

I-106

面内組合せ荷重を受ける鋼板の極限強度の相関曲線に関する考察

(株)松尾橋梁 正員 石川 孝
 岐阜大学工学部 正員 奈良 敬
 岐阜大学工学部 正員 森脇 良一

1. まえがき 連続鋼箱桁橋の中間支点近傍における腹板、また斜張橋の主桁や主塔、および吊橋の主塔などは多数の補剛材を有する補剛板構造になっていて、補剛材で囲まれた板パネルには圧縮応力の他に面内曲げ応力やせん断応力が組み合わさって作用している。このような面内組合せ荷重下での補剛板の設計においては、補剛材で囲まれた単一パネルの座屈安定性の照査が必ず行われる。ところがわが国の道路橋示方書(以下「道示」と呼ぶ)では、これに対する規定はなく、弾性座屈理論に基づくChwallaの座屈相関式が解説として示されているのみであるため、Chwallaの座屈相関式と相当応力度の考え方を併用したドイツのDAST指針012に示される照査法(以下「DAST」と呼ぶ)に基づいて設計せざるを得ない現状にある。したがって、わが国の実情にあったこの種の鋼板の座屈安定性の照査法が、実務設計の立場からも強く望まれている。そこで本研究では、組合せ荷重下における板パネルの座屈安定性照査法について、極限強度の立場から考察した。

2. 解析モデル 解析にあたっては、弾塑性有限変位理論に基づきHybrid Displacement Modelにより定式化された有限要素法を適用した数値計算法を採用する¹⁾。解析モデルは、図-1に示すように補剛材で囲まれた単一パネルを周辺単純支持板として取り出したものである。圧縮力、面内曲げモーメント、およびせん断力の3つの面内荷重の組合せ、ならびに幅厚比パラメータを変化させて数値計算を行った。

3. 極限強度の相関曲線 面内組合せ荷重を受ける板要素を対象として極限強度の相関式を作成する。相関式作成にあたっては、既に提案されている①純圧縮②純曲げ③純せん断が作用する時、すなわち次式に示す3つの単一荷重を受ける時の極限強度の評価式を参考とする²⁾³⁾。

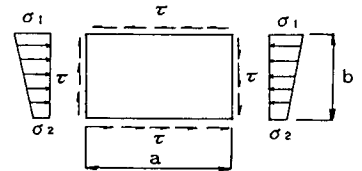


図-1 解析モデル

$$\left(\frac{N_u}{N_y} \right)_{\varphi=0} = \left(\frac{0.453}{R_c} \right)^{0.495} \leq 1 \quad \left(\frac{M_u}{M_y} \right)_{\varphi=2} = \left(\frac{1.21}{R_b} \right)^{0.428} \leq 1.5$$

$$\left(\frac{S_u}{S_y} \right)_{\sigma=0} = \left(\frac{0.486}{R_s} \right)^{0.333} \leq 1 \quad (1) 1 \sim 3$$

ここで、 R_c, R_b, R_s は、それぞれ圧縮力、面内曲げモーメントおよびせん断力のみが作用する時の幅厚比パラメータである。 $(N_u/N_y)_{\varphi=0}, (M_u/M_y)_{\varphi=2}, (S_u/S_y)_{\sigma=0}$ は、それぞれ $\varphi=0$ つまり圧縮力のみ、 $\varphi=2$ つまり面内曲げモーメントおよびせん断力のみが作用する時の極限荷重を降伏荷重で無次元化したパラメータである。次に面内曲げと圧縮を受ける場合の極限強度の相関式²⁾は次式で与えられる。

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1 \quad (2)$$

$$p = 0.468R_{bc} - 1.63R_{bc} + 2.00, \quad q = 0.041R_{bc} - 0.34R_{bc} + 0.974 \quad (3) 1 \sim 2$$

ここで、

$$N_u^* = \left(\frac{N_u}{N_y} \right)_{\varphi} / \left(\frac{N_u}{N_y} \right)_{\varphi=0}, \quad M_u^* = \left(\frac{M_u}{M_y} \right)_{\varphi} / \left(\frac{M_u}{M_y} \right)_{\varphi=2} \quad (4) 1 \sim 2$$

また、 φ は断面力比を表すパラメータで、次式に示す通りであり、弾性状態では道示の応力勾配に等しい。

$$\varphi = \frac{2(M_u/M_y)_{\varphi}}{(N_u/N_y)_{\varphi} + (M_u/M_y)_{\varphi}} \quad (5)$$

また R_{bc} は、圧縮力と面内曲げが作用する時の幅厚比パラメータである。 φ を与えると式(2)より

(N_u/N_v) φ が求められる。すなわち、

$$(M_u/M_v) \varphi = (N_u/N_v) \varphi \cdot \varphi / (2 - \varphi) \quad (6)$$

$$\therefore \left\{ \frac{(N_u/N_v) \varphi}{(N_u/N_v) \varphi = 0} \right\}^p + \left\{ \frac{(N_u/N_v) \varphi \cdot \varphi / (2 - \varphi)}{(M_u/M_v) \varphi = 2} \right\}^q - 1 = 0 \quad (7)$$

これらより、式(1)から(7)を用いて、次式に示すように面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度が評価できる。

$$(K_u) \varphi = (N_u/N_v) \varphi + (M_u/M_v) \varphi \quad (8)$$

したがって、相関曲線は式(9)で与えることにする。

$$(K_u^*)^p + (S_u^*)^q = 1 \quad (9)$$

ここに、

$$K_u^* = \frac{K_u}{(K_u) \varphi}, \quad S_u^* = \frac{S_u/S_v}{(S_u/S_v) \sigma = 0} \quad (10) 1 \sim 2$$

N_u/N_v , M_u/M_v , S_u/S_v は、それぞれ面内組合せ荷重が作用した場合に数値計算結果より得られる圧縮力、面内曲げモーメントおよびせん断力を降伏荷重で無次元化したパラメータである。また K_u は次式で表される。

$$K_u = (N_u/N_v) + (M_u/M_v) \quad (11)$$

以上のようにして得られた K_u^* を縦軸に、 S_u^* を横軸に配し R の値別に相関関係をプロットして、 φ の値別に整理してみた。その結果のうち $\varphi = 1$ の場合について図-2に示す。

4. 結果および考察 図-2のほか、 φ の値別に整理した相関曲線より次のことがわかった。(1) R の変化による極限強度の相関曲線の変化は、 $0.5 \leq R \leq 1.5$ の範囲においてはあまり認められないが、 R が大きくなると $K_u^* > S_u^*$ の領域で内側に变化する傾向がある。(2) 相関曲線はほぼ放物線に近いもので p の値は1、 q の値は2に近いものであるが、 φ の値が大きくなるにつれて、 p と q の値は大きくなることが認められる。(3) プロットした点は図中の破線 ($K_u^* + S_u^* = 1$) の外側にある。(4) 相関曲線の形状は、 R よりも φ に大きく支配される。また図-3はDAST指針によって評価される耐荷力と数値計算により求まる極限強度を相当応力度の考えに基づいた σ_u を σ_v で無次元化した値 $(\sigma_u/\sigma_v)_{DAST}$ を用いて比較したものである。ここで $(\sigma_u/\sigma_v)^*$ は、数値計算により求まる極限強度である。これより次のことがわかる。(1) DASTの耐荷力評価は全体的に安全側であるが、 $0.5 \leq R < 1.0$ では、 φ の値によって危険側の評価をする場合がある。(2) φ の値が大きくなると $(\sigma_u/\sigma_v)^*$ が、 $(\sigma_u/\sigma_v)_{DAST}$ を上回る傾向が大きくなりDASTはかなり安全側の設計をしていることになる。

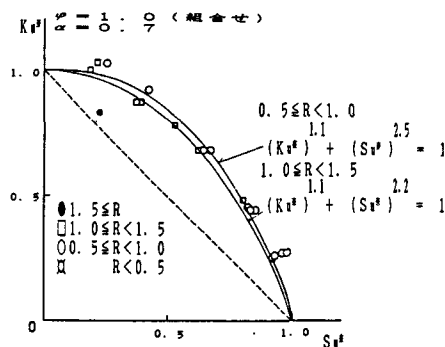


図-2 極限強度の相関曲線

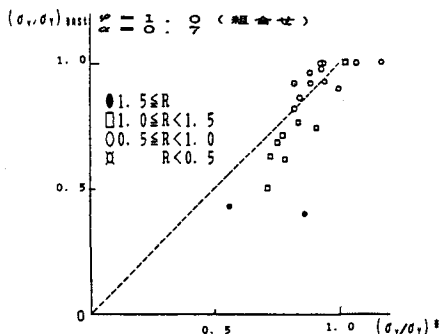


図-3 DASTと数値計算結果との比較

参考文献 1) 奈良 敬・出口恭司・小松定夫：構造工学論文集，Vol. 33A, pp. 141-150, 1987. 2) 奈良 敬・津田 真・福本嘯士：土木学会論文集，No. 392/I-9, 1988. 3) 奈良 敬・出口恭司・福本嘯士：土木学会論文集，No. 392/I-9, 1988.