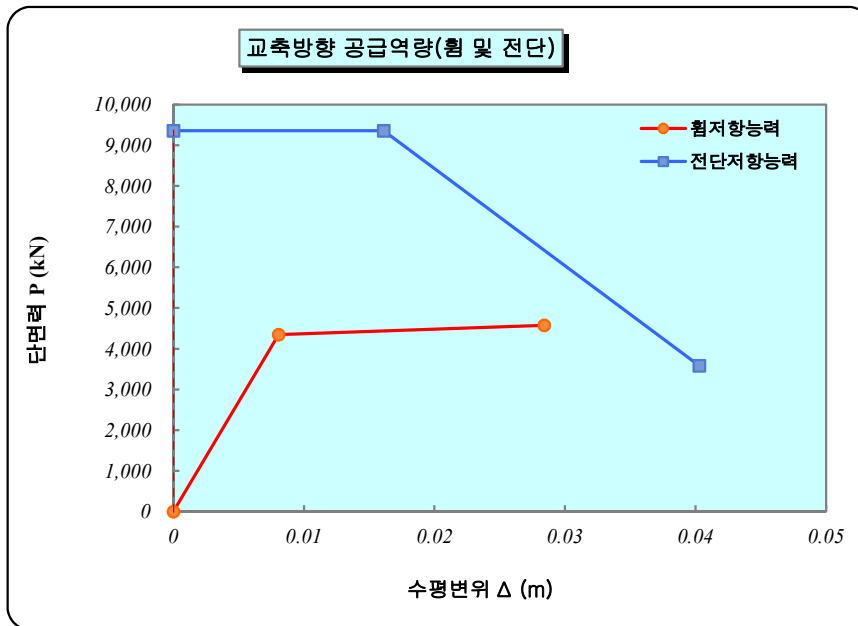
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

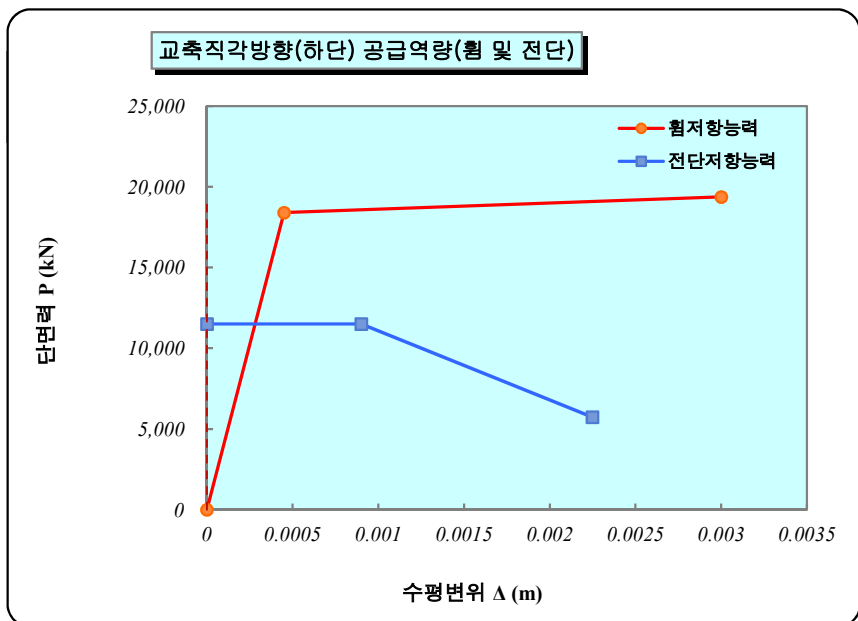
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



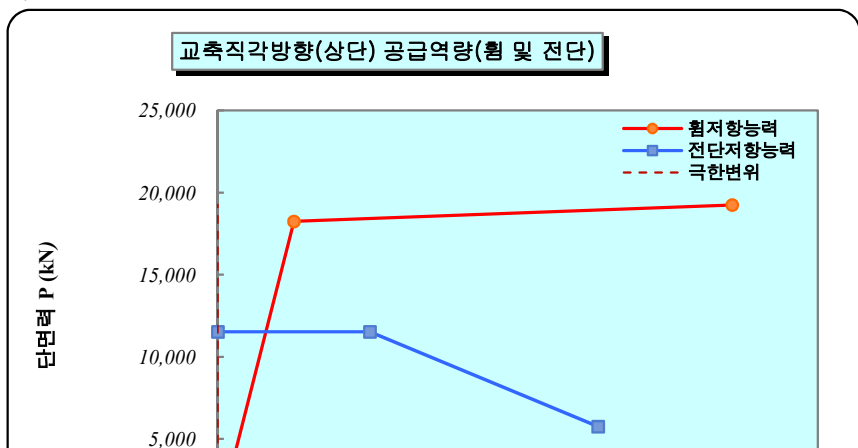
휨강도(P_f)
4,578
(kN)
전단강도(V_n)
9,357
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0081
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0284
(m)
변위연성도(μ)
3.526

2) 교축직각방향-하단

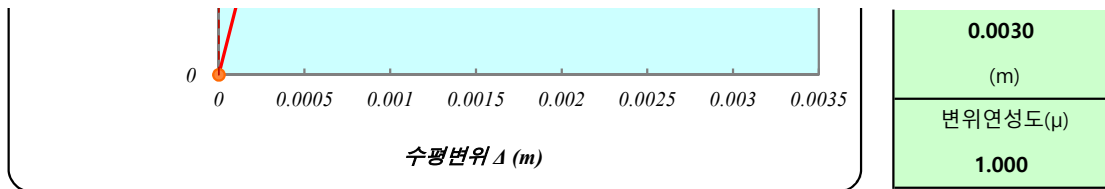


휨강도(P_f)
19,373
(kN)
전단강도(V_n)
11,501
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0004
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0030
(m)
변위연성도(μ)
1.000

3) - 교축직각방향-상단



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



9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

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

② 단면강도비 RS

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

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.8346 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

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

② 단면강도비 R_s

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

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.7905 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

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

② 단면강도비 R_s

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

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.7905 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

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

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 3.526$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 1.000$

② 소요성능

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

③ 평가

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

!!!
!!!

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

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

!!! ④ 전단력평가

!!!
!!!

∴ 교축방향

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

∴ 교축직각방향(하단)

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

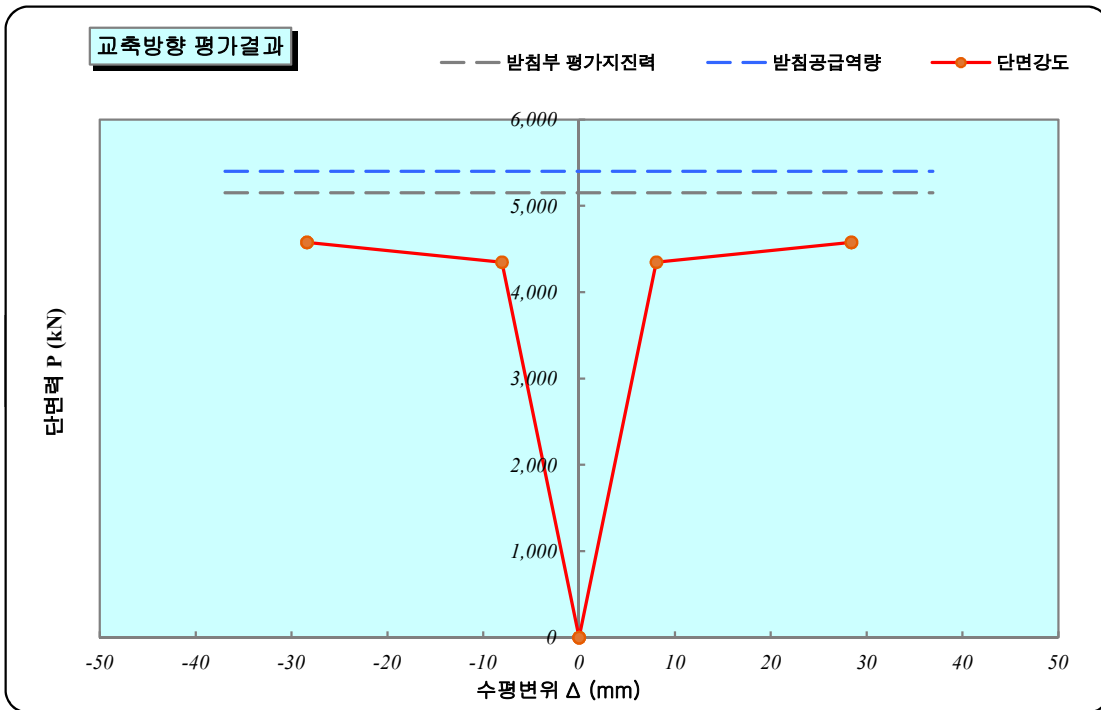
∴ 교축직각방향(상단)

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

!!!

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향

