

振動台実験による 18 層鉄骨造骨組の崩壊挙動

Collapse Behavior of an 18-Story Steel Moment Frame During a Shaking Table Test

久保田 淳 清川 貴世 澤本 佳和
高橋 元美 鈴木 芳隆¹⁾ 小鹿 紀英¹⁾

要 約

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震は、我々に想定を超える地震に対する事前の対処の重要性を再認識させた。都市部における超高層建物は市民の生活と事業の基盤をなす重要な施設であり、近く発生が予想されている南海トラフを震源域とする巨大地震や首都直下地震に対して、このような建物が完全に崩壊するまでの余裕度の定量化が課題として挙げられている。そこで、本研究では、18層鉄骨造骨組を対象に、骨組崩壊までの全体挙動および部材の損傷進展状況を明らかにすることを目的として、長周期地震動を用いた大型振動台実験を実施した。実験の結果、梁降伏先行型で設計された試験体に対し、複数層にわたる鉄骨梁端の塑性化後、多数回の繰返し荷重による疲労損傷により梁端破断が下層階から上層階に進展すること、その後下層階複数層にわたる柱の長柱化とともに骨組の水平抵抗力が減少し、長柱化した柱の上下端での破壊により骨組の崩壊に至ることが明らかとなった。

目 次

- I. はじめに
- II. 試験体
- III. 入力地震動および加振スケジュール
- IV. 実験結果
- V. おわりに

I. 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、我々に想定を超える地震に対する事前の対処の重要性を再認識させた。また、2016年4月に発生した熊本地震では、震度7を観測した本震に加えて、震度6弱以上の前震・余震が2日間で6回起こっており、これらの地震では、長時間にわたる長周期地震動や繰り返し起こる大規模な地震など、今までとは異なる事象を経験する結果となった。近い将来にも発生が予想される南海トラフを震源域とする巨大地震や首都直下地震に対して、耐震学的見地からは、建物が完全に崩壊するまでの余裕度の定量化が課題の一つとされている。

また、都市部における超高層建物は、市民の生活と事業の基盤をなす重要な施設であるが、長周期地震動により従来の耐震設計で想定されていたよりも多くの繰返し荷重を受けた時に、部材や接合部などに大きな影響が及ぶ可能性が指摘されている。特に、首都圏の既存超高層建物が甚大な被害を受けた場合、社会的な影響は大きく、大災害に発展しないように事前の検証と対策を施すことが課題

として挙げられる。

そこで、本研究では、鉄骨造超高層建物を対象として、前記課題を検討するための基礎的な情報となる部材損傷の進展と骨組の崩壊過程の解明を目的に18層鉄骨造骨組試験体を用いた振動台実験を実施した。実験は、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元振動破壊実験施設（E-ディフェンス）を利用し、世界でも例のない大規模振動台実験を行った（Fig.1）。本報では、実験概要と各部材の損傷の進展状況、これらの損傷の連成による骨組の全体挙動、最終崩壊までの過程について報告する。

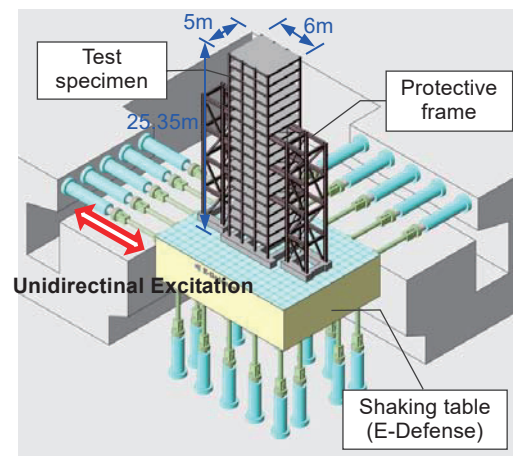


Fig.1 振動台実験の概要
(Shaking-table Test at E-Defense)

1) 小堀鐸二研究所 Kobori Research Complex Inc.

キーワード: 高層建物, 長周期地震動, 振動台実験, 崩壊挙動

Keywords: high-rise building, long-period ground motion, shaking table test, collapse behavior

II. 試験体

試験体概要を Fig.2 に、柱梁接合部概要を Fig.3 に、使用した鋼材の機械的性質を Table 1 に、試験体全景を Photo 1 に示す。試験体は 1/3 縮尺の 18 層鉄骨造骨組であり、平面寸法は 5m×6m、高さは 25.35m、試験体の総重量（基礎は除く）は約 3800kN である。加振は一方向に限定し、加振方向は 2m×3 スパンの実験構面が 2 面で構成されている。1980～90 年代に設計・建設された均等ラーメン構造で、柱梁曲げ耐力比を 1.5 以上とした梁降伏先行型の鉄骨造高層建物を念頭に、試験体を設計した。鋼材の実強度を使い、全断面を有効として算出した梁端全塑性モーメントを用いた骨組のメカニズム形成時のベースシア係数は 0.45 程度であり、やや大きめの値となっている。これは、レベル 2 地震動 (EL CENTRO NS, TAFT EW, 八戸 NS の位相の異なる告示波 3 波、入力最大速度 50cm/sec) を用いた地震応答解析による応答最大層間変形角を 1/100rad. 以下にするために部材断面を大きくしたことによる。これに対し、実験時の 1 層の最大層せん断力係数は pSv110cm/s で 0.37, pSv180cm/s で 0.46 となった。柱部材は、1～6 階が溶接組立箱形断面材を、7 階より上は冷間成形形断面材を用いた。また、柱梁接合部において、2～7 階では内ダイアフラム形式、8 階より上階は通しダイアフラム形式を採用した。梁フランジは現場溶接方式の完全溶け込み溶接とし、梁ウェブは設計想定当時の梁ウェブの曲げ負担率を考慮した高力ボルト摩擦接合とした。使用した鋼材の材質は、柱が SM490A (1～6 階), BCR295 (7～18 階), 梁が SM490A である。なお、1980～90 年代に使用されていた鋼材は入手不可能なため、現在で調達可能な鋼材を使用した。スラブは厚さ 50mm のデッキスラブとし、スラブと大梁とはスタッドを介して接合したが、設計想定当時の実情に近いスタッド配置としたため完全合成梁にはなっていない。相似則を考慮し、重力および慣性力による応力度を実物と同じにするために、小梁下フランジにフラットデッキを取り付けて、大梁、小梁およびデッキに囲まれた範囲にコンクリートを充填することで必要な重錘とした。単位面積当たりの地震時重量の目安を 7kN/m² としてこの重錘を設定した。なお、梁剛性に影響の無いように大梁およびスラブと重錘とは縁を切っている。最下層柱の長期荷重による軸力比は内柱で 0.17、外柱で 0.12 程度であり、これは一般的な 20 階程度の超高層建物としては、やや小さめの値と思われる。また、pSv110cm/s および 180cm/s 入力時の外柱の最大軸力比は、圧縮側でそれぞれ 0.52, 0.58 であった。試験体の設計では柱梁耐力比 1.5 を目標としたが、鋼材の実強度を用い、メカニズム形成時を想定した pSv180cm/s 入力による最大応答時の変動軸力を考慮すると、実質の柱梁耐力比は 1.53～1.62 となった。試験体と併せて、崩壊して倒れ込む試験体から振動台を保護するために、4 層のブレース付きラーメン構造の防護フレームを設置した。

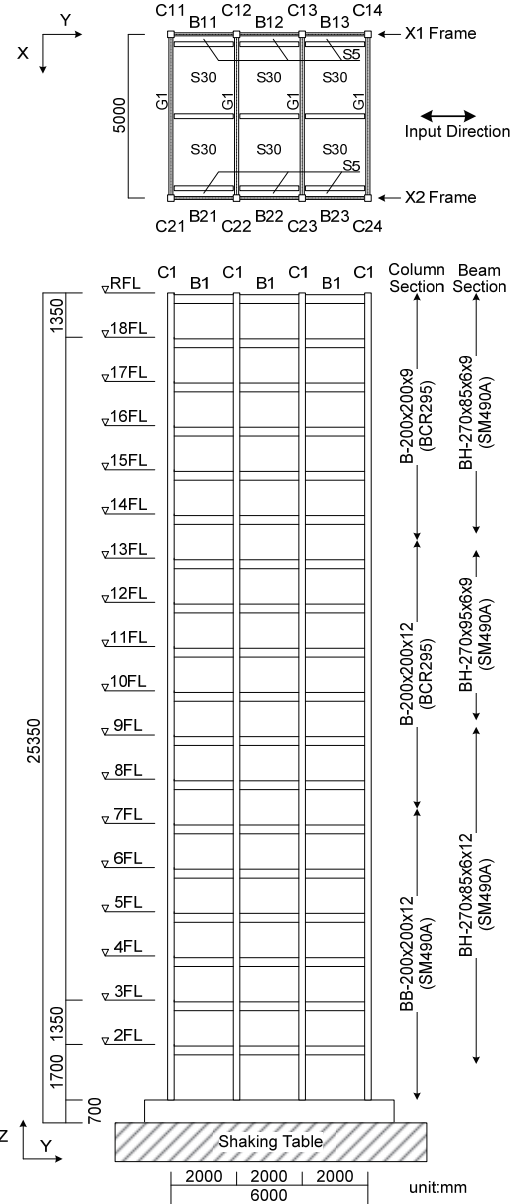


Fig.2 試験体の概要 (Outline of Specimen)

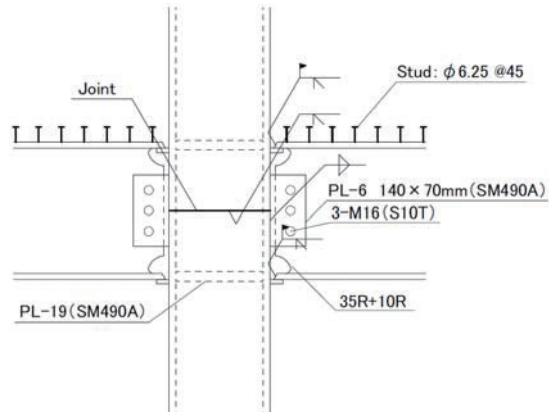


Fig.3 柱梁接合部の概要 (2～7F) (Beam to Column Connection(2-7F))

Table 1 鋼材の機械的性質 (Tensile Test Results)

component	Part	Material	t mm	lower yield stress N/mm ²	tensile strength N/mm ²	elongation %	yield ratio %
Column	C1	SM490A	12	366	523	28	73
		BCR295	12	423	467	20	93
		BCR295	9	415	457	23	96
Beam	B1	SM490A	12	367	540	26	73
		SM490A	9	367	539	26	71
		SM490A	6	444	572	20	83

III. 入力地震動および加振スケジュール

実験に用いた模擬地震動の速度波形および速度応答スペクトルを Fig.4 に示す。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。国土交通省による「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案」2010年12月資料¹⁾に示された方法により、震源に最も近く大きな影響を受けると想定される愛知県の位置について、各セグメント独立で発生する地震動のずれ時間のばらつきを考慮して2100ケースの模擬地震動を作成し、この模擬地震動の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。また、位相特性には継続時間が長く、スペクトル特性が比較的フラットな2011年東北地方太平洋沖地震の東京における観測記録を採用した。作成された模擬地震動の最大速度は約65cm/s、継続時間は460秒であり、長周期成分の卓越した振動が地震動の後半まで長時間継続する。また、速度応答スペクトル(h=0.05)はT=0.6~10秒でほぼフラットな特性を持ち、最大速度応答値が110cm/sである。振動台実験においては、この模擬地震動の時間軸を相似則に従って1/√3倍に縮めて使用した。この時間軸を縮めた加振波を「長周期平均(pSv110cm/s)」と称し、これを基準として、pSv40, 81cm/s(各1回), 110, 180cm/s(各2回), 220, 250, 300cm/s(各1回), 340cm/s(2回), 420cm/s(3回)と、試験体の崩壊まで振幅を係数倍して加振レベルを上げていった。なお、2100ケースの模擬地震動を概ね包絡するレベルを「長周期最大級(pSv180cm/s)」とした。

IV. 実験結果

1. 全体挙動

実験結果一覧を Table 2 に、試験体下層階の崩壊状況を Photo 2 に、pSv220cm/s 以降の各応答最大値の分布を Fig.5 に示す。最大加速度の分布より、pSv220cm/s までは2次モード形の節に位置する14階の応答が上階および下階に比べて小さく、1次モードだけではなく、2モード成分も含んだ応答となった。pSv300cm/s 以降は2次モード成分が相対的に小さくなり、分布幅が小さくなった。なお、加振ごとに入力加速度は大きくなるが、建物頂部の応答は小さくなっている。最大層せん断力の分布より、pSv220cm/s 以降は応答値が減少する傾向が見られる。これは、後述の梁端の破断に伴う水平抵抗力の低下によるものと考えられる。最大水平変位は、pSv300cm/s

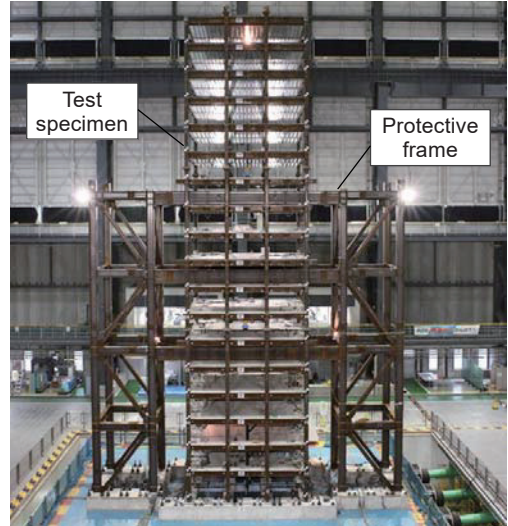


Photo 1 試験体全景

(Panoramic View of Specimen)

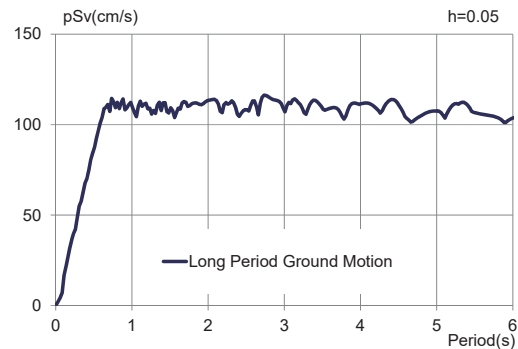
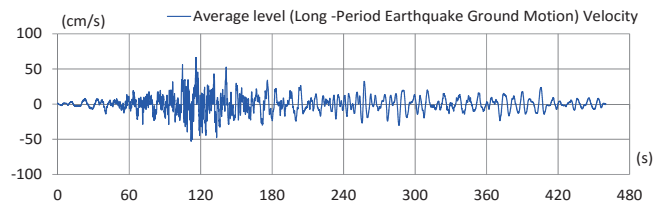


Fig.4 速度時刻歴波形および速度応答スペクトル

(Velocity Time History and Pseudo Velocity Response Spectrum of Input Ground Motion)

Table 2 実験結果一覧

(Shaking Table Test Results)

Excitation Level % to pSv110	Legends		Top Floor Displacement (cm)	Max.StoryDefl. Angle	Damage
pSv40cm/s 36.4%	pSv40	Design(Level 1)	8.5	1/171 (14F)	elastic
pSv81cm/s 73.6%	pSv81	Design(Level 2)	15.3	1/110 (3,14F)	plastic(2-4FL beams)
pSv110cm/s 100.0%	pSv110-1	Average Level ^{*1}	20.6	1/90 (14F)	plastic(2-7FL beams and 1F columns)
pSv110cm/s 100.0%	pSv110-2	Average Level ^{*1}	21.7	1/91 (14F)	ditto
pSv180cm/s 163.6%	pSv180-1	Maximum Level ^{*1}	30.8	1/62 (11F)	plastic(2-14FL), sign of crack(2-5FL)
pSv180cm/s 163.6%	pSv180-2	Maximum Level ^{*1}	31.7	1/55 (11F)	plastic(2-14FL), crack(2-5FL)
pSv220cm/s 200.0%	pSv220	over Maximum Level ^{*1}	34.7	1/48 (9F)	fracture(2FL)
pSv250cm/s 227.3%	pSv250	over Maximum Level ^{*1}	33.7	1/45 (2F)	fracture(2-3FL)
pSv300cm/s 272.7%	pSv300	over Maximum Level ^{*1}	37.4	1/30 (2F)	fracture(2-5FL)
pSv340cm/s 310.0%	pSv340-1	over Maximum Level ^{*1}	51.0	1/16 (2F)	progress of fracture to upper floors,
pSv340cm/s 310.0%	pSv340-2	over Maximum Level ^{*1}	56.3	1/13 (2F)	local buckling of 1FL column
pSv420cm/s 381.8%	pSv420-1	over Maximum Level ^{*1}	66.6	1/10 (2F)	fracture of all beams(2-6FL), fracture and local buckling of 1F column
pSv420cm/s 381.8%	pSv420-2	over Maximum Level ^{*1}	100	1/6 (2F)	
pSv420cm/s 381.8%	pSv420-3	over Maximum Level ^{*1}	Collapse	Collapse	

*1: Long Period Ground Motion at Aichi Pref. when Nankai-Trough Earthquake

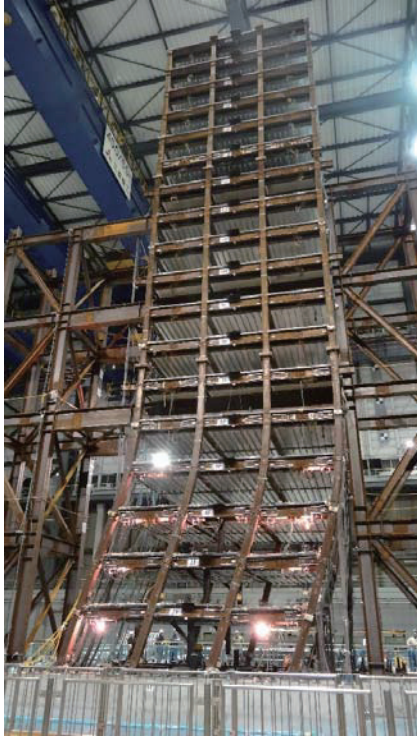


Photo 2 下層階の崩壊状況
(Collapse of Lower Stories)

から下層に変形が集中して大きくなる傾向が見られ、pSv420cm/s 1 回目で頂部変形は建物高さの 1/38 程度となった。最大層間変形角は、pSv220cm/s までは各層ではほぼ一様な分布であったが、それ以降は下層で増大し、最大値は pSv300cm/s で 1/30rad、pSv420cm/s 1 回目で 1/10rad となった。この変形集中は後述する部材の損傷状況に対応している。

2. 層の挙動

2 階の層せん断力と層間変形角の関係を Fig.6 に示す。pSv220cm/s までは梁の降伏・塑性化、パネルの塑性化が進展して最大層せん断力が増加し、紡錘形の履歴を示す結果となった。一方、pSv340cm/s 1 回目では劣化を伴った逆 S 字型の履歴となり、最大層せん断力も低下している。この履歴性状の変化は、主として梁端の破断によるものである。この後の加振では更に劣化が進展し、層剛性の低下も顕著となった。

3. 梁の挙動

2 階の外柱に取り付く梁の材端曲げモーメントと回転角の関係を Fig.7 に、最終的な梁の破断状況を Photo 3 に示す。pSv180cm/s までは最大曲げモーメントが増加し、全塑性耐力 (135kNm) を超える紡錘形の履歴性状を示したが、pSv220cm/s では下フランジの破断に伴う曲げモーメントの低下が見られる。正側では破断した下フランジが再接触することで曲げモーメントが復帰するが、pSv340cm/s 1 回目では上フランジの破断も生じたことから、この後の加振では復元力がほとんど無い履歴となった。

4. 柱の挙動

1 階柱脚の曲げモーメントと軸力の関係を Fig.8 に、曲げモーメントと回転角の関係を Fig.9,10 に、破壊状況を Photo 4 に示す。1 階外柱の柱脚の曲げモーメントと軸力の関係 (Fig.8) より、pSv220cm/s 以前で圧縮側、引張側ともに降伏曲面(点線)に至ってお

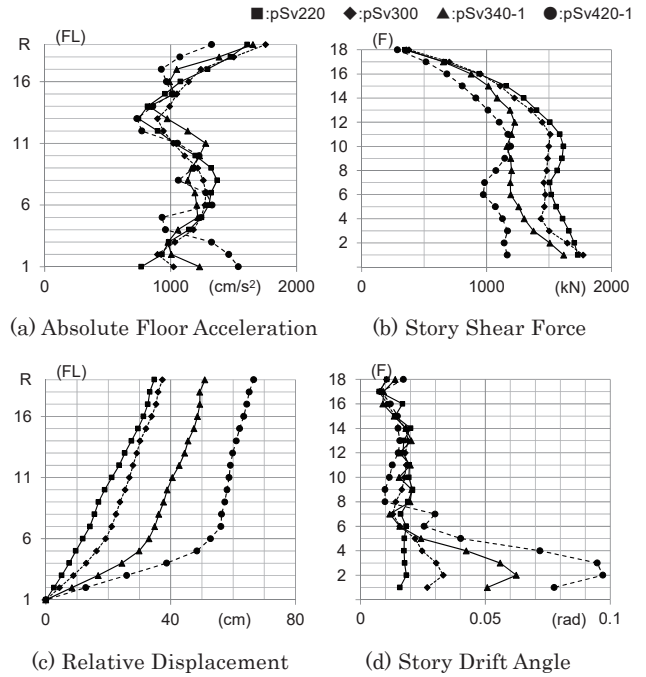


Fig.5 各応答値の分布性状

(Maximum Response Distribution)

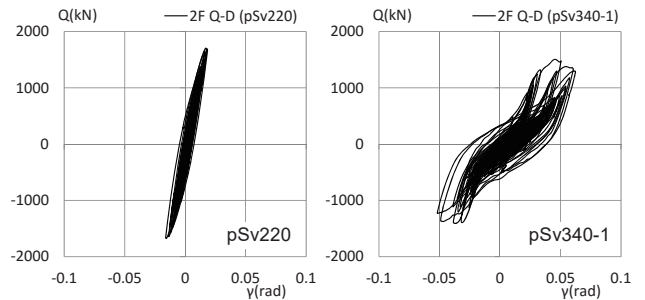


Fig.6 層せん断力-層間変形角関係 (2階)

(Story Shear Force - Drift Angle Relationship of Second Story)

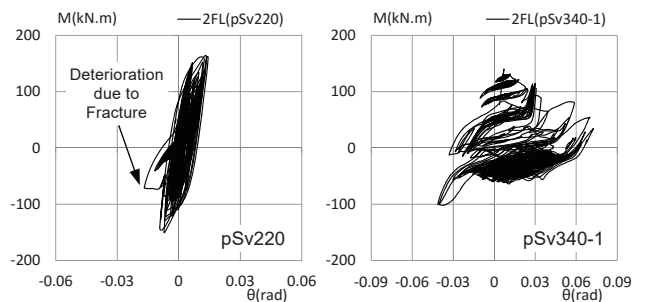


Fig.7 梁端曲げモーメント-回転角関係 (B21)

(Moment - Rotation Relationship of B21)

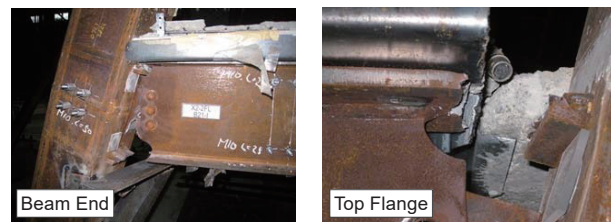


Photo 3 梁の破断状況

(Fracture of Beam End Connection)

り、pSv300cm/s 以降は骨組の損傷の進展に伴って層せん断力が低下したため (Fig.5), pSv220cm/s に比べて pSv340cm/s 1 回目では変動軸力が減少していることが分かる。一方、曲げモーメントと回転角の関係 (Fig.9) より、pSv340cm/s 1 回目では塑性化が大きく進展しているが、まだ健全な履歴性状を示している。しかし、その後の加振で試験体の残留変形が一方に蓄積され、pSv420cm/s 2 回目では、引張側の柱 (C21,22) は破断、圧縮側の柱 (C23,24) は局部座屈による履歴性状の劣化が顕著に見られた (Fig.10, Photo 4)。

5. 骨組の曲げ応力分布と部材の損傷状況

頂部の最大水平変位時の骨組の曲げモーメント分布を Fig.11 に、梁および柱の損傷状況を Fig.12 に示す。pSv220cm/s では下フランジの破断箇所が 2 階の外柱に取り付く梁端のみであったが、pSv300cm/s では 4 階まで破断が進展しており、取り付く梁端の曲げモーメントの減少により、C24 柱が 4 階まで長柱化していることが分かる。pSv340cm/s 1 回目になると、破断が更に上階に進展するとともに、上フランジの破断も確認された。これにより、C24 以外の柱でも長柱化の傾向が見られ、柱のせん断力が減少している。pSv420cm/s 1 回目では 7 階まで長柱化が進展しており、これは最終崩壊のモードと一致している。柱の塑性化については、1 階柱脚と長柱化した柱の上端付近での塑性化が顕著となっている。

6. 崩壊までの過程

梁降伏型の本試験体において、複数層にわたる梁の材端と 1 階柱脚の降伏・塑性化によりメカニズムを形成した。そして、長時間続く長周期地震動により、梁端が多数回の繰返し塑性変形を受けることで下フランジのスカラップ底に亀裂が発生し、この亀裂を起点として下フランジが破断した。この破断が下層階から上層階に進展することで柱の長柱化が生じ、柱の負担せん断力の低下に伴い下層階骨組の水平抵抗力が減少した。最終的には長柱化した柱の上下端での塑性ヒンジの形成、破壊の発生により崩壊に至ったと考える。

V. おわりに

1/3 縮尺の 18 層鉄骨造骨組を対象に長周期地震動を用いた大型振動台実験を行い、崩壊に至るまでの部材の損傷進展状況と崩壊までの過程を明らかにした。実験により確認した損傷開始から崩壊に至るまでの過程を以下に示す。

- ①下層階の梁の曲げ降伏
- ②梁曲げ降伏範囲の拡大と 1 階柱脚の降伏
- ③下層階の梁端下フランジのスカラップ底近傍での亀裂発生および亀裂進展による破断発生
- ④下層階から上層階への梁端下フランジ破断範囲の拡大と梁端上フランジの破断発生
- ⑤下層階柱の長柱化と柱の負担せん断力の低下
- ⑥下層階骨組の水平抵抗力の低下
- ⑦長柱化した柱の上下端での破壊の発生により崩壊

本実験より、下層の複数階での梁の破断によって柱が長柱化することが、超高層建物の崩壊に大きな影響を及ぼす事象の一つであることが明らかになった。このため、建物崩壊の判断において、梁の破断を適切に評価することが重要となってくる。今後は、本実験により得られた知見をもとに、建物における崩壊状態を定義すると

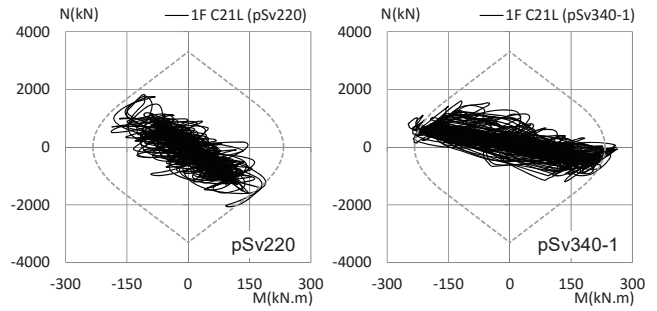


Fig.8 1 階柱脚曲げモーメント-軸力関係 (C21, 外柱)
(Axial Force - Bending Moment Interaction of C21)

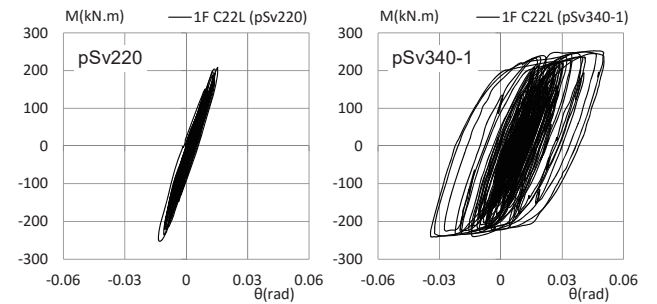


Fig.9 1 階柱脚曲げモーメント-回転角関係 (C22, 内柱)
(Moment - Rotation Relationship of C22)

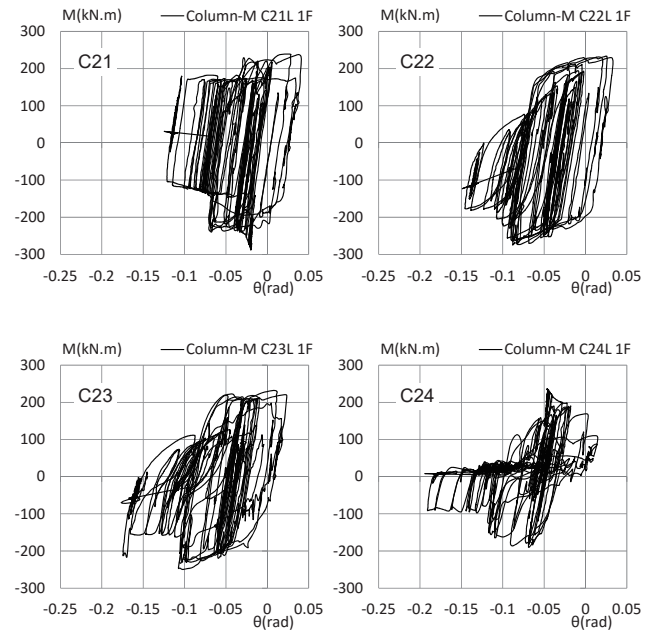


Fig.10 1 階柱脚曲げモーメント-回転角関係 (pSv420cm/s 2 回目)
(Moment - Rotation Relationship in pSv420-2 Test)

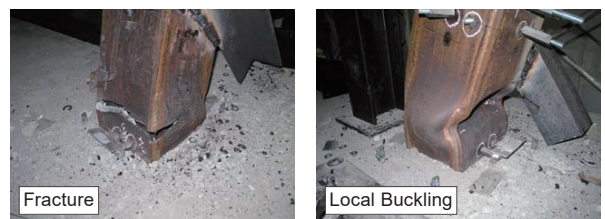


Photo 4 柱脚の破壊状況
(Damage of Columns at the 1st Story)

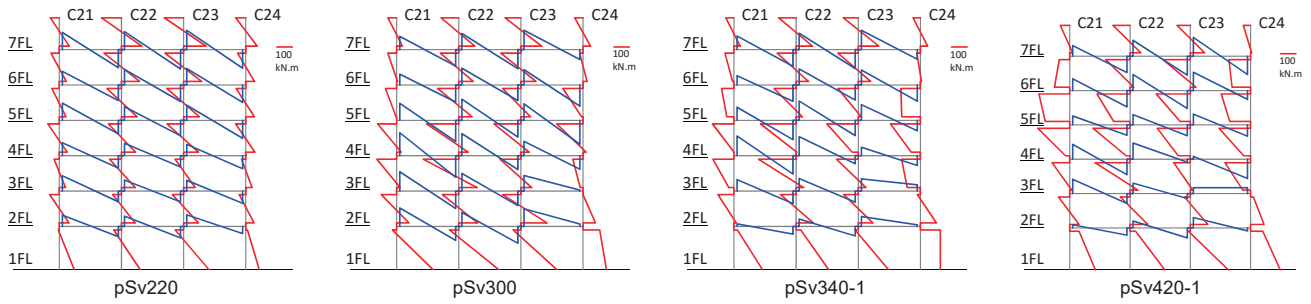


Fig.11 最大変形時の骨組の曲げモーメント分布

(Moment Diagram of Frame at Instant of Maximum Drift)

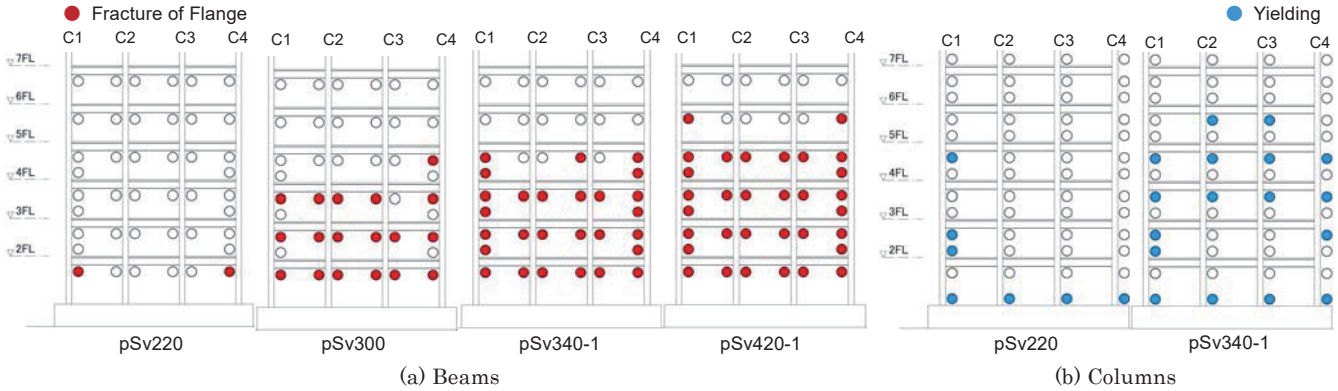


Fig.12 部材の損傷状況

(Distribution of Damage to Beams and Columns)

もに、余裕度の評価指標を決定して、崩壊に至るまでの余裕度の定量的評価法を確立する予定である。

也准教授には有益な助言並びに協力をいただいた。また、分科会メンバーの皆様には多大な協力をいただいた。ここに記して謝意を表したい。

謝 辞

本稿は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」の一部である。鉄骨造高層建物分科会の京都大学故吹田啓一郎教授、聲高裕治准教授、東京大学伊山潤准教授、並びに名古屋大学長江拓

参考文献

- 1) 国土交通省；超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について，2010.12.

Collapse Behavior of an 18-Story Steel Moment Frame During a Shaking Table Test

Jun Kubota, Takatoki Kiyokawa, Yoshikazu Sawamoto, Motomi Takahashi, Yoshitaka Suzuki¹⁾ and Norihide Koshika¹⁾

This paper reports on a large-scale shaking table test of a high-rise steel building conducted at a facility called E-Defense. The building specimen was a 1/3-scale 18-story steel moment frame. The input motions were based on an expected long-period and long-duration strong earthquake. The specimen was subjected to a series of progressively increasing scaled motions until it completely collapsed. Damage to the steel frame began with the yielding of beams along the lower stories and of column-bases of the first story. After several excitations by increasing scaled motions, fractures in the beam flanges spread to the lower stories. As the shear strength of each story decreased, the drifts of the lower stories increased and the frame finally collapsed. From the test results, the typical collapse progression for a tall steel moment frame was obtained, and the hysteretic behaviors of steel structural members, including deterioration due to local buckling and fracture, were observed.