

曲げを受ける鋼 I 形断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON LOCAL BUCKLING STRENGTH AND LIMITING
WIDTH-THICKNESS RATIOS OF STEEL I-SECTIONS IN BENDING

西村宣男*, 大崎史淳**, 長谷川徹雄***

By Nobuo NISHIMURA, Fumiaki OHSAKI and Tetsuo HASEGAWA

The definition and classification of cross-sectional strength concerning width-thickness ratio of plate elements are required in the development of advanced limit state design code of steel structures. The local buckling strength of steel I-section is affected by interaction between flange behavior and web one. The limiting width-thickness ratios for yield strength, full plastic strength and plastic analysis are also influenced by the coupling of flange and web.

In this paper the limiting width-thickness ratios for yield strength of steel I-section in bending are investigated by the experiment of well planned models. Test results are discussed by the comparisons of the numerical simulations and current design codes.

1. まえがき

各種の鋼骨組構造物を対象とした統一の限界状態設計規準においては、塑性設計を可能とする厚肉断面部材から部材強度に対して局部座屈強度が支配的となる薄肉断面部材までを含んだ部材強度の包括的評価法と、断面強度の選択基準を定義する必要がある。ほとんどの現行の設計規準では、板要素ごとに作用応力分布に応じた限界幅厚比が与えられており、板要素間の相互拘束効果は表面的には考慮されていない。

本研究ではさしあたり、曲げを受ける鋼 I 形断面を対象として、断面強度と降伏限界幅厚比に関するフランジとウェブの相互作用の効果を明らかにすることを目的とする。プレートガーダーのようなウェブの幅厚比が相対的に大きい断面から柱断面のようにフランジの幅厚比が相対的に大きい断面までを統一的に評価するため、フランジとウェブの幅厚比を適切に組み合わせた9体の試験桁を製作し、等曲げ実験を行なった。柱断面についても軸力と曲げを受ける場合の相関強度式の曲げ基準強度を適切に評価する必要がある。

実験によって得られた極限強度および極限状態における挙動は立体板構造を対象とした弾塑性有限変位解析の結果と比較し、極限強度と極限状態近傍における挙動に対するフランジとウェブの相互作用について考察を加える。また、降伏限界幅厚比については代表的な設計規準に規定されている降伏限界幅厚比との比較

* 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

** 大阪大学大学院前期課程(同上)

*** 大阪大学工学部(同上)

を行い、構成板要素の幅厚比による断面の強度区分に関する基礎データを提示する。

2. 実験概要

(1) 供試体

曲げを受ける鋼 I 形断面の圧縮フランジの局部座屈強度に関しては、3 辺単純支持 1 辺自由の自由突出圧縮板を対象とした理論的検討¹⁾や軸圧縮力を受ける十字断面を対象とした実験的検討²⁾が中心であった。

一方、プレートガーダーの曲げ耐力実験ではフランジの幅厚比パラメータがウェブのそれに比べて小さな断面に対象が限定されている。そこで本研究の目的であるフランジ幅厚比とウェブ幅厚比の任意の組合せについて、フランジとウェブの相互作用や応力再分配等の特性を調査し、合理的な断面強度評価式を作成するために図-1 に示すようなフランジとウェブの幅厚比を組合せたモデルを計画した。図-1 には代表的な設計規準^{3) 9)}における降伏限界幅厚比パラメータを併せて示した。計画したモデルの幅厚比パラメータの範囲はほぼ全ての設計規準の降伏限界幅厚比の範囲を包含するように決定した。表-1 に供試体の寸法および力学パラメータを掲げる。表中の記号は以下の通りである。

表-1 供試体寸法と力学パラメータ

Model	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
$\bar{\lambda}_{pf}$	0.5922	0.5991	0.5459	0.8449	0.8285	0.8381	1.1050	1.0772	1.0772
$\bar{\lambda}_{pw}$	0.6120	0.9804	1.3473	0.6120	0.9804	1.3473	0.6120	0.9804	1.3473
h (cm)	41.2	66.0	90.7	41.2	66.0	90.7	41.2	66.0	90.7
t_w (cm)	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
b (cm)	17.1	17.1	22.8	16.0	23.7	23.7	20.4	30.3	30.3
t_f (cm)	0.87	0.86	1.21	0.57	0.87	0.86	0.56	0.88	0.88
a (cm)	50.0	50.0	70.0	50.0	70.0	70.0	50.0	70.0	70.0
A_w/A_f	1.5509	2.5133	1.8574	2.5298	1.7925	2.4920	2.0198	1.4184	1.9492
s	0.4150	0.2591	0.2492	0.3883	0.3591	0.2813	0.4951	0.4591	0.3341
k	1.1311	1.1691	1.1715	1.1671	1.1347	1.1633	1.1435	1.1139	1.1380
$M_Y(t_{fa})$	23.67	42.33	89.77	16.85	54.37	80.58	19.63	65.45	96.47
$M_P(t_{fa})$	26.77	49.49	105.17	19.43	61.69	93.75	22.45	72.90	109.78

注：幅厚比パラメータおよび M_Y , M_P の計算には材料試験によって得られた降伏応力度を用いた。

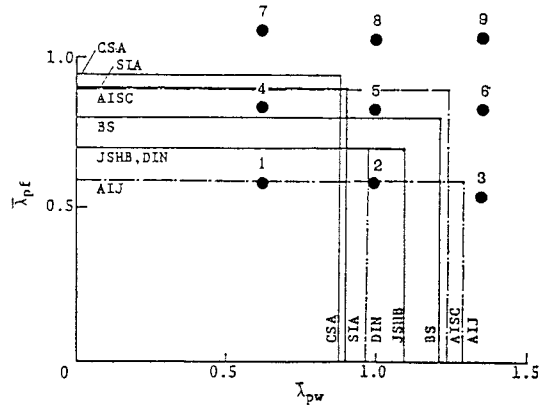


図-1 供試体の幅厚比パラメータ

$$\text{フランジ幅厚比パラメータ: } \bar{\lambda}_{pf} = \frac{b'}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{k_f \pi^2 E}} \quad (1)$$

$$\text{ウェブ幅厚比パラメータ: } \bar{\lambda}_{pw} = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{k_w \pi^2 E}} \quad (2)$$

h : ウェブ高, b : フランジ幅, b' : フランジ突出幅, t_w : ウェブ板厚, t_f : フランジ板厚
 k_f : フランジ座屈係数(=0.425), k_w : ウェブ座屈係数(=23.9), σ_Y : 降伏応力度
a : 垂直補剛材間隔, A_w : ウェブ断面積, A_f : フランジ断面積, S : フランジ幅・ウェブ高比,
k : 形状係数, M_Y : 降伏モーメント, M_P : 全塑性モーメント, W : 断面係数, Z : 塑性断面係数

曲げを受ける 2 軸対称 I 形断面の局部座屈強度に係る力学パラメータは上記の 2 つの幅厚比パラメータ、断面の形状比 $s=b/h$ 、形状係数 $k=Z/W$ 、ウェブ・フランジ断面積比 $\rho=A_w/A_f$ およびウェブパネルの縦横比 a/h である。これらのうちの 2 個のパラメータは以下のように近似的に他のパラメータの従属量として表現することができる。

$$\bar{\lambda}_{pf}/\bar{\lambda}_{pw} = 3.75s^2\rho, \quad k = (1+\rho/4)/(1+\rho/6) \quad (3)$$

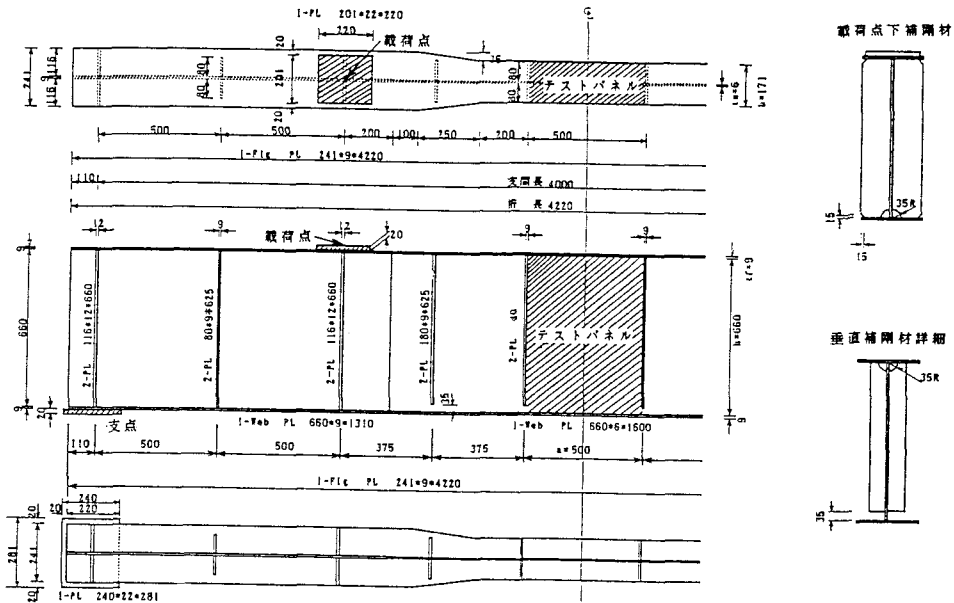


図-2 供試体 (No.2) 一般図

従って、供試体の着目パネルの設計では、上記の力学パラメータのうち、幅厚比パラメータ、ウェブ・フランジ断面積比および腹板パネルの縦横比を独立量として、実績調査に基づいて諸元を決定した。

また、供試体の一般的な形状を図-2に示す。供試体の測定断面のウェブ板厚は最小でも6mmとし、実際の溶接サイズを守るように製作した。製作精度に関しても道路橋示方書の製作基準を満たすように施工条件を設定したが、幅厚比の大きな供試体については初期たわみの制限を越えたものもある。

着目パネル両側の垂直補剛材は道路橋示方書の必要剛比を満たすように決定した。またパネルのアスペクト比 a/h は供試体によって異なるが、0.75~1.20の範囲である。

(2) 載荷方法

図-3に示すようにスパン長はすべて4mとし回転と軸方向移動を許容する単純支持装置で支えた。スパン長の1/4および3/4点に2点集中荷重を載荷し、着目パネルを含む中央部分2mの区間を等曲げ状態とした。着目パネルの両側の隣接パネルの支点側垂直補剛材の位置2個所で、横倒れ防止枠により面外変位を拘束した。フランジの横座屈に関する細長比パラメータは十分に小さく、断面強度は断面の塑性化とフランジとウェブの局部座屈の影響のみに支配される。

載荷用装置としては、強度が小さいNo. 1, No. 4, No. 7 の3体の供試体については

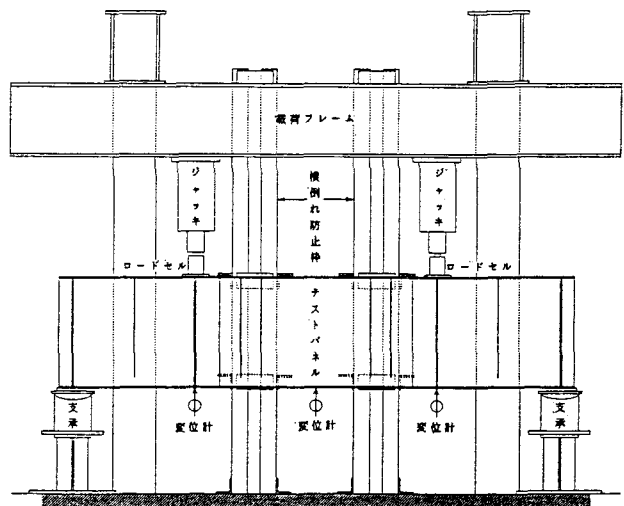


図-3 載荷装置

表-2 板パネルの初期たわみの最大値

Model	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
δ_p	0.24	0.56	3.81	2.21	5.95	3.85	0.68	4.07	2.63
b/δ_p	712.5	310.9	62.8	72.4	39.8	61.8	309.1	74.5	115.2
δ_w	0.23	2.63	5.50	9.96	3.22	5.88	1.04	1.47	2.93
h/δ_w	1791.3	251.0	164.9	41.4	205.0	154.3	398.2	449.0	344.9
δ_w	0.64	3.88	5.60	18.89	8.02	8.45	1.38	3.01	3.57
h/δ_w	763.0	18.03	182.0	24.4	82.3	140.8	299.0	219.3	254.1

ここに δ_p : フランジ初期たわみ最大値(mm), δ_w : ウェブ初期たわみ最大値(mm)

δ_w : 圧縮フランジからウェブ高 1/4 点のパネル中央の初期たわみ(mm)

静的載荷容量 63 t f のコンピュータ制御サーボ型試験機（東京衛機製造）を用い、その他の 6 体の供試体については、載荷容量 200 t f の油圧試験機を用いた。

(3) 測定項目

載荷荷重、変位およびひずみの測定は以下の通りである。

荷重：サーボ試験機ではジャッキに内蔵のロードセルからの信号が操作盤に表示される。200 t f 油圧ジャッキを用いる場合は図-3 に示すようにジャッキと供試体の間にロードセルを挿入して計測した。

変位：桁の鉛直変位は載荷点、着目パネルの中央点および着目パネルの両側の垂直補剛材位置において何れも下フランジ下面に変位計を取り付けて計測した。補助的に両側の支承の鉛直変位および着目パネル中央の上フランジの面外変位も計測した。着目パネルの上フランジおよびウェブの板たわみについては桁の変位を除去できる特性の変位計測装置を使用した。

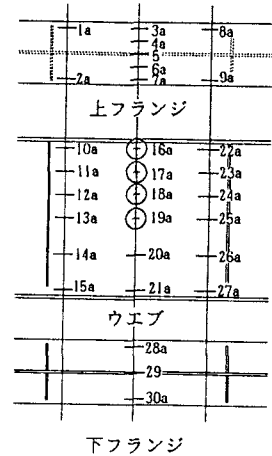
ひずみ：着目パネルについて図-4 に示す配置でひずみゲージを貼りつけて、自動ひずみ測定機により計測した。

(4) 初期たわみ

供試体をセットアップした状態で、着目パネルのフランジおよびウェブの初期たわみを計測した。各供試体のフランジとウェブについて計測した初期たわみの最大値と圧縮フランジからウェブ高 1/4 点のパネル中央の初期たわみを表-2 に示す。図-5 に初期たわみの分布形の例として供試体 No.9 の実測結果を示すが、スパン方向に半波のモードが卓越している。他の供試体についてもほぼ同様の分布形であった。

(5) 材料試験

供試体の着目パネルに使用した公称板厚 6, 9, および 12 mm の 3 種の鋼材（何れも S S 4 1）についてそれぞれ 3 本ずつの材料試験（J I S 5 号試験片）を行い降伏応力度、破断強度、弾性係数、ポアソン比、ひずみ硬化開始ひずみおよびひずみ硬化係数の計測を行なった。そのうち降伏応力度、弾性係数およびポアソ



一軸ゲージ

三軸ゲージ ⊕

添字 a のゲージは裏面もあり

図-4 ひずみゲージの配置

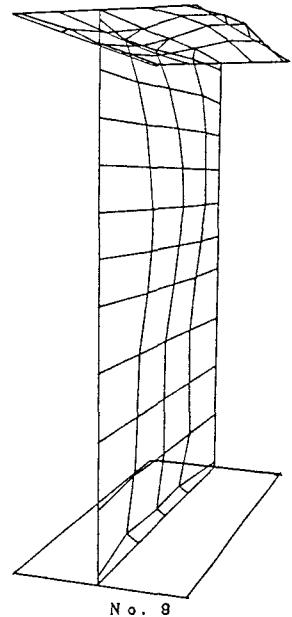


図-5 板パネルの初期たわみ分布

ン比について鋼材ごとの平均値を
表-3に掲げる。

表-3 材料試験結果

公称板厚(mm)	6	9	12
実測板厚(mm)	5.60	8.58	12.08
断面積(cm ²)	1.407	2.158	3.033
σ_y (kgf/cm ²)	3141	3084	2745
$E \times 10^6$ (kgf/cm ²)	2.119	2.092	2.007
ポアソン比 ν	0.287	0.283	0.286

3. 実験結果

(1) 極限強度

表-4に各供試体の極限強度の実験値 M_u と材料試験から求めた各板厚の鋼材の降伏応力度、各供試体の初期たわみの実測値および過去に溶接I形断面について計測された残留応力の平均値¹⁰⁾を考慮した弾塑性有限変位解析法¹¹⁾
¹²⁾による極限強度 M_u^* を比較して示す。フランジおよびウェブの幅厚比パラメータが小さい供試体No.1, No.2, No.4の実験値は解析値より若干大きくかったが、極限強度の実験値と解析値の誤差は±10%以内で、 M_u/M_u^* の平均値は102.4%であり、両者の対応は比較的良好であった。

表-4 極限強度の比較

Model	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
$\bar{\lambda}_{pf}$	0.5922	0.5991	0.5459	0.8449	0.8285	0.8381	1.1050	1.0772	1.0772
$\bar{\lambda}_{pw}$	0.6120	0.9804	1.3473	0.6120	0.9804	1.3473	0.6120	0.9804	1.3473
M_y (tfm)	23.87	42.33	89.77	18.85	54.37	80.58	19.83	65.45	98.47
M_r (tfm)	28.77	49.49	105.17	19.43	61.69	93.75	22.45	72.90	109.78
M_o (tfm)	30.00	46.03	89.62	18.77	54.12	70.94	21.60	55.60	75.68
M_o/M_y	1.287	1.087	0.998	1.128	0.995	0.880	1.100	0.850	0.785
M_o/M_r	1.121	0.930	0.852	0.968	0.877	0.757	0.962	0.763	0.689
M_u (tfm)	27.28	42.97	90.30	17.87	54.74	72.01	21.48	54.85	74.84
M_u/M_u^*	1.100	1.071	0.992	1.050	0.989	0.985	1.008	1.014	1.011

ここに M_o : 極限強度の実験値, M_u^* : 極限強度の解析値

板の局部座屈強度の平均値対応の初期たわみおよび残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析法による極限強度解析から求めた極限強度の M_u/M_y を $\bar{\lambda}_{pw}-\bar{\lambda}_{pf}$ 平面上に等高線として表わし実験値とともに図-6に示す。この極限強度解析ではウェブ・フランジの断面積比 $A_w/A_f=2.0$ 、としている。極限強度の実験値は供試体No.1を除いて等高線で表わした解析値と良好に対応している。I形断面の降伏強度が確保されるウェブとフランジの幅厚比の限界(降伏限界幅厚比)は $M_o/M_y=1$ の等高線に相当するが、これは $\bar{\lambda}_{pw}$ と $\bar{\lambda}_{pf}$ に関してはほぼ線形の関係にある。

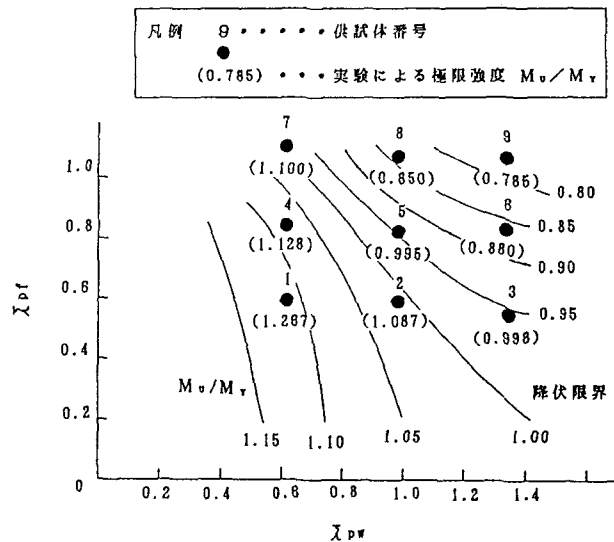


図-6 解析による断面強度の等高線と実験値の比較

(2) 荷重-桁たわみ

図-7に供試体No.4とNo.8について、荷重と桁の鉛直変位の関係の実測値を解析値と比較して示す。ここで鉛直変位 δ_o は、桁中央断面の鉛直変位から両側荷重載荷点の鉛直変位の平均値を差し引いた等曲げを受

ける区間の変位量を表わし、同区間の降伏モーメントに対応する鉛直変位 δ_{cy} で除して無次元表示している。

供試体No.4は道路橋示方書のプレートガーダのウェブ幅厚比の制限値より十分に小さい h/t_w と道路橋示方書の自由突出板の限界幅厚比よりやや大きいフランジを組み合わせた場合である。作用曲げモーメントの増加につれて残留応力を含む断面内の降伏域の拡大により、徐々に荷重-変位関係の勾配が緩やかになっているが特筆するような挙動は見受けられず、極限強度は降伏強度を若干上

回っている。これに対してウェブの幅厚比が道路橋示方書の限界値より小さいが、フランジの幅厚比が道路橋示方書の制限値の約1.5倍も大きい供試体No.8の荷重変位関係には比較的低い荷重レベルで勾配の変化点が観測された。これはフランジの局部たわみの急増による板曲げ応力に起因するフランジ内の降伏域の拡大によるものと考えられる。

(3) 板要素の局部たわみ

荷重と桁の鉛直変位成分を除去した圧縮フランジの板たわみの関係および荷重とウェブの局部たわみの関係を供試体No.3, No.6, No.9およびNo.4, No.5, No.6の2グループについてそれぞれ図-8および図-10に示す。圧縮フランジの板たわみについては着目パネル中央のフランジ両端の変位を表わしており、フランジのねじれ変形が卓越することからほぼ対称な荷重-板たわみ経路になっている。ウェブについては圧縮フランジからウェブ高の1/6点の変位を示している。

供試体No.3, No.6, No.9のシリーズはウェブの幅厚比を一定としてフランジの幅厚比を変えた場合で、フランジの幅厚比の変化によるウェブたわみの影響を見るものである。フランジの幅厚比パラメータが小さい供試体No.3では荷重レベルの低い段階からウェブのたわみが増加しているが、フランジのたわみは極限状態の近傍まで極めて小さく、極限状態に至って急激に増加している。ウェブの幅厚比は道路橋示方書の規定値

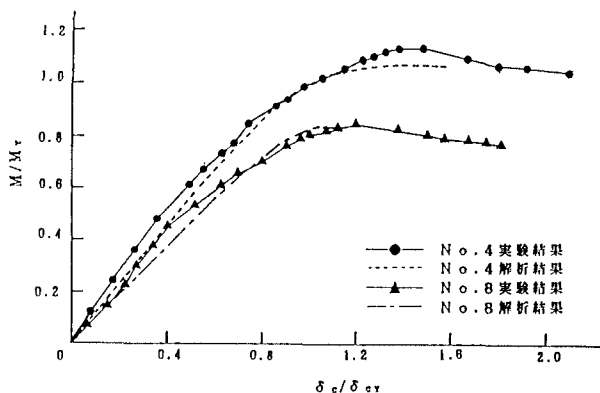


図-7 荷重-桁たわみの関係

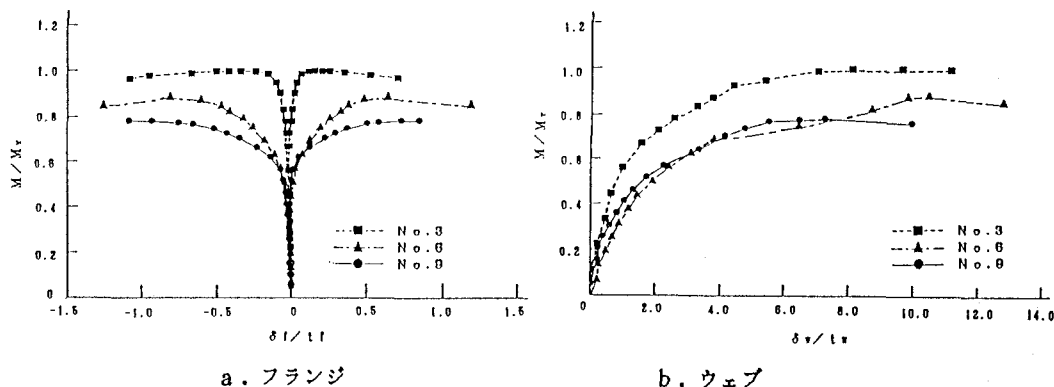


図-8 荷重-板たわみの関係

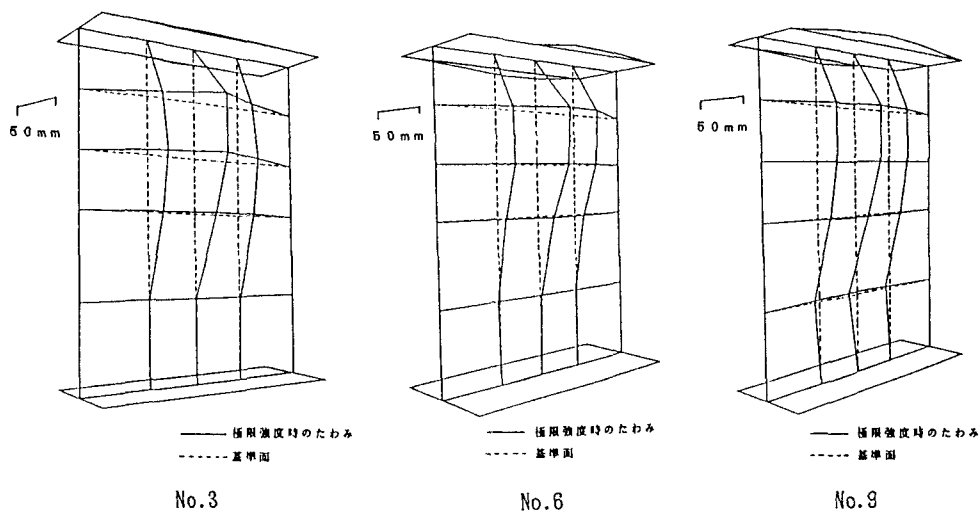


図-9 極限強度時の中央断面の変形状態

を超過しているが、断面強度に対してウェブの分担分が比較的小さいこととウェブの局部変形に対する比較的厚いフランジの拘束効果によって極限強度は断面の降伏モーメント近くまで上昇している。これに対してフランジの幅厚比が道路橋示方書の自由突出幅規定を越えている供試体No.6およびNo.9ではウェブのたわみに対するフランジの拘束効果は小さく、荷重レベルの低い段階からウェブのたわみに引きずられてフランジのたわみ変形も増加している。供試体No.6とNo.9のウェブの荷重-変位経路には極限状態近くまで大きな差異は見られないが、極限状態で差を生じて、フランジの幅厚比が大きいNo.9の極限強度は小さくなっている。なお極限強度時の断面の変形状態を供試体No.3, No.6, No.9について図-9に示した。

一方、供試体No.4, No.5, No.6のシリーズはフランジの幅厚比パラメータ λ_{pf} をほぼ0.83と一定にして、ウェブの幅厚比の変化がフランジたわみに与える影響を見るものである。No.5のフランジたわみの一方は極限状態に至って変位計の不良により計測不能となり、除荷経路のデータが欠落しているが、他の供試体と同様のフランジ両端変位の対称性は確保されているものと推定される。ウェブの幅厚比が小さい供試体No.4で

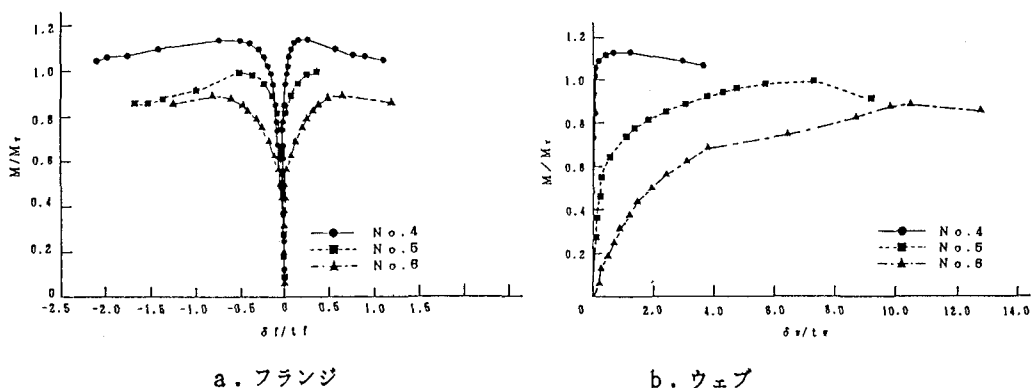


図-10 荷重-板たわみの関係

はウェブの拘束効果によりフランジのたわみ変形の増加も極限状態付近まで抑制されている。これに対して、供試体No.5およびNo.6のようにウェブの幅厚比が大きくなるにつれて、フランジたわみの増加し始める荷重レベルも低くなり、ウェブのたわみも低い荷重レベルから増加している。

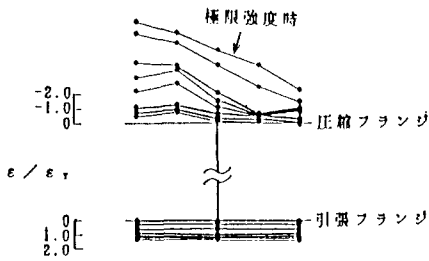


図-1 11 中央断面内の直ひずみの分布 (No.3)

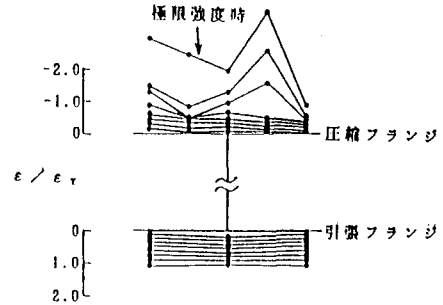


図-1 12 中央断面内の直ひずみの分布 (No.6)

(4) 断面内の軸方向直ひずみ分布

図-1 11, 1 2および1 3に供試体No.3, No.6, およびNo.9の着目パネル中央断面の軸方向直ひずみの分布を極限強度に到るまでの荷重の8段階について示した。このシリーズのウェブの幅厚比パラメータ λ_{pw} は1.28と道路橋示方書の制限値 1.1を越えている。そのため荷重レベルの低い段階からウェブの直ひずみは直線分布から外れて、圧縮領域に板たわみに起因するいわゆる応力のポケットに対応するひずみ分布が現われている。板たわみの増加により応力のポケット部のウェブ中立面の直ひずみの増加が止まっている。フランジの幅厚比が小さいほど応力のポケット部の直ひずみ量は大きくなっている。また、フランジの幅厚比が小さいほど極限状態におけるウェブとフランジ接辺上の直ひずみは大きくなっており、変形能が大きいことが窺える。

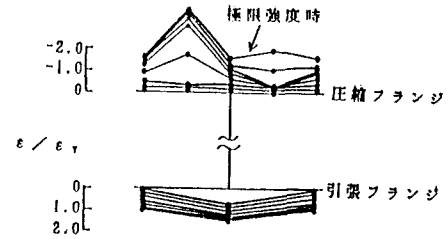


図-1 13 中央断面内の直ひずみの分布 (No.9)

4. 限界幅厚比に関する考察

実験結果に対する考察により曲げを受けるI形断面の降伏限界幅厚比はウェブとフランジの相互作用の影響を顕著に受けることが明かになった。そこで実験値との比較により、現行の代表的鋼構造設計規準における降伏限界幅厚比規定の評価を試みる。

図-14はウェブの幅厚比パラメータ λ_{pw} とフランジの幅厚比パラメータ λ_{pf} の平面上に各設計規準の降伏限界を長方形の辺で表示したものである。現行のほとんどの規準では、ウェブとフランジに対して個々に限界幅厚比が規定されており、座標軸を除く長方形の2辺がウェブおよびフランジの限界幅厚比を表わすことになる。図中には、実験によって求めた極限強度のうち、降伏強度を上回る場合を○印で、下回る場合を●印でプロットした。また数値解析によって求めた降伏限界幅厚比パラメータの相関曲線を実線で、数値解析に用いた実測の降伏応力度が公称降伏応力度より18%大きいことを考慮して、 λ_{pf} 、 λ_{pw} および極限強度と降伏曲げモーメントの比 M_u/M_y をSS41の公称降伏応力度で再評価した際の降伏限界幅厚比パラメータの相関曲線を破線で示した。この破線は実験データを整理する方法として欧州で用いられている公称値を基準とする場合に相当する。

各設計規準の降伏限界はまちまちであるが、実験データおよび数値解析結果と比較することによって、各規準は以下のように評価することができる。

数値解析によって求め、実験によって検証された降伏限界（実線）にはほぼ対応する限界幅厚比が規定されている規準はDIN18800のみである。CSA、SIA、道路橋示方書（JSHB）およびAIJは幅厚比パラメータを修正して解析による降伏限界をシフトした修正降伏限界（破線）にはほぼ対応するようである。CSAおよびSIAはウェブの限界幅厚比を厳しく制限する代わりに、大きな幅厚比のフランジの使用を認めている。逆にAIJはフランジの限界幅厚比を厳しく制限し、大きな幅厚比のウェブの使用を認めている。道路橋示方書はウェブとフランジの両方を中間的な幅厚比に制限している。このようにウェブとフランジの相互拘束効果を考慮した降伏限界を導入することによって、規準によってまちまちに規定されている降伏限界に統一性を与えることができる。

これに対して、BS5400およびAISCの限界幅厚比はウェブとフランジの両方に対して大きな幅厚比の使用を認めており、実線および破線で示した降伏限界の外側になる板要素で構成された断面を使用する可能性がある。

5. 結論

以上、強軸回りの曲げを受ける鋼I形断面の局部座屈強度と構成板要素の降伏限界幅厚比について、9体の試験桁の実験結果を中心とし、補助的に弾塑性有限変位解析による数値解析データを用いて考察した。本研究によって得られた知見を要約すると、以下の通りである。

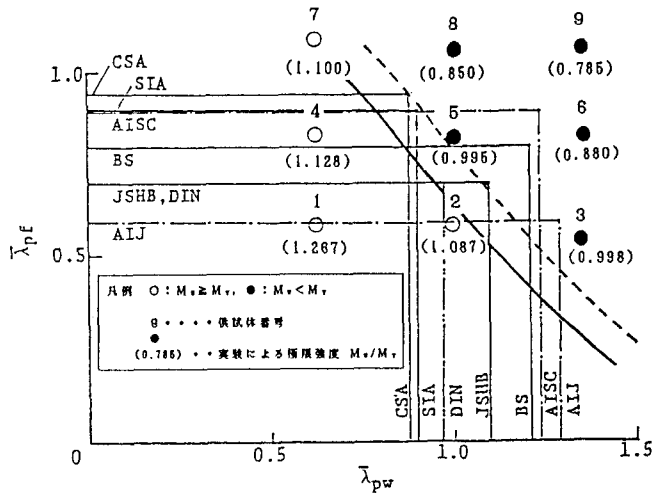


図-14 代表的設計規準の降伏限界との比較

- (1) 立体板構造の弾塑性有限変位解析法によって求められた曲げを受ける鋼 I 形断面の局部座屈強度と降伏限界幅厚比に関する数値解析結果の妥当性を、ウェブとフランジの幅厚比を適切に組み合わせた供試体の耐荷力実験によって検証することができた。
- (2) 曲げを受ける I 形断面の局部座屈強度はウェブとフランジの相互拘束効果を強く受ける。断面の降伏モーメントを確保できる板要素の幅厚比もフランジとウェブの相互作用の影響を受けるため、理想的境界条件の単一板要素の座屈係数を用いて評価されたウェブ幅厚比パラメータ λ_{pw} とフランジ幅厚比パラメータ λ_{pf} を用いた降伏限界は λ_{pw} と λ_{pf} の相関曲線となる。
- (3) 断面の降伏限界を与える $\lambda_{pw} - \lambda_{pf}$ の関係はほぼ直線となることが明らかになった。ただし、この関係は静的強度に関する結果であり、極端に幅厚比の大きいウェブで問題となる疲労限界¹³⁾等により幅厚比の上限は別途定められることになる。
- (4) 代表的鋼構造設計規準における降伏限界幅厚比は、ウェブとフランジとで個々に規定されており、規準によりまちまちの値が定められているが、本実験および数値解析との比較により、BS 5400 と AISC を除いた他の規準の規定に統一的な評価を与えることができた。

謝辞：本研究は文部省科学研究費補助金一般研究 C “鋼構造部材および要素の塑性強度の有効利用に関する研究”（研究代表者 西村宣男）の一環をなすものである。また、試験桁の設計ならびに製作について協力いただいた日本橋梁（株）の関係各位に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 小松定夫, 北田俊行：初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について，土木学会論文報告集，No.314，pp.15-27，1981.
- 2) 福本嘔士, 伊藤義則：フランジの局部座屈強度とフランジの幅厚比制限，土木学会論文集，No.160，pp. 27-38，1968.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 4) DIN18800：Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, Teil 2, 1988.
- 5) CSA：Specification for design of highway bridges, 1978.
- 6) SSEA：SIA161, Steel Structures, 1979.
- 7) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975.
- 8) BSI：BS5400, Part 3, Code of practice for design of steel bridges, 1982.
- 9) AISC：Specification for the design, fabrication, and erection of structural steel for buildings, 8th Ed., 1978.
- 10) 土木学会：座屈設計ガイドライン（福本嘔士編）第3章 構造物の材料強度と初期不整，技報堂，pp. 67-68，1987.
- 11) 小松定夫, 北田俊行, 宮崎清司：残留応力と初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析，土木学会論文報告集，No.244，pp.1-14，1975.
- 12) 西村宣男, 吉田信博：鋼 H 形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式，土木学会論文集，No.398，pp. 311-318，1988.
- 13) 前田幸雄, 大倉一郎：プレートガーダーウェブの初期たわみと疲労亀裂発生の相関に関する研究，土木学会論文報告集，No.319，pp.1-11，1982.

(1990年10月12日受付)