軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震応答評価と被害との対応

— 2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく検討 —

RELATION BETWEEN EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE AND DAMAGE OF A REINFORCED CONCRETE SUPER HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDING ON POOR GROUND

— Study on strong motion records during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake —

山本健史 — * 1 保井美敏 — * 1
永野正行 — * 2 肥田剛典 — * 2
田沼毅彦 — * 3 渡辺一弘 — * 4

Takeshi YAMAMOTO — * 1 Mitoshi YASUI — * 1
Masayuki NAGANO — * 2 Takenori HIDA — * 2
Takehiko TANUMA — * 3 Kazuhiro WATANABE — * 4

キーワード：
地震観測, 超高層集合住宅, 2011 年東北地方太平洋沖地震,
地震応答解析

Keywords:
Earthquake motion observation, High-rise building, 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Seismic response analysis

During the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, strong motion wave observed at the 30-story reinforced concrete super high-rise building located on poor ground in the Kanto region. By response simulation analysis, a particular response behavior of the building during this earthquake were explored, and then the relationship between damage to building interior and response simulation analysis results were carried out.

1. はじめに

建物の強震観測は、地震時における建物の動的特性の把握だけでなく、シミュレーション解析におけるモデルの精度向上や、地震応答と建物被害との関係を調べるうえでも重要である^{1,2,3)}。筆者らは、関東地方の軟弱地盤の上に立地する 30 階建ての超高層 RC 造集合住宅において、竣工時より強震観測を行ってきており、2011 年東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0) の記録も得られている⁴⁾。

本報告では、設計時の応答解析モデルに基づいたシミュレーション解析を通じてモデルの精緻化を図るとともに、最大応答値と建物被害との関係を調べた結果を示す。

2. 対象建物と観測の概要

対象建物は、地上 30 階、地下 1 階の RC 造建物で、埼玉県草加市の比較的軟弱な地盤上に立地している。表 1 に地盤の物性を示し、図 1 に建物の概要と地震計の配置を示す。敷地の地盤は、せん断波速度が 100M/s~200M/s 程度の軟弱な層が GL-42M まで続く。基礎は 7.6M の根入れがあり、杭の先端深さは GL-49.7M でせん断波速度 350M/s の層で支持されている。地震計は地盤内に GL-52M, GL-25M, GL-2M の 3 か所、建物内に地下 1 階、15 階、屋上階の 3 か所の合計 6 か所に設置されている。地震観測は 1999 年から続けられており、2012 年 8 月末までに 410 の地震記録が得られている。図 2 にこれまでに観測された地震の震央と対象建物の位置関係を示す。

3. 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録

2011 年 3 月 11 日に発生した 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震

では、これまでに観測された地震記録のうちで最も大きな振幅を記録した。表 2 に地震の諸元を示す。また、図 3 に時刻歴加速度波形を示し、図 4 にフーリエスペクトルを示す。この地震では、600 秒間におよぶ非常に長い波形が得られた。加速度の最大値は地下 1 階の X 方向で 71gal, Y 方向で 91gal, 屋上階の X 方向で 286gal, Y 方向で 307gal であった。地下 1 階のフーリエスペクトルより、この地震では特定の卓越周期は見られず、建物に入力された地震動は 1 秒~7 秒の周期帯域においてほぼ一定の振幅であったことが確認できる。また、この全記録長から求めた建物の応答の卓越周期は X 方向で 2.16 秒, Y 方向 2.32 秒であった。設計モデルの固有周期は X 方向で 1.58 秒, Y 方向で 1.70 秒である。これらの比は約 1.4 倍であり、上部建物の非線形化によって周期が長くなったと考えられる。

表 1 地盤の物性

層上面 深さ[m]	主な土質	Vs[m/s]	Vp[m/s]	ρ [t/m ³]
0.0	盛土, 砂質粘土	95	700	1.55
2.5	細砂	120	700	1.9
5.9	砂混りシルト	130	700	1.7
8.9	砂混りシルト	110	1100	1.5
15.2	シルト	110	1100	1.5
22.0	シルト	140	1100	1.7
29.0	シルト	200	1100	1.7
35.4	砂質シルト	210	1400	1.6
42.0	腐植土	210	550	1.8
43.1	細砂, シルト質細砂	310	1700	1.8
46.8	細砂	350	1700	1.9
53.9	シルト質細砂, 細砂	320	1700	1.85
61.2	細砂	370	1700	1.9

*1 戸田建設(株)技術研究所
(〒300-2622 茨城県つくば市要 315)

*2 東京理科大学理工学部建築学科

*3 御都市再生機構技術研究所

*4 御都市再生機構技術調査室

*1 Technical Research Institute, Toda Corporation

*2 Dept. of Architecture, Faculty of Science and Technology, Tokyo Univ. of Science

*3 Technology Research Institute, Urban Renaissance Agency

*4 Technology Investigation Division, Urban Renaissance Agency

※ GL-2M, GL-25M は 2011.3.11 では欠測
図 1 対象建物の概要と地震計配置

図 2 対象建物で観測された地震の震央地図

表 2 地震諸元 (2011 年東北地方太平洋沖地震)

発生日時	震源	Mw	深さ [km]	震央距離 [km]
2011年3月11日 14時46分18秒	三陸沖	9.0	24	417

4. 非線形シミュレーション解析による応答評価

4.1 解析モデルの概要

解析モデルは設計時の地震応答解析に用いた質点系モデルを修正して用いた。モデルはフレームモデルの静的弾塑性解析の結果から、31 質点系の曲げせん断棒に置換したモデルである。せん断の復元力モデルは剛性逓減型トリリニア（骨格曲線の一例を図 5 に示す）と

図 3 観測記録の時刻歴加速度波形

図 4 観測記録のフーリエスペクトル

し、曲げは線形とした。設計時の応答解析では基礎固定としたのに対し、修正モデルではロッキングの影響まで考慮した詳細な検討を行った。ロッキングばねを設定するにあたり、地盤内 GL-52M 位置で得られた観測記録を用いて表層地盤の非線形応答解析を実施し、得られた等価地盤物性をもとに、軸対称 FEM によって地盤ばねを評価した。地盤の非線形応答解析結果を図 6 に示し、最大歪みの 65% を有効ひずみとして求めた等価せん断波速度構造を図 7 に示す。軸対称 FEM では、地盤物性として前述の非線形解析によって求めた等価せん断波速度と等価減衰定数を与えた。根入れ部は、その径を地下部の面積等価により設定し、杭は全体の断面 2 次モーメントが等価となるように半径を設定したリングパイル要素でモデル化した。求められた動的地盤ばねを図 8 に示す。ロッキングばねは、上部構造の固有振動数付近 (0.5Hz) におけるばね値を取り出し、解析モデルの基礎部に付加した。上部構造の地震応答解析では、地下 1 階で観測された記録を入力として用いるため、スウェイは固定とした。

剛性パラメータは設計モデルをもとに過去の地震履歴等を考慮し、観測記録と一致する（波形の位相および振幅、スペクトルの卓越振動数を比較）解析結果が得られるようなモデルに設定しなおした。ここでは、せん断の復元力特性における初期剛性および 2 次剛性(剛

図5 骨格曲線（一例）

図6 地盤応答解析結果

図7 等価せん断波速度構造 [m/s]

性低減係数 ($K_2 = \alpha \cdot K_1$ としたときの α) をパラメータとした), 曲げ剛性の3つのパラメータに対し, 全層で一様に設計モデルに対して定数倍した。以下, この定数倍の倍率を割増係数と呼ぶ。2011年東北地方太平洋沖地震の本震による解析では, X方向について, せん断初期剛性を設計モデルの1.1倍, 剛性低減係数を1.5倍, 曲げ剛性を1.1倍としたモデルが, Y方向について, せん断の初期剛性を1.0倍, 剛性低減係数を1.3倍, 曲げ剛性を1.1倍したときのモデルが最もよく観測記録と一致した。設計モデルに対する割増係数が1より大きいのは, コンクリートの剛性が設計基準強度から推定される値よりも大きくなっている可能性が考えられる。また, X-Y方向で異なるのは, 過去に経験した地震の応答の影響と考えられる。この建物に特に大きな影響を与えたのは, 2005年7月23日に発生した, 千葉県北西部を震源とする地震 (Mj6.0) で, 屋上階での応答は, X方向で99gal, Y方向で220galであった。この地震における観測記録の応答スペクトルを図9に示し, シミュレーション解析から求められた, 塑性化の程度を骨格曲線上にプロットしたものを図10に示す。この地震による応答で, X方向の応答は線形の範囲に収まったが, Y方向の応答は若干のひび割れを発生する領域に達していたと考えられる。これによってY方向のみ剛性が低下したのと思われ, Y方向の割増係数が小さいことを説明できる。

設計モデルと修正モデルの固有周期の比較を表3に示す。設計モデルにおけるX方向の1次の固有周期が1.58秒に対し, 修正モデルは1.65秒で約4.5%長く, Y方向の1次では設計モデルが1.7秒に対し, 修正モデルは1.85秒と約8.5%長い。

4.2 応答解析結果（小地震による線形時の応答）

修正モデルの線形時の応答を確認するため, 2011年3月9日に発生した三陸沖を震源とする地震 (Mj7.3・2011年東北地方太平洋沖地震の前震) を用いた応答解析の結果を示す。ここでは, 減衰モデルは, 設計モデルと同じ剛性比例型で1次の減衰定数を3%とした。

時刻歴加速度波形を図11に示し, 屋上階/地下1階のフーリエスペクトル比を図12に示す。シミュレーション結果は, 振幅が若干観測記録と異なるものの, 卓越振動数は一致し, 修正モデルの剛性パラメータの設定が妥当であることが確認できた。

4.3 応答解析結果（2011年東北地方太平洋沖地震・本震）

2011年東北地方太平洋沖地震の本震における, 応答解析の結果を以下に示す。ここでは, 非線形化による履歴減衰を考慮できるため,

図8 動的地盤ばね（ロッキング成分）

図9 擬似速度応答スペクトル
(2005年7月23日千葉県北西部・Mj6.0)

図10 塑性化の程度

表3 モデルによる固有周期の比較

モデル		剛性調整	固有周期[秒]			
			X方向		Y方向	
			1次	2次	1次	2次
設計モデル	基礎固定	×	1.581	0.556	1.700	0.586
修正モデル	ロッキング 考慮	○ 観測記録と もっとよく 合ったケース	1.653	0.532	1.846	0.586

減衰モデルは、レイリー型減衰で、1次および2次の減衰定数を1%として与えた。これは、設計モデルで与えていた瞬間剛性比例型で1次の減衰定数を3%とする減衰モデルは、履歴減衰と合わせて考慮

すると減衰を過大評価すると考えられるためである。また、2011年東北地方太平洋沖地震における観測記録のはじめの微小振幅の区間を用いて推定された減衰定数が1%程度であった。

応答解析結果の時刻歴加速度波形を図13に示し、最大応答値分布（加速度・変位・層間変形角・層せん断力）を図14に示す。層間変形角については、構造物の全体曲げによる変形とせん断による変形、ロッキングによる変形を合わせたもの（以下、全体変形と呼ぶ）と、せん断変形のみを分離したものをあわせて示す。さらに、屋上階/地下1階のフーリエスペクトル比について、初動部分（0～100秒）、主要動部分（100～150秒）、後続部分（150～300秒）に分けて計算したものを図15に示す。

最大加速度は屋上階X方向で、観測記録が277galであるのに対し、修正モデルの解析結果が242gal、Y方向で、観測記録が307galであるのに対し、解析結果が260galとなった。解析のほうが若干振幅は小さいものの、波形の位相は観測記録とよく一致した。また、解析結果の最大変位は屋上階X方向で26cm、Y方向で21cmとなり、最大層間変形角はX方向で1/271（7階位置）、Y方向で1/336（22階位置）に達した。全体の層間変形に占める、せん断層間変形の割合は、最も大きい階で88%（X方向・4階）、最も小さい階で28%（X方向・30階）であった。層せん断力は第1折れ点（ひび割れ点）を超え、第2折れ点のせん断力の75%程度まで達した（X方向）。

区間に分けて計算したフーリエスペクトル比からは、初動部分が

図11 時刻歴加速度波形（2011年3月9日三陸沖・Mj7.3）

図12 フーリエスペクトル比（2011年3月9日三陸沖・Mj7.3）

図13 シミュレーション解析による時刻歴加速度波形

図14 最大応答値分布

図 15 フーリエスペクトル比 (屋上階/地下1階)

図 16 剛性パラメータスタディ (最大層間変形角分布 [$\times 10^{-3}$ rad])

ら主要動部分、後続部分にかけての構造物の非線形化による固有周期の変化をよくとらえられていることが確認できる。ここに、1 次の卓越周期は、初動部分において、X 方向で 1.67 秒、Y 方向で 1.86 秒である。主要動部で非線形化により卓越する周期が伸びると、1 次の卓越周期は X 方向で 2.18 秒、Y 方向で 2.28 秒となった。さらに強い揺れがおさまった後の後続部分では、X 方向で 2.16 秒、Y 方向で 2.26 秒となった。

図 16 に、修正モデルの作成時に剛性パラメータを変えて応答計算を実施した結果の層間変形角分布について、X-Y 方向各 10 ケースずつ重ね描いた図を示す。剛性パラメータは、せん断の初期剛性が設計値の 0.9~1.3 倍、剛性低減係数が 1.2~1.5 倍、曲げ剛性が 0.9~1.3 倍の範囲で割り振った。剛性パラメータの若干の違いにより、大きく応答が変化することが確認でき、正しい応答評価には精緻な解析モデルが必要であることをよく表している。

5. 被害調査結果との対応

対象建物について、2011 年東北地方太平洋沖地震後に実施した、被害調査報告書や住民へのアンケート調査、修理帳票から、階ごとの被害状況について調査した結果と、シミュレーション解析によって得られた結果の関係を調べた。住民へのアンケートは、地震時の様子や住戸内の被害の状況などを尋ねたもので、下層階の住民を対象として 5~9 階の各戸に、中層階の住民を対象として 13~17 階の各戸に、高層階の住民を対象として 26~30 階の各戸に配布した。各階の住戸数 14 のうち、それぞれ 3~8 件のアンケートを回収することができ、全部で 210 枚配ったうち 72 枚を回収した。

2011 年東北地方太平洋沖地震での応答によって、建物内部の鉄骨階段 (非常階段。建物本体の RC 躯体とは独立した架構になっている) と建物本体を緊結している金物が損傷し、上下のずれが生じるという被害が発生した。(図 17 および写真 1) 各階でのずれの大きさと最大変位 (地下 1 階との相対変位) の大きさの関係を示したのが図 18 である。緊結金物のずれの大きさは、最大変位の大きい階は

ど大きい。鉄骨階段は建物本体から独立した構造であるため、それぞれが異なる挙動をするものと考えられる。相対変位は曲げ変形に伴う上下ずれと相関があり、両者の上下の変位の差に起因して発生した被害であると考えられる。次に、内装材の被害種別と最大層間せん断変形角の関係を図 19 に示す。内装材の亀裂、タイルの損傷、防火戸の不具合のどの被害についても、最大層間せん断変形角が大きくなるにつれて被害の件数が増える傾向がみられる。

次に、内装材の被害の程度と応答の関係を調べるため、住民へのアンケートによる地震被害調査で、内装材の亀裂について尋ねた項目の回答を、亀裂の程度によって評価を付けることで数値化した (表 4)。これを階ごとに合算し、当該階のアンケート回収数で割ることでその階の平均値を求め、地震応答解析結果の最大層間せん断変形角との関係をプロットしたものを図 20 に示す。層間変形角が大きいほど、アンケートによる被害調査による評価も高くなる傾向が見られ、最大層間変形角の大きい 7 階や 8 階で評価が高い。鉄骨階段の緊結金物のずれの被害が大きかったのは、最大変位の大きい上部階であるのに対し、内装材の亀裂の被害が大きかったのは、層間変形角の大きい、やや下層の階となる。なお、Y 方向では上層階で層間変形角が大きいという解析結果が得られているが、その絶対値は X 方向の下層階ほど小さくなく、内装材の被害に影響があまりなかったものと考えられる。また、前節で示した解析では、部材の変形がひび割れ点を超えて非線形化するという結果が得られたが、筆者ら

図 17 緊結金物のずれ

写真 1 緊結金物のずれ

図 18 鉄骨階段の緊結金物の損傷程度と最大変位の関係

図 19 内装の被害と最大層間せん断変形角の関係

※防火扉の開閉不良とは、扉が三方枠や床にあたり完全に閉まらない状態
防火扉の損傷とは、扉自体が歪むなどの損傷をした状態

表 4 内装材亀裂の評価基準

壁紙等の内装材の亀裂	評点
多くの亀裂が見られた	4
↑ 中間 ↓	3
多少の亀裂が見られた	2
↑ 中間 ↓	1
亀裂は全くない	0

図 20 内装材亀裂アンケート評価と最大層間せん断変形角の関係

が実施した目視による被害調査の結果でも、梁端部のコンクリートに微細なひび割れが見つかり、解析結果と被害調査の結果も対応している。

6. まとめ

関東地方の軟弱地盤上に建つ超高層 RC 造集合住宅において、地震観測を行っており、2011 年東北地方太平洋沖地震では、屋上階で 300gal を超える記録が得られた。このとき、建物の振動の卓越周期が長くなり、非線形領域に達する応答をしたことが確認できた。本報告では、2011 年東北地方太平洋沖地震本震の観測記録を用いて地震応答解析を実施し、地震時の建物の挙動について検討した結果について報告した。

解析では地震観測の結果を再現できるようなモデルを用いるため、設計モデルの剛性パラメータを定数倍し、応答を確認する検討を行った。その際、若干の剛性パラメータの違いにより、比較的大きく応答のばらつきが出ることから、応答解析結果を建物の損傷推定などに用いるときは、よく観測記録を説明できるモデルを用いることが重要であるといえる。また、観測記録と最も一致するモデルは、X-Y 方向で設計モデルに対する剛性の割増係数が異なる。これは、過去に経験した地震による応答が方向によって違い、その際のひび割れ等による剛性低下の度合いが異なるためであると考えられる。

修正モデルによる解析の結果、2011 年東北地方太平洋沖地震では、層間変形角が最大で 1/271 に達し、非線形領域に入ったことがわかった。解析では非線形化による固有周期の伸びについても観測記録と一致し、実測記録をよく再現できるモデルを構築し、シミュレーションを行うことができた。

解析によって得られた結果を被害調査の結果と比較すると、鉄骨階段を緊結している金物のずれの大きさは建物の最大変位と相関があり、内装材の亀裂の程度は建物の最大層間せん断変形角と相関があった。

謝辞

本建物の地震観測は、独立行政法人都市再生機構との共同研究として行っているものである。本稿を作成するにあたり、東京理科大学永野研究室の学生の皆様には、被害調査の実施および分析では多大なるご協力いただきました。関係各位に厚くお礼申し上げます。また、アンケート調査に協力いただいた居住者の皆様にもお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 永野ほか：高層 RC 建物の地震応答シミュレーション解析と深部地盤構造の影響，日本建築学会構造系論文集 第 560 号，p.75～82，2002.10
- 2) 永野ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性，日本地震工学会論文集 第 12 巻-第 4 号（特集号），p.65～79，2012
- 3) 渡辺ほか：入力地震動の違いによる高層建物の地震応答特性（その 2）建物応答解析，日本地震工学会学術講演会梗概集 B-2，p.505～506，2005.7
- 4) 保井ほか：軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測，2011 年地震工学会年次大会梗概集，p.376～379，2011.11

[2012 年 10 月 16 日原稿受理 2012 年 11 月 30 日採用決定]