鉄骨造 18 層骨組を対象とした振動台実験における 長周期地震動による骨組崩壊挙動

COLLAPSE BEHAVIOR OF 18-STORY STEEL MOMENT FRAME ON SHAKING TABLE TEST UNDER LONG PERIOD GROUND MOTION

久保田 淳^{*1}, 高橋元美^{*2}, 鈴木芳隆^{*3}, 澤本佳和^{*1},
聲高裕治^{*4}, 伊山 潤^{*5}, 長江拓也^{*6}

*Jun KUBOTA, Motomi TAKAHASHI, Yoshitaka SUZUKI, Yoshikazu SAWAMOTO,
Yuji KOETAKA, Jun IYAMA and Takuya NAGAE*

This paper reports on a large-scale shaking table test of a high-rise steel building. The building specimen is a 1/3-scale 18-story steel moment frame designed according to design specifications used in the 1980s and 1990s. The input motion is a long-period and long-duration strong ground motion. The main cause of the collapse of the test specimen was the extension of the fractures of the lower flanges at the beam-ends of the lower stories. Furthermore, the relationship between the changes of the vibration characteristics and the extension of the structural damages was presented.

Keywords : *High-rise steel structure, Shaking table test, E-Defense, Collapse, Long period ground motion*

鉄骨造高層建物, 振動台実験, E-ディフェンス, 崩壊, 長周期地震動

1. はじめに

未曾有の被害をもたらした 2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震は、想定を超える地震に対する対処の重要性を我々に再認識させた。また、繰り返し起こる大規模な余震や長時間にわたる長周期地震動など、これまでとは異なる事象を我々は経験した。現行の高層建物の耐震設計では、想定する地震力に対して必要な耐力と変形能力を建物に付与することで安全性を確保しているが、想定を超える地震力に対する建物の挙動や地震後の建物の状態は明示されない。設計用地震動はあくまで想定であり、実際にはそれを上回る可能性があるという観点、耐震設計の高度化と性能表示の観点から、建物が完全に崩壊するまでの挙動を明らかにしたうえで、地震後の建物の健全性を評価する手法を確立することが必要である。また、都市部における市民の生活や事業の基盤である鉄骨造(以下、S 造)高層建物では、長周期地震動による多数回繰り返しの外力により、部材や接合部の損傷が著しく進展する可能性も指摘されており¹⁾²⁾、事前の検証と対策が必要である。

そこで本研究では、S 造高層骨組を対象とし、その安全性に影響が大きいとされる長周期地震動を受けた際の損傷の進展状況と崩壊に至るまでの過程を、高い再現性が確保できる大型の振動台実験に

よって明らかにする。また、振動台実験の事前・事後解析により、骨組の劣化を考慮した解析法を用いて崩壊挙動を追跡し、解析の妥当性を検証する。最終的に、この解析法を用いた S 造高層骨組の定量的健全性評価法を構築することを目指している。

S 造骨組の崩壊挙動に関する研究としては、H. Krawinkler ら³⁾⁴⁾による 1/8 縮尺 4 層骨組を完全崩壊まで至らしめる振動台実験がある。この研究では、部材劣化モデルを用いた数値解析により、崩壊挙動の予測を試みている。本研究における振動台実験では、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を利用したが、この施設を利用した類似の研究としては、実大 4 層 S 造骨組の完全崩壊実験^{5)~8)}や 21 層縮約 4 層 S 造骨組の実験⁹⁾¹⁰⁾などが挙げられる。前者では、低層建物を対象に、順次レベルを増大させる加振により、設計レベルおよびそれを超える入力において、梁の降伏後、柱上下端が局部座屈して層崩壊に至るまでの挙動を確認している。後者では、超高層建物を対象に下層 4 層の試験部分と、上層 17 層分の効果をもたらす重錘と積層ゴムからなるシステムを考案し、損傷がより進展すると想定される部分の詳細挙動を検討している。高層骨組の挙動解明に関して、高次モードの影響が無視できないとの指摘¹¹⁾があるなかで、実物の振動性状

^{*1} 鹿島技術研究所 上席研究員・修士(工学)

^{*2} 鹿島技術研究所 主席研究員・博士(工学)

^{*3} 小堀鐸二研究所構造研究部 部長・博士(工学)

^{*4} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

^{*5} 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

^{*6} 防災科学技術研究所 客員研究員・博士(工学)

Chief Research Engineer, Kajima Technical Research Inst., M.Eng.

Executive Research Engineer, Kajima Technical Research Inst., Dr.Eng.

General Manager, Structural Research Dept., Kobori Research Complex, Dr.Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto

University, Dr.Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, University of Tokyo, Dr.Eng.

Visiting Researcher, National Research Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr.Eng.

を忠実に再現した上で、骨組全体で生じる損傷の大きさや分布状況を把握し、損傷と崩壊挙動の関係性を解明するためには、骨組全体形での検討が必要となる。しかしながら、S 造高層骨組全体を対象とした振動台実験は過去に例がない。

そこで、本研究では、1980～90 年代の建設を想定した純ラーメン構造の一般的な高層建物を対象に、弱層部分を意図的に設けず、骨組全体を再現した試験体を製作して、崩壊まで至らしめる E-ディフェンス振動台実験を実施した (Fig.1)。骨組全体を対象とすることで、高次モードの影響を含めて、高層骨組の中の各部材の損傷の進展と崩壊挙動との関係性を明らかにすることを目的とした。入力地震動は、東海・東南海・南海三連動地震を想定した長周期地震動とした。本報では、実験の概要と各加振における骨組全体の挙動 (変形性状および損傷進展状況) を論述したうえで、最終崩壊形、基本的な振動特性および事前解析との整合性を考察する。

2. 振動台実験概要

2.1 実験方針

モデル建物の設定、試験体および防護フレームの計画、入力地震動の設定を行うため、以下の方針を設定した。

- ① S 造高層骨組を対象とし、層数は 20 層前後とする。
- ② 長周期・長時間地震動を対象とし、骨組が完全に崩壊するまでを再現する。
- ③ 高層建物の崩壊挙動解明の第一歩として、構造骨組の基本となる柱と梁だけから成る平面骨組の一方方向挙動を確認する。
- ④ 内柱、外柱および梁の基本的性状を確認する。
- ⑤ 寸法効果に配慮して、可能な限り実大に近づける。

2.2 モデル建物の設定

試験体の設計に先立ち、1980～90 年代に建設された 20 層前後の建物の設計例を調べたうえで、それらを包括的に単純化・簡略化してモデル建物を設定した。平面形状は、地震動の入力方向を 19.2m (6.4m×3 スパン)、直交方向を 22.4m (11.2m×2 スパン) とし、基準階高を 4m、層数は 18 とした。

モデル建物について試設計を行った。下層階の柱断面を BB-600×600×40 (SM490A)、梁断面を H-800×300×16×36 (SM490A)、地震時重量を 8kN/m²、設計せん断力係数を 0.13 として、長期および短期 (地震時) 応力に対して許容応力度設計を実施した。なお、この設計せん断力係数は、文献 12) に示される固有周期 2 秒前後の高

層建物の設計せん断力係数の平均的な値として設定した。地震応答解析では、既往観測波 (EL CENTRO, TAFT, HACHINOHE) をレベル 1 として最大地動速度が 25cm/s になるように基準化、レベル 2 として 50cm/s に基準化した入力に対して、応答最大層間変形角がそれぞれ 1/200rad, 1/100rad 以下であることを確認した。モデル建物の 1 次固有周期は入力方向 2.03 秒、入力直交方向 2.24 秒である。

2.3 試験体および防護フレーム

モデル建物に基づいて試験体を設計した。崩壊挙動を再現する上で鉄骨梁端溶接部の破断が重要な要因となることが予想される本実験において、実物と同様の挙動再現のための断面サイズ確保の観点から、縮尺は 1/3 以上必要と考えた。これに加え、E-ディフェンスの高さの制限を考えると、縮尺は 1/3 程度が限界であることから、試験体縮尺を 1/3 とし、試験体高さは制限に近い 25.35m (基礎含む)、層数は 18 とした。前述の方針に従い、地震動入力は一方向とし、入力方向 6m (2m×3 スパン)、入力直交方向 5m (1 スパン) の長方形の平面形状 (塔状比 : 4.2) とした。なお、入力直交方向のスパンは、一方方向入力の方針としたため、相似則に従った重量を付与することで、実物に近い軸力比を柱に与えるために必要な長さとした。試験体の振動台への設置状況を Photo 1 に、柱・梁の断面リストを Table 1 に、鋼材の機械的性質を Table 2 に、採用した相似則を Table 3 に示す。また、試験体の梁伏図を Fig.2 に、軸組図を Fig.3 に示す。なお、Fig.3 には、試験体の層の柱梁耐力比の平均値も併せて示す。

柱は 1～6 階が溶接組立箱形断面で SM490A、それより上層は冷間成形角形断面で BCR295 とした。大梁および小梁の材質は、それぞれ SM490A および SS400 である。今回、柱および大梁に用いた材料は、いずれも材料試験により明確な降伏棚が観察されたので、Table 2 には上升伏点と下降伏点を示している。柱梁耐力比に関しては、終局時を想定して、設計せん断力の 2 倍時の軸力下での柱の全塑性モーメントと、スラブ効果を見逃した梁の全塑性モーメントを用いて算定した。基礎も含めた試験体の重量は、天井クレーンによる吊上げ時の計測から 4,390kN であり、各階重量は 211kN であった。

防護フレームは、試験体の柱の鉛直支持能力喪失や水平方向変形の増大による倒れ込みを安全に保護できるように設計した。後述する事前解析に基づき設定した崩壊シナリオでは、下層階崩壊形が想定されたため、試験体の 6, 9, 12 階床上位置で上下床間を防護フレーム大梁が貫通する構造とし、崩壊時にこの大梁に試験体が着座するようにした。また、振動台への試験体設置時の吊治具および計測

Fig.1 Shaking-table test at E-Defense

Photo 1 Overview of specimen

Table 1 Member list

(a) Column

Story	C1
13～18	Box-200×200×9 (BCR295)
7～12	Box-200×200×12 (BCR295)
1～6	Box-200×200×12 (SM490A)

(b) Beam

Floor	B1
14～R	BH-270×85×6×9 (SM490A)
10～13	BH-270×95×6×9 (SM490A)
2～9	BH-270×85×6×12 (SM490A)

Floor	G1
2～R	BH-250×125×6×9 (SM490A)

Fig.2 Floor plan of test specimen (Unit : mm)

Table 2 Coupon test results

	Steel grade	Thickness (mm)	Upper yield stress (N/mm ²)	Lower yield stress (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Yield ratio (%)
C1	SM490A	12	383	366	523	73
	BCR295	12	434	434	467	93
	BCR295	9	438	423	457	96
B1	SM490A	12	394	367	540	73
	SM490A	9	385	367	539	71
	SM490A	6	476	444	572	83

※Test piece : Japanese industrial standards (JIS Z 2201)

Table 3 Law of similarity ($\lambda = 3$ in this test)

Dynamic quantity	Scale reduction	Dynamic quantity	Scale reduction
Time	$1/\sqrt{\lambda}$	Force Weight	$1/\lambda^2$
Acceleration	1	Stiffness	$1/\lambda$
Velocity	$1/\sqrt{\lambda}$	Stress	1
Length Displacement	$1/\lambda$	Strain	1

Fig.3 Elevation of test specimen (Unit : mm)

Fig.4 Beam-to-column connections (Unit : mm)

Fig.5 Slab and weight (Unit : mm)

(a) Before construction of weight

(b) After installation of styroform

Photo 2 Construction situation of weight

フレームとしても利用するため、十分な剛性を確保した。試験体を貫通するせい 700mm の大梁と試験体とのクリアランスは、事前解析に基づき、加振中に接触しないように大梁上で 250mm、大梁下で 50mm とした。

柱梁接合部を Fig.4 に、スラブおよび重錘を Fig.5 および Photo 2 に示す。試験体詳細は、1980~90 年代に設計・施工された建物の実状に合わせるように工夫した。

柱梁接合部は現場溶接形式とした。後述する事前解析において損傷の進展が顕著に確認されるのが下層階であること、内ダイアフラム形式と通しダイアフラム形式における多数回繰返し性能は同程度であることから、製作費の観点により 2~7 階までを内ダイアフラム形式、それより上層は通しダイアフラム形式とした。なお、梁ウェブのスカラップは、製作上の制約から 35R+10R 改良型とした。こ

れは、1990 年代後半に採用されたスカラップ形状に対応する。梁端ウェブのボルト接合部は、想定当時の設計手法に従い、曲げモーメントの負担を考慮せずに終局設計時のせん断力に対して、すべり耐力が上回る設計とした。本試験体における柱および柱梁接合部の構造性能については、別途実施した部材実験にて確認している¹³⁾¹⁴⁾。

スラブは、Fc21 (N/mm²) のコンクリートと SD295 の鉄筋 (D6) による鉄筋コンクリート造とし、厚さを 50mm とした。試験フレーム近傍 (S5) はデッキスラブとし、溝は試験方向と直交する方向に配置した。試験フレームの鉄骨大梁 (B1) とデッキスラブの接合に用いたスタッドは、当時の実状に近い配置 (縮小径 (φ6.25)、完全合成梁に対して 60% 程度の本数) とした。加速度および応力度を実大と合せた相似則に従い、重量調整用の重錘を設けた。小梁下フランジ間にリップ高さ 75mm のフラットデッキプレート (板厚 1.0mm) を取り付け、

このプレートと大梁(G1), 小梁(sb30)で囲まれた空間にコンクリートを充てんすることにより重錘とした。ただし, この重錘が, 試験フレーム内の柱(C1)や大梁(B1)を拘束することがないように, 試験方向と直交する大梁(G1), スラブ(S30)と重錘はスタイロフォームにより縁を切った(Photo 2)。これにより, 重錘による慣性力は, 主に小梁(sb30)から直交大梁(G1)を介して試験フレームに伝達される。重錘にはコンクリートを用い, 小梁の懐の空間を利用して製作し, 床をオープンスペースとすることで, 計測機器の設置や観察の障害とならない配置とした。

基礎梁は, せい 700mm の SRC 造として, 鉄骨梁を内蔵した 1 階埋込柱脚を模擬して十分な剛性, 耐力を確保した。また, 振動台に対して, 64 カ所を PC 鋼棒により緊結して十分な固定度を確保した。試験体は 3 節, 防護フレームは 2 節に分けて外部ヤードで施工し, 実験場内に大型キャリアを用いて搬入した後に組立し, 振動台に設置した。Fig.3 に示すように, 曲げモーメントの反曲点となる柱中間位置において, 分割された試験体をハイテンションボルトで接合することによって一体化した。

2.4 入力地震動

実験に用いる入力地震動は, 南海トラフを震源とする東海・東南海・南海の三連動を想定した長周期地震動とした。入力地震動作成にあたって仮定した震源とサイトを Fig.6 に, ターゲットスペクトルを Fig.7 に, 作成された加速度波形を Fig.8 に示す。試験体の塑性化などによる固有周期の変化が予想されたため, 長周期地震動の作成にあたっては, 周期変動の影響を受けにくい比較的平坦なスペクトル形状を採用した。入力地震動の作成方法を以下に示す。

東海・東南海・南海の三連動地震として 5 つの震源(Fig.6 ★)を仮定し, これら震源に比較的近い都市部として愛知県津島地点(Fig.6 ▲)について, バラツキを考慮して 2,100 ケースの模擬地震動を作成した¹⁵⁾。作成された 2,100 ケースの模擬地震動に対して, 速度応答スペクトルの平均を包絡するようにターゲットスペクトルを定めた。位相特性には, 継続時間が長く, スペクトル特性が比較的平坦な地震観測記録として, 2011 年東北地方太平洋沖地震の東京芝小学校における MeSO-net 観測記録¹⁶⁾を採用した。Fig.7 は, 作成した 2,100 ケースの模擬地震動の擬似速度応答スペクトル($h=0.05$)と, 2,100 波の平均を概ね包絡するように定めたターゲットスペクトル($\rho S_v110\text{cm/s}$ (長周期平均レベル))である。また, 作成した模擬地震動すべてを概ね包絡する $\rho S_v180\text{cm/s}$ を長周期最大レベル(長周期平均レベルの 1.64 倍)と位置づけた。事前解析により判断した今回の実験の対象となる周期帯($T=2.0$ 秒: 弾性時 ~ 4.0 秒: 剛性低下時)を Fig.7 に併せて示した。

設定したターゲットスペクトルと位相特性に基づき作成された入力地震動の加速度波形(Fig.8)は, 最大加速度 420cm/s^2 , 継続時間 460 秒である。実験で試験体に入力する地震動は, 相似則に従い時間軸を $1/\sqrt{3}$ に縮める(継続時間: 270 秒)とともに, 後述する変形計測の不動点とした防護フレームの揺れを極力抑えるために, $3\sim 4\text{Hz}$ で漸減するローパスフィルタ処理を施した。ここで, 防護フレームの計測固有周期は 0.15 秒(6.67Hz)であり, 本加振時にはほとんど揺れが生じていないことを確認している。

2.5 加振スケジュール

作成した長周期平均レベル $\rho S_v110\text{cm/s}$ を基準とし, これを係数倍

Fig.6 Assumed epicenters and site locations

Fig.7 Response spectra of long-period ground motions and target spectra

Fig.8 Acceleration time history of simulated long-period ground motion

することにより各加振レベルを設定した。加振スケジュールを後述する Table 5 に示す。

固有周期および振動モード形確認のため $\rho S_v16\text{cm/s}$ を予備加振とし, その後, $\rho S_v40\text{cm/s}$, $\rho S_v81\text{cm/s}$ で耐震設計レベルの応答を確認した。なお, 平成 12 年建設省告示第 1461 号に定められる解放工学的基盤における「極めて稀に発生する地震動」の加速度応答スペクトルにおいて, 周期 2.03 秒における速度換算値が 81cm/s であるため, これを耐震設計レベル 2 と位置づけ, その 1/2 をレベル 1 相当とした。長周期平均($\rho S_v110\text{cm/s}$)と長周期最大($\rho S_v180\text{cm/s}$)では, 繰り返し入力による累積損傷の影響を調べるため, それぞれ 2 回の加振を行った。 $\rho S_v220\text{cm/s}$ 以降の加振は, 試験体を崩壊させることを目的とした。また, 各加振後には, 試験体の特性把握のための小振幅ランダム波加振を実施した。

2.6 計測

計測項目は, 加速度(層レベル応答把握), 変位(層間変位, 部材変形算定), ひずみ(部材応力算定, 塑性化判定), 映像・音声(挙動把握, 部材損傷監視)であり, 計測総チャンネル数は 896 である。

加速度は, 3 成分のサーボ型加速度計を振動台上, 試験体および防護フレームに設置することにより計測した。試験体では, 各層の平面内で対角にある外柱位置から 1000mm スラブ側に入った床面上, 防護フレームは各層の梁上に設置した。重要な物理量の一つである層間変位は, 加速度波形を積分することにより算出するほかに, 試験体と防護フレームの相対変位を直接計測することによっても算出

した。また、1～3 階では、試験フレーム構面内の大梁とスラブ間に治具を設置して、直接的に層間変位を計測した。

柱および梁端部の変形およびひずみの計測位置を Fig.9 に示す。柱および梁の端部には、それぞれの部材角を算出するための変位計を配置した。柱の負担曲げモーメント、せん断力および軸力を算出するために、1～7 階および 13 階の柱の弾性域上下端付近のフランジ面に歪ゲージを貼付した。また、2～7 階床梁および 14 階床梁について、梁の負担曲げモーメントおよびせん断力を算出するために弾性域の左右端付近、梁の降伏・破断判定のために梁端スカラップ底近傍に歪ゲージを貼付した。後述する事前解析から、柱および梁の損傷は主に下層階に生じることが想定されたため、下層階に多くのひずみ計測点を設けたが、高次モードの影響も考慮して骨組全体に生じる損傷の状況を把握する観点から上階のひずみ計測も行った。

3. 事前解析に基づく崩壊シナリオの設定

試験体を対象とした骨組モデルによる事前の解析を実施し、崩壊シナリオを設定した。

3.1 解析条件

柱には軸方向、曲げ、せん断変形を、梁には曲げ、せん断変形を、接合部パネルにはせん断変形を考慮し、柱の軸方向と曲げ変形、梁の曲げ変形および接合部パネルのせん断変形に弾塑性を考慮した¹⁷⁾。柱、梁は線材として、柱は端部に降伏条件を仮定して曲げと軸力が連成するモデル¹⁸⁾、梁は端部に 1 軸の曲げヒンジを仮定するモデル¹⁹⁾、接合部はせん断パネルモデルを採用した。部材の復元力特性は Bi-linear 型とし、その鋼材降伏強度には Table 2 に示した材料試験結果を使用した。スラブ効果による梁曲げ剛性増大率(ϕ)は、正曲げおよび負曲げの平均($\phi=1.2$)で考慮し、耐力にはスラブ効果を考慮していない。鉄骨梁端の破断による性能劣化が、最終崩壊に大きく影響することが予想されたため、梁端の破断に伴う劣化を考慮した履歴特性²⁰⁾(Fig.10)を用いた解析を実施した。ここで、破断については、既往実験を参照した繰り返し変形性能曲線²⁾をもとに、Miner 則が成立すると仮定して、塑性変位振幅に応じた損傷度を加算することで判定した。文献 2) に示される破断までの繰り返しに対する変形性能評価式を(1)式に示す。ここで、 μ は塑性率、 N_f は破断までの繰り返し回数を示す。係数 C については、スカラップありの設計式値に対応する 4.0 を採用した。なお、比較のため、梁端の破断を考慮しない解析も行った。

$$\mu = C \cdot N_f^{-1/3} \tag{1}$$

PA 効果は、層間変形 Δ による付加せん断力($=P \cdot \Delta/H$ 、 P : 当該層以上の上層重量、 H : 階高)を各層に作用させることで考慮した。1 階柱脚は固定とし、各階床は剛床を仮定し、質量は各階床重心位置に集中させた。入力地震動は振動台実験の入力予定波とし、加振スケジュールに従って連続入力した。減衰は、弾性 1 次固有周期に対して 2% の内部粘性減衰で瞬間剛性比例型とした。

3.2 固有値解析結果

固有値解析の結果を Table 4 に示す。表中には、後述する振動台実験において、本加振($\rho S_y 40\text{cm/s}$)後の小振幅ランダム加振の結果から得られた弾性 1 次固有周期も併せて示す。

解析における固有周期は 1 次が 1.15 秒、2 次が 0.38 秒となった。

Fig.9 Measuring points

Fig.10 Hysteresis model for beams²⁰⁾

Table 4 Comparison of natural periods

	Calculated		Measured
	Natural Period (s)	Effective mass ratio	Natural Period (s)
1st	1.15	0.79	1.15
2nd	0.38	0.13	0.37
3rd	0.21	0.04	0.21

1 次固有周期の実大換算値は 1.99 秒であり、前述したモデル建物の 1 次固有周期 (2.03 秒) にほぼ近い結果となっている。

3.3 地震応答解析結果

$\rho S_y 180\text{cm/s}$ 以降の最大水平変位および層間変形角の分布を Fig.11 に、骨組の塑性化および梁破断状況を Fig.12 に示す。なお、 $\rho S_y 340\text{cm/s}$ に至るまで上層階での梁の破断は見られなかったため、8 階以下の結果を示している。

梁端破断を考慮した場合の層間変形角について、 $\rho S_y 180\text{cm/s}$ (1 回目) における最大値は 2 階で $R=1/70\text{rad}$ 、9 階で $R=1/66\text{rad}$ とほぼ等しく、下層階と中間階で大きくなる分布形状を示した。このように中間階でも層間変形角が大きくなる要因として高次モードの影響が考えられる。一方、 $\rho S_y 220\text{cm/s}$ 以降は 7 階以下の下層階で変形が集中的に増大し、最大値は $\rho S_y 220\text{cm/s}$ で $1/31\text{rad}$ 、 $\rho S_y 340\text{cm/s}$ (1 回目) で $1/12\text{rad}$ (いずれも 2 階) となった。この変形の集中は、後述の部材の損傷に対応している。 $\rho S_y 180\text{cm/s}$ までに 13 階以下の梁端および 1 階柱脚に塑性化が見られ、 $\rho S_y 220\text{cm/s}$ で 2～4 階の梁端に初めて破断が生じてから破断が上階に進展し、 $\rho S_y 340\text{cm/s}$ で 7 階までの梁端全てが破断する結果となった。また、主に 5, 6 階柱頭部での塑性化も見られた。これより、複数層における梁端の破断による柱の長柱化が生じ、長柱化した柱の柱頭部付近で塑性化が進展していることが分かる。以上のことから、推察される崩壊モードは以下となる。① 下層階の複数層に渡る梁端破断に伴い、柱の長柱化が生じる。その

後、②下層階の骨組剛性が低下し、③大変形領域に入り、PA 効果による付加曲げが増大して、④最終的に骨組全体が崩壊に至る。想定した最終崩壊形を Fig.13 に示す。一方、梁端破断を考慮しない場合、 $\rho S_v180\text{cm/s}$ (1 回目)までの水平変位および層間変形角の分布は破断を考慮した場合と同じである。しかし、 $\rho S_v340\text{cm/s}$ (1 回目)では、骨組が下層から上層にわたり全体的に変形しており、破断を考慮した場合における下層階の変形の集中的な増加は見られない。

4. 振動台実験結果

4.1 損傷進展状況と最終崩壊形

$\rho S_v40\text{cm/s}$ 加振以降の実験経過を Table 5 に、最大水平変位および層間変形角の分布を Fig.14 に、梁および柱の損傷状況を Fig.15 に、最終加振 ($\rho S_v420\text{cm/s}$ 3 回目) 終了後の試験体の崩壊状況を Photo 3 に示す。Table 5 中の試験体頂部変位は、基礎上からの相対変位である。なお、計測結果から、試験体において顕著なねじれ応答はなく、ほぼ 1 方向入力の実験となっていたこと、基礎の滑り・浮き上がりは僅かであったことを確認している。耐震設計レベル ($\rho S_v40, 81\text{cm/s}$)、長周期平均、最大および想定超レベルと順次加振を行い、最終的に $\rho S_v420\text{cm/s}$ の 3 回目加振で試験体の崩壊を確認した。

設計レベルの応答として、レベル 1 相当の $\rho S_v40\text{cm/s}$ では弾性挙動を示した。レベル 2 相当の $\rho S_v81\text{cm/s}$ では、応答最大層間変形角は $R=1/104\text{rad}$ (14 階) となり、2~4 階の一部梁端の塑性化が確認された。長周期平均レベルの $\rho S_v110\text{cm/s}$ (1 回目)では $R=1/90\text{rad}$ (2 階)を示し、梁端の塑性化が 7 階まで進展するとともに、1 階の柱脚の塑性化も見られた。長周期最大レベルである $\rho S_v180\text{cm/s}$ (1 回目)では、変形が進展して 3 階で $R=1/64\text{rad}$ 、10 階で $R=1/57\text{rad}$ となり、下層階と中間階で最大層間変形角が大きくなる分布性状を示した。また、梁端塑性化が計測で確認できる 14 階まで進展していた。なお、 $\rho S_v180\text{cm/s}$ (2 回目)加振後の目視確認により、2~7 階でスカラップ底の溶接止端部に亀裂が発生していることが確認された。

更に、長周期地震動の想定を超えたレベルにおいて、 $\rho S_v220\text{cm/s}$ で 2 階の外柱に取り付く梁端下フランジの破断が最初に確認され、加振レベルが大きくなるにつれて、上階にこの破断が進展した。 $\rho S_v300\text{cm/s}$ では破断が 5 階まで進み、2 階において $R=1/30\text{rad}$ となった。 $\rho S_v340\text{cm/s}$ (2 回目)では、 $R=1/13\text{rad}$ (2 階)となり、5 階までの全

(a) Analysis result with consideration of fracture

(b) Analysis result without consideration of fracture

Fig.11 Maximum response distribution (by numerical analysis)

(a) $\rho S_v220\text{cm/s}$ (b) $\rho S_v340\text{cm/s-1}$
Fig.12 Beam and column damage (by numerical analysis)

Table 5 Shaking table test results

Excitation Level (ρS_v , cm/s)		Damage	Max. Top Floor Disp. (cm)	Max. Story Drift Angle (rad)	Max. Top Floor Acce. (cm/s ²)	Assumed Level of Input Motion
1	40	elastic	8.5	1/170 (14F)	714	Design (Level 1)
2	81	plastic (2-4FL beams)	15.3	1/104 (14F)	1279	Design (Level 2)
3	110	plastic (2-7FL beams and 1F columns)	20.8	1/90 (2F)	1445	Average Level
4	110	plastic (2-7FL beams and 1F columns)	21.7	1/91 (5F)	1410	Average Level
5	180	plastic (2-14FL)	30.8	1/57 (10F)	1616	Max. Level
6	180	plastic (2-14FL), crack (2-7FL) (visually confirmed)	31.7	1/58 (10F)	1533	Max. Level
7	220	fracture (2FL)	34.7	1/48 (9F)	1608	over Max. Level
8	250	fracture (2-3FL)	33.7	1/45 (2F)	1683	over Max. Level
9	300	fracture (2-5FL)	37.4	1/30 (2F)	1754	over Max. Level
10	340	progress of fracture to upper floors,	51.0	1/16 (2F)	1653	over Max. Level
11	340	local buckling of 1FL column (visually confirmed)	57.1	1/13 (2F)	1091	over Max. Level
12	420	fracture of all beams (2-6FL),	66.6	1/10 (2F)	1325	over Max. Level
13	420	local buckling of 1F column	107.4	1/6 (2F)	1320	over Max. Level
14	420	fracture of 1F column	Collapse	Collapse	Collapse	over Max. Level

Fig.13 Predicted collapse shape

Fig.14 Maximum response distribution (test)

Fig.15 Beam and column damage (test)

Fig.16 Beam damage after collapse (test)

ての梁端下フランジの破断に加え、4 階までの外柱に取り付く梁端上フランジの破断も確認された。これらの梁端フランジの破断の進展が、5 階以下の下層階における最大層間変形角の増加の要因となっている。また、1 階柱脚の局部座屈が目視で確認されるとともに、低層階(1～5 階)に目視で確認可能な残留変形が見られた。最終加振である $\mu S_{420}cm/s$ において、下層階の残留変形がさらに増大した。加振 3 回目で試験体下層階が大きく水平方向に変形して沈み込み、防護フレーム大梁に着座したため実験を終了した。なお、崩壊を確認した最終加振より前において、試験体と防護フレームが接触することはなかった。

最終崩壊後を目視により確認した梁端の破断状況を Fig.16 に、梁および柱部材端部の破壊状況を Photo 4, 5 に示す。

2～6 階の梁端部の上下フランジの破断およびウェブの破壊(ガセットプレート破断や母材破断)が生じており、1 階柱脚部において、局部座屈や破断が見られた。また、下層階だけでなく、上層階の主に 12～15 階において、梁端下フランジの破断とウェブの破壊が確認された。梁端下フランジでは、スカラップ底を起点とした破断が多く、一部で梁端溶接部での破断が見られた。一方、上フランジは、主に梁端溶接部の熱影響部での破断となった。

試験体は、梁端下フランジの破断箇所の増加に伴い、1～5 階の柱が長柱化した。その後、下層階骨組の水平剛性が低下し、水平変位が増大した。梁端破断に伴う特定層への変形集中という点で文献 21)で示されるものと同様である。最終的には、この水平変位増大に伴い、PA 効果による付加曲げが増加することで崩壊に至ったと認められる。

4.2 損傷進展に伴う振動特性の変化

各加振後に実施したランダム波加振により得られたフーリエ振幅比を Fig.17 に示す。2 階の梁端下フランジの一部に初めて破断が生じる $\mu S_{220}cm/s$ 以前において、1 次および 2 次モードのピーク値が特に大きく、加振ごとの各モードのピーク値の変化はほとんど見られず、概ね同じ値となっていることが分かる。また、局所的な剛性変化の影響が比較的周期に現れやすい高次モードまで考慮しても、周期変動は 3%程度と小さい。一方、4 階までのほぼ全ての梁端下フランジが破断した $\mu S_{300}cm/s$ 以降では、加振ごとの急激な周期の伸長とピーク値の減少が確認される。

続いて、ランダム波加振の結果に基づいて、ARX モデルを用いたシステム同定²²⁾により算定した固有周期、減衰定数、刺激関数を Fig.18～20 に示す。周期に関して、弾性 1 次固有周期計測値は 1.15

Photo 3 Collapse of lower stories

(a) Beam end

(b) Lower flange

(c) Upper flange

Photo 4 Fracture of beam end connections

(a) Local buckling

(b) Fracture

Photo 5 Damage to column at the first story

秒であり、これに対する解析計算値(Table 4)は 1.15 秒で良い対応を示した。 $\rho S_v 220 \text{ cm/s}$ までに周期の大きな変化はなく、 $\rho S_v 300 \text{ cm/s}$ 以降に周期の伸長が確認され、 $\rho S_v 340 \text{ cm/s}$ (2 回目) では、固有周期が弾性時の約 2 倍となり、剛性としては約 1/4 に低下していたことが分かる。一方、2 次以上の高次モードについては、1 次と同様に $\rho S_v 300 \text{ cm/s}$ から周期伸長が確認できるが、1 次ほどの大きな変動は見られない。減衰について、 $\rho S_v 180 \text{ cm/s}$ までは 1 次で 1% 程度、2~3 次で 0.4% 程度であり、加振ごとの変動は小さいが、 $\rho S_v 300 \text{ cm/s}$ 以降の加振では増加する傾向にある。刺激関数に関して、 $\rho S_v 220 \text{ cm/s}$ までは 1~3 次まで大きな変化はなく、概ね同じモード形を示している。一方、 $\rho S_v 300 \text{ cm/s}$ では、梁端破断の 4 階までの進展の影響により 1 次で下層階が大きく変形するモードに移行し、加振が進むにつれこの傾向が大きくなる。一方、高次の振動に関しては、刺激関数が小さくなり、刺激性が低くなることが確認された。

柱および梁端での塑性化が生じたのみの状態 ($\rho S_v 40 \text{ cm/s} \sim \rho S_v 180 \text{ cm/s}$) では、周期や減衰に変動はなく、本加振後の骨組の剛性が初期剛性に復帰していたものと考えられる。なお、この範囲での骨組の剛性低下の要因としてスラブのひび割れが考えられるが、本試験体においてその影響は小さかった。また、1 次のみではなく、高次モードも励起される振動性状であった。2 階の一部の梁端下フランジの破断が確認された状態 ($\rho S_v 220 \text{ cm/s}$) でも、高次モードまで含め周期や減衰の変動はない。このことから、局所的な破断が骨組全体の振動性状に及ぼす影響は小さいと考えられ、骨組の損傷を地震時の計測から検知しようとする場合、骨組全体の振動性状確認のための計測だけでは限界があり、局所的な計測の必要性が示唆される。2 階から発生した梁端下フランジ破断箇所の増加に伴い、1 次振動モードは明瞭なモード形の変化が確認され、高次モードの刺激性は低下した。これより、本試験体においては、崩壊に近い状態になると 1 次モードが支配的となったことが分かる。また、損傷が進展した後の 1 次モードは、低層部で集中して変形が増加する状態を表しており、本加振で得られた最大水平変位分布と対応している。

4.3 事前解析結果との比較

実験および解析結果における最大応答値分布 (Fig.11, Fig.14) およ

Fig.17 Fourier spectrum ratio (Random wave excitation)

Fig.18 Natural period (Random wave excitation)

Fig.19 Damping ratio (Random wave excitation)

び梁端の破断状況 (Fig.12, Fig.15) を比較してみる。実験では、梁端の破断を考慮した解析に基づき事前に設定した崩壊シナリオと同様の崩壊形を形成した。最大応答値分布の比較より、梁端破断考慮の解析では、実験での下層階の変形増加の傾向を良く表現できているが、破断を考慮しない解析ではこの傾向が見られない。以下では、

実験結果と梁端破断考慮の解析結果を比較する。最大層間変形角分布の比較から、破断前の $\rho S_v180\text{cm/s}$ (1 回目) では、両者はほぼ同様の分布性状を示しているが、上層階において実験に比べて解析がやや小さい。これは、高次モードに対して大きな減衰を与える内部粘性減衰を用いて解析を行ったことが一因と考えられる。また、破断発生・進展後の $\rho S_v340\text{cm/s}$ (1 回目) では、解析は実験に比べて下層階の変形を大きめに評価するとともに、変形が集中して大きくなる階数に違いが見られる。これは、解析における破断が実験に比べて早期に生じたことや、解析では柱の耐力劣化を考慮していないため、より上階に破断が進展したことなどが要因と考えられる。また、最終的に解析では上層階での破断は見られなかったが、実験では 12~15 階での破断も確認された。これらのことから、解析での崩壊挙動の再現のためには、梁端の破断現象を表現できる劣化型履歴モデルが重要となってくる。なお、梁端破断の発生時期や生じる高さ方向の範囲の相違は、主として梁端の保有変形性能の設定値の違いに依存する。

5. まとめ

1980~90 年代の建設を想定した純ラーメン構造による一般的な S 造高層建物を対象とした 18 層骨組を、南海トラフ三連動地震を想定した長周期地震動によって崩壊まで至らしめる E-ディフェンス振動台実験を実施した。本実験により得られた知見と今後の課題を以下に示す。

- (1) E-ディフェンス振動台実験用試験体および防護フレームを設計・施工・設置して、振動台実験を実施した。試験体は 1980~90 年代の建物をできる限り詳細に再現し、実験においては設計通り梁端の曲げ降伏が先行する結果となった。
- (2) 南海トラフを震源とする東海・東南海・南海の三連動地震を想定した長周期地震動を作成して入力地震動とした。事前解析を含めた入念な検討を行い、E-ディフェンス加振能力を最大限活用して、試験体を実験計画時想定範囲内で崩壊に至らしめることができた。
- (3) 試験体の全体および部材の挙動を把握するために、計測点数 896 に及ぶ各種センサを設置した。本加振、特性把握加振すべての加振について、全点のデータを取得することができた。今後、その分析結果を順次報告したい。
- (4) 2 階から生じた梁端下フランジの破断が、加振レベルの増加に伴い上階に進展し、下層階 (1~5 階) の柱が長柱化した。そして、下層骨組の水平剛性が低下し、最終的に、水平変位増大に伴い、 PA 効果による付加曲げが増加することで崩壊に至ったと認められる。
- (5) 梁端下フランジの破断前は、固有周期や減衰の変動は見られず、振動後の骨組剛性が初期剛性に復帰していたものと考えられる。また、局所的な破断の場合は、骨組全体の振動特性に及ぼす影響は極めて小さい。下層階の破断の進展に伴い、骨組剛性が低下し、周期の伸長が顕著に認められた。また、1 次モードが支配的となり、高次モードの刺激性が低下する振動特性の変化を確認した。
- (6) 実験実施前に行った梁端破断を考慮した地震応答解析により、実験における骨組全体の変形、梁の損傷進展状況、崩壊までの

Fig.20 Participation vector (Random wave excitation)

過程をおおよそ再現できた。崩壊挙動の再現のためには、梁端の破断現象を表現できる劣化型履歴モデルが重要であるとともに、梁端の保有変形性能の適切な評価が不可欠となることがわかった。また、柱部材の劣化型履歴モデルの構築は今後の課題である。

今後、実験で得られたデータを整理・分析することにより、骨組全体挙動、部材や接合部の損傷状況、建物崩壊過程を明らかにして、次報以降で報告するとともに、シミュレーション解析により崩壊挙動を評価し、建物健全度の定量的評価法の構築に繋げたい。

謝辞

本研究は、平成 25 年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復に関する調査研究」の一部として行われたものです。故吹田啓一郎京都大学教授には多くの有益なご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Architectural institute of Japan: Structural Response and Performance for Long Period Seismic Ground Motions, 2007. 12 (in Japanese)
日本建築学会: 長周期地震動と建築物の耐震性, 2007. 12
- 2) Building Research Institute: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, 2014. 7 (in Japanese)
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, 建築研究所資料 第 160 号, 2014. 7
- 3) D. G. Lignos, H. Krawinkler, A. S. Whittaker: Collapse Assessment of a 4-Story Steel Moment Resisting Frame, Proceedings of 2nd International Conference on Computational methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, CompDyn 2009, Rhodes, Greece, pp. 22-24, 2009. 6
- 4) D. G. Lignos, H. Krawinkler, A. S. Whittaker: Prediction and Validation of Sideway Collapse of Two Scale Models of a 4-Story Steel Moment Frame, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40 : pp. 807-825, 2011
- 5) Suita, K., Matsuoka, Y., Yamada, S., Shimada, Y., Tada, M., Kasai, K.: Experimental Procedure and Elastic Response Characteristics of Shaking Table Test -Complete Collapse Test of Full-Scale 4-Story Steel Building Part 1-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No635, pp. 157-166, 2009. 1(in Japanese)
吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動

- 台実験の概要と弾性応答特性－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1－, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 635 号, pp. 157-166, 2009. 1
- 6) Yamada, S., Suita, K., Matsuoka, Y., Shimada, Y.: Erasto-Plastic Responses and Process Leading to a Collapse Mechanism -Dynamic Collapse Test of Full-Scale 4-Story Steel Building Part 2-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No644, pp. 1851-1859, 2009. 10 (in Japanese)
山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2－, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 644 号, pp. 1851-1859, 2009. 10
- 7) Shimada, Y., Suita, K., Yamada, S., Matsuoka, Y., Tada, M., Ohsaki, M., Kasai, K.: Collapse Behavior on Shaking Table Test -Dynamic Collapse Test of Full-Scale 4-Story Steel Building Part 3-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.75, No653, pp. 1351-1360, 2010. 7 (in Japanese)
島田侑子, 吹田啓一郎, 山田哲, 松岡祐一, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦: 震動台実験における倒壊挙動－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3－, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 653 号, pp. 1351-1360, 2010. 7
- 8) Suita, K., Yamada, S., Tada, N., Kasai, K., Matsuoka, Y., Sato, E.: E-Defense Tests on Full-Scale Steel Buildings: Part 2 - Collapse Experiments on Moment Frames, Proceedings of the Research Frontiers Sessions of the 2007 Structures Congress, Paper No.119, 2007. 5
- 9) Nagae, T., Chung, Y., Shimada, Y., Fukuyama, K., Kajiwar, K., Inoue, T., Nakashima, M., Saito, T., Kitamura, H., Fukuwa, N., Hitaka, T.: Development of Frame Test System to Assess Seismic Performance of High-Rise Buildings – E-Defense Shaking Table Test -, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No640, pp. 1163-1171, 2009. 6 (in Japanese)
長江拓也, 鍾育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築－E-ディフェンス振動台実験－, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 640 号, pp. 1163-1171, 2009. 6
- 10) Chung, Y., Nagae, T., Matsumiya, T., Nakashima, M.: Seismic resistance capacity of beam-column connections in high-rise buildings: E-Defense shaking table test, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40:605-622, 2011
- 11) Yamashita, T., Hisada, Y., Sakamoto, T., Kubo, T.: Vibration Characteristics of High-Rise Steel Building in Shinjuku Skyscraper District before and after the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 12, No.4, pp. 14-26, 2012 (in Japanese)
山下哲郎, 久田嘉章, 坂本有奈利, 久保智弘: 新宿区超高層街区に建つ鉄骨造超高層建築の東北地方太平洋沖地震前後の振動特性, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 4 号, pp. 14-26, 2012
- 12) Architectural institute of Japan: Open research meeting on precaution against long-period ground motion, 2011. 3 (in Japanese)
日本建築学会: 長周期地震動対策に関する公開研究会, 2011. 3
- 13) Suita, K., Koetaka, Y., Takatsuka, K., Umeda, T.: Loading Test of Beam-to-Column Connection of Frame Specimen for Shaking Table Test - Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part 3) -, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 971-972, 2013. 8 (in Japanese)
吹田啓一郎, 聲高裕治, 高塚康平, 梅田敏弘: 振動台実験試験体に用いる柱梁接合部の要素実験－鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 3)－, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 971-972, 2013. 8
- 14) Kubota, J., Suita, K., Koetaka, Y., Kuwada, R., Chan, I.: Loading Tests of Square Tube Column of Frame Specimen for Shaking Table Test, - Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part 4) -, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 973-974, 2013. 8 (in Japanese)
久保田淳, 吹田啓一郎, 聲高裕治, 桑田涼平, 陳逸鴻: 振動台実験試験体に用いる柱部材の要素実験－鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 4)－, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 973-974, 2013. 8
- 15) Sato, T., Okawa, I., Nishikawa, T., Sato, T., Seki, M.: Prediction of Waveforms of Long-Period Ground Motions for Hypothetical Earthquakes using Empirical Regression Relations of Response Spectra and Phase Spectra, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.75, No.649, pp. 521-530, 2010. 3 (in Japanese)
佐藤智美, 大川出, 西川孝夫, 佐藤俊明, 関松太郎: 応答スペクトルと位相スペクトルの経験式に基づく想定地震に対する長周期時刻歴波形の作成, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 649 号, pp. 521-530, 2010.3
- 16) Kasahara, K., Sakai, S., Morita, Y., Hirata, N., Tsuruoka, H., Nakagawa, S., Nanjo, K., Obara, K.: Development of the Metropolitan Seismic Observation Network (MeSO-net) for Detection of Mega-Thrust Beneath Tokyo Metropolitan Area, Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol.84, pp. 71-88, 2010. 1 (in Japanese)
笠原敬司, 酒井慎一, 森田裕一, 平田直, 鶴岡弘, 中川茂樹, 楠城一嘉, 小原一成: 首都圏地震観測網(MeSO-net)の展開, 地震研究所彙報, Vol.84, pp. 71-88, 2010. 1
- 17) Matsuzaki, Y. et al.: Nonlinear Earthquake Response Analysis of Arbitrary Shaped Space Frame, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B, pp. 403-404, 1993. 9 (in Japanese)
松崎靖, 森川博司, 前田達哉, 高橋元美, 喜多村 英司, 吉川和秀: 任意形立体骨組の弾塑性解析プログラムの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 403-404, 1993. 9
- 18) R. Hill: The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford University Press, 1950
- 19) R. W. Clough, K. L. Benuska, E. L. Wilson: Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, pp. 68-89, 1965. 1
- 20) Suzuki, Y., Koshika, N., Takahashi, M., Sawamoto, Y., Kubota, J., Kiyokawa, T., Suita, K.: Pre-Analysis with Beam-End Fracture Model for Shaking Table Test - Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part 6) -, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 1239-1240, 2014. 9 (in Japanese)
鈴木芳隆, 小鹿紀英, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 吹田啓一郎: 振動台実験のための梁端破断を考慮した事前解析－鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 6)－, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1239-1240, 2014. 9
- 21) Uetani, K. and Tagawa, H.: Seismic Response of Steel Frames including Brittle Fractures at Beam-Ends, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.61, No489, pp. 77-86, 1996. 11 (in Japanese)
上谷宏二, 田川浩: 梁端部の脆性破断を伴う鋼構造骨組の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 61 巻, 第 489 号, pp. 77-86, 1996. 11
- 22) Ikeda, Y.: System Identification of 10-Story Building and Control Effect of Installed AMDs Based on Earthquake Observation Records, Journal of Structural Engineering, B, Vol.46B, pp. 335-344, 2000. 3 (in Japanese)
池田芳樹: 地震観測記録に基づく 10 層建物のシステム同定と設置した AMD の制御効果, 構造工学論文集, Vol.46B, pp. 335-344, 2000. 3

COLLAPSE BEHAVIOR OF 18-STORY STEEL MOMENT FRAME ON SHAKING TABLE TEST UNDER LONG PERIOD GROUND MOTION

Jun KUBOTA^{*1}, *Motomi TAKAHASHI*^{*2}, *Yoshitaka SUZUKI*^{*3}, *Yoshikazu SAWAMOTO*^{*1},
Yuji KOETAKA^{*4}, *Jun IYAMA*^{*5} and *Takuya NAGAE*^{*6}

^{*1} Chief Research Engineer, Kajima Technical Research Inst., M.Eng.

^{*2} Executive Research Engineer, Kajima Technical Research Inst., Dr.Eng.

^{*3} General Manager, Structural Research Dept., Kobori Research Complex, Dr.Eng.

^{*4} Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr.Eng.

^{*5} Assoc. Prof., Dept. of Architecture, University of Tokyo, Dr.Eng.

^{*6} Visiting Researcher, National Research Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr.Eng.

The importance of precaution against unexpected earthquakes was highlighted after the 2011 Great East Japan Earthquake. While Nankai trough mega quake and a Tokyo inland earthquake are expected in the near future, it is important to prepare for disasters in metropolises and other urban areas. Since high-rise steel buildings in urban areas are the basis of civic and business life, adequate methods of evaluating their structural soundness, which enable an immediate judgment of the prospect of business continuity and the early recovery of such buildings after the disaster, are required. For this purpose, it is necessary to clarify the collapse behaviors of such buildings.

A number of experimental and analytical studies on collapse behavior of steel moment resisting frame have been conducted by many researchers. However, most specimens were a few stories models, which are much smaller than actual buildings. There have been no shaking table tests simulating the entire high-rise steel moment frame. It is necessary to clarify the relationship between the extension of damages of the components and the collapse behavior by large scale shaking table test with many-story frame specimen.

This paper reports on a large-scale shaking table test of a high-rise steel building conducted at the facility called E-Defense. The building specimen is a 1/3-scale 18-story steel moment frame designed and constructed according to design specifications and practices used in the 1980s and 1990s. The input motion is a long-period and long-duration strong ground motion simulated considering a Tokai, Tonankai and Nankai coinstantaneous earthquake. The specimen was subjected to a series of progressively increasing scaled motions until it completely collapsed. At first, the yielding was observed at the beam-ends along the lower stories and the column bases of the first story. As the ground motions became stronger, cracks initiated at the welded moment connections, and then fractures spread in the beam flanges of the lower stories. As the shear strength of lower stories decreased owing to such damage, the story drifts significantly increased and the frame finally collapsed. The main cause of the collapse of the test specimen was the extension of the fractures of the lower flanges at the beam-ends of the lower stories. Furthermore, the changes of the natural period, damping ratio, and participation vectors were calculated from the test result data and the relationship between the changes and the extension of the structural damages like local buckling or fracture was presented.

In addition, a numerical analysis was performed in advance of the shaking table test. The deterioration hysteresis model was used which can represent the characteristics after fracture of lower flange at beam ends. The analysis results were roughly similar to those of the test in terms that the analysis model exhibited the fractures of the lower flanges at the beam-ends of the lower stories and then the significant deformation, as observed in the shaking table test.

(2017 年 10 月 10 日原稿受理, 2018 年 1 月 16 日採用決定)