

面内曲げと圧縮応力を受ける補剛板の縦補剛材剛比について

大阪大学工学部 正 員 奈良 敬
 大阪大学大学院 学生員 松永康男
 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 $\eta/\eta_{\min}=1$ （ η は縦補剛材剛比、 $\eta_{\min}$ 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)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4)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5)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. 極限強度に関する考察 図-1、2に縦補剛材本数 $n_k=2$ 、 $\varphi=1.5$ 、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 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して解析したときの極限強度を表す。従って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、図の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、この剛比が十分とは言えないまでも必要最小限の剛比（以下「最小剛比」と呼ぶ）と定義できることになる。図-2では、 $\eta/\eta=0.01$ 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。図-3に $\varphi=1.5$ において、 n_k が変化した場合の最小剛比の変化を示す。これより、 n_k が増えると最小剛比が急激に増加しているが、これは純圧縮の場合の最小剛比に収束するものと予想される。 $\varphi=2.0$ についても同様の結果が得られている。図-4、5には、 $n_k=2$ 、 $\varphi=1.5$ 、 $R=0.5$ 、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、 η/η を $1/8$ 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パラメー

Satoshi NARA Yasuo MATSUNAGA and Yuhshi FUKUMOTO

タ $\eta_1/\eta_l \approx 0.4$ 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 $R = 0.7$ 、 $\varphi = 2.0$ 、 $n_t = 3, 4$ の場合についても得られている。以上より、図-3 に示される極限強度に基づいた最小剛比は、たわみ波形から判断するかぎり十分な剛比であると言える。また、補剛材の断面積は剛比の平方根倍になる、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、応力勾配の大きい領域では、剛比を図-3 に示される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。

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 η_1/η_l によってどのように変化するかを調べ、その結果から最小剛比がどの程度になるかを検討したものである。しかし、最小剛比は n_t 、 φ 、 R 、 α 等のパラメータによって変化するため、 η_l を用いずに縦補剛材の剛比 η_1 によって極限強度がどのように変化するかを調べ、その結果より縦補剛材の必要でかつ十分な剛比を求める必要があると思われる。

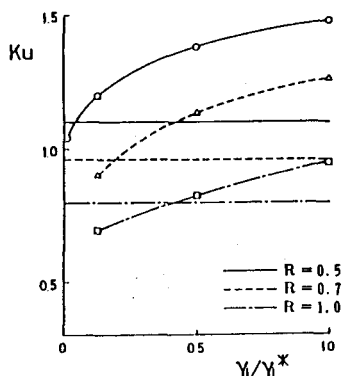


図-1 剛比による
極限強度の変化
($n_t = 2$ 、 $\varphi = 1.5$)

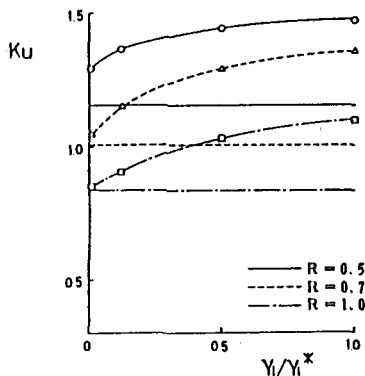


図-2 剛比による
極限強度の変化
($n_t = 2$ 、 $\varphi = 2.0$)

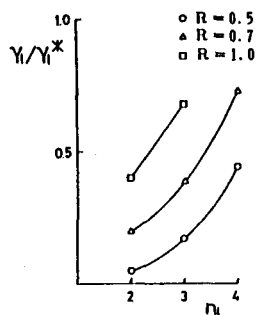


図-3 縦補剛材本数
による最小剛比の変化

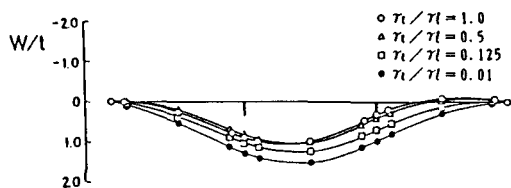


図-4 剛比によるたわみ波形の変化
($R = 0.5$ 、 $n_t = 2$ 、 $\varphi = 1.5$)

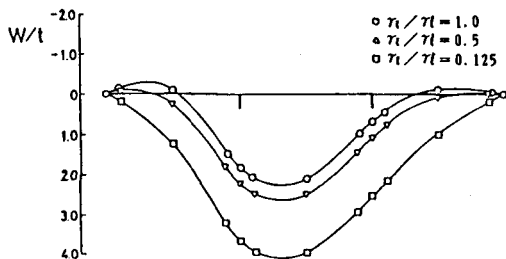


図-5 剛比によるたわみ波形の変化
($R = 1.0$ 、 $n_t = 2$ 、 $\varphi = 1.5$)

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) F.Kikuchi and Y.Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol.31, No.1, 1973.
- 5) 小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第265号，1977年。