

# 巨大地震に対する鋼構造建築物の 終局状態の評価と損傷検知

構造研究グループ 上席研究員 長谷川 隆

## 目次

- I はじめに
- II 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討
  - 1) 梁端部破断までの限界繰り返し性能に関する載荷実験
    - ①梁端部の多数回繰り返し載荷実験
    - ②既往の疲労性能評価式との比較
  - 2) 振動台実験による梁端部疲労性能評価式の検証
    - ①試験体及び実験概要
    - ②実験結果
    - ③疲労性能評価式の検証
- III 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討
  - 1) エネルギー法告示の計算への適用
  - 2) 試設計建物による検討例
- IV 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討
  - 1) 地震後の鉄骨造建築物の梁端部の損傷評価法
  - 2) 加速度記録の積分方法と振動台実験による検討
- V まとめと今後の課題
  - 謝辞
  - 参考文献

## I はじめに

今後、発生が懸念される首都直下地震や巨大海溝型地震などでは、これまでの設計の想定よりも大きな速度応答スペクトルの地震動や長い継続時間の地震動が建築物に作用する可能性がある。このような巨大地震に対して建築物の倒壊、崩壊を防止するためには、建築物の終局状態の挙動を明らかにし、その評価法を確立しておく必要がある。また、鉄骨造建築物では、構造躯体が内外装材に覆われているために、大地震後に梁端部で破断等が生じているか容易に確認できない。建物管理者の迅速で適切な判断や居住者の安全を確保する上では、建築物の梁端破断の可能性やその部位

等を即座に推定する手法が必要である。

このような問題を解決するために、建築研究所では、平成 28～30 年度に指定課題「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究」を実施し、鉄骨造建築物を対象に、梁端部破断までの多数回繰り返し載荷実験や骨組の振動台実験等を行い、鉄骨造建築物の終局限界状態の評価法と地震後の損傷検知手法について検討した。本稿では、その成果の一部を紹介する。

## II 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討

### 1) 梁端部破断までの限界繰り返し性能に関する载荷実験

#### ①梁端部の多数回繰り返し载荷実験

これまでの耐震設計の想定を超える巨大地震が発生した場合、鉄骨造建築物の梁端部では破断や局部座屈が生じ、それらの耐力劣化の進行によって建築物が倒壊する危険性がある。このような建築物の終局状態での評価法を確立することを目的として、梁端部破断までの限界繰り返し性能を明らかにするための静的な载荷実験を行った。以下のa)~c)の3種類の実験について、平成28年度~30年度の各年度でそれぞれ実施した。

#### a) 基本性状把握のための実験 (28年度)<sup>1)</sup>

梁端部の限界繰り返し性能に関する基本性状を把握するための実験として、柱を極厚H形鋼冶具とした状態での多数回繰り返し载荷実験を行った。実験パラメータは、梁接合部詳細(35Rスカラップ、ノンスカラップ)、部材種別(FA、FC)、梁長さ(1.4m、2.0m、3.0m)及び载荷履歴(2 $\theta_p$ 、3 $\theta_p$ 、4 $\theta_p$ 、漸増)であり、図1に示す载荷装置等により、表1に示す合計28体の試験体について実験を行った<sup>1)</sup>。

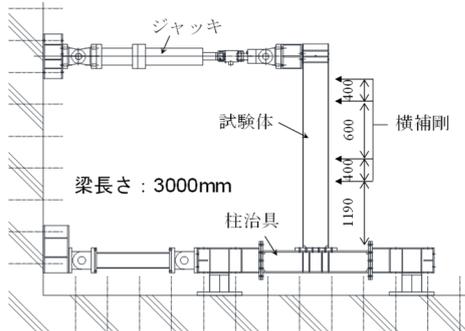


図1 実験セットアップ

表1 試験体一覧

試験体	スカラップ	鋼種	梁断面	梁長さ (mm)	载荷履歴	$\delta K$ (kN・m)	$\delta M_p$ (kN・m)	$\theta_p$ (rad)		
AS-1.4-2	あり (R35)	SS400	BH-400×200×9×12 (フランジ:FA,ウェブ:FA)	1400	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	74680	351	0.0047		
AS-1.4-3					3 $\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-1.4-4					4 $\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-2.0-2				2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	58407	351	0.0060		
AS-2.0-3					3 $\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-2.0-4					4 $\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-2.0-1			3000	漸増変位振幅	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	41538	351	0.0084	
AS-3.0-2						3 $\theta_p$ 一定変位振幅				
AS-3.0-3						4 $\theta_p$ 一定変位振幅				
AS-3.0-4			なし	SN400B	BH-400×250×6×9 (フランジ:FC,ウェブ:FB)	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	50776	288	0.0057
CS-2.0-2							3 $\theta_p$ 一定変位振幅			
CS-2.0-3							4 $\theta_p$ 一定変位振幅			
CS-2.0-4	漸増変位振幅	2000				2 $\theta_p$ 一定変位振幅	77649	362	0.0047	
AN-1.4-2						3 $\theta_p$ 一定変位振幅				
AN-1.4-3						4 $\theta_p$ 一定変位振幅				
AN-1.4-4	1400	漸増変位振幅	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	60621	362	0.0060			
AN-2.0-2				3 $\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-2.0-3				4 $\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-2.0-4	3000	漸増変位振幅	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	43064	362	0.0084			
AN-2.0-1				3 $\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-3.0-2				4 $\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-3.0-3	なし	SN400B	BH-400×250×6×9 (フランジ:FC,ウェブ:FB)	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	53309	342	0.0064		
AN-3.0-4					3 $\theta_p$ 一定変位振幅					
AN-3.0-1					4 $\theta_p$ 一定変位振幅					
CN-2.0-2				漸増変位振幅	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	53309	342	0.0064	
CN-2.0-3						3 $\theta_p$ 一定変位振幅				
CN-2.0-4						4 $\theta_p$ 一定変位振幅				
CN-2.0-1	漸増変位振幅	2000	2 $\theta_p$ 一定変位振幅	53309	342	0.0064				
CN-2.0-3			3 $\theta_p$ 一定変位振幅							
CN-2.0-4			4 $\theta_p$ 一定変位振幅							

実験では一定変位振幅により、梁端部フランジの全断面破断が50%の耐力低下まで载荷した。実験の結果得られた荷重-変形関係として、35 Rスカラップ試験体の例を図2に示す。また、典型的な破壊形態を写真1、写真2に示す。写真1の35 Rスカラップ試験体では、スカラップ底からの亀裂が進展して破断に至っている。また、写真2のノンスカラップ試験体では、溶接始末端からの亀裂が進展し、破断している。実験の結果、28体の試験体の各振幅における梁破断までの限界繰り返し回数が明らかになった。

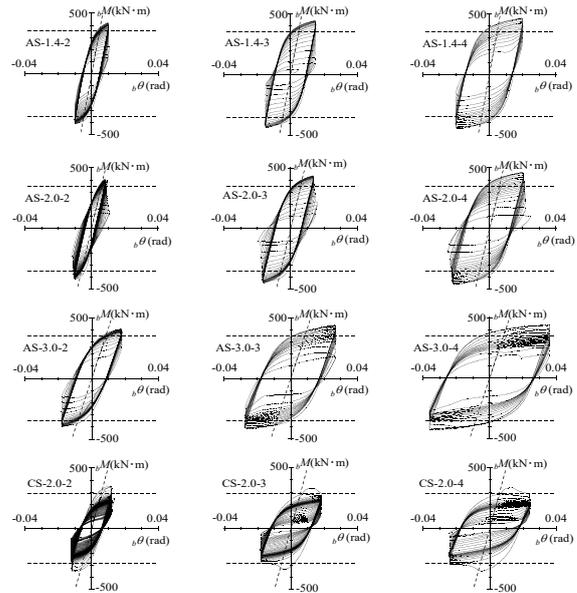


図2 荷重-変形関係 (35Rスカラップ)



写真1 スカラップ底から破断



写真2 溶接始末端部から破断

#### b) 柱を角形鋼管とした梁端接合部の実験 (29年度)<sup>2)</sup>

柱を実際の角形鋼管とした梁端接合部(通しダイヤフラム形式)の多数回繰り返し载荷実験を行った。実際の角形鋼管柱の場合には、柱の板厚が薄い場合、その影響で梁ウェブでのモーメント伝達効率が低くなり、それにより塑性変形性能が低下する可能性がある。この実験と柱を極厚H形鋼冶具とした状態での実験の変形性能の比較を行う。

実験パラメータは、梁接合部詳細(35Rスカラップ、ノンスカラップ)、部材種別(FA、FC)、柱断面厚(9mm、12mm)及び载荷振幅(2 $\theta_p$ 、3 $\theta_p$ 、4 $\theta_p$ )であり、合計8体の試験体について実験を行

った<sup>2)</sup>。28年度と同様の荷重方法により、一定変位振幅により、梁端部のフランジが全断面破断するまで繰り返し荷重した。写真3、4に典型的な破壊形態の写真を示す。また、図3に8体の試験体の荷重-変形関係を示す。実験の結果、8体の試験体の各振幅における梁破断までの限界繰り返し回数が明らかになった。



写真3 スカラップ底から破断

写真4 溶接始末端から破断

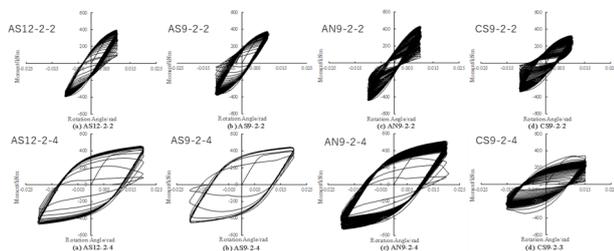


図3 荷重-変形関係

c) 床スラブが取り付けいた梁端接合部の実験 (30年度)<sup>3)</sup>

梁に床スラブが取り付けいた場合の影響について、一定振幅での多数回繰り返し荷重実験を行った。実験パラメータは、梁接合部詳細(35Rスカラップ、ノンスカラップ)及び荷重振幅(2θ<sub>p</sub>、4θ<sub>p</sub>)であり、図4に示す床スラブ付きの梁端接合部試験体を合計4体製作し実験を行った。図5に示すように試験体柱を床に水平に固定し、梁端部を水平方向に荷重した。

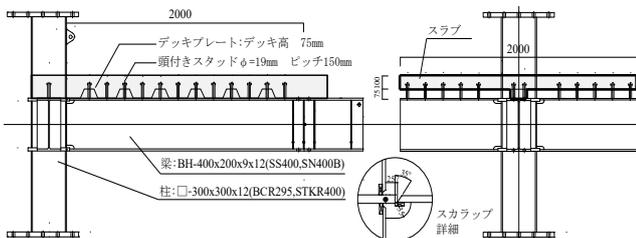


図4 床スラブ付き試験体

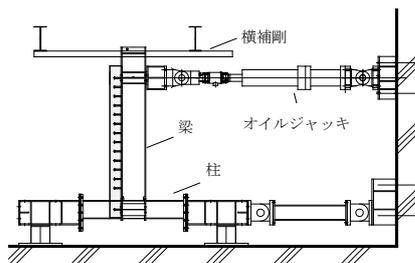


図5 床スラブ付き試験体セットアップ

図6は、上段が、4体の床スラブ付き試験体の荷重-変形関係であり、下段は、29年度の床スラブ無しの梁端接合部試験体の荷重-変形関係であり、比較として示している。図中には計算値の剛性を破線で示しているが、スラブ付きでは、正側に床スラブを考慮した剛性計算値を、負側は梁だけの剛性計算値を示す。スラブ付きの実験では、1サイクル目の正側の実験剛性は、床スラブを考慮した計算剛性とおおむね一致しているが、2サイクル目からは、剛性が低下している。これらの実験から、床スラブが付いた試験体のフランジの全断面破断まで繰り返し回数は、床スラブ無しの試験体に比べて少なくなることが確認された<sup>3)</sup>。

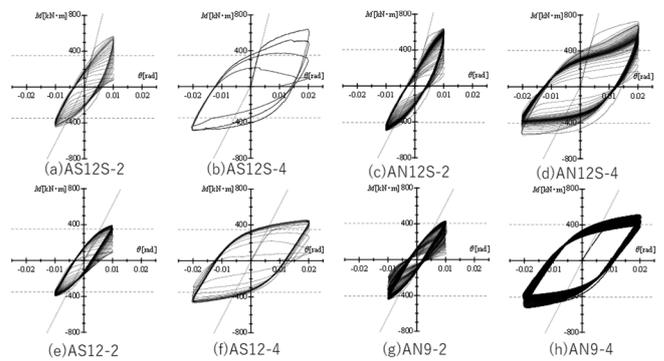


図6 床スラブ有無による荷重-変形関係の比較

## ②既往の疲労性能評価式との比較

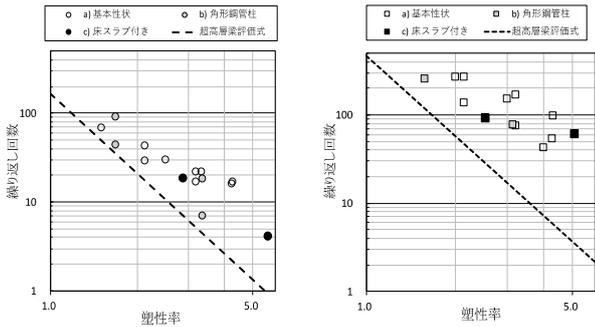
上述のa)~c)の一連の梁端部の多数回繰り返し荷重実験から、一定振幅での梁端接合部のフランジ全断面破断までの繰り返し回数が明らかになった。図7に、これらの実験から得られた梁端部の塑性率(μ)-繰り返し回数(N<sub>f</sub>)の関係を示す。(i)は35Rスカラップ試験体、(ii)はノンスカラップ試験体の結果である。図中には、比較として、超高層鉄骨造建築物の梁端部(内ダイヤフラム形式接合部)の荷重実験<sup>4)</sup>から得られた(1)式的设计用の疲労性能評価式<sup>5)</sup>をそれぞれ破線で示す。

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (1)$$

ここで、μは梁端部の塑性率、N<sub>f</sub>はフランジ全断面破断までの繰り返し回数、Cは接合部の仕様で決まる係数で、スカラップ梁は4、ノンスカラップ梁は5.6である。βは評価式の勾配で1/3である。また、材料強度の影響についても考慮した<sup>5)</sup>。

図7から、35Rスカラップとノンスカラップのプロットの分布を比較すると、35Rスカラップの分布は、ノンスカラップの分布に比べて繰り返し回数が少ないことがわかる。a)基本性状の実験とb)角形鋼管柱の実験の比較では、角形鋼管柱の実験の繰り返し回数がやや少ないが、顕著な差ではない。また、c)床スラブ付きの実験

については、塑性率を正曲げ側塑性率と負曲げ側塑性率の平均を用いており<sup>5)</sup>、このような平均塑性率を用いることによって、スラブ無しのプロットと概ね同様の傾向となり、同様の評価が可能と考えられる。これらの実験のプロットは、(1)式の既往の超高層鉄骨造建築物の梁端部の設計疲労性能評価式よりもやや上側に分布し、この疲労性能評価式によって、一般的な鉄骨造梁端部(通シダイアラム形式)も、概ね安全側に評価できると考えられる。



(i) 35R スカラップ試験体 (ii) ノンスカラップ試験体  
図7 塑性率-限界繰り返し回数関係

## 2) 振動台実験による梁端部疲労性能評価式の検証<sup>6)</sup>

一定振幅の静的な荷重実験から得られた(1)式の疲労性能評価式について、地震動による動的な応答下における有効性を検証するために、鉄骨造骨組の振動台実験<sup>6)</sup>を行った。

### ① 試験体及び実験概要

図8と写真5に、試験体、おもり、おもり支持フレーム、転倒防止フレームを含めた振動台実験の加振装置全体を示す。試験体はH形鋼梁と角形鋼管柱より成る2スパン骨組である。慣性力を作用させるためのおもり支持フレームを6本のピン接合のおもり支持柱で支え、その中央部に2スパン柱梁接合部試験体をピン接合で設置している。表2に示すように試験体は、梁断面をH-175×90×5×8(SN400B)、柱断面を□-150×150×12(STKR400)とし、接合部詳細(35R スカラップ(SC)とノンスカラップ(NSC)の2種類)と入力地震動(JMA Kobe NSとTHU NSの2種類)をパラメータとして合計4体とした。

振動台上の入力地震動は、直下型の地震動として1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動の南北成分(以下、JMA Kobe NSと呼ぶ)と、長継続時間の地震動として2011年東北地方太平洋沖地震において東北大学で観測された地震動の南北方向成分(以下、THU NSと呼ぶ)を用いる。地震動の入力は、架構が弾性状態におさまる範囲での予備加振を行った後に、表3に示す倍率で加速度記録を拡張して入力しており、梁端破断により

架構が不安定状態に至るか、水平変位が加振装置の限界に達するまで繰り返した。

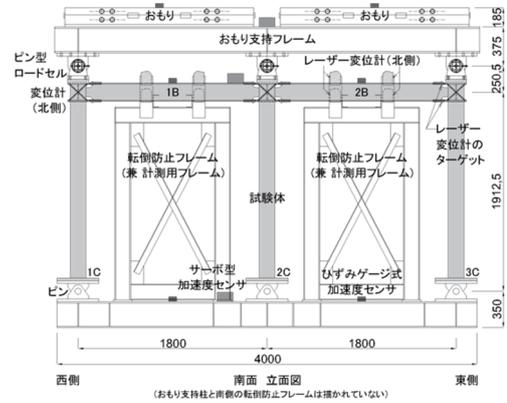


図8 試験体及び加振装置

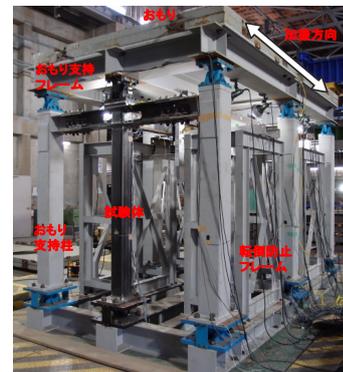


写真5 振動台実験セットアップ

表2 試験体一覧

試験体名	梁断面	柱断面	梁端ディテール	入力地震波
SC-KOBE	H-175×90×5×8 (SN400B)	□-150×150×12 (STKR400)	35R スカラップ	JMA Kobe NS
SC-THU			THU NS	
NSC-KOBE	H-175×90×5×8 (SN400B)	□-150×150×12 (STKR400)	ノンスカラップ	JMA Kobe NS
NSC-THU				THU NS

表3 加振スケジュール

試験体名	SC-KOBE	SC-THU	NSC-KOBE	NSC-THU	
	JMA Kobe NS	THU NS	JMA Kobe NS	THU NS	
倍率	予備加振	5%	10%	5%	10%
	1回目	65%	175%	65%	175%
	2回目	65%	175%	65%	175%
	3回目	65%	175%	65%	175%
	4回目	65%	-	65%	175%
	5回目	65%	-	65%	200%
	6回目	65%	-	65%	200%
	7回目	-	-	65%	200%
	8回目	-	-	65%	225%
	9回目	-	-	65%	225%
	10回目	-	-	65%	225%
	11回目	-	-	65%	225%
	12回目	-	-	65%	-
	13回目	-	-	65%	-
	14回目	-	-	65%	-
15回目	-	-	65%	-	

実験において振動台上で計測された地震動の加速度の時刻歴波形の例を図9に示す。図10に、この地震動の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)とエネルギースペクトル(h=0.10)を示す。JMA Kobe

NSの主要な地震動の継続時間が15秒程度であるのに対して、THU NSは150秒以上であり、また、THU NSの地震動では、エネルギースペクトルがかなり大きな値となっている。

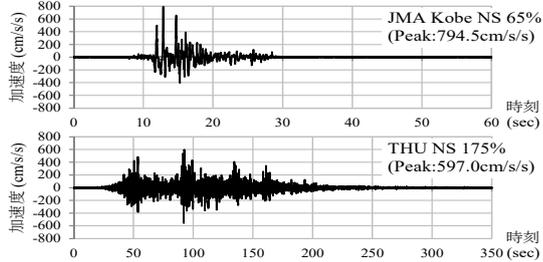


図9 入力地震動時刻歴

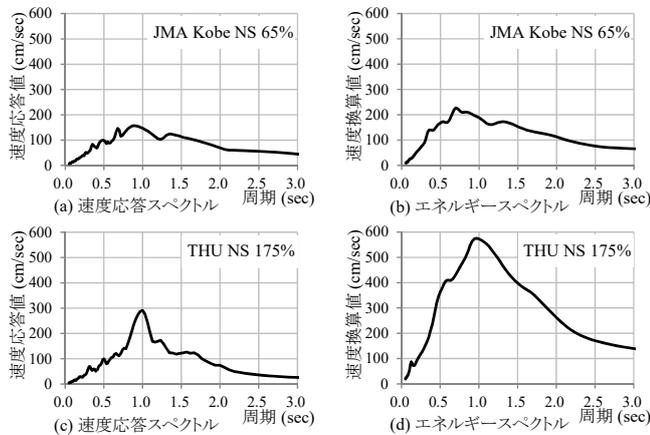


図10 入力地震動応答スペクトル

## ②実験結果

スカラップ梁試験体であるSC-KOBEとSC-THUの4箇所の梁端部の損傷の経過を、最大層間変形角を6区分に分けて表4に示す。局部座屈の程度は、板厚の半分程度までを小、板厚程度までを中、それ以上を大として、座屈の進展具合を大まかに表している。入力地震波による差異として、JMA Kobe NS波を入力した試験体は局部座屈を伴う変形の進行が早く、引張側の残留変形となる片側フランジのみに破断が生じている。一方、THU NS波を入力した試験体は局部座屈および残留変形があまり生じず、上下フランジが同程度に長時間の繰返しひずみを受けたことにより上下フランジ両方が破断する状況が確認された。

図11に4体の試験体の1B西における梁端モーメント-回転角関係を示す。JMA Kobe NS波を入力した試験体に比べ、THU NS波を入力した試験体は変形角が小さい段階で破断に至っている。また、ノンスカラップ試験体(NSC)に比べ、35Rスカラップ試験体(SC)は変形角が小さい段階で破断に至っているのがわかる。

表4 損傷の経過 (スカラップ梁試験体)

最大層間変形角 (rad)		1/50未満	1/50以上 1/30未満	1/30以上 1/20未満	1/20以上 1/15未満	1/15以上 1/10未満	1/10以上		
[塑性率]		[~1.42]	[1.42~2.37]	[2.37~3.56]	[3.56~4.75]	[4.75~7.12]	[7.12~]		
SC-KOBE	1B西	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	—	なし	軽微な面外変形 スカラップ底のシワ	局部座屈(小) スカラップ底亀裂~亀裂貫通	局部座屈(中) フランジ全断面破断	
	1B東	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	—	なし	軽微な面外変形	局部座屈(小)	局部座屈(大) スカラップ底のシワ~亀裂貫通	
	2B西	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	—	なし	軽微な面外変形	軽微な面外変形~局部座屈(小)	局部座屈(中)~	
	2B東	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	—	なし	スカラップ底のシワ	スカラップ底亀裂~亀裂拡大	フランジ全断面破断	
	加振回		—	—	1	2	3~4	5~6	
	SC-THU	1B西	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	なし	なし	—	なし	フランジ全断面破断
		1B東	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	なし	スカラップ底亀裂	—	局部座屈(中)	スカラップ底亀裂拡大
		2B西	局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	なし	なし	—	軽微な面外変形	スカラップ底亀裂拡大
2B東		局部座屈の状況 亀裂や破断の状況	—	なし	なし	—	なし	フランジ全断面破断	
加振回		—	1	2	—	3			

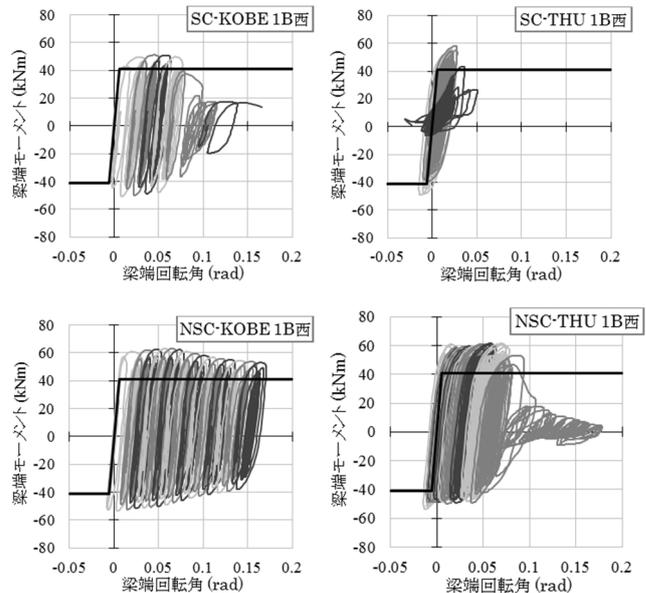


図11 梁端モーメント-梁端回転角関係 (1B西)

図12に加振毎の各試験体の梁端の最大塑性率 $\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 $\eta$ の関係の進展を示す。図12より、最大塑性率および累積塑性変形倍率は入力地震波によって増加量が大きく異なっており、直下型で残留変形の大きいJMA Kobe NSを入力した試験体は最大塑性率の増加が顕著であり、長継続時間のTHU NSを入力した試験体は累積塑性変形倍率の増加が顕著である。

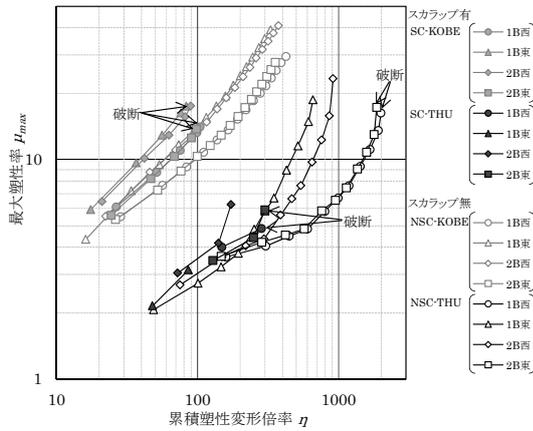


図12 梁端部の最大塑性率—累積塑性変形倍率の関係

### ③疲労性能評価式の検証<sup>6)</sup>

図13は、超高層鉄骨造建築物等の梁端部を対象とした一定振幅での繰り返し載荷実験のプロットとそれに基づいて提示された(1)式の評価式である<sup>4),5)</sup>。この(1)式の疲労性能評価式の地震動による動的な応答下での有効性を明らかにするため、本振動台実験の試験体の各梁端部の破断までの時刻歴から、疲労性能評価式の係数Cを計算し、図13の一定振幅の梁端部の繰り返し載荷実験<sup>4)</sup>のプロットとの対応を比較検討した<sup>6)</sup>。

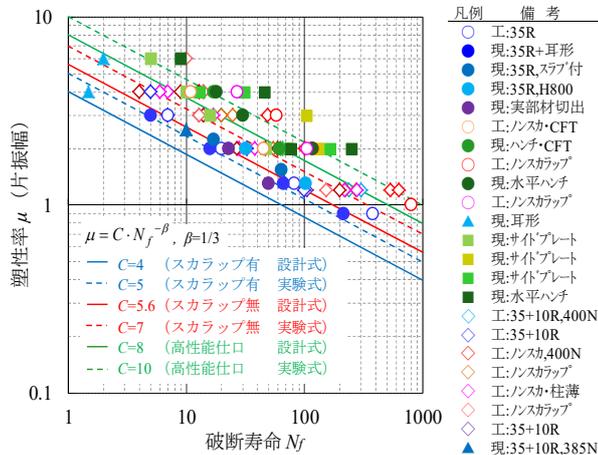


図13 超高層鉄骨造梁端部の実験結果と評価式<sup>4),5)</sup>

具体の計算方法は、4体の試験体の各梁端部の塑性率時刻歴について、Rainflow法を適用して塑性率頻度分布 $n_i$ を算定し、(2)式の疲労性能評価式を用い、評価式の勾配 $\beta$ を1/3として、それぞれの振幅(塑性率) $\mu$ に対応する限界繰り返し回数 $N_f$ との比( $n_i/N_f$ )をMiner則を仮定して加算して損傷度Dを計算する。破断に至った時点の損傷度Dが1.0となるような係数Cを算定する。ここで用い

る(2)式の疲労性能曲線式は、(1)式について材料強度による補正を行ったものであり、338は、図13で示す一定振幅の梁端部の繰り返し載荷実験の降伏強度の平均値である<sup>6)</sup>。

$$\mu = \frac{338}{\sigma_y} \cdot C \cdot N_f^{-\beta} \quad (2)$$

ここで、 $\sigma_y$ は、対象とする梁部材のフランジの降伏強さである。

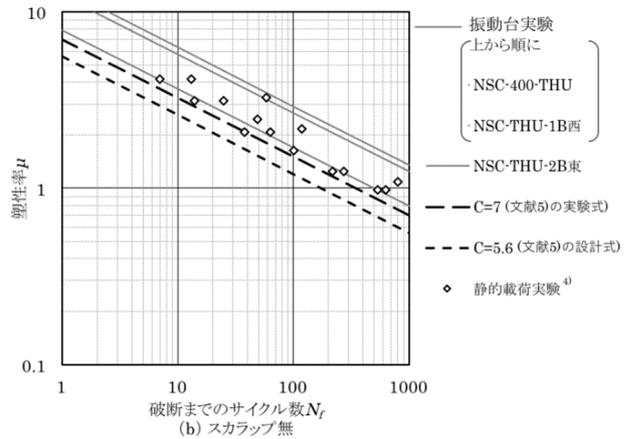
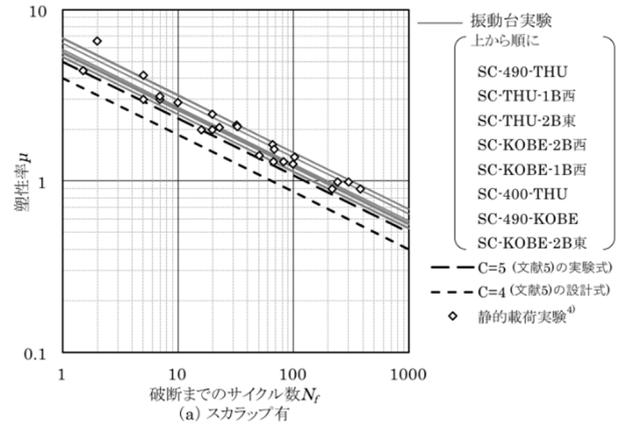


図14 破断までの繰り返し回数と塑性率の関係

比較の結果を図14に、それぞれ、(a)スカラップ有と(b)スカラップ無に分類して示す。振動台実験の計算結果(係数C)は図中の実線で示され、図中のプロット(◇)が既往の一定振幅の繰り返し載荷実験の結果である(振動台実験のデータとして文献7)、8)の結果も追加)。振動台実験の計算結果は、図13に示した実験下限値を基に設定された疲労曲線の実験式<sup>5)</sup>(スカラップ有:C=5、スカラップ無:C=7)を梁端破断に至った全ての梁端部で上回っている。また、(a)スカラップ有では、◇のプロット範囲と実線が比較的狭い範囲で重なり、(b)スカラップ無では、静的実験結果も含めて、スカラップ有よりもややばらつきが大きい、静的実験の結果(◇

のプロット)と動の実験(実線)が良い対応を示していることがわかる。これらの結果から、超高層鉄骨造建築物の梁端部の疲労性能評価式として提示された(1)式は、動的な地震応答下においても、地震動の特性にかかわらず、一般的な通しダイアフラム形式の鉄骨造建築物の梁端部破断の評価式として適用可能と考えられる。

### III 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討

#### 1) エネルギー法告示の計算への適用<sup>9),10)</sup>

(1)式の疲労性能評価式を、一般的な鉄骨造建築物の耐震安全性の評価や確認へ適用する方法として、時刻歴解析等を行わずに地震応答の計算が可能なエネルギー法告示の計算に適用することを検討した。また、入力エネルギーが大きくなる長継続時間地震動の考慮や層の耐力劣化域のエネルギー吸収を考慮する方法なども検討した。ここでは、それらの計算方法を示すとともに、試設計建物を用いて計算、評価を行い、その有用性を検討した。

#### a) 梁端部疲労性能評価式に基づく層の変形限界の設定

図15に示す各層の耐力劣化開始点は、当該層( $i$ 層)のいずれかの梁端部が(3)式の疲労性能評価式<sup>5)</sup>から計算される破断限界塑性率 $\mu_{bi}$ に到達した時点とする。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left( \frac{bN_e}{k_1} \right)^{-\beta} \quad (3)$$

ここで、 $k_2$ は材料強度の調整係数で $k_2 = 325 / b\sigma_y$  ( $b\sigma_y$ は梁部材のF値)、 $k_1$ は仕口の補正係数で1.0、 $C$ は接合部の仕様で決まる係数(スカラップ4.0、ノンスカラップ5.6、高性能仕口8.0)である。 $bN_e$ は梁端が最大振幅で繰り返すと仮定した場合の等価な繰返し回数<sup>5)</sup>であり、層の等価な繰返し回数 $sN_e$ との関係から(4)式で表される<sup>5)</sup>。層の等価な繰返し回数 $sN_e$ は、告示極稀地震は(5)式、長継続時間地震は(6)式で計算される。

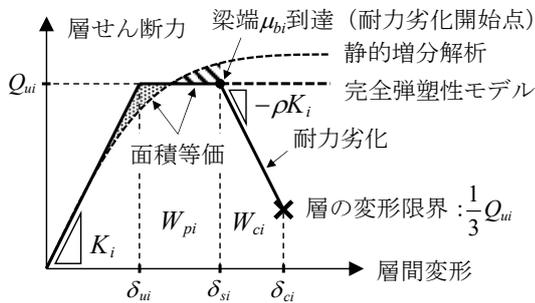


図15 層の変形限界

$$bN_e = n \cdot sN_e \quad (4)$$

$$sN_e = n_1/2 \quad (\text{告示極稀地震}) \quad (5)$$

$$sN_e = n_1 \cdot n_2/2 \quad (\text{長継続時間地震}) \quad (6)$$

ここで、 $n$ は $bN_e$ と $sN_e$ の比で標準的な梁スパンでは1.8<sup>9)</sup>である。 $n_1$ はエネルギー法告示における平均累積塑性変形倍率で計算した場合の層の等価な繰返し回数であり、鉄骨造は2.0、直下型地震に対しては1.5である<sup>11)</sup>。 $n_2$ は長継続時間地震による増加係数である。

#### b) 長継続時間地震による増加係数 $n_2$

継続時間が長い地震動の影響を検討する場合は、検討する地震動の $V_E / pS_v$ を考慮して $n_2$ を設定する。図16に既往波の $V_E / pS_v$ を示す。エネルギー法告示では、El Centro NSとHachinohe EWの応答に基づいて極稀地震の等価な繰返し回数 $n_1$ を設定している<sup>11)</sup>ことから、極稀地震より継続時間が長い地震動を検討する場合は、(設計対象の $V_E / pS_v$ ) / (El Centro NSとHachinohe EWの $V_E / pS_v$ )の値の2乗の値を増加係数として設定する。

長継続時間地震の例として、増加係数 $n_2$ を6.25とした場合と告示極稀地震の場合の、(3)~(6)式で計算される梁端部の破断限界塑性率 $\mu_{bi}$ を表5に示す。長継続時間地震では、告示極稀地震よりも層の等価な繰返し回数 $sN_e$ が多くなるため、 $\mu_{bi}$ は小さな値となる。また、接合部の仕様(C)によって $\mu_{bi}$ は異なる値となり、鋼材の材料強度が高いと小さな値となる。

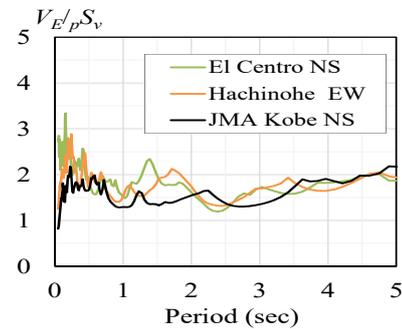


図16 既往波の $V_E / pS_v$

表5 梁端部の破断限界塑性率 $\mu_{bi}$ の計算結果

	SN400			SN490		
	C=4.0	C=5.6	C=8.0	C=4.0	C=5.6	C=8.0
告示極稀地震	4.6	6.4	9.1	3.3	4.6	6.6
長継続時間地震 ( $n_2=6.25$ )	2.5	3.5	5.0	1.8	2.5	3.6

#### c) 増加係数 $n_2$ を考慮したエネルギー法における必要値の計算

建物に入力される塑性ひずみエネルギー $E_S$ 、架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー量 $W_e$ は、増加係数 $n_2$ を考慮して下式で表現される。

$$E_s = \frac{1}{2} n_2 M V_s^2 - W_e \quad (7)$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{fi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} n_{si} n_2 \right\} \quad (8)$$

また、各層に分配された必要エネルギー量 $E_{si}$ に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギー量は次式によって算定する。

$$\text{主架構: } E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (9)$$

$$\text{ダンパー部分: } E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} n_{si} n_2 \quad (10)$$

ここでは、告示<sup>1)</sup>で考慮しているダンパーの付加的な安全率を見込まず、 $n_{si}$ は5とし、過去に発生した地震による損傷の影響も計算しないものとした。各層の耐震安全性の判定は、上記の算定で得られる $E_{sfi}$ に対して、耐力劣化域<sup>9)</sup>も含めた各層の保有エネルギーとの比較によって行う。

## 2) 試設計建物による検討例

図17に検討対象建物の基準階伏図と軸組図を示す。文献9)で対象とした標準的な事務所ビルに、制振ダンパーとしての座屈拘束ブレースを各層に4本配置している。ダンパーの履歴則は、2次勾配をもつ移動硬化型とした。各層のダンパー量の設定は、架構全体の層せん断力に対するダンパーの層せん断力の比が0.2程度になるように断面を選定した。ダンパー設置後の固有周期は0.88秒である。

本手法を用いて、地震動特性、入力レベル、梁端部仕様をパラメータとした耐震安全性の検討を行った。代表的な検討ケースを表6に、各層の必要エネルギー吸収量(◇:  $E_{sfi}$ )と保有エネルギー吸収量(棒グラフ:  $W_i$ )の比較結果を図18に示す。ここで、保有エネルギー吸収量( $W_i$ )は、耐力劣化開始点までの保有エネルギー吸

収量( $4n_2 W_{pfi}$ )と耐力劣化域での保有エネルギー吸収量( $2n_3 W_{cfi}$ )で表される。

長継続時間地震動に対して、ダンパーを有しない建物(LD1.0-NC4)では2~4層で $E_{sfi}$ が $W_i$ を上回り、層の変形限界に達している。一方で、ダンパーを設置した建物(LD1.0-DC4)では、 $E_{sfi}$ が大きく減少し、層の変形限界に到達しない結果となっている。ダンパーのエネルギー吸収によって、主架構のエネルギー分担が減少したためである。また、入力レベルを2.0倍とした極稀地震に対しては、繰返し回数 $n_2$ の影響が無いため、ダンパー設置による $E_{sfi}$ の低減効果は小さい(ER2.0-NC4, ER2.0-DC4)ものの、耐力劣化域を考慮することにより、層の変形限界に到達しない結果が得られている。さらに、梁端部の仕様をノンスカラップ(ER2.0-DC6)とすることにより、いずれの層も安全限界内にとどめることが可能となっている。

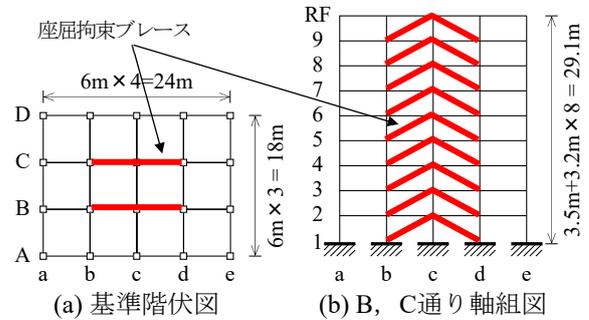


図17 検討対象建物モデル

表6 代表的な検討ケース

ケース名	地震動	入力	梁端部仕様	ダンパー
LD1.0-NC4	長継続時間	1.0倍	スカラップ	無
LD1.0-DC4				有
ER2.0-NC4	極稀	2.0倍	スカラップ	無
ER2.0-DC4				有
ER2.0-DC6			ノンスカラップ	有

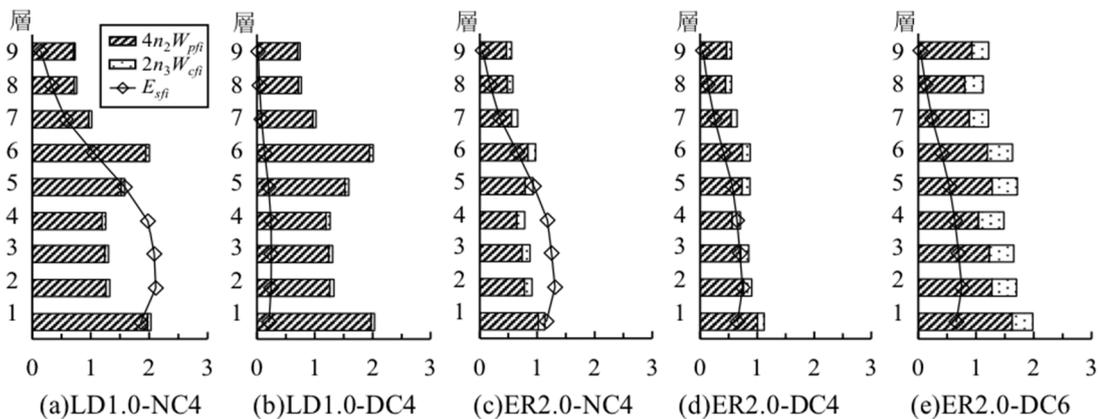


図18 検討ケースの必要エネルギーと保有エネルギーの比較 (単位:  $\times 10^3$  kNm)

#### IV 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討

##### 1) 地震後の鉄骨造建築物の梁端部の損傷評価法<sup>12), 13)</sup>

鉄骨造建築物では、構造躯体が内外装材に覆われているために、大地震後に梁端部で破断等が生じているか容易に確認できない。建物管理者の迅速で適切な判断や居住者の安全を確保する上では、建築物の梁端破断の可能性やその部位等を即座に推定する手法が必要である。そこで、梁端部の損傷に着目した損傷検知の方法として、(1)式の超高層鉄骨造建築物の梁端部の疲労性能評価式を用いて、中低層鉄骨造建築物の地震後の損傷を検知する方法について、鉄骨造骨組の振動台実験により検討を行った。

地震後の鉄骨造建築物の梁端部の損傷状況を評価するための計算手順を図19に示す。図に示すように、建築物の各層に設置した地震計の加速度記録を積分し、層間変形時刻歴を作成する。また、加速度記録に質量を乗じて、慣性力時刻歴も作成する。これらから、各層の慣性力-層間変形関係を作成し、設計時の剛性や保有水平耐力を用いて、各層の最大塑性率と累積塑性変形倍率を計算する。さらに、各層の最大塑性率と累積塑性変形倍率の値から、文献5)の方法により、各層において、最も大きな損傷となる梁端部の最大塑性率等を推定し、(1)式の鉄骨梁端部の疲労性能評価式を用いて、損傷度 $D$ を計算する。この損傷度 $D$ の値から、既往の実験結果<sup>14), 15)</sup>などを参考にして、建物各層の梁端部の損傷状況を評価する。

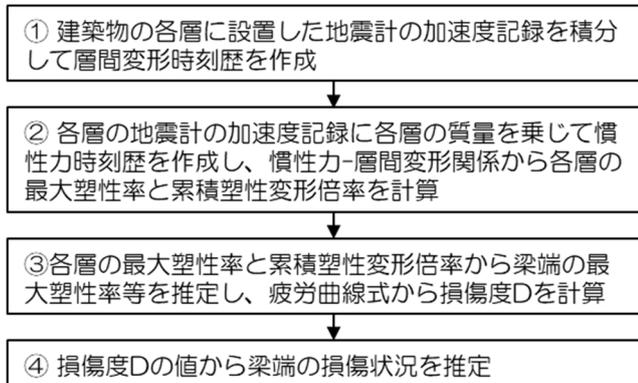


図19 梁端部の損傷状況を評価するための計算手順

##### 2) 加速度記録の積分方法と振動台実験による検討<sup>12), 13)</sup>

本稿の損傷検知における地震計の加速度記録の積分方法は、地震後の建築物の残留変形も考慮することのできる方法である。この積分方法は、長周期成分を除去した加速度を2階積分して作成した変位時刻歴に対して、別途、計算する残留変形時刻歴を足し合わせるものであり、文献16)に示される考え方を参考としている。その計算手順の概要を図20に示す。

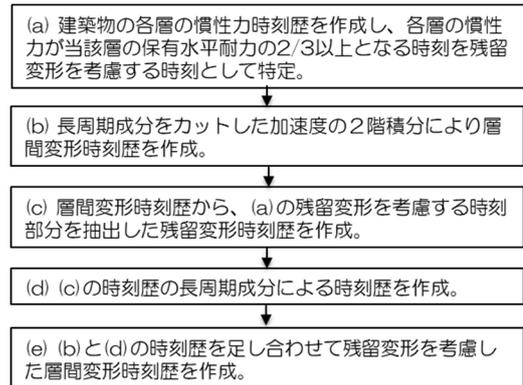


図20 残留変形を考慮した加速度記録の積分の計算手順

上述の地震後の鉄骨造建築物の加速度記録の積分方法の妥当性を検討するために、本研究課題で実施した梁端部の振動台実験に地震計を設置して検討を行った<sup>12), 13)</sup>。ここでは、II-2)節で示した振動台実験による結果を紹介する。図8に示すように、試験体取付け架台上及び試験体梁上にサーボ型地震計を設置し、上述の積分方法で、4体の試験体の1回目の加振で計測された加速度記録から層間変形時刻歴を計算した。

図21と図22に、スカラップ梁試験体(SC)の、JMA Kobe NSの結果(SC-KOBE)とTHU NSの結果(SC-THU)を、レーザー変位計による変位と加速度記録の積分による変位の比較として、慣性力-層間変形角関係及び時刻歴を示す。図21は、JMA Kobe NSの地震動による加振であり、試験体が片側に大きく変形して残留変形が生じやすい。時刻歴波形を比較すると、加振中の変位応答や最終的な残留変形を精度よく予測できている。また、慣性力-層間変形角関係からも変位の履歴を概ね予測できている。図22は、THU NSの地震動による加振であり、継続時間が長く大きな残留変形が生じにくい特徴がある。振動中心があまり大きく変化しないような応答の場合は、加振中の振動中心の移動を必ずしも精度よく予測できない可能性がある。

これらの結果から、表7に層としての最大塑性率や累積塑性変形倍率等について、レーザー変位計と加速度記録の積分による値を比較して示す。加速度記録の積分による計算値は、最大塑性率については90%程度、累積塑性変形倍率については65%~80%程度の精度で予測する結果となっている。また、文献5)の方法を用いて、層の最大塑性率と累積塑性変形倍率から、梁端部の最大塑性率と累積塑性変形倍率を計算した結果を表8に示す。変位計による実験値と加速度の積分から計算した予測値の比は、梁端塑性率では0.8~1、累積塑性変形倍率では、0.9~1.2程度であり、本稿で示した方法によって、地震時に計測される加速度記録の積分によっ

て、概ね梁端部の損傷が予測できると考えられる。

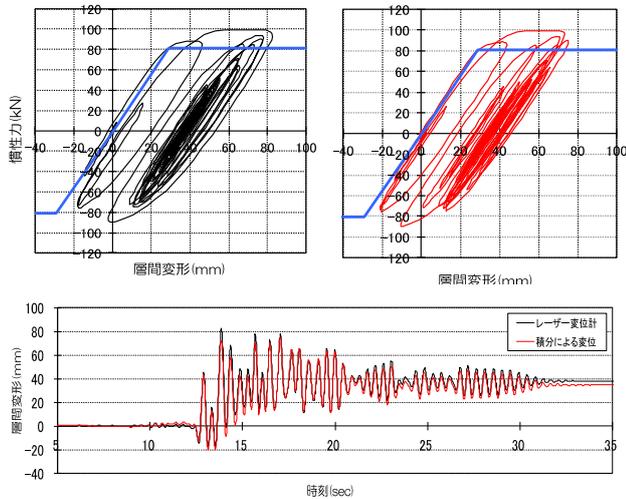


図 21 慣性力-層間変形関係及び時刻歴の比較(SC-KOBE)

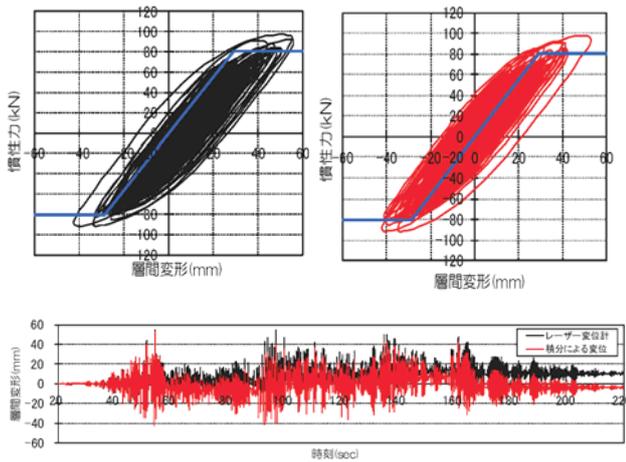


図 22 慣性力-層間変形関係及び時刻歴の比較(SC-THU)

表 7 層の応答値に関する変位計と加速度の積分の比較

試験体	最大層間変形(mm)		層の塑性率			履歴吸収エネルギー(kNmm)			層の累積塑性変形倍率			
	変位計	積分変位	変位計	積分変位	積分変位/変位計	変位計	積分変位	積分変位/変位計	変位計	積分変位	積分変位/変位計	
SC-KOBE	82.7	75.5	0.91	2.86	2.61	0.91	24886	16195	0.65	10.6	6.9	0.65
SC-THU	55.9	52.9	0.95	1.93	1.83	0.95	105430	82179	0.78	45.0	35.1	0.78
NSC-KOBE	76.9	76.2	0.99	2.66	2.64	0.99	18298	12517	0.68	7.8	5.3	0.68
NSC-THU	57.7	57.7	1.00	2.00	2.00	1.00	101750	80939	0.80	43.5	34.6	0.80

表 8 梁端損傷の実験値と加速度の積分による予測値の比較

試験体	梁端塑性率			梁端累積塑性変形倍率		
	実験値	予測値 (標準スパン 仮定)	予測値/実 験値	実験値	予測値 (標準スパン 仮定)	予測値/実 験値
SC-KOBE	6.4	5.6	0.88	29.3	35.3	1.20
SC-THU	4.2	3.3	0.79	164.0	176.7	1.08
NSC-KOBE	5.8	5.7	0.98	31.3	27.1	0.87
NSC-THU	3.8	3.8	1.00	175.4	173.7	0.99

## V まとめと今後の課題

今後、発生が懸念される首都直下地震や巨大海溝型地震などに対する耐震対策として、鉄骨造建築物を対象に、梁端部破断までの多数回繰り返し載荷実験や骨組の振動台実験等を行い、鉄骨造建築物の終局状態の評価法と地震後の損傷検知手法について検討した。得られた成果の概要を以下にまとめて示す。

### 1) 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討

・中低層鉄骨造建築物の梁端部を対象に多数繰り返し載荷実験を行い、梁端塑性率と破断までの繰り返し回数の関係を把握した。これらの梁端部の性能は、超高層鉄骨造建築物の梁端部の疲労性能評価式によって概ね安全側に評価可能であることがわかった。

・振動台実験の結果から、梁端部の疲労性能評価式は、動的な地震応答下においても、地震動の特性にかかわらず、梁端部の破断評価に適用可能と考えられる。

### 2) 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討

・梁端部の疲労性能評価式を建築物の耐震安全性の評価に適用する方法と継続時間が長い地震動の影響の考慮する方法として、エネルギー法告示の計算に適用する方法を検討した。提案する方法で設計事例の評価を行い、その有用性を確認した。

### 3) 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討

・中低層鉄骨造建築物の地震後の損傷を検知する方法として、加速度の積分と梁端部疲労性能評価式を用いる方法を提案した。振動台実験から、提案した加速度の積分方法によって、概ね梁端部の損傷が予測できることを示した。

本稿で紹介したように、平成 28 年度から 30 年度の 3 年間の研究では、鉄骨梁端部の終局限界性能を明らかにして、鉄骨造建築物の終局状態を評価する方法を検討した。建築物が倒壊する場合には、柱の局部座屈や破断を伴うと考えられ、巨大地震に対して建築物の倒壊や崩壊を防止するためには、柱の終局限界性能についても明らかにする必要がある。今年度からは、引き続き、指定課題として、「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発(令和 1~3 年度)」を実施している。これらの研究成果についても、今後、公表する予定である。

## 謝辞

本研究は、建築研究所、東京工業大学、大阪大学、東京大学、京都大学、一般社団法人日本鋼構造協会の 6 者で共同研究を締結して実施した。また、一般社団法人日本鉄鋼連盟による「鋼構造研究・教育助成事業」の助成金を受けている。ここに記して関係各位に感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 三木徳人、大森淳平、吉敷祥、山田哲、長谷川隆：局部座屈と破断を踏まえた梁端接合部の繰り返し変形性能、鋼構造年次論文報告集、vol. 25、日本鋼構造協会、2017. 11
- 2) Satoshi AOYAGI, Wenlei YU, Norihito MIKI, Shoichi KISHIKI, Takanori ISHIDA, Yu JIAO, Takashi HASEGAWA, Satoshi YAMADA: Cyclic Loading Test on Beam-to-Column Connection with Low Moment Transferring Efficiency in Web Part I Experiment、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1197-1198、2018. 9
- 3) 小高弘慎、三木徳人、吉敷祥一、岩田善裕、山田哲、長谷川隆：スラブ付き鉄骨柱梁接合部の繰り返し載荷実験 -その1 実験概要-、日本建築学会関東支部研究報告集、2019. 3
- 4) 長谷川隆、成原弘之、安田聡：多数回繰返し載荷を受ける梁端部の塑性変形能力と超高層鉄骨造建物の耐震安全性の検証、巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み、2015年度日本建築学会（関東）鋼構造パネルディスカッション資料、pp. 19～32、2015. 9
- 5) 国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その2、長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、2017. 4  
(<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>)
- 6) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、伊山潤、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造2スパン骨組の地震応答性に関する振動台実験、構造工学論文集 Vol. 65B、2019. 3
- 7) 長谷川隆、森田高市：入力地震動特性が梁端部の塑性変形性能に及ぼす影響に関する振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1251-1252、2016. 8
- 8) 廣嶋哲、長谷川隆、伊山潤：鉄骨部分骨組の振動台実験に基づく梁端部の損傷検知手法に関する研究 その1 実験概要・残留ひずみによる損傷検知、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 879-880、2017. 8
- 9) 金城陽介、植木卓也、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：梁端破断と耐力劣化を考慮したエネルギー法の計算、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 813-814、2018. 9
- 10) 植木卓也、金城陽介、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：梁端破断と耐力劣化を考慮したエネルギー法の計算～その2 ダンパーを有する建物への適用検討～、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1175-1176、2019. 9
- 11) エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、財団法人日本建築センター、2005. 10
- 12) 長谷川隆、中川博人、廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造2スパン骨組の地震応答に関する振動台実験 その4 加速度の積分による梁端部の損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1047-1048、2018. 9
- 13) 長谷川隆、中川博人、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造2層骨組の地震応答に関する振動台実験 その3 加速度の積分による梁端部の損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1227-1228、2019. 9
- 14) 三木徳人、岩田善裕、長谷川隆、山田哲：鉄骨梁端接合部の亀裂に着目した繰り返し変形性能、2017年度日本建築学会関東支部研究報告集、pp. 457-460、2018. 3
- 15) 金城陽介、長谷川隆、廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造2層骨組の地震応答に関する振動台実験、日本建築学会技術報告集、No. 62、pp. 147-152、2020. 2
- 16) 小林拓未、石田孝徳、島田侑子、山田哲：エネルギーの釣合いに基づいた残留変形の評価法 その1 評価法の提案、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ、pp. 749-750、2016. 8