

大阪大学工学部 正 員 北田俊行
 大阪大学工学部 正 員 小松定夫
 大阪大学大学院 学生員 奈良 敬

1. まえがき 第32回の全国大会において発表した解析法¹⁾を用いて、縦リブで補剛された種々の連続圧縮補剛板の極限強度曲線を求めた。その際、縦リブ本数を2本、補剛板パネルの縦横比 L/B を1、残留応力度および初期たわみを以下に示すあるパターンにそれぞれ固定し、縦リブ間の板パネルの無次元幅厚比 R を横軸に、無次元極限強度 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ を縦軸にして、極限強度曲線を図示した。

2. 解析モデル 図-1(a)に示すような連続補剛板と各補剛板パネルのたわみの逆対称性を利用して図-1(b)のようにモデル化し、解析を行なった。有限要素法の分割数については、文献2)の結果に従い、以下のようにした。

- ① σ/σ_N , σ/σ^* = 1 の時 ; $12 \times 6 \times 2$ 分割
 - ② σ/σ_N , σ/σ^* = 2 または 5 の時 ; $18 \times 9 \times 2$ 分割
- ここで、 σ は縦リブの剛比で、 σ_N および σ^* はそれぞれ道路橋示方書および DIN 4114 で定められている必要最小剛比である。

3. 計算に用いた初期不整 残留応力については、実験に基づいて決定した図-2に示す自己平衡の分布形を採用した。初期たわみについては、補剛板パネル全体の初期たわみと補剛材間の板パネルの局部的初期たわみが重ね合されて次式で示す波形を用いた。

$$w_0 = \delta \left\{ \min\left(\frac{3Y}{B}, 1\right) \right\} \cos \frac{\pi X}{L} +$$

$$w_{10} \cos \frac{3\pi X}{L} \cdot \sin \frac{3\pi Y}{B} ; 0 \leq Y \leq \frac{B}{2} \quad \text{----- (1)}$$

残留応力および初期たわみの分布形を決定する各諸量およびその他の諸量については表-1に示すとおりである。

4. 極限強度曲線とその考察

(1) 道路橋示方書に従って設計した補剛板の極限強度曲線

σ/σ_N が1, 2および5の場合の極限強度曲線を図-3に示す。また、 $R = 0.3, 0.7$ および 1.3 の場合について、縦リブ剛比と極限強度の関係を図-4に示す。ただし、 $R = 1.3$ の補剛

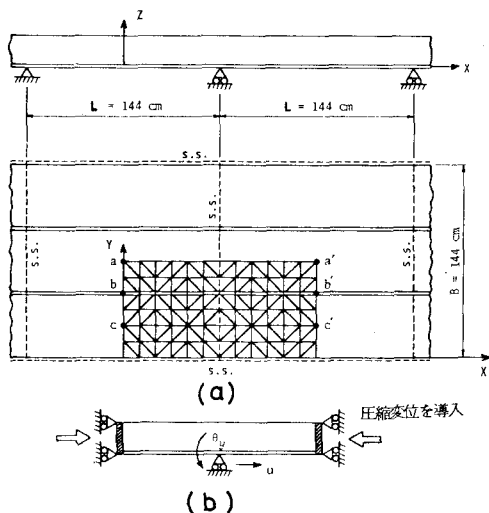


図-1 解析モデル

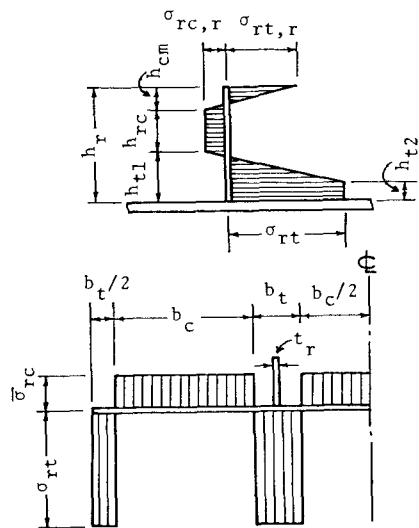


図-2 残留応力分布

表-1 解析モデルの諸元

$L=144\text{cm}$, $B=144\text{cm}$, 縦リブ2本, $h_r/t_r=7.5$, $b=48\text{cm}$, $W_{10}=b/150$, $\delta=L/1000$, $\sigma_y=2400\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{rt}=\sigma_y$, $\sigma_{rc}=-0.3\sigma_y$ (or $-0.4\sigma_y$), $\sigma_{rt,r}=0.6\sigma_y$, $\sigma_{rc,r}=-0.2\sigma_y$ (or $-0.4\sigma_y$), $h_{cm}/h_{t1}=1/4$, $h_{t2}/h_{t1}=1/8$

板は道示の規定外のものである。

$R=0.3$ の補剛板では、 σ/σ_N

を大きくしても $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ はほとんど増加しない

が、 $R=0.7$ の補剛板では σ/σ_N

を1から5に大きくすることによって $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ を約

18%大きくできることかわかる。

図-4には、残留圧縮応力度 σ_{rc} 、

σ_{rc} 、 r の大きさを2種類に変化させた場合の結果を

比較しているが、

両者の間には有意な差が認められないことがわかる。

(2) 鋼鉄道橋設計標準に従って設計した補剛板の極限強度曲線

極限強度曲線を図-5に示す。鋼鉄道橋設計標準では、その必要最小剛比 $\bar{\sigma}_R$ は道示の $\bar{\sigma}_N$ の5倍と一致する。

したがって、この曲線は、図-3の $\bar{\sigma}=5\bar{\sigma}_N$ の曲線と同じものである。

(3) DIN 4114に従って設計した補剛板の極限強度曲線

初期たわみを道示の制限値($\delta=L/1000$, $W_{10}=b/150$)にした場合と、DIN 1079の制限値($\delta=L/500$, $W_{10}=b/250$)にした場合のそれぞれの極限強度曲線を図-6に示す。

他に $\delta=L/1000$, $W_{10}=b/250$ および $\delta=L/500$, $W_{10}=b/150$ なる

初期たわみと有する補剛板についても解析した結果、この程度の初期たわみでは、補剛板の極限強度は全体的に初期

たわみ δ に強く影響され、 W_{10} にはほとんど影響されないことがわかった。

また、図-4より、道示の規定外である R が0.7より大きい補剛板(例えば $R=1.3$)では、 σ/σ^* を大きくすることにより $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ をかなり増加できることがわかる。

5. 実安全率 本解析による極限強度と許容応力度の比を実安全率 ν^* とし、それぞれの示方書に対する ν^*-R 曲線を図-7に示す。

[参考文献] 1) 茶良・小松・北田; 初期不整を含む縦りづで補剛された連続圧縮板の弾塑性解析, 第32回土木学会年報摘要, I-282, 2) 小松・北田・茶良; 初期不整を含む縦りづで補剛された連続圧縮板の極限強度特性, 昭和63年度土木学会関西支部年報摘要, I-61。

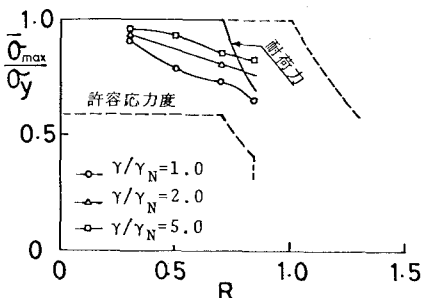


図-3 道示に対する極限強度曲線

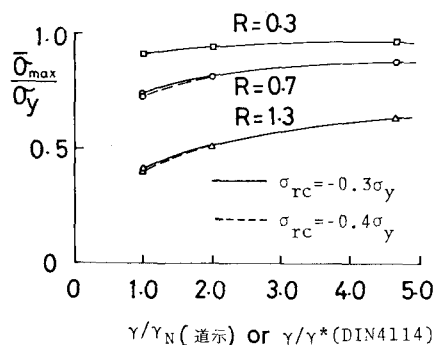


図-4 剛比と極限強度
($\delta=L/1000$, $W_{10}=b/150$)

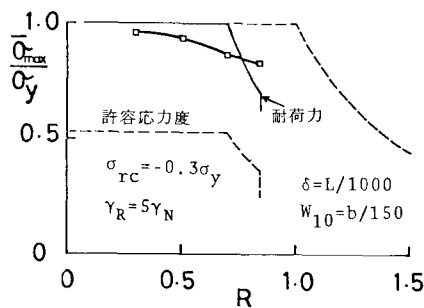


図-5 鋼鉄道橋設計標準に対する極限強度曲線

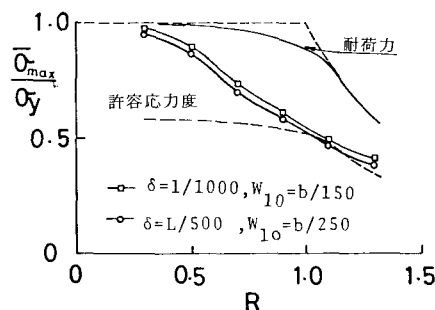


図-6 DIN 4114に対する極限強度曲線
($\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$)

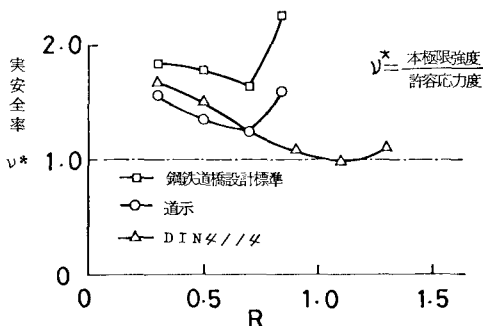


図-7 実安全率