

I-66

面内曲げと圧縮を受ける補剛板の縦補剛材剛比について

大阪大学大学院 学生員 松永 康男
 岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬
 大阪大学工学部 正 員 福本 嘯士

1. まえがき 現行の道路橋示方書における補剛板の設計は、最大圧縮応力を受ける板パネル（以下「設計基準パネル」と呼ぶ）の幅厚比パラメータ R と応力勾配 φ に基づいて行われている。しかし、文献1)に指摘されているように、剛比を表すパラメータ $\eta/\eta_{\text{req}}=1$ （ η は縦補剛材剛比、 η_{req} は道路橋示方書で規定される必要最小剛比、 $R \geq 0.5$ では圧縮補剛板の最小剛比 η に等しい）の場合、 φ の小さい領域では縦補剛材の剛性不足、 φ の大きい領域では縦補剛材の剛性を過大評価しているという問題点がある。ここでは、面内曲げと圧縮を受ける鋼板および補剛板に関して進めてきた研究^{1), 2), 3), 4)} を基にして、 φ の大きい領域における縦補剛材の適切な剛比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⁵⁾により定式化された弾塑性有限変位法を拡張している³⁾。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 解析モデルの寸法諸元は実橋に即したものをを用いている。初期たわみは、道路橋示方書の許容値を導入し、残留応力は文献6)に基づいた。載荷方法については文献3)に基づいた変位増分法を用いている。尚、補剛板パネルの縦横比 α は、極限強度の相関曲線への影響が少ない³⁾ことから、ここでは $\alpha=3$ のみ解析した。

4. 数値計算結果と考察 (1) **剛比と極限強度** 図-1、2に縦補剛材本数 $n_r=2$ 、 $\varphi=1.5$ 、2.0の場合の縦補剛材剛比による極限強度の変化を示す。図の横軸は剛比パラメータ η/η_i であり、縦軸は極限強度を表す指標 K_u で、 $K_u = N/N_v + M/M_v$ である。ここで、 N 、 M はそれぞれ圧縮荷重、面内曲げモーメントを表し、 N_v 、 M_v はそれぞれ降伏荷重、降伏モーメントを表す。図の横線は、設計基準パネルを周辺単純支持板として解析したときの極限強度を表す。図-2では、 $\eta/\eta_i=0.001$ としても補剛板の極限強度は設計基準パネルの極限強度にまで低下しなかった。

(2) **最小剛比** 補剛板の極限強度を設計基準パネルの極限強度に等しくするためには、図-1、2における交点の位置の剛比を補剛板に持たせればよいことになる。すなわち、この剛比が極限強度から判断される必要最小限の剛比（以下「最小剛比」と呼ぶ）と定義できる。 n_r が変化しても同様である。図-3、4には、 $n_r=2$ 、 $\varphi=1.5$ 、 $R=0.5$ 、1.0の場合の剛比によるたわみ波形の変化を示す。 $R=0.5$ の場合、剛比を最小剛比（約0.05）より小さくしてもたわみ波形の変化はほとんどない。 $R=1.0$ の場合、 $\eta/\eta_i=0.125$ にするとたわみはかなり大きくなるが、この場合の最小剛比（約0.4）付近では、たわみはあまり変化しないと思われる。同様の結果が $R=0.7$ 、 $\varphi=2.0$ 、 $n_r=3$ 、4の場合についても得られている。以上より、この極限強度に基づいて定義した最小剛比は、たわみ波形から判断しても十分な剛比であると言える。

(3) **必要剛比との比較** 図-5に $R=0.5$ 、 $\varphi=1.5$ の場合について縦補剛材の剛比 η による極限強度の変化を示す。同時に、この曲線上に

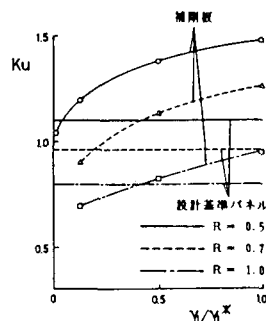


図-1 剛比による極限強度の変化
 ($n_r=2$ 、 $\varphi=1.5$)

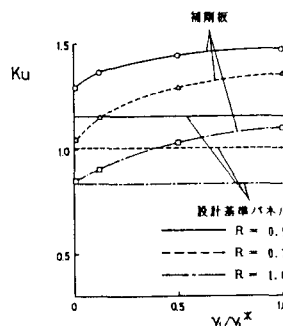


図-2 剛比による極限強度の変化
 ($n_r=2$ 、 $\varphi=2.0$)

は本研究で得られた最小剛比と文献7), 8) で与えられる必要剛比をプロットしてある。また、 $\varphi=1.5, 2.0$ について n_k と最小剛比の関係を表したのが図-6、7である。これらより、最小剛比は n_k によってほぼ直線的に増加しており、文献7), 8) で与えられる必要剛比は、 $R=0.5$ の場合ではかなり大きな値を与えるが、 R, n_k によっては危険側の値を与える可能性があることがわかる。道路橋示方書で与えられる剛比は純圧縮を基準としているのでかなり大きな値になっている。以上より、補剛材の断面積は剛比の平方根倍になること、すなわち剛比が1/4になれば断面積は1/2 程度になることを考えると、 φ の大きい領域では、剛比を最小剛比程度にまで低下させることによる効果が大きいものと期待される。

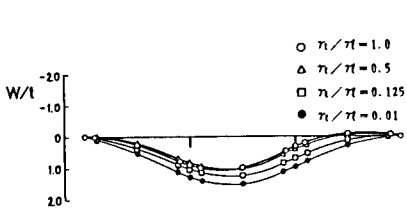


図-3 剛比によるたわみ波形の変化
($R=0.5$ 、 $n_k=2$ 、 $\varphi=1.5$)

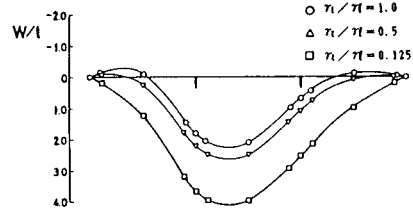


図-4 剛比によるたわみ波形の変化
($R=1.0$ 、 $n_k=2$ 、 $\varphi=1.5$)

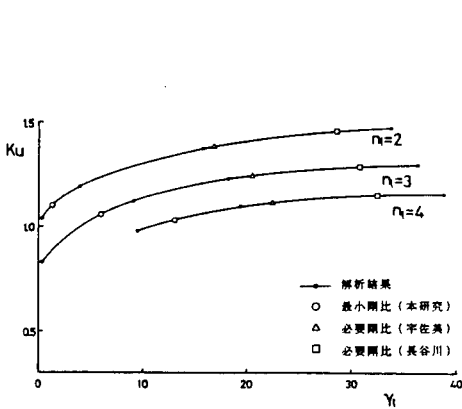


図-5 剛比 n_k による極限強度の変化
($R=0.5$ 、 $\varphi=1.5$)

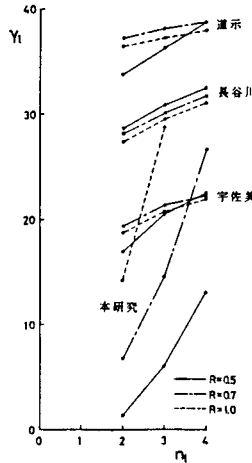


図-6 縦補剛材本数による
必要剛比の変化 ($\varphi=1.5$)

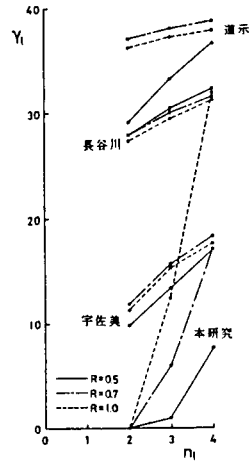


図-7 縦補剛材本数による
必要剛比の変化 ($\varphi=2.0$)

5. あとがき 本研究は、極限強度が縦補剛材の剛比パラメータ n_k/n_l 、剛比 n_k によってどのように変化するかを調べ、それより最小剛比がどの程度になるかを検討したものである。その結果、 φ の大きい領域では、最小剛比程度の剛比で十分であることがわかった。本研究では、補剛材の極限強度と設計基準パネルの極限強度が等しくなるような剛比をもって最小剛比と定義したが、この最小剛比の値は道路橋示方書の必要剛比とかなり異なる。

参考文献 1) 奈良・小松：土木学会第41回年次学術講演会，I-94，1986年11月。 2) 奈良・小島・津田・小松：土木学会論文集（投稿中） 3) 奈良・山田・松永・小松：構造工学論文集，Vol.33A，1987年3月。 4) 奈良・松永・福本：昭和62年度関西支部年次学術講演会，I-22，1987年4月。 5) F.Kikuchi and Y.Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol.31, No.1, 1973.

6) 小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第265号，1977年。 7) 長谷川・大田・西野：土木学会論文報告集，第232号，1974年。 8) 宇佐美・福本：土木学会論文報告集，第247号，1976年。