

# せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能

葛西昭<sup>1</sup>・渡辺智彦<sup>2</sup>・宇佐美勉<sup>3</sup>・Praween CHUSILP<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 正会員 修士(工学) 名古屋大学助手 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)

<sup>2</sup> 正会員 修士(工学) 三菱重工業株式会社 機械事業本部 (〒220-0012 神奈川県横浜市西区みなとみらい3-3-1)

<sup>3</sup> フェロー・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)

<sup>4</sup> M. of Eng. 名古屋大学大学院工学研究科博士課程後期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は、鋼製ラーメン橋脚における隅角部や梁腹板といったせん断力が卓越する部材の耐震設計に対して、基礎的なデータを提供するものである。無補剛箱形断面を有する梁を想定し、ウェブおよびフランジを含めた解析モデルにより、繰り返しせん断力を受ける際の強度と変形能を求めた。結果として、フランジ部分を考慮することによって、ウェブのみを対象とした板要素による評価に比べて、変形能が大きくなるという結論を得た。また、フランジとウェブの板厚比に着目した検討より、強度および変形能の観点から、フランジの必要板厚を求めた。最後に、一般的なフランジとウェブの板厚比に対して、強度と変形能の推定式を算出した。

**Key Words :** *steel bridge pier, web plate, strength, ductility, shear loading*

## 1. 緒言

鋼製橋脚のうち、張り出し部を持つような逆L形鋼製橋脚や鋼製ラーメン橋脚などでは、隅角部や梁が存在するため、地震時のような水平慣性力を受ける際は、曲げモーメントのみならずせん断力が発生する。1995年の兵庫県南部地震では、鋼製ラーメンの中間水平梁においてせん断座屈被害が報告されており<sup>1)</sup>、せん断力による影響は無視できない。写真-1は、六甲アイランド橋付近の2層鋼製ラーメンの被害状況を示したものである。この被害に関しては、座屈損傷シミュレーションとして、文献2)にまとめられている(詳しくは文献3))。この橋脚の場合には、せん断力によって中間水平梁がせん断座屈し、橋脚全体の損傷を免れたと報告されている。

耐震設計の段階で、このせん断座屈を考慮するには、せん断力を受ける鋼板の強度と変形能を適切に評価する必要がある。単調載荷でのプレートガーダーのせん断耐荷力に関する研究は数多く<sup>4),5)</sup>あるが、変形能に関する研究は少ない。文献6)で、プレートガーダーに対する繰り返し載荷実験結果から腹板の優れた変形能を明らかにしており、文献7)では、中間はりを有するラーメン橋脚に対して、極軟鋼よりなるせん断リンクについて、その挙動を実験のおよび理論的に検討し、力学的基本概念を明らかにしている。また、酒造ら<sup>8)~10)</sup>は、せん断崩壊型はり部材による門形ラーメン橋脚の応答性状を解明している。酒造らの研究は、性能照査

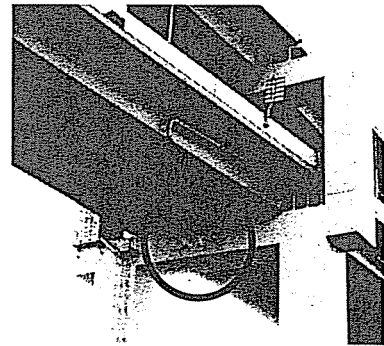


写真-1 鋼製ラーメン梁腹板のせん断座屈被害例

型耐震設計での、Demandすなわち要求性能を把握するものに分類される。性能設計を行う上で、もう1つ重要なものとして、Capacityすなわち保有性能の把握がある。著者らは、以前より純圧縮引張の繰り返し載荷を受ける鋼板に対して保有性能を評価する研究<sup>11)</sup>を行っている。その経緯から、繰り返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能の検討を行ってきた<sup>12),13)</sup>。この検討は、板要素のみを取り出したものであり、先に述べた中間梁のようなフランジを有する場合は若干、挙動が異なることが予想される。

以上のような状況を踏まえて、本研究では、箱形断面における腹板の挙動を数値解析的に検討し、板要素のみを取り上げた成果と比較することによって、この種の構造に対する強度と変形能を推定する際の基礎的資料を提供する。なお、本論文は梁の腹板に対する強

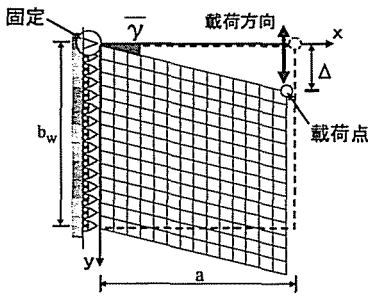


図-1 Webモデルの解析概念図

表-1 Webモデルにおける境界条件

Edge	$u$	$v$	$w$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
$x=0$	1	0	1	1	0	1
$x=a$	0	0	1	1	0	1
$y=0$	0	0	1	0	1	0
$y=b$	0	0	1	0	1	0

- ・ free=0, fixed=1
- ・  $u, v, w = x, y, z$  方向変位
- ・  $\theta_x, \theta_y, \theta_z = x, y, z$  軸まわりの回転角

度および変形能を照査するための基礎データの提供を主目的としており、梁をエネルギー吸収部材として使用することを意図した研究ではない。

## 2. 板要素のせん断変形解析

文献12)では、無補剛の板要素に対して純せん断状態を仮定するように解析モデルを構築している。本研究では、この板要素に対する解析結果と比較して、箱形断面腹板にせん断変形を生じさせたときの性能を検討する。従って、ここでは、まず、板要素のみの解析概要をまとめておく。なお、板要素のみの解析モデルを“Webモデル”と称し、箱形断面の解析モデルは、フランジ板がついていることから“Web-flangeモデル”と称すことにする。

### (1) 解析モデルの概要

図-1は、Webモデルの概略図を示している。ここで、 $a$ は板の長さ(ダイヤフラム間隔)、 $b_w$ はウェブ幅である。メッシュ数は、載荷方向( $y$ 軸方向)、載荷直角方向( $x$ 軸方向)ともに14分割としている。分割数については、文献12)を参考にしており、座屈固有値解析に基づいている。なお、ABAQUS<sup>14)</sup>に用意されている4節点シェル要素のS4Rを用いた。

ここでは、特にWeb-flangeモデルとの比較のために境界条件について述べておく。初期たわみ、残留応力は、Web-flangeモデルでも取り上げるため後述する。

#### a) 境界条件

境界条件は、表-1に示すように面外変形に対して4辺単純支持とし、面内変形についてはダイヤフラムおよびフランジとの接合辺、すなわち周辺の4辺全て

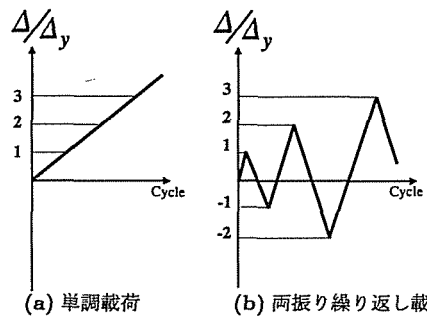


図-2 変位パターン

が直線性を保つように拘束する。ただし、伸びについては拘束しない。

### (2) 変位制御方法および構成則

図-1に示すように、 $x=a, y=0$ の点を制御点とし、 $y$ 方向の面内変位 $\Delta$ を変化させる変位制御解析とした。また、用いた変位パターンは2パターンであり、その概念図を図-2に示す。図-2(a)は、制御点の変位を単調に増大させるものである。それに対し(b)の両振り繰り返し載荷は、制御点にせん断変位を与えた後にそのせん断変位と同じ振幅の逆方向のせん断変位を与え、1サイクルごとにその変位幅を $\Delta_y$ (せん断降伏ひずみ $\gamma_y \times$ パネル長さ $a$ )ずつ増大させるものである。なお、せん断降伏ひずみ $\gamma_y$ は、式(1)で与えられる。

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \quad (1)$$

ここで、 $\tau_y$ はせん断降伏応力、 $G$ はせん断弾性係数で、ともに次式から定められる。なお、 $\sigma_y$  = 降伏応力、 $E$  = 弾性係数、 $\nu$  = ポアソン比である。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

構成則には、名古屋大学で開発された修正2曲面モデル<sup>15)</sup>を用いる。この構成則モデルの詳細は文献15)、16)を参照されたい。

### (3) 解析モデルの諸元

本研究で解析を行うWeb-flangeモデルは、ウェブパネルを無補剛として取り扱う。そこで、文献12)を参考にWebモデルにおけるモデル諸元を基に断面寸法を定める。解析モデルの諸元を表-2に示す。なお、解析に用いた鋼種はSS400である。ここに、 $\alpha$  = アスペクト比である。また、 $R_{\tau w}$  = せん断幅厚比パラメータであり、式(3)に示すとおりである。なお、式中で $k_s$  = せん断力を受けるときの座屈係数<sup>4),5)</sup>であり、式(4)のように $\alpha$ の関数として表されている。

$$R_{\tau w} = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_s \pi^2} \cdot \frac{\tau_y}{E}} \quad (3)$$

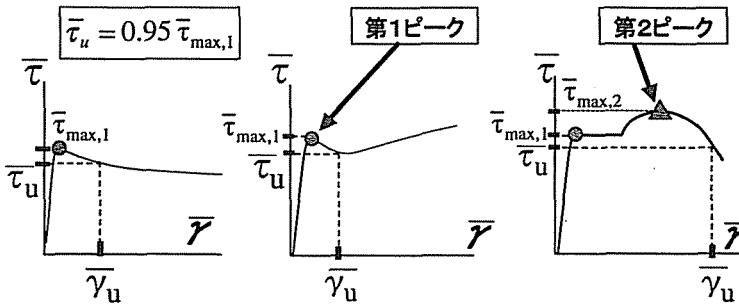


図-3 平均せん断応力-平均せん断ひずみ履歴関係の包絡線と限界せん断ひずみの定義

表-2 Webモデルの解析諸元

せん断幅厚比パラメータ	$R_{rw}$	0.3 ~ 1.3 (33.9 ~ 147)
ウェブ幅	$b_w$ (mm)	2000
アスペクト比	$\alpha$	1.0
弾性係数	$E$ (GPa)	206
降伏応力	$\sigma_y$ (MPa)	235
せん断降伏応力	$\tau_y$ (MPa)	136
ポアソン比	$\nu$	0.3
降伏ひずみ	$\epsilon_y$	$1.14 \times 10^{-3}$
せん断降伏ひずみ	$\gamma_y$	$1.71 \times 10^{-3}$

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + 4.0/\alpha^3 & (\alpha \geq 1) \\ 4.0 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \end{cases} \quad (4)$$

文献12)により、アスペクト比については、 $\alpha = 1.0$ の場合、強度が最小であったため、ここでは、1.0の場合のみと限定する。

#### (4) 強度と変形能の定義

ウェブパネルの持つ強度と変形能を評価する方法としては、文献12)と同様とする。以下に、評価を行うために必要となる荷重-変位関係と終点を定める基準についてまとめる。

##### a) 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線

パネルが持つ強度と変形能を定量的に評価するため、変位制御点における $y$ 方向反力と $y$ 方向変位をもって、次式のように平均せん断応力 $\bar{\tau}$ 、平均せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ を定義する。

$$\bar{\tau} = \frac{P}{A_w} \quad (5)$$

$$\bar{\gamma} = \frac{\Delta}{a} \quad (6)$$

ここで、 $P$  = 制御点における $y$ 方向反力、 $A_w$  = ウェブ断面積 =  $b_w \cdot t_w$  ( $b_w$  = ウェブ幅、 $t_w$  = ウェブ厚)である。

上記のように、平均せん断応力、平均せん断ひずみを定義すると、図-3のような関係が得られる。ただし、両振り繰り返し載荷の場合には、履歴関係の包絡線をプロットすることを想定する。ここで、図中の縦軸は平均せん断応力を、横軸は平均せん断ひずみを示す。

##### b) 極限強度(耐荷力)の定義

解析から得られる平均応力-平均ひずみ関係には、応力のピーク点が1度のもので2度現れるものがある(図-3参照)。本解析における極限強度 $\bar{\tau}_m$ は、これら現れたピーク点のうち大きい方のピーク値と定義する。

##### c) 変形能(限界せん断ひずみ)の定義

変形能の定義を行うには、まず、終局状態の定義を行う必要がある。本研究では、ピーク点の数に関係なく、第1ピークである $\bar{\tau}_{max,1}$ から5%だけ応力が低下した点を終局状態とし、その点の応力を終局応力 $\bar{\tau}_u$ (=  $0.95\bar{\tau}_{max,1}$ )と定義する。変形能 $\bar{\gamma}_u$ は、終局応力に対応するひずみと定義する。なお、解析範囲内において、終局強度点が確認できない場合には、限界に達しないと判断する。

### 3. Webモデルにおける板要素の強度と変形能

Web-flangeモデルによる解析に先だって、文献12)の成果をここでまとめておく。

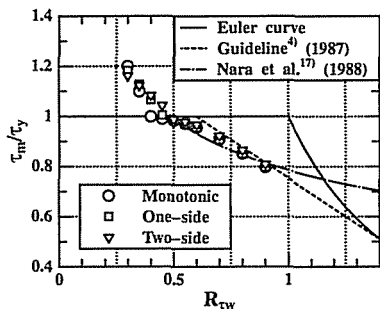
図-4は、Webモデルにおける無補剛板の強度と変形能をグラフにまとめたものである。(a)は強度に関するグラフで縦軸は $\bar{\tau}_m/\tau_y$ 、横軸は $R_{rw}$ である。また同図にはオイラー曲線、文献4)に記載の提案式、奈良らの提案式<sup>17)</sup>がプロットされている。なお、奈良らの提案式は、

$$\left(\frac{\bar{\tau}_m}{\tau_y}\right)_{Wmodel} = \left(\frac{0.486}{R_{rw}}\right)^{0.333} \leq 1.0, \quad 0.486 \leq R_{rw} \leq 2 \quad (7)$$

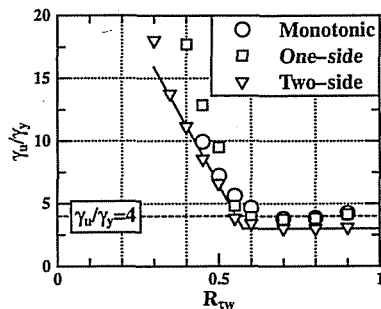
である。(b)は変形能に関するグラフで縦軸は $\bar{\gamma}_u/\gamma_y$ 、横軸は $R_{rw}$ である。なお、文献12)で提案されている限界ひずみの推定式もプロットされており、具体的には、

$$\left(\frac{\bar{\gamma}_u}{\gamma_y}\right)_{Wmodel} = \begin{cases} -47R_{rw} + 30 & R_{rw} < 0.575 \\ 3.0 & R_{rw} \geq 0.575 \end{cases} \quad (8)$$

である。これらの結果の詳細は文献12)を参照されたい。



(a)  $\bar{\tau}_m/\tau_y - R_{rw}$  関係



(b)  $\bar{\gamma}_u/\gamma_y - R_{rw}$  関係

図-4 無補剛板の強度と変形能<sup>12)</sup>

#### 4. Web-flange モデルによる検討

Web モデルの特徴は、フランジとウェブの接合部に対しても、直線性を保つような境界条件を導入したことである。しかし、ウェブ-フランジ接合部およびフランジ板の変形を考慮しておらず、対象とする箱形断面ではこの影響は無視できない。そこで、フランジ板も解析対象とした箱形断面に対する解析を行う。以下では、Web-flange モデルの解析概要をまとめ、Web モデルの解析結果との比較を通して、フランジ板の変形の影響を考慮したウェブの強度と変形能について論ずる。

##### (1) 解析モデル概要

Web-flange モデルを図-5 に示す。なお、挙動が  $xy$  面について対称となるので半断面モデルとした。ここに、図-5 において、 $a$  はダイアフラム間隔、 $b_w$ 、 $b_f$  はそれぞれウェブ幅、フランジ幅である。メッシュ数は、ウェブパネル ( $z=0$ ) に関しては、Web モデルと同様に  $14 \times 14$  分割とし、フランジパネル ( $y=0, b_w$ ) に関しては板の長さ方向 ( $x$  方向) を 14 分割、また、板幅方向 ( $z$  方向) は半断面であるので、ウェブパネルの分割数 14 の  $1/2$  である 7 分割とした。

図-5 において、 $x=0$  の辺①②③、および  $x=a$  の辺⑧⑨⑩はダイアフラムとの接合辺、また、 $z=-b_f/2$  の辺④⑦が対称面内の辺である。

なお、解析に用いた要素は、Web モデルと同じ 4 節点シェル要素 S4R である。

##### a) 境界条件

Web-flange モデルには、図-5 に示すように①~⑩の辺が存在する。各辺の境界条件を表-3 にまとめる。以下ではその条件設定について述べる。まず、ウェブの周辺 4 辺 (図-5 の辺②⑤⑥⑨) のうち、ダイアフラムとの接合辺②⑨に関しては、Web モデルと同様に単純支持で、変形が直線性を保つように拘束する。それに対し、フランジとの接合辺⑤⑥は、フランジ部分が存在するので、特別な拘束を必要としない。これによって、Web モデルでは表現できないフランジ辺との接合

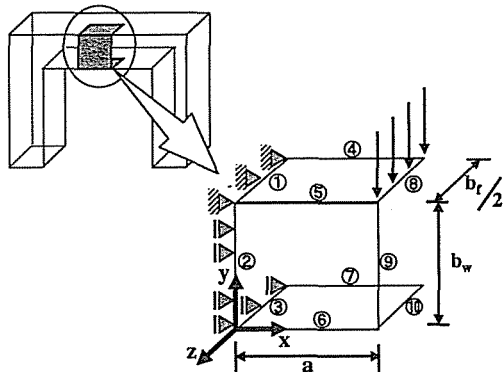


図-5 Web-flange モデルの解析概念図

表-3 Web-flange モデルにおける境界条件

Edge	$u$	$v$	$w$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
①	1	1	1	1	1	0
②	1	0	1	1	0	1
③	1	0	1	1	1	0
④⑦	0	0	1	1	1	0
⑧⑩	0	0	1	1	1	0
⑨	0	0	1	1	0	1

- ・ free=0, fixed=1
- ・  $u, v, w = x, y, z$  方向変位
- ・  $\theta_x, \theta_y, \theta_z = x, y, z$  軸まわりの回転角

部における変形状態も考慮できる。また、辺①②③および⑧⑨⑩は、ダイアフラムに接合されていることを想定しており、ダイアフラムが十分に剛でありダイアフラム面が平面を保持するという仮定から、辺⑧⑨⑩は全て等しい変位  $u$  で変形が進むように拘束する。また、辺④⑦は、対称面上なので、対称条件を課している。

##### b) 初期たわみ

初期たわみは半正弦波を、ウェブ、フランジともに導入した。最大初期たわみは、ウェブ、フランジとも板幅の  $1/150$  倍 ( $\delta_{pw} = b_w/150$ ,  $\delta_{pf} = b_f/150$ ) とした。図-6 にその形状を示す。なお、図-6 は、たわみ量を実際の解析モデルの 30 倍に拡大しているので注意さ

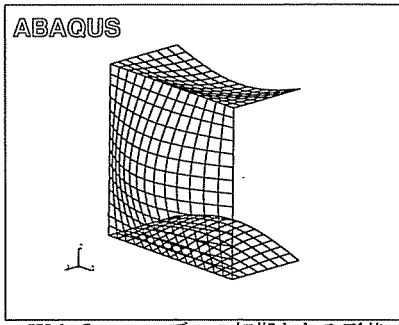


図-6 Web-flange モデルの初期たわみ形状 (図は最大初期たわみを実際の30倍に拡大)

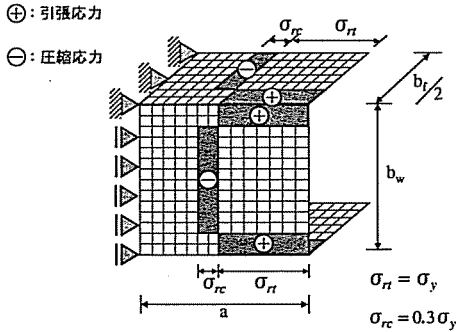


図-7 Web-flange モデルの残留応力分布

りたい。また、式にすると次式のように与えられる。

$$\delta = \begin{cases} \delta_{pw} \cdot \sin(\pi \cdot \frac{x}{a}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{y}{b_w}) & (z=0) \\ -\delta_{pf} \cdot \sin(\pi \cdot \frac{x}{a}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{z}{t_f}) & (y=0) \\ +\delta_{pf} \cdot \sin(\pi \cdot \frac{x}{a}) \cdot \sin(\pi \cdot \frac{z}{t_f}) & (y=b_w) \end{cases} \quad (9)$$

なお、初期たわみに関しては、平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係に及ぼす影響が、次項の残留応力に比して小さいことを確認している。従って、形状の方向性については、同様に影響は小さいものと思われる。

### c) 残留応力

残留応力を考慮する場合には、その分布は、ウェブ、フランジともに Web モデルと同様の矩形分布を導入した。その概略図を図-7に示す。溶接部に隣接する2要素では引張残留応力  $\sigma_{rt}$  として降伏応力  $\sigma_y$  を、それ以外の要素では圧縮残留応力  $\sigma_{rc}$  を与えた。なお、 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$  とした。また、自己釣り合いするように、引張部分、圧縮部分の割合は調整し、要素分割する際にもその点に留意した。

### (2) 変位制御方法

図-5に示すように、 $x=a, y=b_w$  の辺⑧を載荷辺とし、その  $y$  方向の変位  $\Delta$  を変化させる変位制御解析を行った。載荷パターンは、Web-flange モデルにおいても、Web モデルと同様に図-2に示す単調増大および両振り繰り返し載荷の2パターンにより解析を行った。なお、構成則は Web モデルと同様に修正2曲面モデルを適用した。

### (3) 解析モデルの諸元

Web-flange モデルでは、Web モデルの無補剛板の解析パラメータを用いて解析を行う。従って、ウェブ板に関するパラメータは表-2で示される通りである。フランジ幅  $b_f$  は、 $b_f = b_w = 2000\text{mm}$  と、ウェブ幅と等しいものとし、フランジ板厚  $t_f$  は、ウェブ板厚  $t_w$  との比によって、 $t_f/t_w = 0.8 \sim 5.0$  として定める。

## 5. Web-flange モデルと Web モデルとの挙動の違い

### (1) 単調載荷

図-8(a)は、Web モデルにおいて、 $R_{rw} = 0.3 \sim 1.3$  とした場合の解析結果である。なお、図-8(a)の縦軸、横軸はそれぞれ、式(5)(6)で示される平均せん断応力  $\bar{\tau}$ 、平均せん断ひずみ  $\bar{\gamma}$  を、式(2)の降伏せん断応力ならびに式(1)の降伏せん断ひずみで無次元化したものである。ただし、式(5)中の  $P$  については、本モデルでは図-5における①辺の  $y$  方向反力の総和としている。

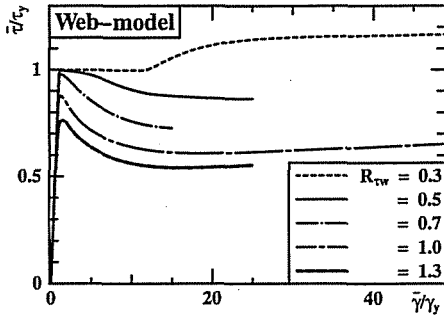
図-8(a)を見ると、Web モデルでは、 $R_{rw} = 0.3$  では降伏棚がみられ、ひずみ硬化によって強度上昇する。その後の強度低下は見られない。それに対し、 $R_{rw} \geq 0.5$  では、局部座屈の発生に伴って、ひずみ硬化がおこる前に強度が低下し強度上昇しない。ただし、緩やかに強度低下が進展し、 $10\gamma_y$  程度までせん断ひずみが大きくなるとその強度を保つ。これは、せん断座屈の特徴である斜張力場作用によるものと考えられる。

同様の検討を、Web-flange モデルに対しても行った。図-8(b)は、 $t_f/t_w = 0.8$  とした場合における  $\bar{\tau}-\bar{\gamma}$  曲線で、Web モデルと同様に、 $R_{rw}$  に関してパラメトリックに解析を行った。図-8(b)より、Web-flange モデルにおいても、 $R_{rw}$  に関して Web モデルと傾向に差はない。

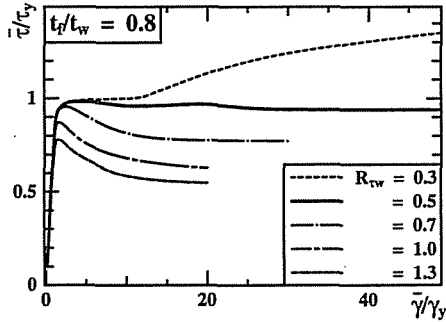
これに対して、 $t_f/t_w = 3.0$  とフランジ厚をある程度まで大きくした場合を、図-8(c)にまとめる。同図によると  $R_{rw} \geq 0.5$  でも、第1ピークを超えて強度低下が起きた後、平均せん断ひずみが  $10\gamma_y$  程度になると強度が上昇し、 $R_{rw} = 0.5$  の場合のようにピーク時の強度を超えるまで上昇する場合もある。このことから、 $\bar{\tau}-\bar{\gamma}$  曲線の第1ピーク後の挙動は、 $t_f/t_w$  による影響を受けるといえる。そこで、以下では、板厚比  $t_f/t_w$  についてパラメトリック解析を行い、その影響について検討する。

### $t_f/t_w$ に関する影響

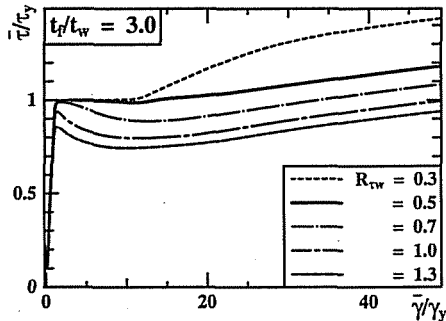
図-9、図-10には  $t_f/t_w = 0.8 \sim 5.0$  とした際の結果と、Web モデルの結果がプロットされている。これは  $R_{rw}$  一定のもとでの  $t_f/t_w$  の影響を検証したものである。なお、図-9には、比較的薄肉な  $R_{rw} = 1.3$ ,



(a) Web モデル, 単調載荷



(b) Web-flange モデル,  $t_f/t_w = 0.8$ , 単調載荷



(c) Web-flange モデル,  $t_f/t_w = 3.0$ , 単調載荷  
図-8  $R_{tw}$  の違いによる比較

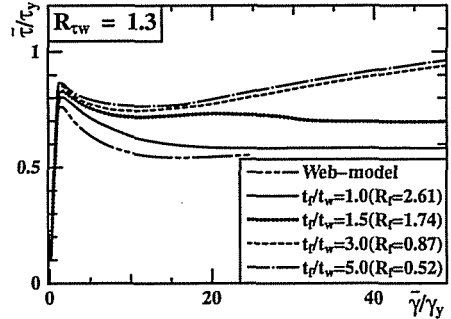
0.7, 図-10には, 比較的厚肉な  $R_{tw} = 0.5, 0.3$  の結果を示す。また, 参考までに図中には  $R_f$  (フランジ板の幅厚比パラメータ) の値が記されている。 $R_f$  は式(10)で定義される。

$$R_f = \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2} \cdot \frac{\sigma_y}{E}} \quad (10)$$

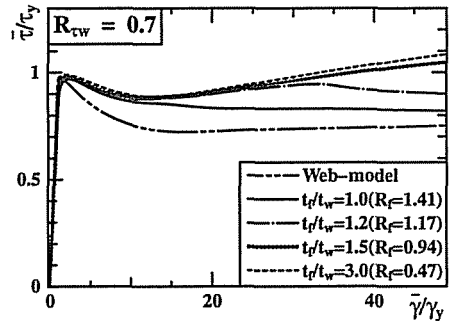
ここに,  $k$  は純圧縮力を受けるときの座屈係数 (=4.0) である。

まず比較的薄肉な場合についてまとめる。

$R_{tw} = 1.3$  のとき, 図-9(a)より, 板厚比  $t_f/t_w$  を大きくすると, 第1ピーク応力  $\bar{\tau}_{max,1}$  が上昇する。また, 第1ピーク後に関しては,  $t_f/t_w = 1.0$  ではその挙動は Web モデルに近く, ピーク後に強度上昇は起こらず, 緩やかに強度低下する。 $t_f/t_w = 1.5$  になると強度



(a)  $R_{tw} = 1.3$



(b)  $R_{tw} = 0.7$

図-9 板厚比  $t_f/t_w$  の相違による比較 (単調載荷, 比較的薄肉)

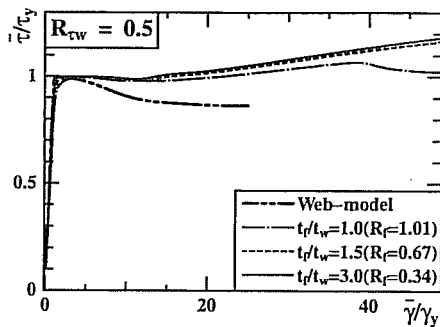
低下が一段と緩やかになり,  $t_f/t_w = 3.0$  では, ピーク後  $\bar{\gamma}/\gamma_y = 10$  程度で強度が上昇していき, 強度上昇のない Web モデルとは大きく異なる結果を示している。このように,  $t_f/t_w$  を大きくするに連れて, 強度劣化は緩やかになり, さらには, 強度上昇を起こすようになる。ただし,  $t_f/t_w = 5.0$  のプロットが  $t_f/t_w = 3.0$  のものに対してほとんど差がないことから, このケースでは,  $t_f/t_w \geq 3.0$  で  $t_f/t_w$  の影響は小さくなる。

$R_{tw} = 0.7$  では, 図-9(b)に示されるように,  $R_{tw} = 1.3$  のときほどではないが,  $t_f/t_w$  が大きくなるに連れて, 第1ピーク応力の上昇傾向が読みとれる。また, 第1ピーク後の強度上昇も  $R_{tw} = 1.3$  と同様で,  $t_f/t_w \geq 1.5$  で強度上昇の度合いにほとんど差がなくなる。

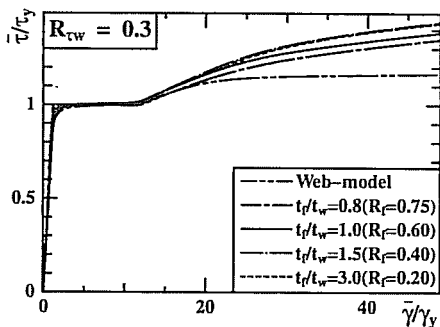
次に, 比較的厚肉な場合においては, 図-10より  $R_{tw} = 0.3, 0.5$  のどちらにおいても,  $t_f/t_w \geq 1.0$  ならば, 降伏せん断応力まで達し降伏棚が現れた後, 約  $12\gamma_y$  以降に, ひずみ硬化による強度上昇が起こる。また, この上昇の程度に関しては, 薄肉のときと同様に  $t_f/t_w$  を大きくする程大きくなっていき,  $t_f/t_w = 1.5$  と  $3.0$  のグラフがほぼ一致している。

以上をまとめると次のようになる。

- ①  $t_f/t_w$  が大きくなるに連れて, 第1ピーク応力は上昇する傾向にあるが, 非常に薄肉な場合 (本解析例では  $R_{tw} = 1.3$  のとき) を除いて, ほとんど変化はない。



(a)  $R_{tw} = 0.5$



(b)  $R_{tw} = 0.3$

図-10 板厚比  $t_f/t_w$  の相違による比較 (単調荷重, 比較的厚肉)

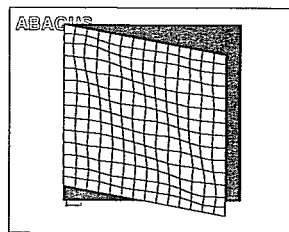
- ②  $t_f/t_w$  が大きくなるに連れて, 第1ピーク後の挙動は大きく変わり, 強度は上昇する傾向にある。ただし,  $t_f/t_w \geq 1.5$  では, 上昇の度合いに差が見られず, この程度以上の板厚比はウェブ板の変形には寄与しない。
- ③ Webモデルによって得られる強度は, Web-flangeモデルによって得られるものよりも小さく, その傾向は,  $R_{tw}$  が大きくなるほど, 顕著に現れる。

特に, 3つ目の項目については, 本研究の重要なポイントであり, この理由について以下で取り上げる。

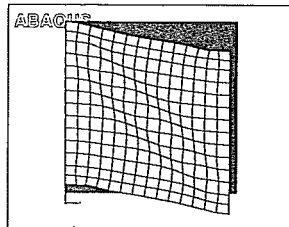
### 変形図

前述のように Webモデルと Web-flangeモデルとの結果は大きく異なり, また, Web-flangeモデルにおいても  $t_f/t_w$  の違いによりその挙動は異なる。それらの相違は, 変形図に叙述に現れる。図-11は, Webモデルと Web-flangeモデルについて  $R_{tw} = 1.0$  の終局状態を示しており, 上下辺がフランジとの接合辺, 左右の辺がダイアフラムとの接合辺である。なお, Web-flangeモデルは,  $t_f/t_w = 1.0, 1.5, 5.0$  のものを示す。また, 色付きが変形前, 白地が変形後の状態で, 変形状態を分かりやすくするために, 各図の変形量は2倍にして示してある。

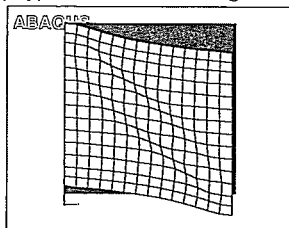
図-11(a)のWebモデルの変形図を見ると, フランジとの接合辺は導入した拘束の通り直線を保っている。



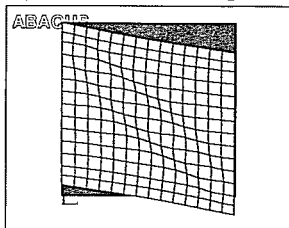
(a) Webモデル



(b)  $t_f/t_w = 1.0$ , Web-flangeモデル



(c)  $t_f/t_w = 1.5$ , Web-flangeモデル



(d)  $t_f/t_w = 5.0$ , Web-flangeモデル

図-11 変形図 (正面図)

これに対し, Web-flangeモデルでは,  $t_f/t_w$  が5.0と比較的大きい場合には, フランジ接合辺がほぼ直線を保って変形しているが (図-11(d)参照),  $t_f/t_w = 1.5, 1.0$  と小さくなるにつれ, フランジ接合辺は大きく変形している。また, 各図で右側ダイアフラム接合辺の荷重直角方向への変位量 (各図の左方向への変位量) を比較すると, Webモデルおよび  $t_f/t_w = 1.0$  のモデルでは, フランジの圧縮方向へ大きく変形が出ているのに対し,  $t_f/t_w = 5.0$  では, ほとんどその変形が見られない。Webモデルにおけるフランジとの接合辺は直線性は保持するものの, 伸縮に対する剛性はないため, 直線を保ちながら大きく変形を起こす。そのため, フランジを実際に取り付けた Web-flangeモデルに比べて強度が低くなる。以上より,

- ①  $t_f/t_w$  が大きくなるに連れて, フランジ接合辺は直線性を保ちやすくなる。

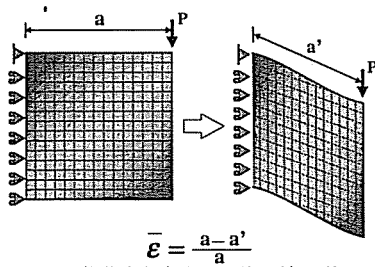


図-12 荷重直角方向の平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  の定義

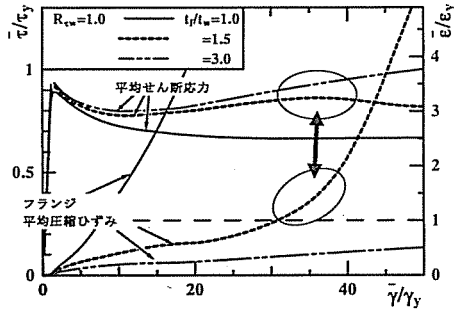


図-13  $\bar{\tau}$  と平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  との相関

② Web モデルにおけるフランジ接合辺は、直線性は保っているものの、荷重直角方向への変形が著しく、強度、変形能を過小評価している可能性がある。

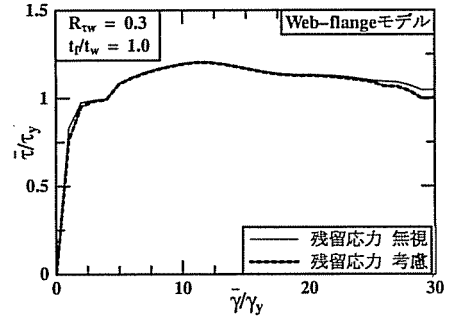
と言える。

また、フランジ接合辺の長さの変化から定義したフランジ接合辺の平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  を用いて、平均せん断応力との相関を検討する。なお、ここでいう平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  の定義を図-12、式(11)に示す。

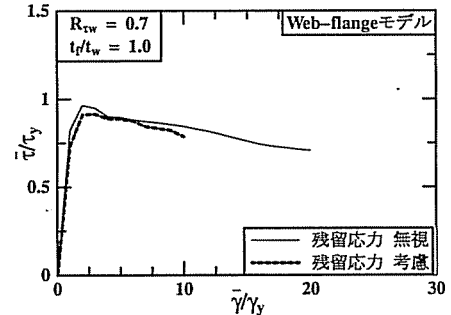
$$\bar{\epsilon} = \frac{a - a'}{a} \quad (11)$$

ここで、 $a$  は変形前のフランジ接合辺の長さ、 $a'$  は変形後の長さである。

平均せん断応力  $\bar{\tau}$  と、上記のように定義したフランジの平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  の進展具合を比較したグラフを図-13に示す。図-13において、横軸は平均せん断ひずみ  $\bar{\gamma}$ 、縦軸は、左縦軸が平均せん断応力  $\bar{\tau}$ 、右縦軸がフランジの平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  であり、各軸ともそれぞれ降伏応力、降伏ひずみにより無次元化されている。図-13より、強度上昇が見られない場合 ( $t_f/t_w = 1.0$ ) は、フランジ平均圧縮ひずみ  $\bar{\epsilon}$  が大きく進展しており、強度上昇が見られる場合 ( $t_f/t_w = 3.0$ ) は、 $\bar{\epsilon}$  の増大は緩やかであり、解析範囲内では  $\epsilon_y$  を越えることはない。それに対し、一旦強度上昇が起きた後にまた強度劣化が起きている場合 ( $t_f/t_w = 1.5$ ) は、圧縮ひずみが初め緩やかに増大し、降伏ひずみ辺りから急激な上昇を見せる。それとともにせん断応力の劣化も起きている(図中楕円で囲った箇所)。以上より、フランジ平均圧縮ひずみが降伏ひずみを越えると強度低下を



(a)  $R_{\tau w} = 0.3$



(b)  $R_{\tau w} = 0.7$

図-14 残留応力の有無による影響(繰り返し載荷)

示すことが分かった。従って、ピーク後の強度上昇を期待する際には、平均圧縮ひずみを降伏ひずみ内に抑えるための必要板厚(本解析例では、 $t_f/t_w \geq 1.5$ )を定める必要がある。

## (2) 繰り返し載荷

本研究では、繰り返し載荷の結果の評価方法として、履歴曲線において、平均せん断ひずみが圧縮側から除荷を開始する折り返し点を結んだ包絡線を用いる。また、フランジとウェブの板厚比および幅幅比 ( $t_f/t_w$ ,  $b_f/b_w$ ) は、どのせん断幅厚比パラメータ  $R_{\tau w}$  に対しても付録に示されるデータを参考に代表的なものとして  $t_f/t_w = b_f/b_w = 1.0$  を取り上げた。以下では、繰り返し載荷で重要なポイントとなる残留応力の有無、単調載荷との比較、変形図に着目して検討する。

### 残留応力の有無による影響

図-14は、残留応力の有無による比較をしたグラフであり、それぞれ比較的厚肉なもの((a))と薄肉なもの((b))の結果が示されている。図-14より、比較的厚肉な場合 ( $R_{\tau w} = 0.3$ ) には、残留応力を無視したときと考慮したときでその挙動はほぼ一致しており、残留応力の与える影響は小さい。また、 $R_{\tau w} = 0.7$  のとき、残留応力の有無で一般的な挙動は類似しているが、残留応力を無視した場合、第1ピーク応力  $\bar{\tau}_{max,1}$  を若干高めに評価する。

### 載荷パターンによる影響

図-15に  $R_{\tau w} = 1.3, 0.7, 0.3$  の場合の単調載荷と繰



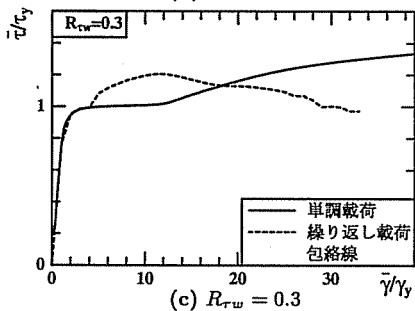
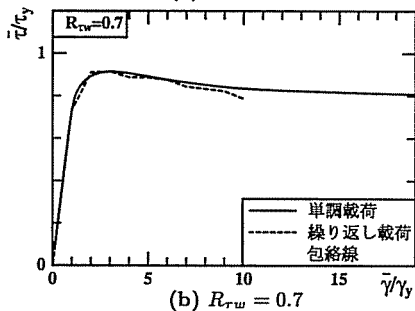
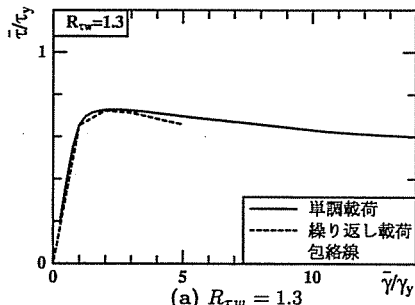


図-15 荷重パターンの違いによる  $\tau$ - $\bar{\gamma}$  曲線の比較

り返し荷の結果がプロットされている。図-15(a), (b)より、比較的薄肉な場合には荷重パターンによる相違はほとんどない。それに対し、図-15(c)より、厚肉になると荷重パターンによる影響は大きくなり、ひずみ硬化現象による強度上昇を起こすのが、単調荷では  $12\gamma_y$  程度であるのに対し、繰り返し荷では  $4\gamma_y$  程度となり、繰り返し荷を受けることでかなり早い段階で強度上昇が起こる。また、単調荷では  $40\gamma_y$  以上のせん断ひずみを受けても強度劣化が見られなかったのに対し、繰り返し荷を受けると  $12\gamma_y$  程度から緩やかに強度劣化が始まっており、繰り返し荷を受けることで劣化の進行が早くなる。

以上より、比較的厚肉な場合には、繰り返し荷は単調荷に比べてクリティカルな荷重パターンとなる。従って、強度および変形能を評価する際には、繰り返し荷に対して算定された値を参考にするのがよい。

#### 変形図

図-16に繰り返し荷による  $\tau$ - $\bar{\gamma}$  関係の1例を示す。特に、最終ステップとして、 $19\gamma_y \rightarrow -19\gamma_y \rightarrow 20\gamma_y$

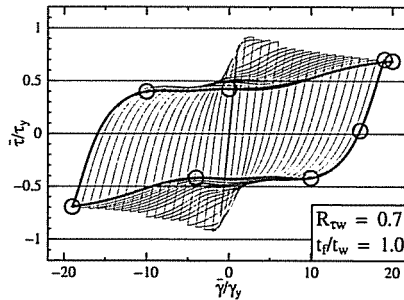


図-16  $\tau$ - $\bar{\gamma}$  関係 (繰り返し荷時)

の部分太線で示してある。図中の丸印は、図-17で示す変形図の位置を示しており、せん断ひずみが  $19\gamma_y$ ,  $16\gamma_y$ ,  $10\gamma_y$ ,  $-4\gamma_y$ ,  $-19\gamma_y$ ,  $-10\gamma_y$ ,  $0\gamma_y$ ,  $20\gamma_y$  の位置にある。図-17は、各せん断ひずみ時における変形図を示しており、分かりやすくするために面外変形量については、濃淡によって変形量を示している。ウェブパネル中央部において、正の面外変形量(紙面前側への変形量)が大きくなるにつれて色が濃くなるようにしてある。なお、この1例は、 $R_{rw} = 0.7$ ,  $t_f/t_w = 1.0$  であり、残留応力を考慮したものである。

(a)から(c)にかけては、中央部の面外変形量が除荷されているにも関わらず大きくなっていることが分かる。さらに、(d)では、座屈波形の方向が右下がりから右上がりに反転している。これを図-16で見ると、強度を一定に保っていたところから、上昇に転じる時であることが分かる。従って、強度上昇を起こす瞬間に、座屈波形の反転が起きることを解析的にとらえたと言える。さらに、(e)では、完全に座屈波形の方向が反転しきり、(h)に向けてさらに反転するように変形は進行する。なお、座屈波形の方向転換中で、右上がりとも右下がりとも言えないちょうど中間点を示す(g)で、中央部の面外変形量がこのステップ内では最大となった。

## 6. 強度および変形能

### (1) 極限強度 (耐力)

図-18(a)は、本解析結果を極限強度曲線にまとめたものである。縦軸は極限強度  $\tau_m$  を降伏せん断応力  $\tau_y$  で無次元化し、横軸にパネル幅厚比パラメータ  $R_{rw}$  を用いた。同図には、文献17)に記載の推定式および AASHTO<sup>18)</sup>による極限強度式もプロットされている。

極限強度に関しては、フランジ板を考慮することによる大きな差異は確認できなかった。従って、Webモデルのときと同様に文献17)に掲載の推定式が使える。

### (2) 変形能 (限界せん断ひずみ)

図-18(b)は、縦軸に限界せん断ひずみ  $\gamma_u$  を降伏せん断ひずみ  $\gamma_y$  で無次元化したものを、横軸にせん断

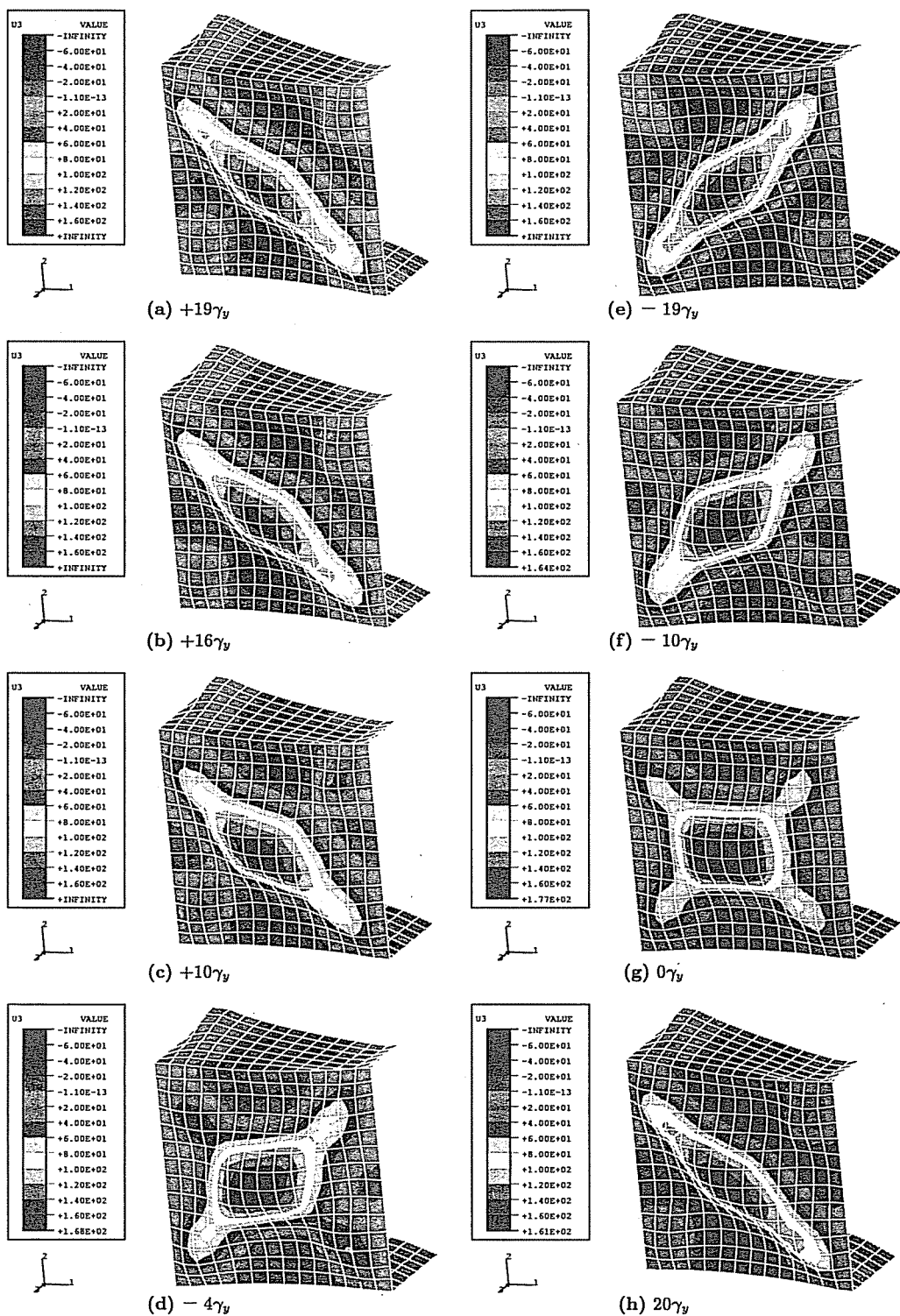


図-17 繰り返し載荷時における変形図

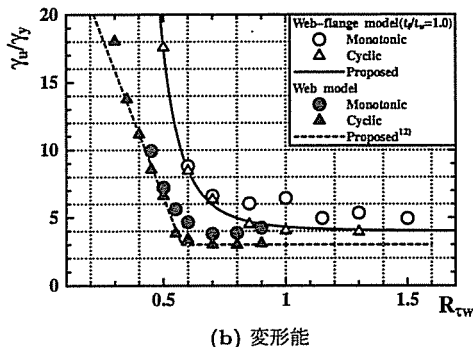
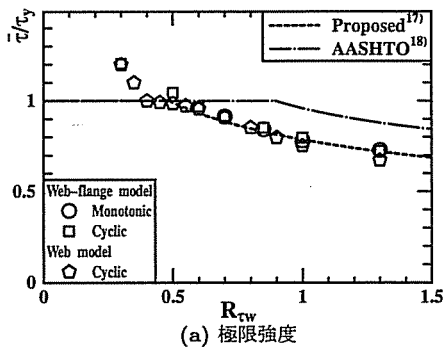


図-18 極限強度および変形能 (Web-flange モデル)

幅厚比パラメータ  $R_{\tau w}$  をとったもので、Web モデル、Web-flange モデル双方の単調および繰り返し載荷時の限界せん断ひずみ  $\bar{\gamma}_u$  がプロットされており、Web モデルと Web-flange モデルの比較、および単調載荷と繰り返し載荷の比較を行っている。

図-18(b) より、Web-flange モデルは Web モデルに対して全体的に高く変形能を評価している。

Web モデル、Web-flange モデルのそれぞれは、 $R_{\tau w} \geq 0.6$ 、 $R_{\tau w} \geq 0.85$  のとき、限界せん断ひずみはほぼ一定値をとっているが、その一定値は、Web モデルでは、単調載荷時が  $4\gamma_y$ 、繰り返し載荷時が  $3\gamma_y$  程度、また、Web-flange モデルでは単調載荷時が  $5 \sim 6\gamma_y$ 、繰り返し載荷時が  $4\gamma_y$  程度となっている。以上より、フランジ板がついたことによるより精緻な推定式は、 $4\gamma_y$  を最低値とするのがよい。そこで、次式を提案する。

$$\left. \frac{\bar{\gamma}_u}{\gamma_y} \right)_{W-Fmodel} = \frac{0.142}{(R_{\tau w} - 0.18)^4} + 4.0 \quad (12)$$

なお、上式は  $t_f/t_w = 1.0$  の場合についての推定式であるが、前項で考察しているように、第1ピーク応力は、板厚比による影響が小さく、 $t_f/t_w$  が大きくなるにつれて大きくなる傾向があり、それに伴い、限界せん断ひずみは、 $t_f/t_w$  が大きくなるにつれて大きくなるので、 $t_f/t_w$  が 1.0 よりも小さい場合には、この点に留意が必要である。ただし、付録で述べるように一般的に  $t_f/t_w = 1.0 \sim 1.5$  であることから、推定される限界せん断ひずみは、一般的な断面に対して適切に評価すると言える。

また、Web モデルとの相違については、図-18(b) を見れば分かるとおり、 $R_{\tau w}$  の小さい領域 ( $R_{\tau w} \leq 0.7$ ) では、Web-flange モデルの方が大きく変形能を評価し、その傾向は  $R_{\tau w}$  が小さいほど顕著に現れ、 $R_{\tau w} = 0.5$  では、Web モデルの約 2.6 倍になる。逆に  $R_{\tau w}$  の大きい領域では、Web-flange モデルによる変形能評価と Web モデルによる評価の違いは一定になる傾向があり、約 30% の上昇が見込まれる。

## 7. 結言

本研究は、せん断力が卓越するラーメン橋脚隅角部および梁中腹部を対象とし、これらの耐震安全性を照査する際に必要となる基礎データについて検討したものである。また、せん断力の作用する腹板のみならず、フランジ板も考慮した箱形断面を模擬した解析モデルから、繰り返しせん断力作用下における強度と変形能を解析的に検討した。以下で得られた結論をまとめる。

- ① 第1ピーク以後に強度上昇させるには、 $t_f/t_w$  を大きくする必要があるが、 $t_f/t_w \geq 1.5$  で十分である。
- ② 第1ピーク以後に、強度上昇が起こる際には、本研究で定めた平均圧縮ひずみが降伏ひずみ内にあり、降伏ひずみを越えると強度低下を始める。
- ③ Web-flange モデルによる繰り返し載荷解析において、せん断座屈における座屈波形の反転 (右上がりから右下がりへ、あるいはその逆) を再現した。
- ④ 座屈波形の反転時は、平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係において、そのループ内で硬化が始まる時である。
- ⑤ Web-flange モデルによる極限強度の推定値は、Web モデルとほぼ同様であるが、比較の  $R_{\tau w}$  の大きい場合には、Web-flange モデルの方が大きい評価を下す。
- ⑥ Web-flange モデルによる限界せん断ひずみの推定値は、Web モデルに比べて大きく評価され、 $R_{\tau w} > 0.7$  では、約 30% 程度大きくなる。
- ⑦ 限界せん断ひずみの推定式 (式 (12)) を提案した。

なお、本研究で扱った断面形状は無補剛断面である。そこで、今後、(1) 水平補剛材および垂直補剛材を含めた補剛断面での検討、(2) アスペクト比の違いによる極限強度に関するパラメトリックスタディ、(3) 実験成果によるモデルの妥当性検証を必要とする。

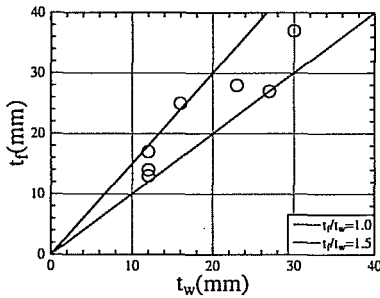


図-19 フランジーウェブ板厚比

## 付録 フランジーウェブ板厚比に関する実態調査

フランジーウェブの板厚比を決定する際に参考とした実態調査について報告する。名古屋高速道路公社で現在供用されている鋼製ラーメン橋脚をもとに調査した。

名古屋高速道路公社から提供された橋脚資料は合計20体であり、その中で本研究で用いている箱形断面を有する橋脚は15体であった。また、その中で一層一径間ラーメン橋脚は7体となっている。その7体について、梁中腹部におけるフランジ板厚およびウェブ板厚についてを図-19にまとめた。おおむね  $t_f/t_w$  は1.0～1.5にあることが分かる。

## 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 一震災復旧工事誌一，1997.
- 2) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ 一阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書一，1998.
- 3) 中井博，北田俊行，西岡啓治，狩野正人，迫田治行，森昭紀：巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷のシミュレーション，土木学会 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.223-230，1997.
- 4) 福本 昉士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，1987.
- 5) Galambos, T.V. ed.: *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, John Wiley & Sons, Inc., 1998.

- 6) 福本 昉士，上野谷実，中村雅樹，小林泰男：繰り返しせん断力を受けるプレートガーダーの強度と変形能，構造工学論文集，Vol.46A，pp.143-150，2000.
- 7) 森下泰光，高久達将，青木徹彦，福本 昉士，岡本隆，松井銳一：中間はり有する鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能，構造工学論文集，Vol.46A，pp.831-840，2000.
- 8) 酒造敏廣：せん断崩壊型はり部材を有する鋼門形ラーメンの非弾性地震応答性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.169-178，1998.
- 9) 酒造敏廣，山田幸：せん断崩壊型はり部材を有する鋼2層門形ラーメンの非弾性地震応答解析，構造工学論文集，Vol.45A，pp.227-234，1999.
- 10) 酒造敏廣：せん断崩壊型はり部材を持つ鋼門形ラーメンの非弾性地震応答に及ぼすひずみ速度の影響，構造工学論文集，Vol.47A，pp.771-782，2001.
- 11) 渡辺智彦，葛漢彬，宇佐美勉：繰り返し載荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.185-195，1999.
- 12) 天野麻衣，渡辺智彦，宇佐美勉，葛漢彬：繰り返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.57-62，2000.
- 13) 葛西昭，渡辺智彦，天野麻衣，宇佐美勉：せん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価式，構造工学論文集，Vol.47A，pp.761-770，2001.
- 14) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc : ABAQUS User's Manual, version 5.8, Vol.2, 1999.
- 15) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.
- 16) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T. :Futher Study on Two-surface Model for Structural Steels under Uniaxial Cyclic Loading, *Structural Eng., Proc. of JSCE*, Vol.9, No.4, pp.59-62, 1993.
- 17) 奈良敬，津田真，福本 昉士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，No.392/I-9，pp.259-271，1988.
- 18) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 2nd Ed., Washington, D.C., 1998.

(2001.4.20 受付)

## STRENGTH AND DUCTILITY OF UNSTIFFENED BOX SECTION MEMBERS SUBJECTED TO CYCLIC SHEAR LOADING

Akira KASAI, Tomohiko WATANABE, Tsutomu USAMI and Praween CHUSILP

This study is aimed at offering fundamental data needed for development of an ultimate earthquake-resistant design method for steel frame structures. For this purpose, the shear strength and ductility of unstiffened box section members are evaluated from the results of large-deformation elasto-plastic FEM analysis for web plates including the effect of flange plates. As a result, it is obtained that the strength calculated in this analytical model is almost the same as the results excluding flange plates, and the ductility is slightly larger than the previous results. Furthermore, the required flange thickness is discussed from the viewpoint of strength and ductility through parametric study on flange thickness to web thickness ratio. Finally, the formula estimating the ductility capacity of web plates is proposed.