

# 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE ELASTO-PLASTIC CYCLIC BEHAVIOR OF STIFFENED BOX MEMBERS

宇佐美勉\*・水谷慎吾\*\*・青木徹彦\*\*\*・伊藤義人\*\*\*\*・安波博道\*\*\*\*\*

By Tsutomu Usami, Shingo Mizutani, Tetsuhiko Aoki, Yoshito Itoh and Hiromiti Yasunami

Tests of nine cantilever thin-walled steel box column specimens modelling steel bridge piers were undertaken under constant compressive axial loads and cyclic lateral loads. The test specimens are of stiffened box sections. In order to examine the possibility of increasing the column's ductility capacity, two concrete-filled column specimens and one hybrid stiffened column specimen in which a higher grade of steel is used for the stiffeners than for the plate panels were also tested. The test results are evaluated using both energy-absorption capacity and a newly defined ductility factor which takes into account the effect of plate local buckling. It has been shown that both the concrete-filled columns and the hybrid stiffened column increase both ductility and energy-absorption capacity significantly.

## 1 緒言

本研究は鋼製橋脚などの薄肉鋼構造物の耐震設計法の確立を究極の目的とした実験的研究である。前報の研究[1]では、総計25体の無補剛および補剛箱形断面よりなる鋼製橋脚モデル(片持柱)に上部構造の重量を想定した一定鉛直荷重と地震力を想定した繰返し水平荷重が作用したときの弾塑性挙動、強度劣化、剛性低下、エネルギー吸収能などを実験的に求めた。さらに、局部座屈の影響を考慮した新しい塑性率を新たに定義し、道路橋示方書・V耐震設計編[2]に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式から、設計水平震度に等価な震度を各供試体について求めた。

本論文では、前報の実験の継続として行われた実験[3]の内、補剛箱形断面圧縮部材に関する実験結果について報告する。この実験は、主として靱性の高い圧縮部材の開発を目的として行われたもので、現行の道路橋設計示方書[4]の縦方向補剛材必要剛比 $\gamma_{req}$ よりも高い剛性を持つ供試体、縦方向補剛材の降伏応力を板パネルのそれよりも高くした供試体(ハイブリッド部材)、コンクリートを中詰めした供試体、の実験を含んでいる。以下の記述において、前論文とは文献[1]を指すものとする。

\* 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)

\*\* 工修 日本鋼管株式会社 技術開発本部鉄鋼研究所 (〒210 川崎市川崎区南渡田町)

\*\*\* 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-03 豊田市八草町)

\*\*\*\* 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

\*\*\*\*\* 工修 新日本製鐵株式会社 技術開発本部 鋼構造研究開発センター主任研究員  
(〒299-12 富津市新富)

## 2 実験の概要

### (1) 実験計画および実験供試体

鋼製橋脚の耐震性能を検討する実験，次のようなパラメータが考えられる[1]：①鋼種，②構造形態，③断面形，④構成板要素の幅厚比（または径厚比），⑤細長比，⑥補剛材の剛性，⑦構成板の溶接集成方法，⑧軸圧縮力の大きさ，⑨载荷条件，などである．この研究では，Fig. 1およびTable 1に示すようなSS400鋼材よりなる9体の補剛箱形断面片持柱（断面の高さと幅の比 $d/b=2/3$ ）の繰り返し载荷実験を行った．Table 1に使用されている記号の内，幅厚比パラメータ $R_f$ および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される．

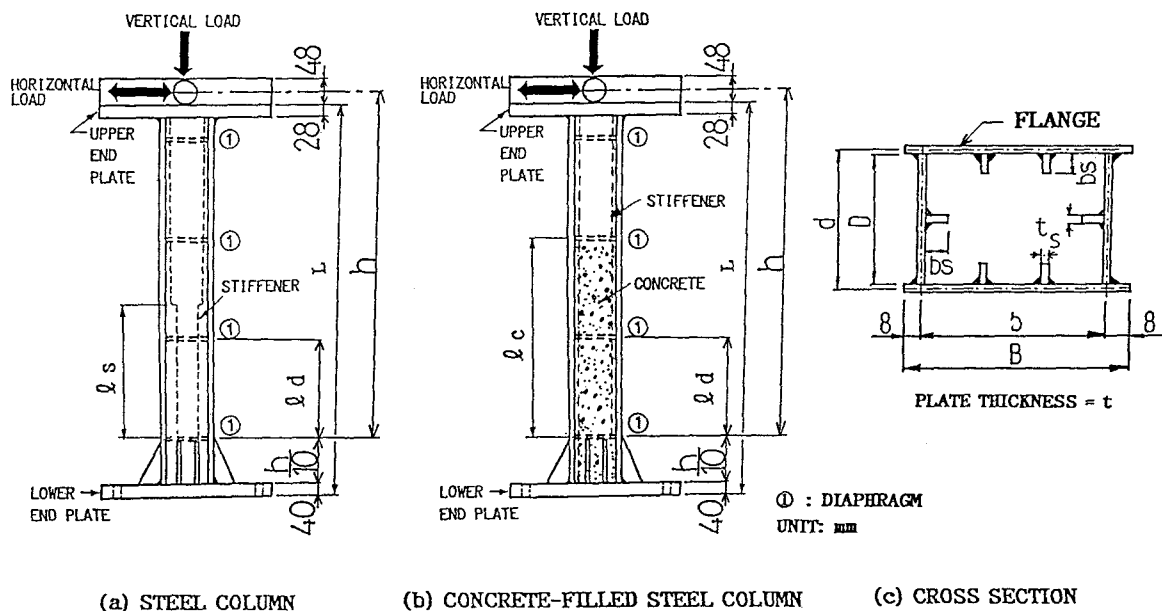


Fig. 1 Test Specimens

Table 1 Parameters of Test Specimens

| Specimen | $\bar{\lambda}$ | $R_f$ | $\frac{\gamma}{\gamma_{req}}$ | $\frac{l_s}{h}$ | $\frac{l_c}{h}$ | $\frac{l_d}{b}$ | $\frac{P}{P_y}$ | Remarks           |
|----------|-----------------|-------|-------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|
| SS 1     | 0.5             | 0.45  | 3                             | 1.0             | —               | 1.0             | 0.2             | —                 |
| SS 2     | 0.4             | 0.45  | 3                             | 1.0             | —               | 1.0             |                 | —                 |
| SS 3     | 0.5             | 0.45  | 5                             | 0.3             | —               | 1.0             |                 | Stepped Stiffener |
| SS 4     | 0.5             | 0.45  | 5                             | 0.5             | —               | 1.0             |                 | Stepped Stiffener |
| SS 5     | 0.5             | 0.45  | 5                             | 1.0             | —               | 1.0             |                 | —                 |
| SS 6     | 0.5             | 0.45  | 5                             | 1.0             | —               | 1.0             |                 | Hybrid Member     |
| SS 7     | 0.5             | 0.45  | 13.6                          | 1.0             | —               | 0.5             |                 | —                 |
| SS 8     | 0.5             | 0.45  | 1                             | 1.0             | 0.3             | 1.0             |                 | Concrete Filled   |
| SS 9     | 0.5             | 0.45  | 1                             | 1.0             | 0.5             | 1.0             |                 | Concrete Filled   |

Note:  $\bar{\lambda} = E \cdot \lambda$ ,  $R_f = E \cdot f$ ,  $\gamma$  = Relative Flexural Rigidity,  $\gamma_{req}$  = Required Relative Flexural Rigidity,  $l_s$  = Length of Stiffener with Higher Stiffness,  $l_c$  = Length of Filled Concrete,  $l_d$  = Distance between Diaphragms,  $h$  = Column Height,  $b$  = Width of Flange,  $P$  = Axial Load,  $P_y$  = Squash Load

$$R_t = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad \bar{\lambda} = \frac{K h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1, 2)$$

ここで、 $b$  = 板幅、 $t$  = 板厚、 $\sigma_y$  = 降伏応力、 $E$  = 弾性係数、 $\nu$  = ポアソン比、 $k$  = 板の座屈係数（無補剛断面の場合4.0、補剛断面の場合 $4n^2$ 、 $n$  = 補剛材で囲まれたサブパネル数）、 $K$  = 有効座屈長係数（=2.0）、 $h$  = 部材長、 $r$  = 鋼断面の断面2次半径である。フランジ板の幅厚比 $R_t$ は0.45に固定し、細長比 $\bar{\lambda}$ は1体の供試体(SS2)を除いて0.5である。構成板の溶接方法は脚長6mmの片面すみ肉溶接を使用している。供試体の上部には、載荷板をボルト接合するため28mmの鋼板が溶接されており、下部には、供試体を実験床に固定するため40mmの鋼板が溶接されている。供試体SS3およびSS4は、階段状の補剛材を持ち、最下端ダイアフラムから $\ell_s$ の高さだけフランジの縦方向補剛材剛比 $\gamma$ が道示の縦方向補剛材の必要剛比 $\gamma_{req}$ の5倍となるように設計しており、残りの部分およびウェブの補剛材は $\gamma/\gamma_{req}=1.0$ としている。供試体SS6はいわゆるハイブリッド補剛板よりなる供試体で、補剛材の鋼種にSM490Y（公称降伏点応力=353MPa）を使用し、板パネルの鋼材の降伏点応力よりも上げてある。これは、補剛材の降伏を板パネルの降伏より遅らせ、初期の剛性を持続させることにより、板パネルの座屈変形の防止をねらったものである。供試体SS7では、供試体下端のダイアフラム位置から2パネルのみダイアフラム間隔を他の供試体の半分( $b/2$ )にとり、補剛材剛比を $\gamma/\gamma_{req}=13.6$ に高めてある。供試体SS8、SS9には、それぞれ、最下端ダイアフラム位置から部材長 $h$ の30%、50%の位置に取り付けたダイアフラムまで中詰めされている。コンクリートは、下部の端プレートの中央付近にあげた穴から供試体内部に流し込んだ。Table 2に全供試体の実測寸法を示す。

Table 2 Measured Dimensions of Test Specimens

| Specimen | L    | h    | $\ell_d$ | B    | D    | t    | bs   | ts   | $\frac{\gamma}{\gamma_{req}}$ | $\ell_s$ | $\ell_c$ | $\lambda$ | Rf    | Rw    |
|----------|------|------|----------|------|------|------|------|------|-------------------------------|----------|----------|-----------|-------|-------|
|          | (mm) | (mm) | (mm)     | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |                               | (mm)     | (mm)     |           |       |       |
| SS1      | 1854 | 1671 | 296      | 312  | 202  | 4.51 | 44.0 | 4.36 | 3.23                          | 1854     | ----     | 0.490     | 0.430 | 0.427 |
| SS2      | 1354 | 1216 | 296      | 309  | 201  | 4.51 | 44.0 | 4.36 | 3.23                          | 1854     | ----     | 0.356     | 0.426 | 0.425 |
| SS3      | 1854 | 1671 | 296      | 311  | 202  | 4.51 | 50.0 | 4.31 | 5.03                          | 556      | ----     | 0.495     | 0.429 | 0.426 |
| SS4      | 1854 | 1671 | 296      | 311  | 202  | 4.51 | 50.0 | 4.31 | 5.03                          | 927      | ----     | 0.495     | 0.429 | 0.426 |
| SS5      | 1854 | 1671 | 296      | 311  | 202  | 4.51 | 50.0 | 4.31 | 5.03                          | 1854     | ----     | 0.495     | 0.429 | 0.427 |
| SS6      | 1854 | 1671 | 296      | 312  | 202  | 4.51 | 50.0 | 6.25 | 5.39                          | 1854     | ----     | 0.521     | 0.446 | 0.427 |
| SS7      | 1854 | 1671 | 148      | 310  | 202  | 4.51 | 50.0 | 4.31 | 13.6                          | 1854     | ----     | 0.495     | 0.428 | 0.427 |
| SS8      | 1854 | 1671 | 296      | 311  | 201  | 4.51 | 44.0 | 4.36 | 1.16                          | 1854     | 556      | 0.490     | 0.429 | 0.424 |
| SS9      | 1854 | 1671 | 296      | 311  | 201  | 4.51 | 38.0 | 4.39 | 0.98                          | 1854     | 927      | 0.487     | 0.430 | 0.424 |

Note: L=Total Length of Specimen, B=Width of Flange Plate, D=Width of Web Plates, t=Thickness of Plate, bs=Width of Stiffener, ts=Thickness of Stiffener, Rw=Width-thickness Ratio Parameter of Web Plate.

## (2) 実験装置

実験装置は、前論文で使用したものに多少の改良を行ったものを使用した。基本的には同一であるので、詳細については文献[3]を参照されたい。Fig. 2は実験中の写真を示す。

## (3) 載荷方法

荷重条件は、一定鉛直荷重の基で柱上端部に繰り返し水平荷重（定変位繰り返し荷重）が作用する条件で行い、鉛直荷重の大きさは供試体の全断面降伏軸力 $P_y$ の0.2倍にとった。

水平荷重の載荷プログラムは水平荷重載荷位置（Fig. 1参照）での変位 $\delta$ の振幅が一定の条件で行い、Fig. 3に示すよう、各変位振幅で3回ずつの反復載荷を行った。ただし、2サイクル目の最終荷重（各変位振幅での正方向の最大変位に対応する荷重）が1サイクル目の最終荷重に比べ、変化率が3%以内であれば3サイクル目の載荷は省略した。Fig. 3における記号は

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3 E I} \quad H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (3, 4)$$

であり、 $M_y$ =降伏モーメント、 $I$ =断面2次モーメントである。なお、 $M_y$ 、および $I$ の計算には、コンクリートを無視している。

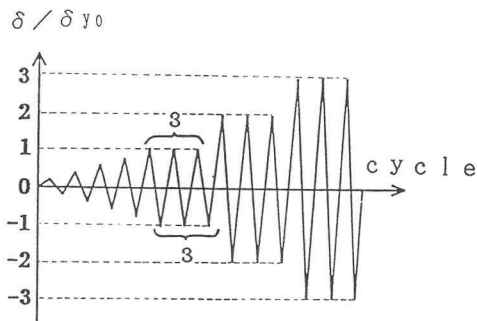


Fig. 3 Displacement History

### 3 実験結果および考察

#### (1) 材料定数

板パネルおよび補剛材の材料定数はJIS 5号引張試験片で行い、中詰めコンクリートの材料定数はJIS A 1132の供試体（ $\phi = 100\text{mm}$ 、長さ200mmのシリンダー供試体）の圧縮試験によって行った。コンクリートの圧縮試験は、柱供試体の実験と同一の日に行った。得られた材料定数の値の平均値をTable 3に示す。同表よりハイブリッド供試体の補剛材(SM490Y)の降伏応力と板パネル(SS400)の降伏応力の比は、 $365/266=1.37$ である。

#### (2) 破壊モード

鋼のみの供試体(SS1-SS7)の破壊モードは前論文のそれとほぼ同じようであった。すなわち、供試体最下部のパネル(3角リブの上のパネル)の両フランジ面に凹状の局部屈服、両ウェブ面に凸状の局部屈服波形

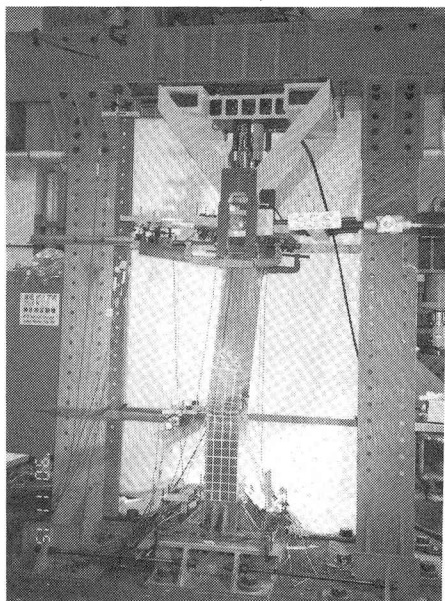


Fig. 2 Test Setup

Table 3(a) Material Properties (Steel)

| Plate     | E<br>(GPa) | $\sigma_y$<br>(MPa) | $\epsilon_y$<br>(%) | $\nu$ | Est<br>(GPa) | $\epsilon_{st}$<br>(%) | Remarks      |
|-----------|------------|---------------------|---------------------|-------|--------------|------------------------|--------------|
| Panel     | 197        | 266                 | 0.134               | 0.269 | 9.36         | 1.53                   | SS400 Steel  |
| Stiffener | 198        | 298                 | 0.151               | 0.258 | 8.47         | 2.33                   | SS400 Steel  |
| Stiffener | 203        | 365                 | 0.179               | 0.253 | 6.82         | 1.55                   | SM490Y Steel |

Note: E=Young's Modulus,  $\sigma_y$ =Yield Stress,  $\epsilon_y$ =Yield Strain  
 $\nu$ =Poisson's Ratio, Est=Strain-Hardening Modulus,  
 $\epsilon_{st}$ =Strain at onset of Strain-Hardening

Table 3(b) Material Properties (Concrete)

| Column Test Specimen | Days Tested | $E_c$<br>(GPa) | $f_c'$<br>(MPa) | $\nu$ |
|----------------------|-------------|----------------|-----------------|-------|
| SS8                  | 46          | 28.2           | 39.8            | 0.157 |
| SS9                  | 48          | 28.3           | 40.0            | 0.157 |

Note:  $E_c$ =Young's Modulus,  $f_c'$ =Uniaxial Compressive Cylinder Strength

が最高荷重付近で見られ、逆方向に水平荷重が加わっても座屈波形は完全には元に戻らず、その振幅が荷重の繰り返しごとに大きくなり、最終的には最下端パネルのフランジとウェブのすみ肉溶接部の割れまたはすみ肉溶接線に直角方向の母材のクラックが生じて耐力を失っていった。溶接部の割れまたはクラックは、概略、最大水平荷重に対応する水平変位 ( $\delta_m$ ) の2ないし3倍の変位で生じた。なお、ハイブリッド供試体 (SS6) は、局部座屈変形がSS5供試体に比べて小さく、補剛材の降伏を遅らせることによる局部座屈変形防止の機能がある程度果たしていた。また、最下端のパネルのダイアフラム間距離を他の供試体の半分にしたSS7供試体についても、座屈変形は最下端パネルのみに生じた。

コンクリートを供試体基部から0.3hまで充填した供試体SS8では、まず微少な局部座屈変形が最下端パネルフランジ板に生じ、ついでコンクリートを充填していない部分の最下端パネルのフランジ板に発生した。前者の座屈波形はその後ほとんど成長しなかったが、後者の座屈変形は荷重を繰り返すごとに成長し、供試体の横方向変形のほとんどはこの部分で発生している。すなわち、この供試体のエネルギー吸収能力は、コンクリートを充填した部分のすぐ上の鋼材のみのパネルの変形能力に左右されると考えて良い。一方、コンクリートを0.5hまで充填したSS9供試体では、局部座屈はコンクリートが充填してある最下端部パネルにのみ発生し、その変形は他の供試体に比べわずかであった。これは当然のことながらコンクリートにより局部座屈変形が防止されていたにほかならない。従って、この供試体のエネルギー吸収能力は、概略、鋼とコンクリートの合成断面部材の変形能力に左右されると考えて良いと思われる。実験終了後、供試体下部のフランジ板をガス切断して充填コンクリートを観察したところ、局部座屈が発生している部分のコンクリートはほとんどぐしゃぐしゃになるほど損傷を生じていたが、その他の部分にはほとんど損傷はみられなかった。従って、板パネルの局部座屈変形は、繰り返し荷重によってコンクリートにクラックが生じかなり損傷を起こした後に生じたと考えられる。

Fig. 4 (a), (b)はそれぞれ供試体SS8, SS9の実験後の変形状態を示す。SS8の場合は局部座屈変形はおもにコンクリートを充填していない部分に生じ、SS9は微少な局部座屈変形が供試体基部に生じていることが分かる。

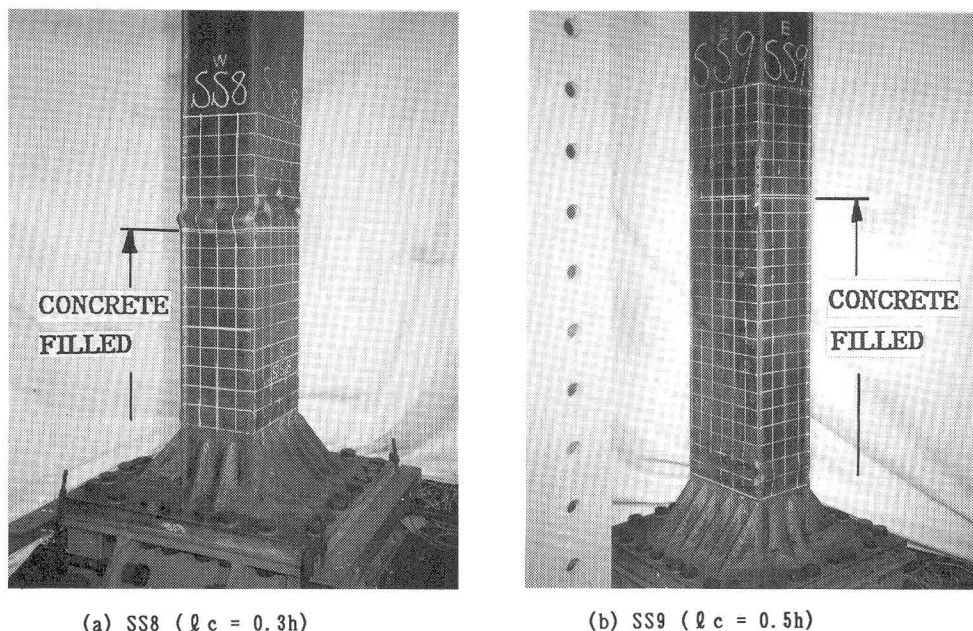


Fig. 4 Concrete-filled Test Specimens after Failure

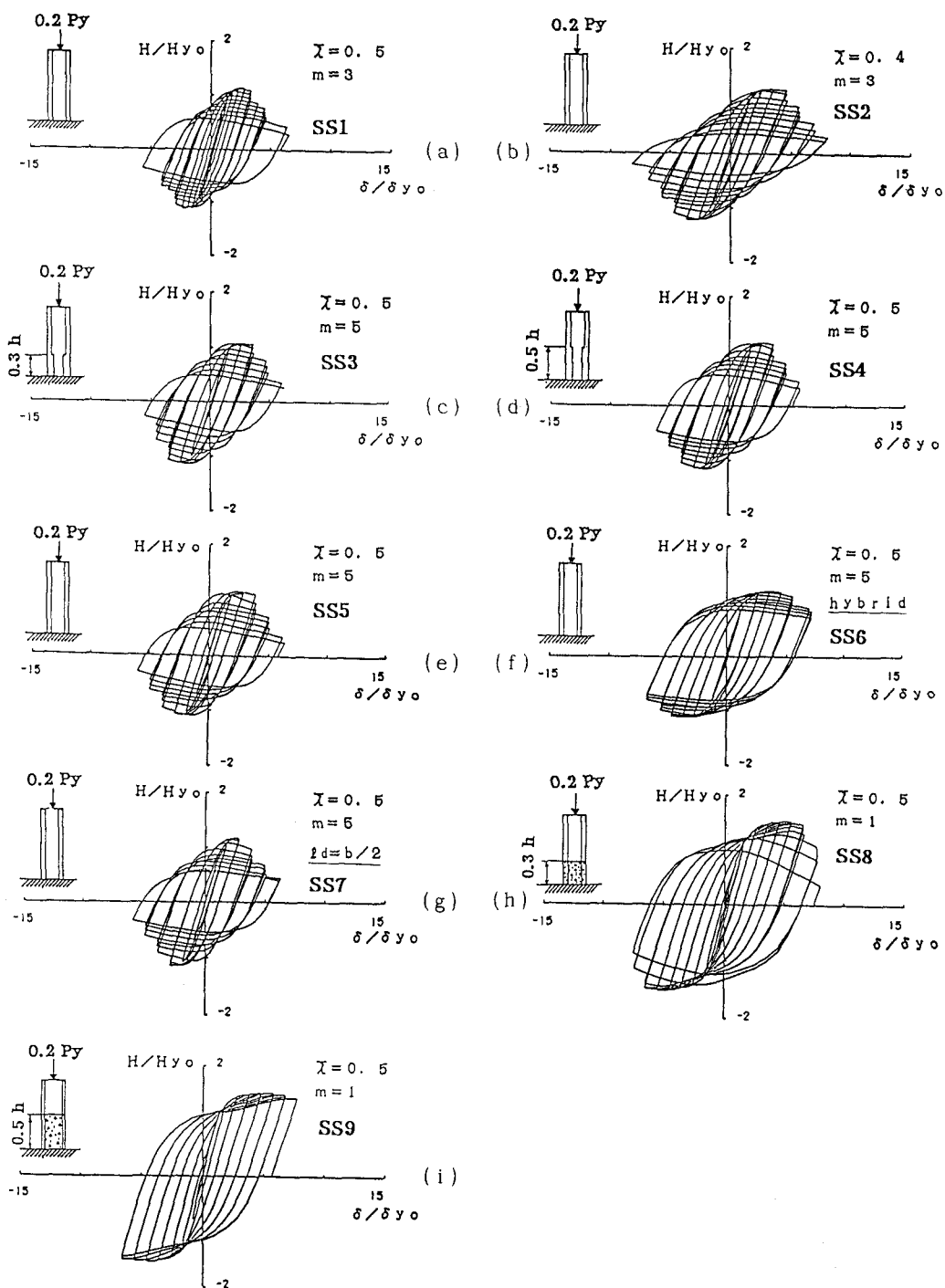


Fig. 5 Horizontal Load versus Horizontal Displacement Hysteretic Curves

### (3) 水平荷重—水平変位履歴曲線

測定した水平変位には供試体基部の剛体的回転が含まれていると考えられるので、前論文と同様な考えにより次式で補正を行った。

$$\delta = \delta_T - (h + h/10) \tan \theta \quad (5)$$

ここで、 $\delta$  = 補正後の水平変位、 $\delta_T$  = 水平荷重載荷位置の測定水平変位、 $\tan \theta = \delta_B / (h/10)$  = 柱底部の回転角、 $\delta_B$  = 柱底部（3角リブの真上のダイヤフラム位置）の測定水平変位、 $h$  = 供試体の高さ (Fig. 1 参照) である。

式(3)、(4)を用いて無次元化した全供試体の水平荷重—水平変位履歴曲線をFig. 5に示す。供試体SS9の実験は水平荷重を与えるジャッキのストローク（±125 mm）の制限のため水平荷重が十分低下するまで実験を行うことができなかった。Fig. 6は水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線を、種々の影響を現すために分類して示

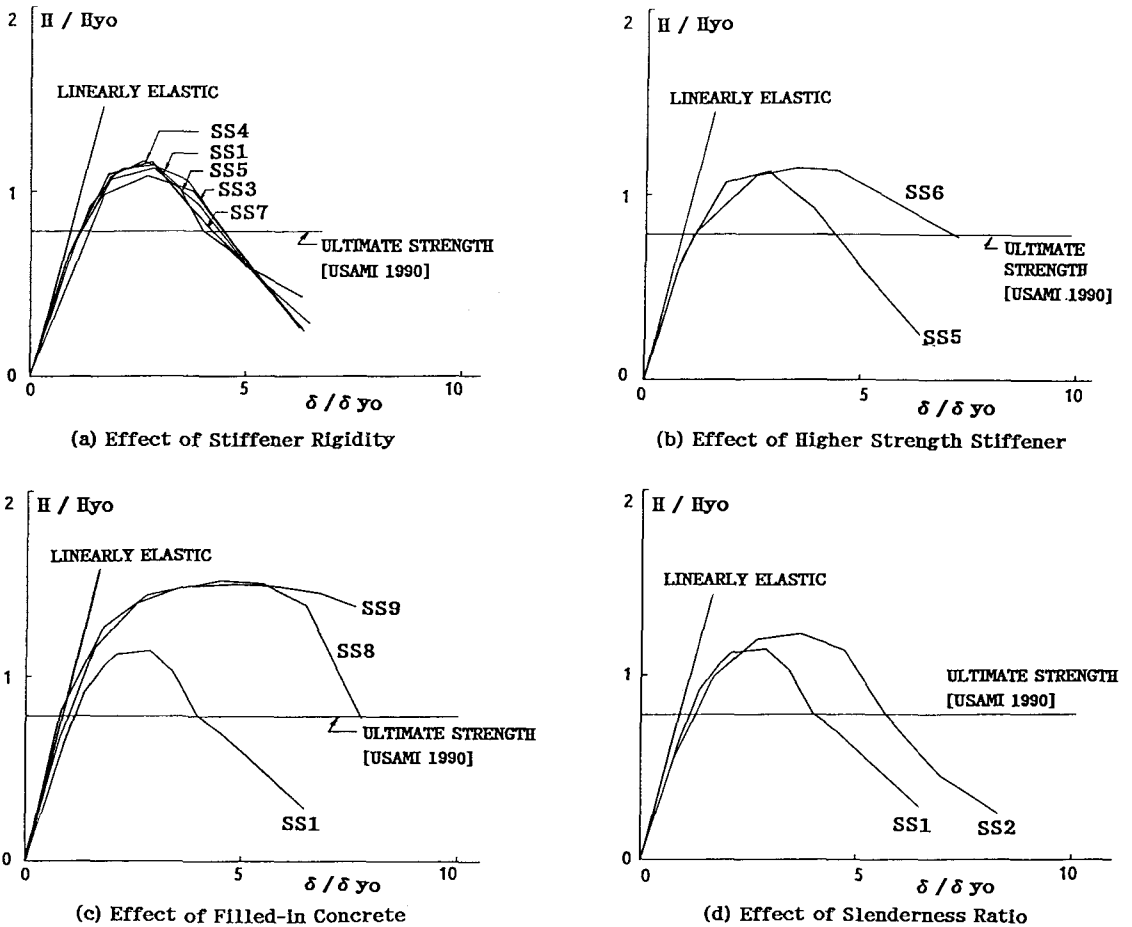


Fig. 6 Envelope of Horizontal Load-Horizontal Displacement Curves

したものである。図中の"LINEARLY ELASTIC"と記した直線は水平荷重のみが作用したときの微小弾性理論（せん断変形を含む）によって得られた水平荷重－水平変位関係を表す。また，"ULTIMATE STRENGTH"と記した荷重レベル $H_y$ は，前論文で示したように，単調載荷時の水平耐力の推定値を示す。水平耐力 $H_y$ は，フランジ板の局部座屈を考えた，はり－柱の強度照査式（断面強度照査式および安定照査式）から求められたもので[4]ある（前論文のCase1に相当し，曲げ強度式に中立軸の移動を考えないで求めた場合に相当する）。これらの図より次のことが分かる。

- 1) 供試体SS1( $m=\gamma/\gamma_{r.s.}=3.0$ )，SS5( $m=5.0$ )，SS7( $m=13.6$ )の実験結果を比較すると，補剛材剛比を $m=3.0$ 以上にしても，最高水平荷重，最高水平荷重後の強度劣化はほとんど変わらない(Fig. 6a参照)。これは，前論文の実験で得られた事実と一致する。ただし，前論文で述べたように，補剛材剛比を $m=1.0$ から $m=3.0$ とすることにより，強度劣化がかなり改善されることに注意する必要がある。
- 2) 高剛性を持つ補剛材の長さの影響（SS3, SS4とSS5の比較）はほとんど見られない。すなわち，剛性を高める部分の長さは，柱基部から0.3hで十分である(Fig. 6a参照)。
- 3) 供試体SS5とSS6（ハイブリッド供試体）の結果を比較するとハイブリッドの効果は，最高荷重に対してはほとんどないが，強度劣化をかなり小さくする(Fig. 6b参照)。
- 4) 鋼のみの供試体SS1，コンクリートを0.3hまで充填した供試体SS8，および0.5hまで充填した供試体SS9の実験結果を比較すると，コンクリートを充填することにより，最高荷重を著しく上昇させ，また強度劣化を著しく小さくすることが分かる(Fig. 6c参照)。
- 5) 細長比の違い( $\bar{\lambda}=0.5$ のSS1と $\bar{\lambda}=0.4$ のSS2)は，最高荷重後の強度劣化に特に影響を及ぼす。これは，部材のP- $\Delta$ 効果によるものと考えられる。

Table 4に，全供試体についての $H_{y0}$ ， $\delta_{y0}$ ，実験より得られた水平荷重の最大値 $H_{max}$ ，そのときの水平変位 $\delta_m$ ，水平耐力の推定値 $H_y$ の値を示す。同表から分かるように，最高水平荷重に対応する変位 $\delta_m/\delta_{y0}$ はSS1, SS3, SS5およびSS7に対して約2.3，ハイブリッド供試体SS6に対して3.3，コンクリート充填供試体SS8およびSS9に対して5.0となり，最高荷重時の変形に基づく塑性率はハイブリッドおよびコンクリート詰めによりかなり改善される。

Table 4 Ductility and Energy-Absorption Capacity

| Test Specimen | $H_{y0}$<br>(kN) | $\delta_{y0}$<br>(mm) | $H_{max}$<br>Hyo | $\delta_m$<br>$\delta_{y0}$ | $H_y$<br>Hyo | $\delta'$<br>$\delta_{y0}$ | $\frac{A_u}{A_o}$ | $\mu_m$ | $\mu$  | $\frac{\sum E_i}{E_e}$ | $\frac{K_s}{K_{s0}}$ | Remarks       |
|---------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------------------|--------------|----------------------------|-------------------|---------|--------|------------------------|----------------------|---------------|
| SS 1          | 60.0             | 12.70                 | 1.14             | 2.36                        | 0.80         | 3.92                       | 0.681             | 2.95    | 3.66   | 122                    | 0.398                | —             |
| SS 2          | 82.4             | 6.73                  | 1.22             | 3.09                        | 0.80         | 5.59                       | 0.667             | 3.86    | 5.01   | 182                    | 0.333                | $\lambda=0.4$ |
| SS 3          | 60.7             | 12.74                 | 1.12             | 2.30                        | 0.80         | 4.42                       | 0.717             | 2.88    | 4.24   | 103                    | 0.366                | $\ell s=0.3h$ |
| SS 4          | 60.7             | 12.74                 | 1.17             | 2.36                        | 0.80         | 4.45                       | 0.884             | 2.95    | 5.03   | 109                    | 0.332                | $\ell s=0.5h$ |
| SS 5          | 60.7             | 12.74                 | 1.12             | 2.38                        | 0.80         | 4.30                       | 0.958             | 2.98    | 4.47   | 94                     | 0.355                | —             |
| SS 6          | 69.7             | 13.63                 | 1.14             | 3.33                        | 0.78         | 7.09                       | 0.740             | 4.27    | 6.99   | 308                    | 0.278                | Hybrid        |
| SS 7          | 60.7             | 12.74                 | 1.16             | 2.35                        | 0.80         | 4.13                       | 0.867             | 2.94    | 4.61   | 90                     | 0.329                | $\ell d=0.5b$ |
| SS 8          | 60.0             | 12.70                 | 1.53             | 4.92                        | 0.80         | 7.73                       | 1.234             | 6.15    | 11.70  | 506                    | 0.211                | $\ell c=0.3h$ |
| SS 9          | 60.0             | 12.80                 | 1.53             | 5.05                        | 0.80         | 9.72 *                     | 1.251*            | 6.31    | 14.95* | 1040                   | 0.186                | $\ell c=0.5h$ |

Note:  $H_{y0}$ =Yield Load,  $H_y$ =Predicted Ultimate Strength,  $H_{max}$ =Maximum Horizontal Load,

$\delta_{y0}$ =Deflection of Column Top at  $H_{y0}$ ,  $\delta_y$ =Deflection of Column Top at  $H_y$ ,  $\delta_m$ =Deflection of Column Top at  $H_{max}$ ,  $\mu$ =Ductility Factor(Eq. 7),  $\mu_m=\delta_m/\delta_y$ ,  $E_e=(1/2)H_y\delta_y$ ,  $E_i$ =Energy-absorption in cycle i,  $K_s$ =Equivalent Horizontal Seismic Coefficient,  $K_{s0}$ =Design Horizontal Seismic Coefficient  
 \*=Extrapolated Values.



#### (4) 水平荷重—鉛直変位履歴曲線

Fig. 7は、水平荷重と供試体頂部で測定した供試体の軸方向縮み量 $\Delta$ の履歴曲線を供試体SS5, SS6 (ハイブリッド), SS8( $\ell_e=0.3h$ )およびSS9( $\ell_e=0.5h$ )に対して示したものである。初期の状態では、供試体の軸方向縮みは鉛直荷重、その後は水平荷重によって生ずる。最大水平荷重後の軸方向縮みは主として、局部座屈、板パネルの損傷(溶接割れ、水平クラック)およびコンクリートの局部的損傷によると考えられる。従って、軸方向縮み量の大きさは、部材の損傷度を表す1指標になると考えられる[5]。このことは、SS8供試体の実験結果を見れば良くわかる。すなわち、この供試体では、コンクリートが充填していない部分の局部座屈変形が顕著になる最後の3ループ目(Fig. 5h参照)で、軸方向縮み量は急激に増えている。供試体SS5では、軸方向縮みは最高水平荷重以降徐々に増えているが、このことは最高荷重近辺で局部座屈が発生したことを示しており、破壊モードの所で述べた事実と一致する。供試体SS6, SS9については、破壊モード

の所で述べたように、局部座屈変形が小さいことから、軸方向縮みも比較的小さな値にとどまっている。

#### (5) 塑性率およびエネルギー吸収能力

構造物の変形能力を測る指標として塑性率およびエネルギー吸収能力があるが、ここではそれらの量を各供試体について求め、変形能の立場から部材の優劣を定量的に議論する。

塑性率の定義には色々ある。最もよく使われる定義式は最高水平荷重に対応する変位 $\delta_m$ と初期降伏または局部座屈が起る水平荷重に対応する水平変位 $\delta_y$ との比で表す方法である：

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (6)$$

この定義式は物理的に明白であるが、部材の荷重—変形特性が十分生かされているとはいえない。

今1つは、著者らが前論文で用いた塑性率である。この塑性率は、履歴吸収エネルギーの特性を反映することが出来るため、式(6)の塑性率より合理的であり、その求め方の概略は以下の通りである。

1) Fig. 8 に示すように、 $H-\delta$ 履歴曲線の包絡線の降下部分において、 $H=H_y$ と交わる点を破壊点と定義し、このときの変位を $\delta'$ とする。

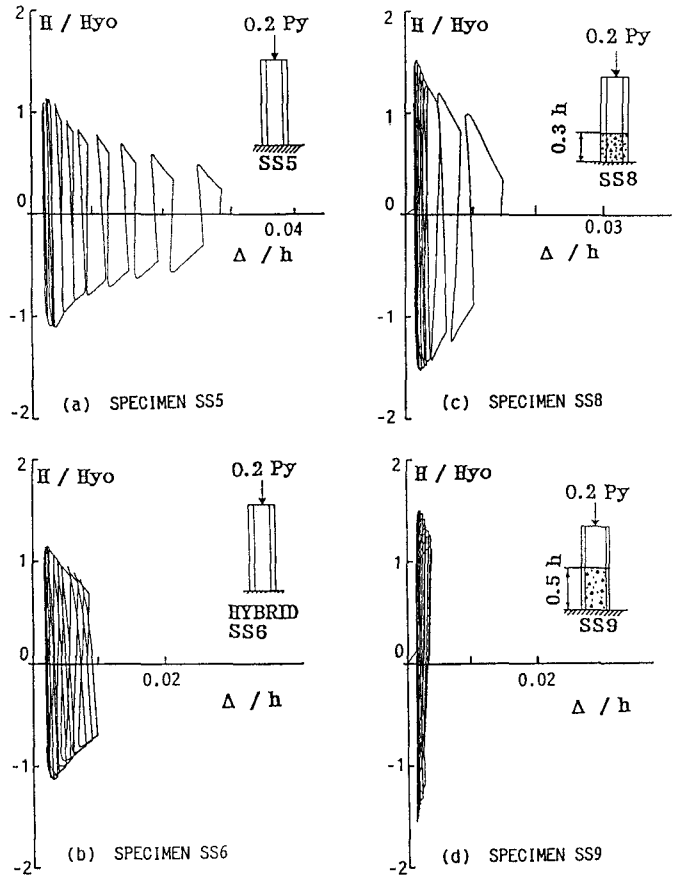


Fig. 7 Horizontal Load versus Axial Shortening Hysteretic Curves

- 2)変位が $\delta'$ に対応する履歴曲線を求め、それが囲む面積 $A$ （履歴吸収エネルギー）を求める（Fig. 9）.
- 3)面積が $A$ に等しく強度が $H_y$ である完全弾塑性履歴曲線を考え（Fig. 10），そのときの片側最大変位を $\delta_u$ とする.
- 4)塑性率 $\mu$ を次式より求める.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (7)$$

面積 $A$ を求める過程2)では，変位 $\delta'$ に対応する履歴曲線は必ずしも存在しないので，実際には，その前後の変位での履歴曲線の囲む面積から内挿をして $A$ を求めることとなる．

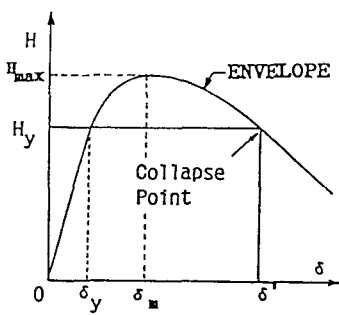


Fig. 8 Definition of Collapse Point

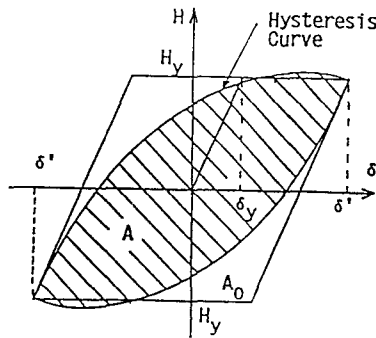


Fig. 9 Comparison of Energy-Absorption Capacity

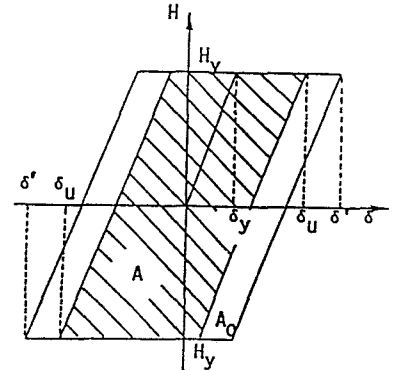


Fig. 10 Replacement of Energy-Absorption Capacity by Elastic-perfectly Plastic Hysteretic Curve

式(7)は式(6)より合理的な塑性率の定義と考えられるが，この塑性率にも問題がある．すなわち， $H-\delta$ 履歴曲線の包絡線は，载荷履歴（この論文のような载荷状態では各変位振幅での繰返し荷重サイクル数）に依存すると考えられることである[6, 7, 8]．従って，式(7)の塑性率も载荷履歴が異なれば同じ供試体でも異なった値が得られる可能性がある．この影響については，これからの研究課題であるが，鉄筋コンクリート柱に対して行った大野・西岡の実験[6]によれば，累積吸収エネルギー量は，载荷履歴に余り依存しないといわれる．従って，ここでは，次式で定義される正規化された累積吸収エネルギー $E$ を変形能の第3番目の指標と考える．

$$\hat{E} = \frac{1}{E_e} \sum_{i=1}^n E_i \quad E_e = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (8, 9)$$

ここに  $E_i$  = サイクル  $i$  での吸収エネルギー， $n$  = 破壊点（ $H = H_y$ ， $\delta = \delta'$ ）に達するまでの繰返し数である．変位 $\delta'$ に対応する履歴曲線は必ずしも存在しないので，実際には，その前後の変位までの累積吸収エネルギー量から内挿をして破壊点での $\hat{E}$ を求めることとなる．

Table 4には全供試体について求められた上記の3つの量 $\mu_m$ ， $\mu$ ， $\hat{E}$ の値を示す．さらに，Fig. 11は，これらの値を中詰めコンクリートの高さ $l_c/h$  および高剛性補剛材部の高さ $l_s/h$  に対してプロットしたものである．これらの図より次のことがわかる．

- 1) いずれの塑性率の定義式で比較しても、供試体SS1, SS3, SS4, SS5およびSS7の変形能は大きな違いはなく、累積エネルギー吸収量もほぼ同じである。すなわち、 $\gamma \geq 3\gamma_{req}$ 、 $l_s \geq 0.3h$ であれば、変形能はほぼ同一となる。
- 2) ハイブリッド供試体(SS6)は供試体SS5に比較して塑性率( $\mu$ 、 $\mu_m$ とも)で約1.5倍、累積吸収エネルギーで約3倍大きくなる。
- 3) コンクリートを充填することにより塑性率およびエネルギー吸収能力を著しく高めることができる。たとえば、供試体SS5に比べ、SS8供試体( $l_c=0.3h$ )は塑性率が2倍、エネルギー吸収能力が約5倍になる。
- 4) P-Delta効果のため長い柱は短い柱に比べ、塑性率及びエネルギー吸収能力とも小さくなる。SS2( $\lambda=0.4$ )とSS1( $\lambda=0.5$ )を比較すると、低下率は $\mu_m$ で23%、 $\mu$ で29%、 $\hat{E}$ で33%低下する。

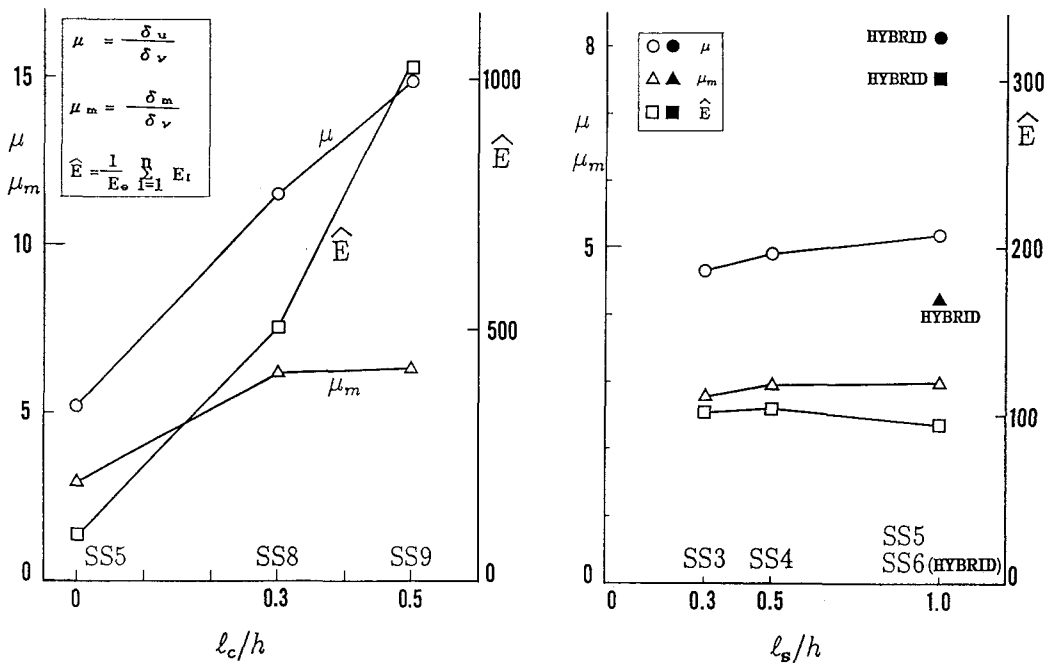


Fig. 11 Effects of  $l_c$  (Length of Filled Concrete) and of  $l_s$  (Length of Stiffeners with Higher Stiffness) on Ductility and Energy Absorption Capacity

#### (6) 等価水平震度の試算

前論文と同様に、道路橋示方書・V耐震設計編[2]に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式(10)を利用し、設計水平震度に等価な震度を求めてみる：

$$\frac{k_h}{k_{h0}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (10)$$

ここに、 $k_h$  = 塑性変形を考えた等価水平震度、 $k_{h0}$  = 設計水平震度(標準値は1.0)である。式(10)は、塑性

率が $\mu$ までの変形能力がある弾塑性構造物に対する水平震度（等価水平震度）は、弾性応答を前提として設定した震度（設計水平震度）を右边で表される率だけ低減しても良いことを示している。

上述の方法によって求められた全供試体の $k_h/k_{h0}$ の値をTable 4に示す。同表から分かるように、等価水平震度は、設計水平震度が1.0のとき、ハイブリッド断面にすることにより0.28程度、また、コンクリートを0.3h以上の高さまで充填することにより0.2前後の値にまで小さくすることが可能である。

## 6 結言

本研究では、補剛箱形断面供試体を総計9体製作し、鋼製橋脚の上部構造物の重量を想定した一定鉛直荷重( $P/P_y=0.2$ ,  $P_y$ は全断面降伏軸力)と、地震力を想定した繰り返し水平荷重を載荷する準静的実験を行い弾塑性挙動を実験的に求めた。この研究の主な目的は、通常設計に用いられる程度の幅厚比、細長比の圧縮部材に対して、靱性を向上させる方策を模索することにあった。そのために、2体の標準的供試体(SS1, SS5)以外に、次のような供試体を製作実験した。①供試体基部付近のみ高剛性補剛材を有する供試体2体(SS4, SS5)、②補剛材に板パネルより高強度の鋼材を用いたいわゆるハイブリッド部材(SS6, 降伏応力比=1.37)、③コンクリートを充填した供試体2体(SS8, SS9)。実験結果は、塑性率、エネルギー吸収能力の観点から考察し、さらに、Newmarkのエネルギー一定則に基づく評価式(10)を利用し、塑性変形を考えた等価水平震度を求めた。この研究によって得られた結論をまとめると以下のようになる。

- (1)補剛材剛比を $\gamma/\gamma_{req}=3.0$ から13.6に上げても、強度、塑性率およびエネルギー吸収能力とも大きな向上がみられない。
- (2)補剛材の剛度を $\gamma/\gamma_{req}=1.0$ から3.0に高めることにより変形能力は改善されるが、剛度を高める部分の長さは柱基部から柱の長さの30%程度（すなわち、曲げモーメントが最大曲げモーメントの70%まで低下した位置まで）で十分である。
- (3)ハイブリッド供試体SS6は、寸法が同一の標準供試体SS5に比べ塑性率で約1.5倍、吸収エネルギーで約3倍大きくなる。
- (4)コンクリートを充填することにより塑性率およびエネルギー吸収能力を著しく高めることができる。たとえば、標準供試体SS5に比べ、SS8供試体(コンクリート充填長さ $l_c=0.3h$ )は塑性率が2倍、エネルギー吸収能力が約5倍になる。
- (5)等価水平震度は、設計水平震度が1.0のとき、補剛材と板パネルの降伏応力の比が1.37程度のハイブリッド断面にすることにより0.28程度、また、コンクリートを柱基部から0.3h以上の高さまで充填することにより0.2前後の値にまで下げることが出来る。

この研究は、平成2年度文部省科学研究費（一般研究（B））および新日本製鐵からの委託研究費を使用して行った。実験に際しては、NTTの岩島一郎氏（当時名古屋大学4年生）および愛知工業大学の学生諸君のお世話になった。実験供試体は瀧上工業株式会社により入念に製作された。

## 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，1991，pp. 93-106.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，丸善，1990.
- 3) 宇佐美勉・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し外力を受ける鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究（報告書），新日本製鐵株式会社・名古屋大学工学部土木工学科，1991.

- 4)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,1990, pp.79-88.
- 5)Watanabe,E., Sugiura,K., Kanou,M, Kitahara,T. and Mori,T. :Cyclic Response of Thin Tubular  
Beam Columns", Recent Developments in Buckling of Structures, ASME, Vol.183, 1989, pp.73-78.
- 6)Ohno,T. and Nishioka,T. : An experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in  
Reinforced Concrete Structures", Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 1, No. 2,  
October, 1984, pp. 23-33.
- 7)Kawashima,K. and Koyama, T.:Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of  
Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5,  
No.1, April, 1988, pp. 183s-191s.
- 8)川島一彦, 長谷川金二, 吉田武史, 鈴木巖 : 鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす荷重履歴の影響, 第20回地震  
工学研究発表会, 1989.

(1991年9月30日受付)