

I-28

プレートガーダー補剛腹板の座屈設計について

(株) 構研エンジニアリング 正員 田尻 太郎
 (株) 構研エンジニアリング 正員 伊勢 俊之

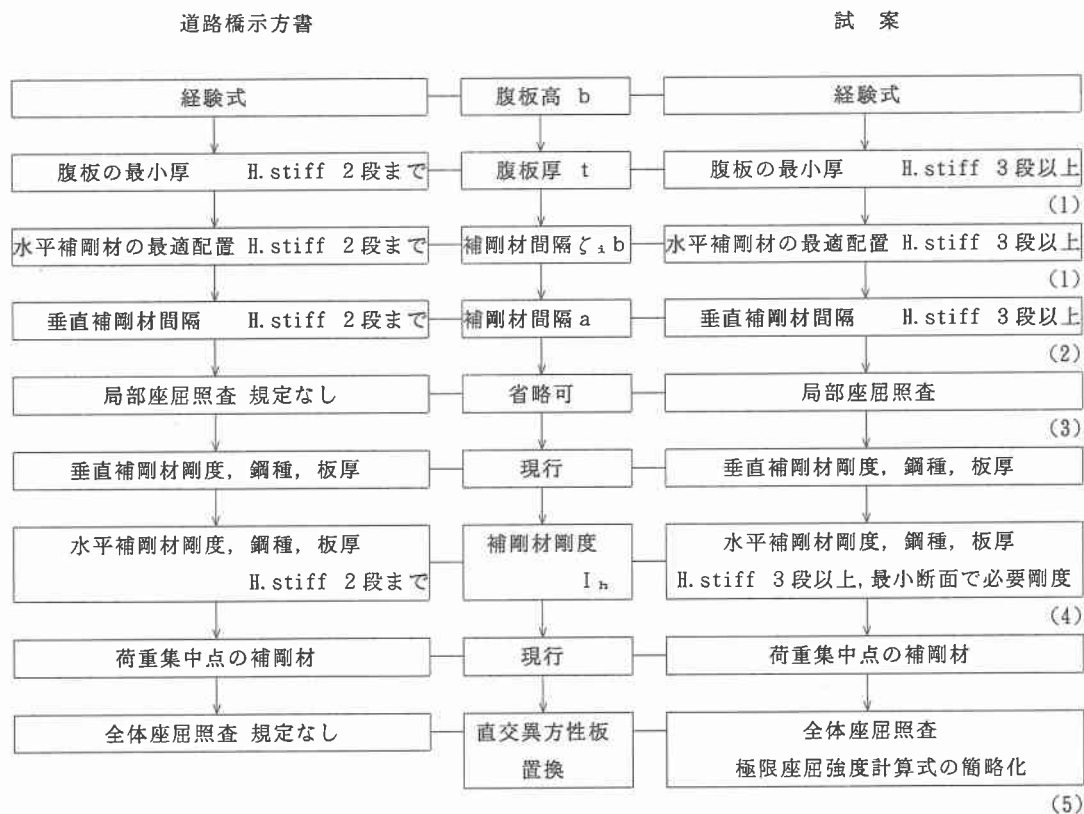
1. はじめに

近年の鋼橋の動向の一つに、工場製作工程の省力化を目指した、省力化橋梁がある。これは、鋼重が多少増加したとしても、複雑な構造を単純化することにより、鋼橋における工場製作の省力化を図り、鋼橋全体のコストダウンを促進することを目的としている。ここで取り扱う鋼橋はこれと異なり、鋼材重量の増加が上部工の製作費のみならず、下部及び基礎工の規模等に大きく影響するような大規模プレートガーダー橋を対象としている。

現行の道路橋示方書¹⁾は腹板設計について、水平補剛材が2段までの場合について規定しているが、現実の長スパン橋梁では、多数の補剛材を用いた腹板を使用して腹板厚を抑え、上部工の軽量化を図っている。

本編は、基本的には線形座屈理論に基づき道示の補剛腹板の設計手順に従い、それを水平補剛材が3段以上の場合に適用し、最後に極限強度を考慮した形²⁾で補剛腹板の全体座屈を照査する試案を示す。

2. 設計手順



About the Stability Design of the Stiffening Web

by Taro TAJIRI and Toshiyuki ISE

フローチャートの(1)~(5)で用いた式を、以下に略述する。

(1) 腹板の最小厚と水平補剛材の最適配置

道示(解. 8.4.5)を、腹板の最小厚 t_i について解くと次式となる。ここで添字 i は、 i 段目と $(i-1)$ 段目水平補剛材に挟まれた、 i 段目単パネルを表すものとする。

$$t_i = \sqrt{b^2 \left(\frac{\zeta_i b}{b} \right)^2 \frac{\nu_{B1} \sigma_{c1}}{(1.378R_i)^2} \left\{ \frac{1 + \phi_i}{4 k_{\sigma i}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \phi_i}{4 k_{\sigma i}} \right)^2 + \left(\frac{\eta_i}{k_{\tau i}} \right)^2} \right\}} \quad (2.1)$$

ただし a : 全体パネルの固定間距離, b : 全体パネルの板幅, α : 全体パネルの辺比, $\alpha = a/b$, t_i : 最小板厚, ζ_i : 腹板幅と単パネル幅の板幅比, ν_{B1} : 必要安全率, σ_{c1} : 圧縮縁応力度, $k_{\sigma i}$: 直応力に関する座屈係数, $k_{\tau i}$: 純せん断に関する座屈係数, ϕ_i : 直応力比, η_i : 直せん断応力比, R_i : 座屈パラメータ, α_i : 単パネルの辺比とする。また、腹板の圧縮縁では基本許容応力度をとり、純曲げを仮定する。示方書の方針に基づき³⁾水平補剛材によって区切られた各単パネルが、座屈するとすれば全て同時であるような、水平補剛材の配置を求める。そのために、腹板と単パネルの幅比 ζ_i を適当に与え、式(2.1)で求まる全ての t_i が等しい ζ_i を求める。実際には二分法による繰り返し計算により、 ζ_i と t_i を定めた。

表-1 腹板の最小板厚(道示.表.8.4.1.に対応)

	鋼種	SS400	SM490Y	SM570
		SM400	SM490	SM520
		SMA400W		SMA490W
水平補剛材を3段用いるとき		b/541	b/464	b/441
水平補剛材を4段用いるとき		b/693	b/595	b/566

表-2 水平補剛材位置(道示.図-8.4.1.に対応)

水平補剛材位置	1段目	2段目	3段目	4段目
水平補剛材を3段用いるとき	0.09b	0.22b	0.38b	
水平補剛材を4段用いるとき	0.07b	0.16b	0.27b	0.42b

※水平補剛材0段~2段の時は、道示に一致する
b : 上下フランジの純間隔

(2) 垂直補剛材間隔の照査式

垂直補剛材間隔の照査式は、道示-式(8.5.1, 8.5.2)を基礎とし、 ζb を最下段の単パネルの板幅とした時、 $b \rightarrow \zeta b$, $\sigma \rightarrow \sigma(\zeta - 0.5)/0.5$, $(b/a) \rightarrow \zeta(b/a)$ と置き換えた式を用いる。

ζ として、(1)の結果を用いて計算した照査式を以下に示す。(1)と同様に、水平補剛材が0~2段の時は、省略した。

1) 水平補剛材を3段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{39,100} \right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{2,100 + 610\beta^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.62 \right) \quad (2.2)$$

$$\left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{39,100} \right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,580 + 810\beta^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.62 \right) \quad (2.3)$$

2) 水平補剛材を4段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{67,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{2,400 + 610\beta^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.58\right) \quad (2.4)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{67,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,810 + 810\beta^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.58\right) \quad (2.5)$$

ただし a : 垂直補剛材間隔, b : 腹板の板幅, t : 腹板の厚さ, σ : 腹板の縁圧縮応力度 (kgf/cm²), τ : 腹板のせん断応力度 (kgf/cm²), $\beta = b/a$: 部分パネルの辺比の逆数, $a/b \leq 1.5$ とする。

(3) 局部座屈照査

道示の設計公式に採用される純応力状態に対し、実応力状態では、腹板厚は最大見積で数%増加するが、実際上無視できる範囲と思われ、局部座屈照査は省略できると考えた。

(4) 水平補剛材剛度, 鋼種, 板厚

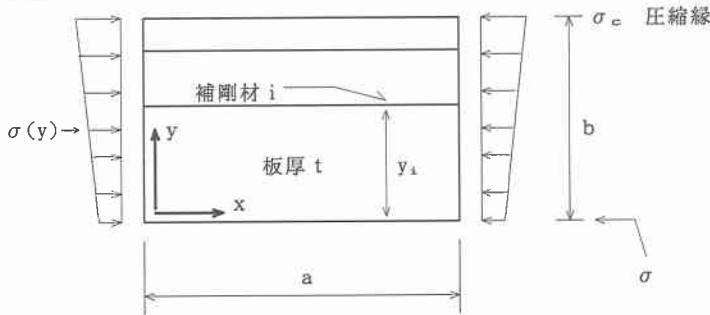


図-1

鋼種, 板厚は示方書に従う。水平補剛材剛度は、次の補剛材の全体座屈微分方程式より座屈係数を算出し評価する³⁾。ただし全ての水平補剛材断面は同一とし、示方書と同じく純曲げ状態で計算する。

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + t \sigma(y) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \sum_i \delta(y_i) \left(EI_n \frac{d^4 w_i}{dx^4} + S_n \sigma(y_i) \frac{d^2 w_i}{dx^2} \right) = 0 \quad (2.6)$$

ここで $\phi = \sigma / \sigma_c$, $\sigma(y) = \sigma_c(1 - \phi)y/b + \phi$, w : 板の面外変位, w_i : $y = y_i$ における板の変位, a : 板の長さ, b : 板幅, t : 板厚, D : 板剛度, EI_n : 水平補剛材剛度, S_n : 水平補剛材断面積, $\delta(y_i)$: $y = y_i$ に載荷された単位の線荷重を表すデルタ関数, 境界条件 : 四辺単純支持とする。

示方書の基本的考えに従い³⁾、部分パネルの単パネルにおいて起きる局部座屈と、部分パネルの全体座屈とが同時に起きるように、水平補剛材の剛度を定める。水平補剛材を最適配置すれば、全ての単パネルが同時に座屈するから、部分パネルの圧縮縁を含む単パネルの座屈係数と、補剛された部分パネルの座屈係数とが等しければ、補剛パネルと全ての単パネルは、同時に座屈する。実際の計算では式(2.6)を10×10程度の二重フーリエ級数で解き、二分法により最小解を探索した。このとき、水平補剛材位置は(1)の結果を用い、次の制約条件を満たすように、水平補剛材の最小断面を定めた。

$$\begin{cases} I_h \geq b t^3 \gamma_{h.req} / 11 & (\text{道示. 8.6.2-(1). 式. 8.6.1}) & (2.7) \\ b_h \leq c t_h & (\text{道示. 3.2.2. 表-3.2.3, 鋼種は母材に準ずる. 道示. 8.6.2-(2)}) & (2.8) \\ I_h = k t_h b_h^3 & (\text{腹板の片側だけに取付なら } k=1/3, \text{ 両面取付なら } k \approx 2/3) & (2.9) \end{cases}$$

ただし I_h : 水平補剛材断面2次モーメント, b_h : 水平補剛材板幅, t_h : 水平補剛材板厚, $\gamma_{h.req}$: 水平補剛材の必要剛比, c : 道示. 表-3.2.3で、局部座屈応力度が基本許容応力度に等しくなる板厚の下限を与える式の分母とする。結果を、無次元化パラメーター α と δ によって表す。ここで α は腹板の辺比, δ は腹板と水平補剛材の断面積比とする。また水平補剛材2段までのときは、示方書に従うものとする。

a : 垂直補剛材間隔, b : 腹板の板幅, t : 腹板の板厚, $\alpha = a/b$, $\delta = b_h t_h / b t$

SS400級

3段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.006$
	$0.1 \leq \alpha \leq 1.0$: $\delta = 0.083\alpha - 0.002$
4段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.007$
	$0.1 \leq \alpha \leq 1.0$: $\delta = 0.092\alpha - 0.002$

SM490級

3段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.007$
	$0.1 \leq \alpha \leq 1.0$: $\delta = 0.102\alpha - 0.003$
4段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.008$
	$0.1 \leq \alpha \leq 0.9$: $\delta = 0.112\alpha - 0.003$

SM520級

3段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.008$
	$0.1 \leq \alpha \leq 1.0$: $\delta = 0.104\alpha - 0.002$
4段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.008$
	$0.1 \leq \alpha \leq 0.9$: $\delta = 0.116\alpha - 0.003$

SM570級

3段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.008$
	$0.1 \leq \alpha \leq 0.9$: $\delta = 0.112\alpha - 0.003$
4段	$\alpha < 0.1$: $\delta = 0.009$
	$0.1 \leq \alpha \leq 0.8$: $\delta = 0.130\alpha - 0.004$

(2.10)

式(2.10)から断面積比 δ を計算すれば、次式により必要剛度を満たす水平補剛材の最小断面寸法を計算できる。

$$\gamma_{h.req} = 11 c \delta^2 (b/t) / 3, \quad \delta = b_h t_h / b t \quad (2.11)$$

$$I_{h.req} = b t^3 \gamma_{h.req} / 11 \quad (2.12)$$

$$I_h = k t_h b_h^3 \quad (2.13)$$

$$I_{h.req} = I_h \quad (2.14)$$

(5) 全体座屈照査

以上(1)～(4)では基本的に線形座屈理論に基づき手順を述べたが、線形理論のみでは危険側の設計になる可能性が報告されているので²⁾⁴⁾、極限座屈強度を考慮した補剛腹板の全体座屈照査を、補剛板の直交異方性板置換に基づき計算式²⁾を安全側に簡略化した形で行う。水平補剛材位置は、(1)と同じとする。

次の手順により極限座屈応力度を計算する

①直交異方性板置換に基づく弾性座屈係数の算定

$$k_c = \alpha^{-2}(D_x/D)^{1/2} \quad \text{ただし } \alpha < 1.0000 \quad (2.15)$$

$$k_b = 0.1581\pi^2 \alpha^{-2}(D_x/D)^{1/2} \quad \text{ただし } \alpha < 0.9036 \quad (2.16)$$

$$k_s = 4.0000 \alpha^{-2}(D_x/D)^{1/2} \quad \text{ただし } \alpha < 1.0000 \quad (2.17)$$

ただし k_c , k_b , k_s : 圧縮, 曲げ, せん断の弾性座屈係数, α : 部分パネルの辺比, E : ヤング率, b : 腹板の板幅, D : 腹板の板剛度, t : 腹板の板厚, D_x : 部分パネルの換算曲げ剛性とする。ここで換算曲げ剛性は、次式により算出する。

$$\begin{aligned} 1) \text{ 圧縮の } D_x &= D + 0.6910(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 1 段} \\ & D + 2.0000(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 2 段} \\ & D + 2.6972(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 3 段} \\ & D + 3.5610(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 4 段} \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ 曲げの } D_x &= D + 1.8441(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 1 段} \\ & D + 4.3701(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 2 段} \\ & D + 14.0893(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 3 段} \\ & D + 19.6148(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 4 段} \end{aligned} \quad (2.19)$$

$$\begin{aligned} 3) \text{ せん断の } D_x &= D + 1.2500(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 1 段} \\ & D + 2.1874(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 2 段} \\ & D + 3.0692(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 3 段} \\ & D + 3.8910(E I_h / b) & : \text{ 水平補剛材 4 段} \end{aligned} \quad (2.20)$$

②直交異方性板置換に基づく弾性座屈応力度の算定

1) σ_{crc} : 圧縮の弾性座屈応力度

$$\sigma_{crc} = k_c \frac{\pi^2}{b^2 t (1 + \delta_h)} \sqrt{D_x D} \quad \begin{matrix} * \delta_h : (n+1) S_h / b t \\ S_h : \text{水平補剛材断面積} \\ n : \text{水平補剛材本数} \end{matrix} \quad (2.21)$$

2) σ_{crb} : 曲げの弾性座屈応力度

$$\sigma_{crb} = k_b \frac{\pi^2}{b^2 t} \sqrt{D_x D} \quad (2.22)$$

3) τ_{crr} : せん断の弾性座屈応力度

$$\tau_{crr} = k_s \frac{\pi^2}{b^2 t} [D_x D^3]^{1/4} \quad (2.23)$$

③極限座屈応力度の算定

1) σ_{ultc} : 純圧縮の極限座屈応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ultc} / \sigma_y &= 1 & : \lambda_c \leq 0.526 \\ &= 1 / (1.9 \lambda_c)^{0.7} & : 0.526 < \lambda_c \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_c^2 & : \sqrt{2} < \lambda_c \end{aligned} \quad (2.24)$$

ただし、

σ_y : 腹板鋼種の基準降伏点

$$\lambda_c = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{crc}}$$

2) σ_{ultb} : 純曲げの極限座屈応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ultb} / \sigma_y &= 1 && : \lambda_b \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_b - 0.6) && : 0.6 < \lambda_b \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_b^2 && : \sqrt{2} < \lambda_b \end{aligned} \quad (2.25)$$

ただし、 $\lambda_b = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{crb}}$

3) τ_{ult} : 純せん断の極限座屈応力度

$$\begin{aligned} \tau_{ult} / \tau_y &= 1 && : \lambda_s \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) && : 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_s^2 && : \sqrt{2} < \lambda_s \end{aligned} \quad (2.26)$$

ただし、 $\tau_y = \sigma_y / 3^{1/2}$, $\lambda_s = \sqrt{\tau_y / \tau_{ocr}}$

安全率は、次式より求める

$$\text{必要安全率は、道示(解.8.4.1) から求める : } \nu_B = 1.25 + (0.30 + 0.15\phi) e^{-4.3\tau} \quad (2.27)$$

実安全率は、補剛板の相関曲線²⁾³⁾を実安全率について解いた式を用いる :

$$s = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{ultc}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{ultb}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ult}}\right)^2}} \quad (2.28)$$

ただし $\sigma_c = \sigma_1(1+\phi)/2$, $\sigma_b = \sigma_1(1-\phi)/2$, $\phi = \sigma_2/\sigma_1$, σ_1 : 腹板の圧縮縁応力 (実応力), σ_2 : 腹板の圧縮縁の反対縁の応力 (実応力), τ : 腹板のせん断応力 (実応力) とする。

3. まとめ

3段以上の補剛材を有する腹板の設計手順を、鋼道路橋示方書の設計手順に準ずる形で定式化した。また、極限強度を考慮した、直交異方性板置換による補剛腹板の全体座屈照査式を、設計の便を考慮して安全側に簡略化して与えた。

参考文献

- 1) 鋼道路橋示方書・同解説, 日本道路協会, 平成6年2月.
- 2) 土木学会鋼構造委員会座屈設計のガイドライン作成小委員会, 座屈設計ガイドライン, 第8章~9章, 日本土木学会, 昭和62年10月.
- 3) 渡辺昇, 橋梁工学, 第3章~4章, 朝倉書店, 1990年10月.
- 4) 小松定夫, 鋼構造の補剛設計, 第4章, 森北出版, 1982年6月.