

# 琉球大学学術リポジトリ

## 折れ板断面鋼桁の強度評価に関する研究

メタデータ	<p>言語:</p> <p>出版者: 有住康則</p> <p>公開日: 2009-12-11</p> <p>キーワード (Ja): 折れ板断面桁, 終局強度, 耐荷力実験, 局部座屈, 有限要素法, 弾塑性有限変位解析, 景観, I形断面鋼桁</p> <p>キーワード (En): Folded Steel Plate Girders, Ultimate Strength, Experimental Study, Local Buckling, Finite Element Method, Non-linear analysis</p> <p>作成者: 有住, 康則, 矢吹, 哲哉, 山田, 義智, Arizumi, Yasunori, Yabuki, Tetsuya, Yamada, Yoshitomo</p> <p>メールアドレス:</p> <p>所属:</p>
URL	<a href="http://hdl.handle.net/20.500.12000/13847">http://hdl.handle.net/20.500.12000/13847</a>

## 第4章 折れ板鋼桁の耐荷力に関するパラメトリック解析

前節で示した耐荷力実験結果より、折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面桁のそれを上回り、折れ板の補剛効果が期待できることが明らかとなった。そこで、折れ板断面桁の耐荷力特性をより詳細に検討するため、折れ板断面桁をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。

### 4-1 解析モデル

本研究で解析の対象とした桁は、図4-1に示す純曲げを受ける折れ板鋼桁である。なお、ウェブを折り曲げる位置は、道路橋示方書<sup>3)</sup>で規定されている水平補剛材一段の取り付け位置とした。解析は、折れ板鋼桁の耐荷力特性を解明するため、鋼桁をアイソパラメトリックシェル要素モデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいて、行った。また、対称性を考慮して、桁の半分を解析対象とした。メッシュは、残留応力度分布を考慮するため、不等メッシュとし、要素分割は、フランジ部分を4×6、ウェブ部分を8×6とした。

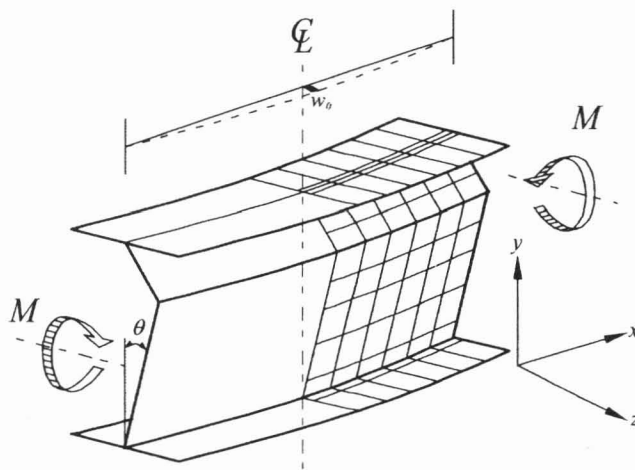


図4-1 解析モデル

鋼材はSS400材及びSM490材とした。各鋼材のひずみ硬化曲線は、実際の挙動に近いと思われる式で仮定した<sup>16) 17)</sup>。表4-1に、各鋼材の材料特性を示す。

表4-1 各鋼材の材料特性

鋼種	SS400	SM490
$\epsilon_{st}(\%)$	2.110	1.400
Stress-Strain Curve	$\frac{\sigma}{\sigma_Y} = 0.480 \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_Y} \right)^{0.268}$	$\frac{\sigma}{\sigma_Y} = 0.891 \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_Y} \right)^{0.0759}$

なお、ヤング係数を  $E=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ 、ポアソン比を  $\nu=0.3$ 、せん断弾性係数を  $G=8.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$  とした。

### (1) 初期不整

#### (a) 初期たわみ

初期たわみは、図 4-1 に示すように、 $z$  軸方向にスパン中央部が最大にたわむ正弦一次波形で仮定した。最大初期たわみは、道路橋示方書<sup>3)</sup> に規定されている圧縮を受ける部材の初期たわみの許容最大値を考慮して、次式で仮定した。

$$w_0 = \frac{L}{1000} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (4.1)$$

#### (b) 残留応力度

残留応力度の分布は、図 4-2 に示すように、軸方向及び厚さ方向に一定値を持つ分布で仮定した。

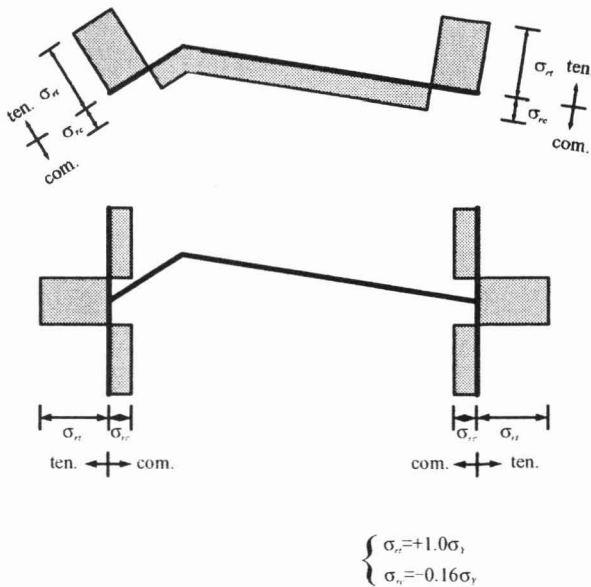


図 4-2 残留応力度

### (2) 支持条件

支持条件は、図 4-3 に示すように桁の端部では、ウェブの鉛直変位  $v$ 、横倒れの変位  $w$ 、及び回転角  $\theta_x$  を拘束とし、スパン中央部では解析の対称性を考慮して、水平変位  $u$ 、回転角  $\theta_y$ 、 $\theta_z$  を拘束とした。

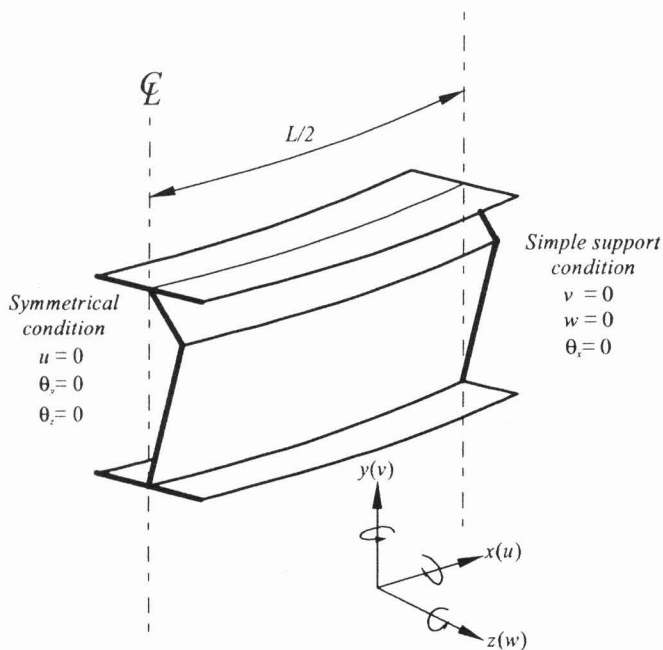


図 4-3 支持条件

### (3) 解析パラメータ

解析に用いたパラメータを表 4-2 に示す。

表 4-2 解析パラメータ

折れ角	$\theta$	$0^\circ \sim 20^\circ$
細長比パラメータ	$\bar{\lambda}_{beam}$	0.25~1.6
幅厚比	$b/t_f$	4,8,16
	$h/t_w$	30~152
降伏応力度比	$E/\sigma_Y$	875,583
断面積比	$A_w/A_f$	1.2~5.0

ここで、I 形断面梁の横倒れ座屈に対する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_{beam}$  は、全塑性曲げモーメント  $M_P$ 、I 形断面梁の弾性横倒れ座屈モーメント  $M_E$  を用いて、次式のように定義される。

$$\bar{\lambda}_{beam} = \sqrt{\frac{M_P}{M_E}} \quad (4.2)$$

$$M_E = \sqrt{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 EI_y GJ + \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 EI_y EC_w} \quad (4.3)$$

ここで、 $E$  はヤング係数、 $I_y$  は  $y$  軸まわりの断面二次モーメント、 $GJ$  は St.Venant のねじり剛性、 $EC_w$  は曲げねじり剛性である。

### (4) 強制変位増分量

純曲げを受ける梁部材の降伏モーメントを  $M_Y$ 、降伏曲率を  $\phi_Y$  とすると、増分曲率

$\Delta\phi$ は、 $n$ 回増分で $\phi_Y$ に達するとすると、次式のように与えられる。

$$n \frac{\Delta\phi}{\phi_Y} = 1.0 \quad (4.4)$$

曲率とひずみの関係式より、桁断面上下縁のひずみは $\varepsilon = \phi \frac{h}{2}$ で与えられるので、上

下縁の増分ひずみは、

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{n} \frac{\sigma_Y}{E} \quad (4.5)$$

となる。従って載荷辺の断面上下縁での増分変位量 $\Delta l$ は、次式のように計算することができる。

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta l}{L/2} \quad \Delta l = \frac{1}{n} \frac{L}{2} \frac{\sigma_Y}{E} \quad (4.6)$$

#### (5) スパン端部でのはり要素の導入

載荷辺のフランジ全域に同一の強制変位を与えると、端部でそり変形が拘束されることになる。その結果、鋼桁に横倒れが生じる場合の支持条件は、そりに対して固定支持となる。そこで本研究では、図 4-1 に示す解析モデルの端部フランジのそり変形に対して自由の境界条件を満足するように、図 4-4 に示すような剛棒をフランジに取り付け、桁端部のウェブのみに、ウェブの高さの 1/2 の部位を中心として、軸方向に線形変化する強制変位を与えた。

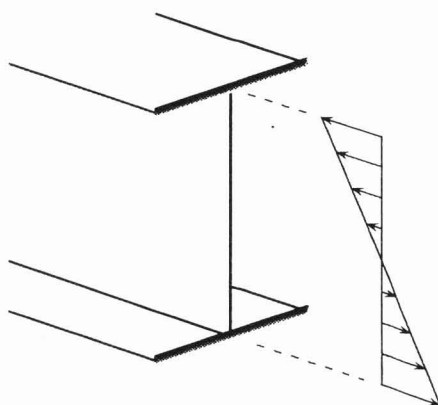


図 4-4 フランジ端部の剛棒と強制変位

#### (6) フランジ面内に生ずるそり拘束モーメントの補正

純曲げを受ける単純支持された鋼桁では、そりは拘束されていないので、端部のフランジ面内では、ウェブ接合部の応力とほぼ同程度の応力が一様に分布していなければならない。しかし、フランジ端部に剛棒を取り付けると、図 4-5 に示すように、ウェブとの接合部において剛棒の剛性のためそり応力が生じることになる。そこで本

研究では、純曲げのつりあい条件が満足された強制変位の各増分終了段階において、フランジ面内に生ずる面内曲げモーメントを求め、フランジのそり変形を拘束するような面内曲げモーメント  $T_f$  が存在する場合には、以下のような手法でこの面内曲げモーメントを零となるように、修正計算を行った。

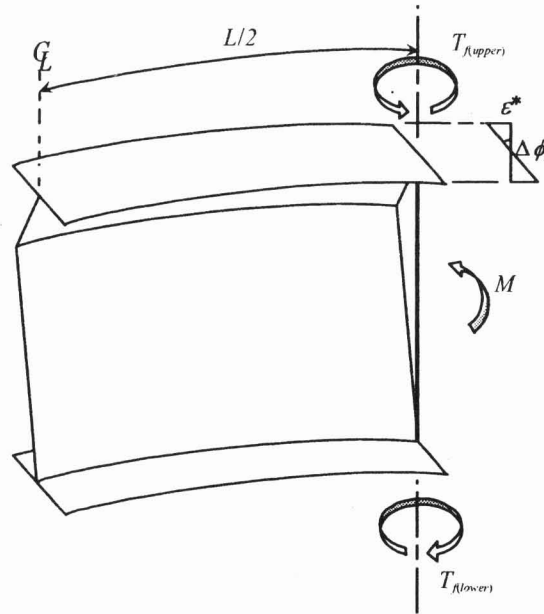


図 4-5 フランジのそり変形を拘束する面内曲げモーメント

まず、各増分終了時において、上、下フランジに生ずる  $T_f$  を次式により求める。

$$T_f = \sum_n F_n \cdot Z_n \quad (4.7)$$

$F$  : 桁の端部におけるフランジ面内の等価節点力

$Z$  : 断面構成版のウェブ接合部から  $F_n$  に該当する節点間での距離

$n$  : フランジ端部の節点の個数

$T_f$  に対応するフランジ面内の応力分布は線形であると仮定すれば、面内曲げモーメントと曲率の関係より、次式が成り立つ。

$$\Delta\phi_3 = \frac{T_f}{EI_f} \quad (4.8)$$

ここで、 $\Delta\phi_3$  は  $T_f$  に対応する曲率、 $I_f$  はフランジ断面の弱軸まわりの断面次モーメントである。また、フランジ最外縁のひずみと曲率の関係式は、自由突出幅を  $b$  とすると、

$$\varepsilon^* = \Delta\phi_3 \cdot b \quad (4.9)$$

である。従って、修正強制変位量  $\Delta d_3$  は、次のように計算することができる。

$$\Delta d_3 = \frac{2T_f \cdot b}{EI_f \cdot L} \quad (4.10)$$

修正計算では、 $\Delta d_3$  の正負を入れ換え、これをフランジのみに強制変位増分として与えた。なお、修正計算の際は、剛棒を除去した。直前の増分段階で得たフランジ面内のトルクと増分後に得たトルクの正負の符号が反転したときは、修正せずに次の強制変位増分段階に移行させた。

#### 4-2 折れ角の影響

折れ角が、折れ板鋼桁の終局強度に及ぼす影響を検討するため、折れ板鋼桁の折れ角を種々変化させて、解析を行った。表 4-3 に、解析に用いた折れ板鋼桁の断面諸量を示す。

表 4-3 解析に用いた桁の断面諸量

	$E/\sigma_Y$	$b/t_f$	$h/t_w$	$A_w/A_f$	$\bar{\lambda}_{beam}$	$\theta$
セミ・コンパクト 断面 1	875	8.0	120	2.4~3.0	0.19~1.5	$0^\circ \sim 20^\circ$

図 4-6、7 に、終局強度と折れ角の関係を示す。各図中、縦軸は最大曲げモーメントを全塑性曲げモーメント  $M_p$  で除した無次元量を、また、横軸は折れ角を、それぞれ示している。図から明らかなように、折れ角が  $\theta < 10^\circ$  の範囲では、折れ角が大きくなるに従って、最大曲げモーメントは増加しているが、折れ角が  $\theta > 10^\circ$  の範囲では、逆に、減少している。細長比パラメータの小さな桁では、折れ角の増加による最大曲げモーメントの増加割合は小さい。他方、細長比パラメータの大きな桁では、最大曲げモーメントの増加割合が大きくなっており、十分補剛効果が期待できると思われる。なお、折れ角が大きくなると、図 4-8 に示すように、フランジ幅を超えた断面形状となる場合があることに、留意する必要がある。

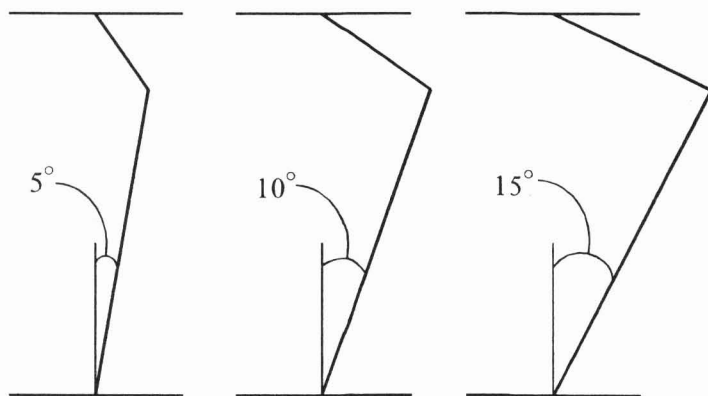


図 4-8 折れ角と断面形状

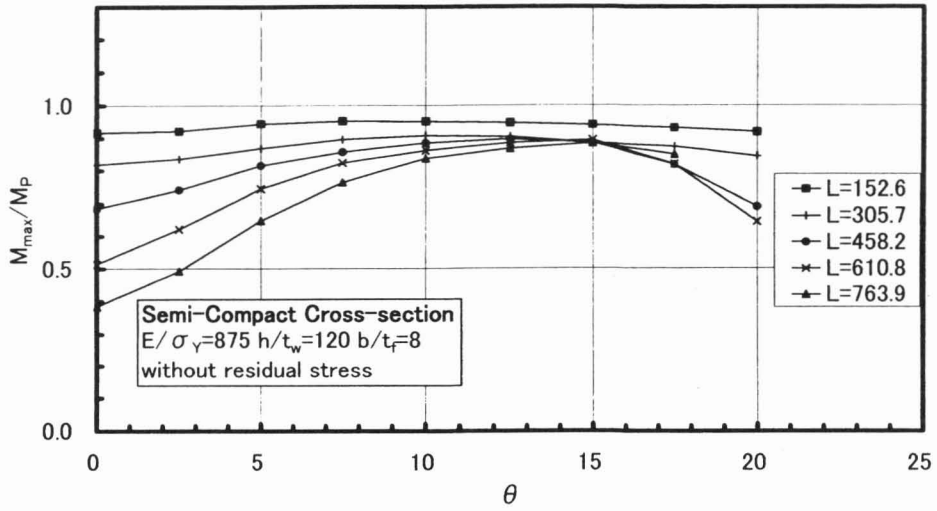


図4-6 極限強度と折れ角の関係

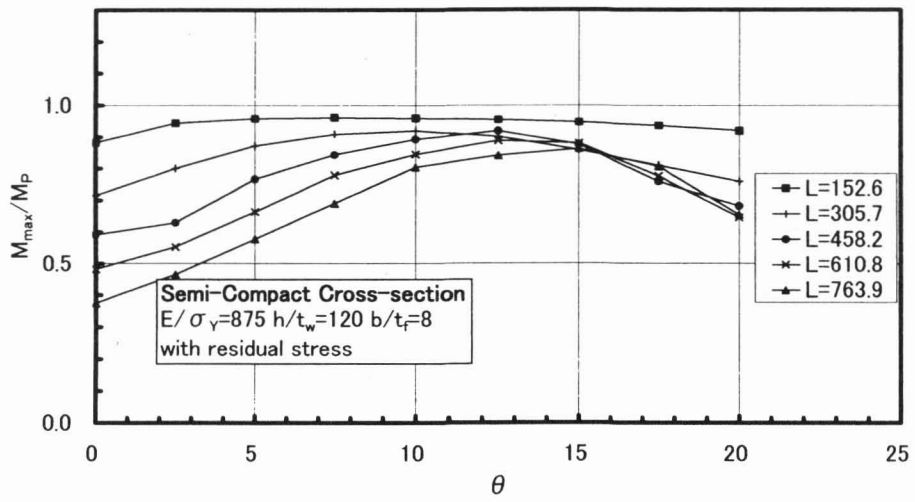


図4-7 極限強度と折れ角の関係



### 4-3 終局強度特性

折れ板断面を有する鋼桁の耐荷力特性を明らかにするため、パラメトリック解析を行った。解析に用いたパラメータは、折れ角 $\theta$ 、フランジの幅厚比、ウェブの幅厚比（折れ板の場合はその長さの直板として計算）、鋼桁の弾性横ねじれ座屈に対する細長比パラメータ及び降伏応力度パラメータであり、パラメータの変動範囲を表 4-4 に示す。本研究では、表 4-4 に示すように、桁断面を構成する鋼板の幅厚比等により、鋼桁の断面を薄板断面、セミ・コンパクト断面、コンパクト断面及び完全塑性断面に便宜上分類し、解析を行った。なお、解析では、最大初期たわみ量は、道路橋示方書に規定されている製作誤差の最大許容値 ( $L/1000$ ) 用い、残留応力度の分布は、図 4-2 の矩形分布形状を用いた。

表 4-4 解析に用いた桁の断面諸量

	$E/\sigma_Y$	$b/t_f$	$h/t_w$	$A_w/A_f$
薄板断面 1	875	16.0	152	5.0
薄板断面 2		16.0	120	5.0
セミ・コンパクト断面 1		8.0	120	2.5
セミ・コンパクト断面 2		4.0	120	1.2
コンパクト断面		4.0	60	2.5
完全塑性断面		4.0	30	1.2
薄板断面 1	583	16.0	110	5.0
薄板断面 2		8.0	120	2.5
コンパクト断面		4.0	60	2.5
完全塑性断面		4.0	30	1.2

#### (1) 曲げモーメントと曲率の関係

解析で得られた曲げモーメントと曲率の関係を、図 4-9~28 にそれぞれ示す。各図中、縦軸は曲げモーメントを全塑性曲げモーメント  $M_p$  で除して無次元化し、横軸は曲率 $\phi$ を全塑性曲げモーメントに対応する線形量として算定した曲率 $\phi_p$ で除して無次元化して示してある。また、図中、折れ板断面桁を白抜きの凡例で、I 形断面桁を黒塗りの凡例で、それぞれ示した。

##### (a) 薄板断面桁

薄板断面桁の曲げモーメント-曲率の関係の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図 4-9~12 に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図 4-13~16 に、それぞれ示す。残留応力度の

無い場合、 $0.28 \leq \bar{\lambda}_{beam} \leq 0.4$  のスパンの短い桁では、I形断面桁では、最大曲げモーメントに達した後、急激に剛性が低下している。折れ板断面桁の場合、スパンの短い桁では、最大曲げモーメントが、塑性曲げモーメント付近まで上昇し、その後、緩やかに剛性が低下している。 $1.2 \leq \bar{\lambda}_{beam} \leq 1.6$  のスパンの長い桁では、最大曲げモーメントに達した後、急激に剛性が低下している。他方、残留応力度が有る場合は、折れ板断面桁、I形断面桁ともに、残留応力度が無い場合と比較して、低い荷重レベルで塑性域の進展により剛性の低下が見られる。残留応力度の有無に関らず、最大曲げモーメントは、折れ板断面桁の方がI形断面桁よりも大きく、スパンが長くなるほどその差は大きくなっている。これらの性状は、鋼種の違いには依存していない。

#### (b) セミ・コンパクト断面桁

セミ・コンパクト断面桁の曲げモーメントー曲率の関係の一例を図4-17~20に示す。残留応力度が無い場合、 $\bar{\lambda}_{beam} = 0.3$  程度のスパンの短い桁では、折れ板断面桁とI形断面桁の最大曲げモーメントに差は見られない。残留応力度が有る場合、折れ板断面桁、I形断面桁ともに、低い荷重レベルで剛性の低下が見られる。 $0.4 \leq \bar{\lambda}_{beam} \leq 1.6$  の桁では、残留応力度の有無に関らず、折れ板断面桁の方がI形断面桁よりも最大曲げモーメントは大きく、スパンが長くなるほどその差は大きくなっている。

#### (c) コンパクト断面桁

コンパクト断面桁の曲げモーメントー曲率の関係の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図4-21、22に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図4-23、24に、それぞれ示す。残留応力度の有無に関らず、 $\bar{\lambda}_{beam} = 0.3$  程度のスパンの短い桁では、折れ板断面桁とI形断面桁の最大曲げモーメントに差は見られない。 $0.6 \leq \bar{\lambda}_{beam} \leq 1.4$  の桁では、折れ板断面桁の方がI形断面桁よりも最大曲げモーメントが上昇している。残留応力度が有る場合、折れ板断面桁、I形断面桁ともに、低い荷重レベルで剛性の低下が見られる。これらの性状は、鋼種の違いには依存せず、セミ・コンパクト断面桁と定性的に同様の結果を示している。

#### (d) 完全塑性断面桁

完全塑性断面桁の曲げモーメントー曲率の関係の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図4-25、26に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図4-27、28に、それぞれ示す。 $0.2 \leq \bar{\lambda}_{beam} \leq 0.3$  程度のスパンの短い桁では、残留応力度が無い場合、線形領域を経て最大曲げモーメントに達した後、急激に変形が増大している。これは、座屈崩壊とは異なり、鋼桁断面全域が降伏したことが原因であると考えられる。残留応力度が有る場合は、低い荷重レベルで剛性の低減が生じて、緩やかに最大曲げモーメントに達し

ている。残留応力度の有無に関らず、スパンの短い桁では、折れ板断面桁とI形断面桁の最大曲げモーメントに差は見られない。また、スパンの長い桁では、折れ板断面桁の方がI形断面桁よりも最大曲げモーメントが上昇している。残留応力度が有る場合、折れ板断面桁、I形断面桁ともに、低い荷重レベルで剛性の低下が見られる。これらの性状は、鋼種の違いには依存していない。

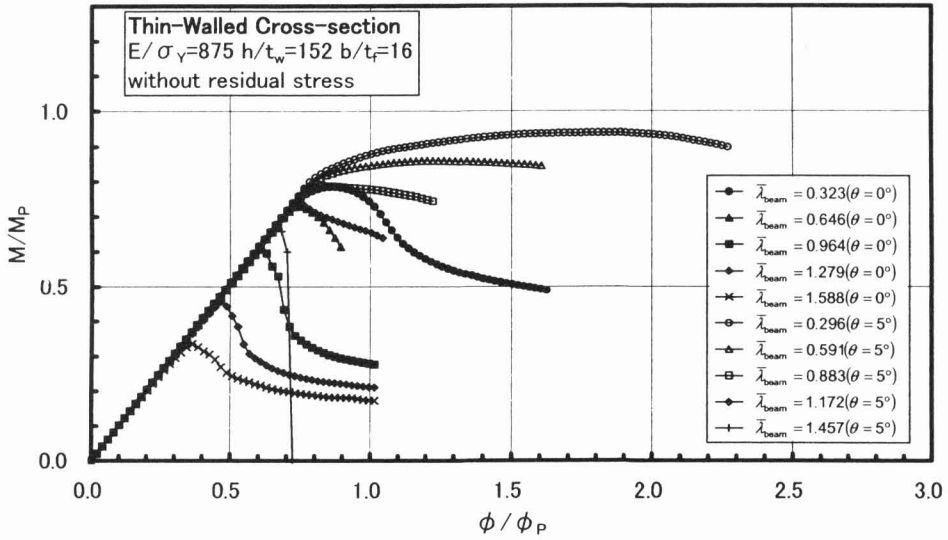


図4-9 曲げモーメントと曲率の関係

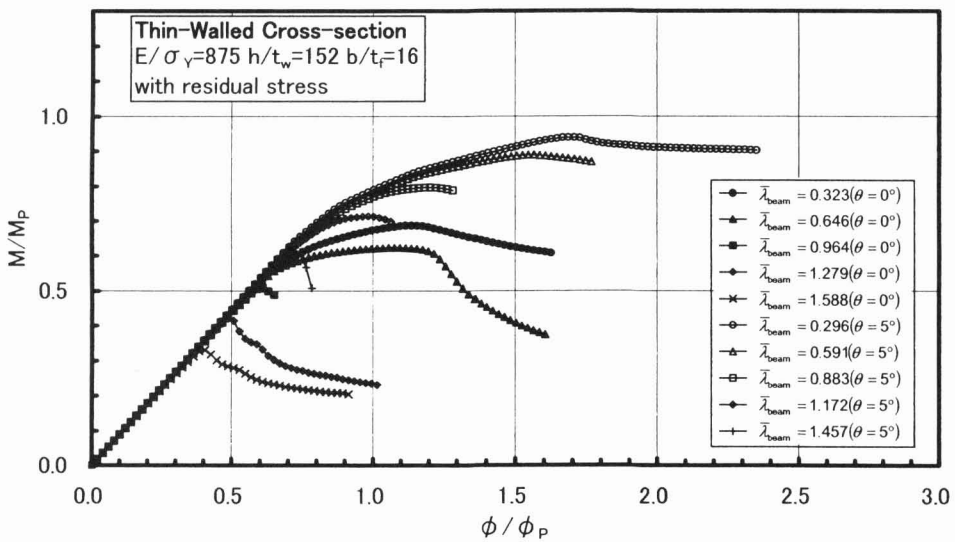


図4-10 曲げモーメントと曲率の関係

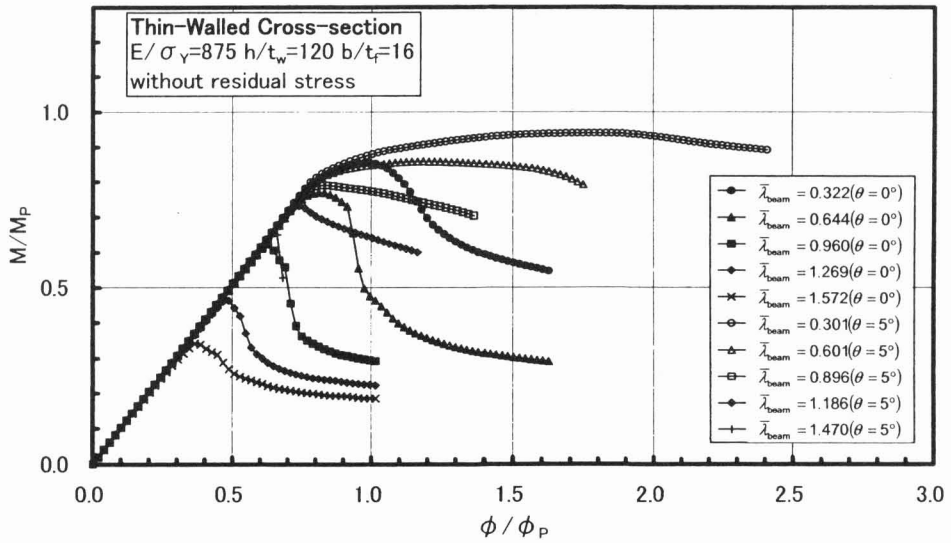


図4-11 曲げモーメントと曲率の関係

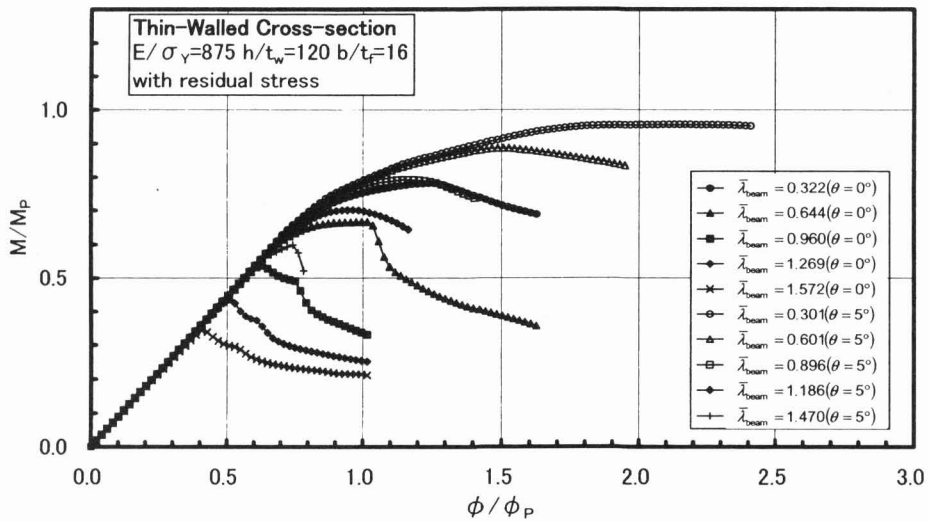


図4-12 曲げモーメントと曲率の関係

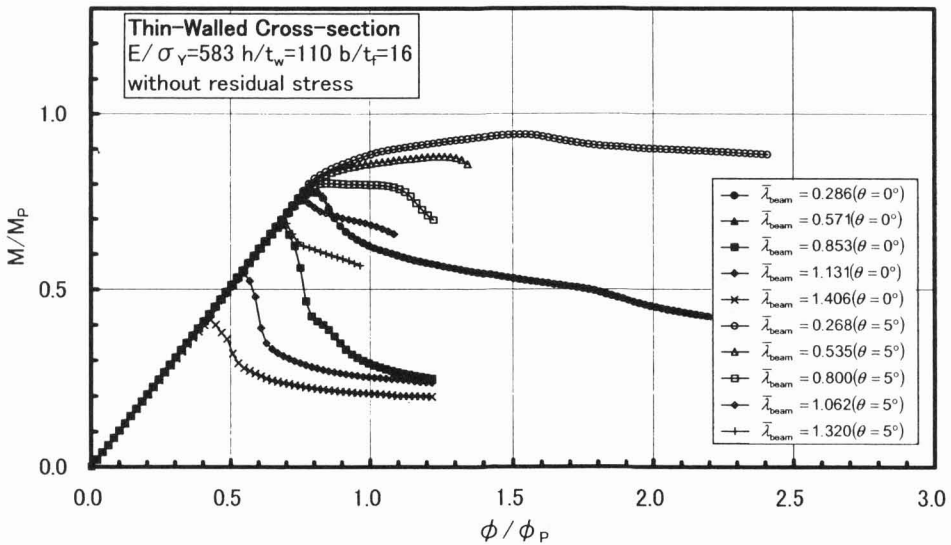


図4-13 曲げモーメントと曲率の関係

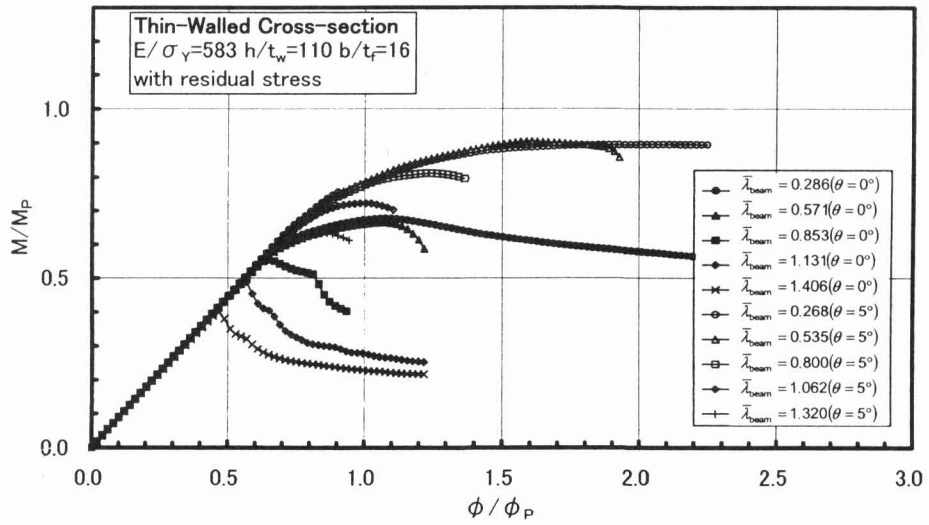


図4-14 曲げモーメントと曲率の関係

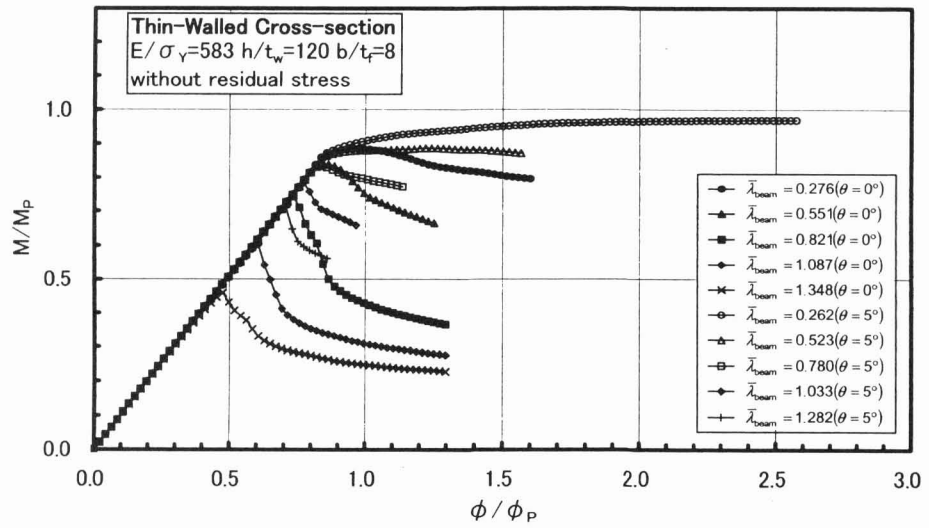


図4-15 曲げモーメントと曲率の関係

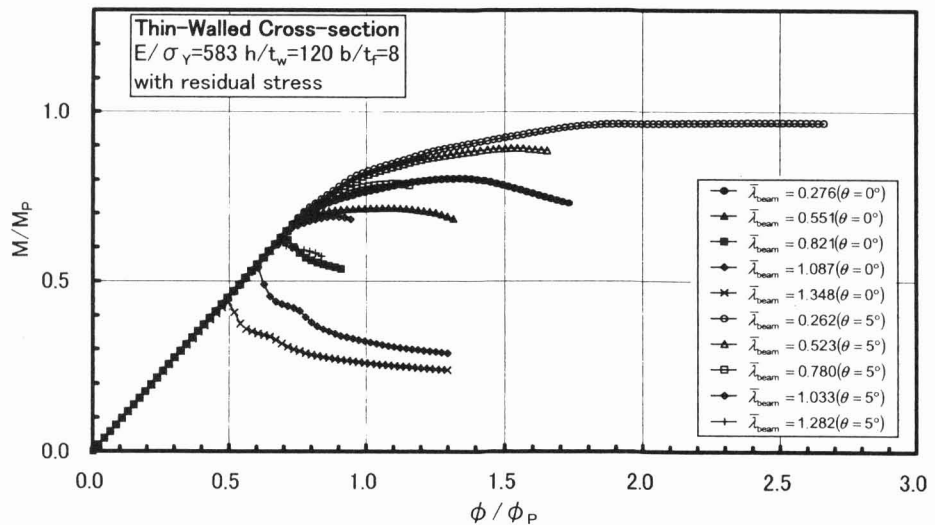


図4-16 曲げモーメントと曲率の関係

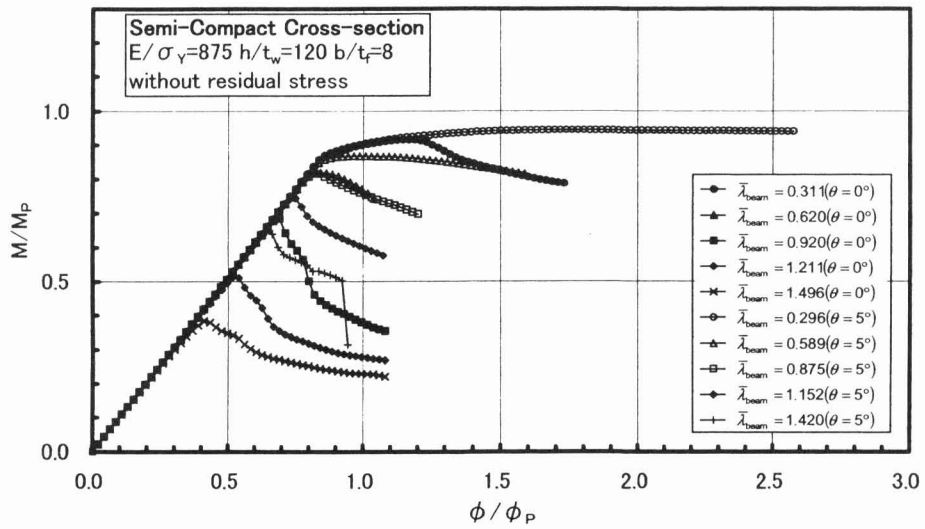


図4-17 曲げモーメントと曲率の関係

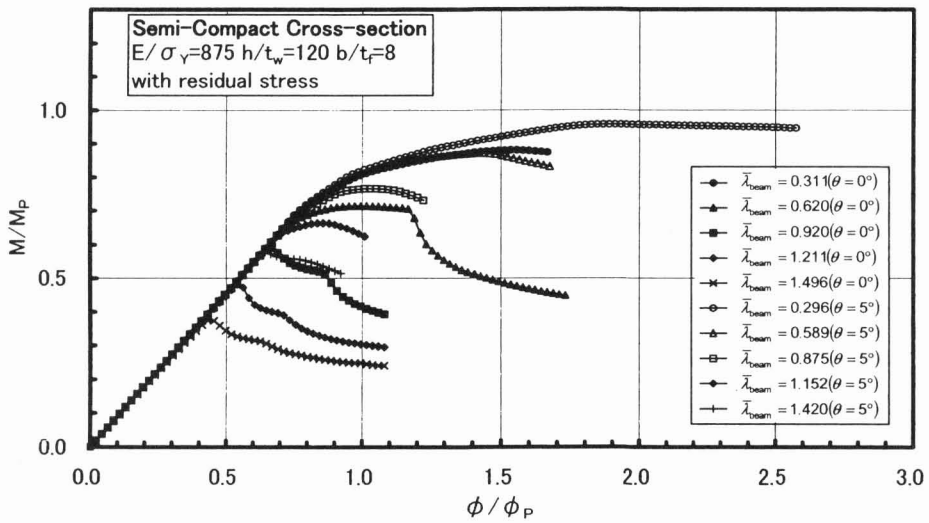


図4-18 曲げモーメントと曲率の関係

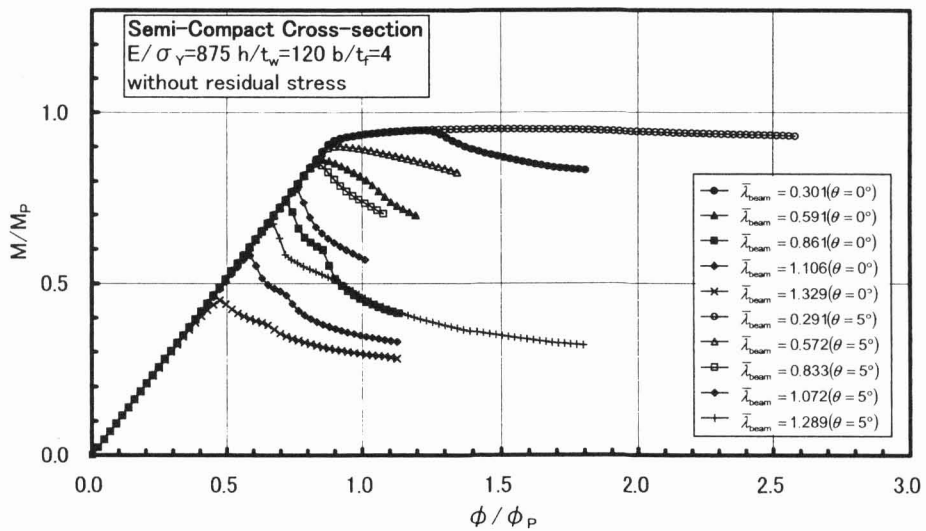


図4-19 曲げモーメントと曲率の関係

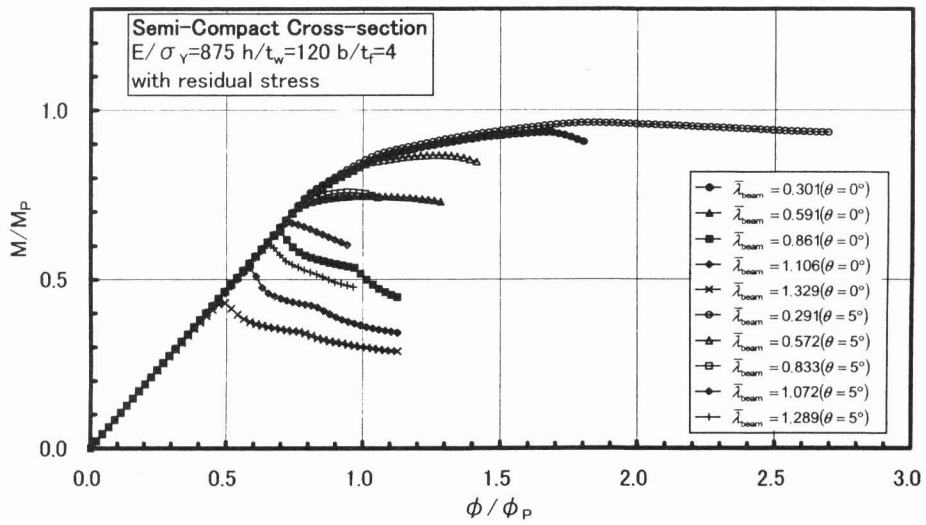


図4-20 曲げモーメントと曲率の関係

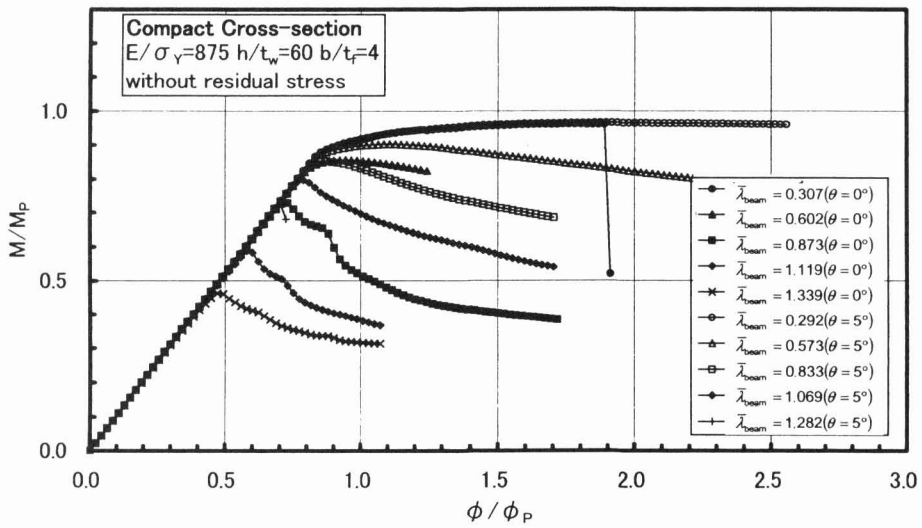


図4-21 曲げモーメントと曲率の関係

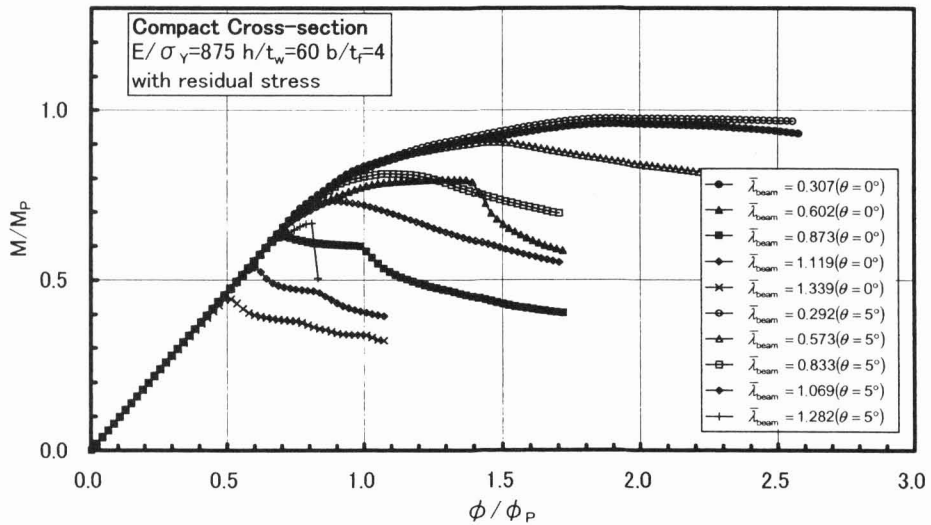


図4-22 曲げモーメントと曲率の関係

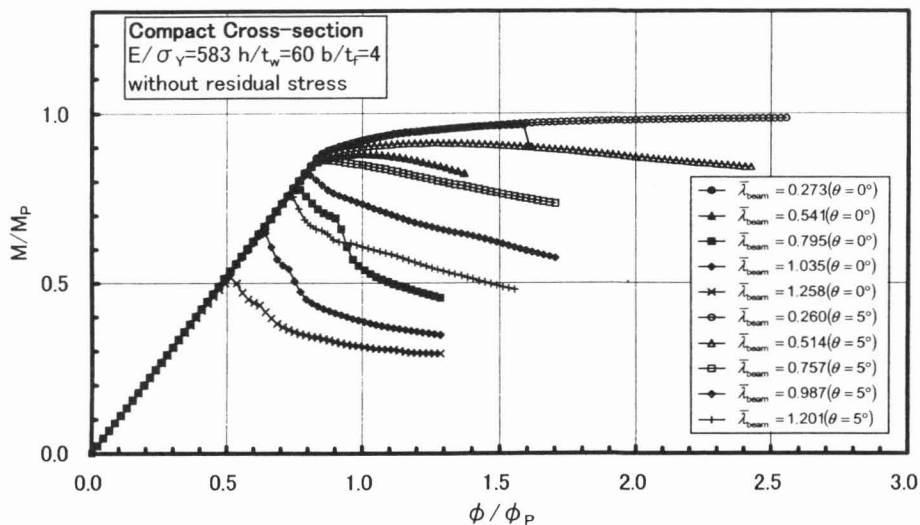


図4-23 曲げモーメントと曲率の関係

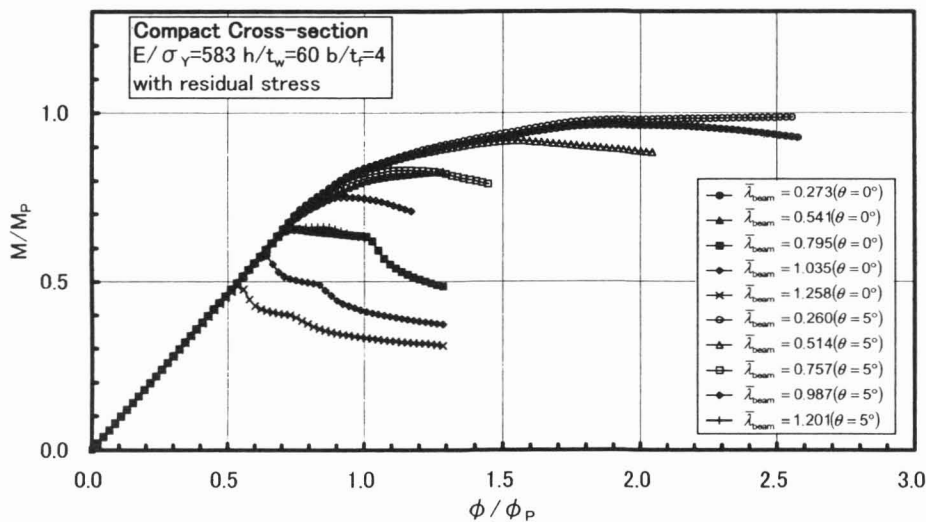


図4-24 曲げモーメントと曲率の関係

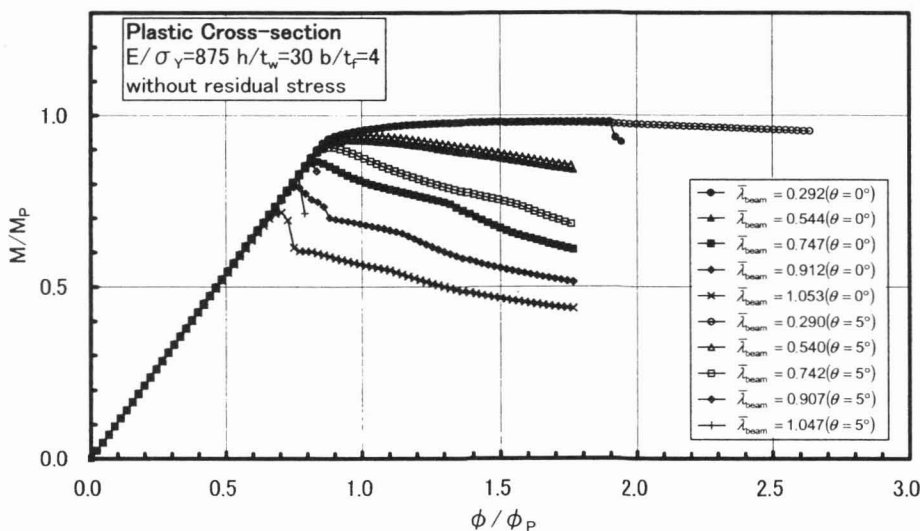


図4-25 曲げモーメントと曲率の関係



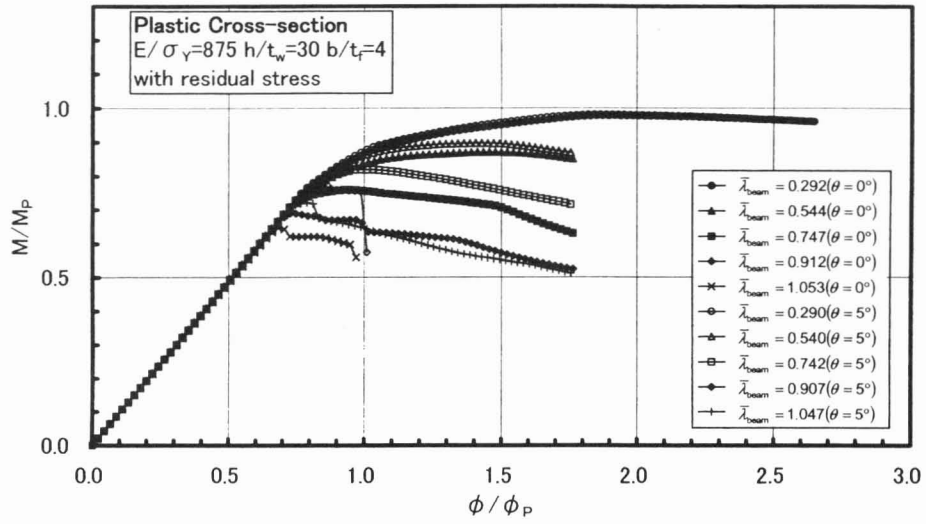


図4-26 曲げモーメントと曲率の関係

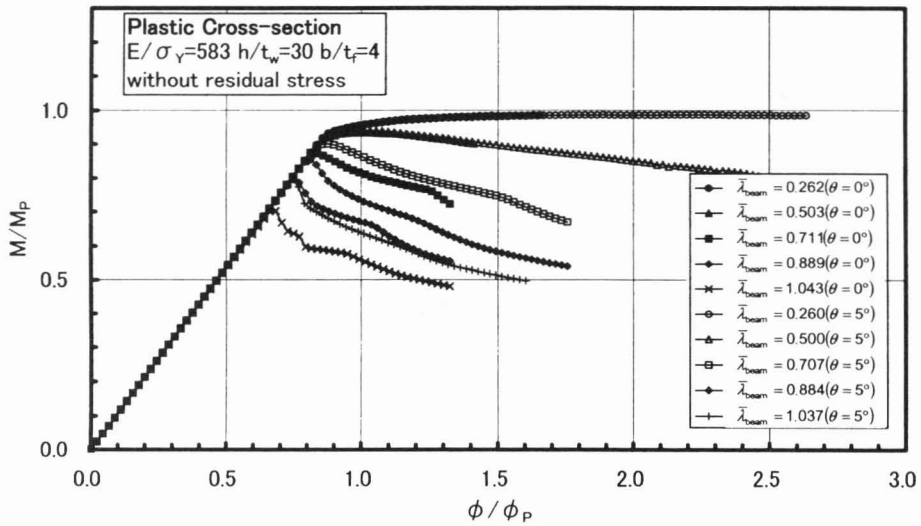


図4-27 曲げモーメントと曲率の関係

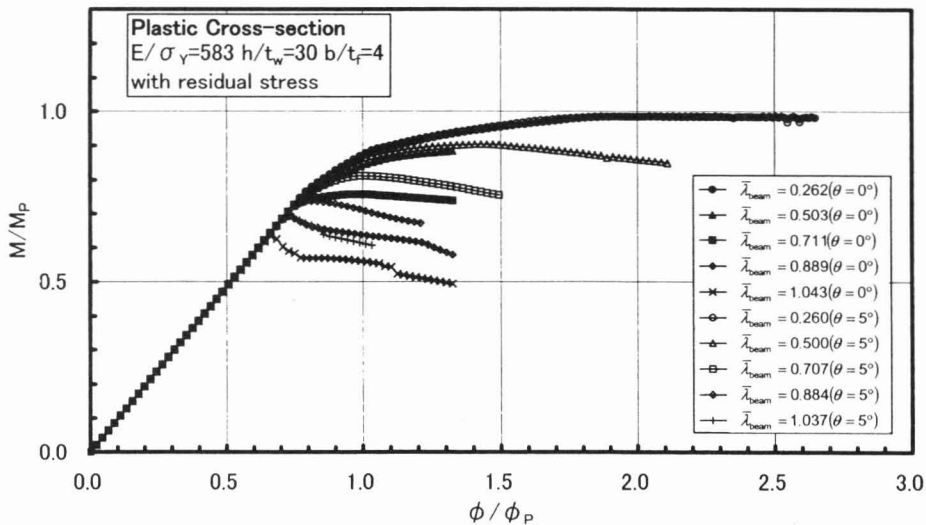


図4-28 曲げモーメントと曲率の関係

## (2) 終局強度と部材細長比パラメータの関係

図 4-29～48 に終局強度と部材細長比パラメータの関係を示す。各図中、縦軸は最大曲げモーメントを全塑性曲げモーメント  $M_p$  で除して無次元化し、横軸は部材細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_{beam}$  で無次元化して示してある。また、図中、折れ板断面桁を白抜きの凡例で、I 形断面桁を黒塗りの凡例で、それぞれ示した。また参考として福本・伊藤ら<sup>18)</sup>によって提案された、鋼板に直板を用いた鋼溶接桁の横ねじり強度曲線（平均値曲線・下限値曲線）も併示してある。なお、福本・伊藤らは、溶接桁の終局強度に関する各国で行われた実験結果のデータを整理し、統計処理を行い、終局強度の平均値曲線と下限値曲線を次式のように提案している。

平均値曲線：

$$\frac{M_{max}}{M_p} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.4) \\ -0.493\bar{\lambda} + 1.197 & (0.4 < \bar{\lambda} \leq \sqrt{2}) \\ \frac{1}{\bar{\lambda}^2} & (\bar{\lambda} > \sqrt{2}) \end{cases} \quad (4.11)$$

下限値曲線：

$$\frac{M_{max}}{M_p} = -0.0235\bar{\lambda}^4 + 0.119\bar{\lambda}^3 - 0.0621\bar{\lambda}^2 - 0.623\bar{\lambda} + 1.126 \quad (0.2 \leq \bar{\lambda}) \quad (4.12)$$

### (a) 薄板断面桁

薄板断面桁の終局強度曲線の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図 4-29～32 に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図 4-33～36 に、それぞれ示す。これらの図から明らかなように、残留応力度の有無に関係なく、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、終局強度が低下している。折れ板断面桁の終局強度は、I 形断面桁の終局強度を上回っており、その差は細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、増大している。これは、横倒れ座屈を呈している  $\bar{\lambda}_{beam}$  が比較的大きい桁では、折れ鋼板材を用いることによって、横倒れ座屈に対する補剛効果が増大することに起因していると考えられる。また、 $\bar{\lambda}_{beam} > 1.0$  の範囲では、福本らの平均値曲線を上回っている。I 形断面桁の場合、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が小さくなるに従って、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。他方、折れ板断面桁では  $\bar{\lambda}_{beam} > 0.9$  の範囲では、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。また、鋼種の違いが終局強度に及ぼす影響はほとんど見られなかった。

### (b) セミ・コンパクト断面桁

セミ・コンパクト断面桁の終局強度曲線の一例を図 4-37～40 に示す。これらの図から明らかなように、残留応力度の有無に関係なく、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、終

局強度が低下している。細長比パラメータの変動範囲において、折れ板断面桁の終局強度は、I形断面桁の終局強度を上回っている。I形断面桁では、 $0.6 < \bar{\lambda}_{beam} < 1.1$  の範囲において、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。他方、折れ板断面桁では、 $\bar{\lambda}_{beam} > 0.7$  の範囲において、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。

#### (c) コンパクト断面桁

コンパクト断面桁の終局強度曲線の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図4-41、42に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図4-43、44に、それぞれ示す。これらの図から明らかなように、残留応力度の有無に関係なく、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、終局強度が低下している。折れ板断面桁の終局強度は、 $\bar{\lambda}_{beam}=0.3$  では、I形断面桁と比較して差は見られないが、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、I形断面桁の終局強度を上回っている。I形断面桁では、 $0.6 < \bar{\lambda}_{beam} < 1.1$  の範囲において、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。他方、折れ板断面桁では  $\bar{\lambda}_{beam} > 0.8$  の範囲において、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。なお、鋼種の違いが終局強度に及ぼす影響はほとんど見られなかった。

#### (d) 完全塑性断面桁

完全塑性断面桁の終局強度曲線の一例を、 $E/\sigma_Y=875$  の場合について図4-45、46に、 $E/\sigma_Y=583$  の場合について図4-47、48に、それぞれ示す。これらの図から明らかなように、残留応力度の有無に関係なく、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、終局強度が低下している。完全塑性断面桁を有する折れ板断面桁の終局強度は、 $\bar{\lambda}_{beam} < 0.5$  では、I形断面桁のそれと大差無いが、 $\bar{\lambda}_{beam}$  が大きくなるに従って、I形断面桁を多少上回っている。I形断面桁では、 $0.7 < \bar{\lambda}_{beam} < 0.9$  の範囲で、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。他方、折れ板断面桁では、 $\bar{\lambda}_{beam} > 0.7$  の範囲で、残留応力度の影響による終局強度の低下が見られる。薄板断面桁及びコンパクト断面桁と同様に、鋼種の違いが終局強度に及ぼす影響はほとんど見られない。

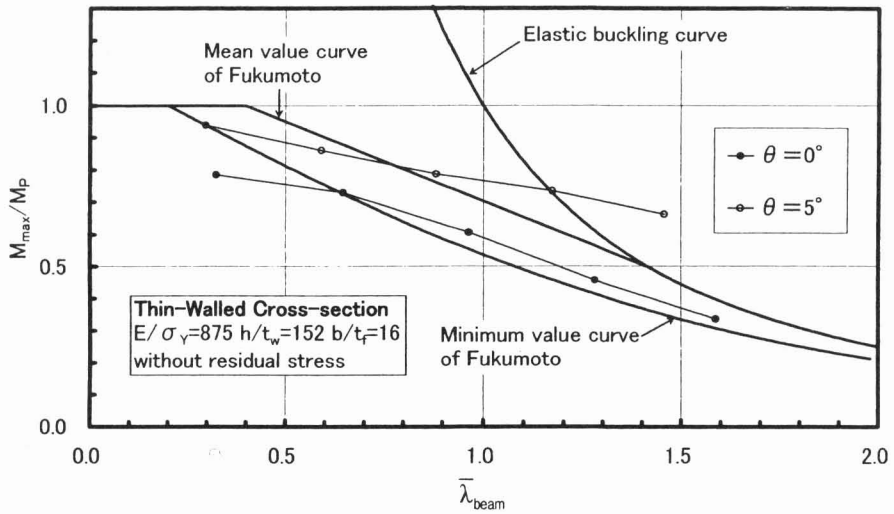


図4-29 終局強度と部材細長比パラメータの関係

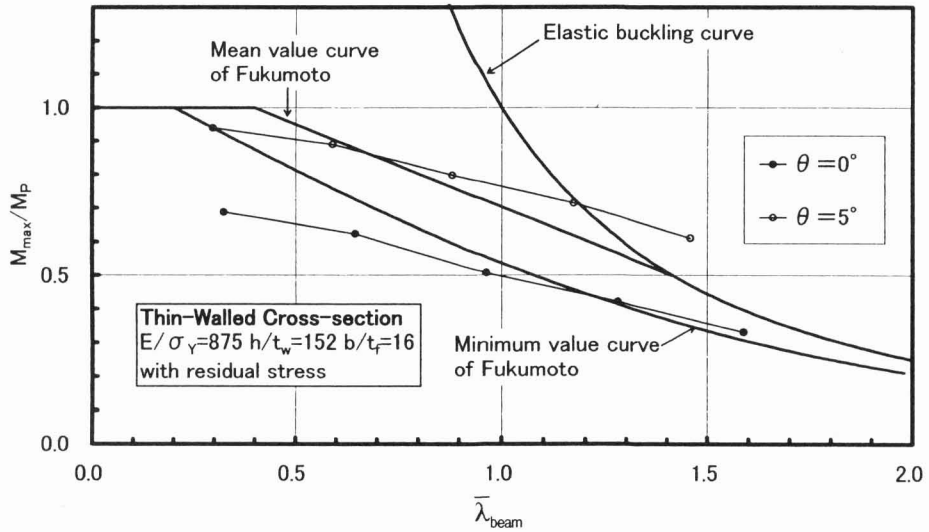


図4-30 終局強度と部材細長比パラメータの関係

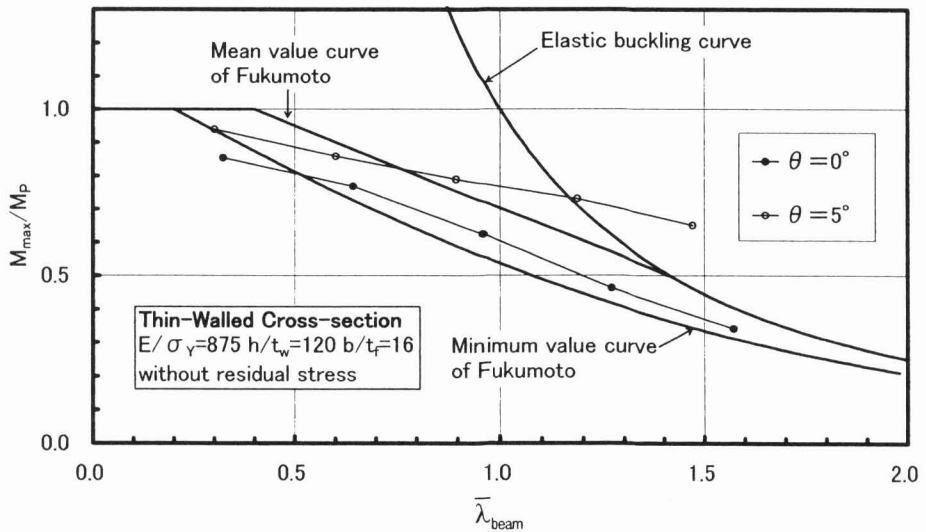


図4-31 終局強度と部材細長比パラメータの関係

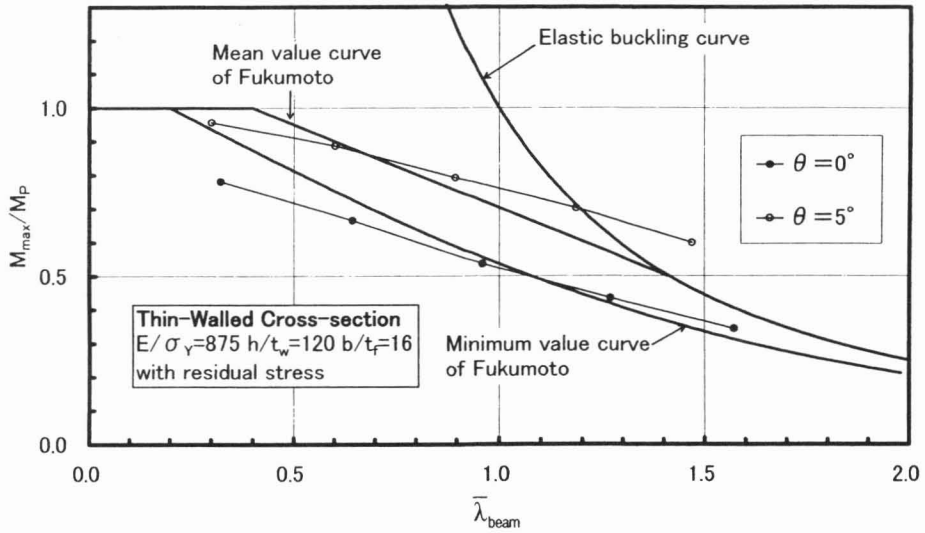


図4-32 終局強度と部材細長比パラメータの関係

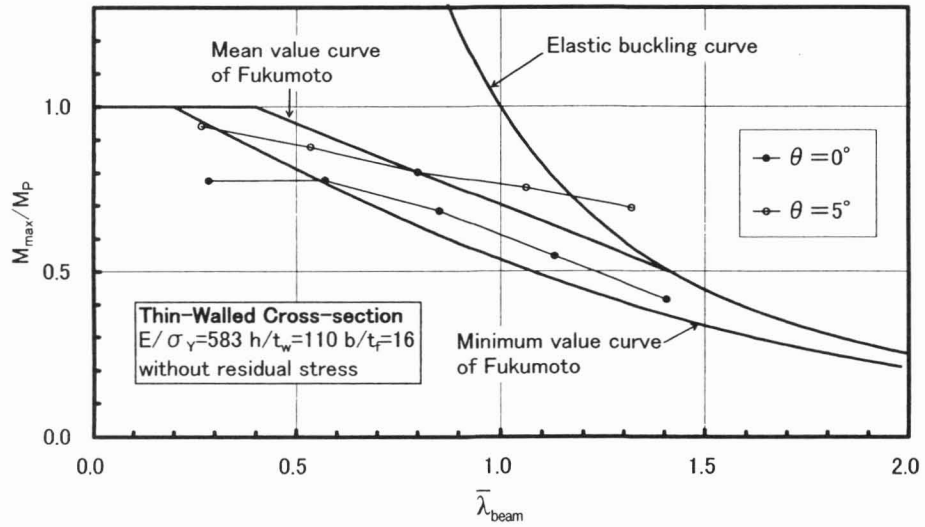


図4-33 終局強度と部材細長比パラメータの関係

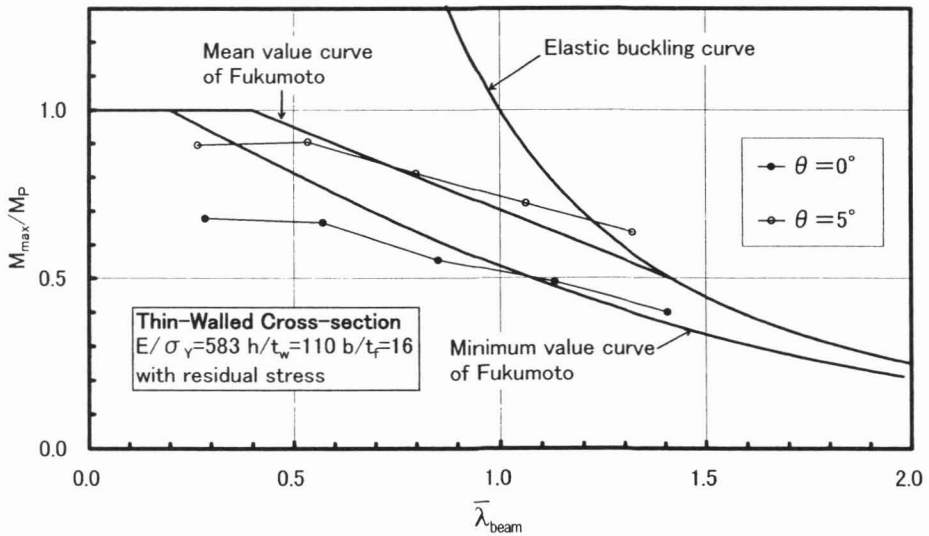


図4-34 終局強度と部材細長比パラメータの関係

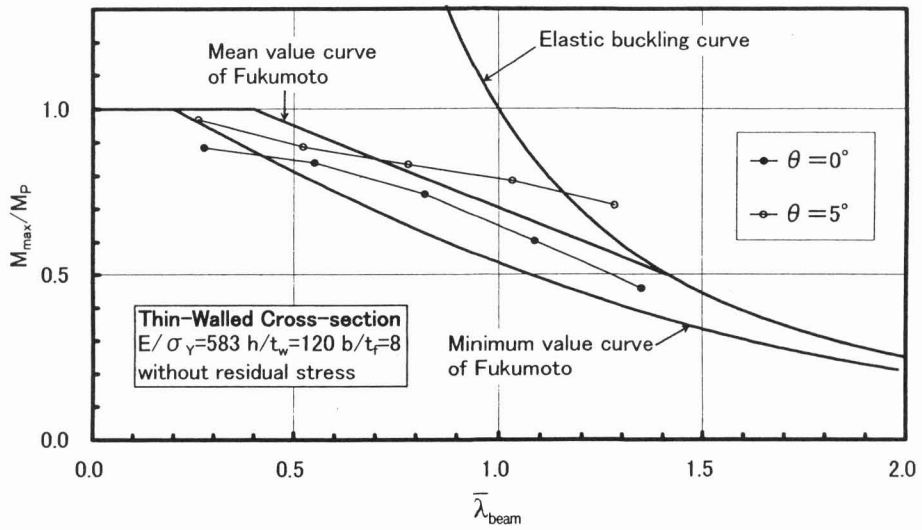


図4-35 終局強度と部材細長比パラメータの関係

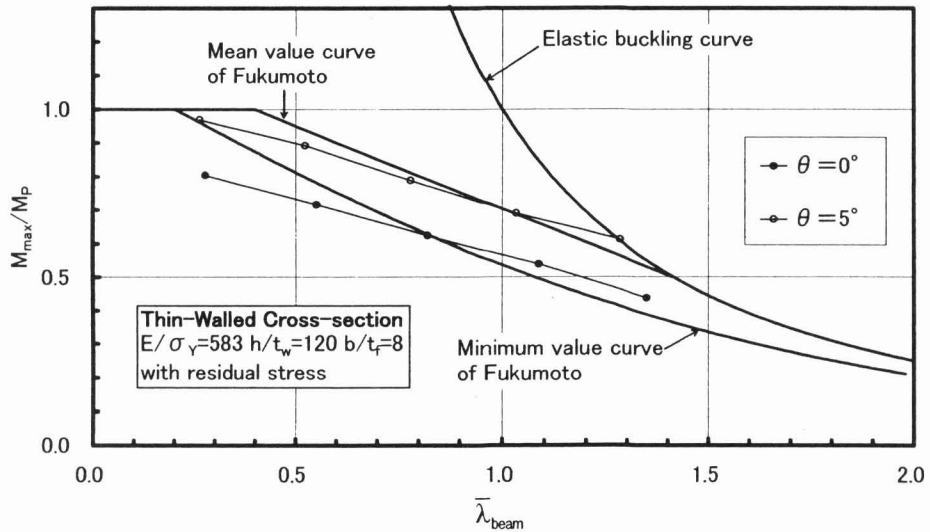


図4-36 終局強度と部材細長比パラメータの関係

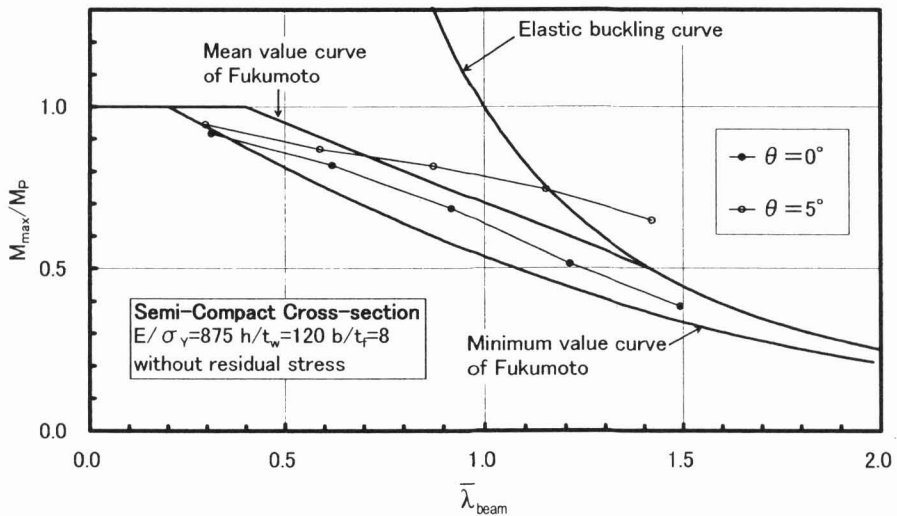


図4-37 終局強度と部材細長比パラメータの関係

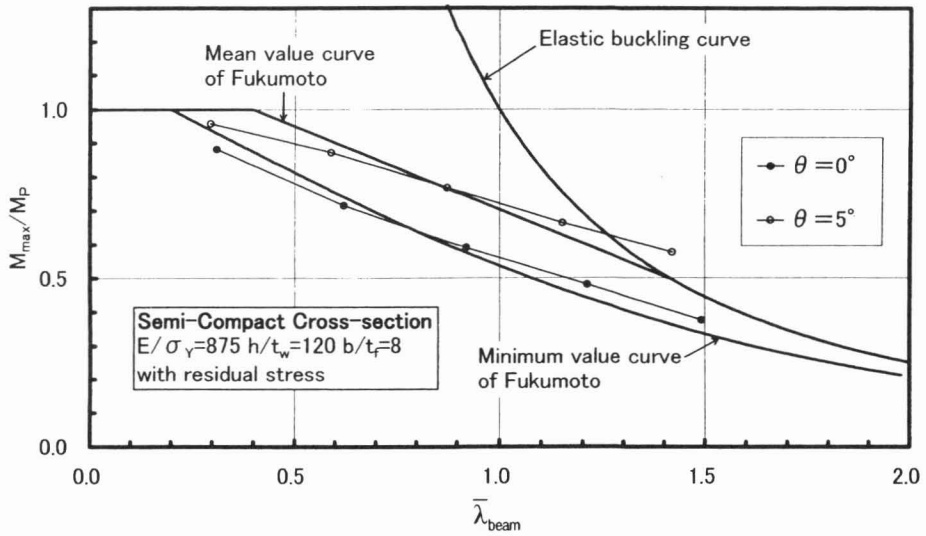


図4-38 終局強度と部材細長比パラメータの関係

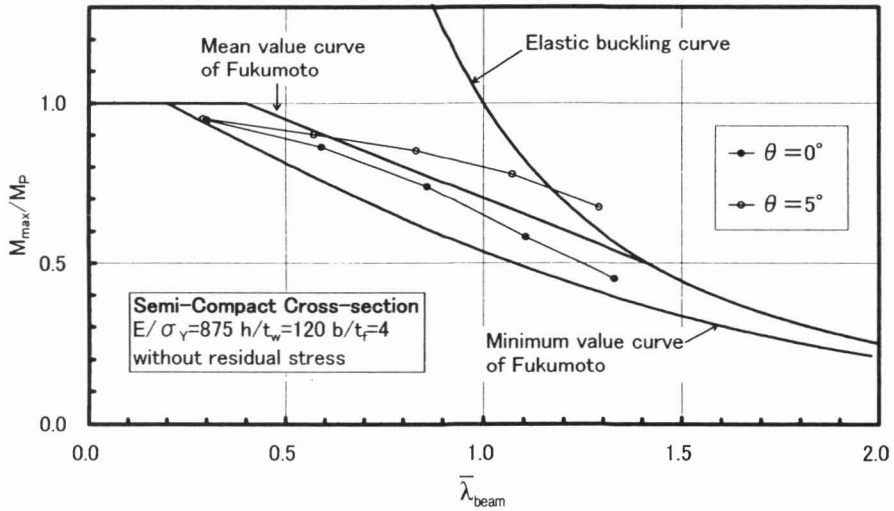


図4-39 終局強度と部材細長比パラメータの関係

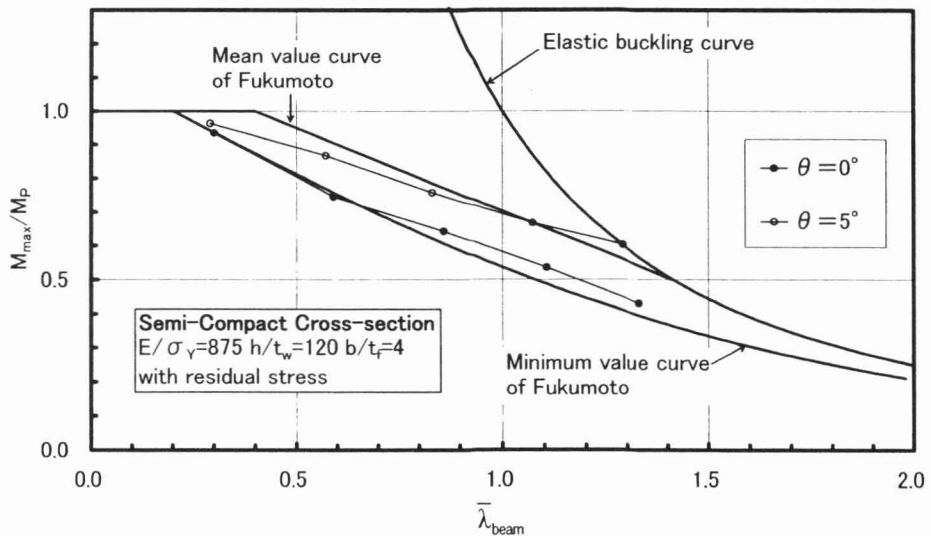


図4-40 終局強度と部材細長比パラメータの関係

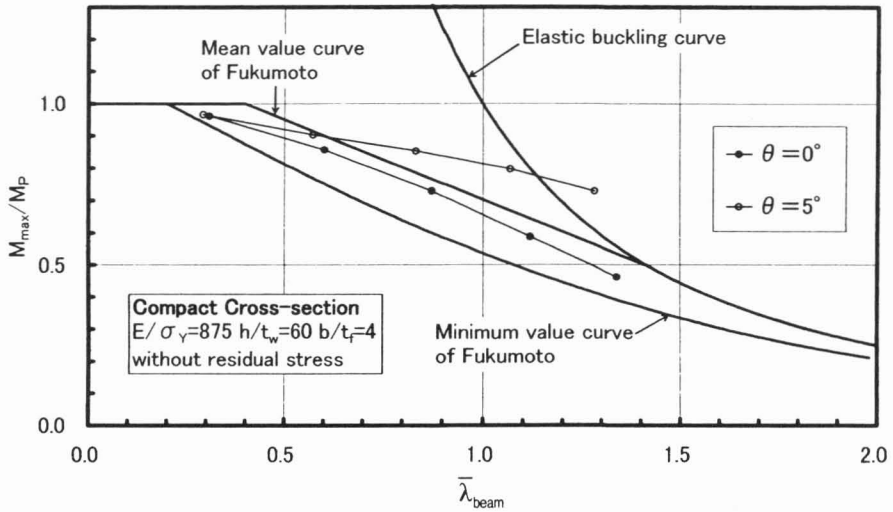


図4-41 終局強度と部材細長比パラメータの関係

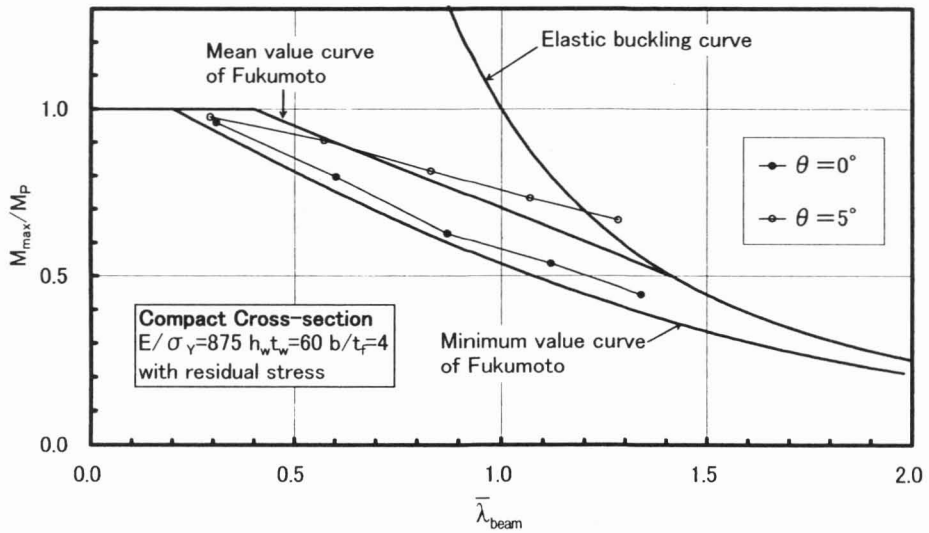


図4-42 終局強度と部材細長比パラメータの関係

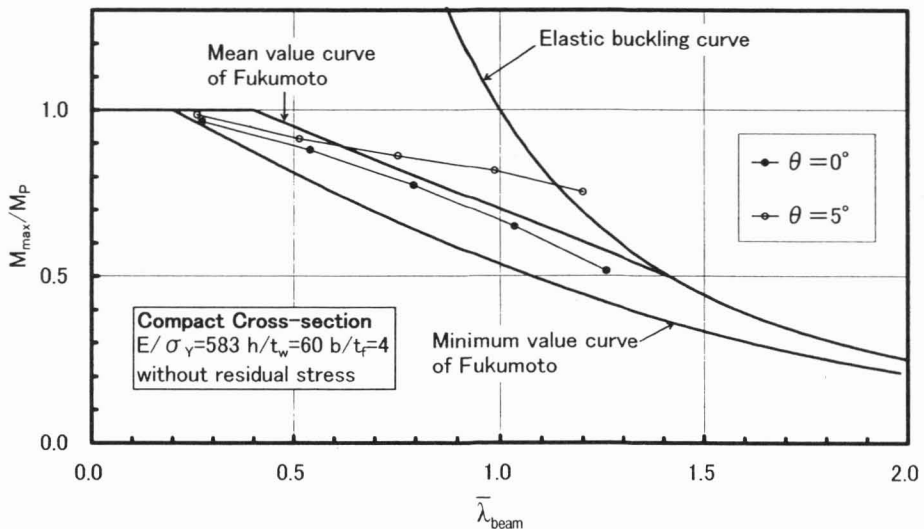


図4-43 終局強度と部材細長比パラメータの関係



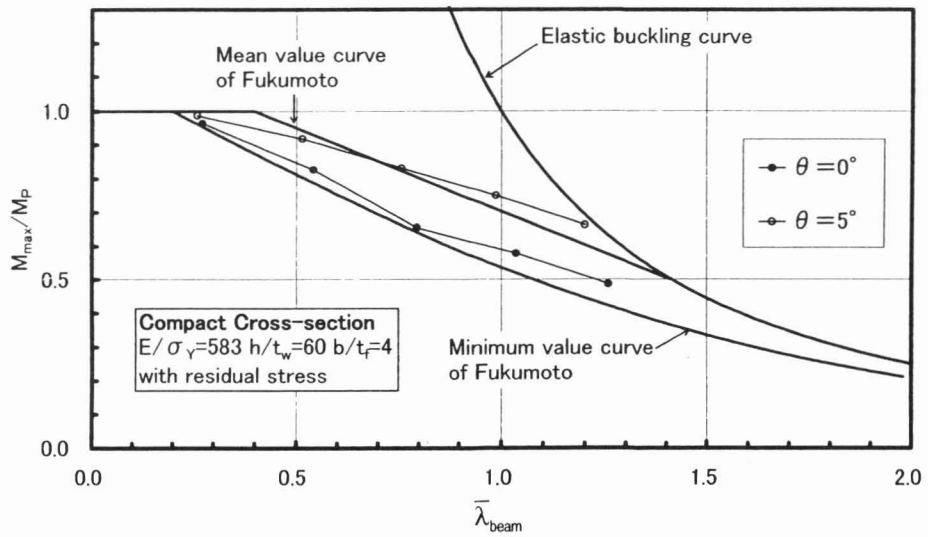


図4-44 終局強度と部材細長比パラメータの関係

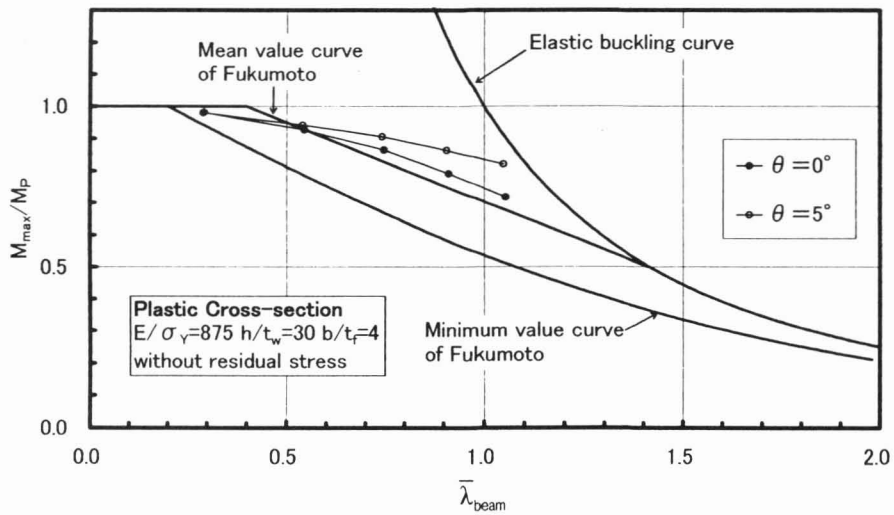


図4-45 終局強度と部材細長比パラメータの関係

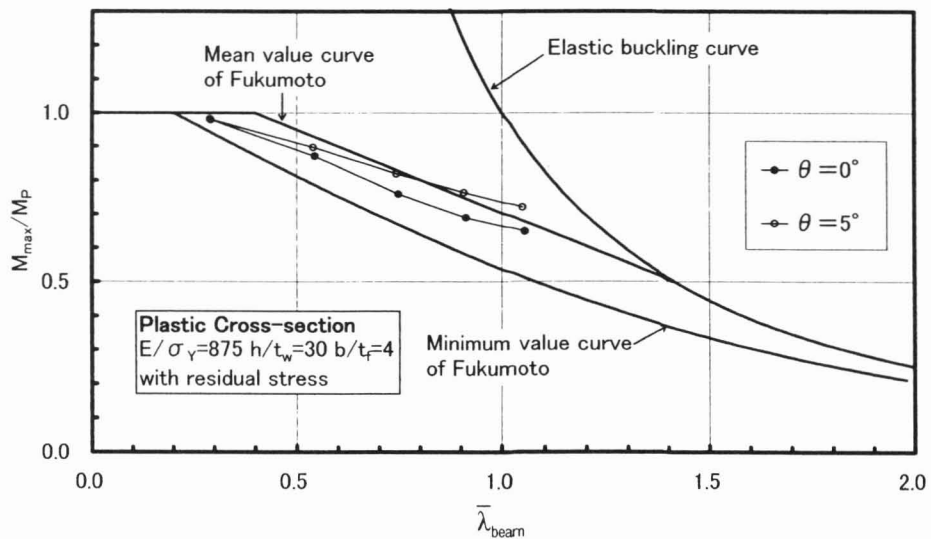


図4-46 終局強度と部材細長比パラメータの関係

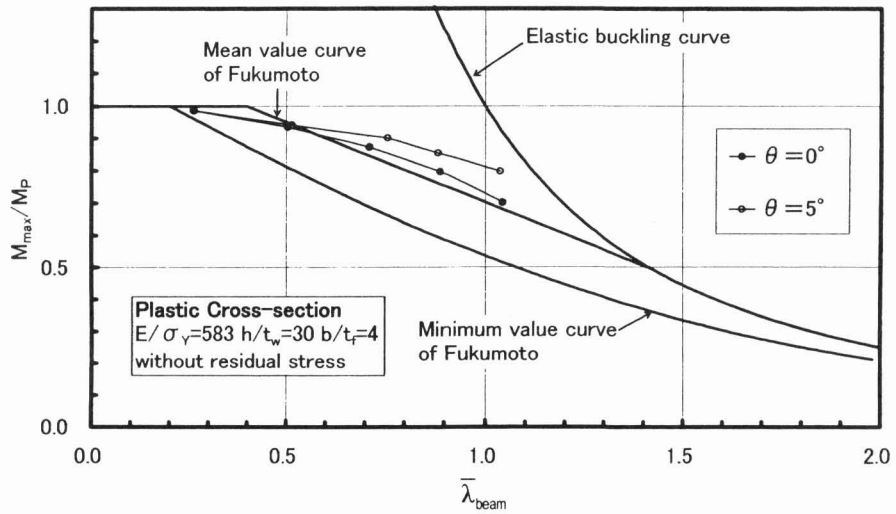


図4-47 終局強度と部材細長比パラメータの関係

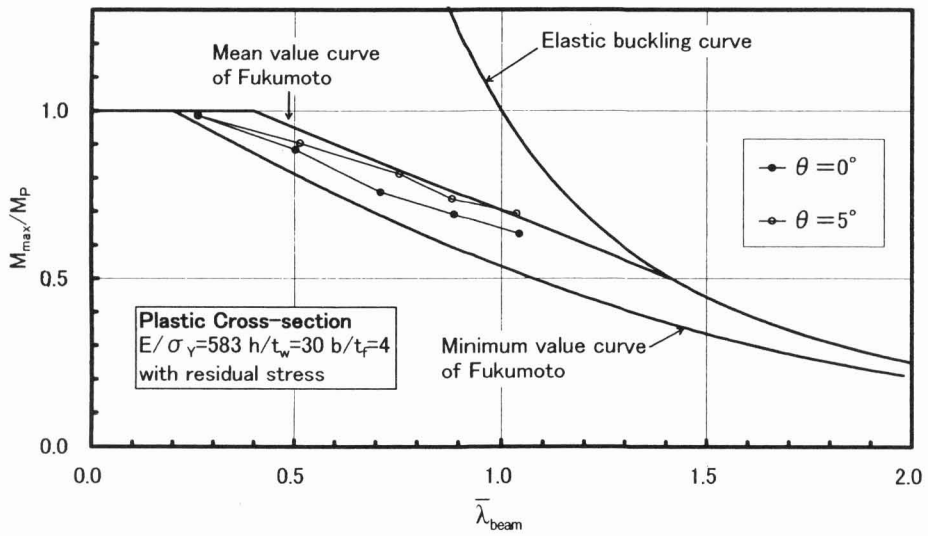


図4-48 終局強度と部材細長比パラメータの関係

### (3) 残留応力度の影響

残留応力が折れ板断面桁の曲げ耐荷力に及ぼす影響を検討するため、薄肉断面桁、セミ・コンパクト断面桁、コンパクト断面桁及び完全塑性断面桁について、残留応力を有する場合と有し無い場合について解析を行った。残留応力が曲げ耐荷力に及ぼす影響と部材細長比パラメータの関係を図4-49に示す。図中、縦軸は残留応力を有する折れ板断面桁の耐荷力解析値と残留応力を有しない桁の耐荷力解析値の比を示し、横軸は部材細長比パラメータを示している。図から明らかなように、折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、部材細長比パラメータが大きくなるに従って、僅かではあるが残留応力度の影響によって低下する傾向を示す。なお、折れ板断面桁の残留応力度が曲げ耐荷力に及ぼす影響は、断面種類の違いにより変動が見られた。

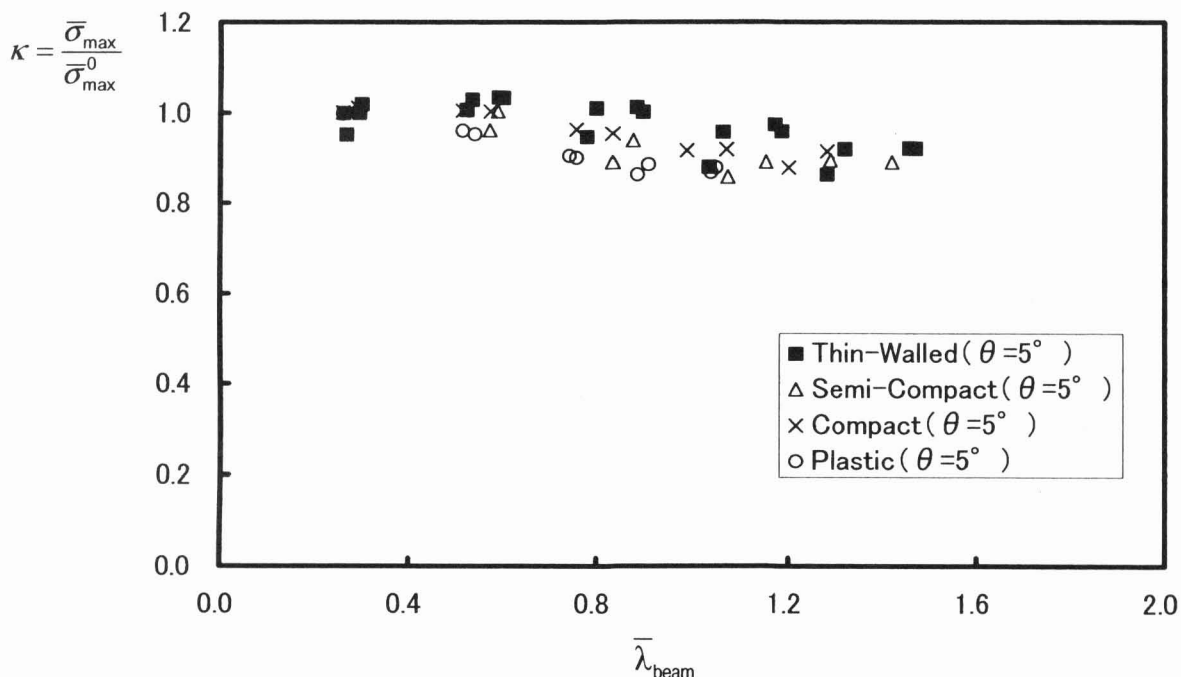


図4-49 残留応力度の影響

### (4) 変形モード

ここでは、解析で得られた変形図より、折れ板断面桁の崩壊を、断面構成板要素の局部座屈、部材全体の横倒れ座屈、及びこれらが連成して起こる連成座屈の3種に分類し、それぞれの崩壊様式の検討を行った。

#### (a) 局部座屈崩壊

折れ板断面桁の局部座屈崩壊の例を、薄板断面について、図4-50に示す。なお、比較のため、I形断面桁の崩壊例も図4-51に示す。図から明らかなように、I形断面桁では、圧縮フランジと腹板圧縮部がねじれて座屈しているのに対し、折れ板断面桁

では、圧縮フランジにねじれ座屈が生じ、折り曲げたウェブが起き上がり、その結果、圧縮フランジが上方へ押し上げられた状態で座屈している。局部座屈崩壊は、スパンの短いフランジ幅厚比の大きい薄板断面桁とセミ・コンパクト断面桁に生じている。

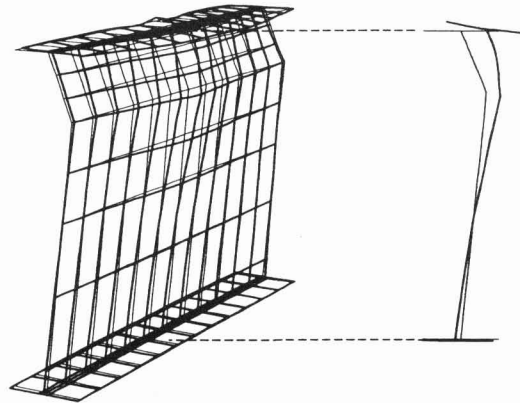


図 4-50 折れ板断面桁の変形モード

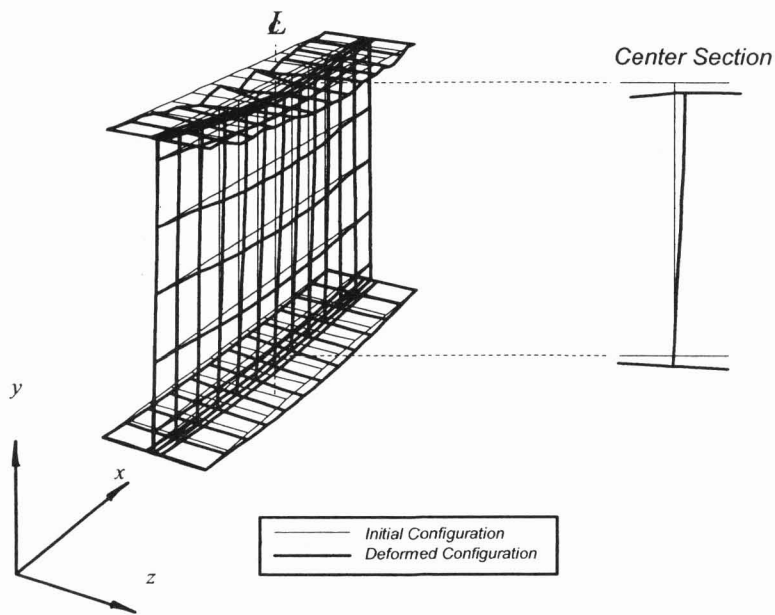


図 4-51 I形断面桁の変形モード

(b) 横倒れ座屈崩壊

折れ板断面桁の横倒れ座屈崩壊の例を、図 4-52 に、I 形断面桁の崩壊例について図 4-53 に、それぞれ示す。図から明らかなように、桁中央部の断面が、側方へ倒れこむ変形を呈している。横倒れ座屈崩壊は、解析した全ての断面において、比較的スパンの長い桁に生じた。完全塑性断面桁については、全てのスパン長でこの種の横倒れ座屈崩壊を呈していた。

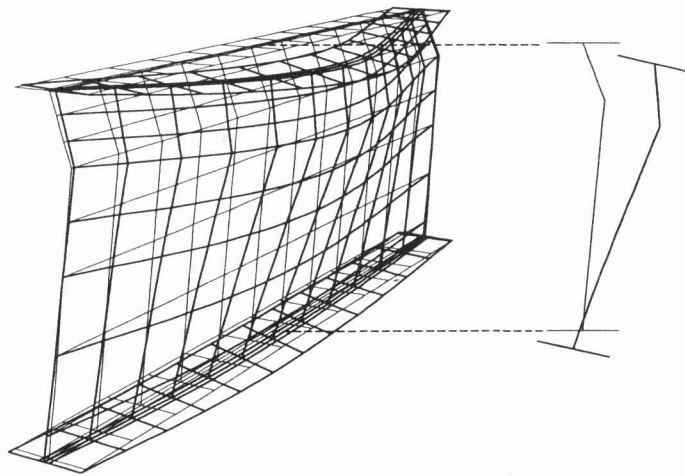


図 4-52 折れ板断面桁の変形モード

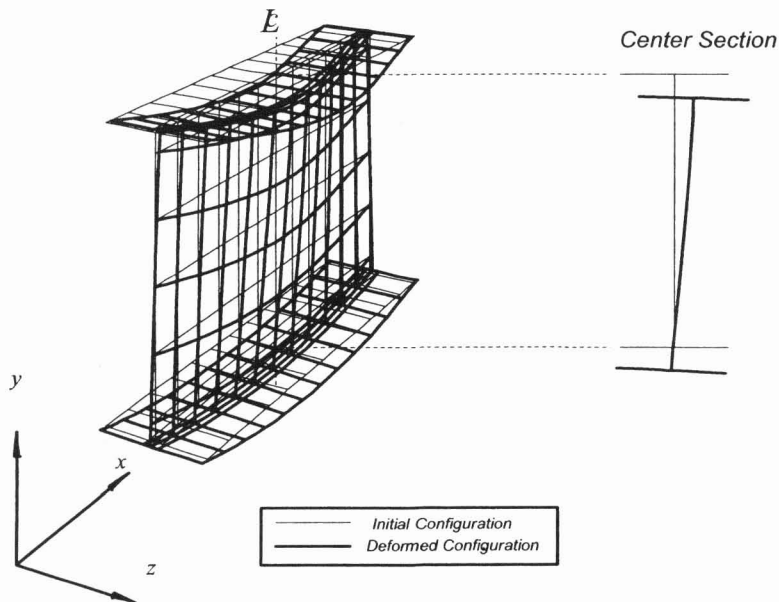


図 4-53 I形断面桁の変形モード

(c) 連成座屈崩壊

折れ板断面桁の連成座屈崩壊の例を、図 4-54 に、I 形断面桁の崩壊例について図 4-55 に、それぞれ示す。図から明らかなように、これらの桁は、図 4-50 に示すような圧縮フランジのねじれ座屈と図 4-52 に示すような横倒れ座屈の連成変形モードを呈し、崩壊したものと考えられる。同様な座屈現象は、セミ・コンパクト断面桁やコンパクト断面桁でも見られた。

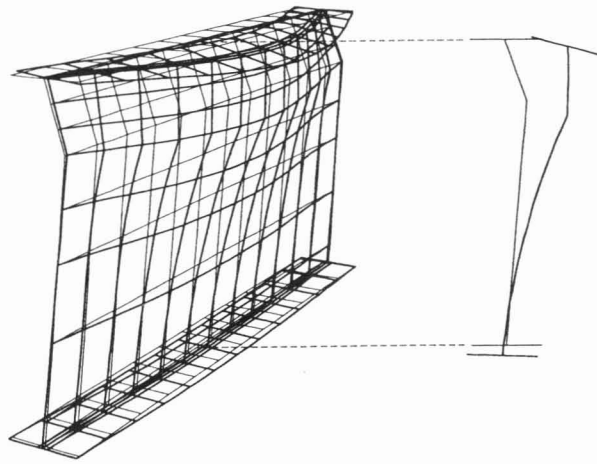


図 4-54 折れ板断面桁の変形モード

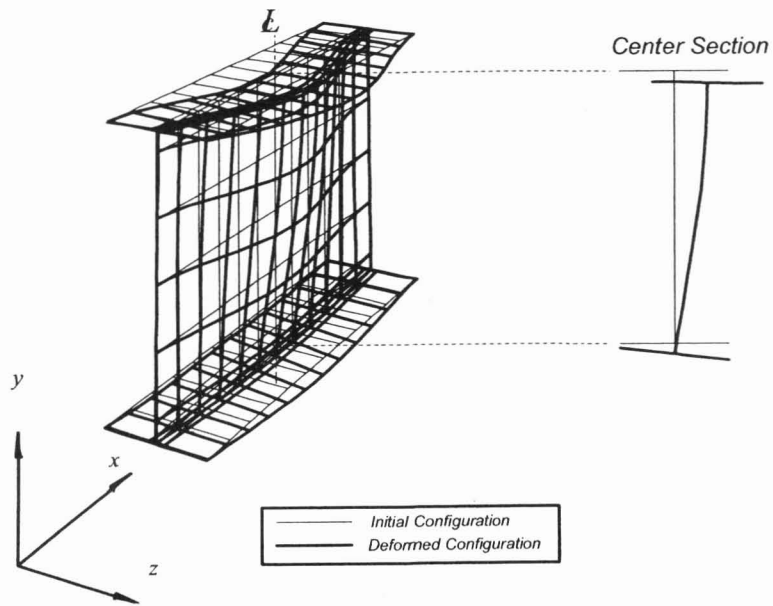


図 4-55 I形断面桁の変形モード

## (5) 折れ板断面桁の崩壊様式

折れ板断面桁の座屈崩壊様式は、断面を構成する板要素の局部座屈、部材全体の横倒れ座屈、及びこれらが連成して起こる連成座屈に、それぞれ区分されることを、前節で示した。そこで、パラメトリック解析により得られた座屈変形モード図及び耐荷力曲線に基づいて、折れ板断面桁の非弾性座屈様式と細長比パラメータ及び断面パラメータの相関分類を行った。

表 4-5、6 に折れ板断面桁 ( $\theta=5^\circ$ ) の崩壊様式を示す。なお表には、腹板に直板を用いた I 形断面桁の崩壊様式も併示してある。表中、横倒れ座屈崩壊を△印で、局部座屈崩壊を○印で、連成座屈崩壊を×印で示してある。表 4-5 より、残留応力度を有するセミ・コンパクト断面桁の場合、I 形断面桁は局部座屈崩壊を呈しているのに対して、折れ板断面桁は連成座屈崩壊を呈しているケースがある。また、表 4-6 の残留応力度を有する薄板断面桁 2 の場合も同様のケースがある。これは、折れ板断面桁のウェブ断面の「折れ」による補剛効果によるものと考えられる。

図 4-56 に、折れ板断面桁及び I 形断面桁の残留応力度を考慮した座屈崩壊区分を示す。図中の縦軸は断面パラメータ  $\bar{\lambda}_{section}$ 、横軸は部材細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_{beam}$  である。ここで断面パラメータ  $\bar{\lambda}_{section}$  は次式のように評価できる。

$$\bar{\lambda}_{section} = \sqrt{\bar{\lambda}_{flange}^2 + (\varphi \bar{\lambda}_{web})^2} \quad (4.13)$$

$$\bar{\lambda}_{flange} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{0.425\pi^2 E}} \quad (4.14)$$

$$\bar{\lambda}_{web} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{23.9\pi^2 E}} \quad (4.15)$$

$$\varphi = \frac{R_{cr}^c}{R_{cr}^b} = \frac{0.7}{1.0} \quad (4.16)$$

ここで、 $\bar{\lambda}_{flange}$  はフランジの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{web}$  はウェブの幅厚比パラメータ、 $R_{cr}^c$  は道路橋示方書<sup>3)</sup>に示されている純圧縮に対する限界幅厚比パラメータ、 $R_{cr}^b$  は純曲げに対する限界幅厚比パラメータである。また、図中、折れ板断面桁において、△印は横倒れ座屈崩壊を、□印は連成座屈を、○印は局部座屈崩壊を示し、I 形断面桁において、▲印は横倒れ座屈崩壊を、■印は連成座屈を、●印は局部座屈崩壊を示している。

図 4-56 より、残留応力度を考慮した折れ板断面桁の崩壊の主要因が、横倒れ座屈である場合は、

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{section} \leq 0.4 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \leq 0.7) \\ \bar{\lambda}_{section} \leq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} - \frac{8}{15} \quad (\bar{\lambda}_{beam} \geq 0.7) \end{array} \right\} \quad (4.17)$$

また、崩壊の主要因が断面構成板の局部座屈である場合は、

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{section} \geq 0.7 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \leq 0.3) \\ \bar{\lambda}_{section} \geq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} + 0.3 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \geq 0.3) \end{array} \right\} \quad (4.18)$$

と評価できる。さらに式(4.17)、式(4.18)以外の領域は、局部座屈と横倒れ座屈が連成して起こる連成座屈が主要因で崩壊すると評価できる。

また、I形断面桁の場合、崩壊の主要因が、横倒れ座屈である場合は、

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{section} \leq 0.4 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \leq 0.6) \\ \bar{\lambda}_{section} \leq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} - 0.4 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \geq 0.6) \end{array} \right\} \quad (4.19)$$

また、崩壊の主要因が断面構成板の局部座屈である場合は、

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{section} \geq 0.7 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \leq 0.3) \\ \bar{\lambda}_{section} \geq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} + 0.3 \quad (\bar{\lambda}_{beam} \geq 0.3) \end{array} \right\} \quad (4.20)$$

と評価できる。式(4.17)、式(4.20)より明らかなように、折れ板断面桁は、I形断面桁よりも横倒れ座屈に対する補剛効果があることがわかる。



表 4-5 崩壊様式

$E/\sigma_f=875$	I形断面桁			折れ板断面桁		
	$\bar{\lambda}_{beam}$	残留応力 度無し	残留応力 度有り	$\bar{\lambda}_{beam}$	残留応力 度無し	残留応力 度有り
薄板断面 1	0.323	○	○	0.296	○	○
	0.646	×	×	0.591	×	×
	0.964	×	×	0.883	×	×
	1.279	△	×	1.172	×	×
	1.588	△	△	1.457	△	△
薄板断面 2	0.322	○	○	0.301	○	○
	0.644	×	×	0.601	×	×
	0.960	△	×	0.896	△	×
	1.269	△	×	1.186	△	×
	1.572	△	△	1.470	△	△
セミ・コンパクト断面 1	0.311	○	○	0.296	○	○
	0.620	×	×	0.589	×	×
	0.920	△	△	0.875	△	×
	1.211	△	△	1.152	△	△
	1.492	△	△	1.420	△	△
セミ・コンパクト断面 2	0.301	×	×	0.291	×	×
	0.591	×	×	0.572	×	×
	0.861	△	△	0.833	△	×
	1.106	△	△	1.072	△	△
	1.329	△	△	1.289	△	△
コンパクト断面	0.307	×	×	0.292	×	×
	0.602	△	△	0.573	△	△
	0.873	△	△	0.833	△	△
	1.119	△	△	1.069	△	△
	1.339	△	△	1.282	△	△
完全塑性断面	0.292	△	△	0.290	△	△
	0.544	△	△	0.540	△	△
	0.747	△	△	0.742	△	△
	0.912	△	△	0.907	△	△
	1.053	△	△	1.047	△	△

△：全体座屈崩壊 ○：局部座屈崩壊 ×：連成座屈崩壊

表 4-6 崩壊様式

$E/\sigma_Y=583$	I形断面桁			折れ板断面桁		
	$\bar{\lambda}_{beam}$	残留応力 度無し	残留応力 度有り	$\bar{\lambda}_{beam}$	残留応力 度無し	残留応力 度有り
薄板断面 1	0.286	○	○	0.268	○	○
	0.571	○	○	0.535	○	○
	0.853	×	×	0.800	×	×
	1.131	×	×	1.062	×	×
	1.406	△	△	1.320	△	△
薄板断面 2	0.276	○	○	0.262	○	○
	0.551	×	×	0.523	×	×
	0.821	△	△	0.780	△	×
	1.087	△	△	1.033	△	×
	1.348	△	△	1.282	△	△
コンパクト断面	0.273	×	×	0.260	×	×
	0.541	×	×	0.514	×	×
	0.795	△	△	0.757	△	△
	1.035	△	△	0.987	△	△
	1.258	△	△	1.201	△	△
完全塑性断面	0.262	△	△	0.260	△	△
	0.503	△	△	0.500	△	△
	0.711	△	△	0.707	△	△
	0.889	△	△	0.884	△	△
	1.043	△	△	1.037	△	△

△ : 全体座屈崩壊    ○ : 局部座屈崩壊    × : 連成座屈崩壊

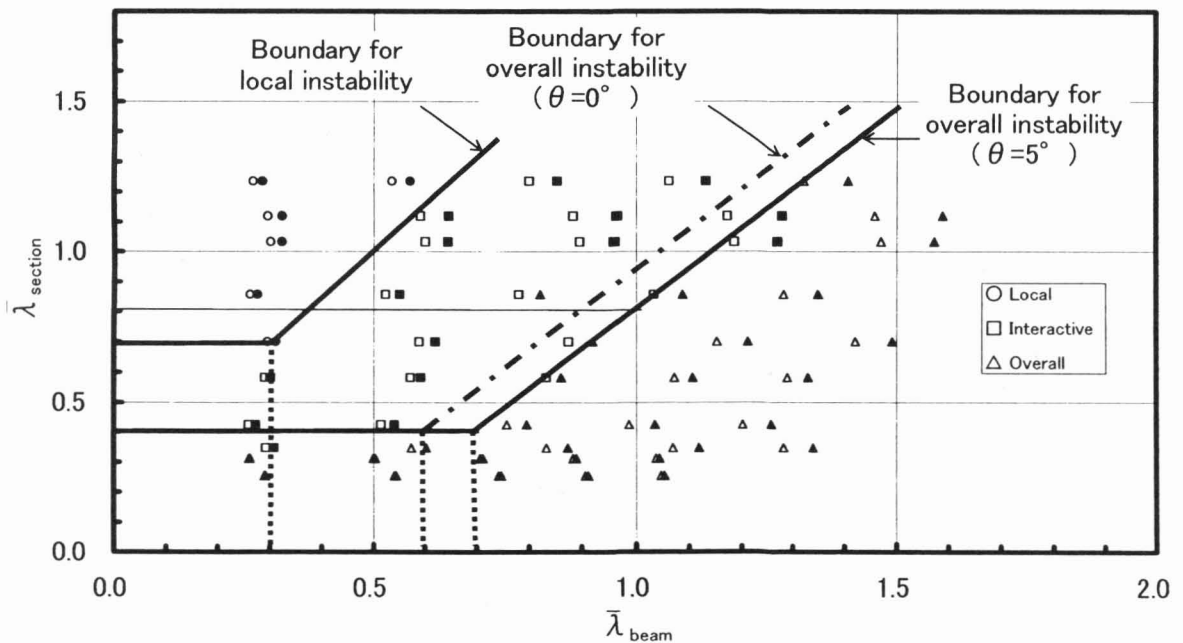


図4-56 座屈崩壊区分

## 第5章 結論

本研究では、新しい桁構造形式の一つとして、I形断面鋼板桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた鋼桁を提案し、耐荷力実験及び弾塑性有限変形理論に基づくパラメトリック解析を行うことにより、新形式桁の力学的特性について検討を行った。なお、本解析法の妥当性を検討するため、本耐荷力実験結果との比較を行い、本解析により、実験で得られた荷重-変位曲線、最大曲げ耐荷力及び変形モードを精度良く評価できることを示した。本研究で得られた主な結論をまとめると以下のようになる。

### I. 耐荷力実験について

(1) 耐荷力実験により、折れ角 $\theta = 5^\circ$ の折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面鋼板桁のそれを上回り、ウェブ断面の「折れ」による補剛効果が期待できる。

### II. パラメトリック解析について

(2) 折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、折れ角が $\theta < 10^\circ$ の区間では、折れ角が大きくなるに従って、増加する。

(3) 折れ角 $\theta = 5^\circ$ の折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面桁のそれを上回り、その差は、細長比パラメータが大きくなるに従って、増大する。

(4) 残留応力度を有する折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、部材細長比パラメータが大きくなるに従って、残留応力度の無い桁と比較して僅かではあるが低下する傾向がある。

(5) 折れ板断面桁では、降伏応力度パラメータの大きさの違いが無次元化曲げ耐荷力に及ぼす影響は、ほとんど見られない。

(6) 折れ板断面桁の崩壊形式は、桁全体の横倒れ座屈崩壊、圧縮フランジのねじれ座屈崩壊（局部座屈崩壊）及びそれらが連成した座屈崩壊（連成座屈崩壊）の三つの基本的崩壊様式であることが確認された。

今後更に検討しなければならない主な研究課題として、床板を介して鉛直方向力が作用した場合の折れ板断面桁の耐荷力に及ぼす影響、せん断耐荷力評価、局部座屈を防止するための断面形状の制限、初期不整実測データの蓄積、統計処理可能な系統的耐荷力実験及び解析、更には、これらの研究結果に基づいた強度設計法の確立等々がある。また、折れ板断面桁のウェブの折れ曲げ位置についても、景観的な配慮からの評価と強度評価に基づいて検討する必要性が有り、更に、折れ鋼板部材を用いた場合の経済的評価についても検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 矢吹哲哉・有住康則：鋼 I 形梁部材強度評価に関する一考察，土木学会第 50 回年次講演会学術講演概要集，I-A286，平成 7 年
- 2) 矢吹哲哉・有住康則：溶接 I 形断面桁の曲げ圧縮強度評価，土木学会第 51 回年次講演会学術講演概要集，I-A272，平成 8 年
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編），平成 6 年 2 月
- 4) 土木学会：座屈設計ガイドライン（福本嘸士編），技報堂出版，昭和 62 年 10 月
- 5) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物 平成 9 年版，平成 9 年 5 月
- 6) 土木学会：構造力学公式集 昭和 61 年版，技報堂，昭和 61 年 6 月
- 7) 倉西茂：鋼構造（第三版），技報堂出版，1995 年 1 月
- 8) 高岡宣善：構造部材のねじり解析，共立出版，昭和 55 年 10 月
- 9) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーターの曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集，第 234 号，1975 年 2 月
- 10) 藤原稔・西川和廣・村越潤・鹿嶋久義：水平補剛材を 2 本有するプレートガーターの極限耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文集，No.455/I-21，1992 年 10 月
- 11) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーターのせん断耐荷力，土木学会論文報告集，第 235 号，1975 年 3 月
- 12) 福本嘸士・藤原稔・渡辺信夫：溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 189 号，1971 年 5 月
- 13) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーターの純曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 264 号，1977 年 8 月
- 14) SSRC：Stability of Metal Structures, A World View II, 1989
- 15) 平城栄治：I 形断面溶接桁の不安定崩壊区分，琉球大学大学院 修士論文，平成 11 年 2 月
- 16) 西村宣男：High Performance Steel in Structural Field, U.S-Japan Seminar, Osaka, 1991
- 17) 崎元達郎：低降伏比高張力鋼を用いた構造部材の座屈特性，終局耐力 WG 研究成果報告書（中間報告），土木学会鋼構造新技術小委員会平成 4 年度報告書，平成 5 年 4 月
- 18) 福本嘸士・伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究，土木学会論文報告集，第 341 号，1984 年 1 月