

I-60

純せん断を受けるプレートガーダー腹板の極限強度に関する研究

徳倉建設（株） 正 員 片岡 靖博
 岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬
 岐阜大学工学部 正 員 森脇 良一

1. まえがき 面内組合せ荷重を受ける鋼板構造の極限強度を評価するには、圧縮力のほかに面内曲げモーメントやせん断力が単独に作用する場合の基本強度を明らかにすることが重要である。そこで本研究は、せん断を受けるプレートガーダーの腹板に着目し、その極限強度を明らかにすると共に、板要素の極限強度とプレートガーダー腹板の極限強度の関係について定量的に評価することを試みたので報告する。

2. 解析モデル 本研究では初期たわみおよび残留応力の両初期不整を同時に考慮できる Hybrid displacement modelを用いた弾塑性有限変位解析法^{1), 2)}を用いる。周辺単純支持された板要素の上下辺に、各節点2自由度をもつはり要素を結合して、プレートガーダーの解析モデルとした^{3), 4)}。解析モデルの概略を図-1に示す。 (1) パラメータ 腹板ならびにフランジの断面については、実橋調査^{2), 4)}に基づいて決定した。純せん断応力を受ける鋼板の縦横比が極限強度に与える影響について調べた結果⁵⁾、極限強度を幅厚比パラメータで整理すれば、縦横比は極限強度に支配的影響を与えないと考えられることから、腹板の縦横比 α は $\ell/H=1$ に固定した。腹板厚 t_w は9mmとし、腹板の幅厚比は $H/t_w=60\sim 220$ に変化させた。すなわち、次式に示す腹板の幅厚比パラメータは、 $R_w=0.53\sim 1.95$ と変化する。

$$R_w = \frac{H}{t_w} \sqrt{\frac{\tau_Y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$k = \begin{cases} 5.34 + 4.0\alpha^2 & (\alpha > 1) \\ 4.0 + 5.34\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 τ_Y は降伏せん断応力度、 E はヤング係数、 ν はポアソン比である。フランジの断面についてはその剛性を表すパラメータとして、フランジの全塑性モーメント $M_p = \sigma_Y b t_f^2 / 4$ を無次元化したパラメータ $f = M_p / (H^2 t_w \sigma_Y w)$ を用いた。ここに、 σ_Y および $\sigma_Y w$ はそれぞれフランジおよび腹板の降伏応力度である。実橋調査では $0.001 \leq f \leq 0.004$ であることから $f=0.001$ と 0.004 の2通りについて数値計算する。ただし、フランジの幅厚比は実橋に即して $b/2t_f=8$ とした。

(2) 初期たわみ 最大初期たわみは、道路橋示方書で規定されている製作誤差の許容値とした。またせん断パネルの場合縦横2半波形の正弦波形が極限強度に不利な波形である⁵⁾と考えられるので、初期たわみ波形を次式で与える。 $W_0(X, Y) = (H/250) \sin(2\pi X/\ell) \sin(2\pi Y/H)$ (3)

(3) 残留応力 純せん断を受ける鋼板の極限強度に残留応力が与える影響は小さい⁵⁾が、残留応力を縦方向のみに自己平衡となるように文献⁶⁾に基づいて導入する。残留引張応力度 σ_{rt} および残留圧縮応力度 σ_{rc} はそれぞれ $\sigma_{rt} = \sigma_Y$ 、 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ である。

(4) 境界条件 垂直補剛材で囲まれた腹板の解析モデルとしては、支承に隣接する端パネルと支承から遠い中間パネルとに分けて2通りの境界条件が考えられる。ここでは、支承から遠い中間パネルを対象とする。垂直補剛材で区切られた腹板パネルが無限に続く

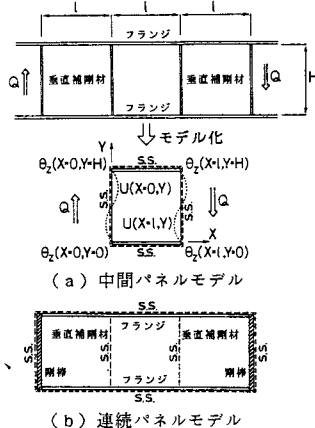


図-1 解析モデル

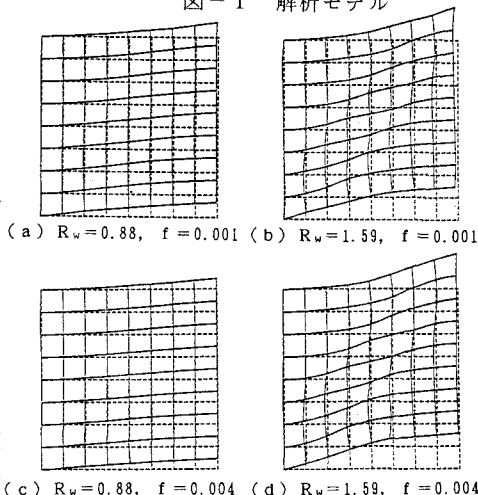


図-2 極限強度における面内変位

と仮定した場合、その中間部分にある1パネルを取り出すと、それに隣接するパネルも同じ変形挙動を示すことがわかる。そこで、中間パネルの解析モデルにおける面内境界条件として、図-1(a)に示すように腹板パネルが隣接する垂直補剛材におけるX方向変位Uならびに、フランジの回転角 θ_z を等しくおく制約条件を周辺単純支持の境界条件に付加する。すなわち、

$$\begin{aligned} U(X=0, Y) &= U(X=L, Y) \\ \theta_z(X=0, Y=0) &= \theta_z(X=L, Y=0) \\ \theta_z(X=0, Y=H) &= \theta_z(X=L, Y=H) \end{aligned} \quad (4)$$

この制約条件を付加した場合については、剛性マトリックスの修正により対処する。中間パネルモデルの妥当性を調べるため、図-1(b)に示すように、連続する3パネルを解析モデルとして数値計算を行った。その結果、中間パネルモデルの制約条件式(4)が満たされることが確認されている^{2), 4)}。

3. 数値計算結果とその考察 (1) フランジの曲げモーメント

極限状態でのフランジの曲げモーメントは全て全塑性モーメントに達しなかった。つまりフランジには塑性ヒンジが生じていないことがわかった。 (2) 腹板の面内および面外変形

$R_w = 0.88, 1.59$ の場合について、極限状態

における面内変位および面外変位をそれぞれ図-2および図-3に示す。これらの図より幅厚比パラメータの大きい腹板ほど大きい変形をすることがわかるが、フランジの曲げ剛性による差は $f = 0.001$ と $f = 0.004$ との間でほとんどみられなかった。図-3よりわかるように、腹板の対角線方向に帯状の凸形のたわみ波形を呈して極限状態に至っている。これは斜め張力場の発生を示しており、この帯状の方向には引張応力、もう一方の対角線方向には圧縮応力が生じていることが、主応力を計算してみるとわかる。 (3) 極限強度曲線

一般にせん断応力を受けるパネルは、極限強度に達した後にさらに変位増分を与えても腹板に斜め張力場が形成され、急激な強度低下は生じず、極限強度にほぼ等しい強度を保持する傾向にある。ここでは、極限強度を最大平均せん断応力 $\bar{\tau}_{max}$ を降伏せん断応力 τ_y で無次元化した $\bar{\tau}_{max}/\tau_y$ で与えた。得られた極限強度曲線ならびに純せん断応力を受ける鋼板の極限強度曲線⁵⁾を弾性座屈曲線と共に図-4に示す。 $f = 0.001$ と $f = 0.004$ の場合について極限強度を比較してみると、せん断降伏応力度に対して3%程度しか違いがないことがわかる。また幅厚比パラメータの値が0.5付近においては、本解析結果と文献5)の極限強度曲線は共に $\bar{\tau}_{max}/\tau_y = 1$ に近い値をとるのに対し、 R_w が大きくなるに従い両者の極限強度に差が生ずることがわかる。これは両者の面内境界条件の差と考えられる。

4. 結論 本研究において得られた結論を列挙すれば次の通りである。 ①フランジの曲げ剛性を表すパラメータが $f = 0.001$ のときも $f = 0.004$ のときも共に文献5)による鋼板の極限強度よりも高い値を示した。また f が異なっても両者の極限強度は大差がなかった。②極限状態においてフランジには塑性ヒンジは生じなかった。③幅厚比パラメータの値が大きいほど極限状態での変形は著しく、その変形の様相は斜め張力場の発生を示した。④せん断力を受ける腹板の極限強度は、純せん断力を受ける鋼板の極限強度によって安全側に推定することができる。 参考文献 1) 小松・奈良・山口：昭和58年度関西支部年講，1-32，1983年5月。 2) 野上 勉：大阪大学特別研究，1984年2月。 3) 小松・奈良・野上：昭和60年度関西支部年講，1-75，1985年5月。 4) 奈良 敬：大阪大学学位論文，1986年12月。 5) 奈良・出口・福本：土木学会論文集，第392号/I-9，pp.265-271，1988年4月。 6) 藤野眞之：大阪大学学位論文，1980年12月。

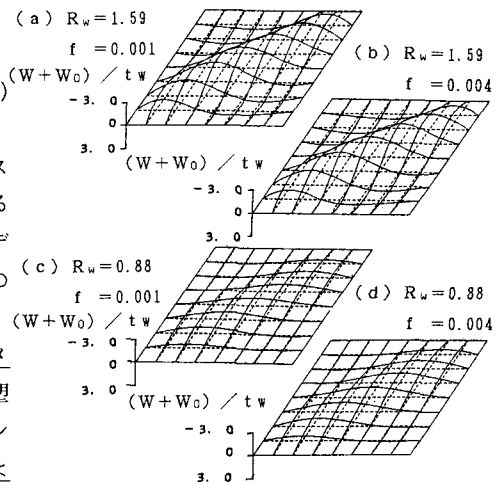


図-3 極限強度におけるたわみ

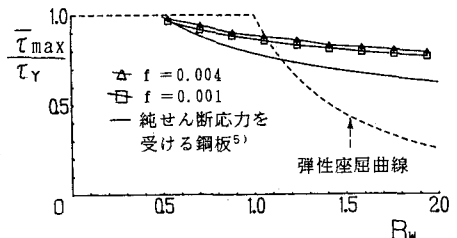


図-4 極限強度曲線