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

SHAKING TABLE TEST ON SEISMIC RESPONSE OF STEEL 2-STORY FRAME STRUCTURE CONSIDERING FRACTURE AT BEAM-ENDS

金城陽介 — *1 長谷川 隆 — *2
廣嶋 哲 — *3

Yosuke KANESHIRO — *1 Takashi HASEGAWA — *2
Satoru HIROSHIMA — *3

キーワード：
振動台実験, 地震応答, 梁端破断, 柱梁接合部

Keywords:
Shaking table test, Seismic response, Fracture at beam-end, Beam-to-column connection

We conducted shaking table tests for steel 2-story frame structure in order to clarify seismic performance against earthquake beyond the current seismic design level. In the tests, JMA Kobe (near-field ground motion) and THU (long-duration ground motion) were input. The findings are shown as below. 1) Fracture at beam-ends occurs at a smaller story-drift angle in seismic response of THU than that in seismic response of Kobe. Local buckling of beam flange occurs more remarkably in seismic response of Kobe. 2) The fatigue performance evaluation method of beam-end considering the influence of yield stress can be applied to these tests, and shows good correspondence with past static loading tests. 3) The crack penetration of the beam flange were confirmed when the fatigue damage degree by the Miner's rule were about 0.7 to 0.9.

1. はじめに

2016年の熊本地震では、二度にわたって最大震度7を記録する直下型の地震動が観測され、2011年東北地方太平洋沖地震では、比較的大きな揺れが3分以上続く継続時間が長い地震動が観測された。今後も現在の設計想定を上回るような首都直下地震や巨大海溝型地震の発生が危惧されており、鉄骨造建築物の耐震安全性を確保するためには、このような地震に対する建築物の終局状態、特に、梁端部の破断や局部座屈の状況を明らかにし、その評価方法を確立する必要がある。

本研究では、このような特性が異なると考えられる地震動に対する鉄骨造建物の梁端部の性能評価方法を検討するために、入力地震動をパラメータとした2層鉄骨造骨組の振動台実験を実施した。本報では、直下型の地震動と継続時間が長い地震動を入力した場合の鉄骨造骨組の梁端部の損傷状況の違いなどを明らかにする。また、梁端部の疲労性能評価法として、文献1)で提案された梁端部の降伏強度の影響を考慮した梁の疲労性能評価式を用いて、地震動特性の影響や既往の静的載荷実験^{2,3)}との対応を確認する。また、各梁端部の疲労損傷度の進展状況などを確認する。

2. 振動台実験の概要

図1に試験体設置図を示す。試験体は表1に示す柱・梁で構成される2層1スパンの立体骨組であり、左図は試験

図1 試験体設置図

*1 JFE スチール(株)建材センター建材技術部 主任部員・係長
(〒100-0011 東京都千代田区千代田2丁目2番3号)

*2 建築研究所

*3 日本製鉄

*1 Staff Assistant Manager, Construction Materials Engineering Dept., Construction Materials & Services Business Division, JFE Steel Corporation

*2 Building Research Institute

*3 Nippon Steel Corporation

表 1 試験体概要

試験体	1 層梁	2 層梁	梁端部形式	1 層・2 層柱	入力地震動
No.1	H-150×75×5×7	H-125×60×6×8	35R スカラップ	□-125×125×12 (STKR400)	JMA Kobe NS
No.2	(SN400B)	(SS400)			THU NS

表 2 鋼材の引張試験結果*1 (試験片 3 本の平均値)

部位	板厚 (mm)	幅 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
1 層梁フランジ	7.13	40.02	308	449	68.6	29.3
1 層梁ウェブ	4.80	40.00	323	459	70.5	29.2
2 層梁フランジ	7.24	40.01	300	436	68.6	28.9
2 層梁ウェブ	5.55	40.00	305	439	69.6	29.0
1 層・2 層柱	10.94	40.00	444	472	94.1	21.2

*1: JISZ2241 1A 号試験片による

表 3 試験体の質量及び耐力・剛性の計算値

層	層質量 W_i (kg)	保有水平耐力 Q_{fi} (kN)	層剛性 K_{fi} (kN/mm)	梁の全塑性モーメント bM_{pi} (kN・m)	梁端回転剛性 K_{bi} (kN・m/rad)
1	7,448	82.0	3.03	31.9	4916
2	7,457	55.7	3.95	23.2	3151

写真 1 実験の様子

体フレーム、右図は試験体の直交方向の図である。試験パラメータは入力地震動であり、JMA Kobe NS と THU NS の 2 種類である。そのため、同一の試験体を 2 体製作している (3 章にて詳述)。

試験体の各層には慣性力を作用させるためのおもりの (1 つあたり 6,800kg) がピン支承で加振方向の梁に取り付けられ、直交梁は、梁の面外に水平力が作用しないようにフリーベアを介しておもりが支持されている⁴⁾。柱梁接合部は、既往の実験⁵⁾との比較のため、同様の形式の梁端接合部とし、35R スカラップの通しダイアフラム形式としている。また、図中の D, A, S, E, Y, Y3 は測定機器の設置位置を表しており、変位計とひずみゲージについては、北側・南側いずれも同様に計測している。ただし、計測機器の都合上、No.2 では 2 層の東側の変位を計測していない。

梁及び柱の耐力の計算値等を使用した鋼材の引張試験結果は表 2 の通りである。これらの値に基づいて計算した試験体の耐力等の計算値を表 3 に示す。なお、保有水平耐力 Q_{fi} は梁降伏型の崩壊機構を仮定し、次式によって計算した (右下添え字 i は層を表す)。

$$Q_{fi} = \frac{4a_i A_i (bM_{p1} + bM_{p2})}{a_1 A_1 h_1 + a_2 A_2 h_2} \quad (1)$$

$$a_i = \frac{\sum_{j=1}^2 m_j}{\sum_{j=1}^2 m_j}, \quad A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i \right) \frac{2T}{1+3T}, \quad T: \text{固有周期}$$

3. 入力地震動と加振フロー

入力地震動には、直下型の地震動として JMA Kobe NS (以下、Kobe) の倍率 65%、継続時間が長い地震動として THU NS (以下、THU) の倍率 175%を用いる。Kobe は 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南北方向成分の地震動、THU は 2011 年東北地方太平洋沖地震において東北大学の 1 階で観測された南北方向成分⁶⁾の地震動である。実験において、ベースフレームに設置した加速度計で計測された加速度の時刻歴波形を図 2 に、これらの地震動の速度応答スペクトル ($h=0.05$) 及びエネルギースペクトル ($h=0.10$) を図 3 に示す。N4SID 法⁷⁾で計算した 2 体の試験体の弾性時 1 次固有周期は 0.50 秒、減衰定数は 2.0%~2.2%の範囲

図 2 入力地震動の加速度時刻歴波形

(a) 速度応答スペクトル (b) エネルギースペクトル

図 3 入力地震動のスペクトル

であり、1 次固有周期 0.50 秒 (図中の黒の破線) 付近において、速度応答スペクトルは Kobe と THU で同程度であるが、エネルギースペクトルは THU では Kobe と比べて大きな値となっていることがわかる。なお、骨組解析から算出した試験体の 1 次固有周期は 0.48 秒である。

図 4 に加振フローを示す。加振は、常時微動 (無加振状態) → ランダム波 → 地震動を 1 セットとして加振・計測し、骨組の梁端部が破断して不安定状態になるか、転倒防止フレームに試験体が接触するまで同セットを繰り返した。ただし、地震動は、弾性範囲の予備加振 (Kobe : 5% THU : 10%) 後、本加振 (Kobe : 65% THU : 175%)

図4 加振フロー

を行った。

4. 実験結果

4.1 損傷の経過

表4の(a), (b)にKobeとTHUそれぞれの地震動に対する試験体の1層及び2層の各梁端の損傷（上段：局部座屈，下段：亀裂・破断）の経過を示す。フランジの局部座屈の程度はA～Dの4段階に分け、フランジが面外に1mm程度変形している軽微な変形をA、フランジ縁における座屈波の振幅がフランジ板厚の半分程度までの局部座屈をB、板厚程度までの局部座屈をC、それ以上の場合の局部座屈をDとして表している。また、スカラップ底の亀裂・破断の程度はシワ発生から全断面破断までについてa～eの5段階で評価し、その状態を表下に示している。これらの状態を加振毎の試験体の最大層間変形角で6区分して表している。また、各最大層間変形角に到達した加振回及びそのときの最大の残留層間変形角も合わせて示している。なお、損傷状況の判定は各加振回後に行い、“-”は次の加振回までの層間変形角の増分が大きく、当該変形角における観察が行われなかったことを表す。

Kobeは、3回目の加振で発生した1層北東梁端の亀裂が進展し、5回目の加振で全断面破断した。その後、7回目で1層の梁端全てが全断面破断し、8回目の加振で骨組が転倒防止フレームに接触した（層間変形角約1/7）。一方、THUは、1回目の加振で、1層北西・南東・南西の梁端で亀裂が発生し、2回目の加振の途中で、1層・2層の梁端全てが全断面破断し、骨組が転倒防止フレームに接触した。

地震動特性による梁端部の損傷の違いとして、表4から、KobeとTHU1層の梁フランジの全面破断（e）の状況を比較すると、THUでは1/20までの層間変形角で4つの梁端部が全て破断しているのに対して、Kobeは1/15までで1箇所、1/10までで2箇所、1/10以上の変形で4箇所の梁端部が破断し、THUはKobeに比べて、小さな層間変形角で梁端部の破断が生じていることがわかる。また、局部

表4(a) 損傷の状況（Kobe）

最大層間変形角 (rad)		<1/50	<1/30	<1/20	<1/15	<1/10	1/10≦
1層	加振回			1,2,3	4,5	6	7,8
	残留層間変形角 (rad)			0.022	0.030	0.041	0.096 ^{*1}
	北東梁端	局部座屈	-	A	A~B	A~B	B
		亀裂・破断	-	b	e	e	e
	北西梁端	局部座屈	-	A	B	B~C	C~D
		亀裂・破断	-	b	d	e	e
	南東梁端	局部座屈	-	A	A~B	B	B
		亀裂・破断	-	a~b	c	d	e
2層	南西梁端	局部座屈	-	A	B	B~C	C~D
		亀裂・破断	-	b	c	d	e
	加振回		1,2	3,4,5	6	7	8
	残留層間変形角 (rad)		0.016	0.028	0.038	R.O. ^{*2}	
	北東梁端	局部座屈	-	なし	A	B	C
		亀裂・破断	-	なし	a	b	c
	北西梁端	局部座屈	-	なし	A	A~B	C
		亀裂・破断	-	なし	なし	c	c
	南東梁端	局部座屈	-	なし	A	A~B	B
		亀裂・破断	-	なし	a	b	e
	南西梁端	局部座屈	-	A	A	B	C
		亀裂・破断	-	なし	なし	a	b

表4(b) 損傷の状況（THU）

最大層間変形角 (rad)		<1/50	<1/30	<1/20	<1/15	<1/10	1/10≦
1層	加振回		1	2 ^{*3}			2
	残留層間変形角 (rad)		0.006				
	北東梁端	局部座屈	-	A	-	-	B
		亀裂・破断	-	a	e ^{*3}	-	e
	北西梁端	局部座屈	-	A	-	-	B
		亀裂・破断	-	b	e ^{*3}	-	e
	南東梁端	局部座屈	-	なし	-	-	B
		亀裂・破断	-	b	e ^{*3}	-	e
2層	南西梁端	局部座屈	-	A	-	-	B
		亀裂・破断	-	b	e ^{*3}	-	e
	加振回		1				2 ^{*4}
	残留層間変形角 (rad)		0.006				
	北東梁端	局部座屈	なし	-	-	-	B
		亀裂・破断	なし	-	-	-	e
	北西梁端	局部座屈	A	-	-	-	B~C
		亀裂・破断	なし	-	-	-	e
	南東梁端	局部座屈	なし	-	-	-	A~B
		亀裂・破断	なし	-	-	-	e
	南西梁端	局部座屈	なし	-	-	-	C
		亀裂・破断	なし	-	-	-	e

A：軽微な変形（1mm程度） B：板厚半分程度 C：板厚程度 D：板厚以上
a：シワ b：亀裂発生 c：亀裂拡大 d：亀裂貫通 e：全断面破断

*1：7回目加振後の値 *2：変位計レンジアウト *3：梁端が全断面破断したときの層間変形角を動画により判定し、その結果を参考として示した *4：変位計がレンジアウトし、2層は動画を撮影していなかったため、1/10≦に区分した

(a) Kobe

(b) THU

写真2 入力地震動による損傷状況の違い（1層南西梁端）

座屈についても、THUの1層ではBランクであるが、KobeはDランクになっている。また、写真2で示すように、Kobeでは圧縮側フランジの局部座屈を伴って引張側フランジの亀裂が進展して破断す

図5 層せん断力 - 層間変形関係

るが、一方で、THUでは局部座屈はあまり生じず、上下フランジ両方の亀裂が進展して破断する傾向が観察された。これは、Kobeによる骨組の応答変形が、一方向に進展する傾向が強いのにに対して、THUでは、同程度の振幅での繰り返し回数が多い応答になっているためと考えられる。

4.2 荷重 - 変形関係

図5に層せん断力 - 層間変形角関係を、図6に梁端モーメント - 梁端回転角関係を示す。層せん断力は各層の柱に貼付したひずみゲージから計算したせん断力の合計値、層間変形角は変位計から求めた層間変形（1層は1層の変位計で計測した水平変位の平均値、2層は2層の変位計で計測した水平変位の平均値と1層の変位計で計測した水平変位の平均値の差）を階高で除した値、梁端モーメントは梁の弾性域に貼付したひずみゲージから計算したモーメントを梁端について外挿補間した値、梁端回転角は変位計で計測した上下ダイアフラムの水平変位の差分を計測点間距離で除した値である。ただし、図中の黒実線は表3の計算値、○プロットは1層の梁端全てが破断した点、×プロットは当該の梁端が破断した点を表し、その後は破線で示した。なお、梁端の破断点は表4に示した加振後の観察による結果ではなく、梁端モーメント - 梁端回転角関係において、耐力が正負いずれかの最大耐力の50%以下に低下したサイクルのピーク荷重の到達点と定義しており、この破断点は梁端付近に設置したビデオカメラによる動画での判定と概ね対応している。

図5より、Kobeの1層は、層間変形角0.08rad程度で層せん断力が計算値より小さくなっているが、THUは0.04rad程度で小さくなり、THUでは骨組の層間変形角が小さな時点で耐力劣化が生じている。また、Kobeの1層では、層間変形角0.1rad以降でも最大耐力の7割程度の耐力を保有しているのに対し、THUの1層は、層間変形角0.1rad以降では、最大耐力の4割程度まで耐力劣化し、THUの方が急な耐力劣化勾配になっている。これは、写真2のようにKobe

図6 梁端モーメント - 梁端回転角関係

図7 層の累積塑性変形倍率 - 塑性率関係

図8 1層梁端の累積塑性変形倍率 - 塑性率関係

の梁端では圧縮側フランジの局部座屈を伴って引張側フランジが破断するのに対し、THUの梁端では上下フランジともに破断しているためと考えられる。

4.3 塑性率と累積塑性変形倍率の進展状況

図7に層の累積塑性変形倍率と塑性率の各加振による進展状況を、図8に1層梁端の累積塑性変形倍率と塑性率の各加振による進展状況を示す。図5、図6と同様に、図中の○プロットは1層の梁端全てが破断した点、×プロットは当該の梁端が破断した点を表し、そ

の後は破線で示した。また、R.O.は層間変形角の計算に用いた変位計のいずれかがレンジアウトしたことを表す。なお、層塑性率（梁端塑性率）はその時点までの最大層間変形角（最大梁端回転角）を保有水平耐力到達時の層間変形角（全塑性モーメント到達時の梁端回転角）で除した値、累積塑性変形倍率はその時点までの履歴吸収エネルギーを単位塑性仕事で除した値である。

図 7、図 8 より、層と梁端のいずれにおいても、梁端破断前においては、Kobe の方が THU より累積塑性変形倍率に対する塑性率の増加率（勾配）が大きいたことがわかる。また、Kobe では、塑性率と累積塑性変形倍率は比例的に増加する傾向が見られるが、THU は、塑性率が増加せずに、累積塑性変形倍率のみが大きく増加している部分がある。これは、THU は Kobe と比較して、最大振幅が生じた後に、塑性化を伴う多数回の繰り返し変形が生じていることを意味しており、疲労的に梁端部が破断する可能性が高くなることが予想される。

5. 疲労性能に関する既往の静的荷重実験との比較

本実験で得られた梁端部の疲労性能と既往の静的荷重実験^{2),3)}による疲労性能をマイナー則に従う疲労損傷度を用いた評価方法で比較する。マイナー則は振幅頻度分布 n_i に対応する限界繰り返し回数 N_f との比 n_i/N_f の和で表される疲労損傷度 D が 1 に到達したときに破断と判定される考え方で、振幅頻度のカウンタ方法にはレインフロー法が用いられることが多い。長周期地震動に対する超高層建築物の梁端の性能評価法として、梁端破断までの限界繰り返し回数の算定には、次式の疲労曲線式⁷⁾が提示されている。

$$N_f = k_1 \left(k_2 \frac{C}{\mu} \right)^{1/\beta} \quad (2)$$

ここで、 k_1 は、梁端部フランジへのひずみ集中の程度を表す補正係数で、現場溶接でウェブ高力ボルト接合の場合 $k_1=1.0$ 、工場溶接でスカラップ有の場合は $k_1=1.2$ 、その他の場合は $k_1=1.0$ であり、 k_2 は、構造計算における降伏変形の補正係数で、 $k_2=325/F$ （使用鋼材の F 値）である。また、係数 C は梁端部の接合形式によって決まる定数であり、 β は評価式の勾配で一律 $\beta=1/3$ とされている。

一方、文献 1) では、梁部材の降伏強度のばらつきの影響を考慮した(3)式が提案されており、降伏強度で補正した塑性率 μ_{cor} で整理すれば、鉄骨造 2 スパン骨組¹⁾及び L 型の鉄骨部分骨組⁸⁾を試験体とした振動台実験による梁の疲労性能と既往の静的荷重実験^{2),3)}による疲労性能が良い対応を示すことが示されている。

$$\mu_{cor} = C \cdot N_f^{-\beta}, \quad \mu_{cor} = \frac{\sigma_y}{338} \mu \quad (3)$$

ここで、 σ_y は対象とする梁フランジの降伏強度、338 は疲労曲線の設定の際に参照された実験研究^{2),3)}における梁フランジの引張試験による降伏強度の平均値、 μ は補正前の塑性率である。

本報でも、文献 1) と同様に、(3)式によって梁の疲労性能と既往の静的荷重実験による疲労性能を比較する。まず、梁の塑性率を降伏強度で補正した後、梁端が破断に至った時点での疲労損傷度 D が 1 となる係数 C （以下、(2)式の C と区別するために C' と表記する）を算定して疲労曲線式を求める。得られた疲労曲線式を、(3)式により降伏強度で補正された既往の静的荷重実験^{2),3)}の塑性率 - 破断までの繰り返し回数関係上に図示して、その対応を確認する。係数 C'

図 9 (3) 式による梁端の疲労性能評価

(a) Kobe

(b) THU

図 10 時刻歴疲労損傷度

算定における梁端部の破断のタイミングは、梁端部の耐力が正負いずれかの最大耐力の 50% 以下に低下したサイクルのピーク荷重の到達点と定義する。

図 9 に、上述の方法による既往の静的荷重実験との比較結果を示す。なお、2 層の梁端は、Kobe、THU とともに変位計のレンジアウト後に破断したため、1 層の梁端のみ結果を示した。

図 9 より、係数 C' は Kobe と THU でほぼ同等の値となっており、地震動特性によらず、(3)式による梁端部破断までの疲労性能評価では概ね同等の結果が得られることがわかる。また、文献 1) の結果と同様に、本実験結果でも既往の静的荷重実験^{2),3)}のプロットと良い対応を示していることがわかる。また、本実験での係数 C' の算定結果 $C'=5.40 \sim 6.73$ は、文献 1) における 35R スカラップ梁の係数 C' の算定結果 ($C'=5.27 \sim 6.84$) と概ね同程度である。

6. 疲労損傷度の進展

図 10 に 1 層の各梁端の疲労損傷度 D の時刻歴での推移を示す。

図 11 疲労損傷度 - 梁端の累積塑性変形倍率関係

以下では、疲労損傷度 D の計算に、(3)式及び図 9 の係数 C' を用いる。したがって、 $D=1$ のとき、図 6 の $\times$ プロットに到達、すなわち梁端が破断する。また、梁フランジの亀裂の進展をビデオカメラによる動画で確認しており、亀裂の貫通（表 4 における d ランク）が見られた時点を図中に ∇ プロットで示した。なお、時刻は地震動を連続的に入力しているように示しているが、実際は図 4 に示すように、1 回ごとに常時微動・ランダム波を入力している。

図 10 より、4 箇所の梁端部の疲労損傷度 D は、同一時刻において、Kobe では最大で 0.4 程度の差、THU では最大で 0.25 程度の差が生じ、均等な骨組でも梁端部が塑性化するタイミングが少しずれること等によって損傷度の進展に少し差が生じることがわかる。また、梁フランジの亀裂の貫通の損傷は、疲労損傷度 D が 0.7～0.9 程度の範囲で生じていることが明らかとなった。この実験の限定的な結果からであるが、設計者が梁フランジの亀裂の貫通の損傷が生じないように建物を設計したい場合には、疲労損傷度 D が、0.7～0.9 の下限値である 0.7 程度以下となること目標にして設計すればよいと考えられる。

図 11 に 1 層の各梁端の累積塑性変形倍率と疲労損傷度の関係を示す。 D が 0.7 以下の範囲では、疲労損傷度は累積塑性変形倍率と概ね比例関係にあり、 D が 0.7 以上になると累積塑性変形倍率に対する疲労損傷度の増加率（勾配）は大きくなる傾向が見られ、梁端変形（回転角）が急激に大きくなると考えられる。文献 9) では、梁端の一定振幅繰り返し変形の静的載荷実験において、梁フランジの亀裂が貫通したサイクル N_i を梁フランジが全断面破断したサイクル N_f で無次元化した損傷度 $D_i=N_i/N_f$ を計算しており、 D_i は 0.6～0.7 程度となっており、本実験結果の D は 0.7～0.9 であり、それよりもやや大きな値となっている。

7. まとめ

本報では、鉄骨造 2 層骨組を対象に、直下型の地震動及び継続時間が長い地震動の 2 種類の地震動を入力した振動台実験の結果を示した。得られた知見を以下にまとめて示す。

- (1) 地震動特性による骨組の応答や損傷の違いに関して、THU の骨組の応答は、Kobe に比べて、小さな層間変形角で梁端部の破断が生じ、梁端部の局部座屈は Kobe の方が顕著である。また、Kobe の方が THU より累積塑性変形倍率に対する塑性率の増加率（勾配）が大きく、Kobe では塑性率と累積塑性変形倍率は概ね比例的に増加するが、THU は、最大振幅後に、塑性率が増加せずに、累積塑性変形倍率のみが大きく増加した。

- (2) 本実験で、破断した梁端部の疲労性能を評価するため、降伏強度のばらつきの影響を考慮した式を用いて評価した。その結果、疲労性能評価式の係数 C' （文献 7）の疲労曲線式における係数 C と異なる）は、地震動特性によらず概ね同等の値となった。また、既往の静的実験のプロットとも良い対応を示した。
- (3) 各梁端部の疲労損傷度の進展状況などを確認し、梁フランジの亀裂の貫通の時期について、本実験においては、疲労損傷度 D が 0.7～0.9 程度の範囲で生じていることが確認された。

謝辞

本報は、国立研究開発法人建築研究所の指定課題「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（H28～H30）」の一環として実施したものであり、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) 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状に関する振動台実験，日本建築学会構造工學論文集 Vol. 65B, 2019.3
- 2) 独立行政法人建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究資料 第 160 号，2014.7
- 3) 高塚康平，真鍋義貴，吹田啓一郎，田中剛，津嘉田敬章，蘇鐘鈺：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溶接接合部の変形能力—その 2—，日本建築学会構造系論文集，第 673 号，pp.453-459, 2012.3
- 4) 長谷川隆：接合部パネルの塑性化を伴う H 形鋼柱梁より成る 2 層鉄骨造骨組の地震応答性状に関する振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 578 号，pp.139-146, 2004.4
- 5) 鹿嶋俊英，小山信，大川出：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震における建物の強震観測記録，建築研究資料 No.135, (独) 建築研究所，2012.3
- 6) 片山徹：システム同定 - 部分空間法からのアプローチ -，朝倉書店，2004
- 7) 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かかわる技術資料・データ公開特設ページ，2017.4
(<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>)
- 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，pp.879-880, 2017.8
- 9) 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

[2019 年 6 月 3 日原稿受理 2019 年 8 月 1 日採用決定]