

大阪市立大学工学部 学生員 野原 章

大阪市立大学工学部 正 員 中井 博

大阪市立大学工学部 正 員 北田 俊行

阪神高速道路公団 正 員 田井戸 米好

1. まえがき 斜張橋の桁断面には、偏平な箱形断面を用いることが多い。また、その下フランジには、幅が広く縦横比の小さい補剛板がよく用いられる。しかしこのような圧縮補剛板の設計においては通常の補剛板と異なり、以下のような点に留意しなくてはならない。① Shear lag 現象が補剛板の強度に及ぼす影響。② α が小さいため、補剛板の強度が1本の補剛材と板パネル部分からなるT形断面柱の強度に近づくということ。③ α が非常に小さくなると、現行の道路橋示方書(以下、道示)では横補剛材断面が大きくなりすぎるということ。そこで本研究では、以上の点に配慮した圧縮補剛板の一設計法を提示する。さらに、縦補剛材より寸法の大きい補剛材(以下、縦桁という)を設けることにより、横補剛材の寸法がかなり低減できることを示す。また、この種の縦桁の横倒れ座屈強度についても、若干の考察を行う。

2. 設計法 ①横補剛材: 横補剛材の設計は、道示によるものとするが、判定条件式(1)を用いてもよい。

$$R_t \leq \max \{ R_p ; 0.5 \} \cdots (1)$$

ここに、 $R_t = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}}$, $R_p = 0.363 \times 10^{-3} \sigma_y (b_e / a)$

σ_{cr} : 縦・横補剛材を有する補剛板パネルの最小弾性座屈応力度¹⁾, σ_y : 降伏点 式(1)を用いることにより、縦補剛材剛度 I_x を必要最小値よりも大きくすることにより、横補剛材断面を道示によるものより小さくすることが可能である。

②縦桁: a) 縦桁等間隔の場合; 縦桁は判定条件式(2)を用いて設計する

$$R_g \leq \max \{ R_p ; 0.5 \} \cdots (2)$$

ここに $R_g = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}}$, σ_{cr} : 補剛板全体の最小弾性座屈応力度²⁾であり、

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ D \left(\frac{m}{a} + \frac{n}{b} \right)^2 + \left(\frac{m}{a} \right)^2 \frac{E I_x}{b_e^3} + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \frac{E I_y}{a_e^3} + \left(\frac{m}{a} \right)^2 \frac{E I_y}{b_e^3} \right\} \cdots (3)$$

ただし、記号については文献¹⁾参照。

b) 縦桁不等間隔の場合; 判定条件式(2)を用いる。 $R_g' = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}} \leq \max \{ R_p ; 0.5 \} \cdots (2)'$ ここに、

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ D \left(\frac{m}{a} + \frac{n}{b} \right)^2 + \left(\frac{m}{a} \right)^2 \frac{E I_x}{b_e^3} + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \frac{E I_y}{a_e^3} + 2 \sin^2 \left(\frac{b}{2} \right) \left(\frac{m}{a} \right)^2 \frac{E I_y}{b_e^3} \right\} \cdots (3)'$$

ただし、 $b_e = t + \frac{A_s}{b_e} + 2 \sin^2 \left(\frac{b}{2} \right) \frac{A_s}{b_e}$ であり、縦桁は1本に限るものとする。= 重三角関数をたわみ波形に用いる文献³⁾の方法と同様の考え方で導いた式(3)'も Banbré⁴⁾の厳密な解析法を用いて検証したところ若干の誤差が認められたが、式(3)'の妥当性が認められた。

③板パネル、および縦補剛材を有する補剛板パネル(以下、縦補剛パネルという)の座屈安定性照査: 横補剛材と腹板で囲まれた縦補剛板パネル、あるいは、縦桁が存在する場合で、縦桁と横補剛材によって区切られた縦補剛板パネルにおいては、以下の応力照査を行うものとする。ただし縦補剛材本数 $N_e \geq 3$ に限る。⁶⁾

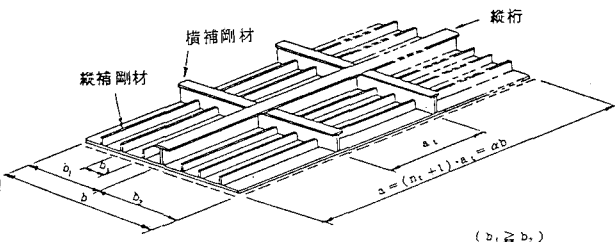
$$a) \text{補剛材間の板パネルに対して; } \bar{\sigma}^* \leq \min \{ \bar{\sigma}_{pm} / \lambda_e ; \bar{\sigma}_{sa} \} \cdots (4)$$

b) 有効補剛材(板パネルの有効幅部分と1本の補剛材からなる連続T形断面柱(図-2))に対して;

$$\bar{\sigma}^* \leq \min \left\{ \bar{\sigma}_{sm} \frac{A_e + b_e t}{A_t + b_e t} / \lambda_e ; \bar{\sigma}_{sa} \right\} \cdots (5),$$

ここに $\bar{\sigma}_{pm}$ および $\bar{\sigma}_{sm} (A_e + b_e t) / (A_t + b_e t)$ は、初期たわみと残留応力の最も不利な状態を想定し、弾塑性有限変位解析から求めた極限強度⁴⁾で、 $\bar{\sigma}_{pm}$ は周辺単純支持板の極限強度³⁾、 $\bar{\sigma}_{sm}$ は有効補剛材の極限強度であり、式(6~9)を用い反復計算によって求めるものとする。⁴⁾ ただし

$$0.2 \leq \lambda_e \leq 1.2, \quad \lambda_e = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{A_s}{t}, \quad h = \sqrt{I_t / A_t}$$



縦桁等間隔の場合 $b_1 = b_2 = b_3$

図-1 縦桁で補剛された圧縮補剛板

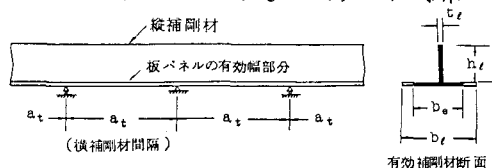


図-2 有効補剛材

$$I_T = \frac{1}{12} A_e h_e^2 + \frac{A_e}{4} \cdot \frac{(h_e + t)^2}{1 + \frac{A_e}{b_e t}}$$

また σ_{pa} , σ_{sa} は道示で規定する“両縁支持板および補剛板の許容応力度”である。レ

は道示の安全率で1.7とする。さらに $\bar{\sigma}_e$ は主桁のフランジとしての有効幅を考えた補剛板の作用応力度 σ_e (図-3参照) を荷重の組合せによる割増し係数 ρ で除したもの、 $\bar{\sigma}_e^*$ は全幅有効として求めた補剛板の作用応力度 $\bar{\sigma}$ (図-3参照) を ρ で除したものである。わが国の実橋に採用されるような補剛板では、極限状態での Shear lag の効果が無視²⁾できると考えられるため、式(5)の照査式を用いることにした。

3. 設計例 図-4 に示すような補剛板を用いて、縦桁を設けた場合と設けない場合の横補剛材断面を比較してみた。設計結果を図-5 に示す。図から明らかに縦桁を設けることにより横補剛材断面をかなり小さくできることがわかった。

4. 縦桁の横倒れ座屈強度 上の設計例では Bleich⁸⁾の方法に従って縦桁のフランジを設計した。Bleichの方法の妥当性について、弾塑性有限変位解析⁷⁾の立場から以下のような検討を加えた。すなわち、縦桁先端のフランジの断面2次モーメント $I' (= \frac{b_1^3}{12})$ と縦桁の極限強度 $\bar{\sigma}_m$ の関係について調べた。

解析モデルを図-6 に示す。先端のフランジには梁要素、腹板部には板要素を用いた。載荷前に一様な圧縮変位を漸増させることにより解析モデルに圧縮応力を導入した。縦横比 α は αt によってのみ変化させた。 I' は Bleich⁸⁾による必要最小断面2次モーメント I^* で無次元化して評価した。解析に用いた初期たわみ波形および残留応力分布をそれぞれ、式(10)および図6(b)に示す。

$$w_0 = b_w/100 \cdot \frac{1}{b_w} \cos \pi x / \alpha t + b_w/150 \cdot \frac{1}{b_w} \sin \pi y / b_w \cdot \cos \pi x / \alpha t \quad \dots (10)$$

解析結果である図-7を見ると、 α が大きくなれば、 $\bar{\sigma}_m$ の95%の強度を確保するために必要な I' は I^* の約1.8倍であることがわかる。〈参考文献〉1) 野口・中井・北田・佐藤：土木学会年講、I-165, 1980年 2) A.R.G. Lamas: Influence of Shear Lag on the Collapse of Wide-Flange Girders, Thesis for P.H.D, Imperial College, 1979 3) 小松・北田：土木学会論文報告集、第270号, 1978年 4) 小松・北田：土木学会論文報告集、第302号, 1980年 5) Barbi ; Ingenieur-Archiv, Vol. 8, 1937 6) 小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, JSSC, Vol. 16 NO. 170, 1980年4月, PP. 10-43 7) 小松・北田・宮崎：土木学会論文報告集、第244号, 1975年12月, PP. 1-14 8) F. Bleich: Buckling Strength of Metal Structures, Mc Graw Hill, 1952

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_m / \sigma_y &= -0.425 \lambda_e^2 + 0.820 \lambda_e^2 - 0.903 \lambda_e + 1.142 \quad (SM58) \\ &= -0.299 \lambda_e^2 + 0.618 \lambda_e^2 - 0.852 \lambda_e + 1.135 \quad (SM53) \\ &= -0.294 \lambda_e^2 + 0.638 \lambda_e^2 - 0.886 \lambda_e + 1.133 \quad (SM50) \\ &= -0.223 \lambda_e^2 + 0.550 \lambda_e^2 - 0.914 \lambda_e + 1.136 \quad (SS41) \end{aligned} \right\} (6 \sim 9)$$

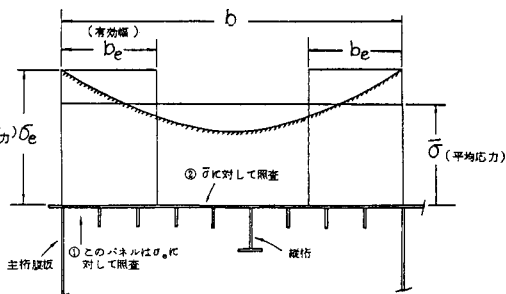


図-3 圧縮フランジの応力分布

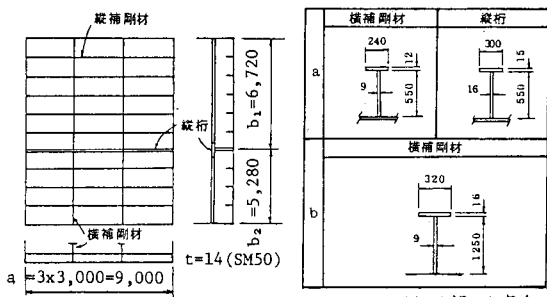
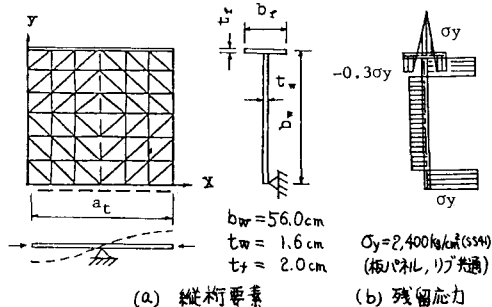


図-4 試算設計に用いた補剛板

a. 縦桁を設けた場合
b. " " 設けない場合

図-5 設計結果



(a) 縦桁要素

(b) 残留応力

図-6 解析モデル

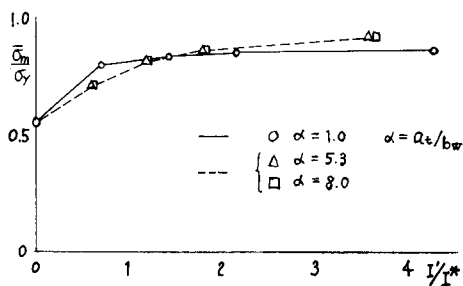


図-7 解析結果