

繰り返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能

天野 麻衣*, 渡辺 智彦**, 宇佐美 勉***, 葛 漢彬****

*工修 日本技術開発株式会社 (〒450-0003 名古屋市中村区名駅南1-27-2)

**工修 名古屋大学大学院工学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****博士(工) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は、せん断変形性能も考慮できる鋼製ラーメン構造物の設計法の開発に先立ち、鋼製ラーメンの隅角部および梁腹板におけるせん断挙動を明らかにすることによって、繰り返し載荷の影響も含めたせん断パネルの破壊基準の構築を目指して行ったものである。繰り返しせん断変形下の弾塑性挙動を明らかにするため、隅角部および梁腹板を板パネルにモデル化し、構造解析用汎用プログラム ABAQUS を用い、弾塑性有限変位解析を行っている。板パネルの構成則には、名古屋大学で開発された修正二曲面モデルを用いている。無補剛板に関して、パネル幅厚比パラメータおよび載荷方法による影響について考察し、Shear panel の強度と変形能に対する諸パラメータの特性を示している。

Key Words : Cyclic loading, Ductility, Monotonic loading, Shear strength, Unstiffened plate

1. 緒言

薄肉断面からなる鋼製ラーメン構造物の地震時における挙動を評価するとき、柱フランジの局部座屈のみならず、梁腹板のウェブおよび隅角部の座屈についても考慮しなくてはならない。柱部材は主に、圧縮および曲げを受けるのに対し、梁腹板のウェブ、隅角部ではせん断力が卓越する。図-1 に兵庫県南部地震でのラーメン橋脚梁中央腹板におけるせん断座屈被害例を示す。鋼構造物の耐震性能を評価するために、局部座屈を考慮しない Pushover 解析による手法がよく用いられる。その際、終局点を定めるため構成断面または断面の要素(板パネル)の弾塑性有限変位解析から得られた破壊ひずみを破壊基準に適用する方法がある。板パネルあるいは短柱が、純圧縮もしくは圧縮・曲げを受ける際の破壊ひずみに関しては、簡単に推定できる式が提案されている¹⁻³⁾。それらの式は、無補剛、補剛箱形断面およびパイプ断面の単柱式鋼製橋脚と補剛箱形断面のラーメン鋼製橋脚の耐震性能評価に有効であることが確かめられている^{1, 4)}。しかしながら、せん断が卓越するせん断パネルの変形性能についても、詳細を調べる必要がある。

これまでにも、せん断を受けるウェブ板に関する研究は数多くなされてきた。しかしそれら

の殆どは、単調載荷時のせん断強度に関するものであった⁵⁾。このことから、本研究では、弾塑性有限変位解析により、主に薄肉板要素のせん断変形能を明らかにすることを目的としている。解析モデルには、初期たわみ、残留応力とも導入し、単調載荷、片振り繰り返し載荷、両振り繰り返し載荷の3通りの載荷方法を採用した。構成則には修正二曲面モデル⁶⁾を用いている。解析により得られた強度を過去の実験式と比較し、さらに、せん断を受けるウェブ板の限界ひずみ推定式も提案する。

2. 解析方法

解析モデルは、図-2 に示すように、周辺単純支持板である。図-2 において、下辺の y 軸方向の変位を拘束し、せん断変形を導入するため上辺の全節点に面内水平変位を与える。なお、上辺、下辺とも y 軸、z 軸周りの回転は拘束している。また、各辺の面内曲げ剛性が無限大になるような境界条件を式(1)、(2)によって与えた。

$$u_i = \frac{i-1}{N} u_{N+1} + \frac{N+1-i}{N} u_1 \quad (1)$$

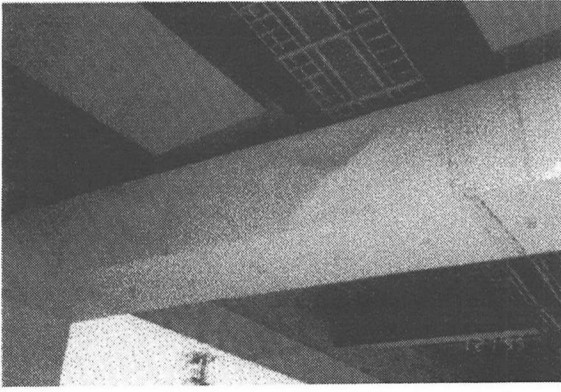


図-1 兵庫県南部地震による梁中央部ウェブ板のせん断座屈被害例

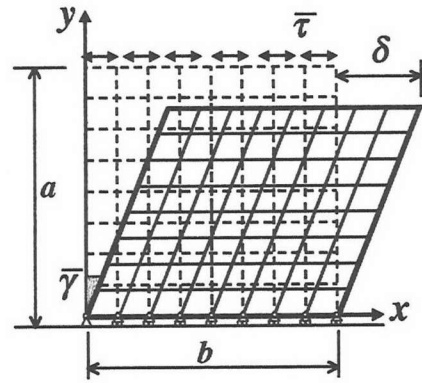


図-2 せん断を受ける無補剛板の解析モデル

$$v_i = \frac{i-1}{N} v_{N+1} + \frac{N+1-i}{N} v_1 \quad (2)$$

ここで、 u_i 、 v_i は、節点 i の x 、 y 方向の変位、 N はモデルの y 方向の分割数で、本解析モデルでは、 $N=14$ である。すなわち、 u_1 、 v_1 および u_{N+1} 、 v_{N+1} は、各辺の端節点の変位量であり、式(1)、(2)により周辺上の節点は、端点を結ぶ直線上に存在するように拘束されることになる。

平均せん断応力 $\bar{\tau}$ 、および平均せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ を次のように定義する。

$$\bar{\tau} = P/(bt) \quad (3)$$

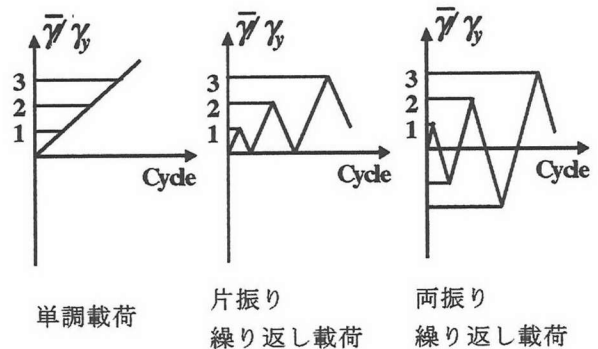
$$\bar{\gamma} = \delta/a \quad (4)$$

ここで、 P =載荷辺における全節点反力、 b =板幅、 t =板厚、 δ =載荷辺の水平変位、 a =ダイアフラム間隔である。

解析モデルの分割数は、 14×14 とした。なお、固有値解析の結果、この分割数で十分な精度が得られることが確かめられた。要素には ABAQUS⁷⁾に用意されている4節点シェル要素(S4R)を用いた。積分点は、板厚方向に5個とした。

構成則には、名古屋大学で開発された修正二曲面モデル⁶⁾を用いる。このモデルは、繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験結果に極めて近い挙動を予測でき、従来の構成則モデルなどによる解析と比較して最も精度の良いものであることが文献⁶⁾によって検証されている。

残留応力は典型的な矩形分布として与えた。なお、引張残留応力、圧縮残留応力はそれぞれ降伏応力 σ_y 、 $0.3\sigma_y$ とした。初期たわみは、式(5)に示すように載荷方向、非載荷方向ともに半



単調載荷 片振り 両振り
繰り返し載荷 繰り返し載荷

図-3 載荷方法

\sin 波を仮定した。

$$w = w_p \sin\left(\frac{x}{b}\pi\right) \sin\left(\frac{y}{a}\pi\right) \quad (5)$$

ここで、 w_p は最大初期たわみで、 $w_p = b/150$ とした。

せん断強度およびせん断変形能に対しての、載荷方法による影響を調べるために、図-3に示す3通りの載荷方法を用いた。

材料定数としては、SS400材として弾性係数 $E=205\text{GPa}$ 、降伏応力 $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とした。なお、修正二曲面モデルのモデルパラメータの値については、文献6)を参考されたい。

本研究で用いた幅厚比パラメータは、次式で定義される。

$$R_\tau = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_s \pi^2}} \sqrt{\frac{\tau_y}{E}} \quad (6)$$

ここで、 τ_y =せん断降伏応力(= $\sigma_y/\sqrt{3}$)、 τ_{cr}

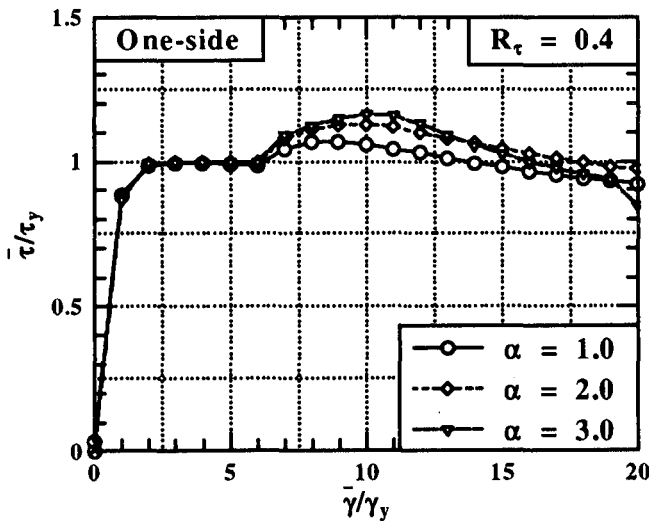


図-4 アスペクト比 α の影響

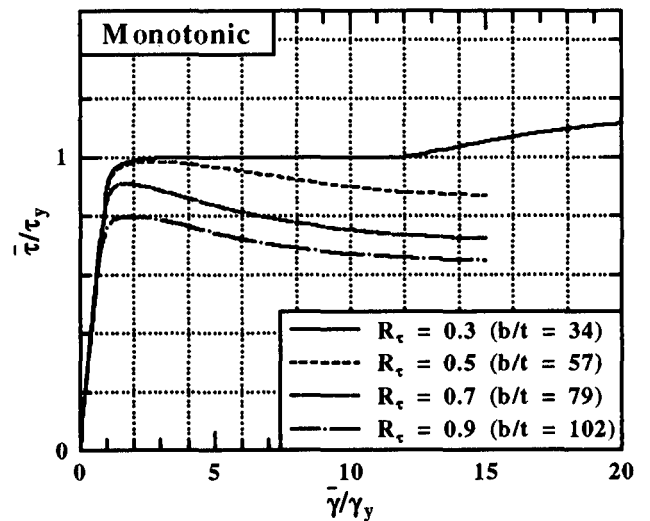


図-5 単調載荷時の平均せん断応力
-平均せん断ひずみ曲線

=弾性せん断座屈応力, k_s =せん断座屈応力に対する座屈係数(式(7))である.

$$k_s = \begin{cases} 4.00 + 5.34/\alpha^2 & \alpha \leq 1 \\ 5.34 + 4.00/\alpha^2 & \alpha \geq 1 \end{cases} \quad (7)$$

ここで, α =アスペクト比(= a/b).

解析モデルの R_r の範囲は 0.3~0.9 ($b/t = 34 \sim 102$) とし, α は, 1.0, 2.0 および 3.0 を考えた.

3. 解析結果

3.1 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線

まず, アスペクト比 α の影響について述べる. 実存するラーメン橋脚のウェブパネルでは, $\alpha = 1.0 \sim 2.0$ の範囲であることが実績調査の結果からわかった. そこで本研究では, $R_r = 0.4$ で, $\alpha = 1.0, 2.0, 3.0$ (それぞれ $b/t = 45, 37, 35$) の 3 モデルに対し, 片振り繰り返し載荷の解析を行った. 解析より得られた平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線の包絡線を図-4 に示す. なお, 図-4 は, 縦軸を降伏せん断応力 τ_y で, 横軸を降伏せん断ひずみ γ_y で無次元化しており, これ以降も平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線は同様に無次元化されている. なお, $\gamma_y = \tau_y/G$ で, G はせん断弾性係数(= $E/(2(1+\nu))$) である. 図-4 より, $\alpha = 1.0 \sim 3.0$ の範囲では, $\alpha = 1.0$ のケースが最も低い強度を与えることがわかる. 従って, 以下のパラメトリック解析には $\alpha = 1.0$ を用いることとする. 図-5, 6, 7 にそれぞれ単調載荷, 片振り繰り返し載荷, 両振り繰り返し載荷による平均せん断応力-

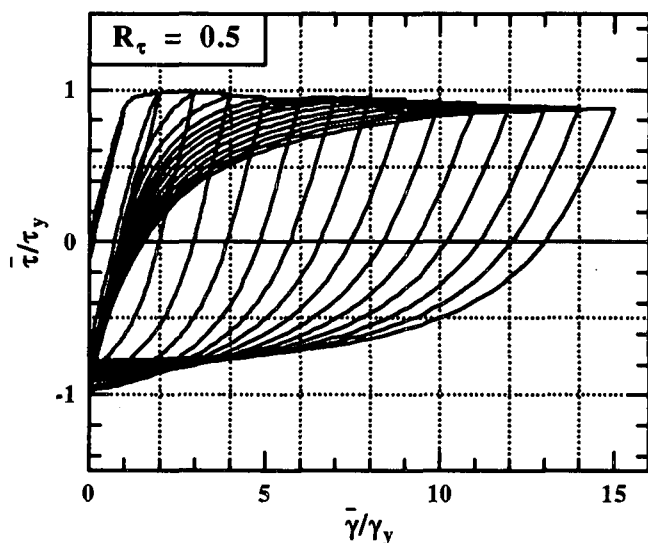
平均せん断ひずみ曲線を示す. なお, 図-6(a), 図-7(a)には履歴曲線の例として $R_r = 0.5$ のグラフを, 図-6(b), 図-7(b)には, 各 R_r での履歴曲線の包絡線を示してある.

まず, 単調載荷については, 図-5 より $R_r = 0.3$ のグラフだけに降伏棚およびひずみ硬化現象が見られる. それに対し, $R_r \geq 0.5$ のモデルでは, せん断座屈による強度劣化が見られる. しかしながら, 最も薄肉な $R_r = 0.9$ でさえも後座屈挙動は比較的安定している. これは, せん断座屈の特性である斜張力場作用によるものと考えられる.

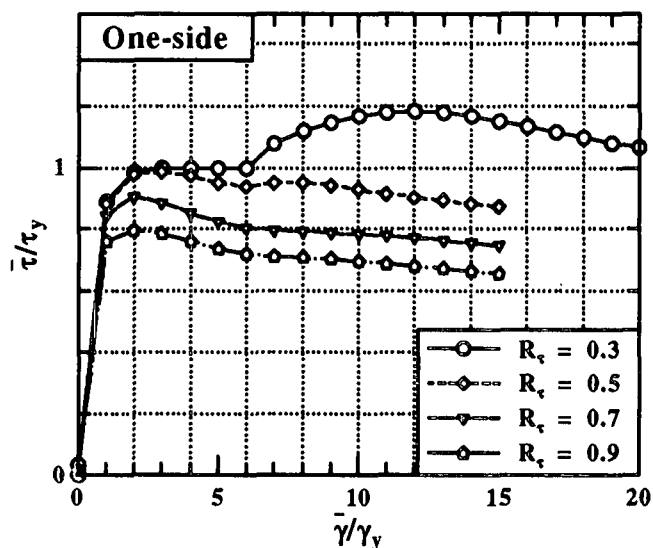
図-5 から図-7 を通していえる繰り返し載荷による影響として, 次の 2 つのことがある. (1)繰り返し載荷を受けると, 厚肉板において, 繰り返しひずみ硬化現象による強度増加が見られ, ひずみ硬化現象が生じる段階も早くなる. 具体的に見ると, $R_r = 0.3$ において単調載荷では, $\bar{\gamma}/\gamma_y = 12$ でひずみ硬化が起きているが, 片振り, 両振り繰り返し載荷では, それぞれ, $\bar{\gamma}/\gamma_y = 6, 4$ となっている. また, 薄肉板では, せん断座屈現象に支配されているため, 繰り返しひずみ硬化現象は見られない. (2)単調載荷では強度劣化が見られなかった $R_r = 0.3$ においても, 繰り返し載荷を受けると強度劣化を生じるようになる.

3.2 最大せん断耐力

せん断を受ける無補剛板の終局強度推定式は, Wagner, Basler, Gaylord らなど, その他にも多く提案されている⁵⁾. この節では, 本研究の解析より得られた最大せん断力 τ_u と過去

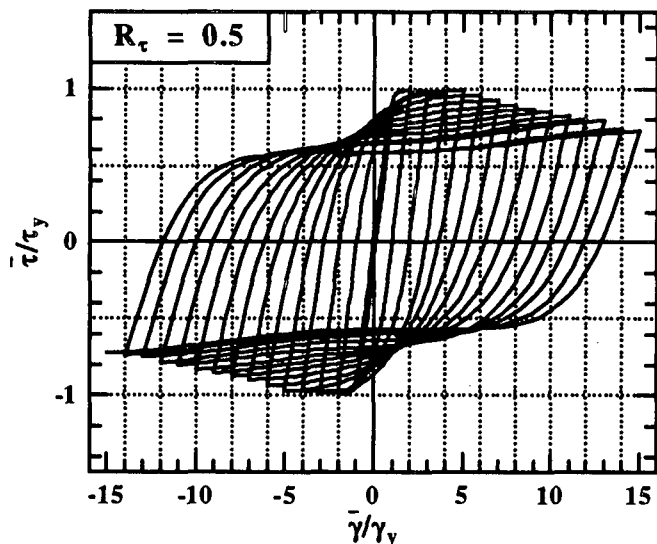


(a) 履歴曲線 ($R_\tau = 0.5$)

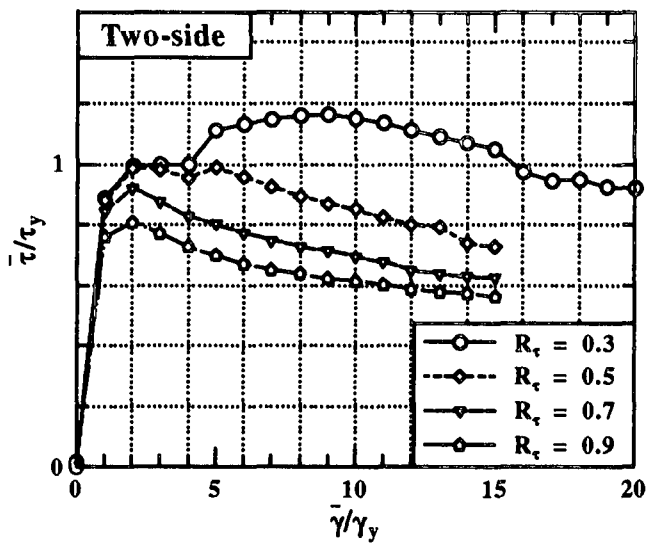


(b) 包絡線

図-6 片振り繰り返し载荷時の平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線



(a) 履歴曲線 ($R_\tau = 0.5$)



(b) 包絡線

図-7 両振り繰り返し载荷時の平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線

の経験式との比較を行う。

座屈設計ガイドライン⁸⁾より、 τ_u は次式より求められる。

$$\frac{\tau_u}{\tau_y} = \begin{cases} 1 & R_\tau \leq 0.6 \\ 1 - 0.614(R_\tau - 0.6) & 0.6 < R_\tau \leq \sqrt{2} \\ 1/R_\tau^2 & \sqrt{2} < R_\tau \end{cases} \quad (8)$$

また、奈良らは文献⁹⁾において弾塑性有限変位解析の結果から、式(9)を提案している。

$$\frac{\tau_u}{\tau_y} = \left(\frac{0.486}{R_\tau} \right)^{0.333} \quad 0.486 \leq R_\tau \leq 2 \quad (9)$$

図-8には本解析による結果と、2つの推定

式(8)、(9)、および弾性せん断座屈曲線がプロットされている。この図より、本解析結果と奈良らの推定式とは、よく一致しているといえる。また、 $R_\tau = 0.4$ を除いては、载荷方法による最大せん断強度の違いは見られず、载荷方法が最大せん断強度に与える影響はあまり大きくないといえる。

3.3 せん断変形能

せん断を受ける板要素のせん断変形能を表す限界せん断ひずみ γ_u の定義を図-9に示す。 $\tau_u/\tau_y \leq 1.0$ のときは、平均せん断応力が最大平均せん断応力 τ_u から95%まで低下したときの応力に対応する平均ひずみを限界せん断ひ

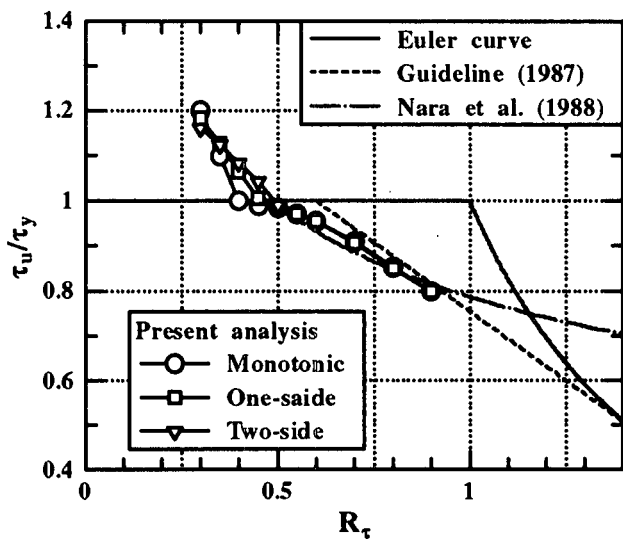


図-8 最大せん断強度

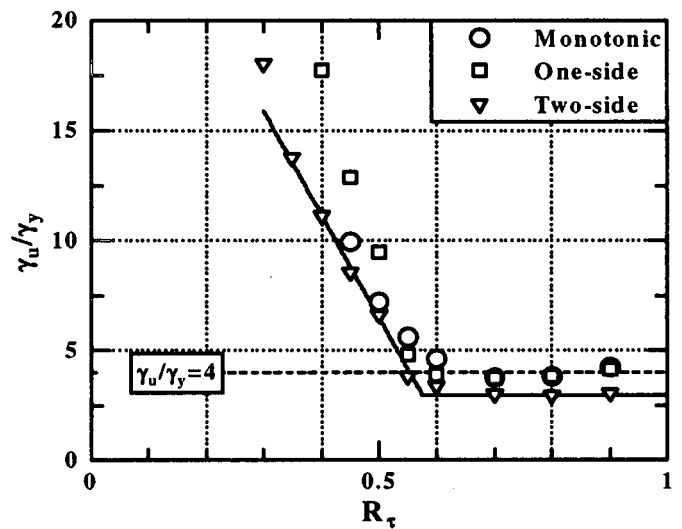


図-10 限界ひずみ-R_r 関係

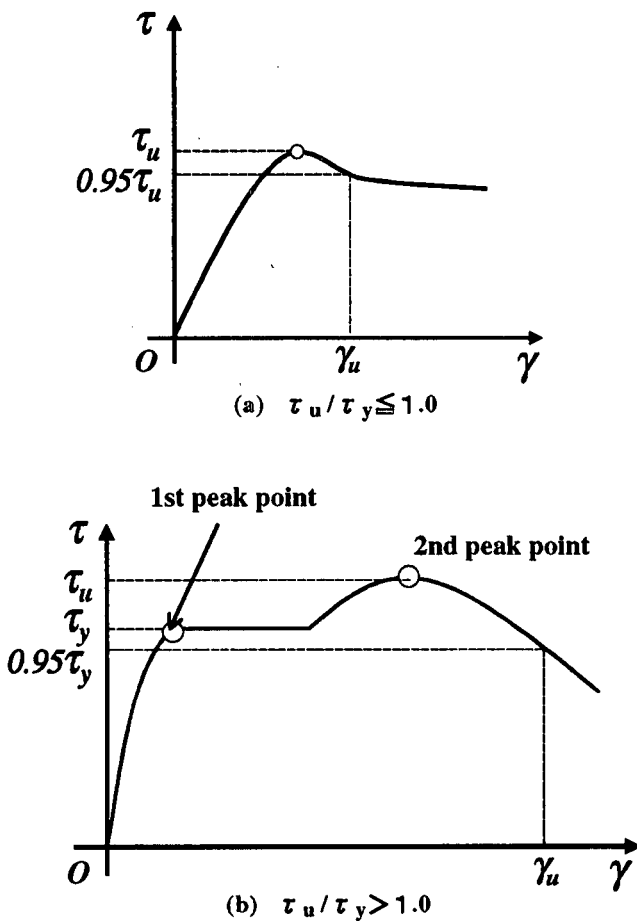


図-9 限界せん断ひずみの定義

ずみ γ_u とする(図-9(a)). しかし、ひずみ硬化が起こり $\tau_u/\tau_y > 1.0$ になるような場合は、限界ひずみ点における強度がせん断に対する全断面降伏強度よりも大きくなってしまふ場合

があるため、第一ピーク点から95%まで低下したときの応力に対応する平均ひずみを限界せん断ひずみ γ_u と定義した(図-9(b)).

このように定義した γ_u/γ_y と R_r の関係を図-10に示す。図-10より、 $R_r \geq 0.6$ の範囲では、各載荷方法ごとに見ると限界ひずみはほぼ一定値になっており、単調載荷、片振り繰り返し載荷では、 $\gamma_u/\gamma_y = 4$ 程度、両振り繰り返し載荷では $\gamma_u/\gamma_y = 3$ 程度となっている。一方、Krawinkler・Popov は、ラーメン橋脚の隅角部における無補剛ウェブ板が単調載荷を受けるときのひずみの限界値を $4\gamma_y$ と提案している¹⁰⁾。本解析でも、このことは確かめられたが、耐震設計には、最も厳しい載荷条件である両振り繰り返し載荷から得られた $3\gamma_y$ を限界値とした方が適切であろう。

一方、 $R_r < 0.6$ のときは、 R_r が小さくなるにつれ、限界ひずみは大きくなる。また、載荷方法による影響があり、 R_r が小さいほどその相違は顕著になる。そのため、載荷方法の影響を考慮した式を用いた方が望ましいが、実用的な限界せん断ひずみ曲線として次式を提案する。

$$\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = \begin{cases} -47R_r + 30 & R_r < 0.575 \\ 3 & R_r \geq 0.575 \end{cases} \quad (11)$$

式(11)も図-10にプロットされている。同図より、この式は、単調載荷ならびに片振り繰り返し載荷を適用したときには安全側の式になるといえる。

4. 結言

本研究は、純せん断変形を受ける無補剛板に

対する弾塑性有限変位解析を取り扱っている。地震時の板要素のせん断変形を調べるため、単調載荷、片振り繰り返し載荷、両振り繰り返し載荷の3通りの載荷方法を適用した。構成則には修正二曲面モデルを用いた。せん断変形に対するアスペクト比の影響についても調べた。パラメトリック解析の結果、最大せん断強度は奈良らの提案式により正確に予測できることが確かめられた。無補剛板の変形能は、幅厚比パラメータに影響を受けるため、幅厚比パラメータを用いた無補剛ウェブパネルの限界せん断ひずみ推定式を提案した。

解析方法の節で述べたように、本解析モデルでは、フランジが十分に剛であるという仮定から、フランジとの接合辺は曲げ剛性が無限大と考え、直線を保つように拘束条件を設定している。したがって、ウェブのせん断挙動に対するフランジの影響が考慮されていない。そのため、フランジを含めた解析モデルを用いて詳細な検討が進める必要がある。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, I.H.P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリート部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-85, 1995年10月.
- 2) Gao, S. B., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of steel short cylinders in compression and bending, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol.124, No.2, pp.176-183, 1998.
- 3) 宇佐美勉: ハイダクティリテイ鋼製橋脚, 橋梁と基礎, Vol.31, No.6, pp.30-36, 1997年6月.
- 4) 葛漢彬, 鄭沂, 宇佐美勉: Pushover解析による薄肉土木鋼構造物の耐震性能の統一的評価法, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.805-808, 1999年7月.
- 5) Galambos, T. V. (ed.): *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5th Ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1998.
- 6) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 7) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, Habbitt, Karlsson & Sorensen Inc., 1998.
- 8) 福本秀士編: 座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987年.
- 9) 奈良敬, 出口恭司, 福本秀士: 純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.265-271, 1988年4月.
- 10) Krawinkler, H. and Popov, E. P.: Seismic Behavior of Moment Connections and Joints, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.108, No.2, pp.373-391, 1982.

(1999年11月19日受付)

STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL PLATES SUBJECTED TO CYCLIC SHEAR LOADING

Mai AMANO, Tomohiko WATANABE, Tsutomu USAMI and Hanbin GE

In the simplified calculation methods for determining the ultimate strength and deformation of structural members such as steel bridge piers of welded thin-walled box sections, the members are assumed to fail when its flange element reaches the corresponding failure state. To this end, the failure state is defined by the ductility of the plate elements or stub-columns. As is well known, however, shear deformation might be preeminent in connection panels of steel frames, and therefore the failure strain of the plates in shear can be considered as one of ductility indices in the analysis of such frame structures. This paper is aimed at obtaining such formulas for the evaluation of ultimate strength and strain of plates in shear. For this purpose, elastoplastic analysis is carried out on unstiffened plates. In the analysis, following three loading histories are adopted: 1) Monotonic loading, 2) One-side cyclic loading, and 3) Two-side cyclic loading. To trace accurately the cyclic characteristic of steel, the modified two-surface model is employed. Computed shear strengths are compared with available empirical formulas. Finally, effects of width-thickness ratio and loading history are discussed and a lower bound curve for the ductility evaluation of unstiffened plates is proposed.