

面内曲げ圧縮応力を受ける補剛板の極限強度の相関曲線について

大阪大学工学部 正員 小松 定夫
大阪大学工学部 正員 ○奈良 敬

① まえがき 面内曲げ圧縮応力を受ける補剛板の極限強度に関する研究は従来より見受けられるが、残留応力や初期にわみを十分に考慮したものは少ない。これら両初期不整を同時に考慮し、面内曲げ圧縮応力を受ける補剛板の極限強度について考察し、この報告する。

② 解析法 Hybrid displacement modelに基づく有限要素法¹⁾により定式化された弾塑性有限変位解析法を拡張している。本解析法は von Mises の降伏条件ならびに Prandtl-Reuss の塑性流れ則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た。

初期にわみは道路橋示方書の許容値とした。すなわち、縦補剛材は $\delta/1000$ 、板パネルは $\delta/50$ とした。残留応力については、文献2)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に示すように載荷辺に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、応力勾配 $\psi < 2$ の場合には偏心圧縮変位、 $\psi = 2$ 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。

④ 極限強度特性 用いたパラメータは表-1の通りである。(1)にわみ波形 図-1に示す中央断面について、極限状態におけるわみ波形の一例を図-2に示す。 $R=1.0$ では $R=0.5$ の場合に比して縦補剛材間の板パネルの局部的にわみ波形が認められるが、むしろ応力勾配によるわみ波形の相違が顕著である。すなわち、 ψ が大きくなると逆対称波形が生じ複雑なわみ波形を呈するようになる。(2)繰りかえり-応力曲線 図-1に示す圧縮側の端部板パネルの中央断面A点における繰りかえり ϵ_1 と垂直応力 σ_x との関係を図-3に示す。

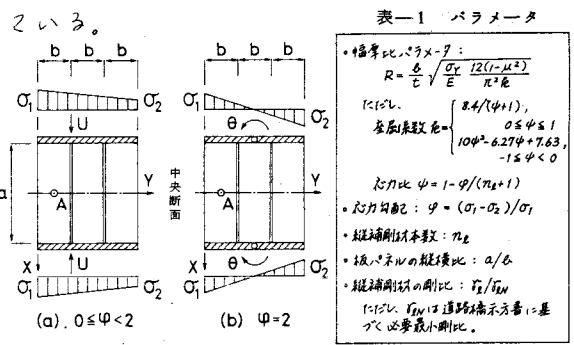


図-1 載荷方法

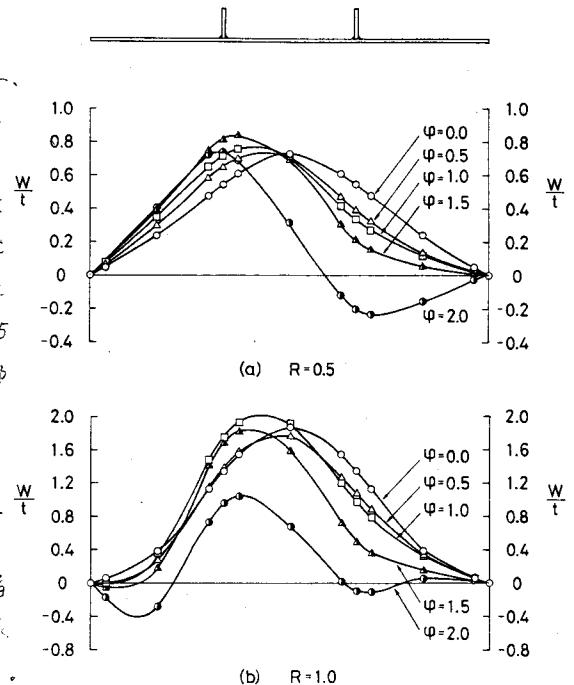


図-2 極限状態におけるわみ波形

実線と破線の差が表わされる面外曲げ応力は ψ が小さい程大きいことが認められる。特に、 $R=1.0$ の場合、応力勾配による面外曲げ応力の相違が著しい。この結果、座屈係数を考慮しに等しい R をもつ補剛板でも、 ψ の値により大きく極限強度が変化するものと思われる。

(3) 極限強度 ψ と R とパラメータとして極限強度曲線の一列を図-4に示す。縦軸は最大繰ひずみ $\epsilon_{l,max}$ を降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した値を示す。 R の値に拘わらず、極限強度は ψ により大きく異なり、 ψ が大きくなるに従い極限強度は高くなる。このように、座屈係数を考慮しに幅厚比パラメータ R を等しくしても、応力勾配 ψ により極限強度が大きく異なるとは注意を要する。

(4) 相関曲線 極限強度の相関曲線の一列を図-5に実線で示す。縦軸は最大平均圧縮応力度 $\sigma_{c,max}$ と純圧縮応力作用時の最大平均圧縮応力度 $(\sigma_{c,max})_{\psi=0}$ で無次元化した値、横軸は最大初等曲げ応力度 $\sigma_{B,max}$ と純曲げ応力作用時の最大初等曲げ応力度 $(\sigma_{B,max})_{f=2}$ で無次元化した値である。数値計算例が少ないのど断言はできないが、 R に拘わらずほぼ同一曲線で表現できる傾向を示している。なお、図中の破線は道路橋示方書に基づく許容応力度曲線、一点鎖線は極限強度を安全率 $\gamma=1.7$ で除した許容応力度曲線を表わす。

あとがき 実橋断面調査結果に基づく寸法諸元の一部の範囲しか数値計算を行な、といえないので、さらに広範囲にわたる解析と実施する予定がある。

謝辞 本研究にあたり、数値計算・データ整理に協力した頂上にナ川泰昌(三井造船株、当時、本学4年生)に謝意を表す。

参考文献 1) F. Kikuchi and Y. Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 31, No. 1, 1973.
2) 小松中彦、北田：土木学会報告集、第265号、1977。

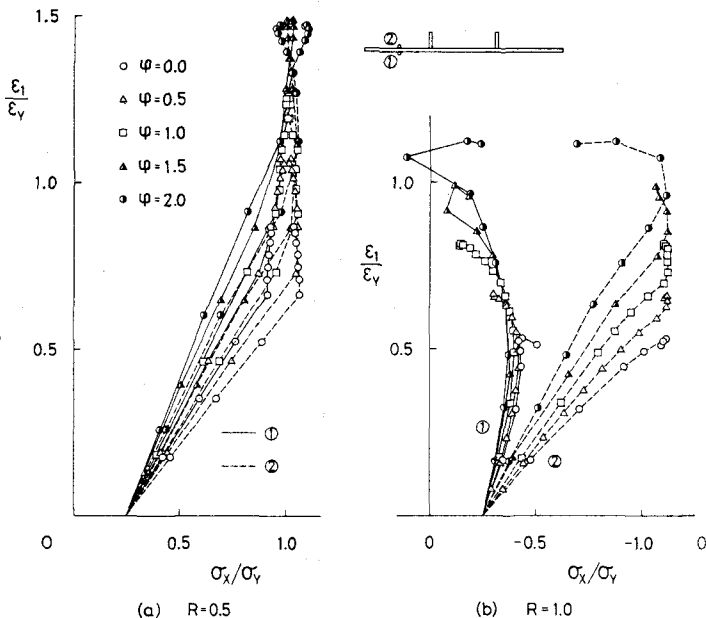


図-3 繰ひずみ-応力曲線

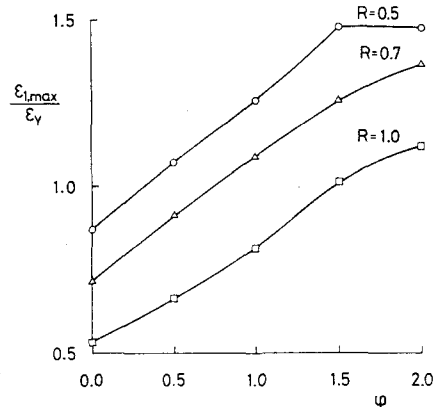


図-4 極限強度曲線

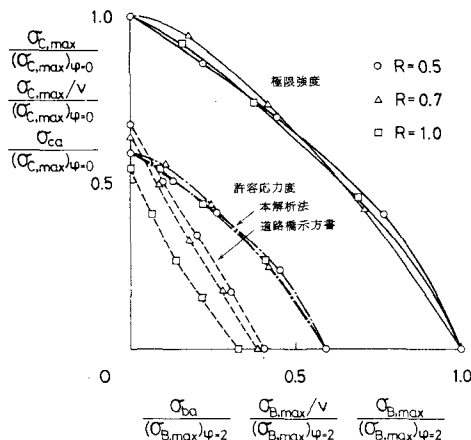


図-5 極限強度の相関曲線