

# 変形能力を飛躍的に高めた新型ウィングビームの開発

浅井 英 克      鈴木 康 正      平 田 寛  
 佐野 剛 志      後 閑 章 吉      芹 澤 丈 晴  
 (本社設計本部)      (本社設計本部)

## Development of New Type of Wing Beam that Remarkably Increases Deformation Capacity

Hidekatsu Asai      Yasumasa Suzui      Hiroshi Hirata  
 Takeshi Sano      Shokichi Gokan      Takeharu Serizawa

### Abstract

Recent times have witnessed much more powerful and longer-duration earthquakes than imaged. For increasing the structural safety and resistance of buildings to such powerful earthquakes, we have developed a new type of wing beam, which remarkably increases the deformation capacity of a building under seismic loading. This wing beam is a horizontal haunch beam to which steel plates (called “flange plate”) are welded to decrease the strain concentration of the haunch top and restrain beam fracture. Through constant cyclic loading tests and finite element method (FEM) analyses for the new type of wing beam, the following conclusions are drawn. 1) The ultimate life-time of the developed wing beam under cyclic loading is three times that of the presently used wing beam. 2) The ultimate life-time of the horizontal haunch beam is accurately estimated by the equivalent plastic strain  $\epsilon_{eq}$  calculated by the FEM analyses.

### 概 要

巨大地震への対策として、地震の繰返し荷重に対する安全性を飛躍的に高めた現場溶接型の水平ハンチ付き鉄骨梁「新型ウィングビーム」を開発した。新型ウィングビームは、現行のウィングビームにフランジプレートと称する鋼板をハンチ先端に隅肉溶接したものである。新型ウィングビームに対する定振幅繰返し载荷実験、さらに実験結果を検証するFEM解析を行い、次のことを確認した。1)新型ウィングビームの繰返し荷重に対する疲労寿命は現行ウィングビームの約3倍であり、ノンスラップ工法を用いた工場溶接型ストレート梁などの他工法に比べても現状最高レベルの変形能力を有する。2) FEM解析によって算出したハンチ先端の相当塑性ひずみを用いれば、水平ハンチ付き鉄骨梁の繰返し荷重に対する疲労寿命を精度良く評価できる可能性がある。

## 1. はじめに

兵庫県南部地震で多数発生した梁端溶接部の破断被害<sup>1)</sup>などに対する反省に立ち、耐震性に優れた柱梁接合工法が多数開発され<sup>2)</sup>など、大林組も高い耐震性を有する独自の水平ハンチ付き鉄骨梁「ウィングビーム工法」を開発した<sup>3)</sup>。しかし近年、南海トラフ地震など、建物の振動や地震継続時間が従来の想定を大きく超える巨大地震の発生<sup>4)</sup>などが危惧されており、より高い耐震性をもつ柱梁接合工法の開発が求められている。

このような巨大地震対策の必要性を鑑みて、地震の繰返し荷重に対する安全性を飛躍的に高めた新型ウィングビームを開発した。新型ウィングビームは、現行のウィングビームにフランジプレート(FPLと略記)と称する鋼板をハンチ先端(Fig.1参照)に隅肉溶接したものである。フランジプレートを設置することで、ハンチ先端のひずみ集中を緩和できるため、変形能力は飛躍的に向上する。

本報ではまず、新型ウィングビームに対する定振幅繰返し载荷実験によって変形能力を検証し、繰返し荷重に対する疲労寿命を他の柱梁接合工法と比較検討する。次に、き裂の起点となり変形能力を決定づけるハンチ先端

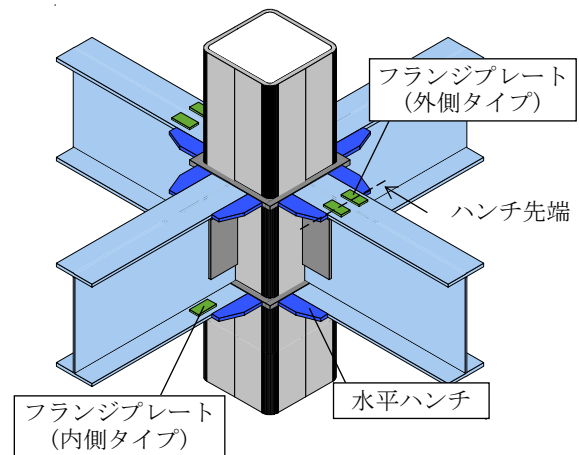


Fig. 1 新型ウィングビーム  
New Type of Wing Beam

のひずみ性状をFEM解析で明らかにし、定振幅繰返し荷重に対する水平ハンチ梁の疲労寿命はハンチ先端の相当塑性ひずみにより精度良く評価できることを示す。

## 2. 定振幅繰返し実験

### 2.1 実験計画

試験体は鉄骨柱梁接合部を模擬したト字形部分架構 (Fig. 2参照) とし、試験体数は全7体とした (Table 1, 2参照)。実験パラメータは、柱・梁断面、ハンチ形状、変位振幅、水平ハンチの溶接仕様とした。梁はすべてビルトHであ

り、梁断面は幅厚比がFAランクのH-500×200×12×25とFBランクのH-500×200×9×16の2種類とした。水平ハンチの形状は次の3種類とした (Fig. 3参照)。

- ① 新型ウィングビーム (台形型リブ (FPL有))
- ② 現行ウィングビーム (台形型リブ (FPL無), 試験体TB-V)
- ③ 一体型ハンチ (フランジと水平ハンチを一体成形, 試験体HB-2)

Table 1 試験体一覧  
List of Specimens

試験体	柱<バ> 補厚< (鋼種)	梁 (鋼種)	ハンチ <sup>*1</sup> 形状	フランジ プレート <sup>*1</sup>	加力方法 [塑性率]
RTBO-2	□-400×16 <16> (BCR295)	H-500×200 ×9×16 <sup>*2</sup> (SM490A)	台形型②	外2枚	一定 [2]
RTBO-3			台形型②	外2枚	一定 [3]
RTBI-2			台形型②	内4枚	一定 [2]
HB-2			一体型	—	一定 [2]
TB-V	□-400×16 <22> (BCR295)	H-500×200 ×12×25 <sup>*3</sup> (SN490B)	台形型①	—	漸増
RTAO-2			台形型①	外4枚	一定 [2]
RTAO-4			台形型①	外4枚	一定 [4]

注)\*1: 鋼種は梁フランジと同一とする。①②は Fig.3 溶接基準図に対応する。  
\*2: フランジ幅厚比=6.25 (FA), ウェブ幅厚比=52.0 (FA)  
\*3: フランジ幅厚比=4.0 (FA), ウェブ幅厚比=37.5 (FB)

Table 2 鋼材の機械的性質  
Mechanical Properties of Materials

鋼種	板厚	使用部位	降伏点 (耐力)	引張強さ	破断伸び
SM490A <sup>*1</sup>	9	梁ウェブ, FPL	379	542	25.9
	12	GPL	375	535	24.9
	16	梁フランジ, 水平ハンチ	350	513	28.7
SN490B <sup>*1</sup>	12	梁ウェブ, FPL	375	538	26.4
	16	GPL	389	526	27.1
	25	梁フランジ, 水平ハンチ	354	528	30.8
BCR295 <sup>*2</sup>	32	ダイアフラム	371	566	26.4
	16	柱 (パネル)	(358)	480	42.3
	22	柱 (パネル)	362	550	30.0

注) 試験片形状 \*1: JIS 1A号, \*2: JIS 5号

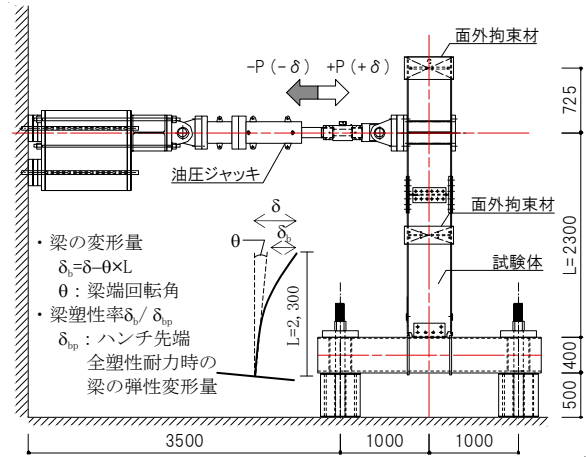


Fig. 2 試験体および荷重装置  
Specimen and Loading Apparatus

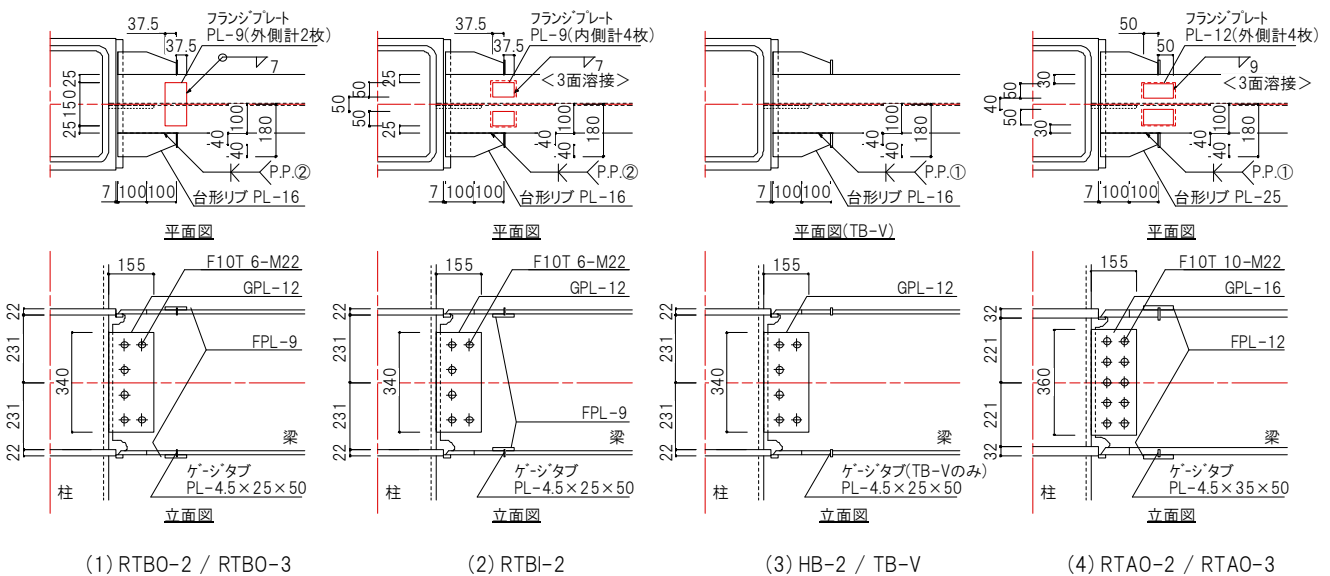
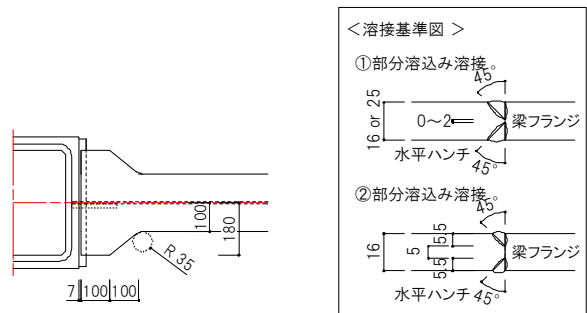


Fig. 3 試験体詳細  
Detail of Specimens

Table 3 試験結果一覧 (定振幅载荷)  
Test Results (Constant Amplitude Loading)

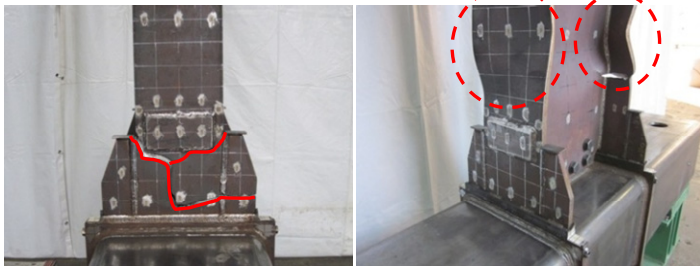
ハンチ形状	試験体		変位振幅	最大荷重 <正(負)> $Q_{max}/Q_{bp}$ *1	サイクル数*2			終局時破壊形式*3
	形状	名称			き裂発生 $N_c$	終局 $N_u$	最終破断 $N_f$	
新型ウィングビーム (台形型・FPL有)	①	RTBO-2	$\pm 2\delta_p$	1.14(1.15)	18	105	132	FR
	①	RTBO-3	$\pm 3\delta_p$	1.24(1.27)	5	21	104	LB
	②	RTBI-2	$\pm 2\delta_p$	1.14(1.16)	18	107	130	FR
	③	RTAO-2	$\pm 2\delta_p$	1.18(1.20)	20	143	164	FR
	③	RTAO-4	$\pm 4\delta_p$	1.36(1.40)	3	28	31	FR
現行ウィングビーム <sup>5)</sup> (台形型・FPL無)	④	TB-2	$\pm 2\delta_p$	1.10(1.10)	5	33	47	FR
	④	TB-3	$\pm 3\delta_p$	1.21(1.20)	3	13	16	FR
	④	TB-4	$\pm 4\delta_p$	1.26(1.22)	2	4	10	LB
	⑤	TA-2	$\pm 2\delta_p$	1.17(1.14)	3	48	72	FR
	⑤	TA-6	$\pm 6\delta_p$	1.49(1.36)	1	4	5	FR
一体型ハンチ	⑥	HB-2	$\pm 2\delta_p$	1.12(1.14)	3	53	77	FR
	⑦	HA-6 <sup>5)</sup>	$\pm 6\delta_p$	1.51(1.38)	2	8	9	FR

注) \*1:  $Q_{bp}$  ハンチ先端の全塑性耐力

\*2: 正側・負側の最小値とし、それぞれ以下の状態を示す。

- ・き裂発生  $N_c$  - 目視で観察された時
- ・終局  $N_u$  - 変位ピーク時荷重が最大荷重  $Q_{max}$  の90%に低下した時
- ・最終破断  $N_f$  - フランジ全断面(梁幅 200mm に渡り)破断時

\*3: Photo 1 参照



(1) FR-ハンチ先端からのき裂 (試験体 RTBO-2) (2) LB-ハンチ先端の局部座屈 (試験体 RTBO-3)

Photo 1 破壊性状(試験終了後)  
Failure Mode

FPLはハンチ先端の梁フランジに隅肉溶接することとし、設置位置は上下フランジの外側(例えばRTBO-2)、もしくは上下フランジの内側(例えばRTBI-2)とした。また、FPLの溶接箇所は、試験体RTBO-2、RTBO-3が全周隅肉溶接、RTBI-2、RTAO-2、RTAO-4がウェブ側を除く3面隅肉溶接とした。梁フランジに対する台形型リブの溶接方法について、試験体RTBO-2、RTBO-3、RTBI-2はハンチの溶接開先深さを板厚の約1/3とする部分溶け込み溶接、TB-Vと梁フランジが厚いRTAO-2、RTAO-4は開先ルート面を0~2mmとする部分溶け込み溶接とした(Fig. 3 溶接基準図参照)。

载荷プログラムは梁の塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ (Fig. 2参照)を基準として、試験体TB-Vは $\delta_b/\delta_{bp}=\pm 0.5, \pm 2, \pm 4, \pm 6$ とする2サイクル毎の正負漸層繰返し载荷、その他の試験体はTable 1に示す梁塑性率での定振幅载荷とした。

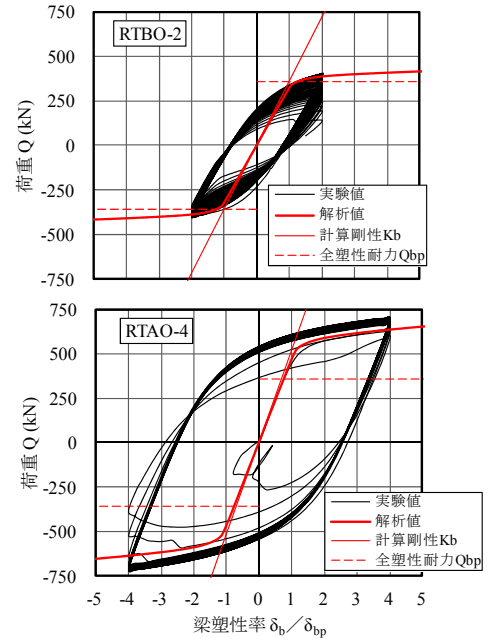


Fig. 4 荷重Q-梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ 関係例  
Example of Load Q -  
Ductility Factor  $\delta_b/\delta_{bp}$  Relationship

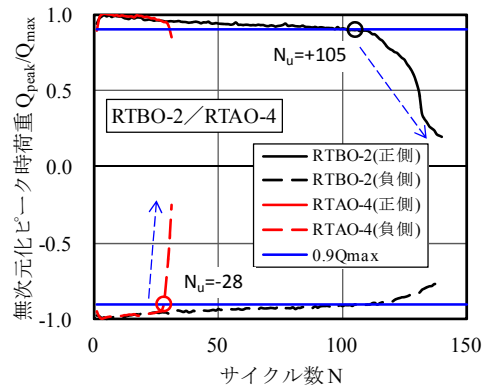


Fig. 5 無次元化ピーク荷重  $Q_{peak}/Q_{max}$ -サイクル数N関係例  
Example of Peak Load  $Q_{peak}/Q_{max}$  - Cycle N Relationship

## 2.2 実験結果

定振幅载荷の実験結果を既報5)の現行ウィングビーム、一体型ハンチの実験結果とともにTable 3に示す。終局時(変位ピーク時の荷重 $Q_{peak}$ が最大荷重 $Q_{max}$ の90%に低下した時)の破壊性状は、Photo 1(写真は終局時ではなく試験終了後を示す)に示す2種類に大別された。Table 3に示すように、幅厚比がFBランクのRTBO-3、TB-4は局部座屈(LB)で耐力低下し、終局に至ったが、その他の試験体はハンチ先端からのき裂(FR)で終局に至った。新型ウィングビーム(台形型・FPL有)について見ると、RTAO-4はN=16サイクルでFPLの隅肉溶接部に軽微な亀裂が観察されたが、その他の4試験体については終局に至るまで、FPLの隅肉溶接部に亀裂は観察されなかった。また、試験体RTBO-3は局部座屈により終局に至ったが、最終的には局部座屈位置でのフランジのき裂により破壊した。

FPLの効果について検討する。塑性率2の試験体(いず

れもき裂で終局に至る)について、FPL無しの試験体TB-2は終局回数が $N_u=33$ であるが、FPL有りの試験体RTBO-2、RTBI-2はそれぞれ $N_u=105$ 、 $107$ と約3.2倍の終局回数となっており、FPLによって繰返し荷重に対する変形能力が飛躍的に高まる事が分かる。また、FPLを外側に付けた場合(RTBO-2)と内側に付けた場合(RTBI-2)とで、終局回数に大きな差はない。

塑性率3の場合について見ると、FPLの無いTB-3はき裂で終局( $N_u=13$ )に至ったが、FPLの有るRTBO-3は局部座屈で終局( $N_u=21$ )に至っている。変形能力のさらなる向上には、局部座屈を抑制する方策が必要である。

Fig. 4に荷重 $Q$ —梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ 関係例、Fig. 5に無次元化ピーク荷重 $Q_{peak}/Q_{max}$ —サイクル数 $N$ 関係例を示す。両図より、終局に至るまで( $Q_{peak} \geq 0.9Q_{max}$ )はピーク荷重が徐々に低下するが、終局以後( $Q_{peak} < 0.9Q_{max}$ )はピーク時荷重が急激に低下することが確認できる。

### 2.3 変形能力の比較

3種類の水平ハンチ梁①～③(2.1節参照)とストレート梁④(スカラップ工法、⑤(ノンスカラップ工法)を対象に、定振幅加力に対する変形能力を比較する。Fig. 6に梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ —終局回数 $N_u$ 関係を示す。水平ハンチ梁はTable 3に示す実験結果、ストレート梁は開ら<sup>6)</sup>、吹田<sup>7)</sup>の実験結果を表示したものがある。本図では同一の塑性率で比較した場合、右側に位置するほど終局回数が大きく、変形能力に優れることとなる。図中で←を付した試験体は局部座屈により終局に至ったもので、その他の試験体はき裂で終局に至っている。なお、吹田が行ったストレート梁の試験体では、終局状態まで局部座屈を防止するために、梁端をスチフナ補剛している。

Fig. 6より新型ウィングビーム(O)は、現行ウィングビーム( $\Delta$ )、一体型ハンチ( $\square$ )、ストレート梁( $\times$ ,  $+$ )に対して右側(終局回数が大きくなる側)に位置しており、他の工法に比べて変形能力が優れている。

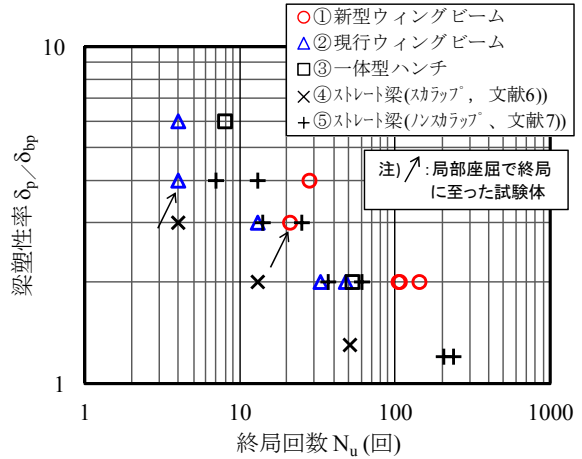
局部座屈で終局に至った2試験体を除き、新型ウィングビーム、現行ウィングビームの各4試験体について、梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ —終局回数 $N_u$ 関係をFig. 7(図中のRは相関係数)に再記する。両工法の回帰式は下式(1)(2)で表される。

$$\text{新型ウィングビーム} : N_u = 489.9 \times (\delta_b/\delta_{bp})^{-2.065} \quad (1)$$

$$\text{現行ウィングビーム} : N_u = 160.2 \times (\delta_b/\delta_{bp})^{-2.101} \quad (2)$$

簡便のため式(1)(2)の右辺指数(-2.065, -2.101)を同一と考えれば、き裂で終局に至る梁断面では、FPLを設置した新型ウィングビームの終局回数は現行ウィングビームの約3倍(=489.9/160.2)に向上すると評価できる。

### 3. FEM解析を用いた疲労寿命評価



注) 梁断面形状 (スカラップ形状)  
 ①②③ : H-500×200×10×16, H-500×200×12×25 (JASS6 複合円型, R35+10)  
 ④ : H-600×200×12×19 (1/4 円型(工場溶接形式), R35)  
 ⑤ : H-500×200×10×16 (ノンスカラップ) <局部座屈防止リブ付き>

Fig. 6 梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ —終局回数  $N_u$  関係 (梁端ディテール別の変形能力比較)  
 Ductility Factor  $\delta_b/\delta_{bp}$ —Ultimate Cycle  $N_u$  Relationship (Deformation Capacity Comparison between Beam End Details)

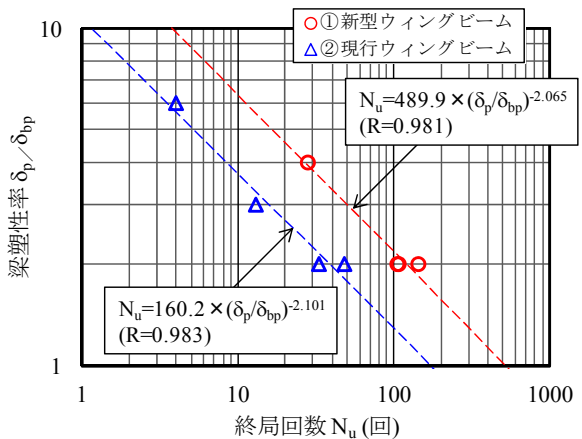


Fig. 7 梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ —終局回数  $N_u$  関係 (フランジプレートの効果)  
 Ductility Factor  $\delta_b/\delta_{bp}$ —Ultimate Cycle  $N_u$  Relationship (Effect of Flange Plate)

#### 3.1 解析モデル

解析対象はTable 3に示す①～⑦の7種類の試験体(柱・梁が同一断面で、変位振幅のみ異なる試験体は同一とする)とし、解析モデルは試験体の対称面で切断した1/2モデルとした(Fig. 8参照)。解析要素について、ダイアフラム、梁フランジ、フランジプレート(FPL)、FPLの隅肉溶接部はソリッド要素とし、柱、梁ウェブはシェル要素(平面応力要素)とした。水平ハンチと梁フランジの溶接部(およびルート面の未溶着部)はモデル化していない。

ハンチ先端の要素分割は、梁フランジについては板厚方向5要素に分割することとし、ハンチ先端のひずみ集中部は7mm四方程度(フランジ軸方向6.25mm, 幅方向9mm)の解析要素とした(Fig. 9参照)。ひずみの挙動は要素サイ

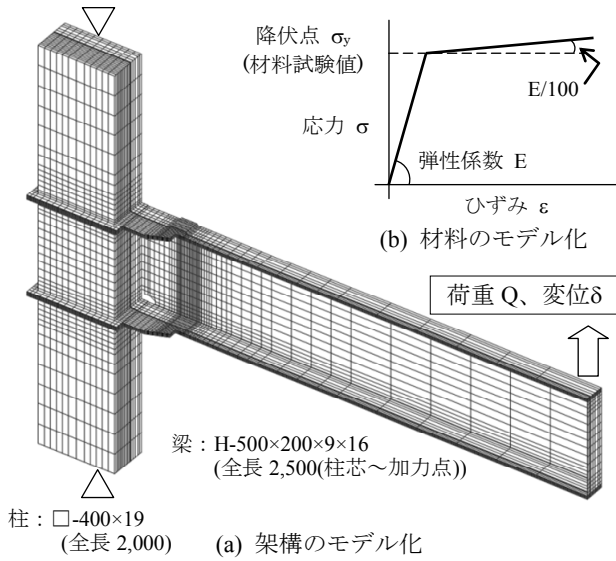


Fig. 8 解析モデル Analytical Model

ズに依存するが、本報では実験値による解析値の検証を念頭に置いたため、ここではひずみゲージの大きさを考慮して7mm四方程度の要素サイズとした。降伏条件式は von Misesを仮定し、硬化則は等方硬化とした。荷重方法は梁先端に強制変位 $\delta$ を与える単調荷重(解析増分は $\delta=1\text{mm}$ )とし、解析プログラムは「FINAL」<sup>8)</sup>とした。

### 3.2 解析結果

**3.2.1 実験結果との比較** 解析結果の妥当性を確認し、顕著なひずみ集中が生じるハンチ先端のひずみ性状を考察するため、ハンチ先端の最大主ひずみについて実験値と解析値を比較する。Table 1に示す7試験体のうち、形状が異なる5試験体を対象に、ハンチ先端の最大主ひずみ $\epsilon_{\text{max}}$ と梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ の関係をFig. 10に示す。実験値はハンチ先端の梁フランジ外側に貼付した3軸ゲージ(Fig. 10参照)から求めたもので、正側・負側とも曲げ引張側フランジの1サイクル目の値を表示する。解析値はFig. 9で■印を付した要素のフランジ面内における最大主ひずみであり、フランジ面内のフランジ軸ひずみ $\epsilon_x$ 、フランジ幅方向ひずみ $\epsilon_y$ 、および面内せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ から求めたものである(梁フランジ板厚方向のひずみは無視する、Fig. 9参照)。Fig. 10より、実験値と解析値の対応は全般的に良好であり、FEM解析によってハンチ先端のひずみを精度良く再現できる。

FPLの効果について考察する。塑性率2の場合を見ると、新型ウィングビームのRTBO-2、RTBI-2タイプはハンチ先端の最大主ひずみが2%程度であるが、これはウィングビームのTB-V(同4%程度)の約半分であり、FPLによってハンチ先端のひずみを抑制できている。

**3.2.2 ハンチ先端のひずみ比較** 本報で検討する3種類のハンチディテール(①新型ウィングビーム、②現行ウィングビーム、③一体型ハンチ)を対象に、ハンチ先端

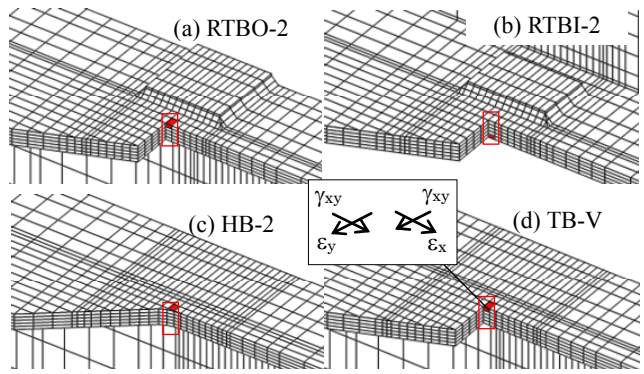


Fig. 9 ハンチ先端のディテール例 Example Detail of Haunch Top

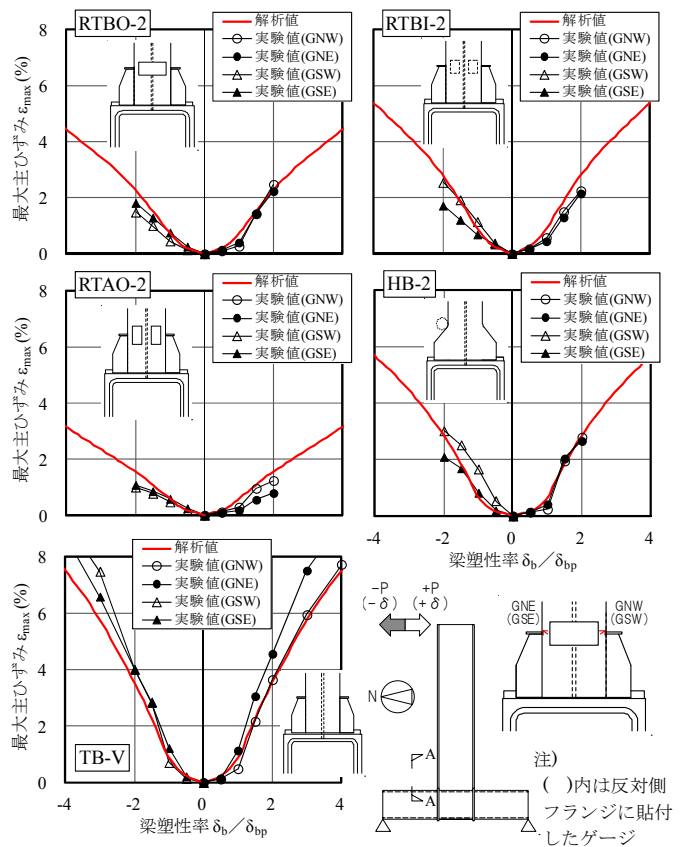


Fig. 10 ハンチ先端の最大主ひずみ $\epsilon_{\text{max}}$ -梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ 関係  
Maximum Principal Strain of Haunch Top - Ductility Factor  $\delta_b/\delta_{bp}$  Relationship

のひずみ性状を解析的に考察する。Fig. 11にハンチ先端(Fig. 9の□印内)の相当塑性ひずみ $\epsilon_{\text{eq}}$ と塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ の関係を示す。本解析では梁フランジを板厚方向に5分割するが、Fig. 11の相当塑性ひずみ $\epsilon_{\text{eq}}$ はこれら5要素の平均とする。

全般的な傾向を見れば、新型ウィングビームの相当塑性ひずみ $\epsilon_{\text{eq}}$ が最も小さく、ついで一体型ハンチ、現行ウィングビームの順で $\epsilon_{\text{eq}}$ が小さい。例えば塑性率2では、RTAO-2(Table 3 ③、終局回数 $N_u=143$ )の $\epsilon_{\text{eq}}$ が最も小さく、

次いでRTBO-2(同①,  $N_u=105$ )とRTBI-2(同②,  $N_u=107$ )の $\epsilon_{eq}$ はほぼ同値, その次にTA-2(同⑤,  $N_u=48$ )とHB-2(同⑥,  $N_u=53$ )もほぼ同値, さらにTB-2(同④,  $N_u=33$ )の順で $\epsilon_{eq}$ が小さい。すなわち, 相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ が小さいほど, 終局回数 $N_u$ が大きくなっている。また, 塑性率が1程度までは $\epsilon_{eq}$ に大きな差はないが, 塑性率が1を超えるとハンチ形状の違いによって相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ には大きな差が生じている。

**3.2.3 終局回数の評価** ひずみ集中が顕著なハンチ先端の相当塑性ひずみを基準にして, Coffin-Manson型の疲労寿命(終局回数)評価を試みる。局部座屈(LB)で終局に至った2試験体を除く, 10試験体(Table 3参照)の相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ —終局回数 $N_u$ 関係をFig. 12に示す。縦軸の相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ は実験で与えた変位振幅(梁塑性率)に対応する相当塑性ひずみの解析値である。例えばRTBO-2の場合, 塑性率 $(\delta_b/\delta_{bp})=2$ であるからFig. 11中の矢印の向きに読み取り, 相当塑性ひずみは $\epsilon_{eq}=1.63\%$ となる。Fig. 12ではハンチ先端のディテールを新型ウィングビーム, 現行ウィングビーム, 一体型ハンチの3種類に分類している。相当塑性ひずみ(解析値) $\epsilon_{eq}$ と終局回数(実験値) $N_u$ の関係は次の回帰式で示される。

$$N_u = 281.1 \cdot \epsilon_{eq}^{-2.278} \quad (3)$$

Fig. 12に示すように $\epsilon_{eq}$ (解析値)と $N_u$ (実験値)の相関係数は $R=0.994$ であり, 両者の対応は良好である。そのため, ハンチ先端の相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ をFEM解析で算出すれば, ハンチのディテールに関わらず, 一意的に終局回数 $N_u$ を精度良く評価できることが分かる。

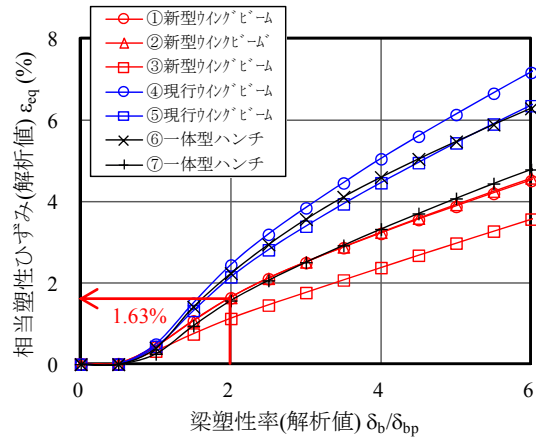
#### 4. まとめ

ハンチ先端にフランジプレート(FPL)を設置することで変形能力を飛躍的に高めた新型ウィングビームを開発した。新型ウィングビーム, 現行ウィングビーム, 一体型水平ハンチ梁(3種類を水平ハンチ梁と総称)に対する定振幅繰返し载荷実験, および解析的検討を行った結果, 以下のことが確認できた。

- 1) き裂で終局に至る梁断面では, 新型ウィングビーム(工場溶接型)の繰返し荷重に対する寿命(終局回数)は現行ウィングビームの約3倍であり, ストレート梁(工場溶接型, ノンスカラップ工法)などの他工法に比べても現状最高レベルの変形能力を有する。
- 2) FEM解析によって求めたハンチ先端の相当塑性ひずみを用いれば, 水平ハンチ梁の繰返し荷重に対する疲労寿命を精度良く評価できる可能性がある。

なお, 局部座屈による耐力低下が支配的な(き裂で終局に至らない)梁断面に対する変形能力の評価は, 今後の課題である。

#### 参考文献



注) 図中の①～⑦は Table 3 の①～⑦に対応する。

Fig. 11 ハンチ先端の相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ —梁塑性率 $\delta_b/\delta_{bp}$ 関係  
Equivalent Plastic Strain of Haunch Top – Ductility Factor  $\delta_b/\delta_{bp}$  Relationship

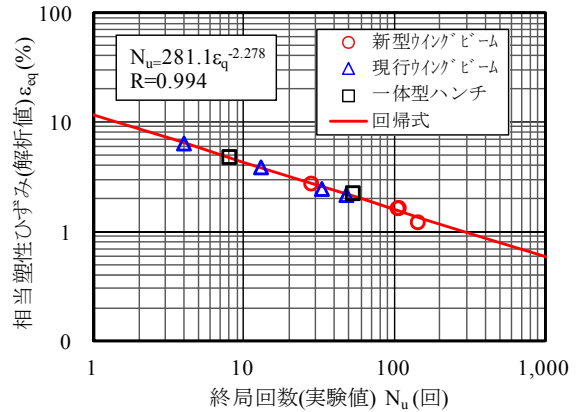


Fig. 12 ハンチ先端の相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ —終局回数  $N_u$  関係  
(終局寿命の推定)

Equivalent Plastic Strain of Haunch Top – Ultimate Cycle N Relationship (Estimation of Ultimate Life)

- 1) 日本建築学会, 他: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3, 1997.10
- 2) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針 2012.3
- 3) 杉本浩一, 他: 耐震性に優れた鋼構造柱梁接合部に関する研究(その2), 大林組技術研究所報, No.58, pp.51-58, 1999
- 4) 日本建築学会 構造委員会 長周期建物地震対応ワーキンググループ: 長周期地震動対策に関する公開研究会, 2011.
- 5) 時野谷浩良, 他: 定振幅繰返し加力を受ける水平ハンチ付きH形梁の塑性変形能力と破壊性状 (その1)~(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.967-970, 2011.8
- 6) 関清豪, 他: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討 (その11)~(その12), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1053-1156, 2012.9
- 7) 吹田啓一郎, 他: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その1—, 日本建築学会構造系論文集, 第664号, pp.1135-1142, 2011.6
- 8) 伊藤忠テクノソリューションズ: FINAL/V11 HELP, 20103