論文 縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験

杉本 訓祥*1・勝俣 英雄*2・三輪田吾郎*3・福山 洋*4

要旨:長周期地震動に対する超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性を検証するため,20層建物試験体の震動台による加震実験を実施した。試験体は、整形な2×3スパンのラーメン構造とし縮尺を1/4とした。加震波形は,2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の際に観測された波形と,南海トラフを震源として作成された模擬波を基本とし,目標とする応答値に対応するよう増幅した。加震実験の結果,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,概ね終局状態に至るまで加震することができた。各種測定値から,大変形時の履歴特性にスリップが見られることや,1階柱の軸力は比較的大きな値となったことが確認された。

キーワード:超高層 RC 造建物,長周期地震動,実大三次元震動実験施設

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っている。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震の際にも,各地の超 高層建物が長時間の揺れにさらされた^{例えば1)}。著者らは, 超高層鉄筋コンクリート造(以下 RC 造と呼ぶ)建物の そのような外力に対する耐震安全性の検証を目的として, 既存の超高層 RC 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 検討するための一連の実験および解析的研究を進めてき た^{2),3)}。本報では,これら一連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

試験体は,2×3スパンの20階建てRC造の純ラーメ ン架構とした。試験体の配筋等は,1990年代後半の超高 層RC建物の設計手法⁴⁾に基づき設計された建物を参考 に,実物の1/4 縮尺として計画した。試験体の外観を写 真-1に,基準階伏図と軸組図を図-1に示す。主要な 部材断面の仕様を表-1に示す。柱断面は225×225mm, 梁断面は150×200mmとし,全層共通とした。スラブ厚 さは,おもりの設置を考慮して80mmとした。試験体は, 製作期間や作業性・安全性等を考慮して,5つのブロッ クに分割して平行作業により製作した。各ブロックは, 重量や柱断面の変化階を考慮して3層から5層分で構成 した。分割位置は,各階の中央とし,定着鉄板を高力ボ

*1(株)大林組 技術研究所 構造技術研究部 博士(工学) (正会員) *2(株)大林組 技術研究所 (正会員)

*3(株)大林組 技術研究所 構造技術研究部 *4 独立行政法人 建築研究所 工博 (正会員) ルト接合して一体化する計画とした。柱断面は,各プロ ック内で同一とし,プロック間の接合階で配筋を変化さ せることとし,柱主筋(D10,D13)は,各プロックの上下 端の定着鉄板に溶接定着した。一方,梁主筋(D10)は,梁 間・桁行方向とも通し配筋とし,外端部は折曲定着とせ ず,機械式定着を模擬した仕様(直径 25mm,厚さ 9mm) とした。梁主筋の定着部の仕様を写真-2に示す。

試験体の縮尺を考慮し,柱の軸応力度が実大と等しく なるように相似則を設定して,およそ125kNのおもりを 各階に設置した。スタブを除く試験体重量は,3557kNと なり,基準階の床重量は,通り芯から得られる床面積に 対する単位床重量は11.2kN/m²となった。

使用材料の特性一覧を表 - 2 に示す。コンクリートは, 試験体と同一養生した供試体を用いて,加震実験時期に 実施した圧縮強度試験結果を示した。



写真 - 1 試験体の外観



図 - 1 試験体の形状寸法・配筋例



写真 - 2 梁主筋定着部のディテール 100 Acc. [gal] Acc.Max(EW)=69.3gal NS EW Acc.Max(UD) 50 =39.1gal 0 -50 Acc.Max(NS)=62.6gal -100 100 [Acc. [gal] Acc.Max=90.8gal. 50 0 -50 TIME [sec.] -100 L 15 105 165 上:東京観測波/下:津島波 図-2 入力波形の履歴

2.2 計測および加震計画

(1) 計測計画

加震実験は,防災科学技術研究所の実大三次元震動破 壊実験施設「E-ディフェンス」にて実施した。

震動台上には,試験体の倒壊防止用と観察等の作業用 足場を兼ねたフレームを設置した。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, 13,17,20 階床レベル)。また,試験体の各層には加速 度計を設置し,全層で加速度を計測した。梁端部の回転 角を算出するように変位を計測するとともに,柱,梁主 筋の歪度を計測した。また,13 階の接続部には三分力計 を設置し,せん断力および軸力を計測した。

(2) 加震計画

震動実験における入力地震動は,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 れた東京観測波⁵⁾(3軸)と,東海・東南海・南海地震 を想定して作成された模擬波(津島波,1軸)⁶⁾を基本 とし,2種の地震波を,目標レベルに応じて加速度を増 幅して用いた。入力地震波(100%時)の加速度時刻歴を 図-2に示す。また,本実験では,3スパン方向(桁行 方向)を主要な加震方向とし,特に1方向加震とした模 擬地震波は桁行方向にのみ入力し,観測波を増幅する場 合は,桁行方向成分(NS 成分)のみ増幅した。なお, 試験体の縮尺は1/4 であるので,2.1 節に述べた相似則か ら,入力波形の時間軸は原波形の1/4倍とした。

加震時の目標レベルは,3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, 1/50 超となるように設定し,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(固有値の計 測等)を行う計画とし,加震ケースは39ケースとなった。

階	柱 225×225[mm]				化比	梁 150×200[mm]	
	C22	C12	C11	C21	PE	GX	GY
20~17階	8-D10 () -D6@90				R階,20階	3/3-D10 2-D6@100	3/3-D10 2-D6@100
17~13階	8-D10 囲-D6@90			12-D10 囲- <i>D</i> 6@90	19,18階	3+1/3-D10 2-D6@100	3+1/3-D10 2-D6@100
13~8階	8-D10 囲-D6@90	12-D10 囲-D6@90	8+1-D10 囲-D6@90	12-D10 囲-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 囲- <i>D</i> 6@90	12-D13 (SD490) 囲-D6@90	12+2-D13 (SD490) 囲-D6@90	12-D13 (SD490) 囲-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 囲- <i>D</i> 6@90	12-D13 (SD490) 囲-D6@90	12+2-D13 (SD490) 囲-D6@90	12-D13 (SD490) 囲-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 囲-D6@50	12-D13 (SD490) 囲-D6@50	12+2-D13 (SD490) 囲-D6@50	12-D13 (SD490) 囲-D6@50	8~2階	3+3/3+2-D10 (SD490) 2-D6@60	3+3/3+3-D10 (SD490) 2-D6@60

表 - 1 部材断面リスト

主筋の鋼種(()内)は記載が無い場合は SD390,補強筋(*斜体*)の鋼種は SHD685 接続階(3,8,13,17 階)の柱は,定着板の上下で配筋が異なる。

(a) コンクリート [N/mm²]				(b) 鉄筋 [N/mm²]			
部位	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度	径・種別	降伏強度	ヤング係数	引張強度
17-20F 柱 , 梁・スラブ	43.5	2.58×10^4	2.99	D6(SD295A)	417	2.02×10^{5}	565
13-17F 柱	50.3	2.67×10^4	3.39	D6(SHD685)	649	1.97×10^{5}	931
8-13F 柱	60.8	3.15×10^4	3.92	D10(SD390)	453	1.98×10^{5}	653
1-8F柱	85.1	3.92×10^4	4.81	D10(SD490)	529	1.94×10^{5}	721
基礎	100.4	4.41×10^4	4.90	D13(SD490)	534	2.00×10^5	719

表 - 2 使用材料の特性一覧

表 - 3 主要な加震の入力レベルと応答結果

ケース	波形(倍率)	固有周期[sec.] 本加震/特性把握加震	最大応答 層間変形角[rad.]
1-5	東京観測波(100%)	0.82 / 0.76	1/234
2-2	東京観測波(200%)	0.89 / 0.89	1/137
2-6	東京観測波(300%)	1.02 / 1.02	1/86
3-2	津島波(150%)	1.14 / 1.08	1/64
3-5	津島波(200%)	1.14 / 1.28	1/35



3. 実験結果

3.1 結果概要

(1) 周期特性

計画に示したように,東京観測波と津島波を基とし, 目標レベルに対応するように増幅して加震した結果とし て,前述した加速度レベルの小さい調整加震や特性把握 加震を除き,主要な加震ケース一覧を表-3に示す。表 には,試験体の固有周期計測値と最大応答層間変形角も あわせて示した。また,各加震ケースごとの固有周期の 推移を図-3に示す。試験体の弾性固有周期は,実建物 で1.2秒と略算されることから(高さ H=60m に対して 0.02H=1.2秒),縮尺1/4より0.6秒と想定され,初期状 態は概ね対応している。加震により周期が伸びており, 最終的には1.2秒程度まで伸びていることがわかる。

(2) 損傷状況

主要な加震後の損傷状況を図 - 4 に示す。損傷状況は, 防護フレームから観察しているため,一部で観察が不十 分なところもある。図には,梁主筋の歪度計測位置とと もに降伏歪度を超えた部位を記載した。また,最終加震 後の残留ひび割れ幅の計測結果と最大応答層間変形角分 布を図 - 5 に示す。なお,最大応答層間変形角は,各階 の加速度計測値を2階積分して求めた変形から算出した。 損傷状況とヒンジ発生状況から,計画通り,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。

(3) 最大応答値

最大応答層せん断力および転倒モーメント分布を図-6に示す。図は,加速度計測値から換算した。層せん断 力分布には,13階のロードセルの計測結果もあわせて示 した。ロードセルの計測結果は,加速度計測値からの換 算結果と概ね対応している。



3.2 結果の検討

(1) 層の履歴特性

層せん断力と層間変形角の履歴を図 - 7 に示す。また, この履歴曲線から各半サイクル毎の等価粘性減衰定数を 算出し,図-8に示す。図-7は,5階の層せん断力と レーザー変位計による計測結果から求めた層間変形の関 係を示した。ここで,レーザー変位計は,5階床と9階 床で計測しているため,両者の差を4で除して平均的な 層間変形として扱っている(図-9参照)。この5階の応 答について,定変位振幅毎の繰返し回数を算出した。定 変位振幅は、層間変形角を 1/300 以下 ,1/200 ,1/133 ,1/100 , 1/67,1/50,1/50以上,の7つに区分した。主要な加震 について,算出結果を表-4に示す。なお,ここでは, 正負いずれかで定振幅を超えた回数を1としているため, 静的載荷などで用いるサイクル数に対しては 1/2 として 扱う必要がある。文献³⁾でも示されているように,大き な入力に対して,層間変形角1/100程度以上の振幅が10 回程度以上繰り返されていることがわかる。

図 - 8 に示した等価粘性減衰定数には、降伏点を 1/100 と仮定して求めた計算値(TAKEDA モデル⁷⁾と Slip モデ ル⁸⁾)もあわせて示した。図 - 7 でも見られるように, 大変形時にスリップが生じていることから, h_{eq}も大きな 値となっていない。この比較では,履歴ルールは,履歴 面積の大きい TAKEDA モデルではなく, Slip モデルの方 が対応がよいとみることができよう。









(2) 梁の履歴特性

梁端で計測した変位から部材角を推定した。梁端から 0.5Dの距離の軸方向変位から回転角に換算しており,部 材の全変形ではない点に注意が必要であるが,概ね非線 形特性を表していると判断できる。3,6,11 階の中央ス パンの梁について 図 - 10(a)に示す。6 階については, 中央スパンだけでなく,外側のスパンについても示した (図 - 10(b)参照)なお,図の縦軸は,直下階の層せん 断力とした。図より,計測した3,6,11 階の梁は,いず れもケース 2-6 で降伏が確認され,ケース 3-5 では大き く塑性変形を生じていることがわかる。また,大変形を 生じた加震ケースでは,層の履歴曲線(図 - 7)よりも 顕著にスリップが生じており,架構の特性には,梁の特 性が支配的であることがわかる。



(3) 柱の軸力変動

13 階に配置したロードセルでは,試験体組立時に静的 計測を行っており,自重による軸力を確認している。軸 力計測値の和は,1408kN となった。13 階から上の各層 の重量の和の計算値 1418kN と,ほぼ等しい結果となっ ている。

次に,転倒モーメントから柱に作用する軸力を推定した。転倒モーメントの最大値(M_{O.T})を元に,図-11 に示すように,隅柱,外柱・内柱と内構面・外構面を区別して,それぞれ分担を想定し,次式(1)~(4)により算出した。算出した軸力とロードセルによる計測結果を比較



して,図-12に示す。なお,転倒モーメントから換算 した軸力については,支配面積に対応した自重を考慮し ており,ロードセル計測値についても加震前に静的に計 測した自重による軸力を考慮している。



$$N_1(C_{12}) = \frac{1}{2} M_{O.T.} \cdot \frac{3}{10L} \tag{1}$$

$$N_1(C_{11}) = \frac{1}{4} M_{O.T.} \cdot \frac{3}{10L}$$
(2)

$$N_2(C_{22}) = \frac{1}{3}N_1(C_{12}) \tag{3}$$

$$N_2(C_{21}) = \frac{1}{3}N_1(C_{11}) \tag{4}$$

ここで ,*M_{O.T}*:層の転倒モーメント ,*L*:スパン(=1625mm), *N*₁(*C***):隅・側柱の軸力,*N*₂(*C***):内柱の軸力

図より,部位によりばらつきはみられるものの,傾向 は対応している。次に,同様の手法により1階柱の最大 軸力を推定した。推定した最大軸力を図-13に示す。 図の右縦軸は,設計基準強度60N/mm²に基づく軸力比を 示す。ケース2-2,2-6でも軸力比0.4前後を生じ,最終 加震ケースでは,最大で0.5程度の軸力比となった。

4. まとめ

本報告では,長周期地震動に対する超高層 RC 造建物 の安全性検証を目的とした震動実験について述べた。実 験の結果以下の知見を得た。

- 加震実験は、概ね想定通りの最大応答値を得た。す なわち、最大層間変形角 R=1/200、1/100、および 1/50 超となるように加震することができた。
- (2) 最大応答層間変形角 R=1/37 程度まで応答した試験体は,梁端の降伏によりメカニズムに到達する全体降伏形が形成された。
- (3) 層または梁部材の履歴復元力特性は,紡錘形という よりスリップが見られており,代表的な層の履歴エ ネルギー吸収(等価粘性減衰定数)を求めたところ, スリップ型の履歴特性と対応していた。
- (4) 柱に生じる変動軸力は,転倒モーメントから推定した結果設計軸耐力の0.5 程度となった。

謝辞:本研究は,平成23年度および平成24年度国土交 通省建築基準整備促進事業課題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,本研究では, 平成23年度の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 提供戴き、入力地震波として活用させて戴きました。関 係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 日本建築学会:長周期地震動対策に関する公開研究 集会,2012.03.16
- 3) 小鹿紀英ほか:長周期地震動に対する超高層鉄筋コンクリート造建物の多数回繰返し挙動,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.759-7609,2011.08
- 国土開発技術研究センター:平成四年度 NewRC 研 究開発概要報告書,平成5年3月
- 5) 中村尚弘ほか: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,C-2,pp.681-682,2012.09
- Okawa, I. et Al.: An Empirical Evaluation of Long-Period Earthquake Motion for Building Design, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2476, 2012.09
- Takeda, T. et Al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of the ASCE, ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970
- 8) 江戸宏彰ほか:鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地 震応答フレーム解析,日本建築学会大会学術講演梗 概集,pp.1877-1878,1977.10