

大阪大学工学部 正 員 奈良 敬

大阪産業大学工学部 正 員 小松 定夫

1. まえがき 道路橋示方書においては、面内曲げと圧縮応力を受ける補剛板を設計する場合、最大縁圧縮応力を受ける板パネル（以下、「基準パネル」と呼ぶ）の幅厚比パラメータと応力勾配に基づいている。補剛板と基準パネルの極限強度に関する研究は従来より若干見受けられるが、^{1), 2)} 残留応力や初期たわみを十分に考慮したものは殆どないと思われる。筆者らは、これら両初期不整を同時に考慮してこの種の補剛板の極限強度について研究を進めてきたが^{3), 4), 5)}、縦補剛材の本数と剛比をパラメータにとり補剛板全体と基準パネルの極限強度の関係について考察したので報告する。

2. 解析法 Hybrid displacement model に基づく有限要素法⁶⁾により定式化された弾塑性有限変位法を拡張している。本解析法は von Misesの降伏条件並びに Prandtl-Reussの塑性流れ側に従う完全弾塑性材料を対象としている。

3. 解析モデル 吊橋や斜張橋の主塔を対象として実橋断面調査を実施し、その結果を解析モデルの寸法諸元に反映させている。初期たわみは、道路橋示方書の許容値とした。即ち、縦補剛材は $a/100$ 、板パネルは $b/150$ とした。残留応力については、文献7)に基づいた。補剛板の境界条件は周辺単純支持とする。載荷方法については、図-1に示すように載

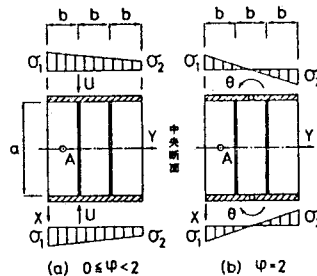


図-1 載荷方法

表-1 パラメータ

幅厚比パラメータ: $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$ ただし、 無補剛板の 弾性係数係数 $k = \begin{cases} 8.4/(\psi+1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \leq \psi < 0 \end{cases}$ 応力比 $\psi = 1 - \varphi/(\eta_2 + 1)$ 応力勾配: $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ 縦補剛材本数: η_2 板パネルの縦剛比: a/b 縦補剛材の剛比: γ_2/γ_1^* ただし、γ_1^*は圧縮補剛板の最小剛比
--

荷辺に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、応力勾配 $\varphi < 2$ の場合には偏心圧縮変位、 $\varphi = 2$ の場合には剛棒の中心に回転変位を与える変位増分法を用いた。本載荷法の妥当性については、図-2に示す実応力勾配 φ_{cal} より認められる。

4. 極限強度の考察 用いたパラメータは表-1の通りである。

(1) 極限強度曲線 φ , R と η_2 をパラメータとした極限状態における最大縁ひずみを図-3に示す。縦軸は、最大縁ひずみ $\epsilon_{1,max}$ を降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した値、横軸は、基準パネル（最大縁圧縮応力 σ_1 が作用する端部パネル）に作用する応力勾配 $\varphi/(\eta_2 + 1)$ の値である。座屈係数を考慮した R の値で整理したにも拘わらず、

$\epsilon_{1,max}/\epsilon_y$ は、 $\varphi/(\eta_2 + 1)$ が大きくなるに従い高くなる。しかし、 $\varphi = 2.0$ の場合を除き、縦補剛材本数の影響は少なく、 $\varphi/(\eta_2 + 1)$ を用いて極限強度を表現することにより、パラメータ η_2 を無視出

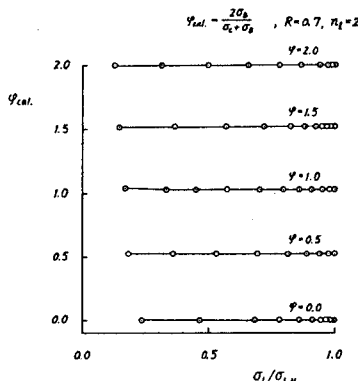


図-2 実応力勾配

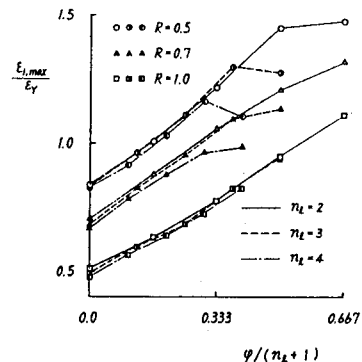


図-3 極限強度と基準パネルの応力勾配

来るように思われる。

この図より、

①縦補剛材の剛比を $\eta_l / \eta_s^* = 1.0$ にとっても補剛板の極限強度を R だけで整理することはできない、②縦補剛材本数の影響については、基準パネルの応力勾配で整理することによ

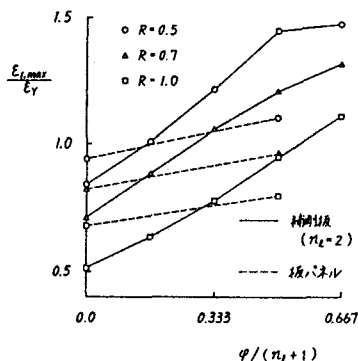


図-4 極限強度の比較 ($n_l = 2$)

てパラメータからはずすことができる、ことがわかる。

(2) 極限強度の比較 補剛板と基準パネルの極限強度を比較した結果を縦補剛材本数 n_l 毎に図-4～図-6に示す。図中の実線は補剛板の極限強度、破線は基準パネルの極限強度である。縦軸および横軸は図-3に同じである。図-4は $n_l=2$ の場合、図-5は $n_l=3$ の場合、図-6は $n_l=4$ の場合で、いずれも $\eta_l / \eta_s^* = 1.0$ である。これらの図より次のことがわかる。①図中の補剛板の極限強度曲線の勾配は、基準パネルの場合より急である。② R の値が等しいとき、補剛板および基準パネルの極限強度曲線は必ず交差し、 $\phi / (n_l + 1)$ が小さい領域では基準パネルの極限強度の方が大きく、逆に $\phi / (n_l + 1)$ の大きい領域では補剛板の極限強度の方が大きい。③ R の値が等しいとき、補剛板と基準パネルの極限強度曲線が交差する $\phi / (n_l + 1)$ の値は0.12～0.33で、この値は、 R および n_l の値が大きいほど大きくなる傾向を示す。

したがって、補剛板全体の極限強度を、基準パネルの極限強度で評価する方法は、 ϕ の小さい領域では危険側の評価となることは注意を要する。図-7には $\eta_l / \eta_s^* = 5.0$ の場合について補剛板と基準パネルの極限強度を比較した結果を示す。この図より、 $R=0.5$ の場合は極限強度の上昇を望めないが、 $R=1.0$ の場合には $\phi / (n_l + 1)$ の小さい領域で大幅な上昇が認められる。

謝辞 本研究の数値計算にあたり、本学大学院生の山田浩幸(現在、日立造船(株)勤務)・松永康男両君に協力頂いたことを記し、ここに謝意を表する。

参考文献 1) 長谷川・大田・西野：土木学会論文報告集，第232号，1974年。 2) 宇佐美・福本：土木学会論文報告集，第247号，1977年。 3) 小松・奈良：昭和59年度関西支部年次学術講演会，

I-48，1984年5月。 4) 奈良・小松：土木学会第39回年次学術講演会，I-62，1984年10月。 5) 山田・小松・奈良：昭和59年度関西支部年次学術講演会，I-48，1984年5月。 6) F.Kikuchi and Y.Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol.31, No.1, 1973。 7) 小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第265号，1977年。

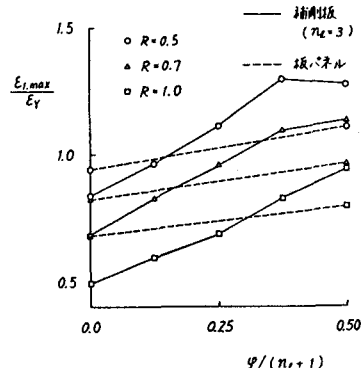


図-5 極限強度の比較 ($n_l = 3$)

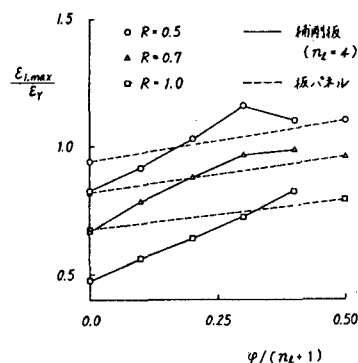


図-6 極限強度の比較 ($n_l = 4$)

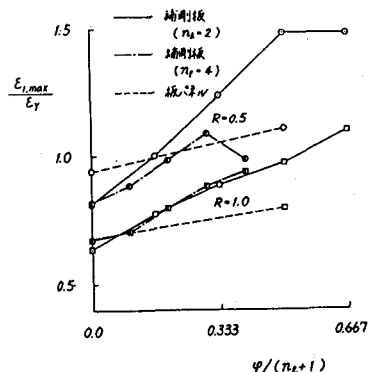


図-7 極限強度の比較 ($\eta_l / \eta_s^* = 5$)