

明石重雄
寺田博昌
松本好生 共著“座屈強度からみた補剛板の継手構造に関する
実験的研究”への討議

(土木学会論文報告集 315号・1981年11月掲載)

▶ 討議者 (Discussion)

三上市 蔵 (関西大学)・伊藤 鉦一 (立命館大学)

By Ichizou Mikami and Koichi Itoh

著者のご指摘のとおり、補剛板の圧縮強度に関する研究が十分になされているにもかかわらず、補剛板の継手部に関する研究はほとんどなされておられません。その意味で本論文は貴重な情報を多く含んでおり、筆者は興味深く読ませていただきました。しかし、いくつかの点で疑問をもちましたので、以下に討議をまとめました。

(1) 28ページのc) リブ断面において、応力部材でない縦リブの寸法が

$$\gamma_n = 30(a/b) \dots\dots\dots (a)$$

から、横リブの寸法が

$$\gamma_0 = 8.0(b/a)^2 \dots\dots\dots (b)$$

から定められています。式(a)は1本の水平補剛材を有するプレートガーダー腹板の曲げ座屈から、式(b)は水平補剛材がなく、垂直補剛材が中央に1本入った腹板のせん断座屈から求められたものです。圧縮補剛板の縦リブおよび横リブの断面決定にこれらの式を用いることは、対象補剛板の相違を無視することになり、どのようなプラクティスかは不明ですが、理論的根拠のない適用をしていることとなります。

(2) 応力を受けないリブと、応力を受けるリブとの相違に関しては、水平補剛材を有するプレートガーダーの曲げ座屈に関する研究^{1)~3)}が参考になります。すなわち、水平補剛材の水平曲げ座屈に対する微分方程式は次のようになります。

$$EI_s \frac{d^4 w}{dx^4} + \sigma_s A_s \frac{d^2 w}{dx^2} = q_s \dots\dots\dots (c)$$

ただし、 EI_s = 水平補剛材の水平曲げ剛さ、 A_s = 同断面積、 σ_s = 同圧縮応力、 q_s = 水平補剛材が腹板から受ける単位長さ当たりの力です。水平補剛材長を a とし、座屈波形を $w = C \sin(\pi x/a)$ と仮定すると、 $q_s = q \sin(\pi x/a)$ と書けるので、上式は次のようになります。

$$\gamma - \left(\sigma_s \frac{t a^2}{\pi^2 D} \right) \delta = \frac{q a^4}{\pi^4 C b D} \dots\dots\dots (d)$$

ただし、 $\gamma = EI_s/bD$ 、 $\delta = A_s/bt$ 。

$\delta=0$ のときの $\gamma = \gamma_0$ とおくと

$$\gamma = \gamma_0 + \left(\sigma_s \frac{t a^2}{\pi^2 D} \right) \delta \dots\dots\dots (e)$$

と表わせます。すなわち、応力を受ける場合、見掛けの γ を同じにするためには応力を受けない場合 ($\delta=0$) の γ_0 より大きい γ が必要であり、その増分は断面積と作用応力に比例することになります。

圧縮補剛板の場合、著者は応力を受ける縦リブの寸法を

$$\gamma = 4n\alpha^2(1+n\delta_i) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \dots\dots\dots (f)$$

から定めています。この式は、横リブ間で縦リブで補剛された板が座屈する場合の座屈係数

$$k_R = \frac{1}{1+n\delta_i} \left[\left(\frac{1}{\alpha} + \alpha \right)^2 + \frac{n\gamma_i}{\alpha^2} \right] \dots\dots\dots (g)$$

と縦リブ間の板パネルが座屈する場合の座屈係数

$$k_F = 4n^2 \dots\dots\dots (h)$$

を等置して得られたものです。式(g)の誘導過程⁴⁾からわかるように、リブが応力を受けない場合は $n\delta_i=0$ とおけばよく、したがって、式(f)の代わりに

$$\gamma_0 = 4n\alpha^2 - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \dots\dots\dots (i)$$

を用いることとなります。すなわち、

$$\gamma = \gamma_0 + 4n\alpha^2\delta_i \dots\dots\dots (j)$$

となります。

(3) 補剛板の座屈を正しく理解するために、文献5)から Fig. a を描きました。C シリーズを対象に、横リブ本数 $n_r=1$ としてあります。ただし、 σ_{cr} は座屈応力、 σ_r は降伏応力、横軸の縦横比 $\bar{\alpha}$ は補剛板の全長に対するもので、 $\bar{\alpha} = (n_r+1)\alpha$ となり、 $\alpha_0 = \sqrt[4]{(1+n_r\gamma_i)/(1+\gamma_i/\alpha)}$ 、 $\alpha_{r0} = \sqrt[4]{1+n_r\gamma_i}$ です。詳細は文献5)を参照していただくことにして概要を述べます。

領域①と②では横リブを含めた全体座屈が生じ、領域③と④では横リブの間で横リブが節となる部分座屈が生じます。実験に供された13体の模型について調べ

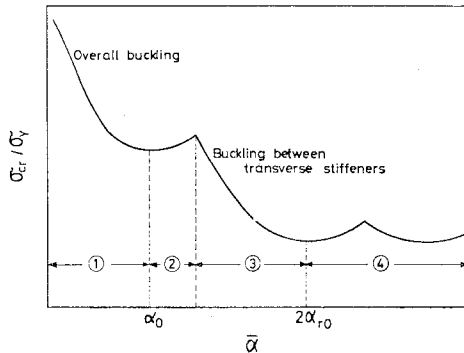


Fig. a

Table a

Model	$\bar{\alpha}$	α_0	α_{r0}	$n\gamma_l$	$n\delta_l$	γ_l
A-1	1.8	3.5	—	156	0.45	—
A-2	1.8	3.5	—	156	0.45	—
A-3	1.8	3.4	—	127	0.28	—
A-4	1.8	3.4	—	127	0.28	—
A-5	1.8	3.4	—	127	0.28	—
B-1	1.59	3.48	—	145	0.29	—
B-2	1.59	3.48	—	145	0.29	—
W-1	1.8	3.4	—	127	0.28	—
W-2	1.8	3.4	—	127	0.28	—
W-3	1.8	3.4	—	127	0.28	—
C-1	1.7	1.5	2.98	78	0.24	11.2
C-2	1.7	1.5	2.98	78	0.24	11.2
C-3	1.6	1.6	3.0	82	0.24	9.68

ると Table a のようになります。A, B, W シリーズは領域 ① に対する試験（横リブがないので領域 ③ と同じ）になります。

これに対して C シリーズは領域 ② の試験になり、横リブを含めた全体座屈が生じるはずで、事実、図-15 の変形はそれを裏付けています。しかるに、28 ページ c) で「横リブ位置で座屈モードが節となるのに必要な最小剛比を横リブは有している」とあります。道路橋示方書の規定によって計算してみますと、縦リブの必要剛比 $\gamma_{l, req}$ は式 (f) から $\gamma_{l, req} = 9.76$ となり、したがって横リブの必要剛比 $\gamma_{l, req}$ は

$$\gamma_{l, req} = (1 + n\gamma_{l, req}) / 4\alpha^2 = 12.30 \dots\dots\dots (k)$$

となり、模型の $\gamma_l = 11.2$ に近い値となります。しかし、根本的な問題は式 (k) の適用です。模型 C-1, C-2 の縦リブ剛比は $\gamma_l = 26$ で、 $\gamma_l > \gamma_{l, req}$ となっています。このとき、 $\gamma_{l, req}$ は実際の γ_l を用いて計算されるべきで、そうすると $\gamma_{l, req} = 32.16$ になり、模型の横リブは節となるには剛度が不足していることとなります。剛度の大きい縦リブを付ければ、横リブによって節を形成するためにはそれだけ剛度の大きい横リブが必要になります。単に $\gamma_{l, req}$ を用いて得られる $\gamma_{l, req}$ では横リブを含めた全体座屈が生じます。

(4) 34 ページ (4), a) において、プレートガーダーの水平補剛材と垂直補剛材とのすき間の考えを圧縮部材に準用する設計がなされているとのことですが、曲げに対して後座屈強度は期待できませんが、圧縮に対してはほとんど期待できないことから、この考えは好ましくないと考えます。また、圧縮を受ける場合、縦リブは必ず応力を受けますから、C-1~C-3 のようにすき間を設けたり、A-2, A-4, A-5 のようなリブ非添接、B-1 のような縦リブを切断した継手は、圧縮補剛板のディテールとしては一般に不適当と考えます。このことは、微分方程式 (c) も全体座屈の k_R の式 (g) も、縦リブが連続していることを前提としていることから当然といえます。

(5) 28 ページ, b) で実橋の箱桁圧縮フランジで $\alpha = 1.6 \sim 2.0$ に分布していると述べておられますが、建設コンサルタント協会近畿支部海上大型橋梁鋼構造研究委員会の調査⁹⁾によれば、横リブ間では $\alpha = 0.2 \sim 1.4$ に分布しており、 $\alpha = 0.4 \sim 0.7$ にほとんどの箱桁フランジが含まれています。したがって、 $\alpha = 1.8$ の模型実験（この場合には非載荷辺の支持条件が補剛板の座屈に大きく影響）の結果を、 α の小さい一般の箱桁のフランジに、そのまま適用することに疑問をもつものです。なお、図-11 に例示されている Koblenz-Horchheim ライン橋の座屈した補剛パネルは $\alpha = 5.619 / 11.0 = 0.511$ ですし、圧縮の上フランジでは、さらに小さい α となっています。

(6) 議論が旧道路橋示方書に対してなされていますが、1980 年 2 月に発行された新示方書に基づくとき、どのようなのでしょうか。

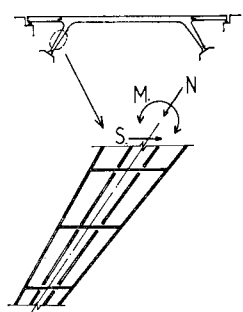
参考文献

- 1) Stüssi, F. and C. P. Dubas: The buckling of the webs of sagging beams having stiffeners in the top fifth of the web, Publ. IABSE, Vol. 17, pp. 217~240, 1957.
- 2) Rockey, K. C. and I. T. Cook: Optimum reinforcement by two longitudinal stiffeners of a plate subjected to pure bending, Int'l. Jour. Solids and Structures, Vol. 1, pp. 79~92, 1965.
- 3) Owen, D. R. J., K. C. Rockey and M. Skaloud: Ultimate load behavior of longitudinally reinforced web-plates subjected to pure bending, Publ. IABSE, Vol. 30-I, pp. 113~148, 1970.
- 4) Giencke, E.: Über die Berechnung regelmässiger Konstruktionen als Kontinuum, Stahlbau, Jg. 33, H. 2, S. 39-48, 1964.
- 5) 三上市蔵・堂垣正博・米沢 博: 連続補剛板の非弾性圧縮座屈, 土木学会論文報告集, No. 298, pp. 17~30, 1980-6.
- 6) 中井 博・北田俊行・塚狭泰司: 鋼箱桁橋の圧縮フランジに関する実績調査, 橋梁と基礎, Vol. 13, No. 11, pp. 35~46, 1979-11.

著者らの論文に関し、貴重な討議を賜り感謝致します。ご指摘の項目を回答者として整理し、各項について説明を補足致します。

1. 応力を分担しないとして設計される圧縮板補剛材の断面の決め方について

著者らは、実構造の設計にあたり、道路橋示方書・同解説(昭和48年、以下道示と略す)の規定内で採られていると思われる計算方法を踏襲し、それを実験に反映させることを考えた。



図一 対象構造例

上記項目については、図一に示すような構造が該当する。部材断面には曲げモーメント、軸方向力およびせん断力が同時に作用し、その腹材には図に示すように補剛材が配置される。この場合、構造上の都合あるいは応力的に余裕があるなどの理由により横方向補剛材位置で縦方向補剛材

材が不連続とされることは多い。

48年道示では、このような組合せ部材力が作用する場合の補剛材断面の決め方に明確な規定はなく、著者らが行ったように補剛された板の補剛材(48年道示 3・4・2)あるいはプレートガーダーのウェブ補剛材(同 8・5, 8・6)の規定値のいずれか大きい値を与える方を安全側として断面が決められていたと考える。そのような実情に照らし、実験にあたっては補剛材供試断面を決定した。

ただし、実験方法の困難さより、近似的に純圧縮の条件で載荷を行っているため、誤解を招くおそれがあったこととお詫びしたい。

なお、55年道示では、垂直応力に加えてせん断応力が作用する場合の安全性照査式が示されているが、依然縦方向補剛材が不連続の場合の補剛材断面の決め方は曖昧である。討議者らの、リブが応力を受けない場合の計算式(i)の提示を参考としたい。

2. 横方向補剛材と縦方向補剛材の剛比について

横方向補剛材の剛比 $\gamma_{l, req}$ を計算するに際し、縦方向補剛材の剛比として、 $\gamma_{l, req}$ を用いるのは不適當で、実断面の剛比を用いるべきとの指摘である。一般には、補剛材間の板の局部座屈、補剛材の局部座屈および補剛板の全体座屈の3つの座屈安全率がそれぞれ許容値を満足すればよい。著者らの実験結果によると、 $\gamma_{l, req}$ を用い

た場合、横方向補剛材位置で座屈モードが完全な節になっているとはいいがたいが、試験体 C-1 の耐荷力は $p_v/p_y=0.98$ 、試験体 C-2 では $p_v/p_y=0.94$ であり、座屈強度としては、何ら問題ない。したがって、必ずしも実際の γ_l を用いる必要はないものと考え、特にこの点に対するコメントは省略した。

55年道示でも、

$$I_e \geq \frac{bt^3}{11} \frac{1+n\gamma_{l, req}}{4\alpha^3} \dots\dots\dots (3 \cdot 2 \cdot 6)$$

$\gamma_{l, req}$: 別式(3・2・5)により算出した必要剛比として用いることを付記する。

3. 補剛材交差部のすき間について

討議者の指摘と同様なことを著者らも考え、実験により明らかにしたつもりである。ただし、実構造においては、構造上の種々の制約(たとえばマンホール、現場接合部など)があって、必ずしも討議者らの意見のようにはならない。

著者らが本文で述べているように、不連続とした場合の有効な補剛方法の研究や設計思想の統一が望まれる。

4. $\alpha=1.8$ の根拠について

著者らが、縦横比を $\alpha=1.8$ とした理由は以下のである。

箱桁を考えると、腹板間隔は、3m程度が一般的な値である。横桁あるいはダイアフラムは、道示に示されているように5~6m間隔で設けられる。したがって $\alpha=1.67 \sim 2.0$ となるので、その中間的な値 $\alpha=1.8$ を採った。

討議者らが挙げている資料6)の図5・10によると $\alpha=0.2 \sim 1.8$ までに分布しており、著者らの値はその上限に相当する。

なお非載荷辺は、本文図一2に示すような両外剛性の大きい側辺拘束支持装置で境界条件を設定しており、 $\alpha=1.8$ であるために、非載荷辺の支持条件が実験結果に影響を与えているとは考えていない。

関連実験として、 $\alpha \leq 1.8$ についての一般補剛板の実験(本文の参考文献1))を参照いただければ幸いである。

5. 1980年2月(昭和55年)道示との関連について
55年道示では、座屈パラメーター R の許容上限値を1.4とし、適用範囲を広げている反面、 $\sigma_{cr}/\sigma_y=1$ が確保される範囲を $R \leq 0.5$ としている。

著者らの実験供試体では $R=0.73 \sim 0.78$ にあり、基準耐荷力曲線上での期待値は $\sigma_{cr}/\sigma_y=0.77 \sim 0.72$ と

る。したがって、一般的な供試体 A-1, A-3, W-1, 2, 3 および B-2, C-1, 2 では, $p_{cr}/p_y \geq 0.77$ であり, 55 年道示の規定で問題ないといえよう。

その他の特殊なディテールについては, 1.~4. に述べた以外は基本的な変更はなく, 55 年道示に基づいても本報告はそのまま適用できるものとする。
