

新日鉄 正 員 〇 大 田 孝 二
 名工大 正 員 長谷川 彰 夫
 東 大 正 員 西 野 文 雄

1. 序 圧縮と曲げを受ける補剛板の設計に関する現行示方書の規定には不明確な点が多く、特に所要補剛材剛性の規定には疑問の点が少なくない。また、同規定では補剛材本数が少ない場合を対象としているが、今後長スパンアーチの腹板などでは多数の補剛材をもつ圧縮と曲げを受ける板の設計も必要となることが考えられる。ここでは、等間隔等剛性縦補剛材で補剛された板を対象とし、その所要補剛材剛性をより合理的に決定するとともに、その時の板の最大幅厚比を提案する。なお、解析方法は有限帯板法³⁾を用いた。

2. 設計に対する基本概念と補剛材所要剛性

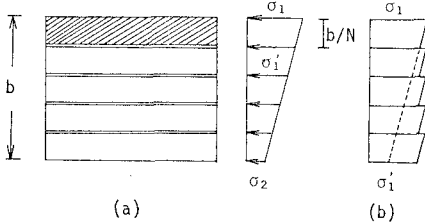


図1 Patterns of Stress Distribution

応力勾配係数 ψ と図1の σ_1 , σ_2 を用いて $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ とする。補剛板の座屈応力度 σ_{cr} は、補剛材の剛性と大きくしても補剛板が局部座屈する時の応力度 σ_{local} を越えることはない。すなわち、 $\sigma_{cr} \leq \sigma_{local}$ (1) である。ここで σ に対する下添字1は、圧縮側最大応力度を示す。補剛材で仕切られた板パネルのうち、座屈に対し最も危険な応力状態のパネル(図1の斜線部パネルで以下基準パネルと呼ぶ)の両非載荷辺を単純支持とした時の座屈応力度を σ_{10} とすると、これは σ_{local} の下界値となっている。設計上の目的で σ_{local} の安全側の近似値として σ_{10} を採用すれば、式(1)は $\sigma_{cr} \leq \sigma_{10}$ (2) となる。式(2)で σ_{cr} の上限が制限された場合、補剛板の座屈は基準パネルの局部座屈ではなく、補剛板の全体座屈により支配される。 σ_{10} , σ_{cr} に対応する座屈係数と k_0 , k とすれば次式が成立する。

$$\sigma_{10} = \frac{k_0 \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^3}, \quad \sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^3} \quad (3)$$

ここで b_0 は基準パネルの幅である。補剛材で分割されたパネル数と N とすれば、 $b = Nb_0$ となり、式(3)を用いて、式(2)を座屈係数により表示すると次のようになる。 $k \leq N^2 k_0$ (4) 式(4)は図1-(b)に示すように基準パネルの応力分布とすべりの分割パネルに対して与えた場合に相当する。

補剛板における補剛材の役割は、可能な限り薄い板要素を補強することによって、その座屈強度を効果的に高めることである。このためには、特別な制約のない限り式(4)の座屈係数としては、その上限値を採用することが補剛板の設計としては有効と言える。この座屈係数を k_{reg} とすれば、 $k_{reg} = N^2 k_0$ (5) である。

ψ をパラメータとした無補剛板の座屈係数 k_0 の値はほぼ次のように表わされる³⁾。

$$k_0 = 8.4 / (\psi + 1.1) \quad (0 < \psi \leq 1.0) \quad (6-a, b)$$

$$k_0 = 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63 \quad (-1 \leq \psi \leq 0)$$

補剛板の基準パネルの応力勾配係数 ψ_{sp} は、図1の σ_1 , σ_2 を用いて、 $\psi_{sp} = \sigma_2' / \sigma_1' = (N - 1 + \psi) / N$ (7) であり、圧縮と曲げを受ける板の場合、 ψ_{sp} は常に正となることから、 k_0 は式(7)の ψ_{sp} を式(6-a)に代入することにより $k_0 = 8.4N / (2.1N - 1 + \psi)$ (8) となる。式(8)と式(5)へ代入すれば補剛板全体が持つべき座屈係数 k_{reg} が求められる。次式を得る。 $k_{reg} = 8.4N^2 / (2.1N - 1 + \psi)$ (9)

両非載荷辺単純支持、図1-(a)の応力状態のもとで、式(9)で与えられる座屈係数を求めるために必要な補剛材剛比 γ_{reg} を計算する。DIN 4114で規定されている純圧縮に対する最小剛比 γ^* を基準にとり、この γ_{reg} を $\gamma_{reg} = m\gamma^*$ (10) のように示すことにする。 m は0~1の係数であり、 ψ が1なら常に1となる。 α は補剛板の辺長比とすれば、一般に γ_{reg} および m は、 α , ψ , N の関数であり(α は面積比), γ^* は α , ψ , N の関数である。計算結果によれば、 m は ψ , N に殆んど依らないとすることができ、結果のみを示せば γ_{reg} は安全側に近似して次式で表わされる。 $\gamma_{reg} = \left\{ 1 - \frac{\alpha}{2(\alpha+1)} (1-\psi) \right\} \gamma^*$ (11)

現行示方書では、純圧縮を受ける補剛板の補剛材所要剛比を、実際の設計に採用する板厚と最大幅厚比と与える板厚の比の関数として表われ、規定で許される最大幅厚比で決まる板厚よりも厚い板厚を用いた場合、形の上では板と厚くした分だけ補剛材の所要剛性 I_{reg} を低減しており、曲げと圧縮の場合もこれに準じている。しかし、この方法にかえて次の方法を用いれば、経済的な上に簡単であり十分な安全であることとわかる。すなわち実際の設計で用いる幅厚比の値に無関係に、規定で許される最大幅厚比から決まる補剛材所要剛性と用いる。つまり、 I_{reg} は板幅と b 、最大幅厚比と与える板厚と t_0 とした時、次式で与えられる。

$$I_{reg} = \{b t_0 / 12 (1 - \nu^2)\} \cdot \delta_{reg} \quad \cdots (12)$$

ここで、 δ_{reg} を求めるのに必要な δ は、 t_0 を用いて算出する。

3. 設計最大幅厚比

座屈に対する安全率 S と次のように定める。純圧縮を受ける板に対しては、補剛材に無関係に安全率は S_c 、純曲げを受ける無補剛の板に対しては安全率は S_b とし、これらと S の最大値、最小値とする。圧縮と曲げを受ける板の場合、 S は N が一定なら ψ に応じて直線的に変化する¹⁾とし、 ψ が一定なら N が増すに従って、ウェブ剛性、フランジ剛性の差が小さくなることを考慮し、 S_c に近づくことと仮定する。これらと満足する式として、次式を用いる。 $S = S_c + (\psi - 1)(S_c - S_b) / 2N \quad \cdots (13)$

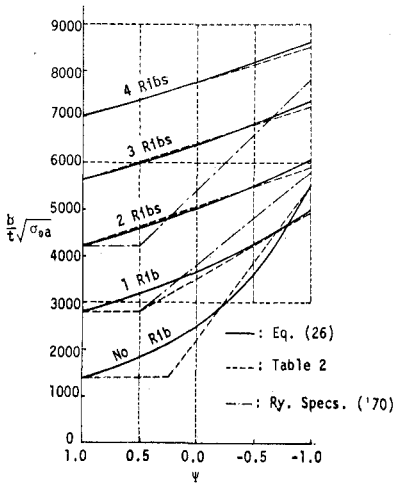


図2 b/t Requirements vs. ψ Relations

残留応力による座屈強度の低下を考慮した時のしなやかな場合に対する幅厚比の低減率 R_{cr} は、無補剛板に対しては、純圧縮で0.7、純曲げで1.0とし、圧縮と曲げと受ける板の場合は ψ に応じて直線的に変化するとする従来の考え方を採用する。補剛された板に対しては、式(2)より基準パネルの低減率と補剛板全体の低減率とする必要がある。従って R_{cr} は次のように表される。 $R_{cr} = 0.85 - 0.15(N - 1 + \psi) / N \quad \cdots (14)$

短柱における許容圧縮応力度 σ_{0a} が作用した場合に、座屈に対して安全率 S が確保される場合の幅厚比はこの低減率を用いて、 $b/t \leq R_{cr} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \cdot \frac{I_{reg}}{S \sigma_{0a}}} \quad \cdots (15)$ と表わすことができる¹⁾。仮として式(9)ととり、式(13)、(14)と式(15)へ代入することにより、次式を得る。

無補剛で $-1 \leq \psi < 0$ の場合

$$\frac{b}{t} \sqrt{\sigma_{0a}} \leq 1378 (0.85 - 0.15 \psi) \sqrt{\frac{10 \psi^2 - 6.27 \psi + 7.63}{\left(\frac{S_c + S_b}{2} + \frac{S_c - S_b}{2} \psi\right)}}$$

その他の場合

$$\frac{b}{t} \sqrt{\sigma_{0a}} \leq 1378 N^2 (0.7 + 0.15 \frac{1 - \psi}{N}) \sqrt{\frac{8.4}{(2.1N - 1 + \psi) \left\{ \frac{S_c - S_b}{2} (\psi - 1) + S_c N \right\}}}$$

今、 $S_c = 1.9$ 、 $S_b = 1.5$ および N と式に代入し、設計最大幅厚比と ψ の関係式を図2に実線で示す。この結果に基づく設計式として図中の点線と示した直線を用いることにし、これを表にすれば、表1が得られる。なお、図2の一点鎖線は現行の鋼鉄道橋設計標準の最大幅厚比規定である。

表1 b/t Requirements for Plates with Equally Spaced Ribs

No. of Ribs	Range of ψ	Maximum Width-Thickness Ratio
Plane Plates	$-1.0 \leq \psi \leq 0.25$	$\frac{2200 - 3200 \psi}{\sqrt{\sigma_{0a}}}$
	$0.25 < \psi \leq 1.0$	$\frac{1400}{\sqrt{\sigma_{0a}}}$
Plate with 1 Rib	$-1.0 \leq \psi \leq 0.5$	$\frac{3500 - 1400 \psi}{\sqrt{\sigma_{0a}}}$
	$0.5 < \psi \leq 1.0$	$\frac{2800}{\sqrt{\sigma_{0a}}}$
Plates with more than 2 Equally Spaced Ribs	$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$	$\frac{1400N + (1 - \psi)(1000 - 50N)}{\sqrt{\sigma_{0a}}}$

- 参考文献 1) “鋼鉄道橋設計標準解説”，土木学会，昭45
 2) 天田，長谷川，奥村，“有限帯板法によるリブ付板の弾塑性座屈解析” 28回年次講演集，昭48-10，pp127~128
 3) DIN4114 Blatt 1, 6, 1952