

純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性について

大阪大学工学部 正 員 奈良 敬

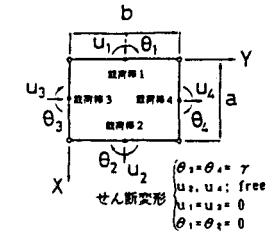
大阪大学大学院 学生員 ○出口 恭司

大阪大学工学部 正 員 福本 晴士

1. まえがき 一般にせん断応力が作用する薄板については斜め張力場の発生により後座屈強度が期待できると考えられており、極限強度特性に関する研究は主として張力場理論により塑性解析の立場から実施されてきた。道路橋示方書によると、純せん断応力を受ける板の極限強度は弾性座屈曲線に基づいている。本研究では、初期たわみと残留応力を同時に考慮できる弾塑性有限変位理論に基づき、有限要素法を適用して、純せん断応力を受ける鋼板の極限強度を算出し、その特性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²⁾。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 せん断変形の導入に際し図-1に示すように解析モデルの板要素周辺に曲げ剛性無限大の荷役棒を取り付け、境界条件、板要素境界上の変位を工夫して純せん断応力状態を得た³⁾。板の断面寸法に関するパラメータとしては、①縦横比 α ($= a/b$) ②幅厚比 b/t があげられる。②に対しては鋼種による影響も考慮できるように表-1中の式(1)に示す幅厚比パラメータ



ど現れない様子が認められる。以上より残留応力の有無にかかわらず解析の対象として縦横比 α は1.0以上として良いことがわかる。

5. 極限強度特性 表-1に示すように縦横比 α と幅厚比パラメータ R_c の値を変化させて極限強度を算定した。極限強度曲線については、横軸に α をとったものを図-2、横軸に R_c をとったものを図-3に示す。

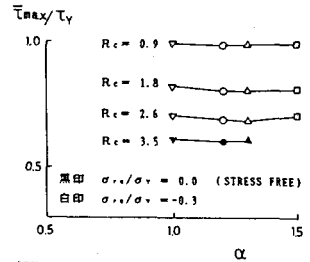


図-2 極限強度曲線 (α)

(1) 残留応力の影響 図-4では平均せん断応力度 $\bar{\sigma}$ とせん断変

形の関係を示す。残留応力の存在によってせん断変形は大きくなるが、極限強度は約2%しか変わらず、残留応力の極限強度に与える影響は無視し得る程小さいことが認められる。 $R_c = 0.9$ の場合に残留応力の存在により極限強度が上昇し、1.8%高い値となった。

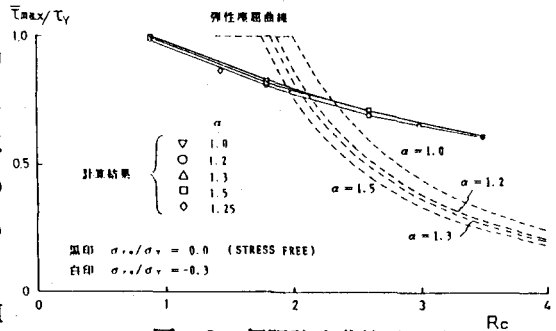


図-3 極限強度曲線 (R_c)

(2) 縦横比の影響 図-2より、いずれの値の R_c に対しても $\alpha = 1.2$ 付近で極限強度は最低となるが、その低下量は約2~3%であり、断面寸法に関するパラメータで極限強度に支配的なものは R_c であることが認められる。

(3) 幅厚比の影響 図-3には α に応じて弾性座屈曲線も併せて描いた。極限強度は、いずれの計算結果においても R_c の小さい領域では弾性座屈曲線より低い値となる一方、 R_c の大きい領域では高い値となり、

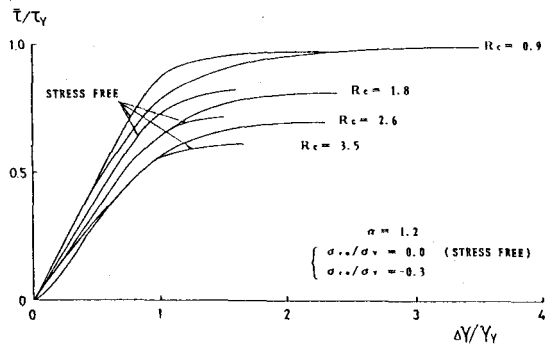


図-4 平均せん断応力度-せん断変位曲線

この領域では後座屈強度が期待出来る様子が R_c の増加に伴い後座屈強度が上昇する傾向がわかる。計算結果と弾性座屈曲線の交点については、 $\alpha = 1.0$ の場合、 $R_c = 2.4$ 、 $\alpha = 1.2$ 、 1.3 、 1.5 で $R_c = 2.2$ 、 2.1 、 2.0 の値をとる。また極限強度の α の値による相違は、上述の様に約2~3%であり、 $\alpha = 1.2$ 、 1.3 の曲線が低い値を示した。

あとがき 極限強度に関する詳細な考察については、講演当日説明する予定である。

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・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。
- 3) 奈良・小松：土木学会第38回年次学術講演会講演概要集，I-88，1983年 9月。
- 4) 小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第 265号，1977年。