

軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の 強度と変形能に関する解析的研究

AN ANALYTICAL STUDY ON THE STRENGTH AND DUCTILITY
OF BOX SECTION STEEL CANTILEVER COLUMNS SUBJECTED
TO COMPRESSION AND TRANSVERSE LOADS

鈴木 森晶*, 宇佐美 勉**

Moriaki SUZUKI and Tsutomu USAMI

*工修 名古屋大学大学院博士課程(後期課程)在学(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

**D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

During the past several years, steel box column specimens modelling steel bridge piers have been tested under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads by many research organizations, including NAGOYA university. And they provide many important information for developing seismic design. But it is impossible to cover wide ranges of all parameters of these pier models with experiment. So it is necessary to make a parametric study by numerical analysis to find out tendency of ductility and strength.

The purpose of this analytical study is to make clear the influences of some important parameters to strength and ductility, such as width-thickness ratio, slenderness ratio, axial load ratio, relative flexural rigidity of stiffener and strain hardening type.

Key Words : strength, ductility, box columns, elasto-plastic analysis, large deflection

1. 諸言

ここ数年間にわたり、我が国における多くの研究機関において、比較的薄肉の補剛箱形および無補剛箱形断面を有する鋼製橋脚モデルの繰り返し載荷実験が精力的に行われてきた^{1)~10)}。それらの実験から、鋼製橋脚の強度と変形能に関する重要な知見が得られ、耐震設計における基礎的な資料が提供されてきた。しかしながら、実験だけですべてのパラメータの影響を調べるには限界があり、数値計算によるパラメトリックな研究が必要とされる。

鋼製橋脚の耐震性能を支配するパラメータとして、以下のような項目が挙げられる¹⁰⁾：① 構成板要素(特にフランジ板)の幅厚比、② 柱の細長比、③ 軸圧縮力比、④ 補剛材剛比、⑤ 鋼種、⑥ 断面形状、⑦ 構造形態、⑧ 溶接条件、⑨ 柱とベースプレートの構造、⑩ 柱とフーチングの定着方法など。

本研究では、⑦の構造形態として片持柱を取り上げ、上記の①~⑥のパラメータが、鋼製橋脚の強度および変形能に及ぼす影響を局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した弾塑性有限変位解析によって明らかにすることを目的としている。ただし、この論文では一定方向に漸増水平荷重を与える静荷重の元での解析に限定している。

2. 解析の概要

2.1 対象とした橋脚モデル

本研究での解析の対象とした構造物は、Fig. 1(a)に示すように、自由端に一定軸荷重 P と漸増水平荷重 H を受ける片持柱である。断面形としては Fig. 1(b),(c)に示すような無補剛箱形断面と補剛箱形断面(フランジの3等分位置に補剛材2本、ウェブの2等分位置に補剛材1本)とした。解析を行ったパラメータの範囲を Table 1に示す。

表中の R_f , R_s , $\bar{\lambda}$ は次式で定義される幅厚比パラメータ、細長比パラメータである。

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

$$R_s = \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{0.425\pi^2}} \quad (2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここで、 b : フランジの幅、 t : フランジの板厚、 σ_y : フランジの降伏応力、 E : 弾性係数、 ν : ポアソン比、 k : 座屈係数(無補剛断面=4, 補剛断面=36)、 b_s : 補剛材幅、 t_s : 補剛材板厚、 σ_{ys} : 補剛材降伏応力、 h : 柱長さ、 r : 断面2次半径である。

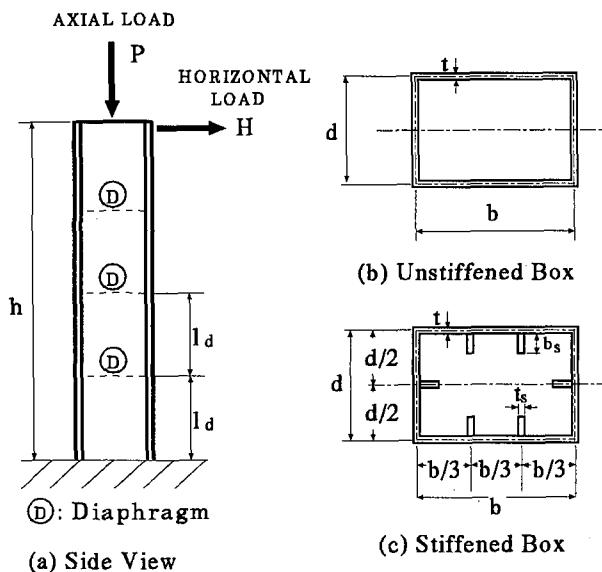


Fig. 1 Bridge Pier Model to be Analysed

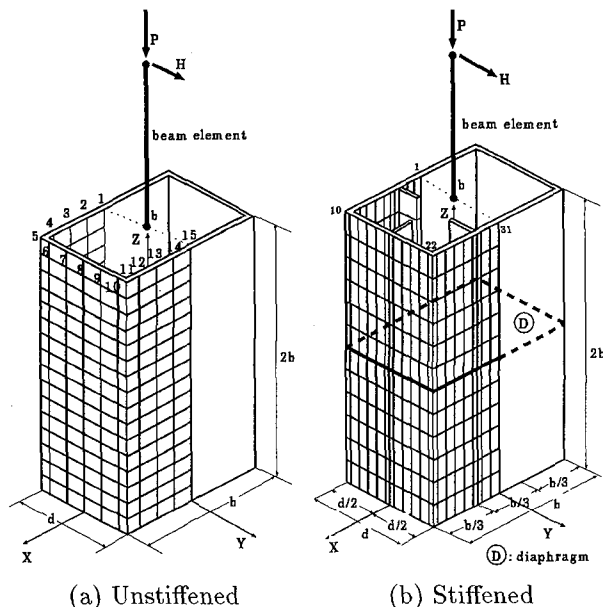


Fig. 2 Analytical Models

Table 1 Parameters of Analysis

Item	Unstiffened	Stiffened
Material of Plate Panel	SM490 ($E = 206000 \text{ N/mm}^2$) ($\sigma_y = 314 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3$)	
R_f	0.4, 0.6, 0.8	0.3, 0.5, 0.7
$\bar{\lambda}$	0.25, 0.4, 0.5	
d/b	0.75	2/3
P/P_y	0.0, 0.1, 0.2	
ℓ_d/b	2.0	1.0
γ/γ^*	—	1, 3, 5, 10
R_s	—	0.3, 0.5, 0.6, 0.7
σ_{ys}/σ_y	—	1.0, 1.5, 2.0

また、Fig. 1、Table 1中の d はウェブ幅、 P_y は全断面降伏軸力、 γ は補剛材剛比、 γ^* は線形座屈理論から求められる最適剛比、 ℓ_d はダイアフラム間隔である。

各パラメータの範囲は、現行の道路橋示方書 [11] で耐震設計された鋼製橋脚がほぼその範囲内にあるように設定した。 $\sigma_{ys}/\sigma_y > 1.0$ はいわゆるハイブリッド補剛板で、補剛材の降伏応力を板パネルのそれより高い値にして、変形性能の向上をねらったものである²⁾。

2.2 解析モデル

局部座屈は柱基部近辺のみに発生することから、Fig. 2に示すように、柱基部はフランジ幅の2倍の高さまで板要素を用い、それより上は、はり要素を用いて解析を行った。

解析は構造の対称性から1/2の部分についてのみ行い、有限要素分割はFig. 2(a),(b)に示すように無補剛断面では固定端から長手方向に $2b$ の高さまでを16分割した、フランジ幅方向は4分割、ウェブ幅方向は6分割した。補剛断面では固定端から長手方向に $2b$ の高さまでを12分割し、フランジ幅方向は9分割、ウェブ幅方向は12分割した。

ダイアフラムは間隔 ℓ_d でフランジ、ウェブと同じ板要素を用いて配置した。 ℓ_d の値は無補剛断面で $2b$ 、補剛断面で b とした。ただし、後述する拘束条件を導入する部分(板要素部とはり要素部の接合部)では、補剛および無補剛断面ともにダイアフラムを省略した。また、ダイアフラム分割数はフランジ、ウェブと同数とした。補剛材には局部座屈を考慮しないはり要素を用い、オフセット要素と考えた。

はり要素と板要素を結合するために、はり要素部の下端と板要素部の上端の各節点変位の間に拘束条件(タイピング)を導入して、板要素部の上端の各節点のZ方向変位が線形となる解析モデルを考えた。拘束条件は、無補剛断面の場合以下の式(4)-(8)のように与えられる(Fig. 2(a) 参照)

$$w_i = w_B - \frac{d}{2} \cdot \theta_B \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (4)$$

$$w_i = w_B + \frac{d}{6} \cdot (i - 8) \cdot \theta_B \quad (i = 5, 6, \dots, 11) \quad (5)$$

$$w_i = w_B + \frac{d}{2} \cdot \theta_B \quad (i = 12, 13, 14, 15) \quad (6)$$

$$u_i = u_B \quad (i = 5 \sim 11) \quad (7)$$

$$v_i = v_B \quad (i = 1 \sim 5, 11 \sim 15) \quad (8)$$

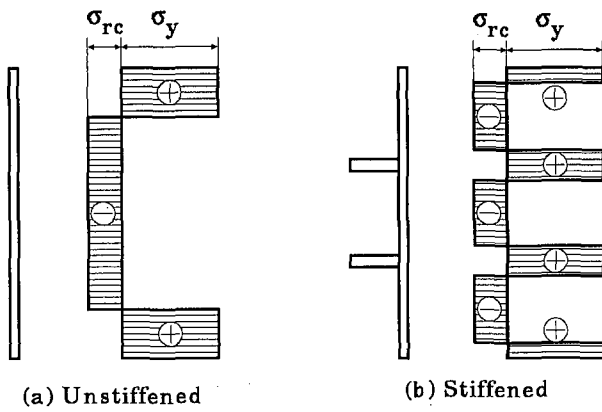


Fig. 3 Assumed Residual Stress Patterns in Panels

ここで, w_i : 板要素上端部の i 節点の Z 方向変位, w_B : はり要素下端部の節点の Z 方向変位, u_i : 板要素上端部の i 節点の X 方向変位, u_B : はり要素下端部の節点の X 方向変位, v_i : 板要素上端部の i 節点の Y 方向変位, v_B : はり要素下端部の節点の Y 方向変位, θ_B : はり要素下端部の節点の X 軸回りの回転角を表す. 補剛断面についても同様にして拘束条件を導入した. 注意すべきは, 板要素上端部は単純支持された板となっており, 板に沿った軸回りの回転は自由と考えている. この点は文献 [12,13] のモデルと異なっている. ただし, 接合部の断面は式 (4)-(6) の変位場の仮定より平面を保持していることになる.

2.3 残留応力

補剛および無補剛断面柱の板要素における残留応力は, Fig. 3に示すように溶接部に隣接する要素では引張残留応力 σ_y が, その他の板パネルの部分の要素では圧縮残留応力 σ_{rc} を $0.3\sigma_y$ とし^{(14),(15)}, フランジ, ウェブの板パネル要素部分に導入した. 補剛材の残留応力は, Fig. 4に示すように補剛材のみで自己釣り合いを保つように理想化した応力分布^{(14),(16)}を採用し, $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ を仮定した.

2.4 構成板要素の初期たわみ

初期たわみは板要素部だけに考慮し, はり要素部には考慮しなかった.

無補剛断面においては, フランジ面とウェブ面に基部から軸方向 ($2b$ の高さまで) に 1 波の正弦波, また幅方向には半波の正弦波を仮定し, 実験値における初期たわみの平均が約 $b/500$ であったため¹⁾⁻⁴⁾ 最大値は $b/500$ とした. なお, 初期たわみ方向は基部から b の高さまでは, フランジ面で内側に, ウェブ面で外側にたわむ方向を仮定した.

補剛断面における補剛板パネルの初期たわみは, 全

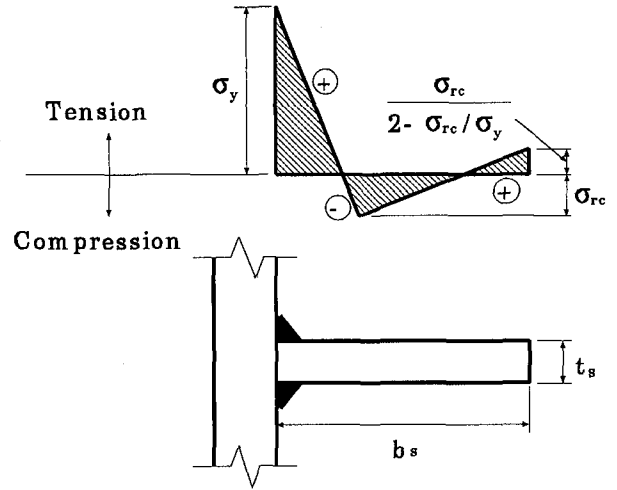


Fig. 4 Assumed Residual Stress Pattern in Stiffener

体的なたわみモードと, 補剛材で仕切られた部分の局所的なたわみのモードの和として文献 [15,16] に従い導入した. 全体的な初期たわみは, フランジ面とウェブ面に基部から $2b$ の高さまで無補剛断面と同様に導入した. そして補剛材で仕切られた部分の局所的なたわみは各板パネル間を幅方向に半波の正弦波で, 長手方向では波長 $2b/3$ の正弦波として与えた. 本解析では, 全体モードの δ_g と, 局所モード δ_ℓ の値を次式に示すような

$$\delta_g = \frac{b}{1000} \quad (9)$$

$$\delta_\ell = \frac{1}{500} \cdot \frac{b}{3} \quad (10)$$

という値を採用した.

2.5 構成則

本解析では, Fig. 5 に示すような, 降伏棚とひずみ硬化域を有する理想化した 1 次元応力-ひずみ関係を設定し, 解析における相当応力と相当ひずみの関係とした.

降伏棚の長さは降伏ひずみ ϵ_y の 10 倍までとし, ひずみ硬化域の接線勾配 E_p は, 次式で与えられるものとした^{(17),(18)}.

$$E_p = E_{re} + (E_{st} - E_{re})e^{-30(\epsilon - \epsilon_{st})} \quad (11)$$

ここで $E_{st} = E/40$, $E_{re} = E_{st}/5$, $\epsilon_{st} = 10\epsilon_y$ である.

2.6 有限要素解析コード

本研究では, 汎用構造解析プログラム MARC を使用して弾塑性有限変位解析を行った¹⁹⁾

解析に用いた要素は, 無補剛断面においては, 板要素部分は 72 番の 8 節点薄肉線形シェル要素, はり要素部分は 25 番の 3 次元薄肉閉断面はり要素を用いた. 補剛断面においては, 板要素部分は無補剛断面と同様な

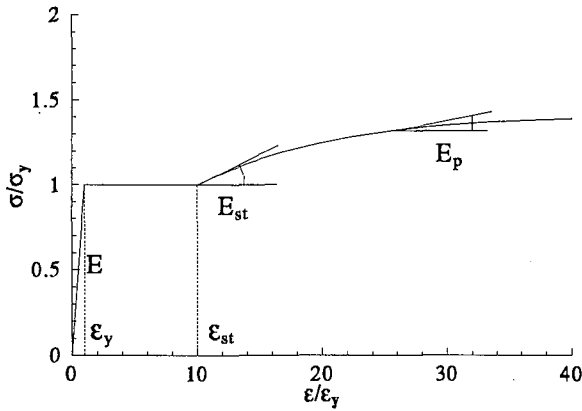


Fig. 5 Equivalent Stress-Strain Relationship

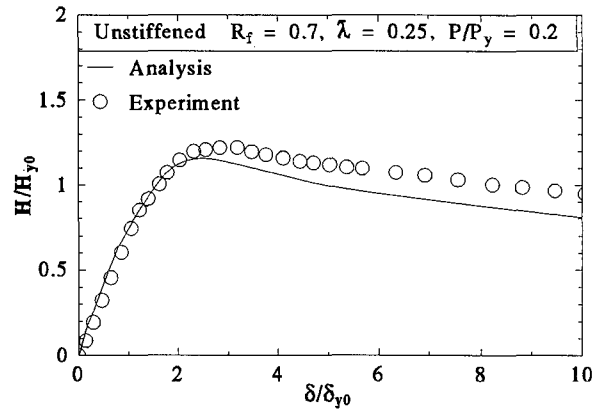


Fig. 7 Comparison Between Experiment and Analysis

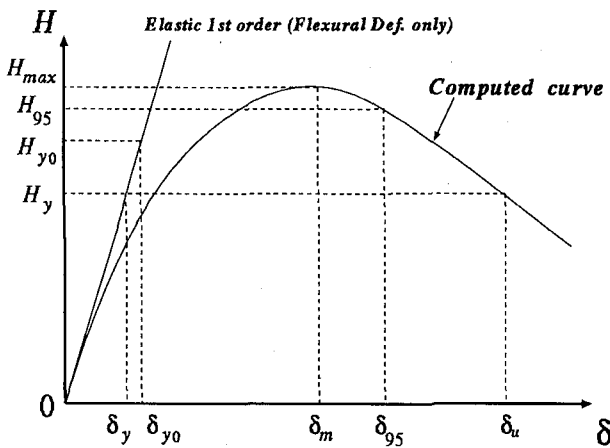


Fig. 6 Definition of Loads and Displacements

72 番の 8 節点薄肉線形シェル要素、補剛材とはり要素は 77 番の 3 次元薄肉開断面はり要素を用いた。解析は、自由端での水平変位を制御することによる、変位増分法により行った。

2.7 強度と変形量に関する定義と記号

解析結果を述べる前に、強度と変形量についての定義をしておく (Fig. 6)。

Fig. 6 は、水平荷重 H と、柱頭の水平変位 δ の関係を示したものである。 H_{y0} は軸力が作用せず水平力のみが作用した場合の初期降伏荷重で、 δ_{y0} は対応する水平変位 (曲げ変形のみ考慮した 1 次理論による変位) で、それぞれ次式で定義される。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (12)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (13)$$

ここで、 M_y : 降伏モーメント、 I : 断面 2 次モーメントである。

H_y はフランジ板の局部座屈を考慮したはり一柱の極限強度照査式から求められる荷重²⁰⁾、 H_{max} は水平荷重の最大値、 H_{95} は最大水平荷重 H_{max} の 95% 値である。 δ_y は H_y に対応する変位で、式 (13) で $H_{y0} \rightarrow H_y$ として与えられ、 δ_m 、 δ_{95} はそれぞれ H_{max} 、 H_{95} に対応する変位である。また、 δ_u は最高荷重発生以後、荷重が H_y まで降下した時の変位である。

本研究では強度の評価点として、最高荷重 H_{max} 、変形能の評価点として、 δ_m 、 δ_{95} 、 δ_u を選定し、各パラメータの影響を考察する。

3. 無補剛断面部材の解析結果と考察

3.1 解析結果と実験結果との比較

これまで名古屋大学で行われてきた実験と、解析結果とを比較したものの一例を Fig. 7 ~ Fig. 9 に示す。

Fig. 7 は、単調載荷実験を行った供試体と同寸法の部材の解析結果と実験結果を比較したものである。解析の方の荷重-変位曲線が若干低く出ているが、ほぼ類似した曲線を描いていることが分かる。

Fig. 8 には解析により得られた $6\delta_{y0}$ 付近の板要素部の変形モードを示し、Fig. 9 には実験終了時の $7\delta_{y0}$ 付近の変形モードを示す。解析により得られた変形モードによると、局部座屈変形は柱の基部から高さ $b/2$ 付近に顕著に現れており、高さ b より上の部分には、ほとんど見られない。これは実験結果ともよく一致していることがわかる。これらのことから、解析結果の信頼性は高いと判断できる。

3.2 幅厚比および細長比の影響

Fig. 10 は、軸力比 P/P_y が 0.2 の時の種々の幅厚比、細長比に対応する水平荷重 H -水平変位 δ の曲線を示し

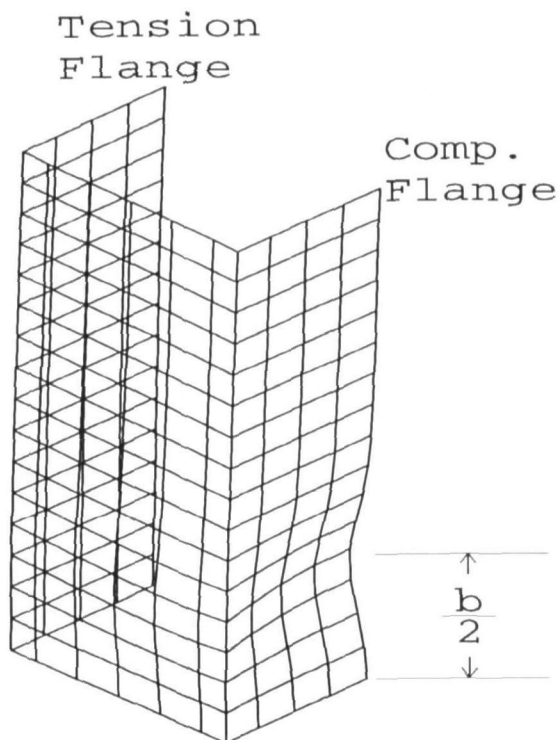


Fig. 8 Local Buckling Mode of Unstiffened Box Column from Analysis ($R_f = 0.7, \bar{\lambda} = 0.25, P/P_y = 0.2$)

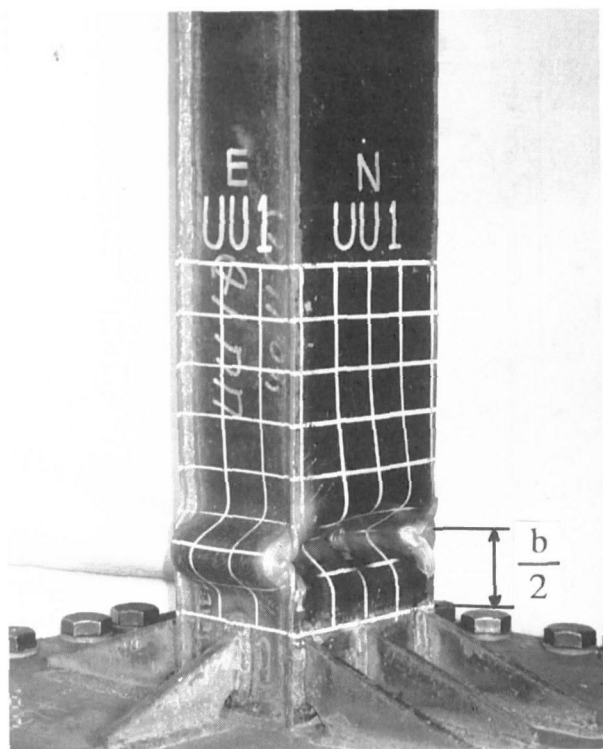


Fig. 9 Local Buckling Mode from Experiment at $7\delta_{y0}$

たものである。図中の H_{pc} は、局部座屈を無視し、軸力の影響を考慮して求めた全塑性モーメント M_{pc} (AISC の式²¹⁾ を用いる) を式 (12) の M_y に代入して求めた全塑性水平荷重である。また、図中の実線は $\bar{\lambda} = 0.25$ 、破線は $\bar{\lambda} = 0.4$ を表し、それぞれ荷重の高いほうから順に $R_f = 0.4, 0.6, 0.8$ を示す。Fig. 11 は幅厚比パラメータ R_f の変化による $H_{max}, \delta_m, \delta_{95}, \delta_u$ の変化を示したものである。これらの図より以下のようなことが言える。

1. 荷重－変位曲線は、強度を上昇させる効果を持つひずみ硬化と、強度を低下させる効果を持つ局部座屈および $P - \Delta$ 効果の大小によって決定され、 R_f が大きいほど局部座屈は現れやすく強度が低下し、 $\bar{\lambda}$ が大きいほど $P - \Delta$ 効果の影響が大きく強度が低下する。
2. 幅厚比パラメータ R_f が 0.6 以下であれば、細長比の値によらず、全塑性水平耐力 H_{pc} 以上の耐力が期待できる。
3. 幅厚比パラメータ R_f が 0.8 の場合でも、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の値が 0.25 であれば、 H_{pc} 以上の耐力が期待できる。
4. 幅厚比パラメータが圧縮板としての限界幅厚比 ($R_f = 0.7$) 以上になっても全塑性耐力が期待できるのは、ひずみ硬化の影響による耐力上昇が局部座屈の影響による強度低下を上回っている

と考えられる。ここで注意すべきことは、本研究での載荷状態では部材軸方向にモーメント勾配が存在するため、圧縮フランジの板要素には、部材軸方向に応力勾配が存在し、純圧縮板と比較した場合、局部座屈強度は 10%～20% 上昇する¹⁸⁾ ことである。

5. 局部座屈の影響がほとんど見られない $R_f = 0.4$ の場合、 $\bar{\lambda} = 0.25$ ではひずみ硬化の影響が大きく荷重降下域が存在しないが、 $\bar{\lambda} = 0.4$ ではひずみ硬化の影響よりも、 $P - \Delta$ 効果の影響が大きくなり荷重は降下する。その他の R_f の場合には局部座屈および $P - \Delta$ 効果の影響で必ず荷重は降下する。
6. 細長比が大きい場合 ($\bar{\lambda} \geq 0.4$) には、 $P - \Delta$ 効果の影響が大きいため幅厚比を $R_f \leq 0.6$ にしても、 H_{max} の上昇はあまり期待できないが、細長比が小さい場合 ($\bar{\lambda} = 0.25$) はひずみ硬化の影響により $R_f = 0.4$ と $R_f = 0.8$ では 20% 程度の上昇が期待できる (Fig. 11(a))。
7. 最高荷重での変形能 δ_m についても上記 6. と同様のことが言える (Fig. 11(b))。
8. 最高荷重以後の変形能 δ_{95}, δ_u については、細長比の大小によらず、幅厚比を 0.8 から 0.4 へ小さくすることにより、2 倍以上の増大が期待できる (Fig. 11(c),(d))。

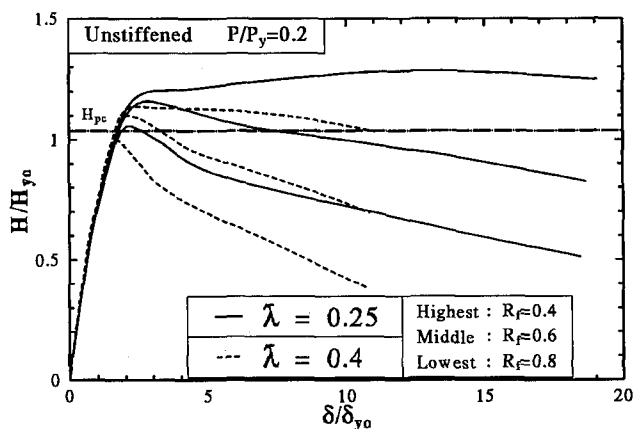


Fig. 10 Horizontal Load vs. Horizontal Displacement Curves (Unstiffened)

なお、上記の 8. は最高荷重後の変形能を積極的に利用しようとする耐震極限設計法¹⁾⁻⁴⁾において重要な意味を持つ。

3.3 軸力比の影響

軸力比 P/P_y が強度と変形能に及ぼす影響を考察するために Fig. 12 に、 $R_f=0.6$ の場合の荷重-変位曲線を、Fig. 13 に、強度と変形能の P/P_y による変化をプロットしたものを示す。図中の実線は $\bar{\lambda}=0.25$ 、破線は $\bar{\lambda}=0.4$ を表し、それぞれ荷重の高いほうから順に $P/P_y=0.0, 0.1, 0.2$ を示す。これらの図から以下のようなことが言える。

1. 軸力比 P/P_y は、 $P-\Delta$ 効果に影響を及ぼす。すなわち、軸力比が大きいほど強度、変形能ともに低下する。特に、細長比が大きい場合に影響力が大である。
2. 軸力比の変化による H_{max} の変化は、幅厚比の大小に関わらずほぼ同程度となる。
3. 幅厚比が $R_f \geq 0.6$ では、軸力比によらず δ_m はほぼ同程度の値となる。
4. 最高荷重以後の変形能 δ_{95} は、軸力比の影響を受け、特に $R_f \leq 0.4$ では顕著である。 δ_u については、 R_f によらず軸力比の影響を強く受ける。

なお、上記 4. の事項は最高荷重後の変形能を積極的に利用しようとする耐震極限設計法¹⁾⁻⁴⁾において重要な意味を持つ。

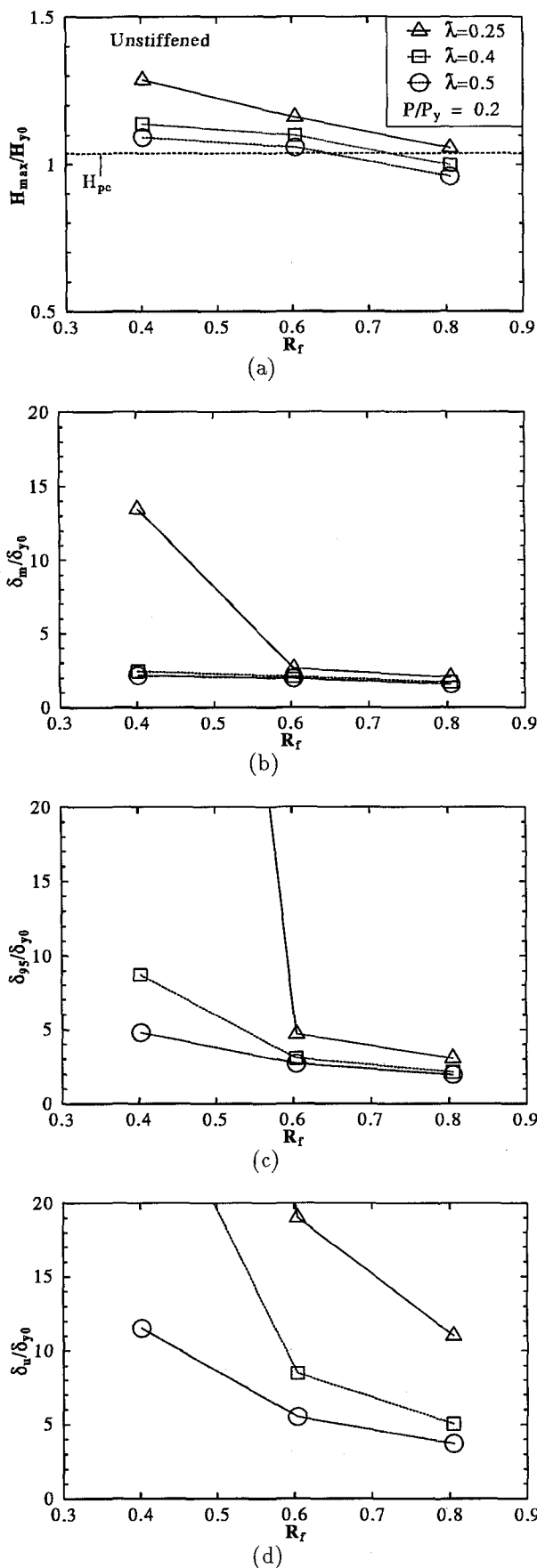


Fig. 11 Effect of R_f on H_{max} , δ_m , δ_{95} and δ_u (Unstiffened)

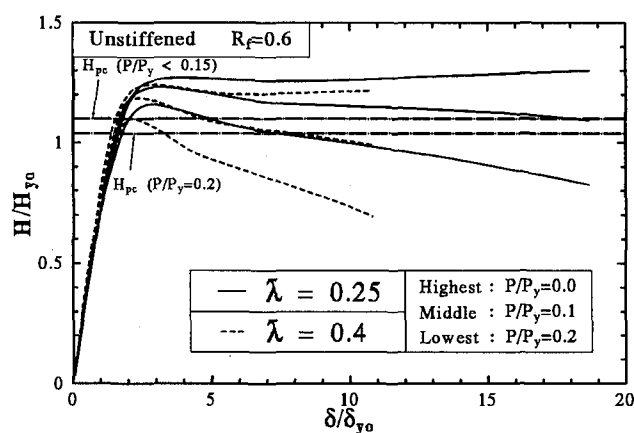


Fig. 12 Effect of P/P_y on Load vs. Displacement Curves (Unstiffened)

4. 補剛断面部材の解析結果と考察

4.1 解析結果と実験値との比較

名古屋大学で行われた実験供試体の変形モードと、解析結果とを比較したものを Figs. 14, 15 に示す。Fig. 14 は $R_f = 0.5$, $\bar{\lambda} = 0.4$, $\gamma/\gamma^* = 3.0$, $P/P_y = 0.2$ の柱の $6\delta_{y0}$ 付近の変形モードを示したものである。Fig. 15 には実験終了時の $7\delta_{y0}$ 付近の変形モードを示す。解析により得られた変形モードによると、局部座屈変形は柱の基部付近の高さ $b/3$ から $b/2$ の部分に集中して顕著に現れている。また、ダイアフラムのある位置より上の部分には、局部座屈変形はほとんど発生していない。これは実験結果ともよく一致している。また、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ であるので、補剛材部分で板パネルはたわまず、節が出来ていることも実験結果とよく一致している。

4.2 幅厚比および細長比の影響

ここでは、幅厚比および細長比が強度と変形能に及ぼす影響を考察する。

Fig. 16 は、軸力比 P/P_y が 0.2 の時の種々の幅厚比、細長比に対応する水平荷重 H - 水平変位 δ の曲線を示したものである。図中の H_{pc} は、無補剛断面と同様な考えで求めた全塑性水平荷重である。また、図中の実線と破線の意味するところは、無補剛の場合と同じである。Fig. 17 は幅厚比パラメータ R_f の変化による H_{max} , δ_m , δ_{95} , δ_u の変化を示したものである。これらの図より以下のようなことが言える。

1. 荷重-変位曲線は、基本的には無補剛の場合と同様で、強度を上昇させる効果を持つひずみ硬化と、強度を低下させる効果を持つ局部座屈および P - Δ 効果の大小によって決定され、 R_f が大きいほど局

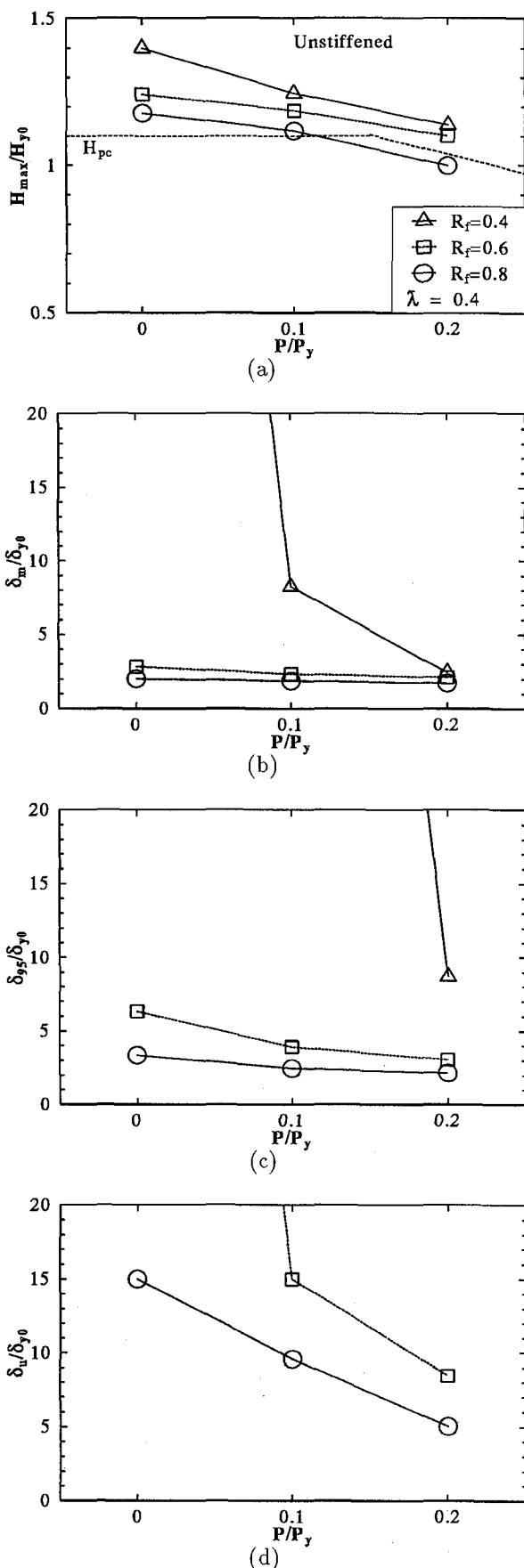


Fig. 13 Effect of P/P_y on H_{max} , δ_m , δ_{95} and δ_u (Unstiffened)

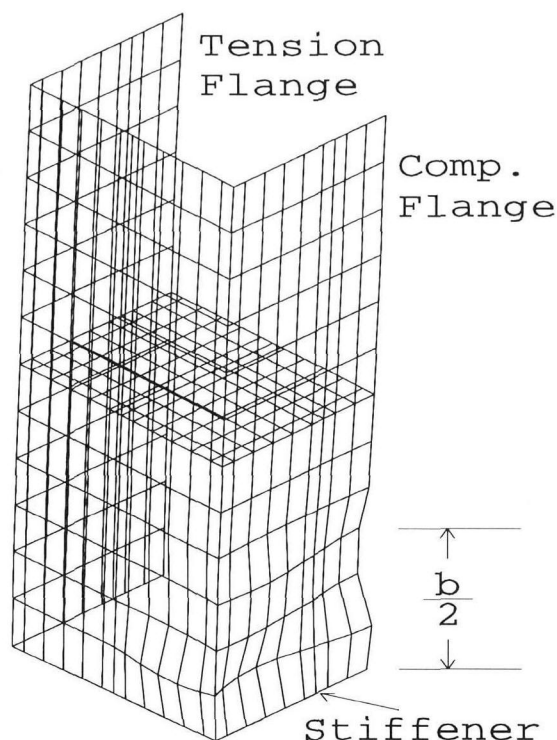


Fig. 14 Local Bucking Mode of Stiffened Box Column from Analysis ($R_f = 0.5$, $\bar{\lambda} = 0.40$, $P/P_y = 0.2$)

部座屈は現れやすく強度が低下し、 $\bar{\lambda}$ が大きいほど $P-\Delta$ 効果の影響が大きく強度が低下する傾向にある。

- 幅厚比パラメータ R_f が 0.3 のときは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.4 以下、幅厚比パラメータ R_f が 0.5 のときは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.25 の場合には、全塑性水平耐荷力 H_{pc} 以上の耐荷力が期待できる。
- 局部座屈の影響がほとんど見られない $R_f=0.3$ の場合、 $\bar{\lambda}=0.25$ ではひずみ硬化の影響がみられ、荷重は上昇も降下もせずほぼ一定値となるが、 $\bar{\lambda}$ が 0.4 以上ではひずみ硬化の影響よりも、 $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなり荷重は降下する。幅厚比 R_f が 0.7 から 0.3 へ小さくなるにつれて、細長比 $\bar{\lambda}$ の値によらず、 H_{max} は 10% 程度上昇する。しかし、無補剛断面に比べると、 H_{max} は全体的に低めである。
- 最高荷重での変形能 δ_m については、細長比が小さい場合 ($\bar{\lambda} = 0.25$) を除いて、幅厚比を 0.7 から 0.3 へ小さくしても、2 倍以上の大きな増大は期待できない (Fig. 17(b))。
- 最高荷重以後の変形能 δ_{95} については、細長比が 0.25 の場合には、幅厚比を 0.7 から 0.3 へ小さくすると、2 倍以上の増大が期待できる。細長比が 0.4 以上では、幅厚比を同様に小さくしても、 δ_{95} はある程度上昇するが、2 倍以上の大きな上昇に

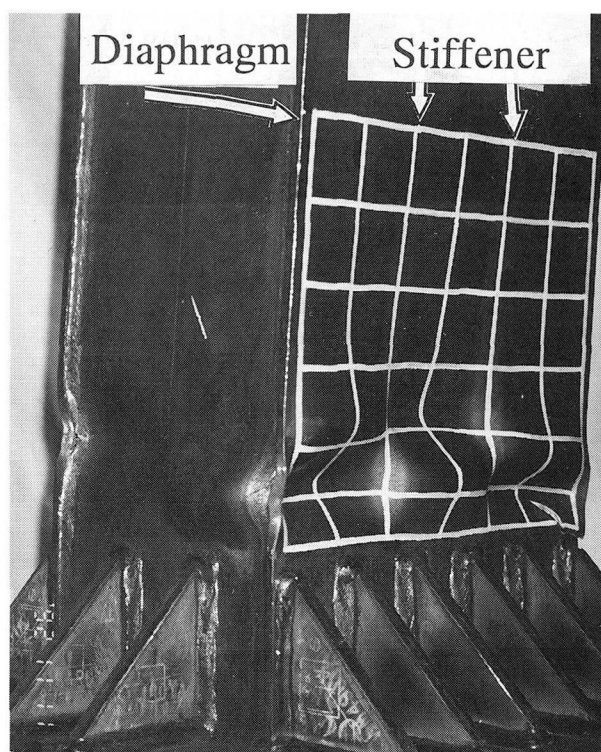


Fig. 15 Local Bucking Mode from Experiment at $7\delta_{y0}$

はつながらない (Fig. 17(c))。

- 最高荷重以後の変形能 δ_u については、細長比の大小によらず、幅厚比を 0.7 から 0.3 へ小さくすることにより、3 倍以上の増大が期待できる (Fig. 17(d))。

なお、無補剛断面の場合と同様に、上記の 6. は最高荷重後の変形能を積極的に利用しようとする耐震極限設計法^{1) - 4)}において重要な意味を持つ。

4.3 軸力比の影響

軸力比 P/P_y が強度と変形能に及ぼす影響を考察するために Fig. 18 に、 $R_f=0.5$ の場合の荷重-変位曲線を、Fig. 19 に強度と変形能の P/P_y による変化をプロットしたものを示す。これらの図から以下のようなことが言える。

- 無補剛断面と同様に、強度および変形能は、軸力比の大きさに左右され、軸力比が大きいほど強度、変形能ともに低下する。特に、細長比が大きい場合に影響力が大である。
- 軸力比の変化による、 H_{max} の変化は、幅厚比の大小に関わらずほぼ同程度となる (Fig. 19)。
- 幅厚比が $R_f \geq 0.5$ では、軸力比によらず δ_m はほぼ同じ値となる。
- 最高荷重以後の変形能 δ_{95} は、 $R_f \leq 0.4$ において軸力比の影響を強く受ける。 δ_u については、 R_f に

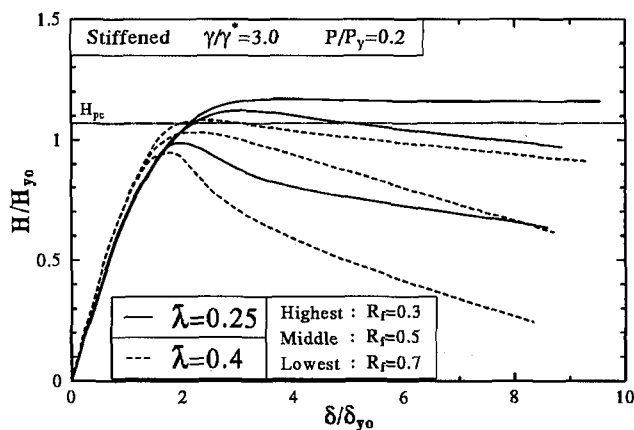


Fig. 16 Horizontal Load vs. Horizontal Displacement Curves (Stiffened)

よらず軸力比の影響を強く受ける。

4.4 補剛材剛比の違いによる影響

これまでの解析では補剛材の剛比と最適剛比の比 γ/γ^* を 3.0 としてきた。 γ/γ^* を 1.0 から 3.0 とすることにより強度、変形能を大きく上昇させることができるが、3.0 以上であれば大きな変化は無いという実験結果がある²⁾。ここでは、その実験結果を検証する意味で、 γ/γ^* を 1.0, 3.0, 5.0, 10.0 と変化させた部材 ($R_f = 0.5, \bar{\lambda} = 0.4, P/P_y = 0.2$) について解析を行った結果を Fig. 20 に示す。この図より次のことが分かる。

1. 最高荷重に対する影響を考えた場合、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ から 3.0 にすることにより、 H_{max} は約 7% 上昇するが、それ以上剛比を高くしても強度の上昇はあまり期待できない。
2. 最高荷重時での変位 δ_m は、 γ/γ^* を上げてても大きな増大は期待できない。
3. δ_{95}, δ_u については、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ から $\gamma/\gamma^* = 3.0$ とすることにより、変形量の増大が期待でき、 δ_u については 2 倍近い増大となる。しかし γ/γ^* を 3.0 より大きくしても、1.0 から 3.0 にしたほどの変形能の上昇は期待できない。
4. 以上の結果は、実験より得られた事実と一致する。

4.5 補剛材の降伏応力の違いによる影響

補剛材の降伏応力を板パネルのそれよりも高める (ハイブリッド補剛板) ことによる強度と変形能の影響に関する検討を行う。ハイブリッド補剛板の意図するところは、補剛材の部分的塑性化をその降伏応力を高めることで遅れさせ、剛性の極端な低下を防止すると

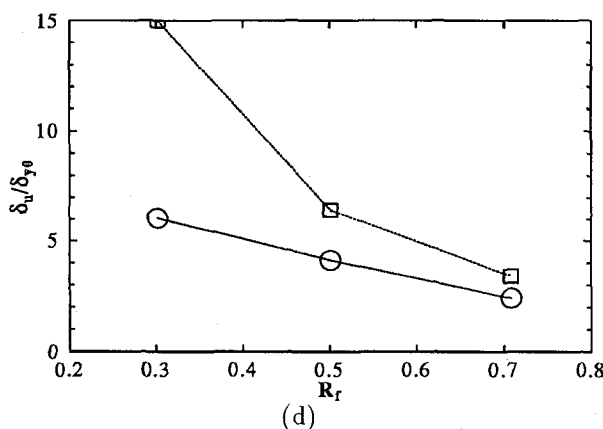
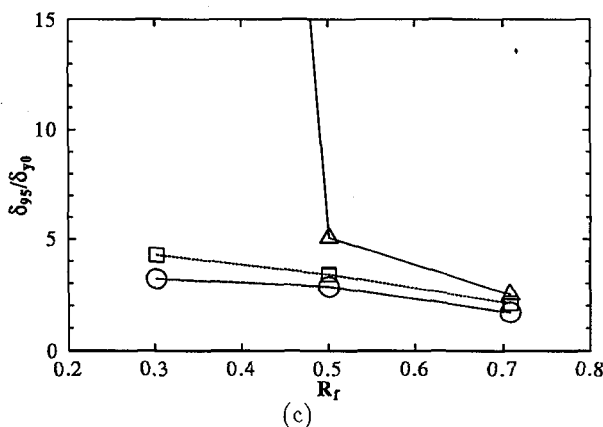
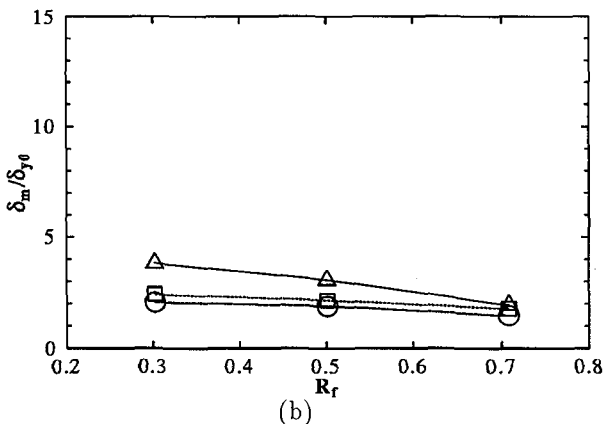
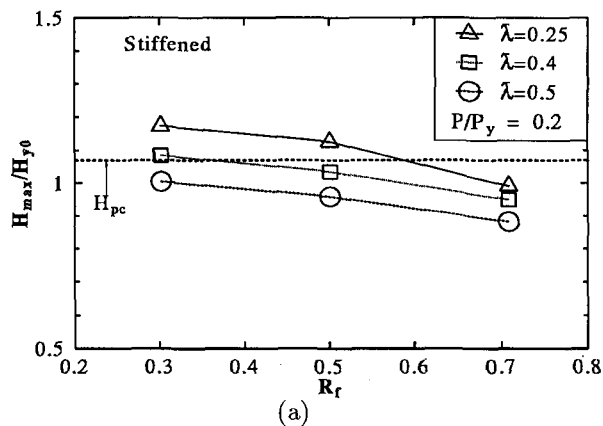


Fig. 17 Effect of R_f on H_{max} , δ_m , δ_{95} and δ_u (Stiffened)

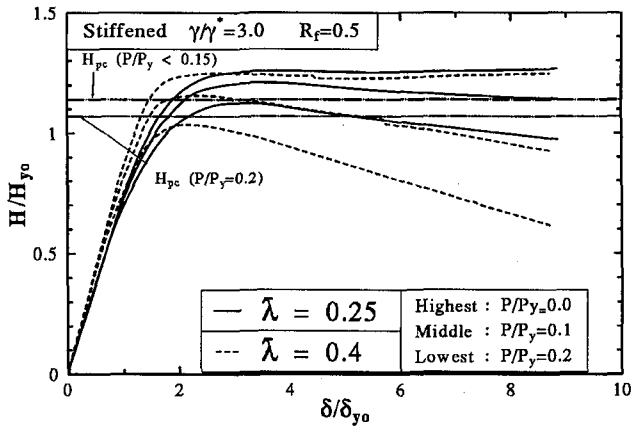


Fig. 18 Effect of P/P_y on Load vs. Displacement Curves (Stiffened)

ころにある¹⁴⁾。解析は、 $R_f=0.5$ 、 $\bar{\lambda}=0.4$ 、 $P/P_y=0.2$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、補剛材幅厚比 $R_s = 0.6$ と仮定し、補剛材の降伏応力を板パネルの降伏応力の1.5および2.0倍と変化させた。解析結果を Fig. 21 に示す。

これらの図から、ハイブリッド構造にすることにより強度、変形能とも上昇が期待でき、 $\sigma_{ys}/\sigma_y=1.5$ で概略、強度で10%程度、変形能で25%程度の大きな上昇が期待できることが分かる。

4.6 補剛材幅厚比の違いによる影響

補剛材の幅厚比の違いによる強度と変形性能に関する影響を調べる。今回主に解析した補剛断面における補剛材幅厚比 R_s は0.6であるが、ここでは、0.3, 0.5 および道路橋示方書¹¹⁾の限界幅厚比である0.7について、解析を行った。

Fig. 22に強度と変形性能の無次元化した値をそれぞれ縦軸と横軸にとり、補剛材幅厚比 R_s の違いによる強度と変形性能に及ぼす影響に関する傾向を調べた。ただし、 $R_f=0.5$ 、 $\bar{\lambda}=0.4$ 、 $P/P_y=0.2$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、である。この図から分かるように、補剛材の幅厚比による影響はほとんど無い。

5. 結論

本研究により得られた結果をまとめると以下のようになる。

無補剛断面部材

- 荷重－変位曲線は、強度を上昇させる効果を持つひずみ硬化と、強度を低下させる効果を持つ局部座屈および $P - \Delta$ 効果の大小によって決定され、 R_f が大きいほど局部座屈は現れやすく強度が低下し、 $\bar{\lambda}$ が大きいほど $P - \Delta$ 効果の影響が大きく強

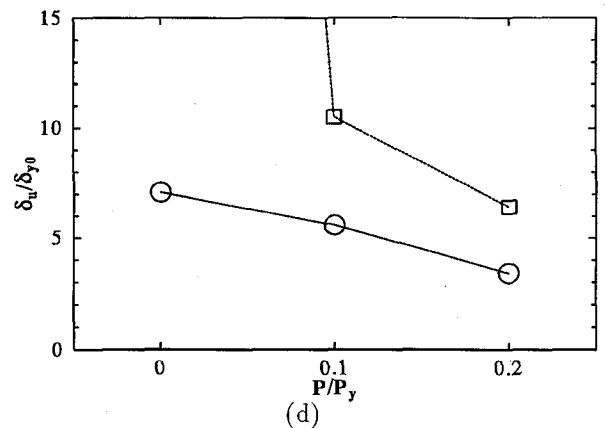
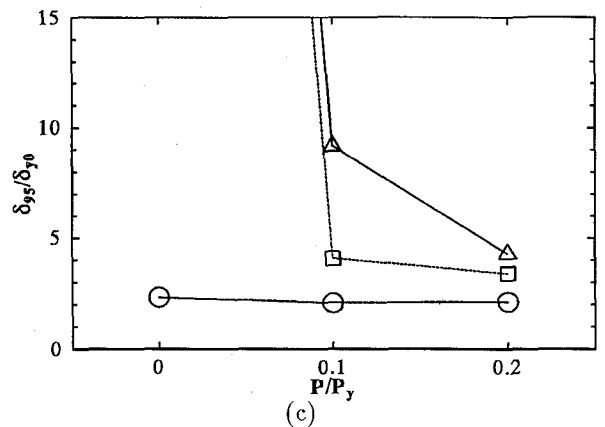
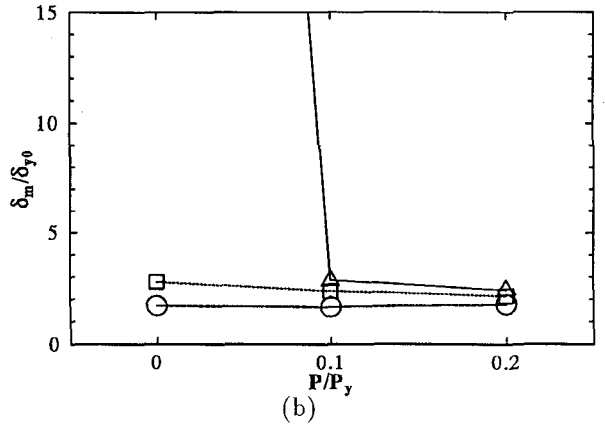
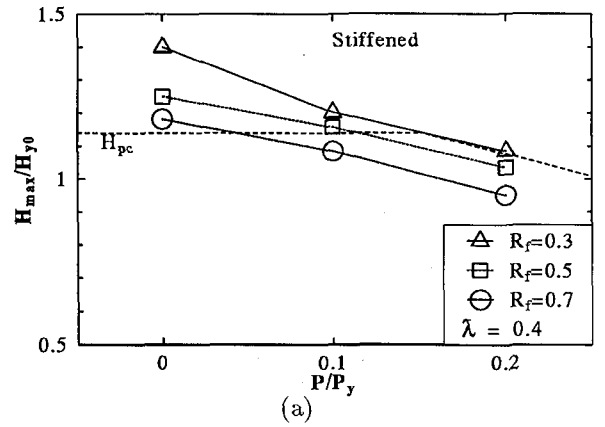


Fig. 19 Effect of P/P_y on H_{max} , δ_m , δ_{95} and δ_u (Stiffened)

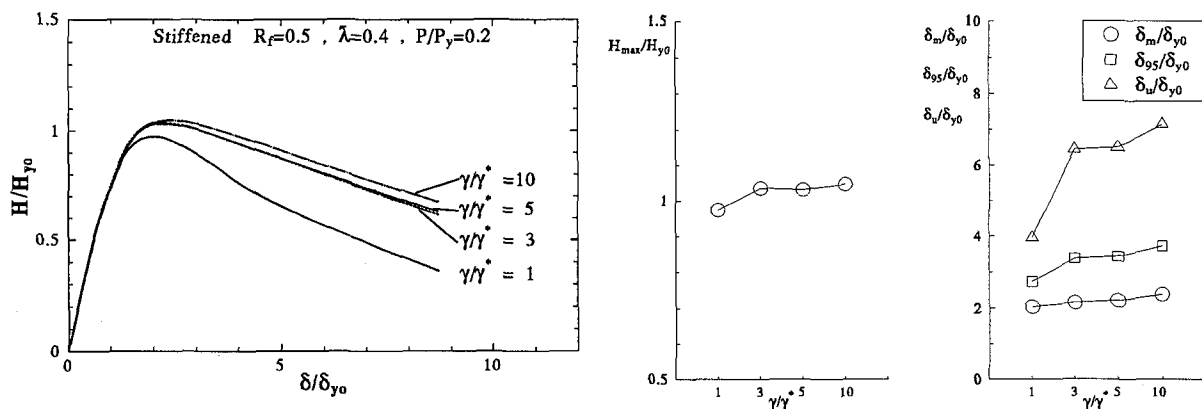


Fig. 20 Effect of Relative Flexural Rigidity of Stiffener (γ/γ^*)

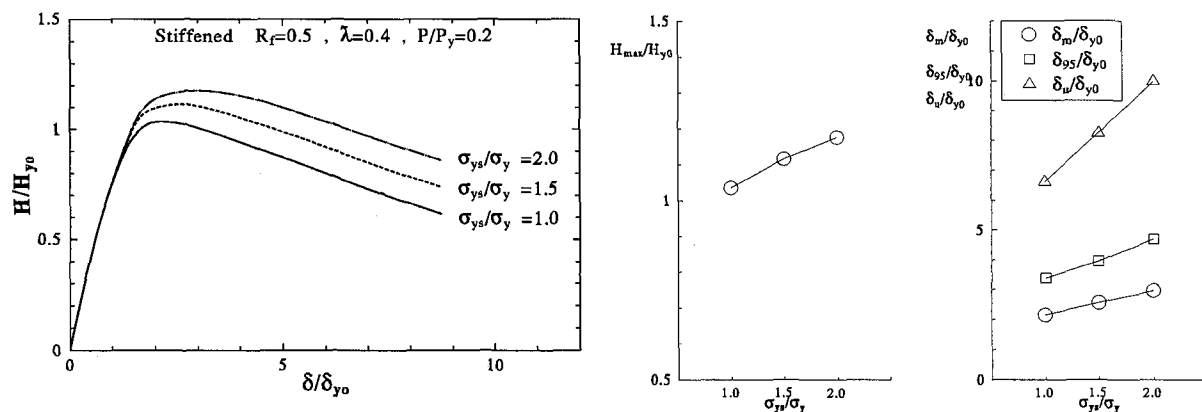


Fig. 21 Effect of σ_{yS}/σ_y Ratio

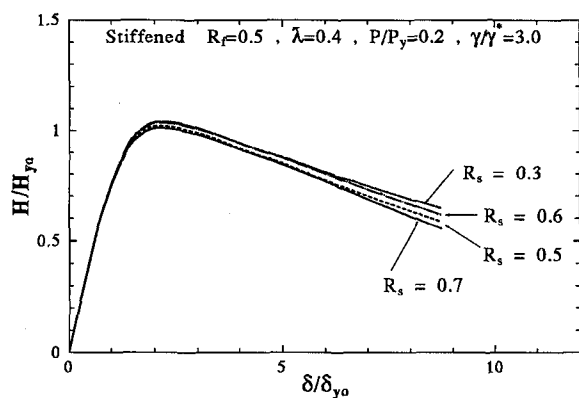


Fig. 22 Effect of Width-Thickness Ratio of Stiffener

度が低下する。

2. 幅厚比パラメータ R_f が小さい場合 ($R_f \leq 0.6$) には細長比パラメータの値が $\bar{\lambda} \leq 0.5$ であれば、全塑性水平耐荷力 H_{pe} 以上の耐荷力が期待できる。
3. 局部座屈の影響がほとんど見られないような $R_f =$

0.3 の場合、 $\bar{\lambda}=0.25$ ではひずみ硬化の影響が大きく荷重降下域が存在しないが、 $\bar{\lambda}=0.4$ ではひずみ硬化の影響よりも、 $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなり荷重は降下する。

4. 細長比が大きい場合 ($\bar{\lambda} \geq 0.4$) には、 $P-\Delta$ 効果の影響により最高荷重 H_{max} の上昇はあまり期待できず、 δ_m も増大が期待できない。ただし、細長比が小さい場合 ($\bar{\lambda} = 0.25$) はひずみ硬化の影響によりある程度の荷重の上昇と変形能の増大が期待できる。
5. 最高荷重以後の変形能 δ_{95} , δ_u については、細長比の大小によらず、幅厚比を 0.8 から 0.4 へ小さくすることにより、2 倍以上の増大が期待でき、このことは最高荷重後の変形能を積極的に利用しようとする耐震極限設計法において重要な意味を持つ。
6. 軸力比 P/P_y は、 $P-\Delta$ 効果に影響を及ぼす。すなわち、軸力比が大きいほど強度、変形能ともに低下する。特に、細長比が大きい場合に影響力が大きい。
7. 軸力比の変化による H_{max} の変化は幅厚比の大小

に関わらずほぼ同程度となり、幅厚比が $R_f \geq 0.6$ では、軸力比によらず δ_m はほぼ同程度の値となる。

8. 最高荷重以後の変形能 δ_{95} , δ_u は、軸力比の影響を強く受ける。

補剛断面部材

1. 基本的に補剛断面も無補剛断面と同様な傾向を示し、無補剛断面の項目1~8については、無補剛の場合と非常に類似した傾向を示す。ただし、項目2については、上昇の期待できるパラメータの範囲は、無補剛の場合より狭くなる。また、項目4については、細長比を0.25にしたとしても、無補剛の場合ほど H_{max} の上昇は期待できない。
2. 補剛材剛比を $\gamma/\gamma^*=1.0$ から3.0 にすることにより、若干の H_{max} の上昇はあるが、それ以上 γ/γ^* を上げて最高荷重 H_{max} および変位 δ_m の大きな増大は期待できない。
3. δ_{95} , δ_u については、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ から $\gamma/\gamma^*=3.0$ とすることにより、変形量の増大が期待でき、 δ_u については2倍近い増大となる。しかし γ/γ^* を3.0より大きくしても、1.0から3.0にしたほどの変形能の上昇は期待できない。
4. 補剛材の降伏応力を板パネルのそれよりも高めてハイブリッド構造にすることにより、強度および変形能ともかなりの上昇が期待できる。
5. 補剛材の幅厚比による強度および変形能に対する影響はほとんど無い。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.37A, pp.121-134, 1991.
- 2) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 3) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集 Vol.39A, pp.235-247, 1993.

- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.507/I-30, 1995.
- 5) Kawasima, K., Macrae, G. A. and Hasegawa, K.: The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Test, Journal of Research, Public Works Research Institute, Vol.29, 1992, 3.
- 6) 家村浩和, 中山裕章, 岡重洋, 前田英輝, 今村栄次: 高密度補剛による薄肉鋼構造部材の地震時変形性能の向上, 第9回日本地震シンポジウム, 1994.
- 7) 渡邊英一, 杉浦邦征, 宇都宮智昭, 北根安雄, 南荘淳: 強度と変形能を考慮した鋼製箱形橋脚の合理的断面設計, 第9回日本地震シンポジウム, 1994.
- 8) 富永知徳, 安波博道: 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.40A, pp.189-200, 1994.
- 9) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会: 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 1993年8月.
- 10) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会: 鋼構造物の新技術に関する調査研究報告書 (I. 耐震設計に関する研究)・同資料集, 1994年3月.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書 (II 鋼橋編), 丸善, 1980.
- 12) 西村宣男, 小松定夫, 西出俊亮, 西村良司: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式, 構造工学論文集 Vol.33A, pp.171-182, 1987.
- 13) 山尾敏孝, 崎元達郎: 板要素とはり要素の結合による薄肉鋼構造物の有限変位弾塑性解析, 構造工学論文集 Vol.32A, pp.291-302, 1986.
- 14) 宇佐美勉: 補剛材付き板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度, 土木学会論文集, No.228, pp.13-28, 1974.
- 15) Usami, T., Wada, M., Kato, M., Hanbin, G.: ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH OF PLATE ASSEMBLES, Proc. International Conference on Steel and Aluminium Structures, Singapore, pp.471-480, 1991.
- 16) 北田俊行: 圧縮力を受ける鋼板及び補剛鋼板の極限強度に関する研究, 大阪大学学位論文, 1980.2.
- 17) 葛漢彬, 宇佐美勉, 織田博孝: 局部座屈を考慮した無補剛箱形短柱のモーメント-軸力-曲率関係の定式化, 土木学会論文集へ投稿中
- 18) Hanbin, G., Usami, T.: Development of earthquake-resistant ultimate strength design method for concrete-filled steel structures, NUCE Research Report No.9401, Dept. of Civil Eng. NAGOYA university, 1994.3.
- 19) 日本マーク株式会社: MARC プログラム ユーザズ・マニュアル, Vol.A~Vol.E, 1990.
- 20) 宇佐美勉: 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集 Vol.36A, pp.79-88, 1990.
- 21) 福本秀士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.

(1994年9月14日 受付)