

# 長周期地震動を受ける超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 その1 20層RC造建物試験体の震動実験

杉本 訓 祥 三輪田 吾 郎  
増田 安彦 勝俣 英雄

## Seismic Performance of RC Buildings Subjected to Long-Period Ground Motions

### Part 1: Shaking Table Test of 20-Story RC Frame Structure

Kuniyoshi Sugimoto Goro Miwada  
Yasuhiko Masuda Hideo Katsumata

#### Abstract

This paper describes experimental studies on earthquake resistant performance of high-rise RC buildings subjected to long-period ground motions. Shaking table tests of a 20-story RC frame structure were carried out at E-Defense, Hyogo Earthquake Engineering Research Center, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. The test specimen was a 1/4 scale moment-resisting frame structure consisting of three spans in the longitudinal direction and two spans in the transverse direction. The input motions were based on those observed during the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and the predicted for the three-events-connected source model expected to occur in the Nankai Trough region. The results showed that the specimen reached its ultimate stage, because flexural yielding occurred at each girder end for almost all of the stories, and that a maximum story drift angle of 1/35 was recorded. Slip behavior was observed in the story shear - story drift and story shear - beam end rotation relationships.

#### 概 要

本報では、近年、超高層建物への影響が懸念されている長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建物の耐震性能に関する実験的研究について述べる。防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターのE-ディフェンスを使用して、20層RC造建物試験体の震動実験を実施した。試験体は、1990年代後半の超高層RC建物を参考にし、縮尺1/4、2×3スパンの純ラーメン構造とした。入力地震波は、2011年東北地方太平洋沖地震の際の観測波と、南海トラフを震源とする三連動地震を想定して作成された模擬波を基本とした。実験では、各層の梁端にヒンジを生じる全体降伏形のメカニズムを形成し、最大応答層間変形角1/35程度となり、目標とする応答レベルの終局状態に至らしめることができた。一方、通常的设计範囲を超えた終局状態に至るレベルでは、層せん断力が大きく、また、各層や梁の履歴復元力特性にはスリップ性状が現れており、従来の紡錘形と異なる挙動が確認された。

## 1. はじめに

近年、発生が予想されている海溝型巨大地震により、首都圏や大阪、名古屋などの大都市の超高層建物が長周期地震動を受ける懸念が高まりつつある。2011年東北地方太平洋沖地震では、実際に首都圏の高層建物が長周期地震動の揺れに長時間さらされることとなった。超高層鉄筋コンクリート造建物については、そのような多数回繰返し外力に対する性能を評価する目的で、各部材レベルの性能確認実験や解析的検討が行われている<sup>例え1)</sup>。著者らは、長周期地震動に対する耐震性能の検証を目的とした研究として、既存の超高層鉄筋コンクリート造建物の部材断面の調査結果に基づき、柱や梁部材および架構の耐震性能評価やモデル化手法を検証するための実験および解析的研究を進めてきた<sup>2),3)</sup>。本報では、これら

の研究の一環として、超高層建物の長周期地震動に対する実際の挙動を直接検証し、データを取得することを目的として実施した縮小20層RC造建物試験体の震動実験について述べる。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

試験体の基準階伏図、軸組図および配筋詳細例をFig. 1に示す。試験体は、平面2×3スパンの純ラーメン架構とし、超高層建物(階高3m、建物高さ60m)を想定して、20層とした。試験体の配筋等は、1990年代後半の超高層RC造建物を参考にし、1/4縮尺として計画した(階高750mm、建物高さ15m)。相似則を踏まえて、柱に生じる軸応力度が実物大と等しくなるように、各階に、125kN

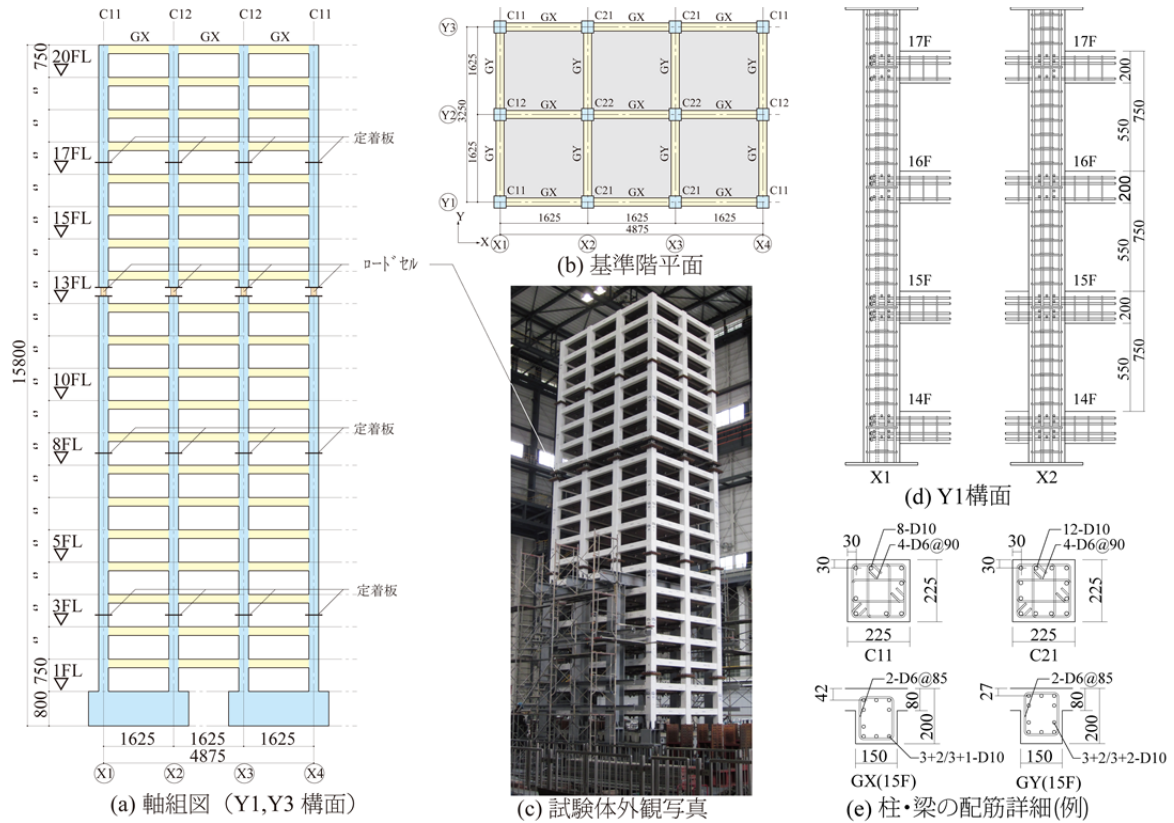


Fig. 1 試験体の形状寸法・配筋例  
Plan and Elevation of Test Specimen

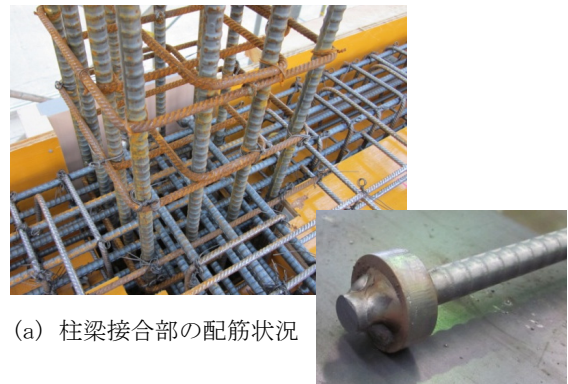
の錘を設置した。柱、梁断面はそれぞれ  $225 \times 225\text{mm}$ 、 $150 \times 200\text{mm}$  とし、スラブ厚さは錘を設置することを考慮して  $80\text{mm}$  とした。試験体の1階柱脚から上の部分の重量は  $3557\text{kN}$  となり、基準階（後述する接続階を除く各階）の単位床重量は  $11.2\text{kN/m}^2$  となった。断面リストを Table 1 に、使用材料の一覧を Table 2 に示す。コンクリートの設計基準強度は、下層部の柱を最大  $60\text{N/mm}^2$  として上層ほど強度を低くし、上層階の柱と全層の床・梁は  $30\text{N/mm}^2$  とし、高層 RC 建物で一般的に行われる VH 分離工法にて施工した。主筋は、SD390 および SD490 を、せん断補強筋には高強度鉄筋を、スラブ筋には SD295A を用いた。また、梁主筋端部は、機械式定着を想定して円板（直径  $25\text{mm}$ ）を溶接した。

試験体は、5つのブロックに分割して製作し、各ブロックは柱内法高さ中央位置で分割し、柱主筋を溶接した定着板同士を高力ボルトで接続した。接続する階は、3, 8, 13, 17階とし、13階では、三分力計を挟んで接合することで、各柱の軸力・せん断力（2方向）を計測することとした。試験体の製作状況を Photo 1 に示す。

## 2.2 計測および加震計画

2.2.1 計測計画 加震実験は、独立行政法人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震動破壊実験施設「Eーディフェンス」にて実施した。

震動台上には、試験体の倒壊防止と観察等の作業用足場を兼ねた防護フレームを設置し、このフレームを基準として試験体の相対水平変位を計測した（2, 3, 5, 9,



(a) 柱梁接合部の配筋状況

(b) 梁主筋端部の仕様



(c) 第2, 3ブロック  
Photo 1 試験体の製作状況  
Construction Process of the Test Specimen

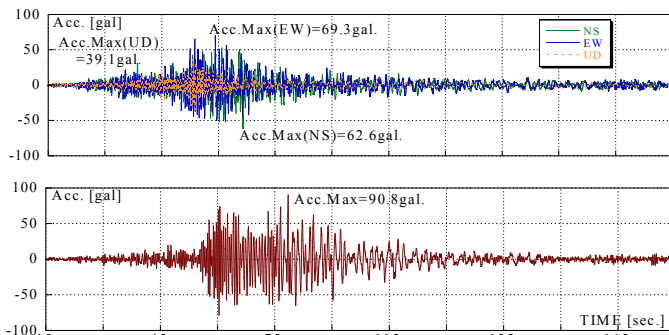
Table 1 部材断面リスト  
Member List

階	柱 225×225[mm]				階	梁 150×200[mm]	
	C22	C12	C11	C21		GX	GY
20～17階	8-D10 罫-D6@90				R階, 20階	3/3-D10 2-D6@100	3/3-D10 2-D6@100
17～13階	8-D10 罫-D6@90			12-D10 罫-D6@90	19, 18階	3+1/3-D10 2-D6@100	3+1/3-D10 2-D6@100
13～8階	8-D10 罫-D6@90	12-D10 罫-D6@90	8+1-D10 罫-D6@90	12-D10 罫-D6@90	17, 16階	3+1/3-D10 2-D6@85	3+2/3+1-D10 2-D6@85
8～3階	12-D10 罫-D6@90	12-D13 (SD490) 罫-D6@90	12+2-D13 (SD490) 罫-D6@90	12-D13 (SD490) 罫-D6@90	15～13階	3+2/3+1-D10 2-D6@85	3+2/3+2-D10 2-D6@85
3～2階	12-D10 罫-D6@90	12-D13 (SD490) 罫-D6@90	12+2-D13 (SD490) 罫-D6@90	12-D13 (SD490) 罫-D6@90	12～9階	3+2/3+1-D10 (SD490) 2-D6@60	3+2/3+2-D10 (SD490) 2-D6@60
1階	12-D10 罫-D6@50	12-D13 (SD490) 罫-D6@50	12+2-D13 (SD490) 罫-D6@50	12-D13 (SD490) 罫-D6@50	8～2階	3+3/3+2-D10 (SD490) 2-D6@60	3+3/3+3-D10 (SD490) 2-D6@60

主筋の鋼種 ( )内は記載が無い場合はSD390, せん断補強筋は685N/mm<sup>2</sup>級高強度鉄筋  
接続階 (3, 8, 13, 17階) の柱は, 定着板の上下で配筋が異なる。

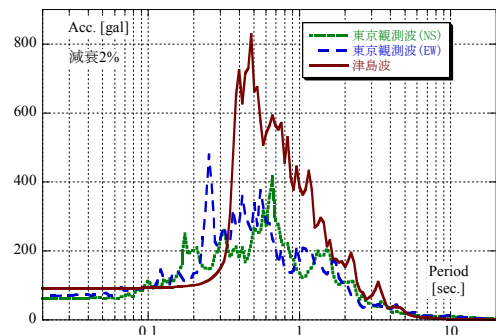
Table 2 使用材料の特性一覧  
Material Properties

(a) コンクリート				(b) 鉄筋			
部位	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	径・種別	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
17-20F 柱, 梁・スラブ	43.5	2.58×10 <sup>4</sup>	2.99	D6(SD295A)	417	2.02×10 <sup>5</sup>	565
13-17F 柱	50.3	2.67×10 <sup>4</sup>	3.39	D6(685N/mm <sup>2</sup> 級)	649	1.97×10 <sup>5</sup>	931
8-13F 柱	60.8	3.15×10 <sup>4</sup>	3.92	D10(SD390)	453	1.98×10 <sup>5</sup>	653
1-8F 柱	85.1	3.92×10 <sup>4</sup>	4.81	D10(SD490)	529	1.94×10 <sup>5</sup>	721
基礎	100.4	4.41×10 <sup>4</sup>	4.90	D13(SD490)	534	2.00×10 <sup>5</sup>	719



上：東京観測波／下：津島波

Fig. 2 (a) 入力波形の加速度履歴  
Acceleration History of Input Wave



津島波については, 防護フレーム等の共振を避けるため, 0.3秒以下の成分を低減するフィルター処理をしている。

Fig. 2 (b) 入力波形の加速度応答スペクトル  
Response Spectrum of Input Wave

13, 17, 20階床レベル)。また, 試験体の各階床には加速度計を設置し, 全層で加速度を計測した。梁端部には, 回転角を算出するための軸方向変位を計測するとともに, 柱・梁主筋の歪度を計測した。

2.2.2 加震計画 入力地震動は, 長周期地震動とし, 2011年東北地方太平洋沖地震の際に関東地方で観測された観測記録<sup>4)</sup>(三軸, 東京観測波と呼ぶ)と, 南海トラフを震源とした東海・東南海・南海の三連動地震を想定して作成された模擬波(一軸, 津島波と呼ぶ)<sup>5)</sup>を基本とし, 2種の地震波を目標応答レベルに応じて増幅し

て用いた。また, 本実験では, 3スパンの方向(桁行方向)を主要な加震方向とし, 東京観測波を増幅する場合は, 桁行方向成分(NS成分)のみを増幅することとした。なお, 試験体の縮尺は1/4であるので, 相似則に基づき, 時間軸を1/2倍して用いた。入力地震波の加速度時刻歴と加速度応答スペクトルをFig. 2に示す。

加震時の目標レベルは, 三段階の応答値を目標として設定した。すなわち, 最大応答層間変形角を1/200, 1/100程度および1/50超程度, とするように設定し, 用いる地震波を増幅した。また, 各加震において, 目標通りの入

力波形を再現するための調整加震や、試験体の特性把握加震を行うため加震ケースは合計 39 となった。

### 3. 実験結果

#### 3.1 損傷状況

前述したように、本実験では、地震波形による本加震は三つの段階を設定し、各加震段階が終了するたびに、試験体の損傷状況を確認した。主要な加震ケースを、試験体固有周期の計測値(最大50galのランダム波による)と最大応答層間変形角とともに Table 3 に示す。また、全加震ケースにおける周期の推移を Fig. 3 に示す。実建物の弾性固有周期は高さH=60mに対して $0.02H=1.2$ 秒と略算されることから、縮尺1/4の試験体では0.6秒と想定される。初期状態は概ね対応しており、加震により損傷が進み、最終的に1.2秒程度まで伸びていることが分かる。

Table 3 主要な加震ケース一覧  
The List of Main Test Case

ケース	波形 (倍率)	固有周期 (加震後) [sec.]	最大応答層間変形角[rad.]
#1-2A	ランダム波(40gal)	0.54	—
#1-5	東京観測波(100%)	0.76	1/234
#2-2	東京観測波(200%)	0.89	1/137
#2-6	東京観測波(300%)	1.02	1/86
#3-2	津島波(150%)	1.08	1/64
#3-5	津島波(200%)	1.28	1/35
#3-6	ランダム波(50gal)	1.28	—

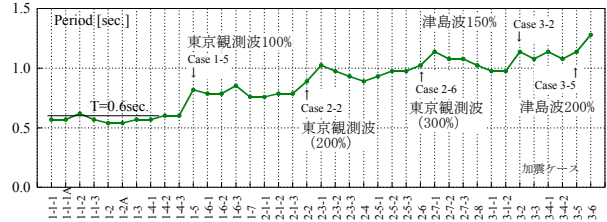


Fig. 3 固有周期の推移  
Natural Period of the Test Specimen

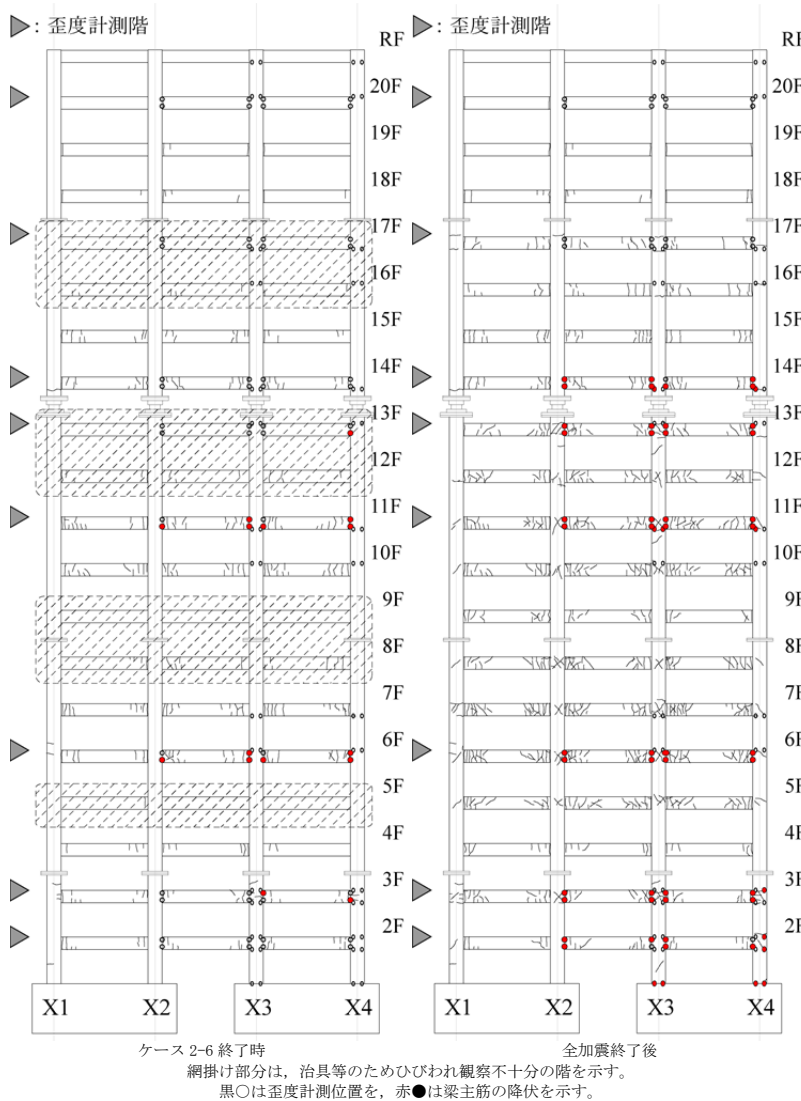


Fig. 4 ひびわれ図と主筋降伏状況  
Crack Patterns and Yielding of Main Bars

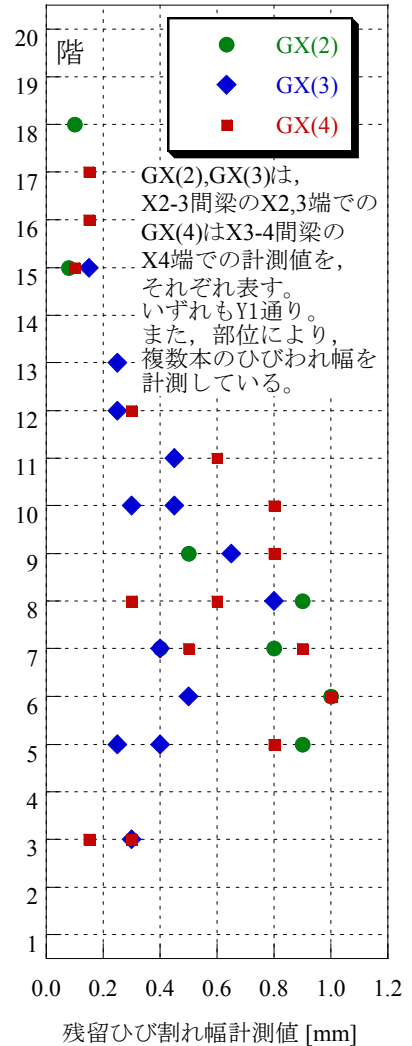


Fig. 5 残留ひび割れ幅  
Observed Crack Width

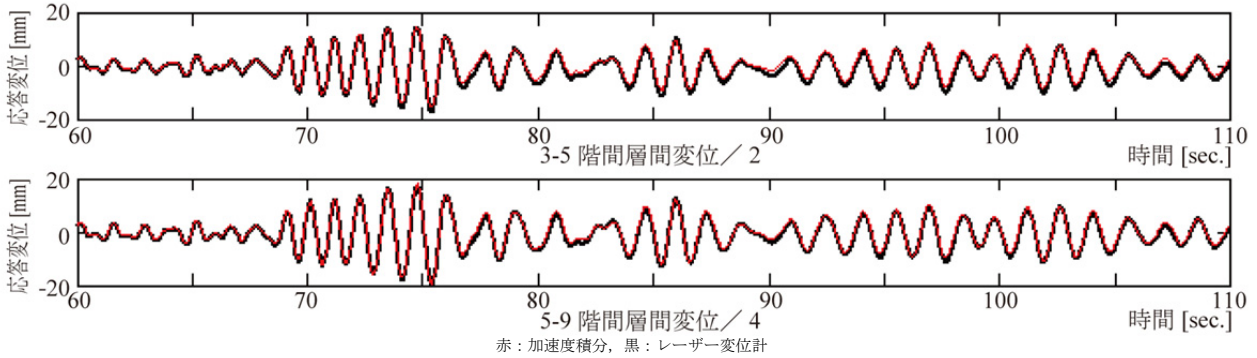


Fig. 6 層間変位の時刻歴の例  
Observed Time Histories of Story Drift

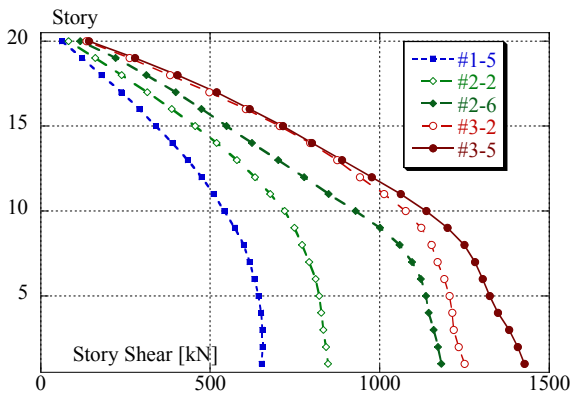


Fig. 7 最大層せん断力分布  
Maximum Story Shear

主要な加震後の損傷状況を Fig. 4 に示す。図には、梁主筋の歪度計測位置とともに、降伏歪度を越えた部位を記載した。また、全ての加震が終了した後に計測した残留ひびわれ幅の分布を Fig. 5 に示す。梁端の主筋歪度については、計測範囲では 14 階まで降伏が確認されており、概ね各層の梁端降伏による全体降伏形のメカニズムに達していると判断できる。また、残留ひびわれ幅の分布から、5～11 階の梁で、最大 0.5～1.0mm 程度となっており、下層部だけでなく中間層まで、比較的大きな塑性率に達したことが推察される。なお、1, 2 階柱主筋の降伏も確認された。

### 3.2 各層の応答性状

#### 3.2.1 変位の換算方法

試験体の各階床には、加速度計を設置し、X, Y, Z 方向の加速度を計測した。計測された加速度を周波数領域で二階積分し、さらに長周期成分のノイズの影響による変位誤差を生じさせないようにするため、0.4Hz 以下をカットし、各階の変位に換算した。換算結果の一例として、層間変位の時刻歴を Fig. 6 に示す。図には、防護フレームからの相対変位として計測したレーザー変位計による計測結果も示した。レーザー変位計は、2, 3, 5, 9, 13, 17, 20 階の床レベルで計測しているため、計測値および換算値ともに、3 階と 5 階、および 5 階と 9 階の水平変位の差をそれぞれ 2 および 4 で除して、3～5 階および 5～9 階における平均的な

層間変位とした値を示した。両者はよく一致している。また、他の階の計測結果についても同様によく一致しており、積分による換算方法が妥当であると判断できる。

3.2.2 最大応答値分布 主要な加震ケースにおける最大層せん断力分布を Fig. 7 に示す。層せん断力は、各層の加速度計測値に層重量（推定値：約 177kN）を乗じて得た各層の水平力から求めた。

1 階の層せん断力  $Q_B$  は、最大応答層間変形角  $R_{max}$  が 1/200 を超えた #1-5 の加震で 650kN（ベースシア係数  $C_B=0.18$ ）程度となっており、既往の超高層 RC 建物の分析結果<sup>6)</sup>から得られる平均的な設計用せん断力係数  $=0.18/T_1$  ( $=0.18/1.2=0.15$ ) よりやや大きいことがわかる。さらに、 $R_{max}$  が 1/100 を超えた #2-6 の加震で  $Q_B=1180kN$  ( $C_B=0.33$ ) 程度、最終の #3-5 の加震では  $Q_B=1430kN$  ( $C_B=0.4$ ) 超となっており、いずれも大きな層せん断力となっている。このことは、一般化するためには分析と事例の蓄積が必要であるが、終局限界状態を保証するための設計等において想定するべき耐力上昇を、より大きくするべき必要性を示唆するものともいえる。

3.2.3 各層の履歴復元力特性 各層の層せん断力～層間変形の関係を図 8 に示す。図は、6, 8 階について示した。加震ケース #2-6, #3-2 で、やや紡錘形の履歴を描くようになり、#3-5 では、層せん断力がほぼ一定となり、降伏により変形が進む様子が確認できる。一方、荷重が小さい領域では、スリップ性状が見られ、エネルギー吸収能力の小さい履歴特性であるといえる。

3.2.4 等価粘性減衰定数 各層の層せん断力～層間変形から、等価粘性減衰定数を算出した。算出にあたっては、層間変形が比較的大きく（#3-2, #3-5 では 1/200 以上、#2-2, #2-6 では 1/400 以上、#1-5 では 1/500 以上とした）、正負一往復するサイクルを対象とした。横軸を層間変形角（正負平均値）とし、縦軸に等価粘性減衰定数をプロットした図を図 9 に示す。図には、既往の静的載荷実験結果<sup>3),7)</sup>も併せて示した。文献の実験は、本震動実験試験体と同程度の部材寸法・断面の梁と柱で構成された、1 層 2 スパンの平面部分架構試験体の静的多数回繰り返し載荷実験であり、2 サイクル目の値を図示した。

図より、各層の等価粘性減衰定数は、概ね5%程度と小さく、変位が大きい場合でも7~8%程度となっている。静的載荷実験では、層間変形角1/50radを超えると、急激に大きくなる傾向がみられ、本実験結果でも、変形が大きい場合には、6階では静的載荷実験結果と同程度の値をとるが、8階では静的載荷実験結果より大きくなることはなく、比較的小きな値で推移している。一般的に紡錘形の履歴曲線を描くRC部材の等価粘性減衰定数は、塑性率1~2でおよそ10%前後となるため、やや小さいといえる。前項に示したこととあわせ、荷重~変形関係の履歴面積が小さく、履歴によるエネルギー吸収性能が比較的乏しい点は、動的解析に用いるモデルに反映する必要性を示唆している。

### 3.3 部材の応答性状

**3.3.1 柱の負担力** 超高層RC建造物では、地震時の転倒モーメントに伴う柱の変動軸力が大きくなり、それにより断面サイズやコンクリート、鉄筋の強度が決まる場合がある。そこで、13階の実測値をもとに、1階柱の負担軸力を推定する。

ここでは、各層の転倒モーメントから、柱の負担軸力を推定する。13階の接続部分では、すべての柱に三分力計を設置し、柱に作用する軸力とせん断力を計測した。転倒モーメントから、次式およびFig. 10に従い、各柱の変動軸力を算出した。

a. 支配面積に比例して分配する場合

$$N_{C11} = \frac{1}{4} \cdot \frac{3}{10L} \cdot M_{X.O.T} \quad (1)$$

$$N_{C12} = \frac{2}{4} \cdot \frac{3}{10L} \cdot M_{X.O.T} \quad (2)$$

b. 等分する場合

$$N_{C11} = N_{C12} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{10L} \cdot M_{X.O.T} \quad (3)$$

ここで、 $N_{C11}$ 、 $N_{C12}$ 、 $N_{C21}$ 、 $N_{C22}$ :各柱の変動軸力、 $M_{X.O.T}$ :X方向の転倒モーメント、 $L$ :スパン長さで1.625mである。また、 $N_{C21}$ 、 $N_{C22}$ は以下による。

$$N_{C21} = \frac{1}{3} \cdot N_{C11} \quad (4)$$

$$N_{C22} = \frac{1}{3} \cdot N_{C12} \quad (5)$$

計測結果と推定結果を比較して、Fig. 11に示す。なお、図には、自重により生じる軸力も同様に配分して推定し、加算している。図は、各柱の最大・最小軸力を、主要な加震ケース毎にプロットした。図より、いずれも傾向は良く対応しているが、支配面積に応じて配分するより、等分した方がより良いことがわかる。

上述の方法に基づき、1階柱の負担軸力を推定した。推定結果の圧縮または引張側の最大値をFig. 12に示す。計算仮定(支配面積または等分)により、やや相違があるものの、側柱の圧縮軸力は、加震ケース#2-6で軸力比0.25~0.45程度、#3-5で軸力比0.35~0.5程度の大きな軸

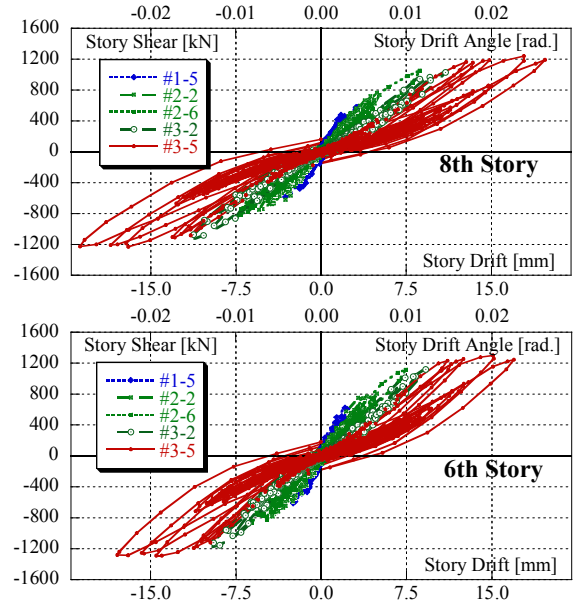


Fig. 8 層せん断力~層間変位関係  
Relationship of Story Shear - Story Drift

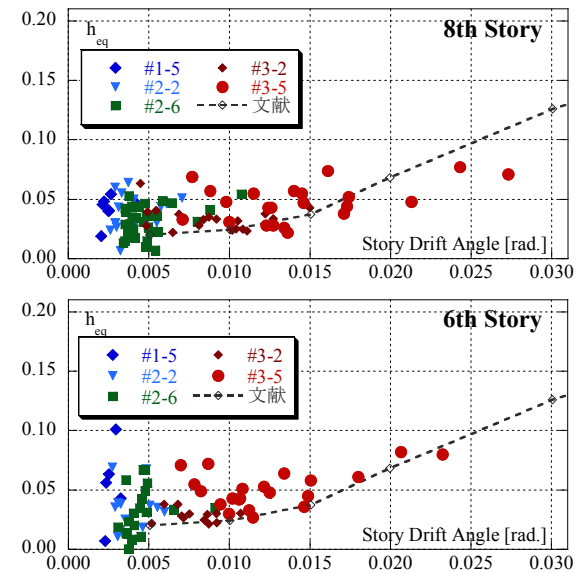


Fig. 9 等価粘性減衰定数  
Equivalent Viscous Damping Ratio

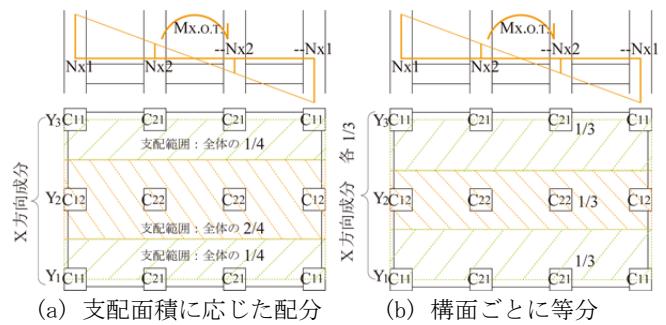


Fig. 10 柱軸力の配分方法模式図  
Distribution Methods of Floor Load into Column

力が作用していたと推定される。なお、本推定手法では、架構平面内の中央を中立軸位置と仮定して圧縮・引張を等分して変動軸力を求めているため、圧縮側の剛性が高いRC架構では、圧縮軸力を過小評価する傾向があると考えられる。一方、引張軸力では、最大で800~1000kN程度生じていた結果となっているが、こちらは過大評価する傾向にあることを付記しておく。

**3.3.2 梁端回転角** 一部の梁の両端部では、梁の上下面において部材軸方向変位を計測している。これより、梁端部の回転角を得ることができる。梁のせん断力~端部回転角関係を Fig. 13 に示す。なお、梁のせん断力は、層せん断力を均等に配分し、反曲点をスパン中央と仮定することで、式(4)により求めた。

図には、RC 規準<sup>8)</sup>の略算による梁曲げ終局時せん断力も示した。図示した部材は、概ね曲げ終局耐力程度のせん断力を負担していたと推察される。一方、梁端回転角の履歴曲線は、前節に示した層せん断力~層間変形角関係と類似のスリップ性状を示している。このことから、層の履歴性状には、梁端の挙動が大きく影響していることが確認できた。

$$Q_{B,n} = \frac{1}{18} \cdot \frac{H}{L} \cdot (Q_{story,n} + Q_{story,n-1}) \quad (6)$$

ここで、 $Q_{B,n}$  :  $n$  階の梁せん断力、 $Q_{story,n}$ 、 $Q_{story,n-1}$  :  $n$  階および  $n-1$  階の層せん断力、 $H$ 、 $L$  : 柱高さ (=750mm) と梁スパン (=1625mm) , である。

#### 4. まとめ

長周期地震動に対する鉄筋コンクリート建造物の挙動を検討するため、超高層RC建造物を模擬した試験体を用いて震動実験を実施した。その結果以下の知見を得た。

- 1) 観測波と模擬波を入力地震波として加震実験を行い、最大応答層間変形角 1/200, 1/100 および 1/50 超の概ね三段階の応答結果を、目標通りに得ることができた。
- 2) 最終加震では、最大応答層間変形角が 1/35 となった。多くの梁端の主筋降伏状況や残留ひびわれの発生状況から、この加震で、梁降伏先行型の全体降伏形のメカニズムに至ったと考えられた。
- 3) 各加震ケースにおける最大のベースシア係数は、 $R_{max}=1/200$  でも 0.18 程度、 $R=1/35$  では 0.4 以上であり、超高層RC建物の設計で仮定する値より比較的大きなベースシア係数となっていることが確認された。このことから、本実験の範囲では、終局限界時を保証する設計用応力が大きくなる可能性があることが示唆された。
- 4) 1階の柱に生じる軸力を推定した結果、加震ケース#2-6 で 0.25~0.45 程度、最終加震 (#3-5) では、0.35~0.5 程度の大きな軸力が作用したと推定された。

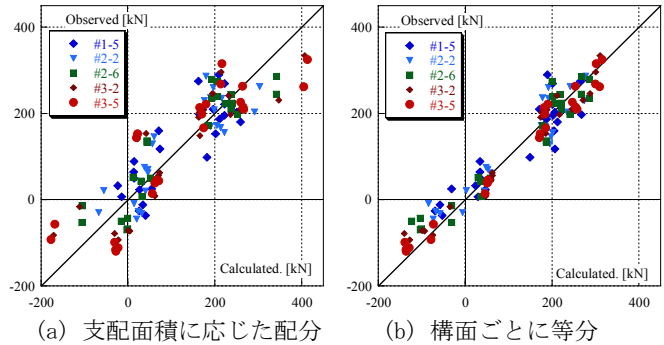


Fig. 11 13階柱軸力計測値と推定値の比較  
Comparison of Column Axial Force at 13th Floor

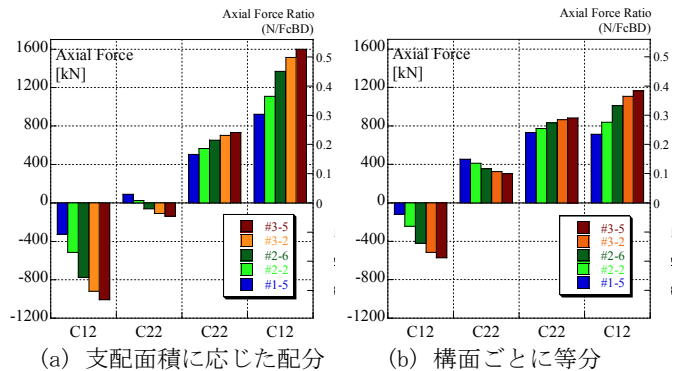
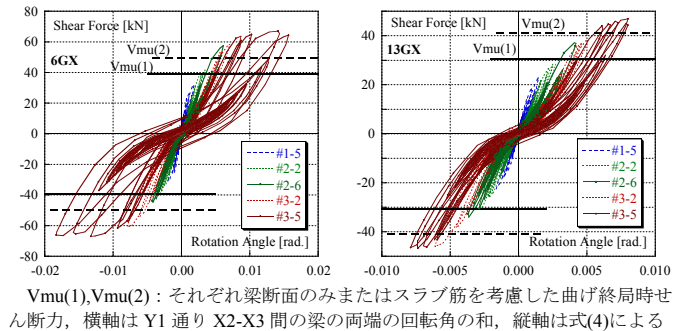


Fig. 12 1階柱軸力の推定値  
Estimation of Column Axial Force at 1st Floor



Vmu(1), Vmu(2) : それぞれ梁断面のみまたはスラブ筋を考慮した曲げ終局時せん断力、横軸は Y1 通り X2-X3 間の梁の両端の回転角の和、縦軸は式(4)による

Fig. 13 梁のせん断力と端部回転角の関係  
Comparison of Column Axial Force at 13th Floor

- 5) 層の応答性状および梁端の荷重~変形関係は、いずれも履歴面積が比較的小さく、スリップが見られており、履歴によるエネルギー吸収の劣る結果であった。この要因については、今後の検討課題である。

#### 謝辞

本報に述べた震動実験は、平成 22~24 年度国土交通省建築基準整備促進事業 (27-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討) の一環として実施しました。また、本震動実験では、平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業 (課題 42 超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討) の

成果をご提供いただき、入力地震波として活用させていただきました。関係各位に厚くお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 出水俊彦，他：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能（その 1～7），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.499-512，2009.09
- 2) 勝俣英雄，他：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート構造実験のための予備的検討 超高層 RC 建物の部材断面の調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.757-758，2011.09
- 3) 杉本訓祥，他：長周期地震動を受ける鉄筋コンクリート造部材の耐震性能，大林組技術研究所報，No.76，2012.12
- 4) 中村尚弘，他：2011 年東北地方太平洋沖地震における超高層 SRC 建物の地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.681-682，2012.09
- 5) 大川出，他：超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討-長周期地震動作成のための改良経験式の提案と南海トラフ 3 連動地震による超高層・免震建物の応答解析-，建築研究資料 No.144，2013
- 6) 日本建築学会：高強度コンクリートの技術の現状（2009），pp.383-385，2009
- 7) 杉本訓祥，他：鉄筋コンクリート造平面架構の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.835-840，2012.07
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010