

定振幅繰返し载荷履歴を受ける「ウイングビーム®」の変形能力と破壊性状

平田 寛 時野谷 浩良
鈴井 康正

Deformation Capacity and Failure Mode of the Wing Beam under Cyclic Loadings at Constant Deflection Amplitudes

Hiroshi Hirata Hiroyoshi Tokinoya
Yasumasa Suzui

Abstract

It is expected that extraordinarily huge earthquake motions such as the epicenter ground motions and the long-period ground motions will occur in the future. Thus, a risk assessment method for building structures for such ground motions is required. It is important to develop a structural performance evaluation technique to determine the effects of the deflection amplitude on the plastic deformation capacity of steel structures. The Wing beam are a used for beam-to-column connections that provide excellent performance in structures, but they are also easy to work with during the site and fabrication stages. We conducted full-scale loading tests of Wing Beam under cyclic loadings at constant deflection amplitudes to clarify the effects of the deflection amplitude on the plastic deformation capacity and the failure mode of the Wing Beam. Moreover, we investigated the relationship between the deflection amplitude and plastic deformation.

概 要

現行の設計用地震動を超える都市巨大地震動を想定した対策技術の構築は、主要構造物の耐震安全性を確保するための急務の課題である。特に、鉄骨造建物は主構造部材のエネルギー吸収性能そのものが地震時の繰返し変位振幅の大きさの影響を顕著に受けるため、その影響を考慮した構造性能評価手法を構築することは重要である。大林組保有技術であるウイングビームは、高い耐震性能を有するノンブラケット型の梁端接合法として多くの鉄骨造建物に採用されている。本報ではウイングビームを対象として、定振幅繰返し载荷実験を行い、変位振幅の違いが、ウイングビームの破壊性状に与える影響を確認した。また、変位振幅とエネルギー吸収性能の関係について整理し、ウイングビームのエネルギー吸収性能を予測するための知見を得た。これは、地震動の特性に応じてウイングビームの耐震安全性を評価する上で極めて有用である。

1. はじめに

近年、直下型地震動や長周期地震動などの現行の設計用地震動を超える都市巨大地震動の発生の可能性が指摘されており^{1), 2)}、これらの地震動を想定した対策技術の構築は、主要構造物の耐震安全性を確保するための急務の課題である。特に、鉄骨造建物は主構造部材のエネルギー吸収性能そのものが地震時の繰返し変位振幅の大きさの影響を顕著に受けるため、その影響を考慮した構造性能評価手法を構築することは重要である。

大林組保有技術であるウイングビーム³⁾は、高い耐震性能を有し、加工性と施工性にも優れたノンブラケット型の梁端接合法として、超高層建物から中低層の建物まで多くの鉄骨造建物に採用されている。その性能は、標準的な漸増振幅⁴⁾の繰返し载荷実験により高いエネルギー吸収性能を発揮することが確認されている³⁾が、载荷履歴が異なる場合の性状については明らかではない。

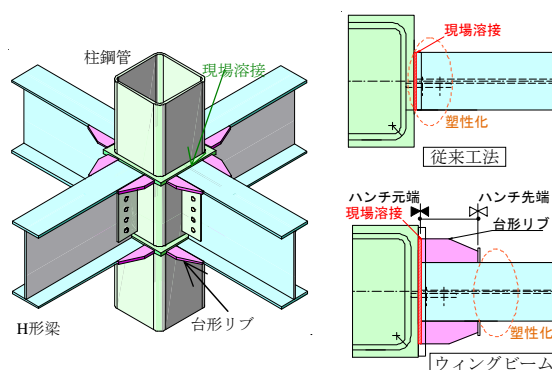


Fig. 1 ウイングビームの柱梁接合部
Beam-to-Column Connection of Wing Beam

本報ではウイングビームを対象として、定振幅繰返し载荷実験を行い、変位振幅の違いがエネルギー吸収性能や破壊性状に与える影響を確認する。さらに、変位振幅とエネルギー吸収性能の関係について整理し、ウイングビームのエネルギー吸収性能について考察する。

2. ウイングビームの特徴

Fig. 1にウイングビームの柱梁接合部を示す。ウイングビームの施工では、工場で梁端の上下フランジの両側に台形リップを取り付け、現場でフランジを溶接、ウェブを高力ボルトで接合する。ウイングビームの施工方法が従来のノンブラケット工法と異なる点は、梁の工場製作時に台形リップを8枚取り付けるのみで、それ以外の施工方法は同じである。

ウイングビームのハンチの設計において、ハンチ幅はハンチ先端が十分に塑性化しても、ハンチ元端が弾性に留まるように設計する。ハンチ長さはウェブの曲げ耐力に相当する曲げモーメントが、柱に十分伝達できるように設計する。このようにハンチを設計することで、現場溶接部の応力集中を緩和し、ハンチ先端部よりも梁中央側の母材部分で塑性化が進展するため、ウイングビームには高いエネルギー吸収性能が期待できる。

3. 実験計画

Fig.2に試験体の接合部詳細、Fig.3に加力装置を示す。Table 1に試験体一覧、Table 2に鋼材の機械的性質を示す。梁はSM490A のH-500×200の溶接組立H形鋼、柱はBCR295の冷間成形角形鋼管□-400×19(16)である。

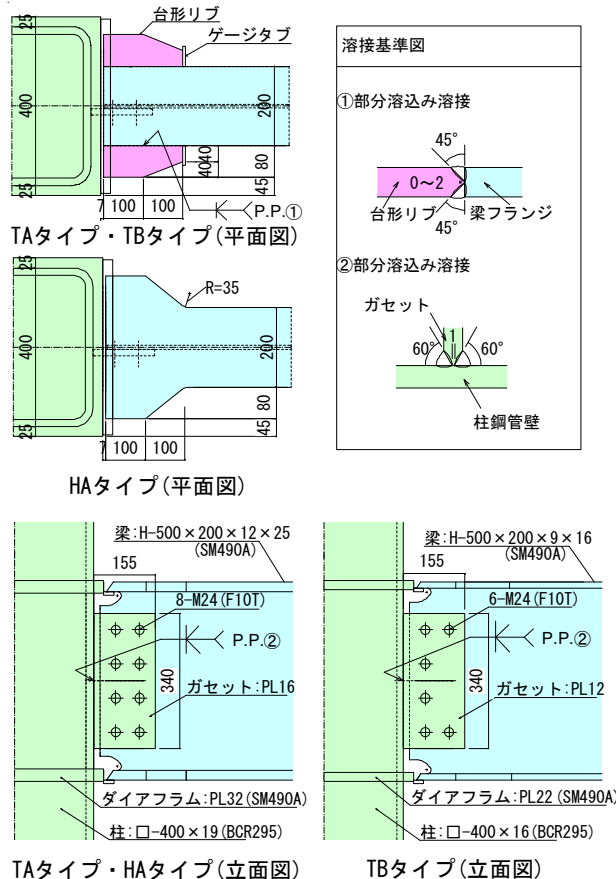


Fig. 2 試験体(接合部詳細)
Specimens (Details of Connections)

試験体はFig. 2 に示すウイングビームを模擬したTA, TB タイプと、水平ハンチとフランジを1枚の板から切り出したハンチ一体型のHA タイプを設定した。なお、HAタイプのハンチ先端にはR処理(R=35)を施している。

TAタイプ及びHAタイプは、FAランク(ウェブ幅厚比37.5, フランジ幅厚比4.0)の梁断面とし、TBタイプは、FBランク(ウェブ幅厚比52.0, フランジ幅厚比6.25)の梁断面とした。

荷重方法は、Fig. 3に示すように試験体の梁を立てた状態で柱をPC 鋼棒で反力床に固定し、梁先端部に油圧

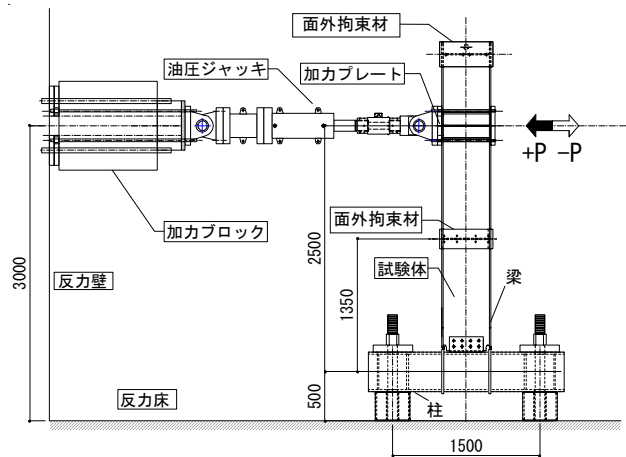


Fig. 3 加力装置
Loading Apparatus

Table 1 試験体一覧
List of Specimens

試験体	柱		梁		水平ハンチの形式	変位振幅 δ / δ_p [梁塑性率]
	断面 (鋼種)	断面 (鋼種)	フランジ	ウェブ		
TA-2	□-400×400×19 (BCR295)	H-500×200×12×25 (SM490A)	4.0 (FA)	37.5 (FA)	台形リップ	±2.0
TA-6					一体型	±6.0
HA-6						±6.0
TB-2	□-400×400×16 (BCR295)	H-500×200×9×16 (SM490A)	6.25 (FA)	52.0 (FB)	台形リップ	±2.0
TB-3						±3.0
TB-4						±4.0

δ_p : 梁の全塑性曲げモーメント (M_p) を弾性剛性で除して得られる梁部材変位 (mm)

Table 1 鋼材の機械的性質
Mechanical Properties of Materials

鋼種	試験片	使用部位	試験体タイプ	板厚 (mm)	降伏点 または耐力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏比 (%)	伸び (%)
SM490A	JIS 1A号	梁ウェブ	TB	9	364	538	67.7	25.3
			TA	12	394	559	70.5	23.8
			HA	12	322	525	61.3	25.8
		ガセット	TB	12	411	557	73.8	24.1
			TA, HA	16	369	542	68.1	26.8
			TB	16	415	563	73.7	24.5
		梁フランジ 台形リップ	TA	25	362	537	67.6	29.2
			HA	25	334	509	65.6	29.7
		ダイヤフラム	TB	22	369	518	71.2	28.8
			TA, HA	32	346	522	66.3	31.2
BCR295	JIS 5号	柱	TB	16	360	467	77.1	42.0
			TA, HA	19	341	489	69.7	40.5

・引張試験値は試験片3本の平均値。

ジャッキにより正負交番繰返し荷重を作用させる。変位振幅は全塑性モーメント時の梁部材変位 δ_p を基準とする梁の塑性率 (δ / δ_p) で表し、それぞれの試験体に対して塑性率2.0~6.0の範囲で一定変位振幅の正負交番繰返し荷重を行った。試験体は全部で6体であり、TAタイプはTA-2,TA-6の2体、HAタイプはHA-6の1体、TBタイプはTB-2,TB-3,TB-4の3体である。各試験体の後ろに表記している数字は変位振幅(塑性率)の大きさである。

4. 実験結果

4.1 実験結果概要

本実験では、耐力が最大耐力の90%に低下した時点を終局耐力時と定義する。また、フランジが板幅方向に全断面破断して著しく耐力が低下した時点を終局破断時と定義する。荷重は最終破断に到達するまで行った。

Table 3に梁の剛性・耐力の実験値と計算値を示す。初期剛性の実験値は弾性剛性の計算値と良く一致しており、いずれの試験体においても実験値の最大耐力 eP_{max} はハンチ先端の全塑性耐力の計算値 cP_p を上回った。

Table 4に梁の変形能力と破壊性状についての実験結果を示す。累積塑性変形倍率は、各時点までの正負の累積塑性変形の合計を、全塑性耐力時変形の計算値 δ_p で除すことにより算定した。

Table 3 実験結果一覧(梁の剛性と耐力)
Experimental Results (Stiffness and Strength)

試験体	変位振幅 (mm)	剛性			荷重方向	耐力					
		実験値 eK (kN/mm)	計算値 cK (kN/mm)	eK/cK		実験値 eP_{max} (kN)	計算値 cP_p (kN)	eP_{max}/cP_p			
TA-2	$\pm 2\delta_p$ (33.6)	30.9	31.6	0.98	正側	623	531	1.17			
					負側	603		1.14			
正側	791				1.49						
負側	720				1.36						
TA-6	$\pm 6\delta_p$ (100.8)	31.3	0.99	正側	723	478	1.51				
HA-6	$\pm 6\delta_p$ (90.8)	30.7	0.97	負側	660	1.38	1.10				
TB-2	$\pm 2\delta_p$ (37.6)	21.7	21.4	1.01	正側	443	403	1.10			
					負側	441		1.10			
正側	487				1.21						
負側	482				1.20						
TB-3	$\pm 3\delta_p$ (56.4)				21.1	0.98		正側	507	1.26	1.22
TB-4	$\pm 4\delta_p$ (75.2)				21.3	0.99		負側	493	1.22	

eK : 初期剛性実験値 cP_{max} : 最大耐力実験値
 cK : 弾性剛性計算値 cP_p : ハンチ先端の全塑性耐力

Table 4 実験結果一覧(梁の変形能力と破壊性状)
Experimental Results
(Plastic Deformation and Failure Mode)

試験体	累積塑性変形倍率 η		荷重方向	サイクル数N				終局耐力時 破壊状況	
	終局 耐力時	最終 破断時		最大 耐力時	終局 耐力時	最終 破断時	き裂 発生		
TA-2	151.0	224.4	正側	+3	+51	+72	+3	延性き裂	
			負側	-3	-48	-	-3		
TA-6	66.7	68.7	正側	+3	+4	+5	+2		
			負側	-3	-	-	-1		
HA-6	139.7	140.1	正側	+3	+8	+9	+2		延性き裂
			負側	-3	-	-	-4		
TB-2	130.3	161.7	正側	+4	+45	-	+5	延性き裂	
			負側	-3	-33	-47	-7		
TB-3	95.0	106.9	正側	+3	+15	-	+3	延性き裂	
			負側	-2	-13	-16	-3		
TB-4	45.1	103.8	正側	+2	+5	-	+3	延性き裂 局部座屈	
			負側	-2	-4	-10	-2		

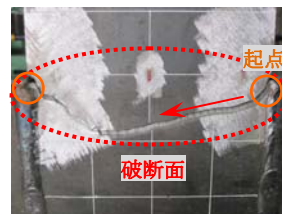
4.2 実験経過

Photo 1に荷重後の接合部破壊状況を示す。いずれの試験体もハンチ先端を起点とした延性き裂が進展して最終破断に至った。以下に各試験体の経過記録を示す。

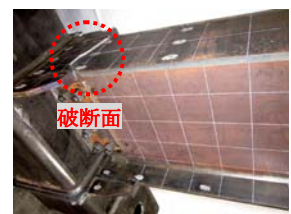
TAタイプについて、TA-2、TA-6ともにハンチ先端の溶接始端部からフランジに発生したき裂が進展し、そのまま終局耐力に到達した(TA-2: 48サイクル負側, TA-6: 4サイクル正側)。その後、両側のハンチ先端のき裂が繋がる形でフランジが幅方向に破断した(TA-2: 72サイクル正側, TA-6: 5サイクル正側)。なお、TA-2、TA-6ともに局部座屈の発生は認められなかった。

HAタイプについて、HA-6は、片側のハンチ先端からき裂が発生し、き裂の進展により8サイクル正側で終局耐力が決定した。終局耐力時においてウェブが僅かに膨らんでおり、局部座屈の兆候が確認された。9サイクル正側の変位振幅がピークに到る途中でき裂がウェブに到達し、発音と同時に耐力が大きく低下したため、その時点を終局破断時と見なした。

TBタイプについて、終局耐力に至る際の破壊性状は変位振幅により異なった。TB-2は、局部座屈が発生せずに延性き裂の進展により耐力が低下し、33サイクル負側で終局耐力に到達後、47サイクル負側で最終破断に至った。TB-3はき裂の進展により13サイクル負側で終局耐力に到達し、16サイクル負側で最終破断に至った。なお、正側の荷重時に圧縮側フランジとウェブに局部座屈



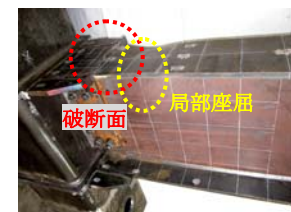
(a) TA-2



(d) TB-2



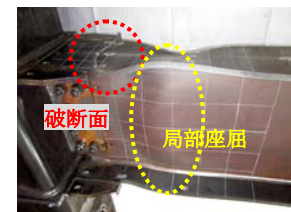
(b) TA-6



(e) TB-3



(c) HA-6



(f) TB-4

Photo 1 接合部破壊状況(荷重後)
Damage of Specimens

の発生が確認された。TB-4 は2サイクル目の最大耐力に到達した時点から、局部座屈の進展が顕著に現れ、4サイクル負側で終局耐力に到達した。その後、延性き裂の進展により10サイクル負側で最終破断に至った。

4.3 荷重-変形関係

各試験体について、Fig. 4に荷重 - 変形関係を、Fig. 5にピーク荷重（各サイクルにおける最大荷重）の推移を示す。同図中の▲は最大耐力（ $\pm eP_{max}$ ）の発生時期を表し、◇は終局耐力時（ $\pm 0.9eP_{max}$ ）、×は引張側フランジの大部分に破断が生じた時を示す。なお、各事象の発生したサイクルを（）内の数字で示している。

いずれの試験体も3サイクル程度の早い段階で最大耐力に到達している。その後、梁フランジ・梁ウェブの局部座屈あるいはハンチ先端梁フランジのき裂進展に伴い、徐々に耐力は低下したが、ピーク荷重が終局耐力に到達するまでは安定した紡錘形の履歴性状を保った。

TB-4以外の試験体は、終局耐力が延性き裂で決定した試験体であり、終局耐力に到達する前後から耐力の低下が顕著になり、最終破断に至っている。

TB-4は、終局耐力時に局部座屈が顕著に発生した試験体であり、終局耐力後も緩やかに耐力が低下し、最終破断に至っている。

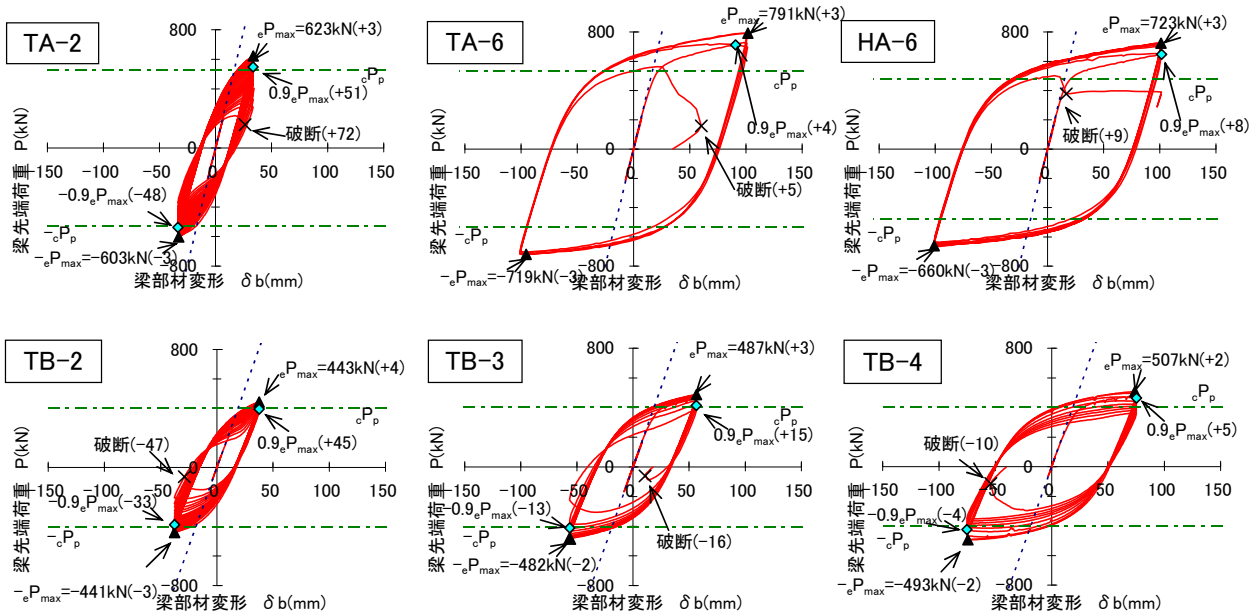


Fig. 4 荷重-変形関係
Load-Displacement Relationships

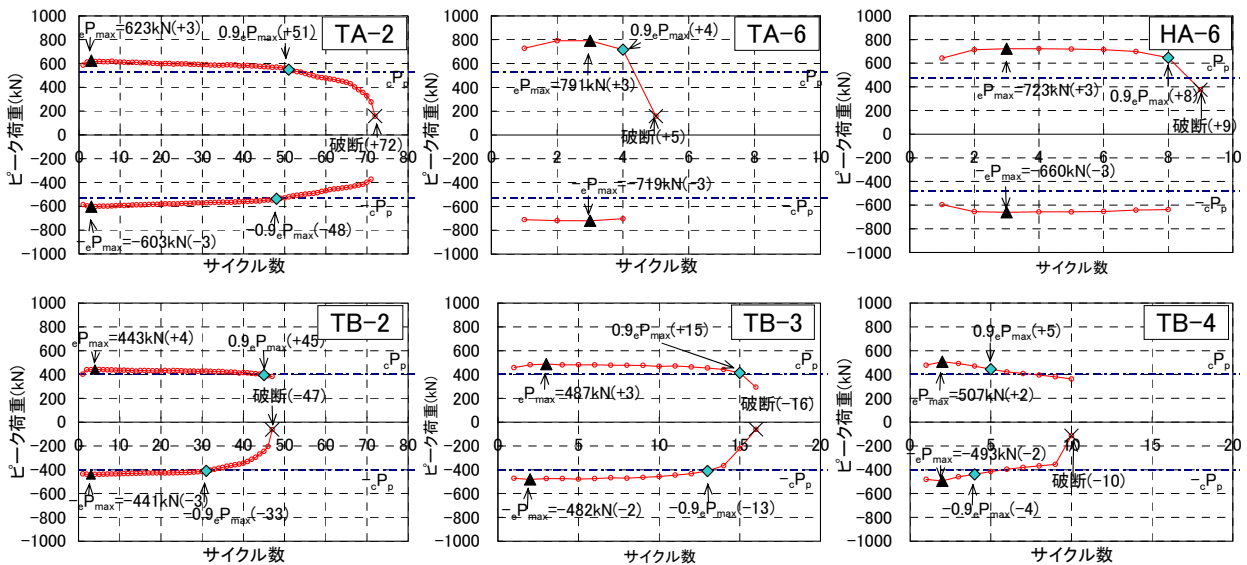


Fig. 5 ピーク荷重-サイクル数関係
Peak Load-Number of Cycles Relationships

4.4 き裂の進展状況

Fig. 6に各試験体における最終破断に結びついたフランジ面におけるき裂の進展長さとしサイクル数の関係を示す。き裂の進展長さは、サイクルごといき裂先端の位置を計測し、各サイクルのき裂先端の位置を直線で結んだ折れ線の長さとする。○はき裂の発生した時点、◇は終局耐力時(0.9ePmax)、×は引張側フランジの大部分に破断が生じた時を示す。

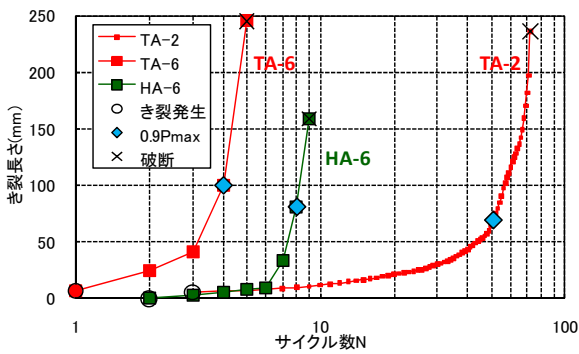
TB-4以外の試験体は、き裂発生からしばらくはき裂がほとんど進展しない時期があり、終局耐力に到達するサイクルの直前からき裂の進展が顕著になっていることがわかる。

TB-4は、終局耐力時のき裂長さが他の試験体と比較して小さく、終局耐力後も比較的ゆっくりとき裂が進展した後に最終破断に至っている。TB-4のき裂の進展状況が他の試験体と異なる傾向を示しているのは、局部座屈の発生により耐力が低下し、引張側フランジのき裂先端に集中する応力も小さくなるため、き裂の進展が遅くなっていると考えられる。

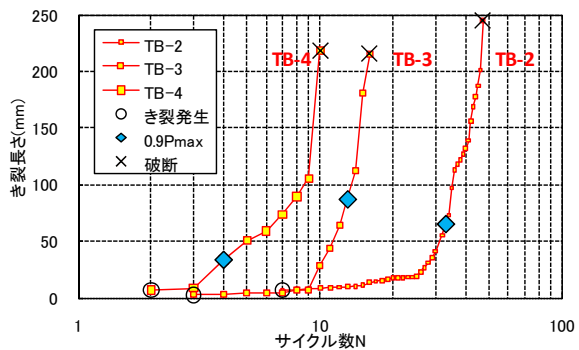
5. エネルギー吸収性能の考察

変位振幅が終局耐力時及び最終破断時までのエネルギー吸収性能に与える影響を確認するために、既往の定振幅繰返しの実験結果^{5), 6), 7)}との比較を行った。

Fig. 7に变位振幅(塑性率)とサイクル数の関係を、



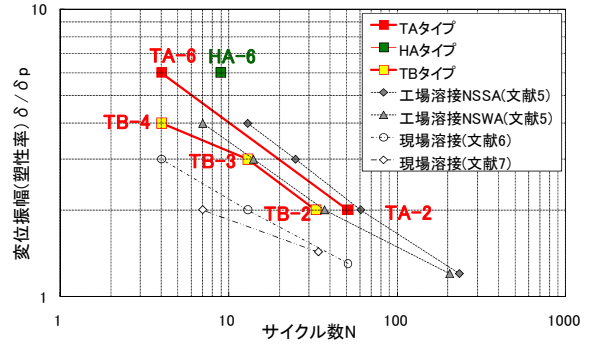
(a)TAタイプ, HAタイプ



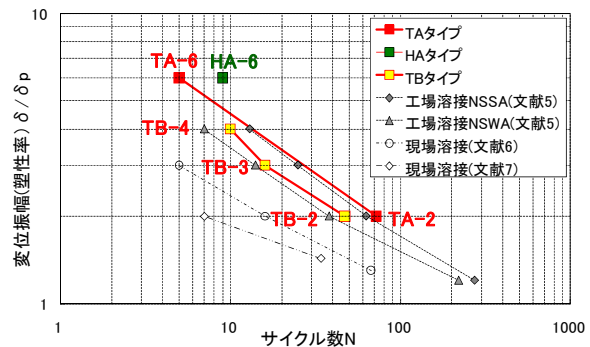
(b)TBタイプ

Fig. 6 き裂の進展状況

Crack Length- Number of Cycles Relationships

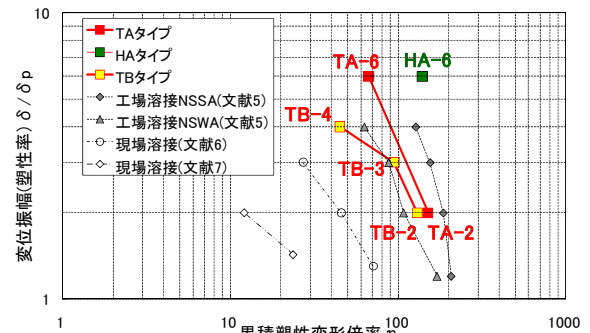


(a)終局耐力時

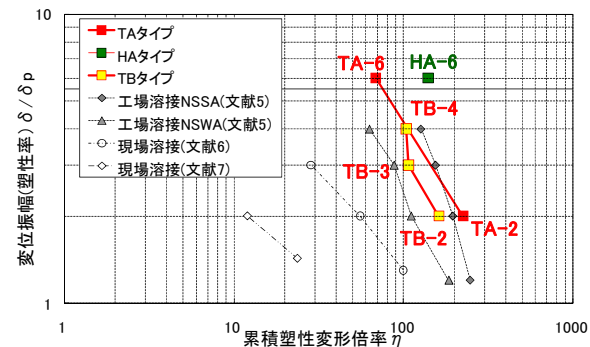


(b)最終破断時

Fig. 7 変位振幅-サイクル数関係
Deflection Amplitude-
Number of Cycles Relationships



(a)終局耐力時



(b)最終破断時

Fig. 8 変位振幅-累積塑性変形率関係
Deflection Amplitude-
Cumulative Plastic Deformation Relationships

Fig. 8に変位振幅(塑性率)と累積塑性変形倍率の関係を示す。Fig. 7及びFig. 8の(a)は終局耐力時、(b)は最終破断時を示しており、既往のノンスカラップの工場溶接型ストレート梁を対象にした定振幅繰返し载荷実験⁵⁾の結果と、既往の現場溶接型ストレート梁を対象とした定振幅繰返し载荷実験^{6), 7)}の結果を併記している。

文献5)の試験体では、今回の試験体と異なり、局部座屈で終局状態に至るのを防ぐために梁端にスチフナを入れている。文献6)の試験体は、上フランジ側のスカラップがR=35の1/4形状で、下フランジ側のスカラップがR=22、高さ60mmの耳型形状である。文献7)の試験体は、上フランジ側のスカラップがR=20の1/4形状で、下フランジ側のスカラップがR=20の耳型形状である。

Fig. 7から、TAタイプ及びTBタイプに関して、両対数軸上でTA-6とTA-2を結んだ直線およびTB-2とTB-3を結んだ直線の傾きは、文献5)~7)の結果とほぼ一致している。

Fig. 8に、TAタイプ及びTBタイプの変位振幅(塑性率)と累積塑性変形倍率の関係における直線の傾きも文献5)~7)の結果とほぼ一致している。

Fig. 7, Fig. 8について、TB-4の試験体の終局耐力時のサイクル数及び累積塑性変形倍率は他のTBタイプの試験体から予測される値よりも低い値を示しているが、これは局部座屈による影響で、耐力の低下が早期に生じたためだと考えられる。一方、最終破断時においては、実験結果のサイクル数及び累積塑性変形倍率は、予測される値よりもやや大きい値を示している。これは、局部座屈が発生したことにより、き裂の進展が緩やかになり、最終破断の時期が延びたためと考えられる。

Fig. 7, Fig. 8より、今回の実験と既往の実験のエネルギー吸収性能を比較すると、文献5), 6)の現場溶接型ストレート梁に対して、TA及びTBタイプの試験体は右上に位置している。文献5)の試験体とTBタイプの試験体を同じ変位振幅に対するサイクル数及び累積塑性変形倍率で比較すると、TBタイプの試験体は文献5)の試験体に対して3~4倍程度の値であり、ウィングビームが高いエネルギー吸収性能を有していることを示している。また、HAタイプは、TA及びTBタイプよりもさらに高いエネルギー吸収性能を有していると考えられる。

6. まとめ

ウィングビームを想定した実大試験体(TAタイプ、TBタイプ)とハンチー一体型のH形梁の実大試験体(HAタイプ)を対象として定振幅繰返し载荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 変位振幅の違いにかかわらず、ウィングビームは現場溶接型のストレート梁よりも高いエネルギー吸収性能を発揮すると考えられる。
- 2) ウィングビームは変位振幅が小さいほど、終局耐力時及び最終破断時までのサイクル数と累積塑性変

形倍率は増大する。また、変位振幅(塑性率)に対するサイクル数と累積塑性変形倍率の関係を両対数軸上に整理した場合、両者の関係は既往のストレート梁とほぼ同じ傾きの直線となることが確認された。

- 3) ウェブ、フランジともにFAランク(ウェブ幅厚比37.5、フランジ幅厚比4.0)であるTAタイプ、HAタイプに対して、塑性率2.0~6.0の範囲では、変位振幅にかかわらずフランジの延性き裂の進展により耐力が低下し、終局状態に至った。
- 4) ウェブFBランク、フランジFAランク(ウェブ幅厚比52.0、フランジ幅厚比6.25)のTBタイプは、塑性率2.0~4.0の範囲で、変位振幅により破壊性状が異なり、変位振幅が大きいほど局部座屈の進展が顕著に現れた。
- 5) 局部座屈の発生はウィングビームのエネルギー吸収性能に影響を与える。TBタイプ、塑性率4.0の変位振幅を与えた試験体は、局部座屈の発生による影響で、終局耐力時までのエネルギー吸収量が減少し、破断時までのエネルギー吸収量が増加したと考えられる。

本実験により、変位振幅が異なる場合のウィングビームのエネルギー吸収性能を予測するための知見を得ることができた。今後は、本実験で得られた結果を用いた構造性能評価手法を構築し、実設計に適用する予定である。

参考文献

- 1) 例えば、(社)日本建築構造技術者協会関西支部：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針(その1 上町断層帯地震に対する大阪市域編)、(2011.7)
- 2) 例えば、(社)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集会、(2011.2)
- 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) (独)建築研究所、(社)日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書、(2002.4)
- 5) 吹田啓一郎、他：塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁接合部の変形能力 その1、日本建築学会構造系論文集、第664号, pp. 1135~1142, (2011.6)
- 6) 成原弘之、他：長周期地震動に対する鉄骨造建物の安全性検証方法に関する検討(その4)~(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1019~1021, (2011)
- 7) 半澤徹也、他：鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 525~526, (2006)