東北地方太平洋沖地震における観測記録を用いた 超高層免震建物の動的挙動に関する研究

STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF HIGH-RISE BASE-ISOLATED BUILDING BASED ON ITS RESPONSES RECORDED DURING THE 2011 TOHOKU-OKI EARTHQUAKE

松田和浩*, 笠井和彦**

Kazuhiro MATSUDA and Kazuhiko KASAI

Seismic responses of a high-rise base-isolated building in Tokyo Institute of Technology were recorded during the 2011 Tohoku-oki earthquake. The purpose of this paper is to point out various important findings on the building responses from the recorded data, as well as to create the data base for fostering immature research areas on high-rise base-isolated buildings and monitoring. This paper explains a variety of numerical techniques such as transfer function curve-fitting procedure for system identification, comparison with conventional structure by modal analysis, damper hysteresis, axial force variation of rubber bearing, and dynamic characteristic variation due to input amplitude. Reliability of recorded results is confirmed by various methods, and applicabilities of the techniques for the high-rise isolated building are discussed.

Keywords: Earthquake Records, High-Rise Building, Base-Isolated Structure, System Identification, Modal Analysis, 2011 Tohoku-Oki Earthquake
地震観測記録, 超高層建物, 免震構造, システム同定, モード解析, 東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

1. 1 背景

1995年に発生した阪神・淡路大震災により免震構造の需要が高まり, 2011年の東日本大震災により, その勢いは急速に伸びている。当初は建物の機能を守る必要性が高い特殊建築物に対して免震構造を適用することが主であったが, 近年は集合住宅や事務所ビルにおいても, クライアントからの要求により免震構造が採用されるケースが増えており, それは超高層建物においても例外ではない。しかしながら, 超高層建物では上部構造の周期が長いことから免震層設置による効果が得られにくいこと, また, 塔状比の高い建物では積層ゴムアイソレーターに引張軸力が作用する恐れがあることなどの問題がある¹⁾。上述したような問題を解決する技術は生まれているが, その歴史が浅いこともあり, 地震時の応答に関する観測データは僅少である。超高層建物の免震化の需要は今後も増え続けると考えられることから, そのような建物の実挙動を把握する必要性が生じている。

東京工業大学すずかけ台キャンパス(横浜市緑区)には, 超高層免震建物として図1に示す合同棟2号館(以後, J2棟)がある。この建物は, 上述した超高層免震建物に生じる問題について対策がとられた建物である。すなわち,

図1 J2棟の外観

上部構造の剛性を高めるためにメガブレースが設置され, また, 応力が集中するメガブレース直下の積層ゴムの引張力を低減するために, 積層ゴムに浮き上がり機構を持たせている²⁾。東京工業大学の都市地震工学センター(Center for Urban Earthquake Engineering)では, 2005年7月より当該建物に45個の様々なセンサーで常時観測を行っており, 東北地方太平洋沖地震での観測に成功した。本建物は, 筆者らの知る限り, 1つの建物としては計測点数が最多であり, また, 平面形状が単純な矩形であるため, 基礎的な挙動を議論するのに適している。このように, 本建物で観測されるデータは, 超高層免震建物の挙動を議論する上で貴重と考えられる。

東北地方太平洋沖地震における免震建物の観測結果に関する報告としては, 日本免震構造協会の応答制御建築物調査委員会により, 免震構造建物20棟の応答の概要が報告された³⁾。また, 超高層免震建物に関しては, 企業の年報などによる報告^{4), 5)}や, 学術論文としては, 猿田らにより36層RC造免震建物に関して報告されている⁶⁾。しかし, それらは解析モデルとの比較を通して, 免震構造の有効性を検証しているものの, 観測記録そのものに関する情報は少ない。近年における超高層免震建物の増加傾向を鑑みると, 観測記録そのものについて詳細に検証することは極めて重要である。

1. 2 本論文の目的と構成

本論文では, 超高層免震建物である東京工業大学J2棟を対象とし, 2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(M9.0, 震源深さ: 約24km)の観測結果を中心に報告することとし, 解析検討は

* 東京工業大学建築物理研究センター 助教・博士(工学)
** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.

Assistant Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

2 章では本建物の構造計画と計測方法の概要を、3 章では東北地方太平洋沖地震で観測された記録の基本的な情報を示す。4 章では伝達関数のカーブフィッティングによるシステム同定を行うとともに、モード重解析により、同定結果の精度が確認できることを示す。また、それを応用することで、免震層が固定された場合の応答についても議論する。5 章では主に免震層の挙動に着目し、ダンパー力や積層ゴムの鉛直軸力変動といった、建物内部に生じる応力について検討する。最後に、6 章では地震入力的大小による建物応答や動的特性の変化について検討する。

2. 1 対象建物の概要²⁾

Figure 2 consists of two elevation views of the J2 building. View (a) is the South-East Elevation, showing a 19-story building with floors labeled from 1FL to 19FL. The ground floor is designated as the '免震層' (seismic isolation layer). The building's total height is 91.4m, and its width is 46.2m. View (b) is the North-East Elevation, showing the same building from a different angle. It highlights the 'メガブレース' (mega-brace) structure. Text annotations indicate that the building was '2 stories under construction as of March 2011' and 'completed as of April 2013'. The width of this section is 42.5m. Both views include a coordinate system with X, Y, and Z axes.

図3 免震装置の配置と概要(左図と右表の記号が対応)

1, 2 階の間にある免震層の平面図および使用された支承・ダンパーを図 3 に示す。積層ゴム支承は計 16 基からなる。免震層上部の塔状比が 5 と大きいため、大地震時に積層ゴムに引張力が生じる可能性がある。特に四隅の柱では上部にメガブレースが設置されており、かつ X, Y の 2 方向の外力の影響を最も強く受けることから、地震時の軸力変動が大きい。そのため、本建物ではこの引張力の発生を低減する目的で、免震層隅角部の 4 つの免震装置について、皿パネを介してアンカーボルトを接続し、最大で 20mm 程度の浮き上がりを発生できるように設計している(図 3(a))。これは本建物の構造を特徴付ける点の一つで、超高層の免震構造を可能にする重要な技術の一つである。その他の積層ゴム支承では図 3(b)のように U 型の鋼製ダンパーが 4 つ併設されたものを用いている。図 3 左の b' は、階段を避けるために、図 3(b)の 4 つの鋼材ダンパーが片側に寄せられてつけられている。その他に、鋼材ダンパー(図 3(c))が単体で 2 基、X 方向には 1000kN 級のオイルダンパー(図 3(d))が 2 基用いられている。鋼製ダンパー 4 つ 1 セットの規格値は 1 次、2 次剛性が 9600, 160kN/m で、降伏荷重が 304kN である。オイルダンパーの規格値は 1 次、2 次減衰係数が 2500, 169.5kN・s/m で、リリーフ減衰力が 800kN である。積層ゴム支承の水平剛性の規格値は $\phi 1100$ と $\phi 1200$ で 1940, 2130kN/m である。

計測計画の概要を図4に、計測器の一覧を表1に示す。J2棟には加速度計、変位計(ワイヤー式および棒状接触式)、ひずみゲージを設置しており、合計で45チャンネルの計測を行っている。詳細な計測方法は以下に示す通りである。

サーボ型加速度計を1階、免震層、2階、7階、14階、20階床に配置している(図4左)。1階はほぼ重心位置の1点でX, Y, Z方向に、それ以外の階では水平方向にX方向を2点、Y方向を1点で計測している。本論では水平方向の加速度として重心位置の値を用いることとし、各階床の重心位置におけるX, Y方向の加速度 a_{x_i} , a_{y_i} は線形内挿および回転加速度を考慮して算出する。ここに i は階数である。2階床を例にとれば、図5を参考に、

$${}_2a_x = ({}_2a_{xS} + {}_2a_{xN})/2, \quad {}_2a_y = {}_2a_{yN} + d_2 \cdot ({}_2a_{xS} - {}_2a_{xN})/d_1 \quad (1a, b)$$

— 1446 —

図4 計測計画の概要

(左：加速度計・歪ゲージの配置 右：免震層の計測概要)

表1 計測器一覧

測定場所	測定項目	定格容量	分解能
1階	加速度	2G	1 μ G
免震層	加速度	2G	1 μ G
	層間変形(小)	$\pm 100\text{mm}$	0.05mm
	層間変形(大)	$\pm 500\text{mm}$	0.5mm
	層間変形軌跡	-	-
	ダンパー力	(歪ゲージ)	1 μ Strain
	ダンパー変形	$\pm 500\text{mm}$	0.5mm
上部構造	積層ゴム支承浮き上がり	50mm	0.03mm
	加速度	2G	1 μ G
	柱・メガブレース歪	(歪ゲージ)	1 μ Strain

変位計(計13ch)

免震層の層間変位を計測するために、ワイヤー式変位計と棒状接触式変位計を用いた。ワイヤー式変位計は図6(a)のように設置しており、定格容量が $\pm 500\text{mm}$ で、大変形の計測を目的としたものである。また、同装置には罫書き板も設け、デジタル計測値との比較・確認をできるようにしている。棒状接触式変位計は定格容量が $\pm 100\text{mm}$ で、小変形の計測を目的としたものである(図6(b))。これら層間変形計測は、免震層の南西側と北東側の2ヶ所で計測している(図4右)。ワイヤー式変位計は、計測値 Δx 、 Δy から以下の式でその点における水平移動 u_x 、 u_y を求めることができる。

$$u_x = \frac{-\alpha - 750 + \sqrt{-\alpha^2 + 1500\alpha - 750^2 + 2(750 + \Delta x)^2}}{2}$$

$$u_y = \frac{\alpha - 750 + \sqrt{-\alpha^2 - 1500\alpha - 750^2 + 2(750 + \Delta y)^2}}{2} \quad (2a, b)$$

ここで、 $\alpha = \frac{(750 + \Delta y)^2 - (750 + \Delta x)^2}{1500}$

図5 加速度計の配置と重心位置の加速度(2階)

(a) 層間変形(大ストローク罫書き板)

(b) 層間変形(小ストローク)

(c) 積層ゴム支承の浮き上がり

(d) オイルダンパー

図6 計測装置の計測詳細

前述したように、四隅の積層ゴム支承は浮き上がりを許容する仕様としたため、南側と東側の2つの積層ゴム支承では下フランジの浮き上がりを計測している(図4(a))。浮き上がり時には水平方向にも若干移動する可能性があるため、水平変形に追従できる機構を持たせている(図6(c))。それ以外に、オイルダンパーのストロークもワイヤー式変位計で計測している(図6(d))。

ひずみゲージ(計5ch)

建物建設時に、2FLの直上の柱とメガブレースに2ヶ所ずつ、ひずみゲージを貼付している(図4左)。また、北側オイルダンパーのシリンダー部にもひずみゲージを貼りつけ、各部材の軸歪を計測している(図6(d))。

3. 観測記録の基本情報

3. 1 観測記録の概要と震災後の目視調査結果

J2棟における本震の観測結果のうち、免震層、2階、20階の床で観測された加速度の時刻歴を図7に、加速度の二重積分から得られた免震層に対する相対変位を図8に、免震層の加速度から作成した応答スペクトルを図9に示す。免震層の床で最大加速度は49galと69galであり、震度は4.5である。免震層の直上である2階床では加速度が若干増幅しており、20階では最大加速度が免震層の2倍近くに増幅されている。免震層に対する相対変位は免震層直上の2階で65.9mmと96.0mm、最上階の20階では増幅して161.0mmと180.9mmであった。応答スペクトルでは、 $h=5\%$ の加速度一定領域で $S_{pa} =$

図7 重心位置における加速度の時刻歴波形

図8 加速度記録の二重積分により求めた免震層床からの相対変位

(a) 擬似加速度応答スペクトル

(b) 擬似速度応答スペクトル

図9 免震層床での応答スペクトル

150gal程度、速度一定領域で $S_{pv} = 30 \sim 40$ cm/s程度であり、レベル1地震動よりやや低い程度の入力だったといえる。免震層床の加速度がある程度小さくなった120秒以降においても、20階はしばらく揺れ続けていたことがわかる。なお、加速度の二重積分の際は、加速度記録に10秒のハイパスフィルターをかけている。カット周期を変更すると、図10(a)で示すように絶対変位は大きく変化する。一方、それを免震層からの相対変位に直すと、図10(b)のようにカットする周期の影響は小さくなり、かつ3.2節で後述するように、変位計から求めた相対変位ともよく一致したことを述べておく。

震災後の目視調査による損傷としては、図11(a)のように免震層で鋼材ダンパーをとめるボルトの回転やペンキの剥離が確認された。また、図11(b)のように1階のエレベータ前にある天井の石膏ボードが一部剥がれているのが確認された。この部分はエキスパンションジョイントに相当するが、可動部がスムーズに動かず、かつ十分なクリアランスが設けられていなかったため、擦れるように接触して損傷したものと考えられる⁹⁾。その他には目立った損傷はなく、建物の損傷は軽微だったといえる。

3. 2 免震層の層間変形

図12の(a)、(b)に野書き板の写真と式(2)から求めたワイヤー式変位計の観測記録を重ねて示す。南西側の計測箇所では、小変位計による観測もX、Y両方向で行っているため、図12(a)ではその結果も示している。また、図12(c)では免震層平面の重心位置における大・小変位計の記録と、加速度記録の二重積分から求めた層間変形も合わせて示す。それらは全て良く一致していることから、全ての計測の信頼性を確認することができる。また、図12(a)、(b)の履歴がほぼ等しいことから、免震層でのねじれ挙動は小さかったと考えられる。

図10 加速度記録の二重積分による変位(2階X方向)

(a) ボルトの回転とペンキの剥離 (b) 1階エキスパンション天井の損傷

図11 地震直後に確認された軽微な損傷

4. システム同定とモード重畳解析による検討

4. 1 伝達関数のフィッティングによるシステム同定

J2棟の動的特性を評価するために、伝達関数のカーブフィッティングを適用する。観測から得た入力と出力のデータから構築した離散的な伝達関数に対し、調和振動時の理論的な伝達関数を極力合致

表 2 動的特性の同定に用いた加速度記録

	Case 1	Case 2
入力加速度	免震層(免震層直下)	2階(免震層直上)
出力(応答)加速度	2, 7, 14, 20階	7, 14, 20階
得られる動的特性 ^{注)}	建物全体(免震層含)	上部構造のみ

注) 1 次～3 次モードの固有周期, 減衰定数, 刺激関数

させるような固有振動数, 減衰定数, 刺激関数の値を同定するという典型的な手法である^{10), 11)}。

建物の特性を把握するためには, 入力として建物基部の加速度, 出力を上部構造の加速度として伝達関数を求めることになるが, ここでは表 2 に示す 2 つの状態を考える。Case 1 は入力を免震層直下, 出力を上部構造の 2, 7, 14, 20 階とし, 免震層を含む建物全体の動的特性を把握するものである。一方 Case 2 では, 入力を免震層直上の 2 階とし, 出力を 7, 14, 20 階とすることで, 免震層を含まない上部構造のみの動的特性を把握するものである。すなわち, 免震層ありと無しの 2 状態を考えて両者を比較することで, 免震層の効果について考察する。なお, ここでは 1 次～3 次モードまでのシステム同定を行い, データは各階の重心位置における加速度を用いる。

伝達関数のカーブフィッティングの例として, 出力を 20 階とした場合の結果を図 13 に示す。伝達関数の振幅・位相ともに理論曲線と良く一致していることがわかる。同定した結果として 1 次～3 次の固有周期と減衰定数を表 3 に, 1 次～3 次モードにおける刺激関数を

表 3 カーブフィッティングによるシステム同定結果

	Case 1 (建物全体)						Case 2 (上部構造のみ)					
	X 方向			Y 方向			X 方向			Y 方向		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
固有周期(s)	2.916	0.979	0.447	2.972	0.942	0.526	2.009	0.612	0.348	2.147	0.682	0.385
減衰定数	0.070	0.019	0.057	0.105	0.037	0.089	0.021	0.054	0.055	0.046	0.054	0.118

図 14 に示す。図 14 より、Case 1 では免震層の変形が他層よりも大きくなっていることを確認できる。また、1 次モードでは上部構造はほぼ直線的に変形している。表 3 は Case 1 の場合 2, 7, 14, 20 階を、Case 2 の場合 7, 14, 20 階を出力とし、それぞれの伝達関数のカーブフィッティングから求まる値の平均値として求めたものである。Case 1 は Case 2 よりも周期が 1 秒ほど長く、減衰は 5% ほど高い。また、Case 1, Case 2 とともに入力が大きかった Y 方向の方が X 方向よりも減衰が大きく、周期は長くなっており、入力が大きくなると動的特性が長周期・高減衰側に推移する傾向がみられる。この点については 6 章で詳述する。

4. 2 モード重合解析によるシステム同定結果の精度検証

4.1 節で同定した 1 次～3 次モードの固有周期 T_j 、減衰定数 h_j 、刺激関数 $\beta_j \phi_j$ を用いて、モード重合解析により、各計測階における相対変位 $\mathbf{u}$ および絶対加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}}$ を以下の式で求めることができる。

$$\mathbf{u} = \sum_{j=1}^3 \beta_j \phi_j q(T_j, h_j), \quad \ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}} = \sum_{j=1}^3 \beta_j \phi_j (\ddot{q}_{\text{tot}}(T_j, h_j) - \ddot{u}_g) + \ddot{u}_g \quad (3a, b)$$

ここで、 $q(T_j, h_j)$ 、 $\ddot{q}_{\text{tot}}(T_j, h_j)$ は、 j 次モードに分解した固有周期 T_j 、減衰定数 h_j をもつ一質点系応答の相対変位、絶対加速度である。 $\ddot{u}_g$ は基部の加速度であり、すなわち Case 1 では免震層床の、Case 2 では 2 階床の加速度である。モード重合解析の結果と観測結果を比較することにより、同定結果の確からしさを確認することができる¹²⁾。

20 階の相対変位と絶対加速度に関して、モード重合解析により求めた結果と観測記録との比較を図 15 に示す。観測記録による相対変位は、図 10 と同様に、加速度記録の二重積分から求めたものである。

(a) Case 1 (免震層を考慮した場合)

(b) Case 2 (上部構造のみの場合)

図 15 同定結果を用いたモード重合解析と観測記録の比較 (20F・X 方向)

図 16 1 次～3 次モードの寄与 (20F・X 方向)

図 17 モード解析による免震層有無の比較 (20F・X 方向)

上部構造のみである Case 2 では、図 15(b)のように両者が非常に良く一致していることがわかる。このように、異なる 2 つの手法で得られた応答が一致したことから、カーブフィッティングにより得られた固有周期・減衰定数・刺激関数の信頼性を確認できる。また、本論では 3 次モードまでのシステム同定で挙動を再現できたことから、それ以上の高次モードの影響は小さいことが確認できる。

一方、免震層を考慮している Case 1 は、免震層のみにダンパーが配置された非比例減衰系に相当するが、モード重合解析の結果は下層ほど精度が低くなる傾向はあったものの、観測結果と概ね一致している。これは、①免震層の挙動が塑性率 2～3 程度(鋼材ダンパーの降伏変位規格値は 31.7mm, 5.1 節参照)という比較的小さい範囲だったこと、②上部構造が柔らかい超高層建物のため、上部構造の応答の寄与が比較的大きかったこと、という 2 つの理由が考えられる。

モードの寄与分を把握するために、20 階 X 方向における 1～3 次モードの相対変位と絶対加速度をそれぞれ時刻歴で示す(図 16)。相対変位では 1 次モードの寄与が支配的で、2 次モードより高次の影響はほとんどないことがわかる。一方、絶対加速度は 1 次モードの影響が全体的に大きいのにに対し、2 次モードの影響は 130 秒以降で小さくなっている。また、3 次モードの影響はほとんど寄与していないことがわかる。

4. 3 免震層の効果

免震層の効果を確認するために、免震層で観測された加速度を入力として、4.2 節と同様に Case 2 でモード重合解析を行う。Case 2 はシステム同定を精度良く行っているため、これにより免震層が無かった場合の挙動の予測を行うことができる。図 17 にモード重合

析の結果(免震無)と観測記録(免震有)の比較を示す。相対変位では免震の有無で振幅の大きさに目立った違いは無いが、絶対加速度では免震有が免震無の半分程度となっており、免震層が加速度の低減に効果的に機能したといえる。図 17 で示した 2 つの加速度で作成した床応答スペクトル ($h=3\%$) を図 18 に示す。これは建物内部の非構造部材の応答と考えることができる。免震層を設けることにより、卓越周期が長周期側にシフトし、そのとき、ピーク時の値が著しく低下していることから、建物内部の非構造部材の挙動を低減させる上でも、免震層が有効に機能したといえる。

図 18 床応答スペクトルの比較 ($h = 3\%$, $20F \cdot X$ 方向)

5. 免震支承とダンパーの挙動分析

5.1 免震層の荷重－変形関係

2, 7, 14, 20 階の加速度記録を用いて、その他の階の応答加速度を線形補間で求め、設計時に想定した各階質量との積から免震層に生じる層せん断力を算出した。図 19 に上述した加速度分布を用いて計算したせん断力係数分布を示す。超高層免震建物では、上層階でせん断力係数が増幅される可能性も指摘されているが¹⁾、本ケースではほぼ直線的な分布となり、指針式¹⁾と比べても上層階のせん断力係数は小さい。なお、図中の指針式では、ダンパーおよび上部構造の剛性に設計値を用いた。図 20 に免震層の層せん断力と層間変形の関係を時間ごとに示す。破線は鋼材ダンパーおよび積層ゴムの規格値 (2.1 節) による線である。観測結果の履歴は明確なバイリニア履歴となり、また、設計時に想定した挙動と良く一致していることから、鋼材ダンパーおよび積層ゴムが想定通りに機能していること、観測結果の信頼性を確認できる。

図 19 せん断力係数分布

図 20 免震層の荷重－変形関係

歴は明確なバイリニア履歴となり、また、設計時に想定した挙動と良く一致していることから、鋼材ダンパーおよび積層ゴムが想定通りに機能していること、観測結果の信頼性を確認できる。

0~60 秒と 180~240 秒を比較すると、主要動の前後で、X, Y 方向ともに剛性が低下していることがわかる。図 21 に本震前後における水平剛性の変動を示す。本震の前後で発生した比較的大きい地震動を対象とし、観測結果を 10 秒毎に区切って最小二乗法により求めた剛性を縦軸に、その時の最大変形を横軸にとっている。最初は規格値より剛性が高く、変形が大きくなると鋼材ダンパーの塑性化前でも剛性が低下している。塑性化後は、塑性化前よりも剛性が明らかに低下しており、時間が経過することにより(約 1 ヶ月と 4 ヶ月)、若干回復する傾向は見られるものの、塑性化前の状態には戻っていない。鋼材ダンパーおよび積層ゴムの剛性が小変形で低下するという文献は見られないため、取り付け部材などの軽微な損傷が発生したと思われるが、詳細な追求は今後の課題といえよう。

5.2 オイルダンパーの挙動

図 22 にオイルダンパーの荷重 F_d －ストローク u_d 関係を時間ごとに示す。ストロークが約 20mm 以下である 0~60 秒では荷重が極めて小さく、バイリニア型の履歴形状となっており、60 秒以降では荷重が上昇するものの、20mm 程度のスリップを生じている。また、

図 21 免震層における水平剛性の変動

図 22 オイルダンパー 1 本の荷重－ストローク関係

図 23 オイルダンパー 1 本の荷重－速度関係

図 24 エネルギー吸収量の比較

180 秒以降はストロークが再び約 20mm 以下となるが、0～60 秒までは異なり、スリップ後に荷重が上昇している。この原因としては、オイルダンパー製作時に含まれる内部気泡や、端部ピンのガタなどが考えられるが、詳細はまだ不明である。

オイルダンパーのストロークを時間で一階微分して求めた速度 $\dot{u}_d$ と、ダンパー荷重との関係を図 23 に、免震層 X 方向のエネルギー吸収量の比較を図 24 に示す。図 22 のようにダンパー荷重－ストローク関係にスリップがあるため、図 23 は明確な線形性を示さないが、荷重が上昇する場合の粘性係数 C_d は 35kN/kine 程度であり、規格値の 25kN/kine より 4 割ほど高かった。オイルダンパー 1 本の最大荷重は約 540kN であり、免震層 X 方向の最大層せん断力に対して約 7% である。エネルギー吸収量はダンパー 1 本で免震層 X 方向に対して約 13% の寄与となり、耐力の寄与よりも大きくなった。一方、規格値の C_d (= 25kN/kine) を用いてスリップが生じなかった場合よりも 18% ほど低くなった。観測の範囲ではスリップが拡大する兆候は見られなかったため、より大きい地震動に対してはスリップの影響が相対的に小さくなると考えられる。しかし、小変形時に減衰の効果が極めて小さくなることを無視することはできず、今後も継続的に検討が必要な問題といえる。

5. 3 積層ゴムの浮き上がり

積層ゴムの直上の梁せん断力は小さいと考え、CFT 柱の鋼管歪 ϵ_{c1} 、 ϵ_{c2} およびメガブレース歪 ϵ_{b1} 、 ϵ_{b2} (図 25 参照) の歪から、東側・南側の積層ゴム支承に生じる軸力 N_1 、 N_2 を式(4)で求めた。これは柱の軸力変動が、平面上で対角に位置する柱の軸力変動に対して正負逆の関係になると仮定したものである。この仮定については 5.4 節で詳述する。

$$N_1 = -(A_s E_s + A_c E_c) \epsilon_{c2} + A_b E_b \epsilon_{b1} \sin \theta \quad (4a)$$

$$N_2 = -(A_s E_s + A_c E_c) \epsilon_{c1} + A_b E_b \epsilon_{b2} \sin \theta \quad (4b)$$

図 25 J2 棟下部の詳細

図 27 浮き上がり機構の変形

図 26 東側積層ゴムの浮き上がり変位と軸力変動

ここで、 A_s 、 A_c 、 A_b は CFT 柱の鋼管・充填コンクリートおよびメガブレースの断面積、 E_s 、 E_c 、 E_b は同部材のヤング係数である。 E_c は使用されている充填コンクリートが $F_c = 60\text{N/mm}^2$ であることから、RC 規準式¹³⁾を用いて $E_c = 33.5\text{kN/mm}^2$ とした。

東側積層ゴムの浮き上がり変位と軸力 N_1 の時刻歴波形を図 26 に示す。浮き上がり変位をみると、約 88 秒時に③の変位計で約 1mm の浮き上がりを計測している。その時の積層ゴムの軸力は、引張力が最大値となっており、かつ設計時に想定された長期軸力にほぼ達していることから、この瞬間に長期軸力と引張軸力がほぼ釣り合ったと考えられる。なお、浮き上がった時以外は、引張軸力に対して僅かに下側への変形を計測しているが、これは図 27 で示すように、引張軸力が生じることで長期軸力による積層ゴム底板のたわみが減り、浮き上がりを計測する点が下がったためと思われる。

紙面の関係で図示しないが、南側の積層ゴムで同様に軸力 N_2 の変動を確認したところ、軸力 N_2 は設計時に想定された長期軸力よりも小さい範囲で変動しており、かつ南側の積層ゴムに設置した 2 本の変位計からも浮き上がりは確認できなかった。また、5.4 節で示す仮定により、北側・西側の積層ゴムの軸力変動を算出したところ、それらも同様に、設計時に想定された長期軸力より小さかった。すなわち、本計測の範囲内において、積層ゴムの浮き上がりは東側の積層ゴムのみで生じ、かつそれは極めて短い瞬間だったことがわかり、本論で対象としている計測結果に、浮き上がりの影響はほとんど含まれていないことがわかる。また、積層ゴムに生じる引張軸力が常時軸力の設計値にほぼ達した時に浮き上がったことから、常時軸力の設計値と、計測による積層ゴムの軸力変動の評価により、積層ゴム浮き上がりのタイミングを予測することができると考えられる。

5. 4 積層ゴム軸力の成分分離

5.3 節では、平面上で対角に位置する柱の軸力変動が、正負逆の関係になるという仮定で積層ゴムの軸力変動を求めた。この根拠について説明する。積層ゴムの軸力変動が転倒モーメント M_x 、 M_y のみにより影響すると考えれば、係数 $C_1 \sim C_4$ を用いて、 M_x 、 M_y は以下の式で求められる (図 25 参照)。

$$N_1 = \frac{M_x}{L_y} \times C_1 - \frac{M_y}{L_x} \times C_2, \quad N_2 = -\frac{M_x}{L_y} \times C_3 - \frac{M_y}{L_x} \times C_4 \quad (5a, b)$$

M_x 、 M_y は各軸に対する転倒モーメントで、以下の式で求まる。

$$M_x = -\sum_{i=1}^{20} a_{y,i} h_i m_i, \quad M_y = \sum_{i=1}^{20} a_{x,i} h_i m_i \quad (6a, b)$$

図 28 積層ゴムの軸力変動 (2 通り)

ここで $i a_x$, $i a_y$ は式(1)および5.1節と同様に2, 7, 14, 20階の加速度記録を使って線形補間した i 階の絶対加速度で、 h_i は免震層床から各階天井までの高さ、 m_i は各階天井位置の設計質量である。 $i=1$ は免震層を意味する。

式(5)を満たす最適な係数 $C_1 \sim C_4$ を、観測記録の全時間の最小二乗法により求めた。式(5)の転倒モーメントから求まる値と式(4)の歪ゲージから求まる値を比較すると(図28)、両者はほぼ一致していることがわかる。すなわち、積層ゴムの軸力変動は転倒モーメント以外に鉛直地震動などの影響も考えられるが、本建物においては、転倒モーメントによる影響が支配的だったと考えられ、平面上で対角に位置する柱の軸力変動が正負逆の関係になるという、5.3節の仮定が妥当とする根拠になる。

なお、最小二乗法の結果は、 $C_1=0.470$, $C_2=0.305$, $C_3=0.492$, $C_4=0.309$ となり、 C_1 と C_3 , C_2 と C_4 がほぼ等しいことから上述した仮定の確からしさを確認することができる。また、 C_1 と C_3 はほぼ0.5であり、Y方向には鉛直構面が2つしかないことを考えると、Y方向の挙動に対しては、Y1通りとY8通りの2構面がX軸回りの転倒モーメントをほとんど負担し、Y2通りからY7通りまでの6構面では積層ゴムの軸力変動は極めて小さいことがわかる。一方、X方向には鉛直構面が8つあるが、 C_2 と C_4 はほぼ0.3であることから、Y1通りとY8通りの2構面で、Y軸回りの転倒モーメントの約61%を負担している。これは、Y1通りとY8通りが、設置されたメガブレースの影響により、他の構面より水平剛性が高くなったためと考えられ、構造設計時のコンセプトが有効に機能したといえる。

なお、観測したメガブレース軸力の水平成分から、層せん断力に

図29 1次の固有周期と減衰定数の変動(ARX法)

表4 固有周期の設計値

	稀地震動に対して (積層ゴムせん断歪50%想定、 免震層変形では113mm程度)						極稀地震動に対して (積層ゴムせん断歪150%想定、 免震層変形では339mm程度)					
	X方向			Y方向			X方向			Y方向		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次
固有周期(s)	3.608	1.208	0.655	3.785	1.238	0.692	4.231	1.260	0.662	4.379	1.298	0.703

に対する寄与分を計算すると、2階層せん断力に対して約57%であった。上述した転倒モーメント負担率61%が、水平力負担率とほぼ等しいと考えれば、Y1・Y8構面の水平力は、メガブレースがほとんどを負担していると考えられる。また、それは建物設計時の2階における水平力負担率(メガブレース:61.4%, Y1・Y8構面:66.2%)と概ね一致している。

6. 入力レベル・変形レベルによる動的特性と応答の違い

6.1 ARX法によるシステム同定

免震層床の加速度を入力とし、20階床の加速度を出力とする一入力一出力のARXモデル¹⁴⁾による解析結果を図29(b), (c)に、伝達関数のカーブフィッティングから同定した1次モードの値(表3)も合わせて示す。同時刻の免震層変位(図29(a))と比べると、変位が大きいほど長周期・高減衰になる傾向がみとれる。また、伝達関数のカーブフィッティングから求まる同定値は、ARXモデルから求まる変動の間に位置していることから、カーブフィッティングは変動する動的特性を平均的に同定していることがわかる。なお、表4に示すように設計では、稀に発生する地震動に対して50%のせん断歪(免震層変形約113mm)を想定しており、1次固有周期はX方向で3.608秒、Y方向で3.785秒である。ARX法による値はY方向で約100mmの変形で3.1秒であり、設計値よりやや短い周期となっている。

6.2 地震動の大きさによる動的特性の変動

これまでに用いた本震(3月11日14時46分)に加え、本震直前として3月9日の①微動および②小地震、③本震、震災直後として3月11日17時19分の④小地震および⑤微動の観測結果を対象とし、4.1節と同様に伝達関数のカーブフィッティングにより固有周期と減衰定数を同定した(図30)。②と④は本震の半分以下の震度で、免震層は5mm以下の変形で挙動している。図30から、地震動が強くなるほど、長周期・高減衰になる傾向が明確に表れており、より大きな地震動に対しては、より高い免震効果を期待することができる。また、5.1節や6.1節で示したのと同様に、本震を経験したことで周期が伸びていることがわかる。

6.3 地震動の大きさによる加速度・変位分布

前節の②～④の地震動について、最大相対変位・最大加速度の分布を、それぞれ免震層変位・免震層床加速度で基準化して図31に示す。また、図17と同様にモード重解析で求めた免震層が無い場合の応答も合わせて示している。免震層変位に対する頂部変位の比は2～3程度であり、本震と前後の小地震では明らかな違いは見られない。免震無のケースと比べると、免震が付くことにより全地震で層間変形を低減させていることがわかる。一方で加速度に関しては、免震層下の加速度に対する各層の加速度の割合が、本震の場合は途中階でほぼ1であり、頂部では増幅しているものの2以下である。それに対して本震前後の小地震では、それらの値が本震よりも明らかに高い傾向にある。前節までで述べたように、入力が大きくなるほど長周期・高減衰のシステムとなるが、それにより加速度を低減させていると考えられる。また免震無のケースと比べると、免震層がつくことにより、特に上層階の応答が低減されていることがわかる。

7. おわりに

超高層免震建物である東京工業大学すずかけ台キャンパス J2 棟

図 30 観測記録ごとに算出した固有周期・減衰定数

図 31 入力的大小における最大値分布

を対象とし、東北地方太平洋沖地震における当該建物の動的応答を、観測データを用いて詳細に報告するとともに、その観測システムについても詳細に示した。また、観測データを用いて様々な検討を行った。以下に要約する。

- ・野書き板のオービット、2 種類の変位計、免震層上下の加速度二重積分の差、それぞれから求めた免震層水平変位が概ね一致したため、各計測方法の精度が高いことを確認した。加速度二重積分で変位を求める際、ハイパスフィルターのカット周期は絶対変位に敏感だが、相対変位に及ぼす影響は小さかった。
- ・伝達関数のカーブフィッティングによりシステム同定を行うとともに、その結果を用いたモード重分解析で計測結果を再現できたことから、システム同定結果の精度が高いことを確認した。さらに、そのモード重分解析により、J2 棟が上部構造のみの耐震構造だった場合の応答を予測し、免震層が設置されたことにより加速度が大幅に低減されたことを確認した。

- ・免震層は設計時に想定されたバイリニア履歴とほぼ一致するように挙動した。積層ゴムの浮き上がり機構は、設計で想定された長期軸力と同じ引張軸力が生じたときに発生したことから、浮き上がり機構が正常に発生すること、そして、その発生タイミングを予測できることを確認した。
 - ・本論で対象とした入力、レベル 1 地震動より若干小さい程度だが、より大きい地震動ではより高い免震効果、すなわちシステムが長周期・高減衰になることが、様々な手法により確認された。
- なお、本論文では観測結果に重点を置いたため、解析検討に関する報告は続報で行う。また、現在は J2 棟の隣に J3 棟 (図 2 参照) が建設されており、両者は一部で連結されている。両棟合わせて 84 個のセンサーが設置されており、継続的に観測結果を報告していく。

謝辞

本研究で用いたセンサーは、21 世紀 COE プログラム「都市地震工学の展開と体系化」(代表: 大町達夫)、およびグローバル COE プログラム「震災メカリスク軽減の都市地震工学国際拠点」(代表: 時松孝次) のプロジェクトの一環で設置したものである。センサーの設置やデータの保存に際しては東京工業大学の和田・笠井・坂田・山中・山田研究室に、データ整理では株式会社奥村組(研究当時、東京工業大学大学院生) の山際創君に協力していただきました。また、東京工業大学の佐藤大樹先生には貴重なご意見を多数いただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 免震構造設計指針 (第 4 版), 丸善出版株式会社, 2013.10
- 2) 菊地岳史, 藤森智, 竹内徹, 和田章: メガブレースを用いた超高層免震鋼構造建築物の設計, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp.217-222, 2005.12
- 3) 日本免震構造協会, 応答制御建築物調査委員会報告書, 5 免震構造地震応答評価部会報告書, 2012.1
- 4) 欄木龍大, 長島一郎, 新居藍子, 篠崎洋三, 木村雄一, 青野英志: 東北地方太平洋沖地震における免震・制振建物の効果, 観測記録の分析に基づく免震・制振効果の検証, 大成建設技術センター報, 第 44 号, pp.05_1-8, 2011
- 5) 境茂樹, 加藤貴司, 田中靖彦, 片山喜隆: 東北地方太平洋沖地震による超高層免震建物の地震時挙動, ハザマ研究年報, pp.1-6, 2011.12
- 6) 猿田正明, 山本洋江, 森川和彦, 中西啓二, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 井上波彦: 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 42 号, pp.477-480, 2013.6
- 7) 大木洋司, 山下忠道, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中弘明, 笠井和彦, 和田章: 超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み, 日本建築学会技術報告集, 第 21 号, pp.73-38, 2005.6
- 8) 小林裕之, 佐藤大樹, 北村春幸, 笠井和彦: 超高層免震建物の多点同時地震観測記録及び地震応答性状, 日本建築学会関東支部研究報告集, 第 79 号, pp.405-408, 2009.3
- 9) 日本免震構造協会, 応答制御建築物調査委員会報告書, 4-1 免震エキスポンション WG 報告, 第 4 章メーカーヒアリング結果, 2012.1
- 10) 笠井和彦, 村田真一郎, 加藤史人, 引野剛, 大木洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 670 号, pp.2031-2040, 2011.12
- 11) 長松昭男: モード解析, 培風館, 1985.7
- 12) K. Kasai, A. Mita, H. Kitamura, K. Matsuda, T. Morgan, A. Taylor: Performance of Seismic Protection Technologies During the 2011 Tohoku-Oki Earthquake, Earthquake Spectra, Special Issue on the 2011 Tohoku-Oki Earthquake and Tsunami, pp.265-294, 2013.3
- 13) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 (第 8 版), 丸善出版株式会社, 2010.2
- 14) 斎藤知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.47-54, 1998.6

STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF HIGH-RISE BASE-ISOLATED BUILDING BASED ON ITS RESPONSES RECORDED DURING THE 2011 TOHOKU-OKI EARTHQUAKE

Kazuhiro MATSUDA and Kazuhiko KASAI***

* Assistant Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

** Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

1. Introduction

There has been significant increase of high-rise base-isolated buildings constructed in recent years. Seismic responses were recorded at a high-rise base-isolated building in Tokyo Institute of Technology by the Center for Urban Earthquake Engineering (CUEE) during the 2011 Tohoku-Oki earthquake. The purpose of this paper is to discuss various findings from the records, and to provide basic data for the new research areas of high-rise base-isolated buildings and monitoring of such buildings.

2. Outline of the Building and Instrumentations

The superstructure is stiffened by mega-braces installed in the transverse direction at both sides of the building. The high aspect ratio (Fig. 2) may generate a large overturning moment, accompanied by an excessive tensile force at the rubber bearings. Such tensile force is prevented by allowing the bearings to move upward within a 20 mm gap (Fig. 3(a)). The recorded data includes lateral, and for some instance, vertical accelerations at the 2nd, 7th, 14th, 20th, and isolation floors; story drift of the isolation floor; uplift behavior of the rubber bearings; axial force and stroke of the oil damper; and strain of the columns and mega-braces. The total number of the sensors is 45, as shown in Figs. 4 to 6.

3. Records and Observations

Time histories of the absolute acceleration and relative displacement, response spectra, slight damage of the nonstructural components are explained (Figs. 7 to 11). Story drift of the isolation floor is obtained by the four methods using trace recorders, long and short stroke displacement sensors, and double integration of the accelerations recorded above and below the isolation system, respectively. The story drift data is confirmed by good agreement among the four methods (Fig. 12).

4. System Identification and Modal Analysis

Modal periods, damping ratios, and participation vectors are computed by curve-fitting the idealized transfer function (Table 3 and Figs. 13 and 14). Using them, modal superposition time history analyses were performed to (1) verify the record itself and properties obtained, (2) clarify modal contributions to responses, and (3) hypothetically simulate a case with no isolators (Figs. 15 to 18).

5. Responses of Isolators and Dampers

Relationship between base shear force and isolation drift is clearly linear and bilinear, and hysteretic curves appear to be like those of a steel damper. The skeleton curves of the hysteresis were very close to the design curves (Fig. 20). The oil damper exhibits pinched hysteresis with slippage, the reason of which is under investigation (Fig. 22). The vertical force variation of the rubber bearings located at the four corners of the floor is obtained from the strain gages of the columns and braces, and employing an assumption of symmetric responses. When the axial tensile force reaches the compression force produced by the gravity force, the rubber bearing is slightly uplifted (Fig. 26). Thus, uplifting and its mechanism appear to be consistent with those expected in design.

6. Effect of Earthquake Level

The dynamic properties of the base-isolated building vary over time, and depend on the drift magnitude of the isolation floor (Fig. 29). These variations arise from the bilinear characteristics of the isolation system. In addition, Fig. 30 clearly indicates higher damping and longer period for the stronger ground shaking. Therefore, larger isolation effect from the steel dampers could be expected for the future stronger earthquakes.

7. Conclusions

Important findings mentioned above are summarized. The building is currently connected to an adjacent building completed in 2012, and total of 84 sensors are installed in these buildings. Further study on the records and numerical simulation of the building will be reported elsewhere.

(2014年2月10日原稿受理, 2014年7月4日採用決定)