

面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の相関曲線について

大阪大学工学部 正 員 奈良 敬
 大阪大学工学部 学生員 ○津田 真
 大阪産業大学工学部 正 員 小松 定夫

1. まえがき 面内曲げと圧縮を受ける鋼板を対象とし、幅厚比パラメータ、縦横比、応力勾配、残留応力、初期たわみなどのパラメータと極限強度の関係を明らかにし、さらに極限強度の相関曲線について考察したので報告する。

2. 解析法 数値計算にあたっては、文献1)に示す弾塑性有限変位解析法をひずみ硬化についても考慮できるように拡張した。詳細については文献2)を参照されたい。

3. 解析モデル 初期たわみは道路橋示方書の許容値とした。残留応力については、文献3)に基づいた。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 $X = \pm a/2$ 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とした。

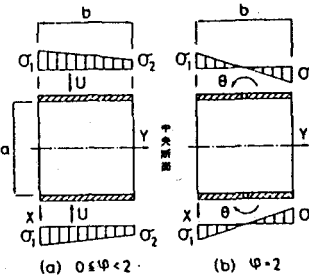


図-1 載荷方法

表-1 パラメータ

幅厚比パラメータ: $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$ ただし、 無相鋼板の 弾性変形係数 $k = \begin{cases} 8.4/(\psi+1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \leq \psi < 0 \end{cases}$
応力比 $\psi = 1 - \varphi$ 応力勾配: $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ 板パネルの縦横比: a/b

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) たわみ波形特性

初期たわみを道路橋の許容値として上述のパラメータを考慮してたわみ波形を求めた結果、次の事柄がわかった。残留応力がある場合、幅厚比パラメータ R

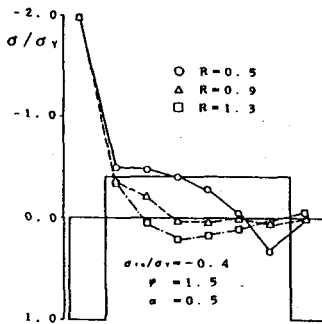


図-2 極限状態での応力分布

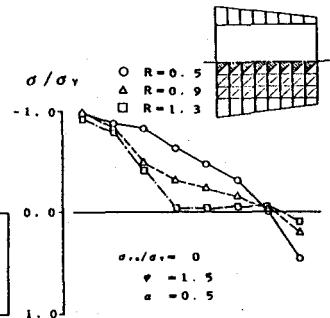


図-3 極限状態での応力分布

が大きいくほど極限状態でのたわみが大きい。一方、残留応力がない場合、 R によるたわみ量の差はあまり生じない。また、 φ が大きくなると面内曲げの影響が顕著に現れ、極限状態における最大たわみ波量の生ずる位置は $(X, Y) = (0, b/(\varphi^2 + 2))$ 付近である。

(2) 応力分布特性 図-2は、図中の斜線を施した要素について、 $\varphi = 1.5$ で残留応力がある場合の極限状態における垂直応力分布を示す。 R は0.5、0.9、1.3と変化させている。 $R = 0.9$ 、1.3では、面外変位が大きくなるため、板中央付近に応力のポケットが生じる。この傾向は R が大きいくほど顕著である。これらの図を残留応力を含めた付加応力で表現すると、残留引張応力度が導入されている圧縮縁で降伏応力度の2倍に達するの

がわかる。図-3に残留応力がない場合の応力分布を示す。これも残留応力がある場合と同様、板中央付近に応力のポケットが生じる。 φ が大きい場合、圧縮縁の残留引張応力度が極限強度に非常に有利に作用している様子が伺える。

(3) 応力勾配と極限強度 応力勾配 φ と極限強度の関係を図-4に示す。縦軸 K_u は面内力を受ける場合の強度指標で、 $K_u = N_u/N_v + M_u/M_v$ で表される。ここで、 N_u は極限圧縮荷重、 M_u は極限面内曲げモーメントである。この図より、①座屈係数を考慮した幅厚比パラメータ R の値に拘らず、 K_u は φ によって大きく異なり φ が大きくなるに従い高くなる傾向を示す、②極限強度と応力勾配の関係はほぼ直線関係を示す、③ $\varphi=1.5$ で R が0.5から

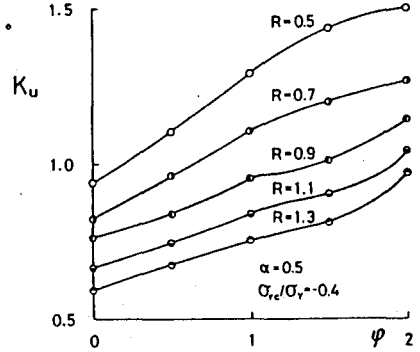


図-4 極限強度-応力勾配曲線

0.9に変化する時、 K_u が大きく低下することがわかった。

5. 相関曲線 図-5に残留応力がある場合の極限強度の相関図を示す。図中の縦軸 N_u^* は N_u を純圧縮時の極限圧縮荷重(N_u) $\varphi=0$ で無次元化した値、横軸 M_u^* は M_u を純曲げ時の極限面内曲げモーメント(M_u) $\varphi=2$ で無次元化した値である。図中に記した点から最小自乗法により近似式を与え、極限強度の相関曲線を求めたのが図中の実線である。図-5から幅厚比パラメータ R の値別に、極限強度の相関曲線を求めた。その代表例を図-6、7に示す。また、図-8に残留応力のない場合の極限強度の相関曲線を示す。プロットした点は1点を除いて、図中の破線で示された直線 $N_u^* + M_u^* = 1$ の外側にあることから、図中の破線が下限値をおさえていると言える。また相関曲線では残留応力の有無による差異は認められない。これらの図より、極限強度の相関曲線は、 $N_u^* > M_u^*$ の領域で破線から遠ざかり、 $N_u^* < M_u^*$ の領域では破線に近づいているのがわかる。この傾向は R が大きくなるほど顕著である。

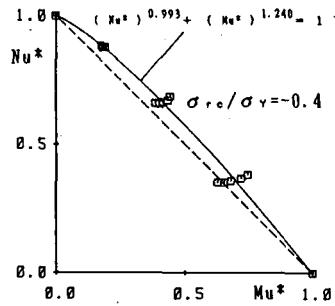


図-5 極限強度の相関曲線

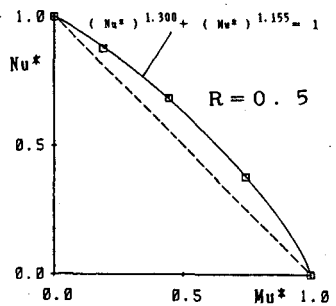


図-6 極限強度の相関曲線

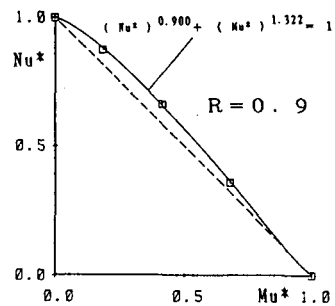


図-7 極限強度の相関曲線

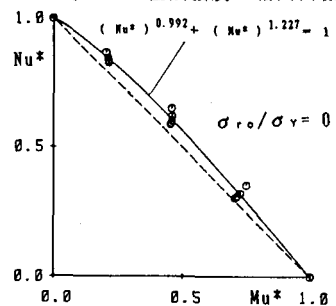


図-8 極限強度の相関曲線

を求めた。その代表例を図-6、7に示す。また、図-8に残留応力のない場合の極限強度の相関曲線を示す。プロットした点は1点を除いて、図中の破線で示された直線 $N_u^* + M_u^* = 1$ の外側にあることから、図中の破線が下限値をおさえていると言える。また相関曲線では残留応力の有無による差異は認められない。これらの図より、極限強度の相関曲線は、 $N_u^* > M_u^*$ の領域で破線から遠ざかり、 $N_u^* < M_u^*$ の領域では破線に近づいているのがわかる。この傾向は R が大きくなるほど顕著である。

参考文献 1)小松・奈良・山口：昭和58年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，I-32，1983年5月。 2)奈良・出口・小松：構造工学論文集，Vol.33A，1987年3月。 3)小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第265号，1977年9月。