

# 第 1 回 定 期 研 究 会

## 平成 15 年度 SGST 総会および第 1 回研究会 議事録

日時 : 平成 15 年 4 月 15 日(火) 15:30~17:30

場所 : 大同工業大学 滝春校舎 A 棟 14 階 会議室

講師 : 上野谷先生(福山大)

出席者: 青木(愛工大), 安藤(瀧上), 泉野(玉野 C), 佐藤(中日本建設 C), 海老澤(名工大), 小川(名古屋道路エンジ), 小澤(日本車輛), 小塩(名大), 尾関(瀧上), 落水(コベルコ科研), 嘉津(川田テクノシステム), 勝俣(佐藤鉄工), 加藤(長大), 加藤(瀧上), 川尻(JFE エンジ), 河野(東海鋼材), 柳田(帝国建設 C), 小澤(建技研), 事口(大同工大), 近藤(名城大), 塩見(中部大), 杉浦(日本構研情報), 鷺見(八千代エンジ), 竹之内(施工技術総合研究所), 立花(新日鐵), 館石(名大), 田中(日本車輛), 忠(豊田高専), 鳥本(中央 C), 中川(瀧上), 本間(日本車両), 牧野(玉野 C), 酒造(大同工大), 水澤(大同工大), 水野(篠田製作所), 宮下(JIP テクノサイエンス), 山田(名大), 山田(トビー), 吉田(川田), 39 名(敬称略)

### 1. 総会

(1)代表挨拶 塩見代表

(2)規約の改定について, 名誉代表追加の件が総会で了承された。

(3)平成 14 年度活動報告

1)SGST 総会, 定期研究会 6 回, 懇親会 3 回が行われた。

2)SGST 研究委員会の報告が行われた。

「撤去を伴わない橋梁の改良設計にかかわる検討」(山田代表:代理近藤)

委員会 7 回開催, 内容は主に事例の研究, 1 月末に見学会開催, もう 1 年継続。

「移設再利用鋼トラス橋の性能評価の事例研究」(梶川代表:代理小澤)

内容は資料収集等, 発表準備済み

3)ホームページの改定が報告された。

4)KABSE との交流(会報, 論文集を受理)が報告された。

5)H13 年度活動資料集の作成が報告された。

(4)平成 14 年度の会計報告がなされた。

(5)平成 15 年度の運営体制について, 新代表・新幹事の紹介・承認を行った。

(6)新代表挨拶, 新幹事長の挨拶

(7)平成 15 年度関連議事

1)委員会テーマの募集, 見学会の開催について幹事会で検討する旨報告

2)研究会は従来を踏襲し, 2 ヶ月に 1 回開催する予定。

3)水澤研究会担当幹事より SGST 研究会を CPD 認定することについての説明があった。

### 2. 定期研究会(海老澤研究会担当幹事)

講演「鋼構造物の耐震性工場に関する研究」(福山大学 上野谷先生)

板厚テーパ補剛板を用いる方法と, 低降伏点鋼をウェブに用いる方法で耐震性能を向上させる手法について, 実験事例を元に研究成果の紹介があった。

### 3. 懇親会

以上//

## 平成14年度SGST会計報告

平成15年4月3日

平成14年4月1日～平成15年3月31日現在

### 【収入】

昨年度繰越金	6,470,027円
会費収入	2,537,000円
研究委員会返却分	735,264円
利息	184円

---

合計	9,742,475円
----	------------

### 【支出】

講演謝礼および交通費	818,310円
郵送費	800円
懇親会費	177,236円
会議費, アルバイト代および雑費	114,766円
印刷費	589,680円
次年度繰越金	8,041,683円

---

合計	9,742,475円
----	------------

以上の報告に相違ありません

会計監事

杉浦茂浩

## 講演題目：「鋼構造物の耐震性向上に関する研究」

**講演：** 上野谷 実 氏

**略歴：**昭和 18 年広島県生まれ、昭和 41 年広島大学卒業、昭和 43 年広島大学大学院修了後、広島大学助手、昭和 54 年福山大学助教授、平成元年福山大学教授、現在に至る

**キーワード：**橋梁耐震、鋼製橋脚、せん断塑性リンク、テーパ部材

**講演内容：**

1. 新耐震性鋼材の紹介
2. せん断塑性リンクデバイスの耐震性能について
3. 板厚テーパ箱形断面柱の耐震性能について

**講演概要：**

福山大学ハイテク・リサーチ・センターで行われている鋼構造物の耐震性能の向上に関する研究成果について紹介する。本センターで開発された耐震用新鋼材 (FLS、15Ni-15Cr 鋼) に関する繰返しせん断載荷試験の結果を報告する。新鋼材は低降伏点鋼 (LY100) 並みの降伏強度を有するが、破断強さは著しいひずみ硬化により普通鋼 (SM400) 以上あり、エネルギー吸収性能が LY 鋼や SM 鋼より大きく優れていることを示す。次に、地震エネルギーを効果的に吸収、散逸させるせん断塑性リンクデバイスの例を報告する。フランジに普通鋼、ウェブに低降伏点鋼を用いたハイブリッド型補剛箱形断面ばりの繰返しせん断性能に関する実験結果より、ハイブリッド型箱形ばりは SM 鋼を用いた供試体に比較して、せん断強度は劣るが、変形性能およびエネルギー吸収性能において大きく優れていることを示す。最後に、テーパ箱形断面柱が一定の軸方向圧縮力のもとに、繰返し水平力を受ける載荷実験の結果を報告する。等断面部材と部材重量一定のテーパ部材は最大水平強度が等断面部材とほぼ同じであるが、テーパ部材は広い範囲に降伏域が拡がり、等断面部材に比較して塑性変形性能およびエネルギー吸収性能において優れていることを示す。

# 低降伏点鋼腹板を有する箱形はりの繰り返しせん断強度および変形性能

福山大学 工学部 建設環境工学科

福山大学 ハイテク・リサーチ・センター

福本 秀士

上野谷 実

中村 雅樹

福山大学 大学院 工学研究科

石川 弘幸

## 1 緒言

1995年、兵庫県南部地震では、土木、建築の構造物は甚大な被害を受けたが、同時に、実構造物の座屈に関して計り知れないほど貴重なデータが得られた。高速道路高架橋の鋼製橋脚において、繰り返し地震力による腹板のせん断座屈が2層ラーメンの中間横ばりの中央付近で多く観察された。腹板の斜め方向に生じた変形モードは著しいエネルギー吸収がせん断力による張力場の形成によって得られることを示している。これらの損傷は垂直補剛材により仕切られている腹板の数パネルに限定され、鋼製橋脚のその他の部分は損傷を免れた。

これまでの研究において腹板の2パネルに低降伏点鋼を用い、フランジに普通鋼を配置したプレートガーダーについて繰り返しせん断力の載荷実験を行った。その結果、地震と同じ損傷が再現することを確認するとともに、繰り返しせん断力に対して耐荷力の持続と大きな変形性能を示し、地震エネルギーを吸収するデバイスに適することが明らかになった。<sup>1~3)</sup> これらの検討経過を踏まえ、実構造に近い箱形はりを対象として、腹板の2~4パネルに低降伏点鋼を用い、フランジに普通鋼を配置して、繰り返しせん断力による腹板の耐荷力と履歴変形の実験的に求め、塑性せん断リンクの活用にとまなう問題点を検討する。

## 2 供試体および実験方法

### 2.1 供試体の形状寸法および材料特性

供試体の箱形はりは腹板に低降伏点鋼 LY100、フランジと縦リブに普通鋼 SM400 を用いる。Fig. 1 に示すように腹板は幅と高さが600×600mmで、厚さが6mm、フランジ断面は600×8mmで、縦リブ80×8mmが150mm間隔に配置されている。腹板パネル数が2, 3, 4の供試体はそれぞれBG1-2, BG1-3, BG1-4と呼ぶ。供試体の形状寸法と材料特性をTable 1に示す。供試体の形状および使用鋼材の応力-ひずみ曲線をそれぞれとFig. 1およびFig. 2に示す。

Table 1 Dimensions and material properties of test specimens

Specimen	Web (LY)					Flange (SM)			Longitudinal stiffener (SM)		
	Panel	Yield stress	Width	Height	Thickness	Yield stress	Width	Thickness	Yield stress	Width	Thickness
		$\sigma_{yw}$ MPa	$b_w$ mm	$h$ mm	$t_w$ mm	$\sigma_{yf}$ MPa	$b_f$ mm	$t_f$ mm	$\sigma_{ys}$ MPa	$b_s$ mm	$t_s$ mm
BG1-2	2	148	600	600	6	314	600	8	314	80	8
BG1-3	3	148	600	600	6	314	600	8	314	80	8
BG1-4	4	138	600	600	6	314	600	8	314	80	8

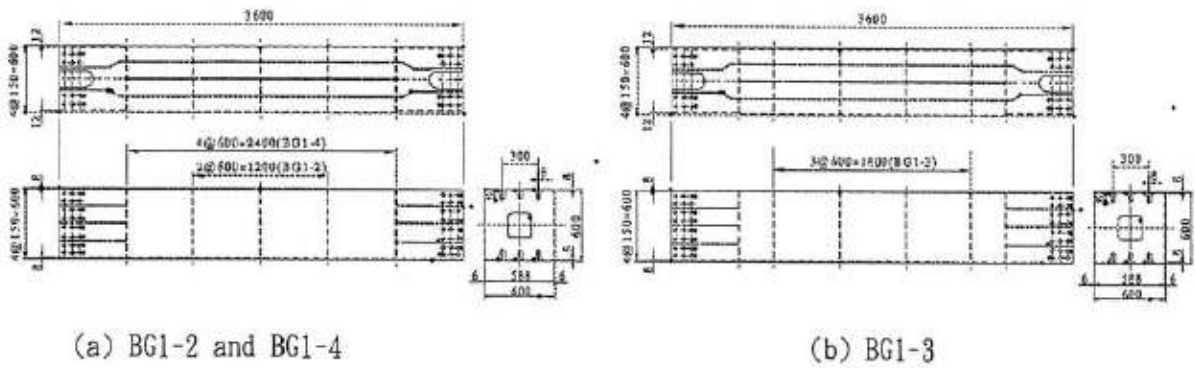


Fig.1 Dimensions of test specimens

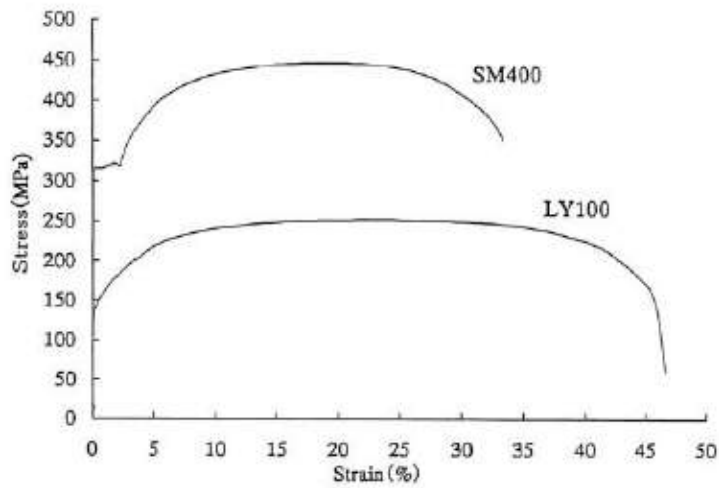


Fig.2 Stress-strain curves of SM and LY steels

## 2.2 載荷方法

本実験で用いた載荷装置をFig.3に示す。この静的ジャッキの最大荷重は3MN(300ton)である。また、ジャッキのストローク長は最大±400mmである。

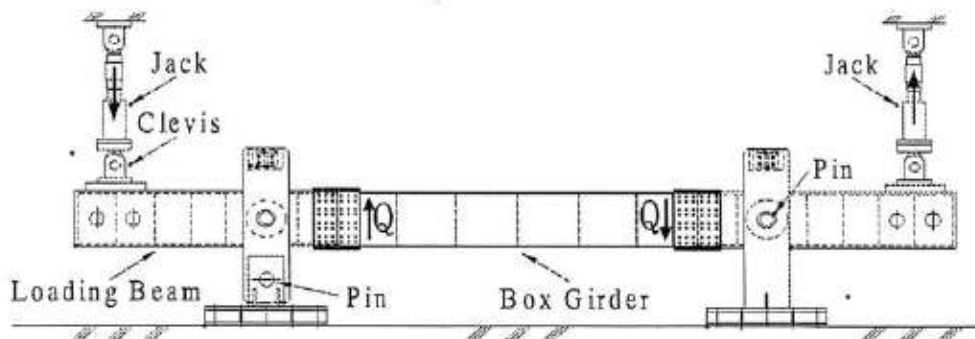


Fig.3 Test setup

### 2.3 せん断変位

繰り返し載荷のせん断変位は腹板パネルの対角線方向変位とする。Fig. 4 に示すように正方形の腹板が純せん断を受けて変形するとき、対角線方向変位  $\delta_1$  と  $\delta_2$  の和をせん断変位  $\delta$  と呼び、式(1)および式(2)で定義する。腹板が純せん断で降伏するときの対角線方向変位を  $\delta_{y1}$ 、 $\delta_{y2}$  とすると、その和を降伏せん断変位  $\delta_y$  と呼び、式(3)で定義する。

$$\delta_1 = \delta_2 = \frac{\gamma h}{\sqrt{2}} \quad (1)$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \sqrt{2}\gamma h \quad (2)$$

$$\delta_y = \delta_{y1} + \delta_{y2} = \frac{\sqrt{2}\tau_{yw}h}{G} \quad (3)$$

また、塑性せん断力は次式で定義する。

$$Q_F = \tau_{yw} t_w h \quad (4)$$

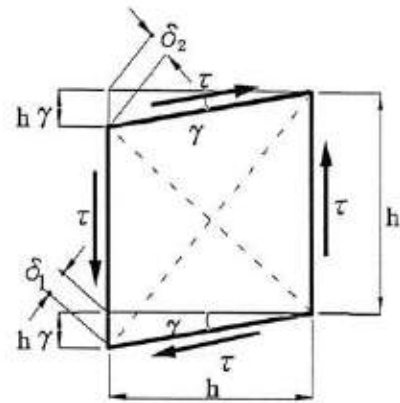


Fig. 4 Shear displacement  $\delta$

ここに、 $\tau_{yw} = \frac{\sigma_{yw}}{\sqrt{3}}$ 、 $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ 、 $\sigma_{yw}$  : 腹板の降伏応力、 $\tau_{yw}$  : 腹板の降伏せん断応力、 $\gamma$  : せん断ひずみ、 $E$  : 弾性係数、 $G$  : せん断弾性係数、 $\nu$  : ポアソン比、 $t_w$  : 腹板の板厚、 $h$  : 腹板高さである。各供試体の降伏せん断変位  $\delta_y$  は公称の弾性係数  $E = 200GPa$  とポアソン比  $\nu = 0.3$  を使用して式(3)より算出して Table 2 に示す。

Table 2 Shear displacement  $\delta$

Specimen	Panel	Yield stress $\sigma_{yw}$ MPa	Yield shear displacement	
			$\delta_{y0}$ (mm)	$\delta_y$ (mm)
BG1-2	2	148	0.936	3.744
BG1-3	3	148	0.936	5.616
BG1-4	4	138	0.879	7.032

### 2.4 載荷方法

繰り返し載荷は正負の繰り返しせん断力が供試体に作用するように変位制御で行う。繰り返し載荷の基本せん断変位  $\delta_y$  の整数倍の変位を片振幅として両振り載荷を行う。本実験の繰り返し載荷サイクルの概念図を Fig. 5 に示す。載荷の振幅は  $1 \sim 10\delta_y$  まで  $1, 2, 3 \dots 10\delta_y$  と  $\pm 1\delta_y$  で、 $10 \sim 20\delta_y$  まで  $\pm 2\delta_y$  で、 $20 \sim 88\delta_y$  まで  $\pm 4\delta_y$  のように漸次振幅を増加させながら載荷した。本実験における変位制御は各パネルの対角線方向の変位を合計して、パソコンのモニター上でその変位が目的のせん断変位になるまで載荷する。

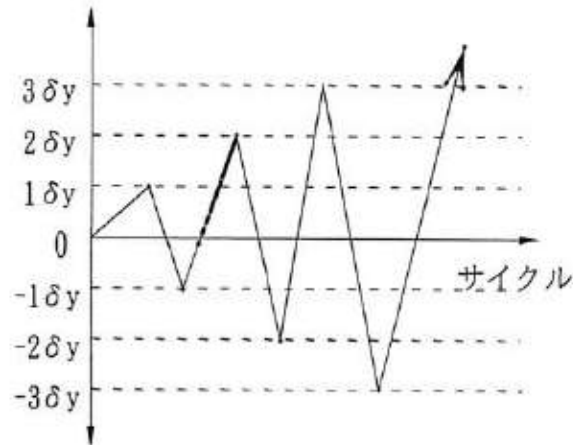


Fig. 5 Displacement history in test

### 3 実験結果および考察

#### 3.1 せん断力-せん断変位関係

Fig.6～Fig.8 にせん断力-せん断変位履歴曲線を示す。Fig.6 に示す供試体 BG1-2（腹板 2 パネル）のせん断力-せん断変位履歴曲線によると、耐荷力はせん断変位  $6\sim 8\delta_y$  まで材料特性にしたがい著しく増加する。せん断変位  $8\sim 10\delta_y$  で腹板にせん断座屈が生じて、耐荷力は一時的に増加しなくなる。その後、せん断変位の増加にともなって斜張力場が形成されると、耐荷力はひずみ硬化により徐々に増加し、せん断変位  $44\delta_y$  で最大  $1.11Q_p$  になる。これを終局強度  $Q_{u,ex}$  と呼ぶ。せん断変位  $24\delta_y\sim 72\delta_y$  の広い範囲において、耐荷力は終局強度の 95% 以上を保持しながらほぼ一定になる。せん断変位  $72\delta_y$  からフランジが降伏して大きく変形を始めて、斜張力場のアンカーとしての役割が低下して、耐荷力は低下を始める。

Fig.7 および Fig.8 に示すように供試体 BG1-3（腹板 3 パネル）および供試体 BG1-4（腹板 4 パネル）のせん断力-せん断変位履歴曲線も腹板 2 パネルの供試体 BG1-2 とほぼ同じ挙動をする。

Fig.9 に供試体 BG1-2～4 のせん断力-せん断変位履歴曲線の包絡線を示す。また、Table 3 に終局強度および変形性能などをまとめて示す。また、腹板パネルが周辺単純支持の場合、弾性座屈せん断力  $Q_{cr,th}$  も示す。各供試体とも終局強度が同じ変位で生じた。腹板パネル数が増えると、終局強度および変形性能はやや低下するが、地震エネルギーを吸収するデバイスとして十分な適性を有する。

Table 3 Summary of test results with reference loads and ductility

Specimen	Plastic shear force $Q_p$ (kN)	Elastic buckling shear force $\frac{Q_{cr,th}}{Q_p}$	Ultimate shear force $\frac{Q_{u,ex}}{Q_p}$	Shear displacement at $Q_{u,ex}$ $\frac{\delta}{\delta_y}$	Shear displacement at $0.95Q_{u,ex}$ $\frac{\delta}{\delta_y}$
BG1-2	611	1.99	1.11	44	72
BG1-3	611	1.99	1.08	44	64
BG1-4	574	2.12	1.06	44	60



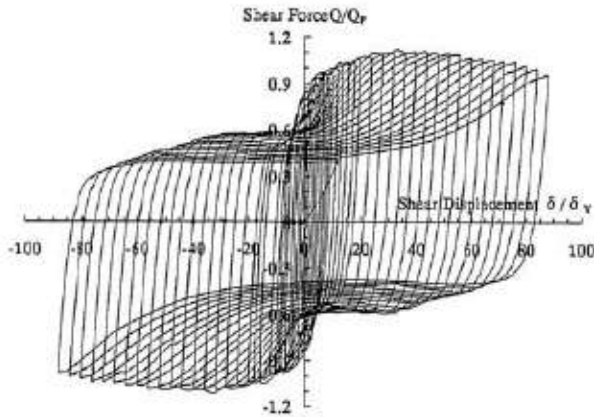


Fig. 6 Shear force(Q) versus shear displacement ( $\delta$ ) relationships of BG1-2

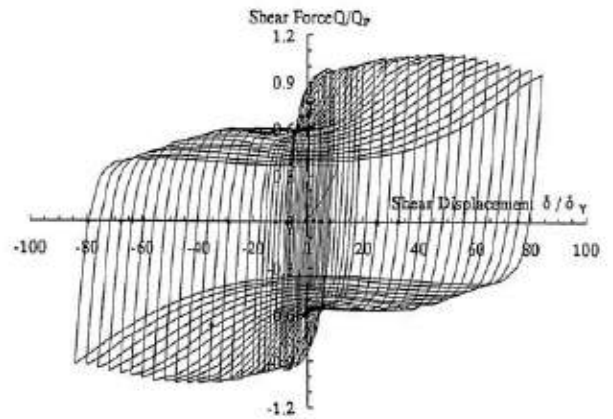


Fig. 7 Q versus  $\delta$  relationships of BG1-3

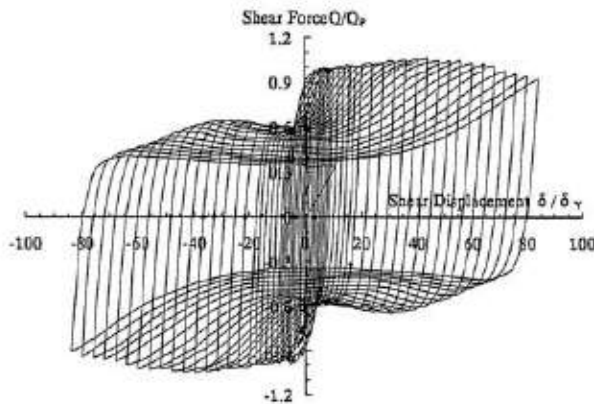


Fig. 8 Q versus  $\delta$  relationships of BG1-4

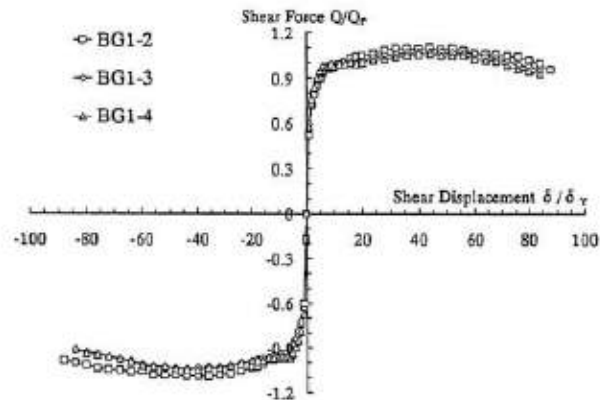
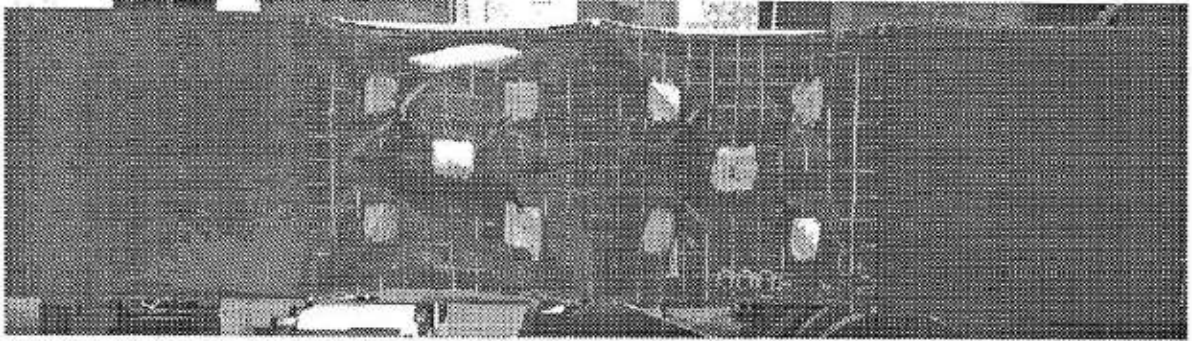
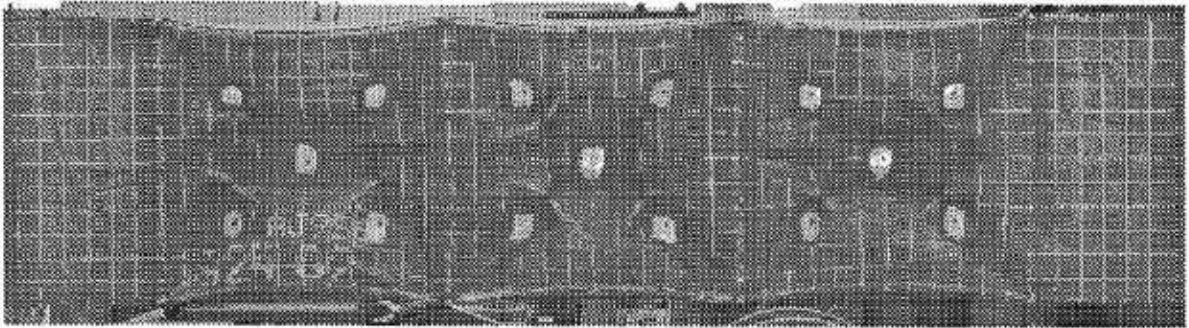


Fig. 9 Envelope curves of Q versus  $\delta$  relationships

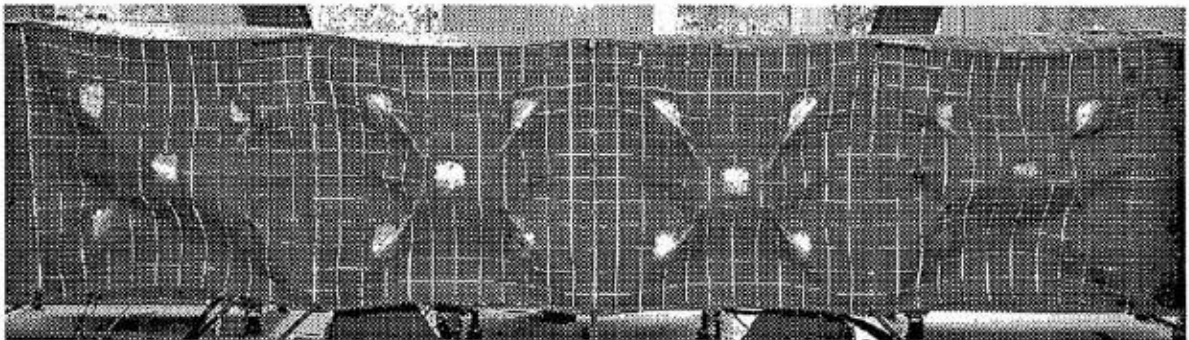
Fig. 10 に両供試体の除荷後における腹板の変形状況を示す。腹板にはせん断力座屈による面外たわみが生じる。腹板の面外たわみは斜張力場が形成される後座屈領域で著しく増大し、累積する。繰り返しせん断载荷の場合、面外たわみのピークがパネルの対角線方向に交互に生じて、折れ曲がるような変形を受けるため対角線上の1~4カ所に低サイクル疲労亀裂が発生する。供試体 BG1-2, BG1-3 および BG1-4 において亀裂はすべてせん断変位  $44\delta_y$  (21 サイクル) において発生し、最終的に同図に見られような亀裂に発達する。また、除荷後における供試体 BG1-2, BG1-3 および BG1-4 において最大面外たわみはそれぞれ 81mm, 72mm および 83mm である。



(a) Specimen BG1-2



(b) Specimen BG1-3



(c) Specimen BG1-4

Fig.10 Specimens after test

### 3.2 エネルギー吸収量

せん断力—せん断変位履歴曲線において、各サイクル毎の履歴曲線の面積をそのサイクルでの供試体のエネルギー吸収量 $\Delta$ とする。供試体 BG1-2~4 のエネルギー吸収量は次式で定義する弾性限エネルギー吸収量 $\Delta_E$ で無次元化して Fig. 11 に示す。

$$\Delta_E = Q_p \cdot \delta_y \quad (5)$$

供試体 BG1-2~4 のエネルギー吸収量はそれぞれの耐荷力が最大になるせん断変位  $44\delta_y$  までせん断変位に比例して増加するが、以後、徐々に傾きが緩やかになり、約  $68\sim 80\delta_y$  で一定化した。これは、フランジの降伏による斜張力場作用の低下で耐荷力が低下し、エネルギー吸収量が増加しなくなったと思われる。耐荷力が終局強度の 95% に低下するせん断変位  $60\delta_y$  のエネルギー吸収量を比較すると、BG1-2 に対して BG1-3 と BG1-4 は、それぞれ約 1.5 倍と約 2.0 倍となり、全パネルのエネルギー吸収量は腹板パネル数に比例する。

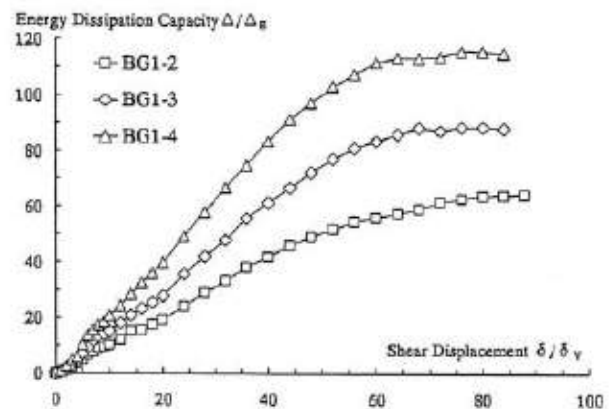


Fig.11 Energy dissipation capacity

## 4 結論

箱形ばりの腹板 2~4 パネルに低降伏点鋼を配置した場合、繰り返しせん断力による腹板の耐荷力と履歴変形の実験的に求め、耐荷力、変形性能およびエネルギー吸収量について塑性せん断リンクの活用にとまなう問題点を検討した。本実験の範囲内で得られた結果は以下のとおりである。

- (1)耐荷力は座屈後もひずみ硬化と斜張力場作用により徐々に増加し、せん断変位が  $24\delta_y$  から  $60\sim 72\delta_y$  まで一定化するが、その後フランジの降伏により、徐々に低下する。
- (2)座屈によって面外たわみが著しく増大するにもかかわらず、終局強度 $Q_{u,ex}$  はひずみ硬化によって塑性せん断力以上になる。腹板のパネル数が増えると、終局強度および変形性能はやや低下する。
- (3)エネルギー吸収量は  $44\delta_y$  までせん断変位に比例して増加するが、それ以降せん断変位  $60\delta_y\sim 72\delta_y$  まで耐荷力の低下にともない増加の割合が徐々に減少する。エネルギー吸収量は腹板のパネル数に比例して増加する。

以上より、低降伏点鋼材は降伏棚のないひずみ硬化特性によりすべてのパネルに塑性変形が伝播する優れたエネルギー吸収性能を発揮する。腹板パネルに座屈を防止する補剛材を配置すれば終局強度の増加およびエネルギー吸収の効率を上げることが可能と考えられるが、これらの説明は今後の研

究課題である。

#### 参考文献

- 1) 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦, 福本昉士, 岡本隆, 松井鋭一: 中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 831-840, 2000. 3.
- 2) 福本昉士, 上野谷実, 中村雅樹, 小林泰男: 繰り返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形性能, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 143-150, 2000. 3.
- 3) Fukumoto, Y., Uenoya, M., Nakamura, M. & Takaku, T.: Ductility of Plate Girder Panels under Cyclic Shear, Proc. of the 6<sup>th</sup> International colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS'99), Timisoara, Rumania, Elsevier Science Ltd., pp. 283-290, 1999.

*Sixth Pacific Structural Steel Conference, Beijing China*

## **Cyclic Shear Behavior of Low-Yield Web Panels of Box Beams**

Y. Fukumoto<sup>1)</sup> M. Uenoya<sup>1)</sup> M. Nakamura<sup>1)</sup> T. Takaku<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>*Department of Civil and Environmental Engineering, Fukuyama University,  
Fukuyama, 729-0292, Japan*

<sup>2)</sup>*Engineering Department, Toko Consultant Co. Tokyo, 170-0005, Japan*

#### **ABSTRACT**

This paper presents an experimental investigation on the hysteretic behavior of box beam web panels under cyclic shear. The low-yield web panels behave like dissipative zones of shear link to resist earthquake actions when the panels are installed in the intermediate cross-girder of elevated highway bridge piers. Three specimens are of two to four square web panels of 600 mm side. Thickness of web panels is 6mm and web slenderness ratio is 100. The aspect ratio of web panels is kept constant of  $a = 1$  and the webs are equally divided by the diaphragm. The web is made of low-yield steel LY100 (nominal 0.2% offset yield stresses 100MPa) and the flanges with three longitudinal stiffeners are made of mild steel. Hysteretic curves in shear are obtained experimentally and compared them for three different number of web panels. The cyclic shear strength and panel ductility are discussed and compared them from the energy dissipative point.



## 板厚テーパ補剛板を用いた箱形断面柱の繰返し性能に関する実験的研究

Cyclic performance of stiffened square box columns with thickness tapered plates

上野谷 実\*, 中村 雅樹\*\*, 佐屋 裕之\*\*\*, 福本 晴士\*, 山本 定弘\*\*\*\*

Minoru Uenoya, Masaki Nakamura, Hiroyuki Saya, Yuhshi Fukumoto and Sadahiro Yamamoto

\* 工博, 福山大学教授, 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 福山市学園町1番地三蔵)

\*\*福山大学助手, 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 福山市学園町1番地三蔵)

\*\*\*(株)カナコン (〒246-0022 神奈川県横浜市瀬谷区三ツ境1-9)

\*\*\*\*工博, 日本鋼管(株), 総合材料技術研究所 (〒721-8510 広島県福山市鋼管町1番地)

This paper treats an experimental study on the cyclic performance of stiffened 450x450mm square box columns having two longitudinal ribs under constant compressive thrust combined with cyclic horizontal loads at the column top. The thickness tapered ratios of the flange and web plates at the both ends are 12 to 6 mm, 9 to 9, 9 to 6, 9 to 5 between the length of 1350mm. Four specimens are tested cyclically and another specimen with 9 to 6 mm thickness tapered plate is tested under monotonic loading. Large yield penetrations and the number of local buckling panels are obtained depending on the tapering ratios against the various applied and resistant moments along the columns.

*Key Words: Stiffened box columns, Cyclic tests, Tapered flange plates, Strength, Ductility.*

キーワード: 補剛箱形柱, 繰返し載荷, テーパーフランジ板, 強度, ダクティリティ

## 1. はじめに

板厚テーパ鋼板は欧州のミルメーカーが桁橋のフランジプレート用に開発した。わが国でも試用の段階から、すでに多くの桁橋構造での適用例がみられるようになった。主桁の作用モーメント分布に断面の抵抗モーメント分布を近づけることから、材料の適正利用による鋼材重量の低減、施工コストの低減、環境の面からその利点が道路橋の建設に受け入れられる方向にある<sup>1)</sup>。

不静定次数が高く、等断面部材が多用される構造物では、曲げ塑性ヒンジが柱とはりの接合部近傍に逐次形成されることを想定して構造物全体の変形性能を確保する塑性設計の考え方が導入されている。一方、大きな断面構成からなる不静定次数の低い鋼製橋脚のような土木構造物では、曲げ塑性ヒンジの逐次形成には困難があり、コンクリートとの併用、リブ剛性の制約、断面角部補強などによるハイダクティリティの確保が要求される<sup>2)3)</sup>。

著者らはテーパ鋼板を箱形断面柱に適用する研究を重ねており、先にテーパ鋼板をフランジおよび腹板に用いた無補剛変断面箱形の片持ちばり形式の単柱について繰返し弾塑性挙動に関する実験を行った<sup>4)</sup>。等断面部材とテーパ部材の弾塑性挙動を比較し、脚部近傍断面にテーパ鋼板を用いることによる強度と変形性能、エネルギー

一吸収性能について力学特性を考察した。そこでは、テーパ変断面柱の基部の断面積が等断面柱と同じである場合、テーパの度合いが小さい柱は等断面柱とほぼ同じ力学挙動をするが、テーパの度合いが大きい柱は局部座屈による強度と塑性変形性能が著しく低下することなどが鋼材重量の低減に関連して検討された。ここでは、得られた無補剛柱の研究結果から、テーパ鋼板をリブ補強した箱形補剛断面柱を研究対象に採り上げる。なお、テーパ板に関する研究は圧縮強度と設計を扱った堀田らの研究<sup>5)</sup>があり、変断面柱に対する耐震性能の研究は柱の横断面を直線的に変化させた無補剛柱を対象にした酒造らの研究<sup>6)7)8)9)</sup>および板厚テーパ補剛箱形断面柱を対象にした池内らの研究<sup>10)</sup>および本論文著者の一人が共同研究者として参加している森下らの研究<sup>11)</sup>がある。池内らの研究はテーパ部材の長さがフランジ幅と同じ(1パネル)の柱に関する解析的研究であり、テーパの度合いはテーパ一部分が同時に降伏する場合に限定されている。また、森下らの研究はテーパ部材長がフランジ幅の2倍(2パネル)の柱に関する実験的研究であり、テーパの度合いはテーパ一部分が同時に降伏する場合の1体だけの実験的研究に限定されている。このように、板厚テーパ補剛箱形断面柱について、テーパの度合いが変化するときの力学特性はほとんど検討されていない。

必要最小剛比が1になるように設計した。

供試体テーパの度合いを表すパラメータとしてテーパ率  $\eta$  を次式で定義する。式(6)は酒造ら<sup>9)</sup>が全塑性モーメントを用いて提唱しているのと同じ形式であるが、ここでは全塑性モーメントの代わりに降伏モーメントによってテーパ率  $\eta$  を表す。

$$\eta = \frac{h}{h_p} \left( 1 - \frac{M_{ycU}}{M_{ycL}} \right) \quad (6)$$

ここに、 $h$ ：水平荷重作用点から基部までの長さ、 $h_p$ ：テーパ部高さ、 $M_{ycU}$ 、 $M_{ycL}$ ：軸方向力の影響を考慮したテーパ部材の上・下端断面の降伏モーメントである。このテーパ率  $\eta$  は下端断面の降伏モーメントに対する上

・下端断面の降伏モーメントの差を表す。すなわち、 $\eta = 0$  は等断面部材を表し、 $\eta = 1$  は柱の上・下端の圧縮側フランジ外縁が等応力になり、同時に降伏するテーパ部材を表す。図-2の供試体の降伏水平荷重による曲げモーメントおよび抵抗モーメントにおいて、供試体 TPRC9-9 は  $\eta = 0$  に相当する。

表-2に引張試験から得られた供試体テーパ部の機械的性質を示す。引張試験は供試体の等断面部とテーパ部に用いた13枚の製品鋼板 (SM400, 公称降伏点 245MPa) から各1本を JIS7 号試験片に加工して行った。引張試験はひずみ速度を 0.8%/min とし、伸び計による伸び計測と、試験片中央に接着した2軸ひずみゲージによるひずみ測定を行った。

表-1 供試体の寸法諸元

供試体名	パネル	$h_c$ (mm)	$a$ (mm)	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	$\frac{\gamma_L}{\gamma_{L,req}}$	$\frac{\gamma_L}{\gamma_L^*}$	$k_R$	$k_F$	$R_R$	$R_F$	$\omega$	$\eta$
TPRC 9-9	4,5	2269	450	449	449	9.05	9.10	3.91	1.00	36	37	0.30	0.29	1.00	0.00
	3			449	448	8.95	9.03	3.90	1.03	36	38	0.30	0.29		
	2			449	449	9.01	9.09	3.90	1.01	36	38	0.30	0.29		
	1			449	449	9.05	9.12	3.90	1.00	36	37	0.30	0.29		
	基部			449	450	9.04	9.13	3.91	1.00	36	37	0.30	0.29		
TPRC 9-6	4,5	2269	450	444	444	6.06	6.06	4.31	2.99	36	103	0.48	0.29	0.83	0.60
	3			445	445	6.60	6.39	4.16	2.38	36	83	0.42	0.27		
	2			447	446	7.57	7.40	3.98	1.64	36	58	0.36	0.29		
	1			448	448	8.60	8.36	3.90	1.16	36	42	0.32	0.29		
	基部			449	450	9.12	8.77	3.89	0.98	36	37	0.30	0.30		
TPRC 9-5	4,5	2269	450	442	444	5.00	5.32	4.99	4.99	36	171	0.58	0.27	0.77	0.79
	3			444	443	5.63	5.95	4.45	3.65	36	125	0.48	0.26		
	2			446	445	7.01	7.29	4.07	2.02	36	71	0.38	0.27		
	1			448	447	8.34	8.54	3.92	1.25	36	46	0.32	0.28		
	基部			445	450	8.94	9.09	3.96	1.02	36	38	0.29	0.29		
TPRC 12-6	4,5	2269	450	437	439	6.03	6.03	4.38	2.97	36	103	0.47	0.28	1.00	0.92
	3			441	440	6.69	6.98	4.19	2.26	36	79	0.40	0.27		
	2			445	444	8.77	8.92	3.95	1.08	36	40	0.30	0.29		
	1			449	448	10.93	10.99	4.24	0.59	36	24	0.24	0.30		
	基部			451	451	12.02	12.04	4.71	0.45	36	19	0.22	0.30		
TPRM 9-6	4,5	2269	450	446	444	6.14	6.14	4.27	2.91	36	101	0.48	0.29	0.83	0.60
	3			446	445	6.52	6.85	4.17	2.47	36	86	0.42	0.27		
	2			447	446	7.56	7.72	3.98	1.64	36	59	0.36	0.28		
	1			449	448	8.65	8.49	3.90	1.14	36	42	0.31	0.29		
	基部			450	450	9.19	8.82	3.89	0.96	36	36	0.30	0.30		

$h_c$ ：供試体高さ、 $a$ ：ダイヤフラム間隔、 $b$ ：フランジ外面幅、 $d$ ：断面高、 $t_f$ ：フランジ厚 (変厚)、 $t_w$ ：腹板厚 (変厚)  
 $R_R$ ：幅厚比パラメータ、 $R_F$ ：幅厚比パラメータ、 $k_R$ ：座屈係数、 $k_F$ ：座屈係数、 $\gamma_L$ ：縦方向補剛材の剛比、 $\gamma_{L,req}$ ：縦方向補剛材の必要剛比(道路橋示方書)、 $\gamma_L^*$ ：縦方向補剛材の必要最小剛比 ただし、表のこれらの数値はパネル中央断面の値を用いてパネル内等断面として求めている。 $\omega$ ：TPRC9-9に対するテーパ部材の重量比、 $\eta$ ：テーパ率

最下端の断面積、 $W_L$ は供試体のテーパ部材最下端の断面係数である。 $\sigma_y$ は鋼材の降伏点である。 $H_y$ の計算には各供試体に用いた鋼材の降伏点 $\sigma_y$ を用いた。

本実験に先立ち、降伏水平変位 $\delta_y$ の算出と、変形の作動状態、ひずみゲージの接着状態、計測機器の作動状態を確認するために予備実験を行った。予備実験は①一定鉛直荷重 $P=0.15P_y$ を載荷した場合、②正負の水平力 $H=50kN$ (降伏水平荷重 $H_y$ の約1/4)を載荷した場合、③一定鉛直荷重 $P=0.15P_y$ を載荷後、正負の水平力 $H=50kN$ を載荷した場合の3種類である。ここで、一定鉛直荷重 $P$ は基部断面降伏荷重 $P_y=\sigma_y A$ の15%とし、供試体の使用鋼材の降伏点に応じて746~969kNとした。

予備実験により、基部のアンカーボルトの伸びなどによる供試体の剛体回転の発生が判明したことから、降伏水平変位 $\delta_y$ は予備実験から以下のように補正する。まず、一定鉛直荷重 $P=0.15P_y$ と1サイクルの水平荷重 $H=\pm 50kN$ を載荷する予備実験を行う。ここで、水平荷重 $H=\pm 50kN$ を載荷した場合、はりの曲げによる水平変位 $\delta_c$ と剛体回転による水平変位 $\delta_r$ を合わせた水平変位が生じる。剛体変位 $\delta_r$ は水平荷重に比例する傾向があり、降伏水平荷重まで比例すると仮定し、そのときの変位を $\delta_{yr}$ とする。したがって、載荷の基本となる補正された降伏水平変位 $\delta_y$ は式(10)に示すようにはり理論による降伏水平変位 $\delta_{yc}$ に剛体変位 $\delta_{yr}$ を加えた値として表-3に示す。なお、式(10)による補正された降伏水平変位 $\delta_y$ の妥当性は本実験におけるTPRC9-9の水平荷重-水平変位履歴曲線で検討した。弾塑性挙動の影響が少ない2サイクル目の除荷時において、補正された水平変位は実験値より10%小さかった。補正された水平変位は10%の誤差を含むと思われるが、さらなる補正はしないで実験を行い、水平荷重-水平変位履歴曲線の補正も行っていない。

$$\delta_y = \delta_{yc} + \delta_{yr} \quad (10)$$

本載荷実験では、所定の一定鉛直荷重を載荷した後、供試体頂部に正負の繰り返し水平変位を準静的に変位制御で載荷した。

供試体の水平変位は柱頭部2点および基部から柱頭間を8点の変位計で測定した。また、供試体の剛体回転は基部プレート4点の変位計で測定し、供試体の水平移動は基部プ

レート2点の変位計で測定した。鋼製橋脚の局部座屈はフランジ面および腹板面の36点の変位計で測定した。ひずみは図-5に示す位置に貼付した単軸の弾性ひずみゲージ12枚で測定した。

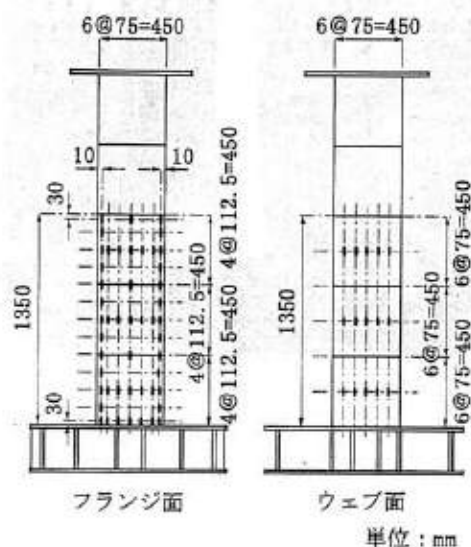


図-5 ひずみゲージ接着位置

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 水平荷重-水平変位履歴曲線

基部断面における降伏軸力の15%の一定鉛直荷重( $P=0.15P_y$ )のもとで、柱頭に繰り返しあるいは単調水平荷重を受ける箱形断面柱の載荷実験を行った。実験終了時の損傷状況を写真-1に示す。また、水平荷重-水平変位履歴曲線( $H-\delta$ 曲線)を図-6に示す。同図において、水平荷重 $H$ 、水平変位 $\delta$ はそれぞれの柱の曲げと軸力により柱基部が降伏するときの降伏水平荷重 $H_y$ (式(9))および降伏水平変位 $\delta_y$ (式(10))により無次元化している。

箱形断面柱が繰り返し水平荷重を受けると、最大水平荷重付近からフランジと腹板に局部座屈が始まる。局部座屈による面外たわみは繰り返し載荷により塑性変形が累積して、サイクルごとに大きくなり、柱の強度低下が始まる。水平変位反転時の水平荷重が $0.5H_y$ 以下まで減少したときを崩壊とみなして実験を終了した。

表-3 降伏水平変位および最大水平荷重と変位

供試体	$H_y$ (kN)	$H_{max}$ (kN)	$\delta_{yc}$ (mm)	$\delta_{yr}$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y}$	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}}$
TPRC9-9	252	421.89	8.5	6.3	14.9	72.8	4.90	5.46	1.67	4.90	5.46
TPRC9-6	258	379	9.9	5.1	15.0	59.6	3.98	4.90	1.50	4.01	4.94
TPRC9-5	245	352	9.9	4.9	14.7	62.4	4.24	5.06	1.40	4.20	5.01
TPRC12-6	317	429	10.5	7.7	18.2	86.0	4.73	6.18	1.70	5.79	7.57
TPRM9-6	255	350	9.8	6.3	16.1	79.2	4.92	7.98	1.39	5.33	8.65

$H_y$ : 降伏水平荷重,  $H_{max}$ : 最大水平荷重(実験値),  $H_{y0}$ : TPRC9-9の $H_y$ ,  $\delta_{yc}$ : はり理論による降伏水平変位,  $\delta_{yr}$ : 剛体変位による降伏水平変位,  $\delta_y$ : 実験に用いた降伏水平変位,  $\delta_{max}$ : 最大水平荷重時の水平変位(実験値),  $\delta_{y0}$ : TPRC9-9の $\delta_y$ ,  $\delta_{95}$ : 最大水平荷重の95%に低下したときの水平変位