

早稲田大学 学生員・桑野忠生

早稲田大学 正員 依田照彦

(1) まえがき

本報告は、補剛材つき板の耐荷力曲線を局部座屈と全体座屈の連成強度推定式を用いて求め、補剛板の合理的な設計を行なうための若干の考察を試みたものである。ただし、補剛材は等間隔配置とし、補剛板は柱としての全体座屈が問題とならない様な柱部材の圧縮補剛板を対象としている。

(2) 現行の道路橋示方書の問題点

わが国の道路橋示方書においては、圧縮板の耐荷力曲線は、弾性座屈理論に、圧縮補剛板の耐荷力曲線は補剛材本数の少ない(1~2本)補剛板を用いた実験値に基づき、外国の示方書なども勘案し、実験値をかなり低減して定められており、その根拠があいまいである。

又、補剛材本数が少ない場合、不経済な設計になる恐れがあるのに加えて、剛比 γ を必要剛比 γ^* 以上にする事の効果も考慮されていない。更に補剛材1本当りの面積比 δ に関する規定が不充分であるなど種々の問題点が残されている。

(3) 補剛板設計のパラメーター

補剛板の耐荷力は、多くの要因によって影響を受けるものと思われるが、設計では簡略なパラメーターを用いる必要があるので、一般に等価幅厚比 R_F 、 R_F が用いられている。

$$R_R = b/t \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E\pi^2 k_R} \quad (1)$$

$$R_F = b/t \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E\pi^2 k_F} \quad (2)$$

ここに、 b/t :幅厚比、 σ_y :鋼材の降伏応力、 E :ヤング率、 ν :ポアソン比、 k_R :Rモード座屈係数[$k_R=4n^2$]、 n :パネル数、 k_F :Fモード座屈係数[$k_F=\{(1+\alpha^2)^2+n\gamma\}/\alpha^2(1+n\delta)$]、 α :アスペクト比、 γ :補剛材1本の補剛板に対する剛度比、 δ :補剛材1本の補剛板に対する面積比、である。

弾性理論によれば、補剛板が座屈するときのモードは次の2つに分けられる。

[1] $\gamma > \gamma^*$ の場合、補剛板間のパネルの板座屈による逆対称変形が先行する。(パネルの局部座屈)

[2] $\gamma < \gamma^*$ の場合、補剛材が板と共に面外変形を起す対称変形が先行する。(補剛板の全体座屈)

(4) 局部座屈と全体座屈の連成強度推定法

従来、AISCの規定では全体座屈のない短柱の局部座屈強度をもとに、長柱の連成座屈強度を推定しており短柱の強度を $Q = \sigma_{max}/\sigma_y$ とし、これを局部座屈による降伏応力からの低減率と考え、局部座屈を考えないで求めた柱またははり一柱の強度式の降伏応力 σ_y を $Q\sigma_y$ に置きかえた式をもって局部座屈を生じた部材強度を推定する手法を採用している。

この考え方を補剛板に応用する。すなわち、補剛板の終局状態では、パネルの局部座屈と補剛板の全体座屈の連成効果によって最高荷重が定まるとする。その際、次の仮定を設ける。

(イ) 局部座屈では補剛材のねじり剛性を無視し、隣合うパネル間のモーメントの伝達は行なわれなくとする。すなわち、パネルを周辺単純支持の幅 b/n 、長さ αb の圧縮板として扱う。

(ロ) 補剛板の全体座屈ではFモードの座屈係数 k_F を用いて、その耐荷力を圧縮板基準耐荷力の $k_F/4$ 倍と仮定する。

(ハ) 上の周辺単純支持圧縮板の基準耐荷力曲線は三上の式¹⁾を修正して用いる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max}/\sigma_y &= 1.0 & (R_R \leq 0.526) \\ &= 1/\beta^{0.7} & (0.526 < R_R) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ただし、 $\beta = (b/nt) \sqrt{\sigma_y/E} = 1.9 R_R$ である。

道路橋示方書を用いなかったのは、先にも述べたように厳密な非弾性解析に基づいてはいないためである。

(5) 補剛板の耐荷力算出方法

以上の手法と仮定に従うと補剛板の耐荷力は次の様に求まる。(σ_{max} は断面の平均応力とする)

$$\left. \begin{aligned} \text{低減係数: } Q &= 1.0 & (R_R \leq 0.526) \\ &= 1/\beta^{0.7} & (0.526 < R_R) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$\lambda = (b/nt) \sqrt{Q\sigma_y/E} = 1.9 \sqrt{Q} R_R$ において、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max}/\sigma_y &= Q & (\lambda \leq 0.526) \\ &= Q/\lambda^{0.7} & (0.526 < \lambda) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

この手法に因って $\gamma = \gamma^*$ 、 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $n = 5$ 、 $\alpha = 1.5$ 、補剛材の突出幅厚比13の場合について計算を行った結果を図1に示す。図中に記入されてい

る小松・北田²⁾によって行なわれた弾塑性有限変位理論に基づいたFEM解析の結果と良く一致している。更に図2ではAASHTO,BS5400との比較を行っている。この図から判断しても本手法は妥当であると思われる。

又、 γ を γ^* 以上にする事による経済性を示方書では規定していないが、仮定(ロ)を用いて、 k_F の γ を新しく置き換える事により、耐荷力の向上を期待する事ができる。 $\gamma=2\gamma^*$ とした時の計算結果を図3に示す。この場合も設計の実用領域ではFEM解と良く一致している。

(6) 補剛材1本の場合の耐荷力曲線

従来より、補剛板の外側板パネルに対しては、中央部の板パネルとは異った挙動を示す事が報告されている²⁾。従って、 $n=2$ の場合(補剛材1本)、これまでの議論とは異なった耐荷力規定を提示する必要がある。この時、パネルは補剛材側辺の支持条件が、補剛材のねじり剛度(設計では考慮しない)が無視できないために、座屈係数が4以上になると考えられる。更に全体座屈による面外変形が大きいため、局部座屈の進行は阻害されるものと思われるので、Rモード局部座屈は起り得ないと考えられる。すなわち、無補剛板および補剛材1本を配した補剛板の耐荷力を求めるには次の様に低減係数Qを定義し直す必要がある。

$$Q = 1.0 \quad [R_R \leq 0.526(n \geq 3), n=1 \text{ および } 2]$$

$$= 1/\beta^{0.7} \quad [0.526 < R_R(n \geq 3)] \quad (6)$$

$n=1$ のときが無補剛板、 $n=2$ のときが補剛材1本付き板の場合である。

以上の結果を図4に示す。建設省土木研究所で行った、 $n=2$ および3の場合の実験値より求めた平均的な耐荷力曲線より若干安全側になる事が分かる。

(7) まとめ

1. 補剛材数を1本と2本以上とで耐荷力算出法を変えることにより、合理的・経済的な設計が可能となる。
2. 残留応力や初期不整の考慮された板の耐荷力曲線を用いているので、計算が弾性計算の様に簡単であり、他国の示方書・提案式に比べても簡易な計算法となっている。
3. 剛比 γ を必要剛比 γ^* 以上にする事の効果も考慮できる。

参考文献

1) 三上・堂垣・米沢：土木学会論文集334号，1978。
2) 小松・北田：土木学会論文集302号，1980。

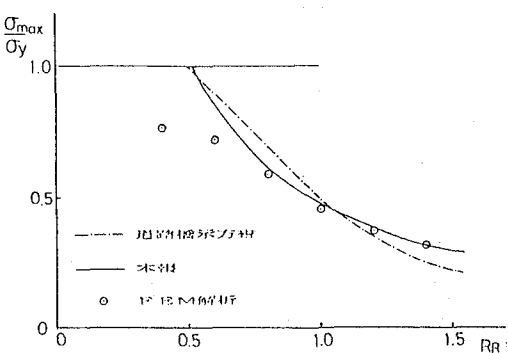


図1 耐荷力曲線 ($\gamma=\gamma^*$)

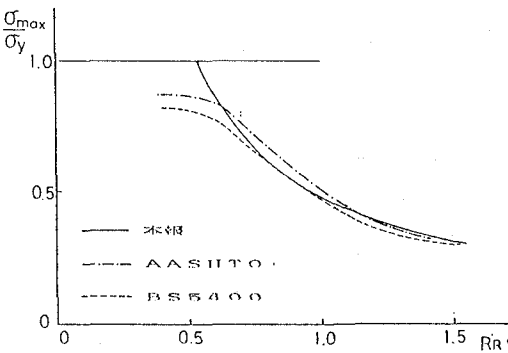


図2 耐荷力曲線 ($\gamma=\gamma^*$)

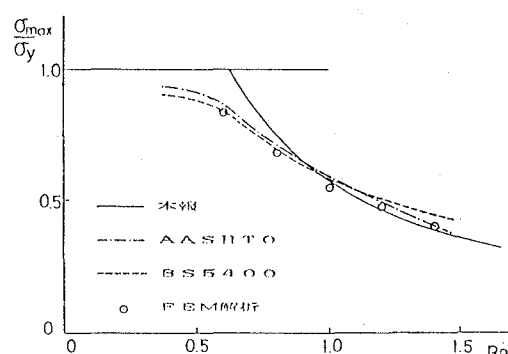


図3 耐荷力曲線 ($\gamma=2\gamma^*$)

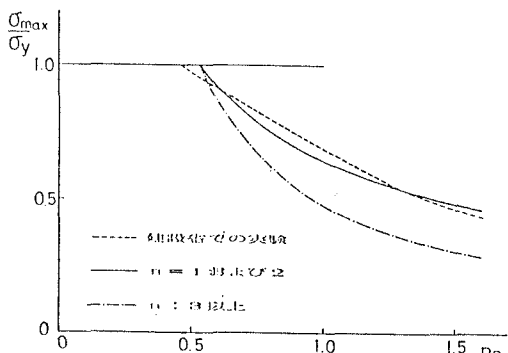


図4 耐荷力曲線 ($n=1$ および 2)