

純せん断を受ける補剛板の弾塑性挙動

岐阜大学大学院

学生員 森川恭吉

岐阜大学工学部

正 員 奈良 敬

帝国建設コンサルタント 正 員 森脇良一

1. まえがき

溶接集成された補剛板には、初期たわみと残留応力が不可避免的に導入される。この初期不整が補剛板の極限強度に重大な影響を与えることが分かっている今日では、初期不整を考慮した極限強度特性を定量的に明らかにすることが重要である。既に補剛板を構成する板パネルや圧縮補剛板については、極限強度特性¹⁾、極限強度の統計学的評価法²⁾、ならびに限界状態設計法への適用³⁾へと研究が進められている。しかしながら残留応力と初期たわみを同時に考慮したせん断力を受ける補剛板に関する研究はあまり見受けられない。そこで本研究では、弾塑性有限変位解析法を用いてその極限強度特性を明らかにすることを目的として、初期不整を有し周辺単純支持されたせん断力を受ける補剛板を対象に解析を進めたので、ここに報告する。

2. 解析モデル

Hybrid displacement modelを用いた弾塑性有限変位解析法⁴⁾により数値解析を行う。

(1) 鋼種と強度指標：純せん断をうける補剛板の解析モデルを図-1に示す。せん断力を受ける補剛板の極限強度を表現するパラメータとして、極限状態における節点力より算出される極限平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{max}$ を降伏せん断応力度 τ_y で除した $\bar{\tau}_{max}/\tau_y$ を採用する。平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ は板要素の周辺に作用する節点力の総和を周辺の総断面積で除して求める。また降伏せん断応力度 τ_y は平面問題におけるvon Misesの降伏条件

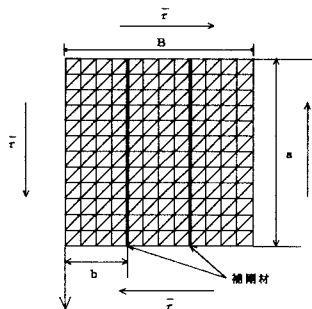


図-1 解析モデル

より、垂直応力度 σ_x 、 σ_y を零として求められ、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ である。解析モデルの鋼種は、一般的なSM400（降伏応力度 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ ）とする。また縦横比 α は、 $a/b = 3$ とした。

(2) 初期たわみおよび残留応力：縦補剛材の初期たわみについて、X方向正弦1半波形をMODE1、正弦2半波形をMODE2、逆対称正弦1半波形をMODE3、逆対称正弦2半波形をMODE4とした。Y方向は縦補剛材位置の初期たわみ量をもとに、直線変化する関数で与える。板パネルの初期たわみは補剛板全体としてX方向、Y方向ともに正弦3半波形と、6半波形を採用した。MODE4と板パネルの初期たわみ正弦6半波形の組み合わせを本研究では、MODE46と表記する。補剛板の初期たわみは以上の組み合わせの中で、極限強度に最も不利となるように決める。残留応力は、実測値⁵⁾に基づいた実際の値を用いる。すなわち残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$ 、残留引張応力度 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ とする。

(3) 板パネルの幅厚比と補剛材剛比：鋼種の相違による影響も考慮できるように、次式で与えられる幅厚比パラメータ R_τ を考える。また補剛材剛比は、式(2)で定義される。

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_y 12 (1 - \nu^2)}{E \pi^2 k_\tau}} \quad , \quad k_\tau = 5.34 + 4.0 / \alpha^2 \quad (\alpha \geq 1) \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{E I}{B D} = \frac{12 h^3 t_r (1 - \nu^2)}{3 B t^3} \quad (t: \text{板パネル厚}, h_r: \text{補剛材高さ}, t_r: \text{補剛材板厚}) \quad (2)$$

3. 解析結果と考察

(1) 残留応力の影響：残留応力の有無による影響を調べる為、補剛材剛比 γ の値を変化させて数値計算を行った結果を図-2に示す。図中の平均値および下限値はそれぞれ単一パネルとしてのせん断を受ける鋼板について初期不整を統計量として扱った確率論的評価法⁶⁾に基づく極限強度の平均値および非超過確率5%点

である。また初期たわみはMODE13を採用した。極限状態のたわみ波形を見ると残留応力の有無に関わらず、 $\gamma \leq 5$ で補剛材が板パネルを支持できなくなり全体崩壊していることが分かる。全体崩壊する断面パラメータの領域では、残留応力の有無は極限強度に対して支配的ではないが、補剛材の剛比が $\gamma \geq 12$ の場合残留応力の存在によって極限強度が約4%~5%低下する。図-3は極限状態における板パネル表面の塑性域の分布図である。 $\gamma \geq 12$ の場合、残留応力が存在しないと補剛材はまったく塑性化せず剛性が低下しなかった。

(2) 初期たわみ波形の影響：図-4に縦補剛材の初期たわみ波形と補剛材剛比の関係を示す。板パネルの初期たわみは3半波形を採用した。図よりMODE4はMODE1に対し最大で約4%低い極限強度を与える。しかし剛比が板パネルを十分支持しうる $\gamma \geq 12$ の場合、補剛材の初期たわみ波形は極限強度に対して支配的ではない。板パネルおよび、縦補剛材の初期たわみ波形と極限強度との関係からは、剛比が板パネルを十分支持しうるほど高いと板パネルの初期たわみ波形が3半波形の場合より、6半波形の場合に最大で約4%の極限強度の低下を生じることが分かった。

(3) 補剛材剛比の影響：補剛材剛比を大きくしていくと崩壊様式は全体崩壊から補剛材で囲まれた単一パネルの局部崩壊へと変化していく。図-6に $R_T=0.7$ について極限状態における補剛材中央断面の付加たわみ波形を示した。これより、現象的には全体崩壊から局部崩壊へ破壊様式が変化するときの剛比を最小剛比と定義できる。図-7に補剛材剛比と極限強度の関係を示す。この図より最小剛比は R_T によって変化することが伺える。

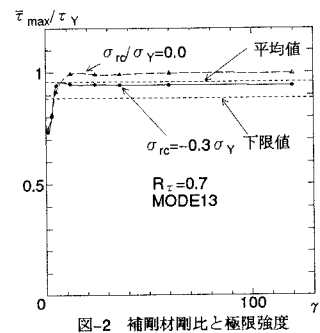


図-2 補剛材剛比と極限強度

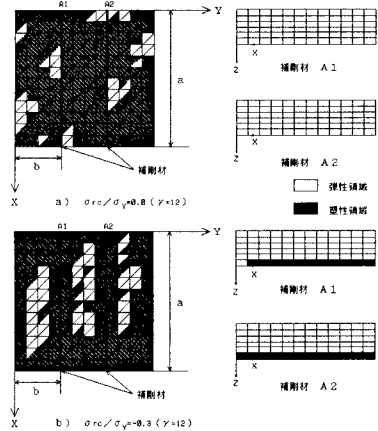


図-3 塑性域の分布図

4. 結論

純せん断を受け補剛板を対象として、今回数値解析を行った範囲で次のことが分かった。①残留応力の存在によって極限強度は約4%低下する。②縦補剛材、

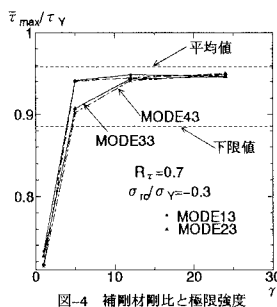


図-4 補剛材剛比と極限強度

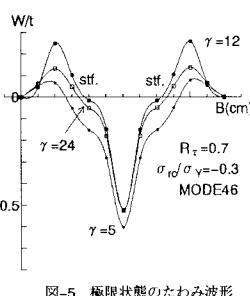


図-5 極限状態のたわみ波形

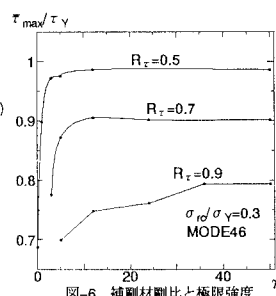


図-6 補剛材剛比と極限強度

板パネルとともに最大初期たわみの大きさが極限強度に及ぼす影響は大変小さい。③縦補剛材の初期たわみ波形は、剛比が板パネルを十分支持しうるほど高ければ、極限強度に対して影響を及ぼさない。④板パネルの初期たわみ波形は3半波形より、6半波形の方が極限強度に対して支配的である。⑤補剛材がある程度の剛比を満たすことによって極限強度はほとんど変化しないが、その最小値は幅厚比パラメータによって異なる。

参考文献 1) 福本晴士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，1987年10月。2) 福本晴士：鋼骨組構造の極限強度の統一評価に関する総合的研究，研究成果報告書，1990年3月。3) 倉西茂編：鋼構造の終局強度と設計，土木学会，1994年7月。4) Nara, S. and Ymaguchi, H.: Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Steel Plates under In-Plane Combined Loading, Research Report of the Faculty of Engineering, Gifu University, No. 44, pp. 25-45, 1994. 5) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第265号，pp. 25-35，1977年9月。6) Nara, S. and Fukumoto, Y.: Étude statistique de la résistance ultime des plaques en acier sollicitées dans leur plan, Construction Métallique, No. 3, pp. 15-24, 1991.