

長周期地震動による RC 造超高層建築物の地震応答

構造研究グループ 主任研究員 加藤 博人

I はじめに

東北地方太平洋沖地震では、震源から遠く離れた東京や大阪に建つ超高層建築物が長時間、大きく揺さられる現象が発生した。このような超高層建築物の長周期地震動による振動は過去の地震でも観測されていたが、設計クライテリアを越えるような大きな変形や多数回の繰返し変形を受ける場合の構造安全性については、これまで、必ずしも十分な検討が行われていなかったのも事実である。今後、巨大地震の発生に伴う長周期地震動の影響が懸念される中、超高層建築物の限界性能を把握し、構造安全性を検証する手法を確立しておくことが求められている。そこで、鉄筋コンクリート (RC) 造超高層建築物の縮小試験体に対する震動台実験を行い、長周期地震動による試験体の挙動を実験的に検討した[†]。さらに、試験体をモデル化して弾塑性地震応答解析を実施し、実験時の挙動をどの程度正確に再現できるか検証し、大変形領域における応答性状の推定について検討した^り。

II 長周期地震動による地震応答

(1) 震動台実験

試験体は、1990年代後半の設計手法に準拠して設計された20階建て RC 造超高層モデル建築物を実大の1/4に縮小した模型である (図1)。主な加震方向となる X 方向は3スパン4.87m、Y 方向 (直交方向) は2スパン3.25m とする純ラーメン構造で、各階高さは0.75m、全体高さは15mである。柱、梁の断面はそれぞれ 225×225mm、150×200mm で、スラブ厚さは80mmである。試験体の柱に生じる長期軸応力度をモデル建築物と等しくするため、各階に錘を設置した。試験体の総重量は3,557kN (スタブ等の基部を除く)、基準階の単位床重量は11.2kN/m²である。

コンクリートの設計基準強度 F_c は下層部で最大60N/mm²、上層階の柱および各階の床と梁は30N/mm²とし、主筋にはSD390およびSD490を使用し、せん断補強筋にはSD295Aと685N/mm²級の高強度鉄筋を用いた。

[†] 平成22～24年度国土交通省建築基準整備促進事業の課題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 (事業主体:大林組、鹿島建設、小堀鑛二研究所、清水建設、大成建設、竹中工務店)」において、(独)建築研究所との共同研究として実施した。

入力地震波としては、東北地方太平洋沖地震時に東京で観測された地震波 (東京観測波) と南海トラフ地震を想定した模擬地震波 (模擬波) を使用した。目標とする応答レベルは、一般的な設計クライテリアである最大応答層間変形角 1/200 (L1 レベル) と 1/100 (L2 レベル)、さらに建築物が終局状態に達する 1/50 以上 (L3 レベル) の3段階であり、地震波の倍率を調整して震動台に入力した。

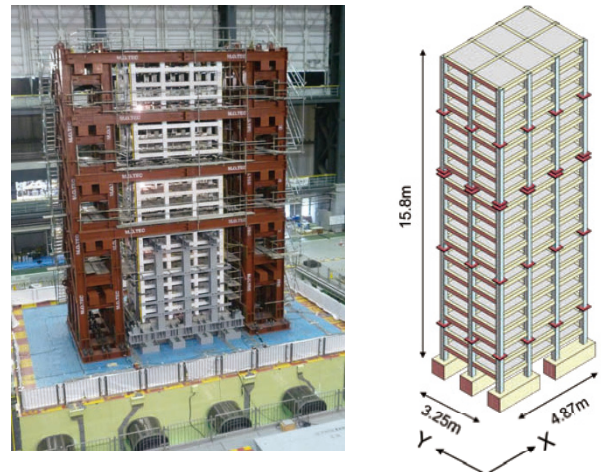


図1 RC 造超高層建築物縮小模型の震動台実験

実験から得られた応答結果の最大値一覧を表1に示す。また、L2 レベルの試験体頂部応答変形時刻歴を図2に、L2 および L3 レベルの最大応答層間変形角分布を図3に、それぞれ解析結果と比較して示す。L1 および L2 レベルの応答値は通常の設計クライテリアよりやや大きめであったが、試験体は安定した応答性状を示し、一般的な設計手法で設計された RC 造超高層建築物が長周期地震動に対しても十分な構造安全性を有することが確認された。損傷状況は、各階梁端に曲げひび割れが発生し、1階柱では柱脚以外にも水平ひび割れの発生が見られた。また、14階以下の梁主筋、および1階柱脚部の主筋の降伏が確認された。

L3 レベルでは、最大応答層間変形角は約 1/35 に達し予測を大きく上回る結果となったが、ひび割れ本数の増加やひび割れ幅の増大は見られたものの著しい損傷は発生せず、最後まで試験体耐力は低下することなく安定した挙動を示した。

表1 実験結果の最大値一覧

応答レベル	入力加速度	最大層間変形角	ベースシアー係数
L1 レベル	東京観測波 200%	1/137	0.18
L2 レベル	東京観測波 300%	1/86	0.33
L3 レベル	模擬波 200%	1/35	0.40

(2) 弾塑性地震応答解析

RC 造超高層建築物の設計において現在一般的に用いられている検討手法を使い、下記に示す 2 種類の解析ケースを設定して試験体に対する弾塑性地震応答解析を実施した。

G-1: 材料の規格強度を使用し、一般的な略算式を使って部材強度を算定

G-2: 材料の実強度を使用し、梁強度にはスラブ全幅の鉄筋が寄与するとして精算法を使って算定

解析ケース G-1 は、通常の設計において用いられる手法に最も近く、G-2 では、材料の実強度を用い試験体強度が予測値よりも上昇したことを解析に反映させたが、それ以外には実験結果に合わせるような特殊な操作は行っていない。

図 2 は L2 レベルの試験体頂部の変形時刻歴の比較であるが、解析 G-2 の結果（赤線）は実験結果（黒線）より小さな応答となっている。図 3(a)の最大応答層間変形角分布を見ると、解析 G-1 の最大値は実験値とほぼ一致しており、解析値と実験値の比、G-1/実験は 0.65~1.34 となって比較的良い対応を示す。一方、解析 G-2 では試験体強度を大きく算定する結果、応答変形は小さく評価され、G-2/実験は 0.38~0.83 となって実験値を過小評価している。

L3 レベルの応答層間変形角を比較した図 3(b)では、実験では最大値が約 1/35 に達したのに対して、解析では G-1、G-2 とそれぞれ実験値の 0.59~0.67、0.63~0.74 と応答変形をいずれも過小評価する結果となり、実験で得られた応答性状を精度よく再現するには到らなかった。

図 4(a)に示すように、試験体の層せん断力—層間変形関係は一般的な RC 造架構のものとは異なる逆 S 字型の履歴性状を示し、試験体強度が上昇したにも係わらず応答変位も大きくなっていった。一方解析では、RC 造の履歴復元力モデルとしてよく用いられる履歴面積の大きな武田モデルを用いていたため、履歴減衰の違いが応答結果に影響したものと推測される（図 4(b)）。

III 今後の検討課題

RC 造超高層建築物の大地震を想定した設計レベルである

L2 レベルまでは、長周期地震動に対しても通常の解析手法で地震応答をほぼ精度よく評価できることが明らかとなった。一方、それを越える大変形領域においては、現状の解析手法では評価が難しいことが示された。本実験から得られた大変形領域での構造特性の検証と、それらを適正に反映できるような解析手法の高度化が今後の課題である。

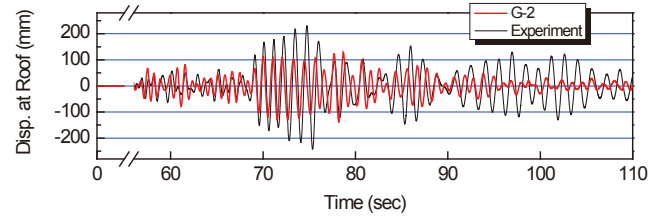
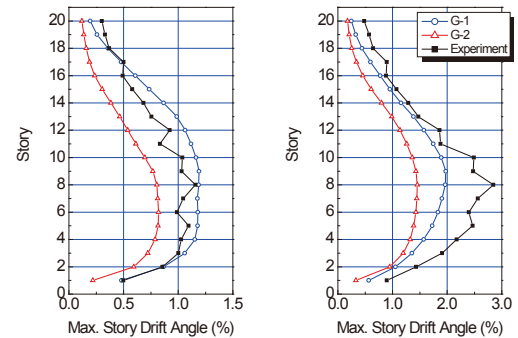
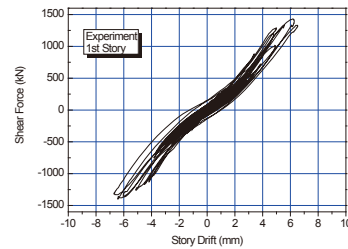


図2 試験体頂部の応答変形時刻歴 (L2レベル)

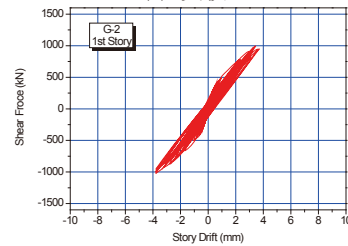


(a) L2レベルの応答 (b) L3レベルの応答

図3 最大応答層間変形角分布



(a) 実験



(b) 解析 G-2

図4 1層層せん断力—層間変形関係 (L3レベル)

参考文献

1) 勝俣英雄、杉本訓祥、福山洋、加藤博人、他：縮小20層RC造建物試験体の長周期地震動による震動実験（その1～11）、日本建築学会大会梗概集 構造IV、pp.653～674、2013.8