

二軸応力を受ける一方向に補剛された圧縮補剛板の設計法に関する研究

A DESIGN APPROACH OF STIFFENED PLATES SUBJECTED TO BIAXIAL IN-PLANE FORCES

熊谷洋司* 井浦雅司** 吉田俊二***

by Yohji KUMAGAI and Masashi IURA and Shunji YOSHIDA

A design method for longitudinally stiffened plates subjected to biaxial in-plane forces is presented in this paper. Attention is focused in establishing the design method consistent with the Japanese Specification for Highway Bridges. Since the exact elastic buckling force of the stiffened plates takes a complicated form, we derive the explicit form for the approximated elastic buckling force of the stiffened plates. The approximated ultimate strength of the stiffened plates subjected to biaxial in-plane forces is derived by utilizing the ultimate strength curve proposed in the Japanese Specifications for Highway Bridges. Following the commonly used procedure, we obtain the formulae for a required flexural rigidity of the longitudinally stiffened plates. In the numerical examples, a comparison for the required flexural rigidity is made between the present results and those derived by using the ultimate strength curve of the BS 5400 part 3.

1. はじめに

近年、幅員の広いアーチ系鋼床版橋や上下部一体構造の鋼橋が増加している。これらの構造形式をもつ橋梁の応力状態を考えると、前者の構造形式では、鋼床版部に橋軸方向と幅員方向の2方向圧縮応力が作用する場合がある。一方、後者の構造形式でもその剛結構造部位に着目すると、例えば図-1に示すような門型脚に主桁が剛結される場合には、主桁下フランジ側に2方向圧縮応力が作用することになる。通常、このような応力状態においては2方向に補剛材を配置することが多いが、高力ボルト継手等の制約から1方向にしか補剛材を配置できない場合が生じる。この場合、1方向に補剛された圧縮補剛板は2方向より圧縮応力を受けることになるが、このような条件下における補剛板の設計法については、北田^{(1), (2), (3)}らにより研究は始められたが、未だ確立されたものはなく、検討の余地が残されている。

さて、2方向面内圧縮応力作用下の無補剛板（以下単一パネルと呼ぶ）や補剛板（以下部分パネルと呼ぶ）に関する極限強度の研究は最近盛んに行われつつある^{(1), (2), (3), (4), (7), (8), (9), (10)}が、これらの諸研究は、文献(9)、(10)を除き、2方向圧縮応力の特別な場合としての1方向圧縮応力作用下を考えた時、現在我が国の設計基準として広く用いられている道路橋示方書；同解説⁽⁶⁾（以下道示と呼ぶ）、に適合しない点が多々存在している。このことは実務に携わる設計者に混乱を招く恐れがあり、そのような研究成果を直接実務に応用することは難しい。

* 工修 三菱重工業(株)横浜製作所 鉄構技術部 (〒231 横浜市中区錦町12番地)

** 工博 東京電機大学助教授 理工学部建設工学科 (〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

*** 三菱重工業(株)横浜製作所 鉄構技術部 (〒231 横浜市中区錦町12番地)

そこで本研究においては、道示の3章2節「圧縮応力を受ける板及び補剛板」で述べられている強度式を基に、これを2方向圧縮補剛板に拡張・適用し、道示と全く同様の設計思想により2方向圧縮応力を受ける単一パネルの強度式及び縦方向補剛材の所要剛度算定式を提案している。さらにここで提案している強度式の他に、既存の強度式を用いた時の縦方向補剛材の所要剛度を計算し、それらの結果について比較検討を行った。

2. 座屈係数の近似解の誘導

本報告では、道示と同様に耐力パラメータとして等価幅厚比を用いる。このため弾性座屈係数の近似解を誘導する。なお構造系、座標系及び基本的な記号の説明を以下に示す。

- σ_x : x方向面内応力
- σ_y : y方向面内応力
- ρ : 応力比 $= \sigma_y / \sigma_x$
- σ_Y : 鋼の最低保証降伏強度
- b_i : 単一パネル幅
- a : パネル長
- A_j : 第j番目の縦方向補剛材の断面積
- I_j : 第j番目の縦方向補剛材の補剛板表面に関する断面2次モーメント
- $I_{req.}$: 縦方向補剛材一本当たりの所要剛度
- t : 補剛板板厚
- b : 部分パネル幅
- S : 単一パネル数
- α : アスペクト比 $= a / b$

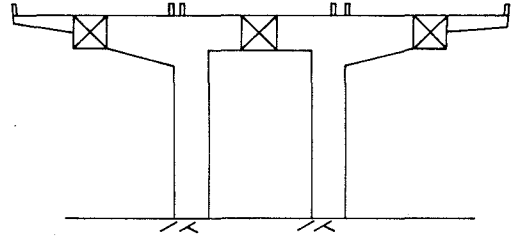


図-1 上下部一体構造橋梁例

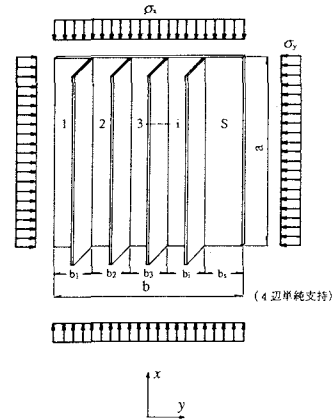


図-2 部分パネル構造モデル図

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\delta_j = \frac{A_j}{bt}$$

$$\gamma_j = \frac{EI_j}{bD}$$

E : 鋼のヤング係数

ν : 鋼のポアソン比

m : x方向座屈半波形数

n : y方向座屈半波形数

f_x : 単一パネルの座屈係数 (x方向)

K_x : 部分パネルの座屈係数 (x方向)

τ_{xcr} : 単一パネルのx方向座屈応力度

τ_{ycr} : 単一パネルのy方向座屈応力度 $= \rho \tau_{xcr}$

σ_{xcr} : 部分パネルのx方向座屈応力度

σ_{ycr} : 部分パネルのy方向座屈応力度 $= \rho \sigma_{xcr}$

$$R_R : \text{単一パネルの等価幅厚比} = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\tau_{xcr}}} = \frac{b}{St} \sqrt{(\sigma_Y/E) \cdot 12(1-\nu^2)/(\pi^2 f_x)}$$

$$R_F : \text{部分パネルの等価幅厚比} = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{xcr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{(\sigma_Y/E) \cdot 12(1-\nu^2)/(\pi^2 K_x)}$$

σ_{cx} : 単一パネルの終局時におけるx方向強度

σ_{cy} : 単一パネルの終局時におけるy方向強度

なお、圧縮応力を正とし、 $\sigma_x > 0$ とする。

(1) 部分パネルの座屈係数近似解の誘導

文献(9)において実構造物における補剛材配置を考慮した時、部分パネルの座屈応力は、モード間の連成を無視しても実用上ほとんど問題のないことを示した。よって縦方向補剛材の剛度及び断面積が部分パネル内で一定 ($\gamma = \gamma_i$ 、 $\delta = \delta_i$) と仮定すれば、 K_x は以下の式で与えられる^{(1)・(9)}。

$$K_x = \frac{n^2 [(m/\alpha n + \alpha n/m)^2 + (m/\alpha n)^2 S\gamma]}{1 + S\delta + \rho(\alpha n/m)^2} \quad (1)$$

なお $\sigma_{xcr} = K_x D \pi^2 / (b^2 t)$ である。さて、ここで K_x の近似式を求めるに当たり以下の不等式を仮定する。

$$(i) K_x > 0, (ii) S\gamma > 3 \quad (2)$$

(i) は圧縮応力が作用する方向に補剛材を入れるという思想に基づいている。(ii) は補剛材の最少本数である $S=2$ の時、 $\gamma > 1.5$ を示しており、通常の範囲では何ら一般性を失うことは無い。次に座屈モードの違いにより ρ の範囲を以下のように 3 ケースに分けて考えることとする。

$$(A) \rho \geq \frac{1+S\delta}{2} \quad (B) \frac{1+S\delta}{2} \geq \rho \geq \frac{2(1+S\delta)}{1+S\gamma} \quad (C) \frac{2(1+S\delta)}{1+S\gamma} \geq \rho$$

ここで式(2) より $S\gamma > 3$ であるから $(1+S\delta)/2 > 2(1+S\delta)/(1+S\gamma)$ は常に成立する。

$$(A) \rho \geq \frac{1+S\delta}{2} \text{ の場合}$$

まず、 $\sigma_{xcr} = K_x^* D^{**}$ とおく。ここに $K_x^* = K_x \alpha^2$ 、 $D^{**} = \pi^2 D / a^2 t$ である。この範囲内においては、 $m=1$ の時、 K_x は最小値を取ることがわかる。よって K_x^* において、 $m=1$ とおくと、

$$K_x^* = \frac{(1+X)^2 + S\gamma}{1+S\delta + \rho X}, X = (\alpha n)^2 \quad (3)$$

となる。 $\rho \geq (1+S\delta)/2$ の範囲内で、 K_x^* を最小とする X の値を X_0 とおくと、

$$X_0 = \frac{-(1+S\delta) + \sqrt{(1+S\delta)^2 + \rho \{ \rho(1+S\gamma) - 2(1+S\delta) \}}}{\rho}$$

と求まる。よって $\alpha \geq \sqrt{X_0}$ の時は、 $X = \alpha^2$ とおき、一方 $\alpha \leq \sqrt{X_0}$ の時は、 $X = X_0$ において、 K_x^* を近似することにする。すなわち、

$$(A \cdot 1) \alpha \geq \sqrt{X_0} \text{ の時}$$

$$K_x^- = \frac{(1+\alpha^2)^2 + S\gamma}{\alpha^2(1+S\delta + \rho \alpha^2)} \quad (4)$$

$$(A \cdot 2) \sqrt{X_0} \geq \alpha \text{ の時}$$

$$K_x^- = \frac{(1+X_0)^2 + S\gamma}{\alpha^2(1+S\delta + \rho X_0)} \quad (5)$$

ここに、 $(\quad)$ は近似であることを示す。

$$(B) \frac{1+S\delta}{2} \geq \rho \geq \frac{2(1+S\delta)}{1+S\gamma} \text{ の場合}$$

この範囲内では、 α が小さい時には、 K_x の最小値は $m=1$ の時に生じ、一方、 α が大きくなると、 K_x の最小値は $n=1$ の時に生じる。そこで、 K_x において、 $n=1$ とおき、以下の式を考える。

$$K_x = \frac{(1+X)^2 + S\gamma}{(1+S\delta)X + \rho X^2}, X = \left(\frac{\alpha}{m}\right)^2 \quad (6)$$

ここで、 K_x の最小値を与える X の値を X_1 とおくと、以下のように求まる。

$$X_1 = \frac{\rho(1+S\gamma) + \sqrt{\rho^2(1+S\gamma)^2 + (1+S\delta - 2\rho)(1+S\delta)(1+S\gamma)}}{1+S\delta - 2\rho} \quad (7)$$

ここで、 X_1 と X_0 の大小関係を調べると、 $X_1 > X_0$ となることから、 K_x の値は以下のように近似される。

$$(B \cdot 1) \alpha \geq \sqrt{X_1} \text{ の時}$$

$$K_x^- = \frac{(1+X_1)^2 + S\gamma}{(1+S\delta)X_1 + \rho X_1^2} \quad (8)$$

(B・2) $\sqrt{X_1} \geq \alpha \geq \sqrt{X_0}$ の時

$$\overline{K_x} = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + S \gamma}{\alpha^2(1 + S\delta + \rho \alpha^2)} \quad \dots\dots\dots (9)$$

(B・3) $\sqrt{X_0} \geq \alpha$ の時

$$\overline{K_x} = \frac{(1 + X_0)^2 + S \gamma}{\alpha^2(1 + S\delta + \rho X_0)} \quad \dots\dots\dots (10)$$

(C) $\frac{2(1 + S\delta)}{1 + S\gamma} \geq \rho$ の場合

式(2)に示した条件式(i)の下では、 K_x の最小値は $n=1$ の時に生じることから、 K_x は以下のように近似される。

(C・1) $\alpha \geq \sqrt{X_1}$ の時

$$\overline{K_x} = \frac{(1 + X_1)^2 + S \gamma}{(1 + S\delta)X_1 + \rho X_1^2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

(C・2) $\sqrt{X_1} \geq \alpha$ の時

$$\overline{K_x} = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + S \gamma}{\alpha^2(1 + S\delta + \rho \alpha^2)} \quad \dots\dots\dots (12)$$

以上、本報告で提案した K_x の近似式(4)～(12)の妥当性を示すために、図-3において、様々なパラメータの下における厳密な値を実線で、近似値を点線で示した。これより、近似値 $\overline{K_x}$ は K_x の最小値を良く近似していることがわかる。

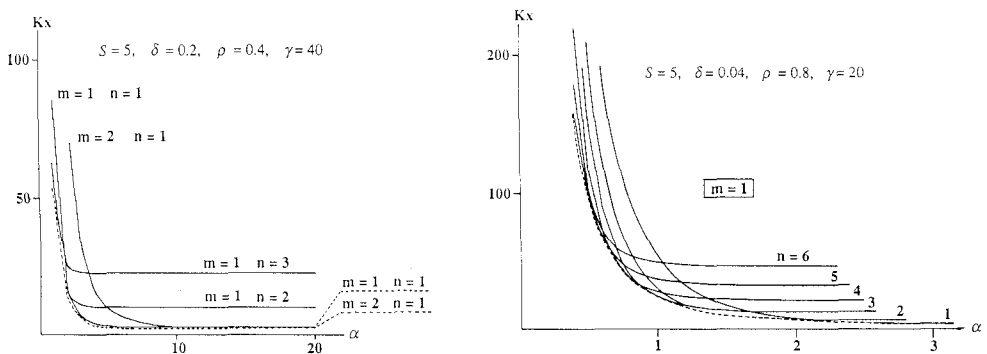


図-3 K_x の近似式

(2) 単一パネルの座屈係数値の近似解

単一パネルの座屈係数値 f_x は(1)式で $n=S$ 、 $\gamma=\delta=0$ とおくことにより、式(13)で与えられる。

$$f_x = (m/\alpha S + \alpha S/m)^2 / (1 + \rho (\alpha S/m)^2) \quad \dots\dots\dots (13)$$

なお、 $\tau_{xcr} = f_x D \pi^2 S^2 / (b^2 t)$ である。式(13)で $X = \alpha s/m$ とおき、 f_x の最小値を求めると式(14)～(16)を得る。

(i) $\rho < 1/2$ の時、

$$S\alpha \leq \frac{1}{\sqrt{1-2\rho}} \text{ の時: } f_x = \frac{(1 + S^2 \alpha^2)^2}{S^2 \alpha^2 (1 + \rho S^2 \alpha^2)} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$S\alpha > \frac{1}{\sqrt{1-2\rho}} \text{ の時: } f_x = 4(1 - \rho) \quad \dots\dots\dots (15)$$

(ii) $\rho \geq 1/2$ の時、

$$f_x = \frac{(1 + S^2 \alpha^2)^2}{S^2 \alpha^2 (1 + \rho S^2 \alpha^2)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ところで $\rho < 1/2$ の範囲では、式(14)で定義される f_x は式(15)で定義される f_x よりも常に大きいことか

ら、この範囲で $f_x = 4(1 - \rho)$ としても安全側の評価が得られる。また $\rho \geq 1/2$ の範囲では、実橋の補剛材間隔を考えると、 $\alpha s \gg 1$ であり、 f_x は $1/\rho$ に収束することから、以下の式により f_x を近似する。

(i) $\rho < 1/2$ の時: $f_x = 4(1 - \rho)$ (17)

(ii) $\rho \geq 1/2$ の時: $f_x = 1/\rho$ (18)

上記の近似式の妥当性を示すために 3 つの応力比に対し、厳密解との比較を図-4 に示す。

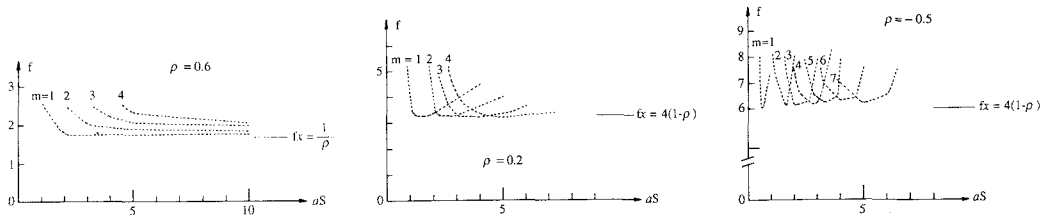


図-4 f_x の近似式

3. 設計式の誘導.

2 方向圧縮応力をうける 1 方向に補剛された補剛板の設計に当り、2 方向圧縮応力下においても、パネル製法とその精度基準が 1 方向のものと変わらないことから、溶接残留応力や初期変形等の初期不整の影響が、1 方向圧縮応力作用時と同一であると仮定する。この時、道示で与えられているパネルの強度式と縦方向補剛材の所要剛度式を準用することにすれば、それらは以下のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cx} &= \sigma_y & (R_R \leq 0.5) \\ \sigma_{cx} &= (1.5 - R_R) \sigma_y & (0.5 < R_R \leq 1.0) \\ \sigma_{cx} &= 0.5/R_R^2 \sigma_y & (R_R > 1.0) \end{aligned} \right\} \text{..... (19)}$$

$$\left. \begin{aligned} R_F &\leq 0.5 & (R_R \leq 0.5) \\ R_F &\leq R_R & (R_R > 0.5) \end{aligned} \right\} \text{..... (20)}$$

ここで、道路橋示方書の設計思想を要約すれば、以下の通りである。

(i) 圧縮補剛板の許容応力度

道路橋の圧縮補剛板の単一パネルのアスペクト比は、一般に十分大きいと考えられるため、その座屈係数 f_x を 4 とし、これを等価幅厚比 R_R に代入し式(19)を用い、これを安全率 1.7 で除すことにより許容応力度を得ている。

(ii) 縦方向補剛材の所要剛度

式(20)で与えられる部分パネルの所要強度式は、部分パネルと単一パネルの強度が同一の耐荷力曲線で定義できるという仮定のもとで、部分パネルの強度を単一パネルの強度以上にするという式である。すなわち、縦方向補剛材の所要剛度は、単一パネルの許容応力度が局部座屈で低減される範囲では、部分パネルの理想座屈応力が単一パネルの理想座屈応力以上であればよく、単一パネルの強度が鋼の降伏強度で決定される場合は、部分パネルの降伏強度が単一パネルのそれよりも大きければ良いという考え方に基づいている。

以上の設計思想は様々な問題点を含んでいるものの、実際の構造物の設計に広く適用されている。

次に、2 方向圧縮応力を受ける 1 方向に補剛された単一パネルの x 方向許容応力度については、式(17)、(18)で与えられる 2 方向圧縮応力下の単一パネルの座屈係数値 f_x を、式(19)における単一パネルの等価幅厚比 R_R に代入し、強度を安全率 1.7 で除すことにより、表-1 で与えられる。なお、ここに f は $f_x/4$ である。

表-1 単一パネルの許容応力度

鋼 種	局部座屈に対する許容応力度 (kgf/cm ²)	
SS400	1400	: [$\frac{b}{28S\sqrt{f}} \leq t$]
SM400	1400-25 { $b/(St\sqrt{f})-28$ }	: [$b/(56S\sqrt{f}) \leq t < b/(28S\sqrt{f})$]
SMA400W	2200000 (St/b) ² f	: [$b/(80S\sqrt{f}) \leq t < b/(56S\sqrt{f})$]
SM490	1900	: [$\frac{b}{24S\sqrt{f}} \leq t$]
	1900-39 { $b/(St\sqrt{f})-24$ }	: [$b/(48S\sqrt{f}) \leq t < b/(24S\sqrt{f})$]
	2200000 (St/b) ² f	: [$b/(80S\sqrt{f}) \leq t < b/(48S\sqrt{f})$]
SS490Y	2100	: [$\frac{b}{22S\sqrt{f}} \leq t$]
SM520	2100-45 { $b/(St\sqrt{f})-22$ }	: [$b/(46S\sqrt{f}) \leq t < b/(22S\sqrt{f})$]
SMA490W	2200000 (St/b) ² f	: [$b/(80S\sqrt{f}) \leq t < b/(46S\sqrt{f})$]
SM570	2600	: [$\frac{b}{22S\sqrt{f}} \leq t$]
SMA570W	2600-67 { $b/(St\sqrt{f})-22$ }	: [$b/(40S\sqrt{f}) \leq t < b/(22S\sqrt{f})$]
	2200000 (St/b) ² f	: [$b/(80S\sqrt{f}) \leq t < b/(40S\sqrt{f})$]

以上の結果より、式 (4)、(5)、(8)、(9)、(10)、(11)、(12) で与えられる座屈係数 K_x を、部分パネルの等価幅厚比内の K_x に代入し、式(20)を適用することにより、2方向圧縮応力を受ける1方向にのみ補剛する場合の縦方向補剛材の所要剛度 γ_{req} を以下の式で得る。

(i) $\rho \geq \frac{1+S\delta}{2}$ の時、

$$\alpha \geq \sqrt{X_0} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq (1+S\delta+\rho\alpha^2)f_x\alpha^2(t_0/t)^2S-(1+\alpha^2)^2/S \quad (21)$$

$$\alpha < \sqrt{X_0} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq \frac{\rho^2}{4} \cdot f_x^2\alpha^4(t_0/t)^4S^3+f_x\alpha^2(t_0/t)^2S(1+S\delta-\rho) \quad (22)$$

(ii) $\frac{1+S\delta}{2} > \rho \geq \frac{2(1+S\delta)}{1+S\gamma}$ の時、

$$\alpha \geq \sqrt{X_1} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq \frac{\{(1+S\delta)f_xS^2(t_0/t)^2-2\}^2}{4S\{1-\rho f_xS^2(t_0/t)^2\}} - \frac{1}{S} \quad (23)$$

$$\sqrt{X_1} > \alpha \geq \sqrt{X_0} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq (1+S\delta+\rho\alpha^2)f_x\alpha^2(t_0/t)^2S-(1+\alpha^2)^2/S \quad (24)$$

$$\alpha < \sqrt{X_0} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq \frac{\rho^2}{4} f_x^2\alpha^4(t_0/t)^4S^3+f_x\alpha^2(t_0/t)^2S(1+S\delta-\rho) \quad (25)$$

(iii) $\rho < \frac{2(1+S\delta)}{1+S\gamma}$ の時

$$\alpha \geq \sqrt{X_1} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq \frac{\{(1+S\delta)f_xS^2(t_0/t)^2-2\}^2}{4S\{1-\rho f_xS^2(t_0/t)^2\}} - \frac{1}{S} \quad (26)$$

$$\alpha < \sqrt{X_1} \text{ の時: } \gamma_{req} \geq (1+S\delta+\rho\alpha^2)f_x\alpha^2(t_0/t)^2S-(1+\alpha^2)^2/S \quad (27)$$

なお、 t_0 は R_R が 0.5 となる場合の板厚であり、その値は表-2 で与えられ、 $t < t_0$ の時は以上の式で $(t_0/t) = 1$ とおくことにする。

表-2 t_0 の値

銅 種	SS400, SM400 SMA400W	SM490	SM490Y, SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
板 厚	$\frac{b}{56S \sqrt{f_x}}$	$\frac{b}{48S \sqrt{f_x}}$	$\frac{b}{46S \sqrt{f_x}}$	$\frac{b}{40S \sqrt{f_x}}$

4. 考察

(1) 単一パネルの強度

前章においては、道示の強度式を準用することにより、2軸応力作用下における単一パネルの許容応力度と縦方向補剛材所要剛度を導いた。ここでは強度式を求めるために $\rho = \frac{\sigma_y}{\sigma_x}$ の関係式を式(17)、(18)、(19)に代入し、その結果を表-3に示す。次に、本提案式と比較するために、表4に既存の単一パネルの強度相関関係を示し、4.(2)ではこれらの結果を基に、縦方向補剛材の所要剛度式を求め、本提案式による結果との比較検証を行なう。

表-3 本定式化における強度相関式

範 囲	適用式
$\frac{b}{St} \leq 0.672 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$\sigma_x \geq 2\sigma_y$ の範囲: $\sigma_x = \sigma_y$ $2\sigma_y > \sigma_x \geq 0.5\sigma_y$: $\sigma_y = 2(1.5 - \frac{\sigma_x}{\sigma_y})^2 \sigma_x$ $\sigma_x < 0.5\sigma_y$: $\sigma_y = \sigma_x$
$0.672 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} < \frac{b}{St} \leq 0.951 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$\sigma_x \geq \frac{\sigma_y}{1 - 1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2}$: $\sigma_x = \sigma_y$ $\frac{\sigma_y}{1 - 1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2} > \sigma_x \geq 2\sigma_y$: $\sigma_y = \sigma_x - \frac{\sigma_x}{(\sigma_x - 1.5\sigma_y)^2} \cdot 0.277 \frac{\sigma_y^3}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$ $2\sigma_y > \sigma_x \geq 1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$: $\sigma_y = 0.904 \frac{E}{\sigma_y} \left(1.5 - \frac{\sigma_x}{\sigma_y}\right)^2 \sigma_x \left(\frac{St}{b}\right)^2$ $\sigma_x < 1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$: $\sigma_y = 0.452E \left(\frac{St}{b}\right)^2$
$0.951 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} < \frac{b}{St} \leq 1.344 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$\sigma_x \geq 2\sigma_y$: $\sigma_y = \sigma_x - \frac{0.277\sigma_x}{(\sigma_x - 1.5\sigma_y)^2} \cdot \frac{\sigma_y^3}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$ $1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2 < \sigma_x < 2\sigma_y$: $\sigma_y = 0.904 \frac{E}{\sigma_y} \left(1.5 - \frac{\sigma_x}{\sigma_y}\right)^2 \sigma_x \left(\frac{St}{b}\right)^2$ $\sigma_x < 1.106 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$: $\sigma_y = 0.452E \left(\frac{St}{b}\right)^2$
$1.344 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} < \frac{b}{St} \leq 1.901 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$\sigma_x \geq \frac{\sigma_y}{1 - 0.277 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2}$: $\sigma_y = \sigma_x - \frac{0.277\sigma_x}{(\sigma_x - 1.5\sigma_y)^2} \cdot \frac{\sigma_y^3}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$ $\frac{\sigma_y}{1 - 0.277 \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2} > \sigma_x \geq 2\sigma_y$: $\sigma_y = \sigma_x - 0.553 \frac{\sigma_x^2}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2$ $\sigma_x < 2\sigma_y$: $\sigma_y = 0.452E \left(\frac{St}{b}\right)^2$
$\frac{b}{St} > 1.901 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$\sigma_x \geq 2\sigma_y$: $\sigma_y = \sigma_x - 0.553 \frac{1}{E} \left(\frac{b}{St}\right)^2 \sigma_x^2$ $\sigma_x < 2\sigma_y$: $\sigma_y = 0.452E \left(\frac{St}{b}\right)^2$

表-4 既存の強度式

範囲	$\left\{ b/st \leq 0.500 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \right\}$	$\left\{ 0.500 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} < b/st \leq 1.000 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \right\}$	$\left\{ b/st > 1.000 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \right\}$
BS	$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_Y} \right)^2 = 1$	$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^2 + 2.639 \left(\frac{b}{st} \right)^{1.4} \frac{\sigma_y}{E^{0.7} \sigma_Y^{1.3}} = 1$	$\frac{1}{\sigma_Y^{1.3} E^{0.7}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.4} \{ \sigma_x^2 + 2.639 \sigma_y^2 \} = 1$
Valsgård	$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^{-0.25} \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_Y^2} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_Y^2} = 1$	$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^{-0.4061} \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_Y^{1.65} E^{0.35}} \left(\frac{b}{st} \right)^{0.70} + 2.639 \frac{\sigma_y^2}{\sigma_Y^{1.30} E^{0.70}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.40} = 1$	$\frac{\sigma_x}{\sigma_Y^{0.65} E^{0.35}} \left(\frac{b}{st} \right)^{0.70} - 0.4061 \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_Y^{1.30} E^{0.70}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.40} + 2.639 \frac{\sigma_y^2}{\sigma_Y^{1.30} E^{0.70}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.40} = 1$
Faulkner	$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_Y} \right)^2 = 1$	$\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} + 2.639 \frac{\sigma_y^2}{\sigma_Y^{1.30} E^{0.70}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.40} = 1$	$\frac{\sigma_x}{\sigma_Y^{0.65} E^{0.35}} \left(\frac{b}{st} \right)^{0.70} + 2.639 \frac{\sigma_y^2}{\sigma_Y^{1.30} E^{0.70}} \left(\frac{b}{st} \right)^{1.40} = 1$

表-3 と表-4 とを比較することにより、次のことがわかる。

- (i) $\rho = 0$ の場合、道示では b/st が $0.951 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}}$ より小さい範囲で $\sigma_x = \sigma_y$ となるのに対し、表-4 に示す既存の強度式では $\sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}}$ より小さい範囲内で $\sigma_x = \sigma_y$ である。従って $0.951 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} < \frac{b}{st} < 1.000 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}}$ の範囲内で、既存の強度式は道示のそれとは異なるものとなる。
- (ii) 表-4 では、 b/st が小さい範囲、すなわち相対的に補剛板の板厚が厚い範囲内でも、微小な σ_y が作用することにより強度低下がきたされる。

本報告では、3章の始めに述べたように道示の強度式を準用している。既存の実験結果では、主に鋼床版を対象としているため、等価幅厚比が比較的大きく、かつ2軸応力作用下における終局強度式を誘導するには実験数も多くはない。この点については、追って詳細な実験を行なうつもりである。一方、表-4 に示される既存の強度式を用いた場合には、国内の道路橋への適用を考えた時、2方向圧縮補剛板と、その特別な場合としての1方向圧縮補剛板の設計の連続性・整合性がとれなくなる不都合が生じることが明らかとなった。

(2) 縦方向補剛材の所要剛度

3章で示した縦方向補剛材の所要剛度式を基に、様々な応力比における板厚と $I_{req.}$ との関係について考える。またここでは単一パネルの強度式として表-4に示すBS5400の式を用いた場合についても考え、本報告の結果と比較検討を行なっている。

例題として取り上げた寸法は、 $a = 3000\text{mm}$ 、 $b = 6 @ 350 = 2100\text{mm}$ であり、この時の所要縦リブ剛度を図-5～図-8に示す。これらの図より以下のことがわかる。

- 1) $\rho = 0$ では、等価幅厚比の小さい範囲で、BSを用いた場合の縦方向補剛材の所要剛度が本提案式のそれよりも小さくなる。これはBSでは強度が低減される等価幅厚比が道示のそれよりも大きいためである。
なお、 $\rho = 0$ であるから、本提案式の結果は道示の結果と全く同一である。
- 2) $\rho \neq 0$ では、板厚が増えるとBSを用いた場合の縦方向補剛材の所要剛度が本提案式より大幅に大きくなる。

これらの傾向は表-4に示すBS以外の強度式を用いた場合にも同様であり、この理由としては等価幅厚比の小さい範囲において強度式上で塑性の影響が陽に考慮されておらず、限界等価幅厚比が定まらないためと考えられる。

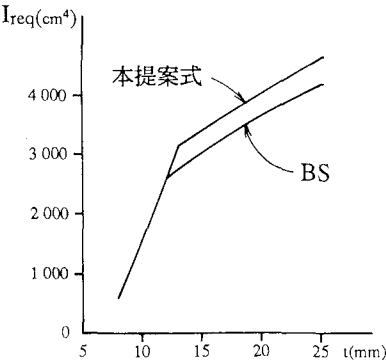


図-5 $\rho = 0$ SS400

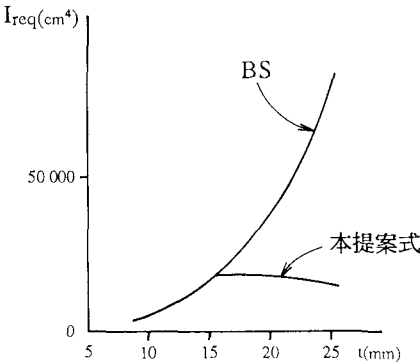


図-6 $\rho = 0.4$ SS400

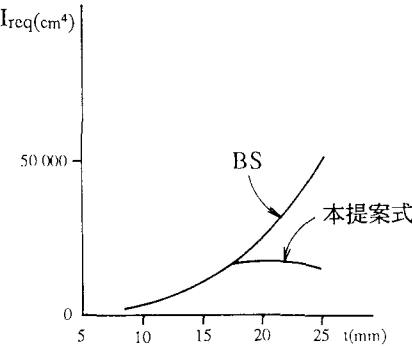


図-7 $\rho = 0.2$ SM490

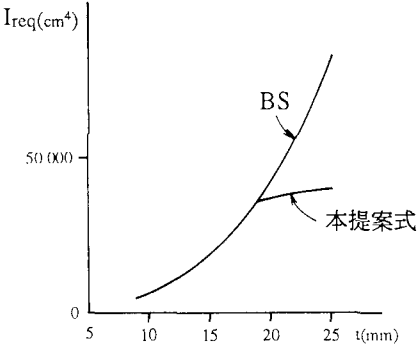


図-8 $\rho = 0.4$ SM490

5. おわりに

本報告では、道示の思想に基づき、2方向圧縮応力下における1方向に補剛された補剛板の設計式を提案した。また本報告で与えられる強度式と既存のそれとを比較検討した結果、既存の強度式においては、等価幅厚比が小さい範囲においても、微小な σ_y により強度低下が見られることがわかった。これらの差異については今後予定している一連の実験により検証する。

また、縦方向補剛材の所要剛度式を陽な形で提案し、代表的なモデルについて数値検討を行なった。これらの提案式の妥当性についても、今後、数値的のみならず実験的な検証を行なう予定である。

なお、本研究は鋼橋技術研究会設計部会平成3年度成果を発展させたものであり、本研究会に謝辞を述べる。また、本研究の一部は東京電機大学総合研究所（課題番号：Q92M-39）より補助を受けた。

参考文献

- (1) 北田俊行・中井 博・宮坂佳洋・古田富保・奉野啓示：補剛材方向に引張力，補剛材直角方向に圧縮力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 36A，土木学会 pp135～144，1990年3月。
- (2) 北田俊行・中井 博・古田富保・鈴木宏昌：2方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol. 34A，土木学会 pp203～214，1988年3月。
- (3) 北田俊行・中井 博・宮坂佳洋・古田富保：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.437/I-17，土木学会 pp79～88，1991年10月。
- (4) Valsgård, S., Numerical design prediction of the capacity of plates in biaxial in-plane compression. Computers and structures, Vol.12, pp729～739, 1980.
- (5) British Standards Institution: BS5400, Part 3, Code of practice for design of steel bridges, Apr. 1982.
- (6) 日本道路協会，道路橋示方書同解説，1990年。
- (7) 勇 秀憲：2方向面内圧縮力を受ける鋼矩形板の耐荷力推定のための新しいアプローチ，構造工学論文集，Vol. 37A，土木学会 pp219～228，1991年3月。
- (8) 三上・木村・徳田：単一パネルの2軸圧縮強度の検討、土木学会第46回年次学術講演会概要集I，1991年9月。
- (9) 熊谷・井浦・三浦：2軸圧縮補剛板の簡易設計法の一提案、土木学会第46回年次学術講演会概要集I，1991年9月。
- (10) 熊谷・井浦・土屋：2方向圧縮補剛板の縦リブ剛度の算定法についての一考察。土木学会第47回年次学術講演会概要集I，土木学会1992年9月。

(1992年9月21日受付)