

長周期地震動に対する超高層建物鉄骨梁の保有性能

平田 寛 時野谷 浩良
鈴井 康正

Seismic Performance Evaluation of Steel Beams in Super High-Rise Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions

Hiroshi Hirata Hiroyoshi Tokinoya
Yasumasa Suzui

Abstract

Super-high-rise buildings are known to have a long natural period and to shake greatly during long-period ground motions. Ordinary steel beams, and the Wing Beam which is patented by Obayashi Corporation, are used for super-high-rise buildings. For these steel beams, it is important to develop a structural performance evaluation technique to take measures against long-period ground motions. In order to discuss the seismic performance of super-high-rise building subjected to such ground motions, the seismic performance of steel beams need to be evaluated, such as the plastic deformation capacity under multi-cyclic deformation. We conducted loading tests on steel beams under multi-cyclic loadings, and clarified the effects of the deflection amplitude on the plastic deformation capacity of steel beams.

概要

超高層建物は、長周期地震動を受けると大きな揺れが長時間継続する場合がある。この場合の超高層建物の耐震性を論じるには、多数回の繰り返し変形が作用する状況下における、鉄骨梁等の主構造部材の耐力や塑性変形性能といった保有性能の評価が必要である。本報では、建設年代の早い既存超高層建物に採用されることが多かった幅厚比の比較的大きいストレート梁、および大林組の保有技術であるウィングビーム[®]について、多数回繰り返し載荷実験に基づきそれらの構造性能を検討した。その結果、繰り返し変形を受ける鉄骨梁の耐力が一定量低下するに至るまでに要する繰り返し数は、変形の振幅の大きさと梁部材の幅厚比で整理できることを示した。

1. はじめに

超高層鉄骨造建物が長周期地震動を受けると、大きな揺れが長時間継続する場合がある。この時、主構造部材は繰り返し変形を多数回受ける。しかし、繰り返し変形を多数回受けた状況下における主構造部材の耐力や塑性変形性能といった保有性能については、十分な評価がなされていないのが現状である。ここで、鉄骨梁の塑性変形能力に強く影響する幅厚比に着目すると、建設年代の早い既存超高層建物では、比較的大きい幅厚比のH形断面のストレート梁部材を採用している場合がある³⁾。一方、1996年以降の超高層建物では、梁降伏型全体崩壊形を意識し、梁端の塑性変形能力を確保するために幅厚比を小さくしており、過半がFA⁴⁾ランクの断面のストレート梁としている。さらに大林組では、梁端部での塑性化領域の位置やひずみレベルを制御することで、梁部材としての塑性変形を向上させた当社独自の梁端接合工法であるウィングビーム^{1), 2)}を採用することが多い。(Fig. 1)

本報では、ストレート梁とウィングビームが、多数回の繰り返し変形を受けた場合に、Fig. 2 に示すような局部

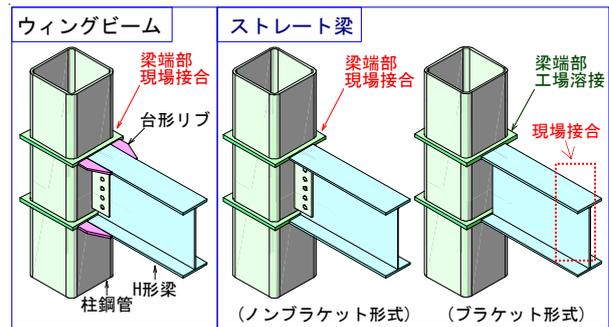


Fig. 1 梁端接合部概要
Kind of Beam-to-Column Connections

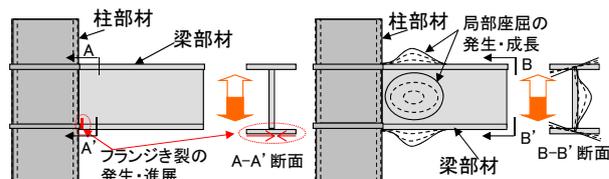


Fig. 2 繰り返し変形による鉄骨梁の破壊形式
Damage of Connections under Multi-cyclic Loadings

座屈やき裂により決定される保有性能を、実験的に確認・検討した結果について述べる。

特に2章では、建設年代の早い既存超高層建物に採用された幅厚比の比較的大きいストレート梁が多数回繰返し変形を受けた場合の性能確認実験結果^{9), 10)}について述べる。

ウィングビームに関しては、前報²⁾にて、一定振幅の繰返し変形を多数回作用させた実験を実施し、梁断面の幅厚比や振幅の大きさにより、耐力の低下要因が異なることを確認している。すなわち、幅厚比が小さな試験体では、振幅の大きさに関わらずフランジの延性き裂が発生し、その進展により耐力が低下する。一方、幅厚比が比較的大きい試験体で、振幅が大きい場合には、局部座屈が発生し、その進展により耐力が低下した。そこで、3章では、繰返し変形に対するウィングビームの保有性能と2章の実験結果及び既往の文献^{6), 7), 8)}に基づくストレート梁の保有性能を比較検討する。

2. ストレート梁の保有性能評価

2.1 実験計画

2.1.1 試験体 Table 1に試験体一覧を、Fig. 3に建設年代別の既存超高層建物の鉄骨梁部材の幅厚比³⁾と、本実験の試験体の幅厚比を重ねて示す。本実験は、既存超高層建物の比較幅厚比の大きい鉄骨梁部材を対象に、多数回繰返し変位下における局部座屈による耐力低下の

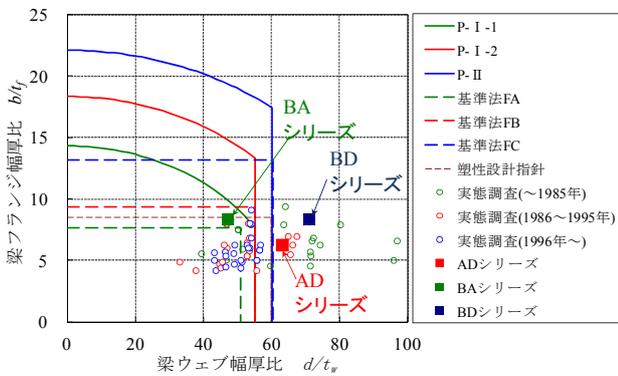


Fig. 3 鉄骨梁の幅厚比³⁾

Table 1 試験体一覧
List of Specimens

試験体名	断面(鋼種)	幅厚比(幅厚比ランク)		スラブ有無	荷重方法	変位振幅
		フランジ	ウェブ			
AD-2	梁:(SM490A) BH-600×200×9×16 柱:(BCR295) □-500×500×22	6.3 (FA)	63.1 (FD)	なし	一定振幅	±2δ _p
AD-2.5						±2.5δ _p
AD-3						±3δ _p
AD-R1						±2~3δ _p
AD-R2						±2~2.5δ _p
AD-2-S	あり	一定振幅	±2δ _p			
BA-1.7	BH-450×200×9×12 (SM490A)	8.3 (FB)	47.3 (FA)	なし	一定振幅(単純梁)	±1.7δ _p
BA-2						±2δ _p
BA-3						±3δ _p
BD-2	BH-450×200×6×12 (SM490A)	8.3 (FB)	71.0 (FD)	なし	一定振幅(単純梁)	±2δ _p
BD-2.5						±2.5δ _p
BD-3						±3δ _p

δ_p: 梁の全塑性モーメントを弾性剛性で除して得られる梁部材変形(計算値)

性状と、耐力低下に至るまでの繰返し数に着目する。

試験体は、フランジ及びウェブの幅厚比ランク⁴⁾を変化させて、次の種類の断面の梁を設定した。

- ADシリーズ [幅厚比ランク: フランジFA, ウェブFD]
- BAシリーズ [幅厚比ランク: フランジFB, ウェブFA]
- BDシリーズ [幅厚比ランク: フランジFB, ウェブFD]

Fig. 4に示す荷重方法で、梁部材に一定の振幅を正負交番繰返し作用させることにより、梁部材断面の違いが保有性能に与える影響を確認する。また、ADシリーズにおいては変動振幅の繰返し荷重とスラブ付試験体の一定振幅の繰返し荷重を行い、変動振幅に対する累積損傷評価や、床スラブの存在が梁の保有性能に与える影響について考察する。

試験体形状・寸法をFig. 4に、各試験体の材料試験結果をTable 2, 3に示す。ADシリーズは幅厚比がフランジ6.3, ウェブ63.1の鉄骨梁 [BH-600×200×9×16(SM490A)]を柱鋼管 [□-500×500×22(BCR295)]に接合したト字形骨組である。試験体数は6体であり、純鉄骨梁試験体を5体、スラブ付き試験体を1体とした。柱梁接合部は梁貫通形式とし、梁フランジとダイアフラムを一体として製作し、梁端にR加工(R=10mm)を施した。また、柱鋼管壁の面外変形抑制のため、柱梁接合部パネル内部をスチフナで補強した。これは接合部パネルの面外変形が保有性能に与える影響を排除する目的である。スラブ付試験体(AD-2-S)は、厚さ150mm, 幅1600mmの床スラブに鉄筋D13@200を2段に配した完全合成梁⁵⁾とし、頭付きスタッド(φ16×100mm)は梁上フランジに150mm間隔で2列に配した。

BAシリーズはフランジ幅厚比8.3, ウェブ幅厚比47.3の鉄骨梁 [BH-450×200×9×12(SM490A)], BDシリーズはフランジ幅厚比8.3, ウェブ幅厚比71.0の鉄骨梁 [BH-450×200×6×12(SM490A)]とし、試験体数は各シリーズ3体とした。試験体形状は単純梁形式であり、中央に

Table 2 鋼材の引張試験結果
Mechanical Properties of Steel Materials

鋼種	板厚(mm)	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	降伏比(%)	伸び(%)	試験片形状	使用部位
SM490A	9	397	556	71.4	23.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ [ADシリーズ]
	16	337	511	65.9	28.1		梁フランジ [ADシリーズ]
BCR295	22	325	439	74.1	48.1	JIS Z2201 5号	柱 [ADシリーズ]
SM490A	6	377	537	70.2	26.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	358	538	66.5	25.9		梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	345	533	64.7	28.0		梁フランジ [BA, BDシリーズ]
	25	344	521	66.0	30.4		スタブフランジ [BA, BDシリーズ]

※降伏点または耐力、引張強さ、伸び、降伏比の値は、試験片3本の平均値を示す。

Table 3 コンクリートの材料試験結果
Mechanical Properties of Concrete Materials

養生方法	材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)	割裂強度(N/mm ²)	ヤング係数(×10 ⁴ N/mm ²)	備考
現場封緘	62	28.6	2.60	2.49	AD-2-S加力直前

※試験結果はシリンドラー(φ100×h200)3本の平均値を示す。

加力用スタブ、両側に梁部材を配置した。

2.1.2 荷重方法 ADシリーズの荷重方法はト字形の片持ち梁形式とし、1000kN油圧ジャッキにより梁先端部に正負交番繰り返し荷重を作用させた。梁部材変形 δ を制御変位とし、スラブ付試験体では正曲げを受ける方向を正側荷重とした。基準変位を $\delta_p(=Q_p/K_c, K_c: 鉄骨梁の弾性剛性の計算値, Q_p: 梁の全塑性モーメント時のせん断力の計算値)$ とし、一定振幅荷重の変位振幅は、 $\pm 2\delta_p, \pm 2.5\delta_p, \pm 3\delta_p$ の3水準を設定した。変動振幅荷重の荷重スケジュールはFig. 5に示す通り、 $\pm 2 \sim 3\delta_p$ の変動振幅(AD-R1)、および $\pm 2 \sim 2.5\delta_p$ の変動振幅(AD-R2)の2種類を設定した。

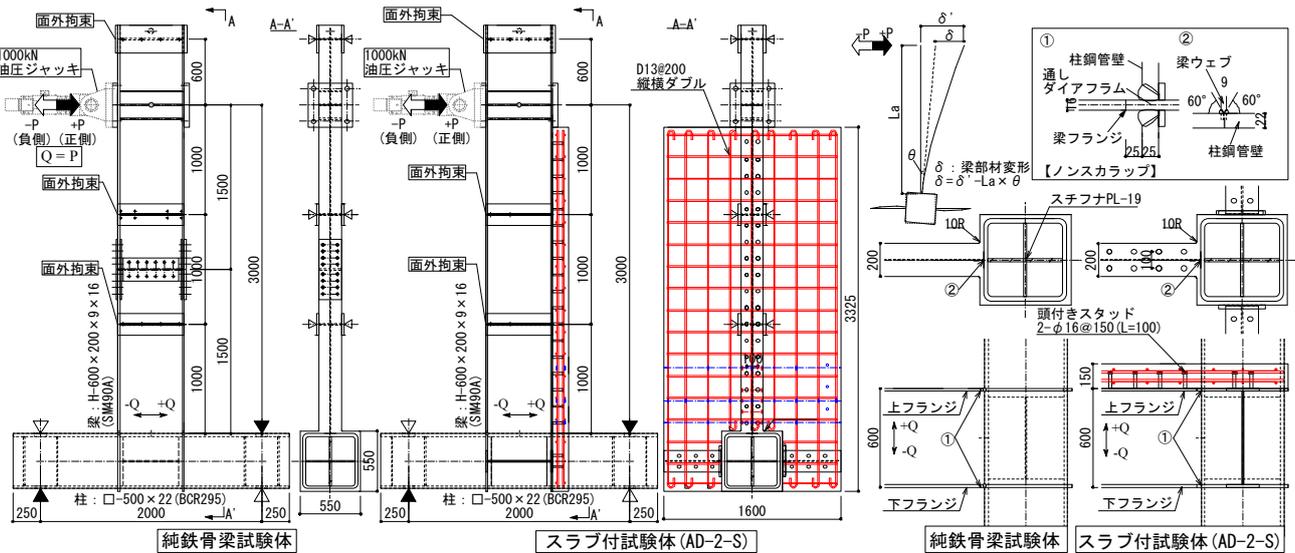
BA, BDシリーズは単純梁形式(3点曲げ方式)とし、試験体中央の加力用スタブを介して、2000kN静的アクチュエータにより両側の梁部材に定変位振幅による正負交番繰り返し荷重を作用させた。試験体両端部はローラー支持とし、拘束治具により加力用スタブの回転と面外変形、試験体中央から両側に1350mm離れた位置で面外変形をそれぞれ拘束した。一定振幅荷重の変位振幅は、基準変位

を $\delta_p(=Q_p/K_c, K_c: 試験体の弾性剛性の計算値, Q_p: 梁全塑性モーメント時の両側の梁せん断力の計算値の合計)$ として、BAシリーズで $\pm 2\delta_p, \pm 2.5\delta_p, \pm 3\delta_p$, BDシリーズで $\pm 1.7\delta_p, \pm 2\delta_p, \pm 3\delta_p$ の3水準を設定した。

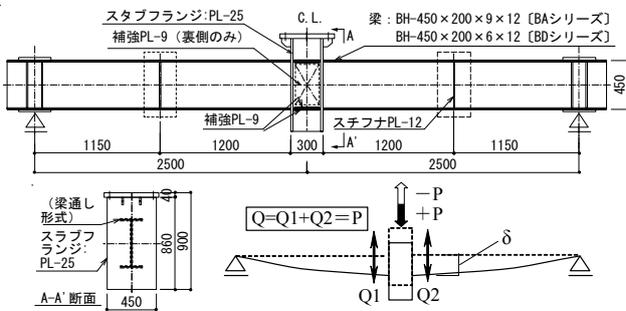
2.2 実験結果

2.2.1 実験経過 実験結果一覧をTable 4に、破壊状況をPhoto. 1に示す。 N_1 は、最大荷重 Q_{max} に到達した時点の繰返し数、 $N_{95\%}, N_{90\%}, N_{85\%}$ は、履歴ループのピーク変位時の荷重(ピーク荷重)が最大荷重 Q_{max} の95%, 90%, 85%に低下した時点($0.95Q_{max}, 0.9Q_{max}, 0.85Q_{max}$)の繰返し数である。 N_f は上下フランジのいずれかが全断面破断した時点の繰返し数である。AD-R1, AD-R2に関しては、各変位振幅の $N_{95\%}, N_{90\%}, N_{85\%}$ の中で、最初のものを示している。

AD, BA, BDシリーズのいずれの試験体も $0.95Q_{max}$ 時までは梁フランジ及びウェブに局部座屈が発生し、その後 $0.85Q_{max}$ 時までは局部座屈が荷重低下の主な要因となった。



(a) ADシリーズ



(b) BA, BDシリーズ

Fig. 4 試験体形状と加力方法
Specimens (Details and Loading Apparatus)

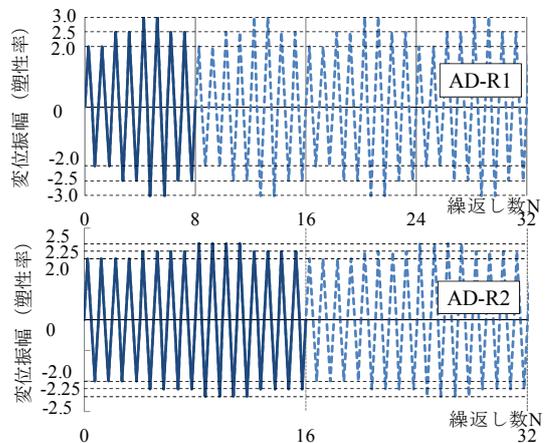


Fig. 5 荷重スケジュール(変動振幅: AD-R1, AD-R2)
Loading Schedule (Variable Deflection Amplitude)

ADシリーズの局部座屈の発生順序は、ウェブ、フランジの順であり、フランジの局部座屈の発生に伴い荷重低下が顕著になった。BA, BDシリーズの局部座屈の発生

順序は概ね、BAシリーズは、フランジ、ウェブの順、BDシリーズはウェブ、フランジの順であった。最終破壊形式は、ADシリーズは主として梁端R加工部からのき裂

Table 4 実験結果一覧
Experimental Results

試験体名	変位振幅 (mm)	剛性			耐力		繰返し数					局部座屈発生の有無		き裂発生 の起点	
		実験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	K _c /K	実験値 (kN)	Q _p (kN)	Q _{max} /Q _p	繰返し数				フランジ	ウェブ		
								N ₁	N _{95%}	N _{90%}	N _{85%}				N _f
AD-2	±2δ _p (43.8)	13.8		1.01	350	300	1.17	+4c	+69c	+119c	+132c	+141c	○	○	フランジ 梁端(R部)
AD-2.5	±2.5δ _p (54.8)				-356		1.19	-4c	-53c	-91c	-133c				
AD-3	±3δ _p (65.7)	13.7		1.00	380	300	1.27	+2c	+8c	+11c	+17c	+70c	○	○	フランジ 座屈波頂部
AD-R1	±2δ _p (43.8)				-375		1.15	+2c	-	-	-				
AD-R1	±2.5δ _p (54.8)	346	1.17	-2c	-	-	-	-	+108c	○	○	フランジ 梁端(R部)			
	AD-R2	±3δ _p (65.7)	-351	1.22	+4c	+12c	+16c	-					+108c	○	○
AD-R2	±2.25δ _p (49.3)	365	1.24	-4c	-12c	-15c	-	+108c	○	○	フランジ 梁端(R部)				
	AD-2-S	±2δ _p (43.8)	373	1.24	+5c	-	-					+21c	+108c	○	○
AD-2-S	±2.5δ _p (54.8)	-381	1.27	-5c	-	-	-22c	+108c	○	○	フランジ 梁端(R部)				
	BA-2	±2δ _n (34.8)	354	1.18	+4c	+18c	-					-	+108c	○	○
BA-2.5		±2.5δ _n (43.5)	-358	1.20	-4c	-17c	-	-36c	+108c	○	○	フランジ 梁端(R部)			
	BA-3	±3δ _n (52.2)	361	1.20	+7c	-	+30c	-					+108c	○	○
BD-1.7		±1.7δ _n (30.1)	-368	1.23	-5c	-	-	-	+108c	○	○	フランジ 梁端(R部)			
	BD-2	±2δ _n (35.4)	365	1.22	+9c	-	-	+44c					+108c	○	○
BD-3		±3δ _n (53.1)	-369	1.23	-9c	-	-27c	-	+108c	○	○	フランジ 座屈波頂部			
	BA-2	±2δ _n (34.8)	524	1.17	+9c	+51c	+158c	+203c					-217c	○	○
BA-2.5		±2.5δ _n (43.5)	-392	1.23	-4c	-45c	-158c	-204c	+137c	○	○	梁端(溶接部) フランジ			
	BA-3	±3δ _n (52.2)	532	1.22	+4c	+19c	+24c	+30c					+137c	○	○
BD-1.7		±1.7δ _n (30.1)	-557	1.28	-3c	-16c	-21c	-29c	+137c	○	○	座屈波頂部 フランジ			
	BD-2	±2δ _n (35.4)	555	1.27	+3c	+6c	+6c	+8c					+137c	○	○
BD-3		±3δ _n (53.1)	-576	1.32	-3c	-5c	-6c	-8c	+137c	○	○	座屈波頂部 フランジ			
	BA-2	±2δ _n (34.8)	449	1.12	+6c	+66c	+176c	+216c					+224c	○	○
BA-2.5		±2.5δ _n (43.5)	-473	1.18	-4c	-53c	-110c	-169c	+224c	○	○	座屈波頂部 フランジ			
	BA-3	±3δ _n (52.2)	468	1.16	+6c	+23c	+29c	+37c					+224c	○	○
BD-1.7		±1.7δ _n (30.1)	-491	1.22	-4c	-20c	-28c	-33c	+224c	○	○	座屈波頂部 フランジ			
	BD-2	±2δ _n (35.4)	462	1.15	+2c	+2c	+4c	+6c					+224c	○	○
BD-3		±3δ _n (53.1)	-487	1.21	-1c	-2c	-4c	-6c	+224c	○	○	座屈波頂部 フランジ			

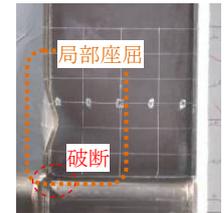
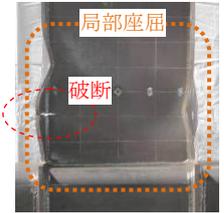


Photo 1 破壊状況
Damage of Specimens

・実験値は、上段が正側加力、下段が負側加力を示す。
・K: 梁の初期剛性実験値 (梁せん断力=Q_p/3の時の割線剛性)

・δ_p: 鉄骨梁の全塑性耐力に対応する弾塑性変形計算値 (δ_p=21.9mm)
・Q_{max}: 最大荷重 (梁せん断力) 実験値

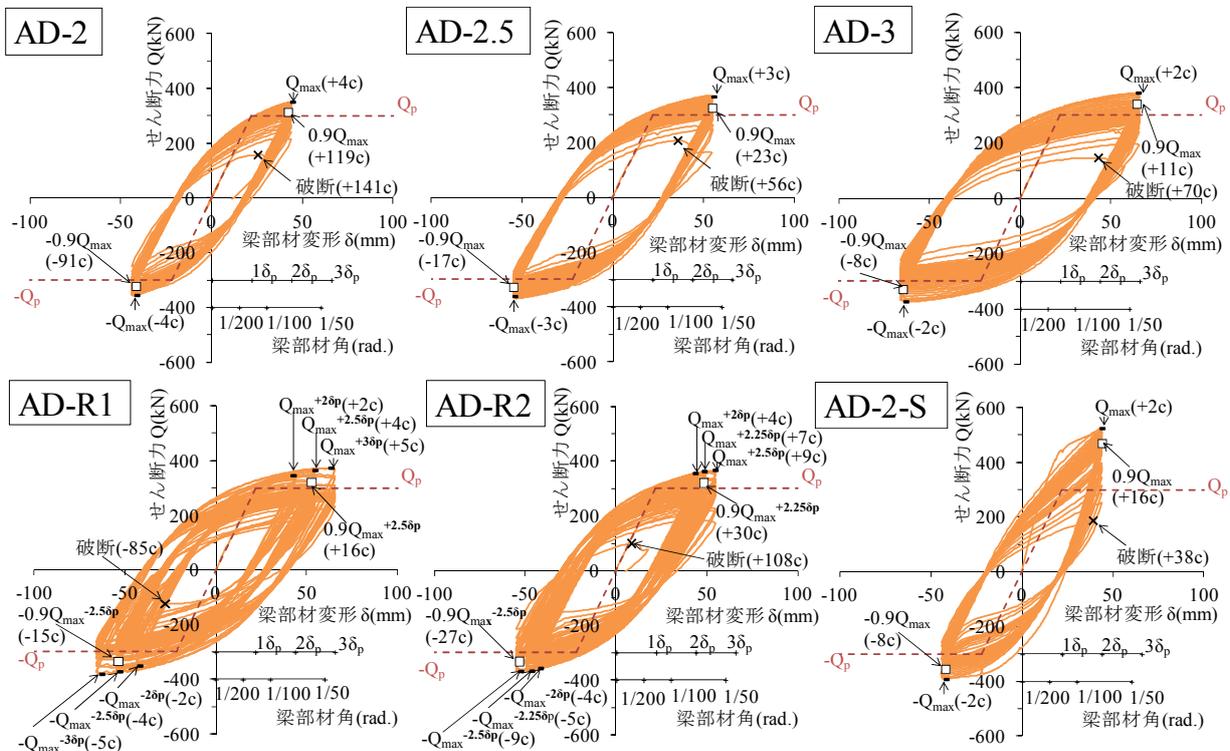


Fig. 6 荷重-変形関係 (ADシリーズ)
Load-Displacement Relationships

の発生・進展に伴うフランジの全断面破断であった。ただし、試験体AD-3の最終破壊形式は、座屈波頂部でのフランジ母材からのき裂発生・進展に伴うフランジの全断面破断であった。BA, BDシリーズについて、き裂発生の起点位置は、主に局部座屈発生域での梁フランジとウェブとのすみ肉溶接部であったが、試験体BA-2, BA-2.5では梁端フランジ溶接部近傍であった。

スラブ付試験体AD-2-Sについて、正側荷重時に圧縮側となる領域では、梁フランジ及びウェブ共に終局局部座屈が確認されなかった。一方、負側荷重時には、圧縮側となるウェブ・フランジの局部座屈の進展が顕著になっており、同じ変位振幅を与えた純鉄骨試験体AD-2よりも局部座屈とそれに伴う荷重低下が早期に発生した。

2.2.2 荷重 - 変形関係 ADシリーズについて、各試験体の荷重-変形関係をFig. 6 に示す。同図には純鉄骨梁の全塑性耐力の計算値 Q_p と、最大荷重 Q_{max} 及び各荷重低下の時点($0.9Q_{max}$)を併記している。変動振幅荷重を行った試験体(AD-R1, AD-R2)では、各振幅レベルの最大荷重 Q_{max} の右肩にその振幅レベルを表記している。

一定振幅荷重を行った試験体(AD-2, AD-2.5, AD-3, AD-2-S)は3サイクル程度で Q_{max} に到達し、変動振幅荷重を行った試験体(AD-R1, AD-R2)は、変位振幅が漸増する領域(AD-R1: 1~6サイクル, AD-R2: 1~12サイクル)で各振幅レベルの Q_{max} に到達した。また、いずれの試験体も、 $0.95Q_{max}$ 時までに局部座屈による荷重低下が顕著となり、 $0.95Q_{max}$ 時以降、繰返し数 N に対する荷重低下の勾配が繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示した。その後、破断直前にき裂の進展が顕著になると、き裂面が圧縮を受ける側の荷重時においてもスリップの挙動が見られ、正負両側の荷重が大きく低下した。

なお、ここには示していないが、BAシリーズ, BDシリーズの試験体もADシリーズと概ね同じ性状を示した。

2.2.3 荷重低下率の推移 一定振幅繰返し荷重を行ったADシリーズの試験体(AD-2, AD-2.5, AD-3)について、荷重低下率の推移をFig. 7 に示す。同図は荷重が先行して低下した負側荷重時について、各サイクルのピーク荷重 Q と最大荷重 Q_{max} の比(Q/Q_{max} : 荷重低下率)と繰返し数 N (対数軸)との関係を示している。また、最大荷重の95%に荷重が低下した時点($0.95Q_{max}$)からき裂の進展が顕著となる直前(AD-2: $0.85Q_{max}$, AD-2.5: $0.8Q_{max}$, AD-3: $0.7Q_{max}$)までの荷重低下の推移について対数式で近似し、破線で示している。対数式は実験結果に対して高い相関性を示しており、直線の傾き(対数に係る係数)が変位振幅(塑性率)の大きさに関わらずほぼ等しくなっている。二点破線で示しているのは、AD-2が最大荷重に到達してから $0.95Q_{max}$ まで低下するまでの荷重低下率の推移について対数式で近似したものである。 $0.95Q_{max}$ 以降の対数式よりも傾きは小さいが、対数軸に対して直線的に荷重が低下している。この領域において、局部座屈やき裂は確認されなかったため、この荷重低下は、梁部材が繰返し塑性変形を受けることによる剛性低下(フ

ランジの塑性伸びの累積等)によるものだと考えられる。つまり、二点破線を大きく外れた場合には、梁部材に対して局部座屈やき裂が顕著に生じていると考えられる。

なお、ここには示していないが、BAシリーズ, BDシリーズの試験体もADシリーズと概ね同じ性状を示した。

2.2.4 変位振幅-繰返し数関係 Fig. 8 に各試験体シリーズの変位振幅(塑性率)と繰返し数 N の関係を両対数軸で、ピーク荷重が最大荷重の90%に低下した時点($0.9Q_{max}$)と破断時について示す。各試験体シリーズについて、 $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数 $cN_{90\%}$ と、破断時の繰返し数 cN_f は以下の回帰式で表現できる。

・ADシリーズ: BH-600×200×9×16(SM490A)

$$0.9Q_{max} \text{時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_{90\%}^{0.161} = 4.09 \quad (1)$$

$$\text{破断時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_f^{0.323} = 10.2 \quad (2)$$

・BAシリーズ: BH-450×200×9×12(SM490A)

$$0.9Q_{max} \text{時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_{90\%}^{0.123} = 3.72 \quad (3)$$

$$\text{破断時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_f^{0.229} = 7.18 \quad (4)$$

・BDシリーズ: BH-450×200×6×12(SM490A)

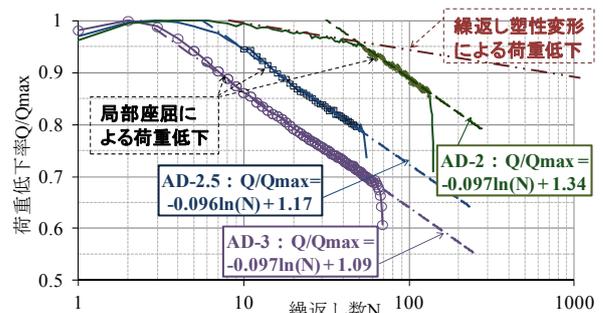
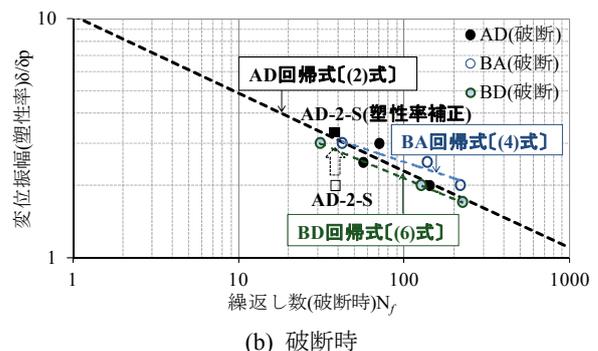
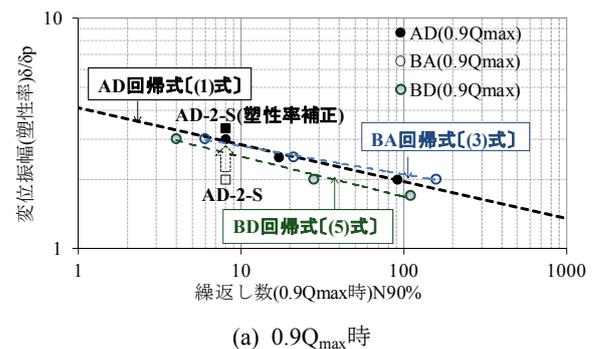


Fig. 7 荷重低下率の推移
Load Decreasing Rate-Number of Cycles Relationships



(a) $0.9Q_{max}$ 時
(b) 破断時
Fig. 8 変位振幅-繰返し数関係
Deflection Amplitude-Number of Cycles Relationships

$$0.9Q_{\max} \text{時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_{90\%}^{0.161} = 3.65 \quad (5)$$

$$\text{破断時} : (\delta/\delta_p) \cdot cN_f^{0.288} = 8.05 \quad (6)$$

Fig. 8 より、各試験体シリーズの変位振幅(塑性率)と繰返し数 $N_{90\%}$ の関係は、概ね同じ傾向を示しており、ADシリーズの多数回繰返し性能は、概ねBAシリーズ、BDシリーズの間に位置していることが分かる。

次に、ADシリーズを対象に、変位振幅(塑性率)と繰返し数の関係式を任意の荷重低下時の場合に拡張する。上記(1)~(6)式は、Manson-Coffin式を準用した(7)式を用いている。

$$(\delta/\delta_p) \times N^k = C \quad (7)$$

(k, C : 材料や形状などに依存する係数と仮定)

(7)式について、2.2.3節で示した局部座屈による荷重低下の特性を考慮すると、任意の荷重低下の時点(Q/Q_{\max})における変位振幅(塑性率)と繰返し数の関係を次式で表現できる。

$$(\delta/\delta_p) \cdot cN_{Q/Q_{\max}}^k = C_0 \cdot \exp \{k/\alpha \cdot (1-Q/Q_{\max})\} \quad (8)$$

ここで、 $cN_{Q/Q_{\max}}$ は荷重低下の時点(Q/Q_{\max})における繰返し数、 α は繰返し数に対する局部座屈による荷重低下の勾配 [Fig. 7 参照] である。 k, C_0 は [(7)式の k, C と

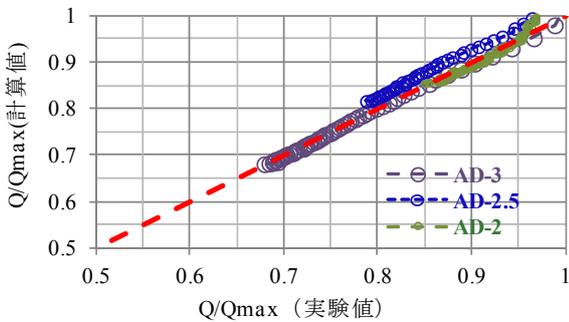


Fig. 9 局部座屈による荷重低下率の実験値と計算値 [(9)式: ADシリーズ] の比較
Examination of Evaluation Method of Load Decreasing by Local Buckling (Comparison with Experimental Results)

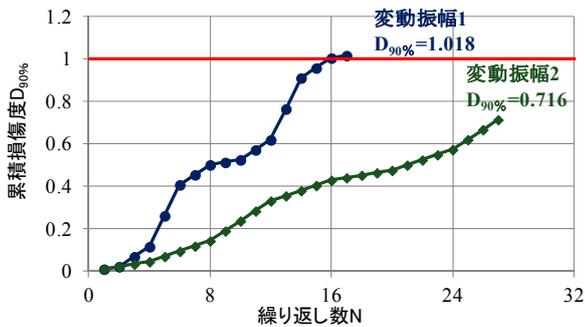


Fig. 10 Miner則の検討
Practice of Miner Method

同様に] 材料や形状などに依存する係数とする。ADシリーズについて、上記 $0.9Q_{\max}$ 時の回帰式(1)式 [(7)式の k, C に対応する値] と $\alpha=0.097$ [Fig. 7 参照] を(8)式に適用すると、次の評価式が求められる。

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ ADシリーズ: BH-600} \times 200 \times 9 \times 16 \text{ (SM490A)} \\ &(\delta/\delta_p) \cdot cN_{Q/Q_{\max}}^{0.161} = 3.46 \cdot \exp \{1.66 \cdot (1-Q/Q_{\max})\} \quad (9) \end{aligned}$$

Fig. 9 に荷重低下率 (Q/Q_{\max}) について上記評価式で求めた計算値と実験結果との比較を示す。計算値はいずれの荷重低下の時点でも、実験結果と概ね一致している。なお、破断の直前の荷重低下は、き裂による影響が大きいため、Fig. 9 の実験結果から除外している。

スラブ付試験体(合成梁)の正曲げ剛性は、スラブの存在により純鉄骨梁の剛性と比べて高くなる。そこで、合成梁としての塑性率 μ' について、正側は合成梁の正曲げ剛性を用い、負側は鉄骨梁の弾性剛性を用いて算出したそれぞれの塑性率の平均として次式で算出する。

$$\text{合成梁の塑性率} : \mu' = (\delta/\delta_p' + \delta/\delta_p) / 2 \quad (10)$$

$\delta_p' = Q_p/cK, \delta_p = Q_p/sK (Q_p$: 鉄骨梁の全塑性耐力,

cK : 合成梁の正曲げ剛性, sK : 鉄骨梁の弾性剛性)

Fig. 8 中の□は塑性率を補正していないAD-2-Sの実験結果($\delta/\delta_p=2.0$)、■は上記の補正を行ったAD-2-Sの実験結果($\mu'=3.34$)を示す。補正を行った実験結果に対して上記回帰式を適用すると、 $0.9Q_{\max}$ 時の繰返し数の(1)式による計算値は4サイクル(実験値: 8サイクル)、破断時の繰返し数の(2)式による計算値は31サイクル(実験値: 38サイ

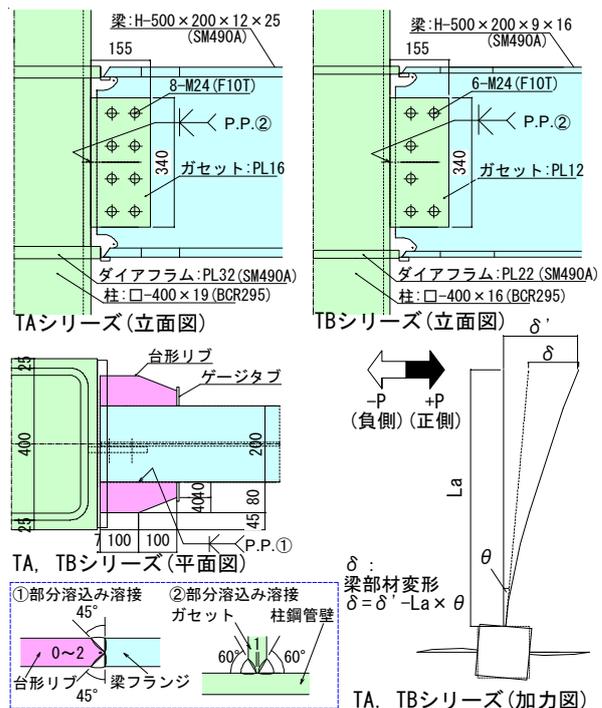


Fig. 11 接合部詳細と加力方法
Details of Connections and Loading Apparatus

Table 5 試験体一覧
List of Specimens

試験体 No.	柱		梁				荷重方法	変位振幅 δ / δ_p [梁塑性率]
	断面 (鋼種)	断面 (鋼種)	母材幅厚比 (幅厚比 β)		フランジ	ウェブ		
			フランジ	ウェブ				
TA-2	□-400×400×19 (BCR295)	H-500×200×12×25 (SM490A)	4.0	37.5	一定振幅	2.0		
TA-6			(FA)	(FA)			6.0	
TB-2	□-400×400×16 (BCR295)	H-500×200×9×16 (SM490A)	6.25	52.0	一定振幅	2.0		
TB-3			(FA)	(FB)		3.0		
TB-4			(FA)	(FB)		4.0		

※ δ_p : 梁の全塑性モーメントを弾性剛性で除して得られる梁部材変形 (計算値)

Table 6 実験結果一覧 (梁の変形能力と破壊性状)
Experimental Results (Plastic Deformation and Failure Mode)

試験体名	荷重振幅 (mm)	荷重方向	耐力		繰返し数			局部座屈の有無		き裂発生の起点
			Q_{max}/Q_p	Q_{max}	0.9 Q_{max}	破断	フランジ	ウェブ		
									N_1	
TA-2	±2 δ_p (33.6)	正側	1.17	+3	+51	+72	-	-	フランジ ハンチ先端	
		負側	1.14	-3	-48	-	-			
TA-6	±6 δ_p (100.8)	正側	1.49	+3	+4	+5	-	-		
		負側	1.36	-3	-	-	-	-		
TB-2	±2 δ_p (37.6)	正側	1.10	+4	+45	-	-	-		
		負側	1.10	-3	-33	-47	-	-		
TB-3	±3 δ_p (56.4)	正側	1.21	+3	+15	-	-	-		
		負側	1.20	-2	-13	-16	-	-		
TB-4	±4 δ_p (75.2)	正側	1.26	+2	+5	-	○	○		
		負側	1.22	-2	-4	-10	○	○		

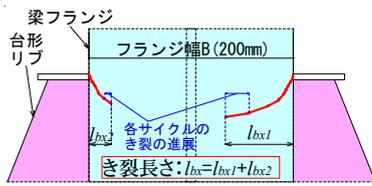


Fig. 12 き裂長さ l_{bx} の定義
Definition of Crack Length : l_{bx}

クル)となり, 実験結果に対してやや安全側に評価している。

変動振幅(AD-R1, AD-R2)における累積損傷度の評価にMiner則を適用した結果をFig. 10 に示す。変動振幅荷重(AD-R1)と変動振幅荷重(AD-R2)において, 0.9 Q_{max} 時の累積損傷度 $D_{90\%}$ は, (1)式から求めた場合, それぞれ1.018, 0.716であった。

3. ウィングビームの保有性能評価

3.1 実験概要

前報²⁾では, TAシリーズ(BH-500×200×12×25 [SM490A])とTBシリーズ(BH-500×200×9×16 [SM490A])の2種類の梁部材断面からなるウィングビームについて, 塑性率2~6の範囲で一定振幅の繰返し荷重実験を行った。

ウィングビーム試験体(TA, TBシリーズ)について, Fig. 11 に接合部詳細と加力方法, Table 5 に試験体一覧を示す。Table 6 に各試験体の破壊性状と各時点(最大荷重時, 0.9 Q_{max} 時, 破断時)の繰返し数を示す。TB-4(TBシリーズ, 塑性率4)において局部座屈が先行して荷重が低下したが, それ以外の試験体は終始梁端フランジの延性き裂の進展により荷重が低下した。

3.2 多数回繰返し特性

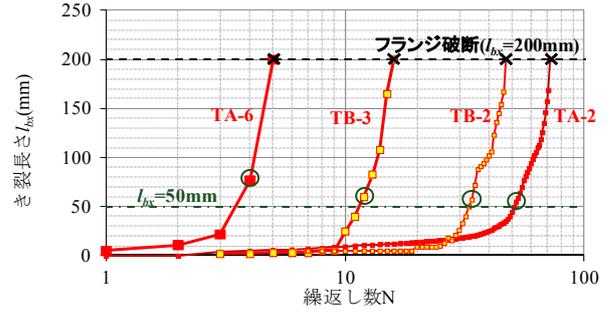


Fig. 13 き裂長さ l_{bx} の進展の推移
Crack Length-Number of Cycles Relationships

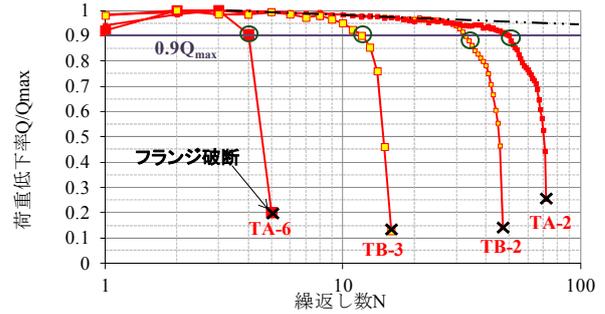


Fig. 14 荷重低下の推移
Load Decreasing Rate-Number of Cycles Relationships

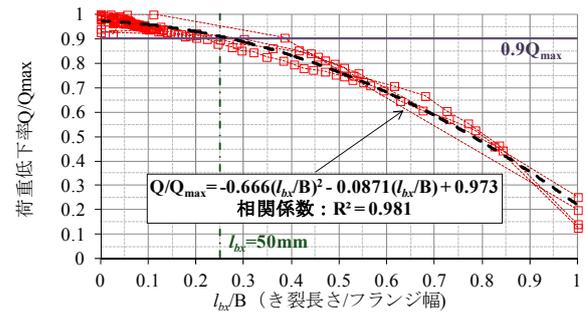


Fig. 15 荷重低下とき裂長さの関係
Peak Load-Crack Length Relationships

3.2.1 き裂の進展と荷重低下率の推移 梁端フランジの延性き裂の進展を評価する際にき裂長さ l_{bx} を定義する。 l_{bx} はFig. 12 に示す通り, 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に対して, 梁部材軸直交方向の長さである。梁端フランジの延性き裂により保有性能が決定した試験体 [TAシリーズ(TA-2, TA-6), TBシリーズ(TB-2, TB-3)] について, き裂長さ l_{bx} と繰返し数の関係をFig. 13 に, 荷重低下の推移をFig. 14 に示す。Fig. 14 は, き裂進展により破断に至った荷重時について, 各サイクルのピーク荷重 Q と最大荷重 Q_{max} の比(Q/Q_{max})と繰返し数(対数軸)との関係を示している。

荷重低下の特性は, いずれの試験体も3サイクル程度で最大荷重到達した後にFig. 14 に示す2点破線 [3章Fig. 9 (a) の2点破線と同一] に沿ってゆっくりと荷重低下しているが, き裂長さ l_{bx} が50mm(梁フランジ幅 $B=200$ mmに対して1/4)を超えたあたり(Fig. 13, Fig. 14 の図中○部)から, 荷重低下の勾配が上記2点破線から大きく外れ, 急激

に荷重低下した後に、破断に至っている。また、この時点(図中○部)は、0.9Q_{max}時(荷重低下率Q/Q_{max}が0.9を下回った時点)と概ね一致している。

Fig. 15 に荷重低下とき裂長さの関係を示す。同図は、縦軸に荷重低下率Q/Q_{max}、横軸にl_{bx}/B(き裂長さl_{bx}を梁フランジ幅Bで除して無次元化した値)を示しており、各試験体の実験結果(TA-2, TA-6, TB-2, TB-3)を重ねて示している。荷重低下率Q/Q_{max}とl_{bx}/Bの関係は右肩下りの曲線の傾向を示し、以下の近似式(図中太破線)で表すことができる。

$$Q/Q_{max} = -0.666 \cdot (l_{bx}/B)^2 - 0.0871 \cdot (l_{bx}/B) + 0.973 \quad (11)$$

荷重低下率Q/Q_{max}とき裂長さl_{bx}には、高い相関性があり、ストレート梁の既往の実験結果^{6), 7)}と同様の傾向を示している。

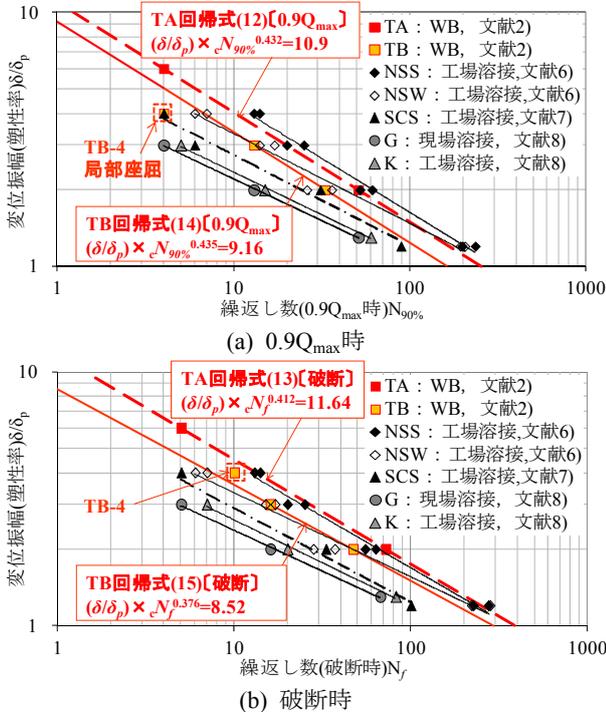


Fig. 16 変位振幅-繰返し数関係
Deflection Amplitude-Number of Cycles Relationships

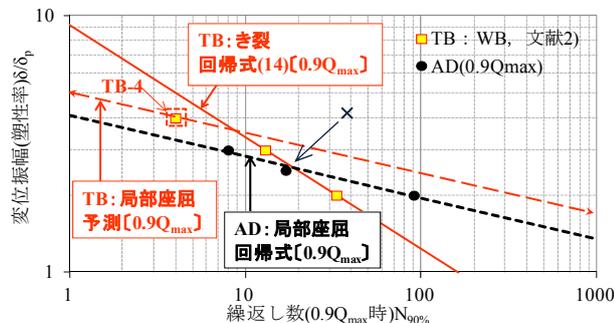


Fig. 17 各破壊モード(き裂・局部座屈)の比較
Deformation Capacity Performance Comparison of Failure Behavior (Crack and Local Buckling)

示している。よって、ウイングビームのき裂長さをl_{bx}とすることにより、ストレート梁と同じ手法でき裂による損傷評価が可能であると考えられる。

3.2.2 変位振幅-繰返し数関係 TBシリーズ, TAシリーズそれぞれについて、延性き裂の進展によりピーク荷重が最大荷重の90%に低下した時点(0.9Q_{max})の繰返し数cN_{90%}と破断時の繰返し数cN_fは以下の回帰式で表現できる。

• TAシリーズ: BH-500×200×12×25(SM490A)
0.9Q_{max}時 : (δ/δ_p) × cN_{90%}^{0.432} = 10.9 (12)

破断時 : (δ/δ_p) × cN_f^{0.412} = 11.6 (13)

• TBシリーズ: BH-500×200×9×16(SM490A)
0.9Q_{max}時 : (δ/δ_p) × cN_{90%}^{0.435} = 9.16 (14)

破断時 : (δ/δ_p) × cN_f^{0.376} = 8.52 (15)

Fig. 16 について、(a) に変位振幅(塑性率)と繰返し数(0.9Q_{max}時)の関係、(b) に変位振幅(塑性率)と繰返し数(破断時)の関係に関して、ウイングビームの実験結果と既往のストレート梁の実験結果^{6), 7), 8)}を両対数軸上に重ねて示している。なお、ストレート梁^{6), 7), 8)}はすべてフランジの延性き裂で保有性能が決定している。同図(a) 0.9Q_{max}時、(b) 破断時について、両対数軸上で上記回帰式〔(12) ~ (15) 式〕の傾きは、既往のストレート梁の実験結果と概ね対応している。

Fig. 18 に、ウイングビーム(TBシリーズ)の実験結果と、梁部材の局部座屈で保有性能が決定する場合の実験結果(ADシリーズ)を重ねて示す。各実験結果の回帰式〔0.9Q_{max}〕について、保有性能が梁部材の局部座屈で決まる場合〔(1)式〕と、梁端接合部のき裂で決まる場合〔(14)式〕とでは傾きが異なるため、図中 ×印で示すように、局部座屈の回帰曲線と延性き裂の回帰曲線が交差する。これは、終局耐力の決定要因が変化する境界であり、この領域よりも大きな変位振幅の繰返しでは、局部座屈が先行して発生すると考えられる。ウイングビーム(TBシリーズ)について、TB-4とADシリーズの実験結果から、TBシリーズの局部座屈(0.9Q_{max})の式を推定(図中赤破線矢印)すると、概ね塑性率3.5を超える変位振幅の繰返しで、局部座屈が先行して発生すると考えられる。ただし、幅厚比の大きい梁部材を使用する場合や、梁端の改良などで延性き裂に対する保有性能が向上する場合は、より小さな変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得る。

4. まとめ

鉄骨梁が長周期地震動に対して發揮し得る保有性能を評価する為には、梁端における延性き裂の進展と、梁部材の局部座屈の両方を考慮する必要がある。建設年代の早い既存超高層建物に採用された幅厚比の比較的大きいストレート梁を想定した試験体〔AD, BA, BDシリーズ〕について多数回繰返し载荷実験を行い、ウイングビー

ムの実験結果²⁾や既往のストレート梁の実験結果^{6), 7), 8)}と比較することで以下の知見を得た。

- 1) いずれの試験体も、塑性率2～3程度の小さな変位振幅を多数回受けることで、梁フランジ及びウェブの両方に局部座屈が発生し、座屈波の進展により荷重が低下した。また、局部座屈による荷重低下率(Q/Q_{max})と繰返し数の関係は、繰返し数を対数表示とした場合、変位振幅に関わらず概ね等しい勾配の直線となった。
- 2) 局部座屈が支配的で荷重低下する場合、荷重低下率(Q/Q_{max})が $0.9(=0.9Q_{max}$ 時)において、変位振幅(塑性率)と繰返し数の関係は、両対数軸上で概ね直線となり、Manson-Coffin型の式で評価することができる。
- 3) 同じ変位振幅を与えた場合、合成梁は、純鉄骨梁と比べて、局部座屈による耐力低下が顕著であるが、(10)式で補正した合成梁の塑性率を適用することにより、純鉄骨の回帰式で概ね安全側に評価できる。
- 4) ウィングビームについて、き裂による荷重低下率(Q/Q_{max})と梁部材軸直交方向のき裂長さ(l_{bx})には、高い相関性がある。
- 5) ウィングビームの保有性能がき裂によって決定する場合、 $0.9Q_{max}$ 時と破断時の変位振幅(塑性率)と繰返し数の関係は、Manson-Coffin型の式で表すことができ、両対数軸上での直線の傾きは、概ね既往のストレート梁の実験結果^{6), 7), 8)}と一致する。

謝辞

本報に述べたストレート梁の実験は、平成22年度及び平成23年度国土交通省建築基準整備事業(27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討」)の一環として実施した。関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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，p p.51～58，(1999)
- 2) 平田寛，他：定振幅繰返し載荷履歴を受けるウィングビームの変形能力と破壊性状，大林組技術研究所報，No.75，(2011)
- 3) 長谷川隆，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1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1019～1021，(2011)
- 4) 日本建築センター：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，(2007)
- 5) (社)日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，(2010)
- 6) 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)
- 7) 高塚康平，他：スカラップの有無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接合部の変形能力 その2，日本建築学会構造系論文集，第673号，pp.453～460，(2012)
- 8) 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)
- 9) 鈴井康正，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3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1017～1018，(2011)
- 10) 鈴井康正，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9)～(その10)，建築学会大会学術講演梗概集，pp.1049～1052，(2012)