

# 耐震性に優れた鋼構造柱梁接合部に関する研究（その3）

——梁ウェブをスチフナ補強した水平ハンチ付H形梁の検討——

浅井 英 克      杉 本 浩 一  
 江 戸 宏 彰  
 （本社生産技術部）

## Study on Seismic Performance of Steel Beam-to-Column Connections (Part 3)

——Evaluation of Horizontally Haunched Beam with Stiffener-reinforced Web——

Hidekatsu Asai    Hirokazu Sugimoto  
 Hiroaki Eto

### Abstract

A lot of beam-column connections in steel structures suffered brittle fracture in the Hyogoken Nanbu Earthquake. As a result, earthquake-proof connections have been developed and put into practical use. These connections, whose beam ends have horizontal haunches that relieve stresses at beam ends, have high plastic deformation capacity. To rationalize these connections, new connections are devised whose webs have a depth-thickness ratio rank "FD" and are reinforced with stiffeners. When shear strength greatly exceeds bending strength, the webs protect against flange buckling and stiffeners protect against web shear buckling. Therefore, high plastic deformation capacity can be achieved even though the beam is of FD rank. Full-scale loading tests were conducted to evaluate the performance of the new connections. The test results show that the new connections have excellent seismic performance. Moreover, to express the effect of web reinforcing with stiffeners, the new concept "equivalent depth-thickness ratio" is newly proposed, and the fixed qualitative method for evaluating reinforcing shear buckling is developed.

### 概 要

兵庫県南部地震において鋼構造柱梁接合部の脆性破断が数多く生じたことを教訓に、耐震性能に優れた仕口形式を開発し<sup>1)</sup>、既に実用化に至っている。開発した仕口形式では、水平ハンチを梁端に設けることにより梁端の応力状態を緩和し、大きな塑性変形能力を得ている。この仕口形式の合理化を目指して、ウェブ幅厚比ランクFDのウェブにスチフナを付けた仕口形式を新たに考案した。曲げ耐力に対してせん断耐力に十分な余裕がある場合、ウェブがフランジの座屈を防止し、またウェブのせん断座屈はスチフナによって拘束されるため、FDランクの梁でも優れた塑性変形能力が得られる。そこで新たに考案した仕口形式の性能を評価するため、実大載荷実験を行った。実験の結果、本仕口は優れた耐震性能を有していることが確認できた。さらに、スチフナによるウェブの補剛効果を表すため、「等価幅厚比」という概念を新たに導入し、せん断座屈補剛に関する定性的な評価法を提案した。

### 1. はじめに

兵庫県南部地震において、柱梁接合仕口部に多くの脆性的破断が見られた。これらの脆性破断を防止するため、1)材料特性、2)接合部ディテール、3)仕口形状などを改良した柱梁接合部が、数多く提案されている。このうち3)に対応する形式として、当社では角形鋼管柱と、梁端フランジに台形リブ(ウイングプレート)の水平ハンチを付けたH形梁との改良仕口を考案し、既に実用化のための知見を得ている<sup>1)</sup>。

この水平ハンチを用いた柱梁接合部の合理化を目指して、ウェブ幅厚比ランクFDの梁端ウェブにスチフナを付

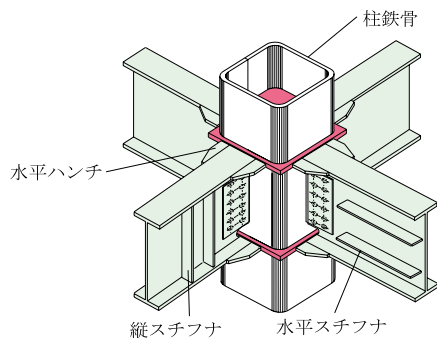


Fig. 1 ウェブをスチフナで補強した水平ハンチ付梁  
 Horizontally Haunched Beam with Stiffener-reinforced Web

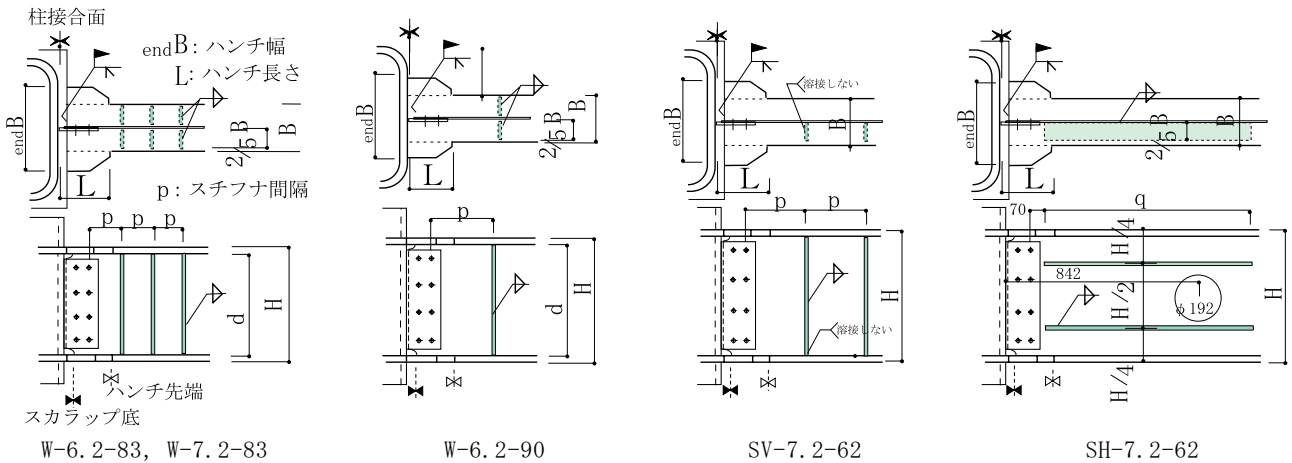


Fig.2 試験体図 (接合部詳細)  
Specimens (Details of Connections)

Table 1 試験体一覧  
List of Specimens

試験体	H形鋼梁	b/t <sub>f</sub>	d/t <sub>w</sub>	L (mm)	endB (mm)	P (mm)	d <sub>sa</sub> /t <sub>w</sub>	ウェブ補強	
								スチフナ高さ・長さ(mm)	溶接位置
W-6. 2-83	BH-497×192×6×16	6.2	82.7	256	308	165	56.1	2PL-75 (3箇所)	フランジ・ウェブとも
W-7. 2-83	BH-497×224×6×16	7.2	82.7	256	350	165	56.1	2PL-85 (3箇所)	両側
W-6. 2-90	BH-538×192×6×16	6.2	90.0	234	310	330	74.5	2PL-75 (1箇所)	
SV-7. 2-62	BH-576×224×9×16	7.2	61.9	266	388	264	46.0	PL-85 (2箇所)	ウェブのみ
SH-7. 2-62	BH-576×224×9×16	7.2	61.9	266	388	∞	34.0	PL-75 (2段) q=864 スリーブ穴 (φ192)	片側

Table 2 材料の機械的性質  
Mechanical Properties of Materials

材料	板厚 t (mm)	降伏点 $\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (t/cm <sup>2</sup> )	降伏比 Y.R (%)	伸び率 (%)
□-600x28	27.7	3.76	5.34	70.4	30.1
ダイアフラムPL-32	31.5	3.61	5.30	68.1	31.4
ダイアフラムPL-25	25.0	3.93	5.49	71.6	29.0
PL-16	15.6	4.15	5.77	72.0	24.4
PL-9	8.8	3.56	5.68	62.7	24.7
PL-6	5.6	3.94	5.69	69.2	23.7

けた仕口形式を新たに考案した (Fig. 1)。現行規準<sup>2)</sup>によれば梁のフランジとウェブの幅厚比は独立に定められているが、実際には両者の相乗効果<sup>3)</sup>が期待できる。すなわち、本仕口形式では曲げ耐力に対してせん断耐力に十分な余裕がある場合、ウェブがフランジの座屈を防止し、スチフナがウェブのせん断座屈を拘束する。このため塑性変形能力は向上し、ウェブの厚さを現状よりも低減できる。また、全塑性モーメントに占めるウェブの分担率は低くなり、接合部は破断し難くなる<sup>4)</sup>という利点がある。

本報では、実大実験より得た本仕口形式に関する構造性能、及びその評価方法について示す。特にスチフナによるウェブのせん断座屈補剛に対しては、新たに「等価幅厚比」という指標を導入し、ウェブの座屈補剛効果に関して論じる。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

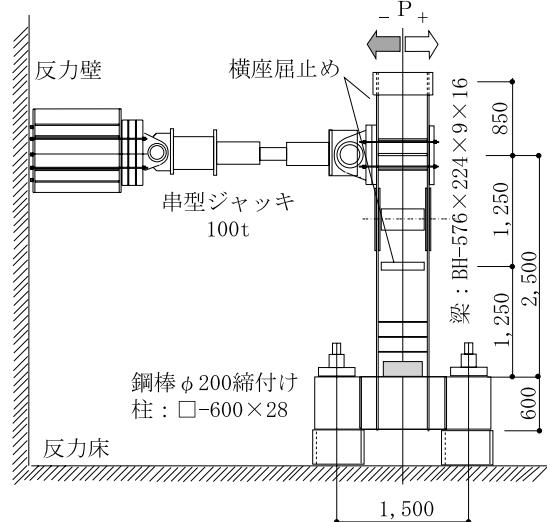


Fig. 3 加力装置  
Loading Apparatus

Fig. 2に試験体図, Table 1に試験体一覧, Table 2に材料の機械的性質, Fig. 3に加力装置を示す。

梁はSM490AのH-500~600の組立てH形鋼, 柱はBCP295の□-600×28, スチフナはSS400の鋼板である。試験体は、外柱の柱梁接合部を模擬してト字形に組立てた部分架構とする (Fig. 3参照)。この柱梁接合部は以下の特徴を有する。

**Wシリーズ** 塑性ヒンジ発生位置で、縦スチフナが両側からウェブを拘束する。さらに、梁フランジの両側から小端を除く部分 (約4/5に相当する) を縦スチフナが拘束して、見かけのウェブ幅厚比を低減させる。

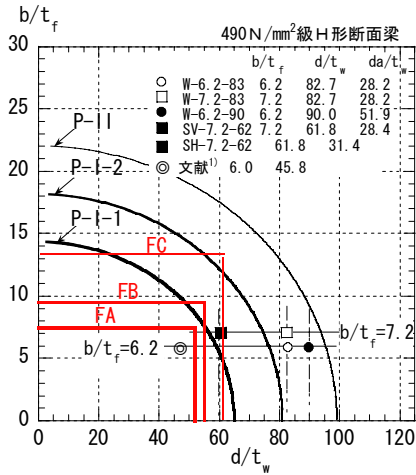


Fig. 4 幅厚比の制限値と試験体の関係  
Relation between the Limit of Depth-Thickness Ratio and Specimens

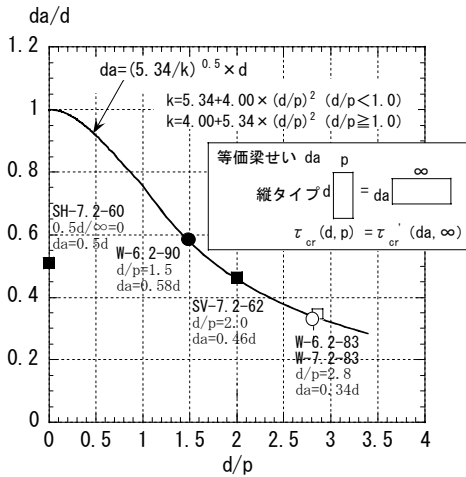
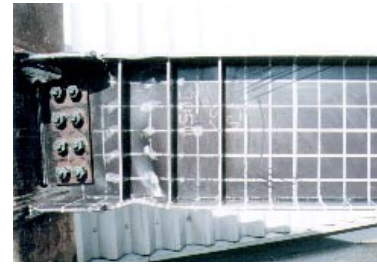


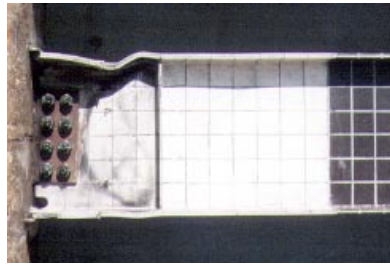
Fig. 5 アスペクト比  $d/p$  と等価梁せい比  $da/d$  の関係  
Relation between Aspect Ratio  $d/p$  and Equivalent Beam Depth Ratio  $da/d$



(1) W-6.2-83



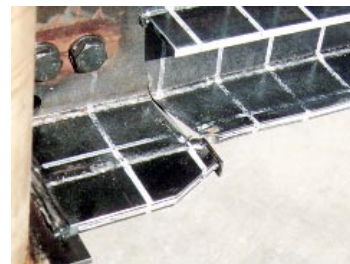
(2) W-7.2-83



(3) W-6.2-90



(4) SV-7.2-62



(5) SH-7.2-62

Photo 1 接合部破壊状況 (載荷後)  
Damage of Specimens

Sシリーズ フランジ非拘束型である。塑性ヒンジ発生位置で、片側からスチフナがウェブを拘束する。見かけのウェブ幅厚比を低減させるが、スチフナはフランジには溶接しない。フランジの内側への局部座屈をウェブの片側から防止する。

2.1.1 ハンチのきめ方 ハンチ長( $L$ )は、ウェブの曲げ耐力をハンチ先端から元端(スカラップ底)までの隅肉溶接部に作用するせん断力の偶力に変換して柱に伝達できる長さとした。ハンチ幅( $B_{end}$ )は、梁応力が全塑性曲げモーメント( $M_p$ )の1.2倍に達した時、柱接合面では弾性限曲げ耐力になる長さとした<sup>1)</sup>。

2.1.2 実験パラメータ ウェブ幅厚比は90, 80, 60の3種類、フランジ幅厚比は6, 7の2種類とした。スチフナの付け方は、縦スチフナをフランジ・ウェブの両側に溶接したフランジ拘束型(W-6.2-83, W-7.2-83, W-6.2-90)と、フランジに溶接しないでウェブの片側にスチフナを溶接したフランジ非拘束型(縦タイプ:SV-7.2-62, 水平タイプ:SH-7.2-62)の2種類である。幅厚比制限<sup>2)</sup>と試験体との関係をFig. 4に示す。スチフナ

はウェブの第1ボルト列から約0.4m~0.7m間に設けた。W-6.2-83, W-7.2-83では3枚, SV-7.2-62では2枚, W-6.2-90では1枚の縦スチフナを, SH-7.2-62では2枚の水平スチフナを付けた。

2.1.3 ウェブの座屈補剛効果 スチフナとフランジで囲われた矩形板( $d \times p$ ,  $d$ :ウェブのせい,  $p$ :スチフナの間隔, Fig. 2参照)のせん断板弾性座屈応力 $\tau_{cr}$ は式(1)より求める<sup>3)</sup>。

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_w}{d} \right)^2 \quad (1)$$

ここに、 $k$ :板座屈係数(式はFig. 5参照),  $E$ :ヤング係数,  $\nu$ :ポアソン比,  $t_w$ :ウェブ厚さである。この式より、同じ座屈応力をもつ細長い板( $da \times \infty$ ,  $da$ :等価梁せい,  $\infty$ :スチフナ間隔( $p$ )が無限大, Fig. 5参照)を考えた場合、本試験体に対する等価幅厚比 $da/t_w$ は下式で示される。

$$da/t_w = (5.34/k)^{0.5} \cdot d/t_w \quad (2)$$

Table 3 実験結果一覧——剛性・耐力  
Experimental Results—Stiffness・Strength

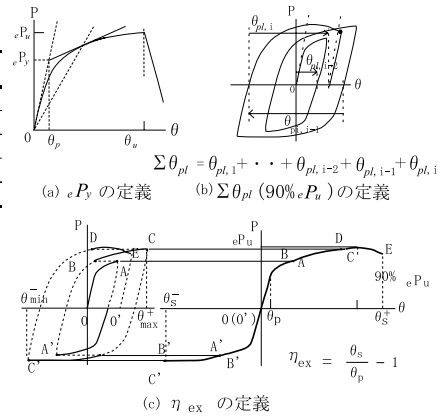
試験	計算								実験							
	cK (t/cm)	cP <sub>y</sub> (t)	cP <sub>p</sub> (t)	cP <sub>b</sub> (t)	cP <sub>fu</sub> (t)	cP <sub>u</sub> (t)	endP <sub>fy</sub> (t)	endP <sub>fu</sub> (t)	eK (t/cm)	eP <sub>y</sub> (t)	eP <sub>u</sub> (t)	eK /cK	eP <sub>y</sub> /cP <sub>y</sub>	eP <sub>u</sub> /cP <sub>u</sub>	eP <sub>y</sub> /endP <sub>fy</sub>	eP <sub>u</sub> /endP <sub>fu</sub>
W-6.2-83	14.4	29.4	31.5	31.2	37.0	41.8	37.2	38.4	13.5	33.3	42.2	0.94	1.34	0.90	1.10	1.10
W-7.2-83	16.1	33.7	35.9	35.3	43.2	48.0	42.3	43.6	15.5	33.8	46.3	0.96	1.29	0.80	1.06	1.06
W-6.2-90	16.8	32.0	34.3	32.8	39.8	45.4	40.7	41.9	18.6	32.7	39.8	1.11	1.16	0.80	0.95	0.95
SV-7.2-62	24.9	43.0	46.8	50.8	50.5	60.9	54.8	56.3	23.8	45.3	56.2	0.96	1.20	0.83	1.00	1.00
SH-7.2-62	24.9	43.0	46.8	50.8	50.5	60.9	54.8	56.3	24.3	42.8	56.6	0.98	1.21	0.78	1.01	1.01

$cK$  : 剛性計算値  
 $cP_y$  : ハンチ先端の降伏耐力  
 $cP_p$  : ハンチ先端の全塑性耐力  
 $cP_b$  : ハンチ先端の局部座屈耐力  
 $cP_{fu}$  : ハンチ先端の梁フランジの破断耐力  
 $cP_u$  : ハンチ先端の梁の最大耐力  
 $endP_{fy}$  : ハンチ元端の梁フランジの降伏耐力  
 $endP_{fu}$  : ハンチ元端の梁フランジの全塑性耐力  
 $eK$  : 剛性実験値  
 $eP_y$  : 降伏耐力実験値  
 $eP_u$  : 最大耐力実験値

Table 4 実験結果一覧——変形能力  
Experimental Results—Deformation Capacity

	N	$\theta_s^+$	$\theta_s^-$	$\Sigma \theta_{pl}$	$\eta_{ex}$	$\eta$	$\eta_s$	破壊形式
W-6.2-83	6-	0.088	0.092	0.815	7.18	93.1	10.28	局部座屈後、ハンチ先端の延性破断
W-7.2-83	6-	0.096	0.079	0.791	9.03	88.4	9.77	局部座屈後、ハンチ先端の延性破断
W-6.2-90	5-	0.064	0.065	0.529	8.22	64.6	7.88	局部座屈
SV-7.2-62	5-	0.058	0.060	0.506	6.70	67.3	7.58	局部座屈後、ハンチ先端の延性破断
SH-7.2-62	5-	0.057	0.059	0.519	7.24	69.1	7.72	局部座屈後、ハンチ先端の延性破断

N : 破壊(2.2.2項参照)までのサイクル数  
 $\theta_s^+$ ,  $\theta_s^-$  : 骨格曲線における最大変形角  
 $\Sigma \theta_{pl}$  : 累積塑性回転角  
 $\eta_{ex}$  : 骨格曲線における塑性変形倍率  
 $\eta$  : 回転角による塑性変形倍率  
 $\eta_s$  : エネルギーに基づく累積塑性変形倍率



この等価幅厚比  $d_a/t_w$  でウェブの座屈補剛効果を再評価すると、試験体はすべてウェブ幅厚比ランクでFA程度に相当する。矩形板のアスペクト比  $d/p$  と等価梁せい比  $d_a/d$  との関係を図5に示す。

## 2.2 加力方法

**2.2.1 加力形式** 加力形式は、梁に加えられた梁端相対回転角を制御の目標とする、静的な正負交番漸増繰返し载荷とする。本実験では、試験体の柱の両端を鋼棒にて耐力床に固定し、梁端にせん断力(P)をかけて片持ち曲げを作用させる(図3参照)。なお、試験体の梁は、ローラー支持機(加力フレームと試験体との間でやり取りされるせん断力、曲げモーメントを伝達するのに十分な剛性と耐力を持つ)を介し、面外拘束用ビームによって両側から上下2箇所を拘束する。

**2.2.2 加力スケジュール** 加力は漸増正負繰返し载荷である。梁ハンチ先端の全断面の全塑性モーメント( $M_p$ )に対応する弾性梁端回転角( $\theta_p$ )を基準として、正負交番に $2.0\theta_p$ ,  $4.0\theta_p$ ,  $6.0\theta_p$ を各2回づつ行う。载荷は最大荷重の90%に耐力が低下するまで、もしくは破断するまで加力を繰り返す。

## 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

Photo 1に接合部破壊状況を示す。W-6.2-83, W-7.2-83, SV-7.2-62, SH-7.2-62は、3枚のスチフナで補強された圧縮フランジの中央に局部座屈が発生し、引張側フランジでハンチ先端の溶接始端部から亀裂が進展して梁フランジが破断した(Photo 1.(1), (2), (4), (5))。またウェブにも局部座屈(ウェブ厚の2.0~2.5倍)が生じた。W-6.2-90は圧縮側フランジで局部座屈が生じ、引張側フ

ランジでハンチ先端の溶接止端部に亀裂が生じた(Photo 1.(3))。またウェブには大きな局部座屈(ウェブ厚の10倍)が生じた。

### 3.2 剛性・耐力

Table 3及びTable 4に実験結果一覧、Fig.6に梁端モーメント( $M/M_p$ )—梁端相対回転角( $\theta$ )関係、Fig.7に骨格曲線を示す。

Table 3には、初期剛性ならびに降伏時等のせん断力の計算値及び実験値と、終局状態までの変形能の評価指標 [ $\theta_s^+$ ,  $\theta_s^-$ ,  $\Sigma \theta_{pl}$ ,  $\eta_{ex}$ ,  $\eta$ ,  $\eta_s$ ]を示す。

Fig.6の▼印は最大耐力の発生時期を示す。○印は最大荷重の90%に低下した時を、×印は破断が生じた時を示す。

### 3.3 ひずみ分布

Fig.8に梁端のひずみ分布を示す。ここでは、「フランジ・ウェブ拘束型」としてW-6.2-90試験体を、「フランジ非拘束型」としてSV-7.2-62試験体を抜粋する。

### 3.4 塑性化領域と局部座屈

**3.4.1 柱接合面の塑性化** 柱接合面での塑性化を見ると、降伏耐力の実験値 $eP_y$ はハンチ元端(柱面)におけるフランジのみの降伏耐力 $endP_{fy}$ の0.78~0.90倍である(Table 3参照)。従って、柱接合面、すなわちハンチ元端のフランジは弾性限内であり、水平ハンチの効果を確認できる。

その後変形が終局状態に達したとき、最大耐力 $eP_u$ はフランジのみの全塑性耐力 $endP_{fp}$ の0.95~1.1倍である。従って、柱接合面における梁の応力状態は、ほぼフラ

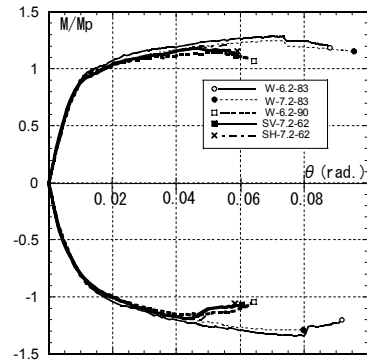
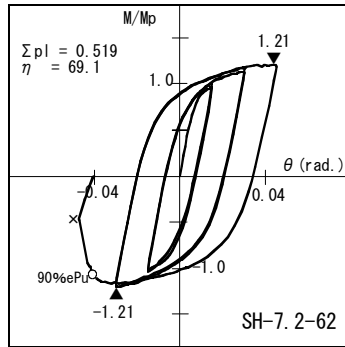
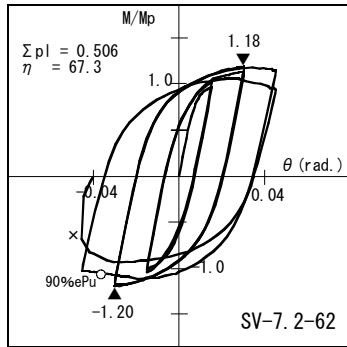
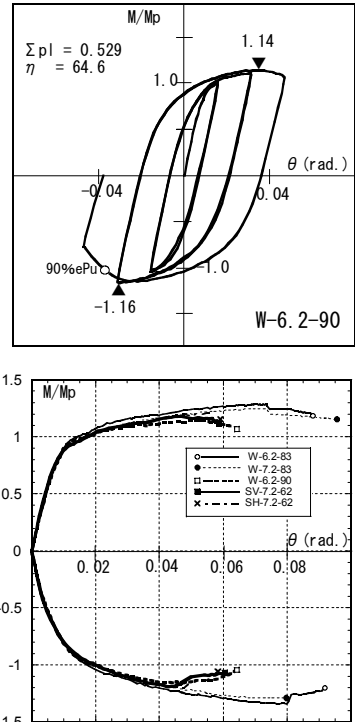
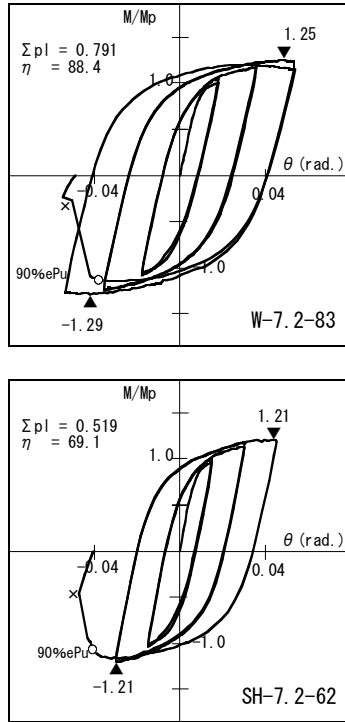
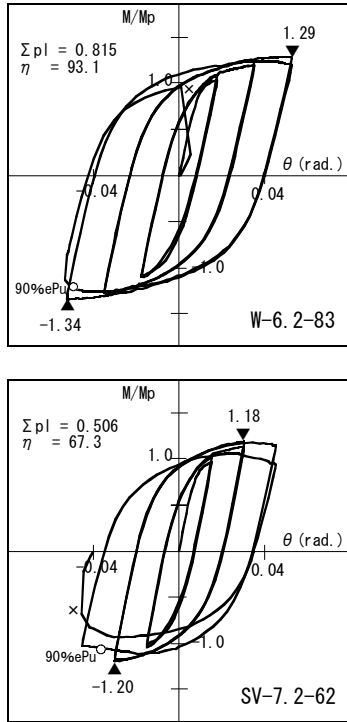


Fig.6 梁端モーメント ( $M/M_p$ )–梁端相対回転角 ( $\theta$ ) 関係  
Moment ( $M/M_p$ )– Deformation Angle ( $\theta$ ) Relationship

Fig.7 骨格曲線  
Skeleton Curve

ンジのみの全塑性状態程度にとどまっていたと考えられる。

**3.4.2 終局状態の塑性化領域** リューダース帯と歪ゲージから判断すると、フランジ塑性化領域はハンチ中間部から梁中央よりに現われ、W-6.2-83, W-7.2-83, W-6.2-90試験体は各々1.0mに及んでいる。SV-7.2-62, SH-7.2-62試験体は各々1.5mに及んでいる。ウェブの塑性化領域は補強部分から梁中央にかけて横補剛位置に及んでいる。

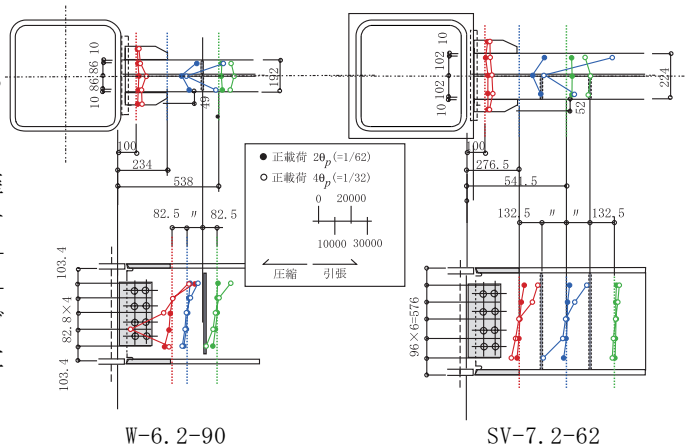


Fig.8 ひずみ分布図  
Strain Distribution of Beam Ends

#### 4. 考察

##### 4.1 初期剛性

実験の初期剛性は、荷重–変形関係の  $1/20P_{max} \sim 1/4P_{max}$  間の割線剛性で評価した。H型鋼部分の曲げ変形とせん断変形の和とともに、ハンチ部を変断面の幅広梁と見なした断面変化部分の変形も含めて算定した計算値との対応を試験体ごとに調べると、初期剛性実験値  $K$  は計算値の6%減~11%増 (Table3参照) であり、計算値との対応は良好であった。

##### 4.2 最大耐力

降伏後の耐力上昇率  $\alpha (=P_u/P_y)$  は1.16~1.34である。最大耐力の実験値  $P_u$  は、座屈耐力  $P_b$  と最大耐力 (ウェブ全塑性モーメントにフランジ破断耐力を加えた耐力) の計算値  $P_u$  のほぼ中間値である。以上により、本仕口ではウェブの全塑性曲げモーメントを伝達でき

たと考えられる。

最大耐力時におけるウェブのせん断応力  $\tau_c$  は、降伏せん断応力  $\tau_y$  の0.54~0.67倍であった。また、最大耐力実験値  $P_u$  はハンチ元端におけるフランジのみの降伏耐力  $P_{fy}$  をSV-7.2-62, SH-7.2-62試験体で2~3%, W-7.2-83試験体で9%, W-6.2-83試験体で13%超える程度であった。

##### 4.3 変形能力

文献5)では変形能力のある従来型25体の  $\Sigma \theta_{pl}$  の平均は0.392rad. であるとされているが、本実験の  $\Sigma \theta_{pl}$  は従来型の1.3~2.1倍であった。したがって本仕口形式は非常に優れた変形性能を有している。

#### 4.4 スチフナの補強範囲

破断形態はスチフナの補強数によって違いがあった。W-6.2-90試験体が局部座屈で、他の4体がハンチ先端の破断で、最終破壊が決まった。

**4.4.1 フランジ・ウェブ拘束型** W-6.2-83、W-7.2-83試験体は塑性ヒンジ領域を3枚のスチフナで補強したため、1枚のスチフナ補強のW-6.2-90試験体よりもフランジの拘束効果があり、引張側でウィングプレート溶接止端部に歪が累積し易い。また、最大応力位置とフランジの曲りの起点が一致し、フランジに局部座屈が起きて耐力低下を起ししながら、ハンチ先端部が破断した。

**4.4.2 フランジ非拘束型** SV-7.2-62、SH-7.2-62試験体は塑性ヒンジ領域のフランジとスチフナを溶接していないので、梁端相対回転角 $\theta=1/32$ までは最大応力位置とフランジの曲りの起点が一致しなかった。しかし、 $\theta=1/20$ になると、最大応力位置とフランジの曲りの起点が一致し、引張側でウィングプレート溶接止端部に歪が累積して、耐力低下を起ししながら、ハンチ先端部が破断した。

これは、ウィングプレートが台形であるため、ハンチ先端部のフランジ断面が緩やかに変化していないことによると考えられる。

#### 4.5 ウェブ座屈補剛効果

最大耐力はフランジの局部座屈で決まり、ウェブにはせん断座屈の様相はなく、フランジに連成した局部座屈が発生した。

**4.5.1 スチフナ間隔の影響** W-6.2-83試験体はW-6.2-90試験体の1/2倍のピッチ( $d_a/t_w$ は3/4程度)でウェブとフランジを拘束したため、両者の相乗効果が強く発揮され、高い変形性能が得られた。

**4.5.2 フランジ幅厚比の影響** W-6.2-83試験体はW-7.2-83試験体よりも、フランジ幅厚比  $b/t_f$  が小さいため、耐力上昇率 $\alpha (=P_u/P_p)$  が大きくなり、最も高い変形性能があった。

**4.5.3 縦スチフナと水平スチフナの比較** フランジ非拘束型のSV-7.2-62とSH-7.2-62試験体は、ウェブ等価幅厚比による評価では $d_a/t_w$ の値が、前者では46.0、後者では34.0であった。しかし、実際の実験結果では両者の変形性能の差は少なかった。

**4.5.4 フランジ拘束・非拘束の影響** フランジ拘束型(W-6.2-83、W-7.2-83試験体)は非拘束型(SV-7.2-62試験体)よりも、見掛けのウェブ幅厚比  $d/t_w$  は大きい。しかしながら、ウェブ等価幅厚比  $d_a/t_w$  はほぼ同じであり、さらにフランジとスチフナが溶接されているため、フランジ拘束型はより優れた変形性能があった。

**4.5.5 スチフナの位置** W-6.2-90試験体は縦スチフナをハンチ先端より梁幅の約1.5倍離れた位置に設けたため、補剛効果は小さい。1枚の場合スチフナの入れ方に検討の余地がある。

以上より、ウェブの座屈補剛効果は(2)式に示す等価幅厚比によって定性的に評価できる。しかし、ウェブ

の拘束度を定量的に評価するにはさらに検討が必要である。

#### 5. まとめ

「ウェブをスチフナで補強した水平ハンチ付仕口形式」を提案し、実大実験で性能を確認した。

- 1) 塑性ヒンジ長さは梁せい以上であり、従来型に比べ1.3~2.1倍の優れた変形能力を有することを確認した。最大耐力は全断面の全塑性モーメントをかなり上回っている。よって、ウェブ幅厚比ランクFDの梁端のウェブにスチフナを付けた本形式は優れた性状を有するといえる。
- 2) ウェブをスチフナで補剛した矩形板を、細長い板に置換して求めた等価幅厚比 ( $d_a/t_w$ : (2)式) は、ウェブの座屈補剛効果の評価尺度となる。
- 3) スチフナをフランジに溶接するフランジ拘束型は、フランジに溶接しない非拘束型よりも、優れた変形性能を示す。
- 4) 縦スチフナをフランジの塑性化領域に2本以上入れると優れた変形性能を示す。スチフナが1本の場合は、入れ方に検討の余地がある。
- 5) 以上のようなスチフナの入れ方によって、本形式ではウェブの厚さを低減できる。

#### 【参考文献】

- 1) 杉本浩一、高橋泰彦：角形鋼管柱—水平ハンチ付きH形梁接合部に関する実験的研究，鋼構造年次論文集，第8巻，pp. 201-208，2000年11月
- 2) 日本建築学会：限界状態設計指針・同解説，pp. 126，pp. 139，1998年10月
- 3) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，pp. 121，1998年10月
- 4) 井上一郎，他：H型断面梁のウェブ座屈補剛に関する実験的研究，AIJ大会，pp. 479-482，2000年9月
- 5) 日本建築学会近畿支部構造部会：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験，pp. 25，pp. 151-156，1997年7月

#### 付録 設計クライテリア

	項目	条件	
		スチフナをフランジに溶接するタイプ   溶接しないタイプ	
適用範囲	鋼種	SM490	
	フランジ幅厚比	$5 \leq b/t_f \leq 7.2$	
	ウェブ等価幅厚比	$d_a/t_w \leq 28$	$d_a/t_w \leq 31$
	ウェブせん断応力度(梁端全塑性時)	$\tau / \tau_y \leq 0.45$	
補剛要領	スチフナの位置	・塑性ヒンジ位置・塑性ヒンジ位置 ・ウェブの両側・ウェブの片側	
	スチフナの鋼種	SS400	
	スチフナの板厚	ウェブの1サイズUP	
	スチフナ高さ	フランジ幅の2/5	
	スチフナ溶接方法	全周隅肉溶接	
	スチフナ補強間隔	ウェブ第1ボルトを材軸方向の始まりとする	
補剛範囲	全塑性モーメントを超える範囲		