

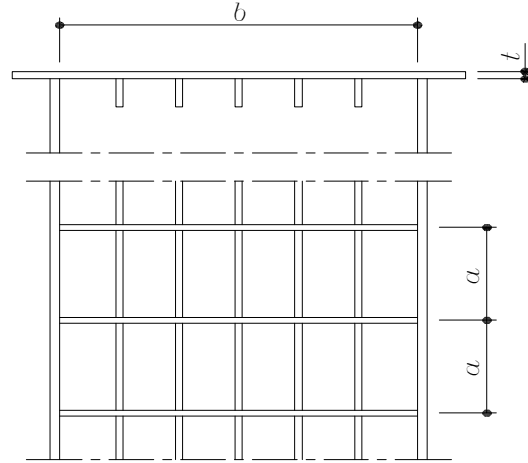
7. 보강재 설계

7.1 플랜지 보강재 설계

◎ 검토단면 단면11 : 단면위치 : 17,J지점 (이중합성구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 2$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 5000.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 22 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 220 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 20 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 220 / 16 = 13.75 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 22) / (10 \times 2) = 2420.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 220 \times 20 = 4400.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 20 \times 220^3 = 7.099.E+07 \text{ mm}^4$
- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 70986667 / (2200 \times 22^3 / 10.92) = 33.091$
- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 2.863$
- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 2.273 < \alpha_0 = 2.863$
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 4400 / (2200 \times 22) = 0.091$
- 응력 구배 계수:
 - $i = 0.65 (\phi/n)^2 + 0.13 (\phi/n) + 1.0$
 - $= 0.65 (0/2)^2 + 0.13 (0/2) + 1.0 = 1.00$
 - $\therefore \phi = (f_1 - f_2)/f_1 \approx 0$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 2} = 50.000 \text{ mm} > t = 22 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1+n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 29.834$$

$$I_{1(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 6.400.E+07 < I_1 = 7.099.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (220) / 10.1 = 21.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

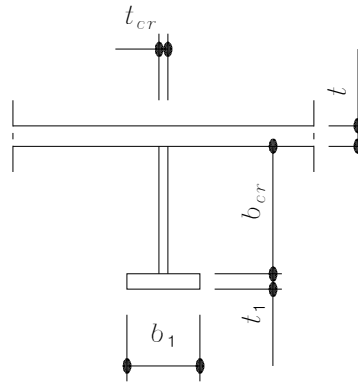
$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (20/220)^2 = 198.3 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 198.3 \text{ MPa} > f_{sc} = 60.9 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 하부콘크리트 타설시 하부플랜지 발생응력

2) 횡방향리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 300 \text{ mm}$
- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 0 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 0 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{ (1 + n \gamma_{1*}) / 4\alpha^3 \} = 2.771.E+06 \text{ mm}^4$$

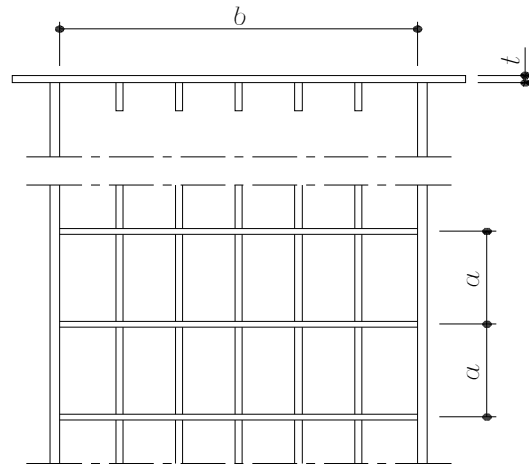
② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 300^3 + 0.0 \times 0.0^3 / 12 + 0.0 \times 300.0^2 \\ &= 1.080.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 2.771.E+06 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면10 : 단면위치 : 91,1/4지점 (이중합성구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 2$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 5000.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 18 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 200 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 18 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 18) / (10 \times 2) = 1980.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 200 \times 18 = 3600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K

- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 18 \times 200^3 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4$

- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 48000000 / (2200 \times 18^3 / 10.92) = 40.853$

- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.016$

- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 2.273 < \alpha_0 = 3.016$

- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 3600 / (2200 \times 18) = 0.091$

- 응력 구배 계수:

$$i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$$

$$= 0.65 (0/2)^2 + 0.13 (0/2) + 1.0 = 1.00$$

$$\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 2} = 50.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_1^* = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 29.834$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_1^* = 3.505.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$bvr / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

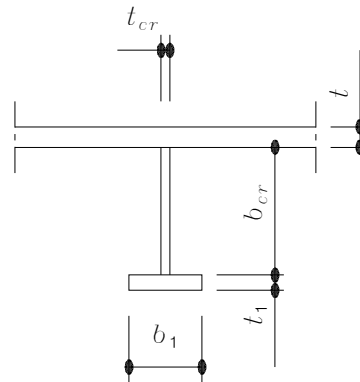
$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 46.7 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 하부콘크리트 타설시 하부플랜지 발생응력

2) 횡방향리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$
- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 0 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 0 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

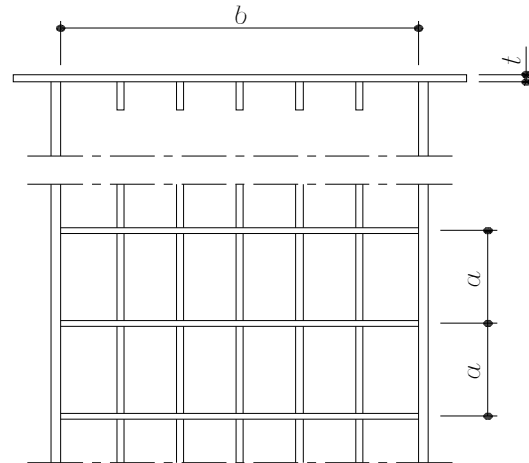
$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_1^*) / 4\alpha^3\} = 1.517.E+06 \text{ mm}^4$$

② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 0.0 \times 0.0^3 / 12 + 0.0 \times 280.0^2 \\ &= 8.781.E+07 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 1.517.E+06 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면12 : 단면위치 : 88,3/4지점 (이중합성구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용) (도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 2$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 5000.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 18 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 200 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 18 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 18) / (10 \times 2) = 1980.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 200 \times 18 = 3600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 18 \times 200^3 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4$
- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 48000000 / (2200 \times 18^3 / 10.92) = 40.853$
- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.016$
- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 2.273 < \alpha_0 = 3.016$
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 3600 / (2200 \times 18) = 0.091$

- 응력 구매 계수:

$$i = 0.65 (\phi/n)^2 + 0.13 (\phi/n) + 1.0$$

$$= 0.65 (0/2)^2 + 0.13 (0/2) + 1.0 = 1.00$$

$$\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 2} = 50.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1+n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 29.834$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 3.505.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

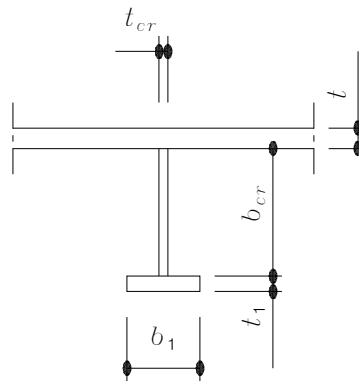
$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 50.6 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 하부콘크리트 타설시 하부플랜지 발생응력

2) 횡방향리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$
- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 0 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 0 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n \gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 1.517.E+06 \text{ mm}^4$$

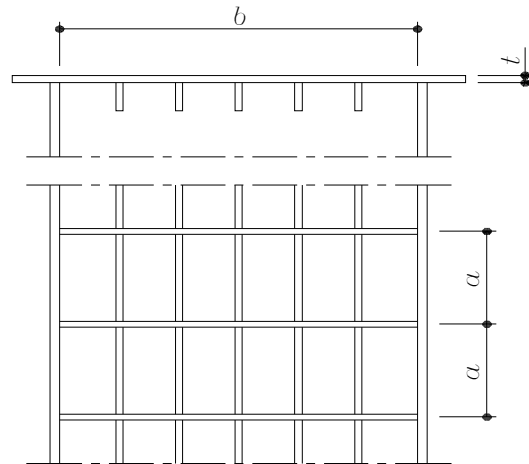
② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 0.0 \times 0.0^3 / 12 + 0.0 \times 280.0^2 \\ &= 8.781.E+07 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 1.517.E+06 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면9 : 단면위치 : 92,1지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 5$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 2500.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 18 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 200 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 18 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 18) / (10 \times 5) = 792.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 200 \times 18 = 3600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K

- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 18 \times 200^3 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4$

- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 48000000 / (2200 \times 18^3 / 10.92) = 40.853$

- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.785$

- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 1.136 < \alpha_0 = 3.785$

- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 3600 / (2200 \times 18) = 0.091$

- 응력 구배 계수:

$$i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$$

$$= 0.65 (0/5)^2 + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00$$

$$\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 36.492$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 4.288.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$bvr / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

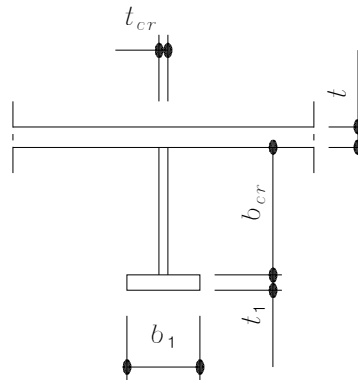
$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 179.2 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

2) 횡방향리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$
- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

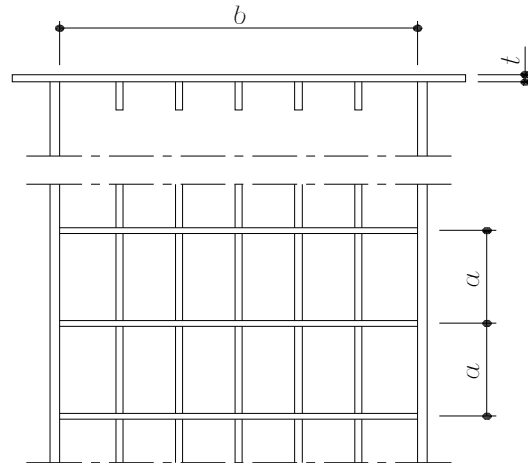
$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4$$

② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 285.0^2 \\ &= 1.690.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면14 : 단면위치 : 87, I지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용) (도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 5$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 2500.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 18 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 200 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 18 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 18) / (10 \times 5) = 792.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 200 \times 18 = 3600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K

- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 18 \times 200^3 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4$

- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 48000000 / (2200 \times 18^3 / 10.92) = 40.853$

- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.785$

- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 1.136 < \alpha_0 = 3.785$

- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 3600 / (2200 \times 18) = 0.091$

- 응력 구매 계수:

$$i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$$

$$= 0.65 (0/5)^2 + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00$$

$$\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1+n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 36.492$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 4.288.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

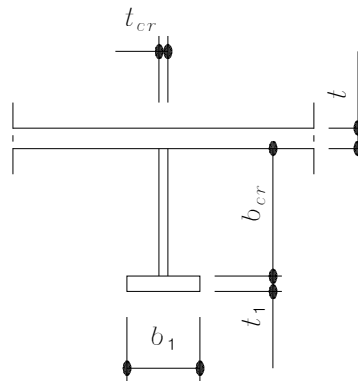
$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 175.1 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

2) 횡방향리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$
- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$
- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n \gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4$$

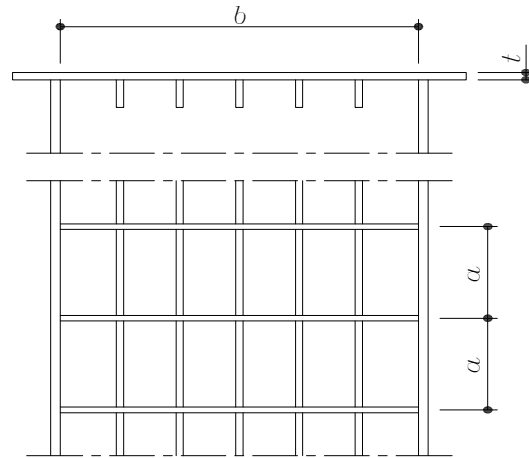
② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 285.0^2 \\ &= 1.690.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면8 : 단면위치 : 92,3/4지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : n = 5
- 횡방향 보강재의 간격 : a = 2500.0 mm
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : b = 2200.0 mm
- 플랜지의 두께 : t = 18 mm
- 사용 리브의 폭 : b_{vr} = 200 mm
- 사용 리브의 두께 : t_{vr} = 18 mm
- 리브의 최소두께 : b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 mm < 18 mm 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : A_{1(req)} = bt/10n = (2200 × 18) / (10 × 5) = 792.0 mm²
- 사용 리브의 단면적 : A₁ = 200 × 18 = 3600.0 mm² ≥ A_{1(req)} 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : I₁ = 1/3 × 18 × 200³ = 4.800.E+07 mm⁴
- 종방향 리브의 강비 : γ₁ = $\frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}}$ = 48000000 / (2200 × 18³ / 10.92) = 40.853
- 한계 형상비 : α₀ = $\sqrt[4]{1+n\gamma_1}$ = 3.785
- 보강판의 형상비 : α = a/b = 1.136 < α₀ = 3.785
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : δ₁ = $\frac{A_1}{b \cdot t}$ = 3600 / (2200 × 18) = 0.091
- 응력 구매 계수:
 - i = 0.65 (φ / n)² + 0.13 (φ / n) + 1.0
 - = 0.65 (0/5)² + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00
 - ∴ φ = (f₁ - f₂) / f₁ ≒ 0

여기서, f₁, f₂ : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 f₁ ≥ f₂ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 36.492$$

$$I_{1(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 4.288.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 147.4 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

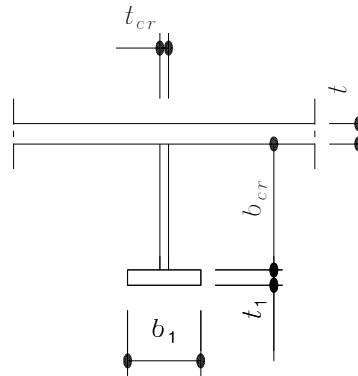
2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$

- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4$$

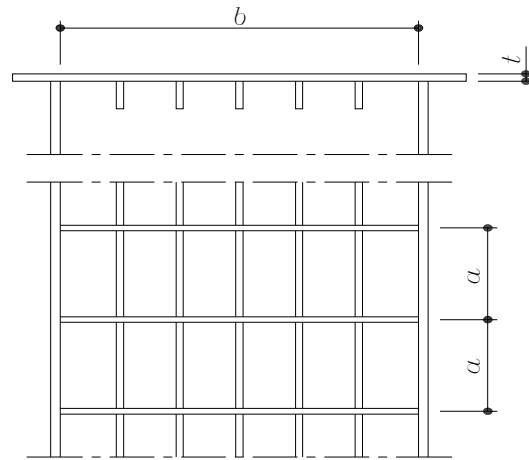
② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 285.0^2 \\ &= 1.690.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면15 : 단면위치 : 86,1/4지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 5$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 2500.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 18 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 200 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 18 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 200 / 16 = 12.5 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 18) / (10 \times 5) = 792.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 200 \times 18 = 3600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 18 \times 200^3 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4$
- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 48000000 / (2200 \times 18^3 / 10.92) = 40.853$
- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.785$
- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 1.136 < \alpha_0 = 3.785$
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 3600 / (2200 \times 18) = 0.091$
- 응력 구배 계수:
 - $i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$
 - $= 0.65 (0/5)^2 + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00$
 - $\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 18 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 36.492$$

$$I_{1(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 4.288.E+07 < I_1 = 4.800.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (18/200)^2 = 194.4 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 194.4 \text{ MPa} > f_{sc} = 146.1 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

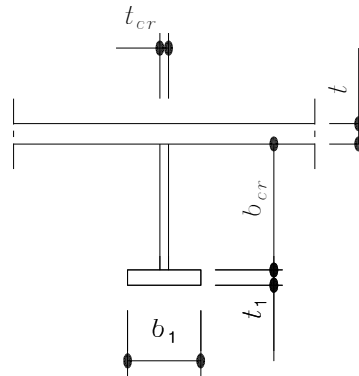
2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 280 \text{ mm}$

- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

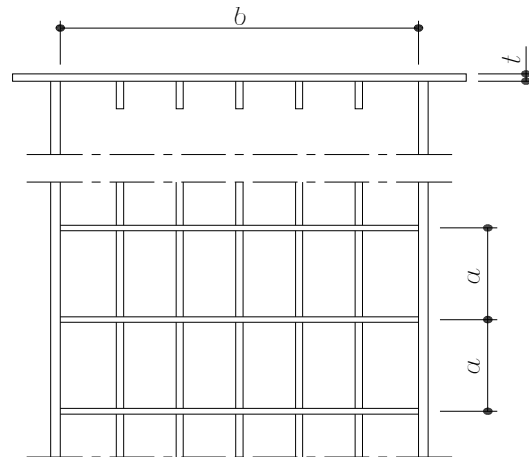
$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4$$

② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 280^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 285.0^2 \\ &= 1.690.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 3.676.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면7 : 단면위치 : 93,3/4지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용) (도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수 : $n = 5$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 2500.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 12 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 150 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 12 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 150 / 16 = 9.38 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 12) / (10 \times 5) = 528.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 150 \times 12 = 1800.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 = 1.350.E+07 \text{ mm}^4$
- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 13500000 / (2200 \times 12^3 / 10.92) = 38.778$
- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.736$
- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 1.136 < \alpha_0 = 3.736$
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 1800 / (2200 \times 12) = 0.068$
- 응력 구배 계수:
 - $i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$
 - $= 0.65 (0/5)^2 + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00$
 - $\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 12 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 33.559$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 1.168.E+07 < I_1 = 1.350.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (150) / 10.1 = 14.9 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (12/150)^2 = 153.6 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 153.6 \text{ MPa} > f_{sc} = 121.2 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

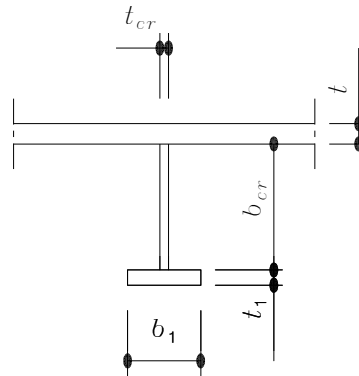
2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 250 \text{ mm}$

- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 1.002.E+07 \text{ mm}^4$$

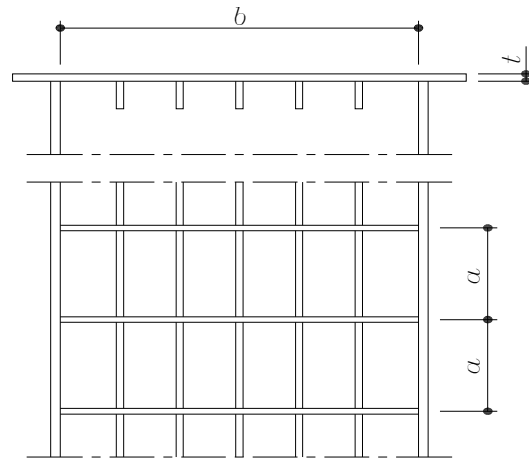
② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 250^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 255.0^2 \\ &= 1.275.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 1.002.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

◎ 검토단면 단면16 : 단면위치 : 84,3/4지점 (교변구간)

1) 종방향리브의 설계 (HSB500 사용)

(도.설 3.4.2.4)



- 종방향 보강재에 의해 구분되는 Panel의 수 : $n = 5$
- 횡방향 보강재의 간격 : $a = 2500.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 고정연 사이의 거리 : $b = 2200.0 \text{ mm}$
- 플랜지의 두께 : $t = 12 \text{ mm}$
- 사용 리브의 폭 : $b_{vr} = 150 \text{ mm}$
- 사용 리브의 두께 : $t_{vr} = 12 \text{ mm}$
- 리브의 최소두께 : $b_{vr} / 16 = 150 / 16 = 9.38 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ 사용 0.K
- 리브 1개의 필요단면적 : $A_{1(req)} = bt/10n = (2200 \times 12) / (10 \times 5) = 528.0 \text{ mm}^2$
- 사용 리브의 단면적 : $A_1 = 150 \times 12 = 1800.0 \text{ mm}^2 \geq A_{1(req)}$ 0.K
- 종방향 리브 1개의 단면2차모멘트 : $I_1 = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 = 1.350.E+07 \text{ mm}^4$
- 종방향 리브의 강비 : $\gamma_1 = \frac{I_1}{\frac{bt^3}{10.92}} = 13500000 / (2200 \times 12^3 / 10.92) = 38.778$
- 한계 형상비 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = 3.736$
- 보강판의 형상비 : $\alpha = a/b = 1.136 < \alpha_0 = 3.736$
- 종방향 리브 1개의 단면적비 : $\delta_1 = \frac{A_1}{b \cdot t} = 1800 / (2200 \times 12) = 0.068$
- 응력 구배 계수:
 - $i = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0$
 - $= 0.65 (0/5)^2 + 0.13 (0/5) + 1.0 = 1.00$
 - $\therefore \phi = (f_1 - f_2) / f_1 \approx 0$

여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다

① 종방향 리브의 소요강비 검토 :

(도.설 3.4.2.4)

$$t_o = \frac{b}{22 \cdot i \cdot n} = \frac{2200}{22 \times 1 \times 5} = 20.000 \text{ mm} > t = 12 \text{ 이고, } \alpha \leq \alpha_o \text{ 이므로}$$

$$\gamma_{1*} = \frac{4\alpha^2 n (1 + n\delta_1) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} = 33.559$$

$$I_{t(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma_{1*} = 1.168.E+07 < I_1 = 1.350.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K$$

② 종방향 리브의 압축응력 검토 :

(도.설 3.4.2.2)

$$b_{vr} / 10.1 = (150) / 10.1 = 14.9 \text{ mm}$$

$b/16 \leq t < b/10.1$ 이므로 허용응력은 다음과 같다.

$$\therefore f_{sca} = 24000 \times (t / b)^2 = 24000 \times (12/150)^2 = 153.6 \text{ MPa}$$

$$f_{sca} = 153.6 \text{ MPa} > f_{sc} = 92.6 \text{ MPa} \quad 0.K$$

f_{sc} : 사용하중상태의 하부플랜지 발생응력

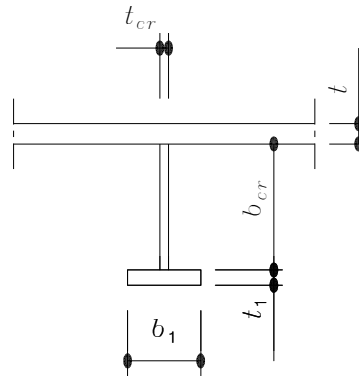
2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

- 횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 250 \text{ mm}$

- 횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 12 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 폭 : $b_1 = 100 \text{ mm}$

- 횡방향 리브 보강재의 두께 : $t_1 = 10 \text{ mm}$



① 리브의 필요 단면2차모멘트 :

$$I_{t(req)} = b t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n\gamma_{1*}) / 4\alpha^3\} = 1.002.E+07 \text{ mm}^4$$

② 리브의 사용 단면2차모멘트 :

$$\begin{aligned} I_{t(use)} &= t_{cr} \cdot b_{cr}^3 / 3 + b_1 \cdot t_1^3 / 12 + A_1 \cdot y^2 \\ &= 1/3 \times 12 \times 250^3 + 100.0 \times 10.0^3 / 12 + 1000.0 \times 255.0^2 \\ &= 1.275.E+08 \text{ mm}^4 > I_{t(req)} = 1.002.E+07 \text{ mm}^4 \quad 0.K \end{aligned}$$

7.2 복부판 보강재 설계

◎ 검토단면 단면11 : 단면위치 : 17,J지점 (이중합성구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -159.8 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 54.3 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3100 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 16 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 3100 = 0.806 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ u / 197+61(b/a)^2 \}^2] = 0.528 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (3100/2500)^2 = 12.301$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3100 \times 16^3 / 10.92) \times 12.301 = 14,303,405 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 3100/30 + 50 = 153.3 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3100 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 160.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 10.000 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/3100) = 24.194$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3100 \times 16^3 / 10.92) \times 24.194 = 2.81E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 160^3 \times 2 = 3.28E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 $0.14b$ 및 $0.36b$ 즉, 350 mm 및 900 mm

설치위치 에서의 복부높이 b 는 하부콘크리트 두께 600 mm 를 제외한 높이 임.

◎ 검토단면 단면10 : 단면위치 : 91,1/4지점 (이중합성구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -134.4 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 49.0 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2976 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 16 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2976 = 0.840 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197+61(b/a)^2 \}^2] = 0.379 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2976/2500)^2 = 11.336$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2976 \times 16^3 / 10.92) \times 11.336 = 12,654,065 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2976/30 + 50 = 149.2 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2976 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 160.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 10.000 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2976) = 25.202$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2976 \times 16^3 / 10.92) \times 25.202 = 2.81E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 160^3 \times 2 = 3.28E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 348.04 mm 및 894.96 mm

설치위치 에서의 복부높이 b는 하부콘크리트 두께 490 mm 를 제외한 높이 임.

◎ 검토단면 단면12 : 단면위치 : 88,3/4지점 (이중합성구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -139.8 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 40.7 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2938 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 16 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2938 = 0.851 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197+61(b/a)^2 \}^2] = 0.26 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2938/2500)^2 = 11.049$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2938 \times 16^3 / 10.92) \times 11.049 = 12,176,208 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2938/30 + 50 = 147.9 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2938 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 160.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 10.000 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2938) = 25.528$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2938 \times 16^3 / 10.92) \times 25.528 = 2.81E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 160^3 \times 2 = 3.28E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 337.12 mm 및 866.88 mm

설치위치 에서의 복부높이 b는 하부콘크리트 두께 530 mm 를 제외한 높이 임.

◎ 검토단면 단면9 : 단면위치 : 92,1지점 (교변구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -161.7 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 47.8 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3320 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 16 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 3320 = 0.753 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.505 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (3320/2500)^2 = 14.109$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3320 \times 16^3 / 10.92) \times 14.109 = 17,569,995 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 3320/30 + 50 = 160.7 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3320 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 160.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 10.000 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/3320) = 22.59$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3320 \times 16^3 / 10.92) \times 22.59 = 2.81E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 160^3 \times 2 = 3.28E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 464.8 mm 및 1195.2 mm

◎ 검토단면 단면13 : 단면위치 : 88,1지점 (이중합성구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -128.9 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 46.5 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2639 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 14 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2639 = 0.947 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.41 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2639/2500)^2 = 8.914$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2639 \times 14^3 / 10.92) \times 8.914 = 5,911,171 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2639/30 + 50 = 138.0 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2639 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2639) = 28.42$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2639 \times 14^3 / 10.92) \times 28.42 = 1.88E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 303.66 mm 및 780.84 mm

설치위치 에서의 복부높이 b는 하부콘크리트 두께 470 mm 를 제외한 높이 임.

◎ 검토단면 단면8 : 단면위치 : 92,3/4지점 (교변구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -128.4 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 51.9 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3202 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 14 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 3202 = 0.781 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.9 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (3202/2500)^2 = 13$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3202 \times 14^3 / 10.92) \times 13.124 = 10,559,638 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 3202/30 + 50 = 156.7 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3202 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/3202) = 23$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3202 \times 14^3 / 10.92) \times 23.423 = 1.88E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 448.28 mm 및 1152.72 mm

◎ 검토단면 단면14 : 단면위치 : 87,1지점 (교변구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -151.9 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 44.1 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2833 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 14 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2833 = 0.882 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.5 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2833/2500)^2 = 10$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2833 \times 14^3 / 10.92) \times 10.273 = 7,313,164 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2833/30 + 50 = 144.4 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2833 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2833) = 26$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2833 \times 14^3 / 10.92) \times 26.474 = 1.88E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 396.62 mm 및 1019.88 mm

◎ 검토단면 단면7 : 단면위치 : 93,3/4지점 (교변구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -99.5 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 48.6 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3088 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 14 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 3088 = 0.810 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197+61(b/a)^2 \}^2] = 0.7 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (3088/2500)^2 = 12$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3088 \times 14^3 / 10.92) \times 12.206 = 9,471,355 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 3088/30 + 50 = 152.9 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3088 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/3088) = 24$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3088 \times 14^3 / 10.92) \times 24.288 = 1.88E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 432.32 mm 및 1111.68 mm

◎ 검토단면 단면15 : 단면위치 : 86,1/4지점 (교변구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -119.5 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $U = 50.3 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2680 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 12 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2680 = 0.933 \leq 1.5 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ U / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.9 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2680/2500)^2 = 9.2$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2680 \times 12^3 / 10.92) \times 9.193 = 3,898,640 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = 42,666,667 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2680/30 + 50 = 139.3 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2680 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2680) = 28$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2680 \times 12^3 / 10.92) \times 27.985 = 1.19E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로 부터 0.14b 및 0.36b 즉, 375.2 mm 및 964.8 mm

◎ 검토단면 단면4 : 단면위치 : 99,J지점 (정모멘트구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -252.3 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $\nu = 10.1 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3000 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 12 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 3000 = 0.833 \leq 3.0 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ \nu / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.3 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (3000/2500)^2 = 11.52$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3000 \times 12^3 / 10.92) \times 11.52 = 5,468,835 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = \text{####} \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 3000/30 + 50 = 150.0 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 3000 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/3000) = 25$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (3000 \times 12^3 / 10.92) \times 25 = 1.19E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로부터 0.14b 및 0.36b 즉, 420 mm 및 1080 mm

◎ 검토단면 단면17 : 단면위치 : 80,2/4지점 (정모멘트구간)

1) 수직보강재의 설계 (SM400 사용)

- 수평보강재 사용 단수 : $n = 2$
- 복부판의 연섬유 압축응력 : $f = -168.9 \text{ MPa}$
- 복부판의 전단응력 : $u = 10.4 \text{ MPa}$
- 사용 수직보강재의 폭 : $b_{vs} = 200 \text{ mm}$
- 사용 수직보강재의 두께 : $t_{vs} = 16 \text{ mm}$
- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2500 \text{ mm}$
- 복부판의 두께 : $t = 12 \text{ mm}$

① 수직보강재의 간격검토 : (도.설 3.8.5.1)

$$a / b = 2500 / 2500 = 1.000 \leq 3.0 \quad 0.K$$

수평보강재 2 단을 사용하고 $a/b > 0.64$ 이므로

$$(b/100t)^4 [(f/3150)^2 + \{ u / 197 + 61(b/a)^2 \}^2] = 0.085 < 1 \quad 0.K$$

② 수직보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.5.2)

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (2500/2500)^2 = 8$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2500 \times 12^3 / 10.92) \times 8 = 3,164,835 \text{ mm}^4$$

$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 200^3 = \text{####} \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

③ 수직보강재의 최소폭 검토 :

$$b_{min} = 2500/30 + 50 = 133.3 \text{ mm} < b_{vs} = 200.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

④ 수직보강재의 최소두께 검토 :

$$t_{min} = 200 / 13 = 15.4 \text{ mm} < t_{vs} = 16.0 \text{ mm} \quad 0.K$$

2) 수평보강재의 설계 (HSB500 사용)

- 수직보강재의 간격 : $a = 2500 \text{ mm}$
- 상하 양플랜지의 순간격 : $b = 2500 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 폭 : $b_{hs} = 150.0 \text{ mm}$
- 사용 수평보강재의 두께 : $t_{hs} = 12.0 \text{ mm} > t_{min} = b / 16 = 9.380 \text{ mm} \quad 0.K$

① 수평보강재의 강도검토 : (도.설 3.8.6.2)

$$\gamma = 30.0 \times (a/b) = 30.0 \times (2500/2500) = 30$$

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92} \gamma = (2500 \times 12^3 / 10.92) \times 30 = 1.19E+07 \text{ mm}^4$$

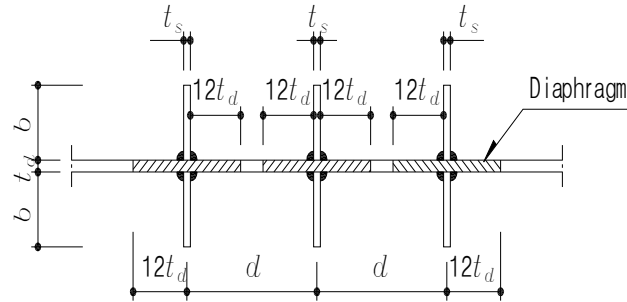
$$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 12 \times 150^3 \times 2 = 2.70E+07 \text{ mm}^4 > I_{(req)} \quad 0.K$$

② 수평보강재의 설치위치 : (도.설 3.8.6.2)

압축측 플랜지로부터 0.14b 및 0.36b 즉, 350 mm 및 900 mm

7.3 지점보강재 설계

◎ 검토단면 단면1 : 단면위치 : 104,3/4지점



- 사용 강종 : HSB500
- 최대지점반력 : $R_{\max} = 3127.626 \text{ kN}$
- 보강재의 폭 : $b = 240.0 \text{ mm}$
- 보강재의 길이 : $l = 3000.0 \text{ mm}$
- 보강재의 두께 : $t_s = 20.0 \text{ mm} > t_{s\min} = b / 16 = 15.0 \text{ mm}$ 0.K
- 보강재의 설치간격 : $d = 300.0 \text{ mm}$
- Diaphragm의 두께 : $t_d = 16.0 \text{ mm}$
- 보강재의 사용열수 : $n = 2 \text{ EA}$
- Diaphragm의 두께 : $d = 300.0 \text{ mm} < 24t_d = 384.0 \text{ mm}$ 이므로

- 단면유효폭: $Be = 2 \cdot 12t_d + 1 \cdot d = 684.0 \text{ mm}$ (도.설 3.8.7.2)

- 보강재의 단면적: $As = 240 \times 20 \times 4 = 19200 \text{ mm}^2$

- 유효단면적: $Ae = 684 \times 16 + 19200 = 30144 \text{ mm}^2 < 1.7As = 32640 \text{ mm}^2$
따라서, 유효단면적 $Ae = 30144 \text{ mm}^2$ (도.설 3.8.7.1)

- Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트:

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b / 12 \times ((b \cdot \cos \Theta)^2 + (t_s \cdot \sin \Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos \Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 684 \times 16^3 / 12 + \{ 20 \times 240 / 12 \times ((240 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 240 \times (240 / 2 \times \cos 0.000 + 16 / 2)^2 \} \times 4 = 406966272 \text{ mm}^4$$

- 단면2차반경: $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} = 116.193 \text{ mm}$

- 유효좌굴길이: $le = 1/2 \cdot l = 1500.0 \text{ mm}$

1) 허용축방향 압축응력 검토 (도.설 3.3.2.1)

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력, f_{cag}

$$le/r = 12.9 \Rightarrow le/r < 14.6 \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cag} = 230.0 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴에 대한 허용응력, f_{cal}

$$b/10.1 = (240) / 10.1 = 23.8 \Rightarrow b/16 \leq t < b/10.1 \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cal} = 166.7 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴을 고려 않은 허용축방향 압축응력 상한값, f_{cao}

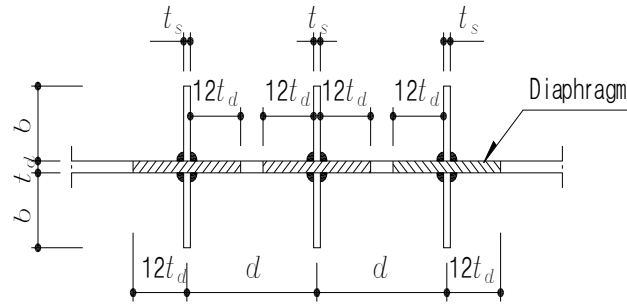
$$\Rightarrow f_{cao} = 230.0 \text{ MPa}$$

: 허용축방향 압축응력, f_{ca}

$$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao} = 166.7 \text{ MPa} \quad f_{ca} = 166.7 \text{ MPa}$$

$$f_c = R_{\max} / Ae = 103.8 \text{ MPa} < f_{ca} = 166.7 \text{ MPa} \quad 0.K$$

◎ 검토단면 단면11 : 단면위치 : 17,J지점



- 사용 강종 : HSB500
- 최대지점반력 : $R_{max} = 11634.299 \text{ kN}$
- 보강재의 폭 : $b = 350.0 \text{ mm}$ - 보강재 각도 : $\alpha = 90.0^\circ$
- 보강재의 길이 : $l = 3700.0 \text{ mm}$ - 계산 각도 : $\Theta = 0.0^\circ$
- 보강재의 두께 : $t_s = 36.0 \text{ mm} > t_{smin} = b / 16 = 21.9 \text{ mm}$ 0.K
- 보강재의 설치간격 : $d = 300.0 \text{ mm}$ - 보강재의 사용열수 : $n = 2 \text{ EA}$
- Diaphragm의 두께 : $t_d = 26.0 \text{ mm}$
- $d = 300.0 \text{ mm} < 24t_d = 624.0 \text{ mm}$ 이므로

- 단면유효폭 : $Be = 2 \cdot 12t_d + 1 \cdot d = 924.0 \text{ mm}$ (도.설 3.8.7.2)
- 보강재의 단면적 : $As = 350 \times 36 \times 4 = 50400 \text{ mm}^2$
- 유효단면적 : $Ae = 924 \times 26 + 50400 = 74424 \text{ mm}^2 < 1.7As = 85680 \text{ mm}^2$
- 따라서, 유효단면적 $Ae = 74424 \text{ mm}^2$ (도.설 3.8.7.1)

- Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트:

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b / 12 \times ((b \cdot \cos \Theta)^2 + (t_s \cdot \sin \Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos \Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 924 \times 26^3 / 12 + \{ 36 \times 350 / 12 \times ((350 \times \cos 0.000)^2 + (36 \times \sin 0.000)^2) + 36 \times 350 \times (350 / 2 \times \cos 0.000 + 26 / 2)^2 \} \times 4 = 2297190952 \text{ mm}^4$$

- 단면2차반경 : $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} = 175.688 \text{ mm}$

- 유효좌굴길이 : $le = 1/2 \cdot l = 1850.0 \text{ mm}$

1) 허용축방향 압축응력 (도.설 3.3.2.1)

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력, f_{cag}

$$le/r = 10.5 \Rightarrow le/r < 14.6 \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cag} = 230.0 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴에 대한 허용응력, f_{cal}

$$b/10.1 = (350) / 10.1 = 34.7 \Rightarrow b/10.1 \leq t \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cal} = 230.0 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴을 고려 않은 허용축방향 압축응력 상한값, f_{cao}

$$\Rightarrow f_{cao} = 230.0 \text{ MPa}$$

: 허용축방향 압축응력, f_{ca}

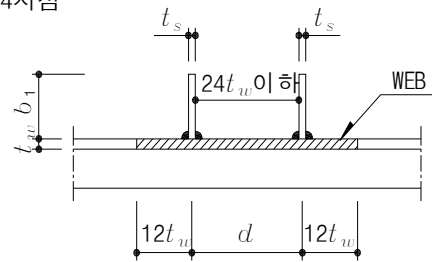
$$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao} = 230.0 \text{ MPa} \quad f_{ca} = 230.0 \text{ MPa}$$

$$f_c = R_{max} / Ae = 156.3 \text{ MPa} < f_{ca} = 230.0 \text{ MPa} \quad 0.K$$

7.4 작업보강재 설계

◎ 교대부검토 단면1 : 단면위치 : 104,3/4지점

- 사용 강종 : HSB500
- 최대지점반력 : $R_d = 2271.537 \text{ kN}$
 $R_l = 1180.106 \text{ kN}$
- 보강재의 폭 : $b = 200.0 \text{ mm}$
- 보강재의 길이 : $l = 1350.0 \text{ mm}$
- 보강재의 두께 : $t_s = 20.0 \text{ mm} > t_{smin} = b / 16 = 12.500 \text{ mm}$ 0.K
- 보강재의 설치간격 : $d = 200.0 \text{ mm}$ (도.설 3.8.7.2)
- 보강재의 사용열수 : $n = 2 \text{ EA}$
- Web의 두께 : $t_w = 12.0 \text{ mm}$



- SHOE 1개소당 JACK UP장치 설치개소: 2 개소

※ 교차받침 교체를위한 보강부재의 설계시 설계반력은 평상시 지점반력을 할증한 값($R_d + 1.5 R_l$) 으
검토한다. (강.상.세 2006 3.4.3)

- 작용하중: $P = (2271.5370825 + 1.5 \times 1180.106) / 2 = 2020.848 \text{ kN}$
- 단면유효폭: $d = 200.0 \text{ mm} < 24t_w = 288.0 \text{ mm}$ 이므로
 $Be = 2 \cdot 12t_w + 1 \cdot d = 488.0 \text{ mm}$
- 보강재의 단면적: $A_s = 200 \times 20 \times 2 = 8000 \text{ mm}^2$
- 유효단면적: $A_e = 488 \times 12 + 8000 = 13856.0 \text{ mm}^2 > 1.7A_s = 13600 \text{ mm}^2$
따라서, 유효단면적 $A_e = 13600 \text{ mm}^2$ (도.설 3.8.7.1)
- 중립축의 위치:

$$Y_o = \Sigma (A \cdot y) / \Sigma A \{ 2 \times (4000 \times 112) + 5856 \times 6 \} / 13600 = 68.466 \text{ mm}$$

- 중립축 둘레의 단면2차모멘트:

$$I = 488 \times 12^3 / 12 + 5856 \times 62.466^2 + (20 \times 200^3 / 12 + 4000 \times 43.534^2) \times 2$$

$$= 64748730.7 \text{ mm}^4$$

- 단면2차반경: $r = \sqrt{\frac{I}{A_e}} = 69.0 \text{ mm}$

- 유효좌굴길이: $l_e = 1/2 \cdot l = 675 \text{ mm}$

1) 허용축방향 압축응력 (25% 할증 적용) (도.설 3.3.2.1)

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력, f_{cag}

$$l_e/r = 9.8 \Rightarrow l_e/r < 14.6 \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cag} = 287.5 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴에 대한 허용응력, f_{cal}

$$b/10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \Rightarrow b/10.1 \leq t \text{ 이므로,}$$

$$\Rightarrow f_{cal} = 287.5 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴을 고려 않은 허용축방향 압축응력 상한값, f_{cao}

$$\Rightarrow f_{cao} = 287.5 \text{ MPa}$$

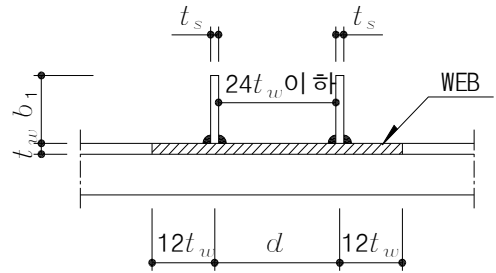
: 허용축방향 압축응력, f_{ca}

$$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao} = 287.5 \text{ MPa} \quad f_{ca} = 287.5 \text{ MPa}$$

$$f_c = R_{max} / A_e = 148.6 \text{ MPa} < f_{ca} = 287.5 \text{ MPa} \quad 0.K$$

◎ 교각부검토 단면11 : 단면위치 : 17, J지점

- 사용 강종 : HSB500
- 최대지점반력 : $R_d = 8422.943 \text{ kN}$
 $R_l = 2697.655 \text{ kN}$
- 보강재의 폭 : $b = 200.0 \text{ mm}$
- 보강재의 길이 : $l = 1600.0 \text{ mm}$
- 보강재의 두께 : $t_s = 28.0 \text{ mm} > t_{smin} = b / 16 = 12.500 \text{ mm}$ 0.K
- 보강재의 설치간격 : $d = 200.0 \text{ mm}$ (도.설 3.8.7.2)
- 보강재의 사용열수 : $n = 2 \text{ EA}$
- Web의 두께 : $t_w = 16.0 \text{ mm}$



- SHOE 1개소당 JACK UP장치 설치개소: 4 개소

※ 교각받침 교체를위한 보강부재의 설계시 설계반력은 평상시 지점반력을 할증한 값($R_d + 1.5 R_l$) 으로 검토한다. (강.상.세 2006 3.4.3)

- 작용하중: $P = (8422.9428 + 1.5 \times 2697.655) / 4 = 3117.356 \text{ kN}$
- 단면유효폭: $d = 200.0 \text{ mm} < 24t_w = 384.0 \text{ mm}$ 이므로
 $Be = 2 \cdot 12t_w + 1 \cdot d = 584.0 \text{ mm}$
- 보강재의 단면적: $A_s = 200 \times 28 \times 2 = 11200 \text{ mm}^2$
- 유효단면적: $A_e = 584 \times 16 + 11200 = 20544.0 \text{ mm}^2 > 1.7A_s = 19040 \text{ mm}^2$
따라서, 유효단면적 $A_e = 19040 \text{ mm}^2$ (도.설 3.8.7.1)
- 중립축의 위치:

$$Y_o = \Sigma (A \cdot y) / \Sigma A_t \{ 2 \times (5600 \times 116) + 9344 \times 8 \} / 19040 = 72.161 \text{ mm}$$

- 중립축 둘레의 단면2차모멘트:

$$I = 584 \times 16^3 / 12 + 9344 \times 64.161^2 + (28 \times 200^3 / 12 + 5600 \times 43.839^2) \times 2 = 97523308.1 \text{ mm}^4$$

- 단면2차반경: $r = \sqrt{\frac{I}{A_e}} = 71.6 \text{ mm}$

- 유효좌굴길이: $l_e = 1/2 \cdot l = 800 \text{ mm}$

1) 허용축방향 압축응력 (25% 할증 적용) (도.설 3.3.2.1)

: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력, f_{cag}

$$l_e/r = 11.2 \Rightarrow l_e/r < 14.6 \text{ 이므로,} \\ \Rightarrow f_{cag} = 287.5 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴에 대한 허용응력, f_{cal}

$$b/10.1 = (200) / 10.1 = 19.8 \Rightarrow b/10.1 \leq t \text{ 이므로,} \\ \Rightarrow f_{cal} = 287.5 \text{ MPa}$$

: 국부좌굴을 고려 않은 허용축방향 압축응력 상한값, f_{cao}

$$\Rightarrow f_{cao} = 287.5 \text{ MPa}$$

: 허용축방향 압축응력, f_{ca}

$$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao} = 287.5 \text{ MPa} \quad f_{ca} = 287.5 \text{ MPa}$$

$$f_c = R_{max} / A_e = 163.7 \text{ MPa} < f_{ca} = 287.5 \text{ MPa} \quad 0.K$$