T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	地震応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震層および上部構造の剛性の分析
Title(English)	
著者(和文)	中井亜里沙, 佐藤大樹, 村上智一
Authors(English)	Arisa Nakai, Daiki Sato, Tomokazu Murakami
出典(和文)	日本地震工学会第12回年次大会梗概集, , , P3-26
Citation(English)	Proceedings of the 12th Annual Meeting o f Japan Association for Earthquake Engineering, , , P3-26
発行日 / Pub. date	2016, 9

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

地震応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震層および上部構造の剛性の分析

中井亜里沙[1)]、佐藤大樹[2)]、村上智一[3)]

1） 学生会員　東京工業大学 環境・社会理工学部 建築学系、大学院生
e-mail : nakai.a.aa@m.titech.ac.jp
2） 正会員　東京工業大学 科学技術創成研究院 未来産業技術研究所、准教授　博士（工学）
e-mail : sato.d.aa@m.titech.ac.jp
3） 東京工業大学 総合理工学研究科 人間環境システム専攻、大学院生
e-mail : murakami.t.ao@m.titech.ac.jp

要　約

本報では、超高層免震建物の地震時における免震層および上部構造の剛性を把握することを目的として、東京工業大学にある超高層免震建物のJ2棟で観測された振動レベルの異なる3つの地震応答観測記録を用いて免震層および上部構造の剛性を算出した。その結果、観測記録に基づく免震層の層剛性は、全ての観測記録において設計値に近い値を示した。上部構造では振幅が大きくなると剛性が低くなり、上部構造の振幅依存性が確認できた。また、振幅が大きくなるほど設計値に近づくことを確認した。

キーワード：　超高層免震建物、観測記録、履歴曲線、剛性

1.　はじめに

1995 年に発生した阪神・淡路大震災以降、免震建物の優れた耐震性能が評価され、その需要が高まった。さらに、2011 年に発生した東日本大震災においても、震源に近い三陸地方から関東地方を含む広範囲にわたって継続時間の長い長周期地震動を受けたにもかかわらず、建物としての機能を損なうような被害はなかったことから、その後も免震構造の採用が増え、2014 年末までに約 4000 棟もの免震建物が建設されている [1)]。当初は建物の機能を守る必要が高い建物や防災拠点、病院などに採用される例が多く、中低層建物を中心に建設されていたが、近年においては集合住宅や事務所ビルなどにも、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 [1)]。超高層免震建物の需要は今後も増え続けると考えられることから、このような建物の実挙動を知ることは重要である。

これまでに、観測記録に基づく超高層免震建物の報告はいくつかされている[例えば 2)~7)]。地震応答観測記録に基づく報告としては、天埜らによる建設中の RC 造免震建物を対象とした建設時における振動特性の変化についての報告 [2)]や、松田らによる東北地方太平洋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報告 [3)]などがある。免震建物は免震層と上部構造に分けられ、免震層にアイソレーターや減衰装置を設置することで、低層の免震建物の場合は上部構造を相対的に剛と仮定することができるが、上部構造が高層化して長周期化することで、前述の仮定は成立しなくなる。そのため、超

高層免震建物では上部構造の剛性評価が重要となるが、観測記録に基づき上部構造の剛性を分析した報告は少ない [2]。よって、本報では、観測記録に基づき免震層および上部構造の地震時の建物剛性を把握することを目的とする。具体的には、超高層免震建物の観測記録のうち、振動レベルが異なる記録である、三陸沖地震（本震）（2011 年 3 月 11 日 14：46、M9.0）、茨城県沖地震（余震）（2011 年 3 月 11 日 15：15、M7.7）、静岡県東部地震（2011 年 3 月 15 日 22：28、M6.4）を用いて分析を行う。

2. 対象建物および計測装置の概要

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総合研究棟 2 号館（以後 J2 棟）がある。本建物は、1 つの建物としては計測点数が多く、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 [3]。図 1 に、J2 棟の立面図を示す。J2 棟は 2005 年に竣工した地上 20 階、棟屋 2 階、高さ 91.35 m の鉄骨造超高層免震建物で、平面形状は 15.8 m×46.2 m である。敷地が傾斜地に位置しており、1 階の半分以上が周囲の土に埋もれているため、1 階と 2 階の間に免震層を有する中間層免震構造が採用されている。上部構造は CFT 柱を用いた鉄骨造、基礎および 1 階は鉄筋コンクリート造である。また、基礎構造は N 値 50 以上の土丹層を支持層とする直接基礎（布基礎）である。上部構造は短手方向（X 方向）の塔状比が 5 を超える扁平な形状の建物であるため、X 方向には水平剛性を高めるために 4 層を 1 ユニットとして架け渡すメガブレースが設置されている [8]。表 1 に設計時における建物の動的特性を示す [8]。メガブレースの設置により、上部構造の短辺方向の固有周期は、長辺方向よりやや短い程度に調整されていることが分かる。

なお、現在は隣に J3 棟が建設され、J2 棟と連結されているが（2013 年 4 月竣工）、静岡県東部地震（2011 年 3 月 15 日）は J3 棟の 2 階床の躯体工事中であったが、J2 棟とは連結されていなかったため、J2 棟を独立した建物と見なすことができる。図 2 に加速度計の設置位置を、図 3 に免震層変位計および免震装置の配置を示す [9]。J2 棟には計 27 ch の加速度計、免震層（MF）には計 13 ch の変位計が設置されてい

表 1　設計時における建物の動的特性

	免震層固定時	微小変形時	γ=50% (レベル1相当)	γ=150% (レベル2相当)
短辺方向(X)	2.179秒	2.869秒	3.608秒	4.231秒
長辺方向(Y)	2.507秒	3.099秒	3.785秒	4.379秒

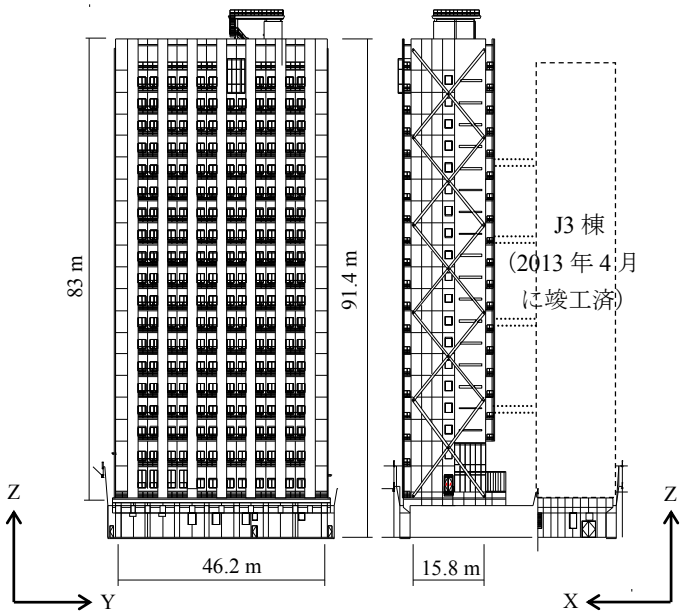


図 1　J2 棟立面図

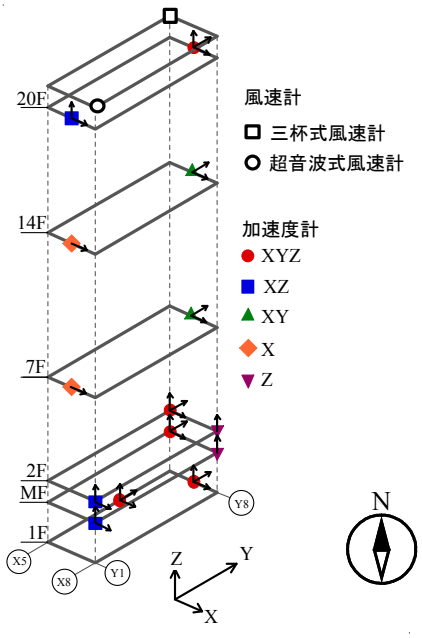


図 2　加速度計の設置位置

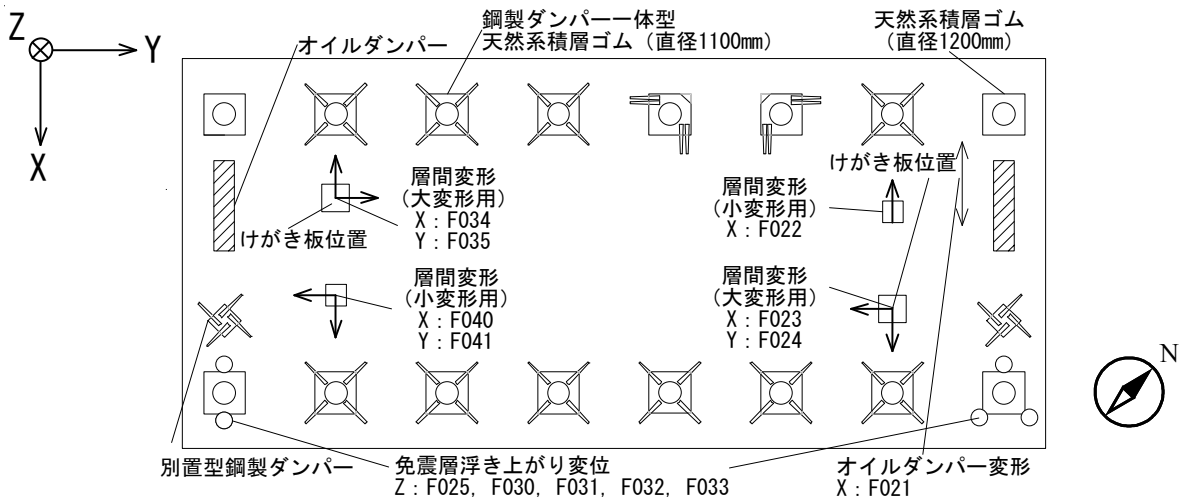


図 3　免震層変位計および免震装置の配置

る。加速度計・変位計はそれぞれ 40 Hz のアナログローパスフィルタを介して 100 Hz で収録されている。免震層は直径 1100 mm（鋼製ダンパー一体型）、1200 mm の天然ゴム系積層ゴム（NRB1100、NRB1200）計 16 基、別置型鋼製ダンパー2 基、オイルダンパー2 基（X 方向のみ）から構成されており、鋼製ダンパーの降伏変位は 31.7 mm である。

3.　観測記録の概要

3.1　観測記録の処理方法

J2 棟には免震層に変位計が、上部構造（2F、7F、14F、20F）に加速度計が設置されており、検討に用いる観測記録には以下の処理方法を行った。加速度計・変位計の観測記録を用いる際は、初期値にずれが生じている可能性があるため、計測開始から 100 個のデータの平均値を全体から引き、ゼロ点補正を行っている。また、加速度記録には同処理を行った後、30 Hz より高周波数側をノイズと判断し、30 Hz のローパスフィルターをかけた。

3.2　地震動の概要

応答レベルによる剛性の変化を確認するために、J2 棟単体時における観測記録の内、振動レベルが異なる記録である、三陸沖地震、茨城県沖地震、静岡県東部地震を選択した。

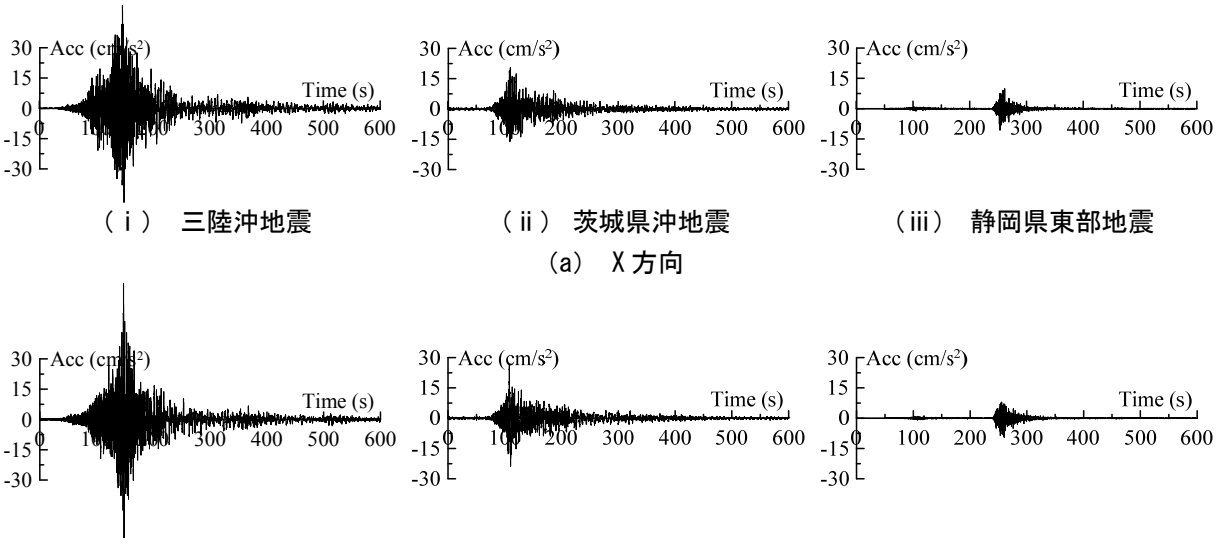
表 2 に観測記録の概要を示す[10]。なお、せん断ひずみは、免震層最大変位から、免震層に設置されている直径 1100 mm（12 基、ゴム層厚 215.8 mm）と 1200 mm（4 基、ゴム層厚 234.0 mm）の天然ゴム系積層ゴムのゴム層厚をそれぞれ除し、全体を平均化して算出している。

図 4 に、検証する地震動の X 方向および Y 方向の時刻歴波形を示す。なお、J2 棟の 1 階の半分以上は周囲の土に埋もれており、1 階は RC 構造のため上階より剛性が高く、三陸沖地震発生時においてもほとんど変形していなかったため、本報では免震層床を本建物の基礎として考える[3]。

表 2　観測記録の概要

年月日	震源地	M	最大地動 加速度 (cm/s^2)		免震層 最大変位 (cm)		せん断ひずみ(%)	
			X	Y	X	Y	X	Y
11/03/11	三陸沖（本震）	9.0	50.1	67.2	6.30	9.71	28.6	44.1
11/03/11	茨城県沖（余震）	7.7	21.3	26.0	3.21	6.58	14.6	29.9
11/03/15	静岡県東部	6.4	14.4	9.64	0.599	0.666	2.72	3.03

※　M：マグニチュード



（ⅰ） 三陸沖地震　（ⅱ） 茨城県沖地震　（ⅲ） 静岡県東部地震

（a） X 方向

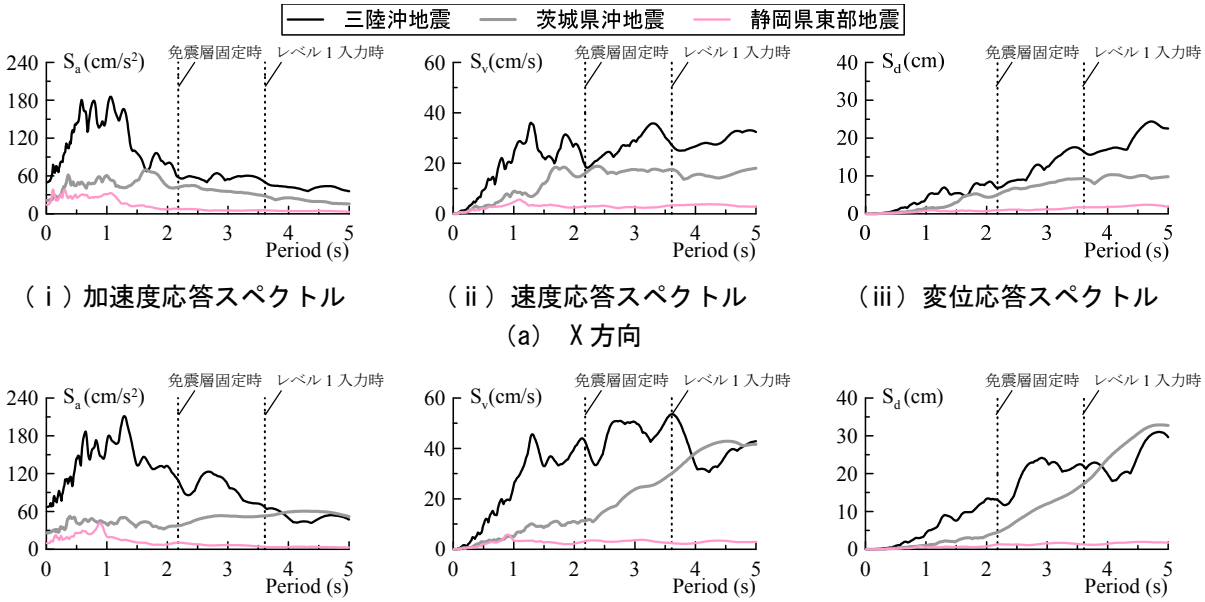
（ⅰ） 三陸沖地震　（ⅱ） 茨城県沖地震　（ⅲ） 静岡県東部地震

（b） Y 方向

図 4　加速度時刻歴波形

図 5 に減衰定数が 5 %の 3 波の加速度、速度、変位の応答スペクトルを示す。なお、図 5 には免震層固定時およびレベル 1 入力時の固有周期（表 1）を示している。

図 5（a）（ⅰ）、（b）（ⅰ）の加速度応答スペクトルをみると、X 方向、Y 方向ともに、三陸沖地震は周期 0.5 秒から 1.5 秒で 150 cm/s² を超える大きな入力であることが確認できる。同様に茨城県沖地震は周期 0.5 秒から 2 秒で約 60 cm/s² と、三陸沖地震の加速度応答スペクトルの約 0.4 倍である。静岡県東部地震は、周期 1 秒で約 30 cm/s² と、三陸沖地震の約 0.2 倍と、他の 2 波に比べて低い入力である。また、図 5（b）より茨城県沖地震の Y 方向の全ての応答スペクトルは、周期 4 秒から 5 秒で三陸沖地震の応答スペクトルよりも大きい値を示すことから長周期成分を多く含む入力であることが確認できる。



（ⅰ）加速度応答スペクトル　（ⅱ）速度応答スペクトル　（ⅲ）変位応答スペクトル

（a） X 方向

（ⅰ）加速度応答スペクトル　（ⅱ）速度応答スペクトル　（ⅲ）変位応答スペクトル

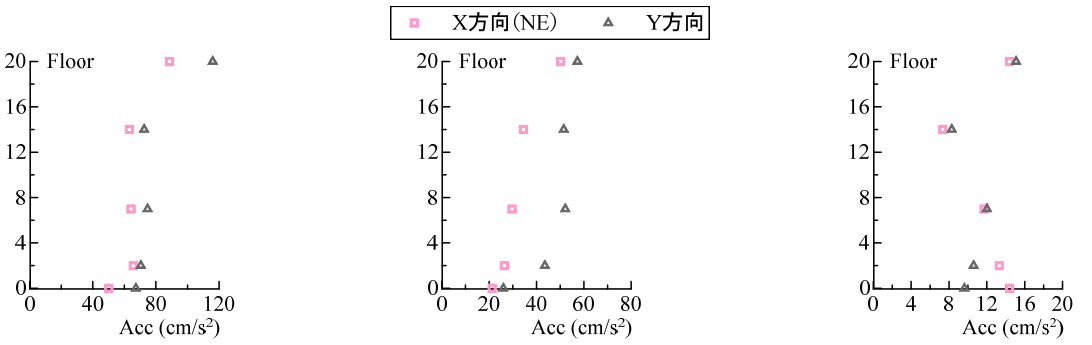
（b） Y 方向

図 5　応答スペクトル（h=5%）

3.3　応答記録の概要

本報で使用する 3 波の加速度の最大値を高さ方向にプロットし、加速度計設置階の北側に設置されている加速度計の X 方向（NE）および Y 方向の加速度記録を比較する。図 6 に最大加速度の高さ方向分布を示す。20 階の最大応答加速度は三陸沖地震で 88.6 cm/s^2（X 方向（NE））、115.6 cm/s^2（Y 方向）、茨城県沖地震で 50.1 cm/s^2（X 方向（NE））、57.3 cm/s^2（Y 方向）、静岡県東部地震で 14.4 cm/s^2（X 方向（NE））、15.1 cm/s^2（Y 方向）である。

図 6 より、三陸沖地震および茨城県沖地震では全層で Y 方向が X 方向（NE）の加速度記録よりも大きいことが分かる。静岡県東部地震の加速度は、上部構造では Y 方向が X 方向（NE）よりもわずかに大きいが、免震層では X 方向（NE）の方が大きい。また、上部構造の加速度は高次モードの影響と考えられる分布となっていることが確認できる。



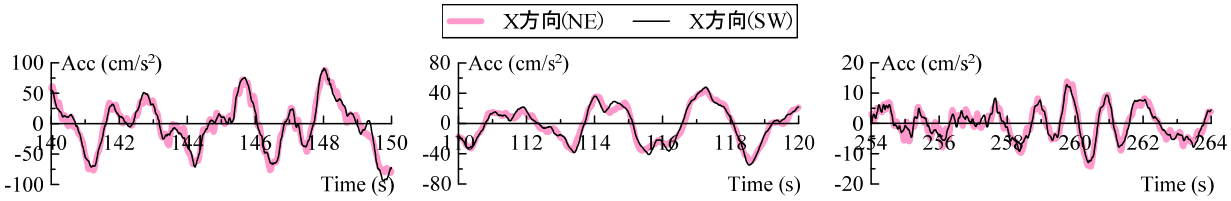
（a）　三陸沖地震　　（b）　茨城県沖地震　　（c）　静岡県東部地震

図 6　加速度最大値高さ方向分布

4.　損れの検討

本報では、免震層および上部構造の地震時の建物剛性を把握することを目的とし、地震発生時に観測された J2 棟の加速度記録を使用して、各層の剛性を算出する。その際、本報で使用する地震動により建物に損れが発生するかを確認する必要がある。本章では、20 階の北側（X 方向（NE））および南側（X 方向（SW））に設置された加速度計の加速度記録を比較し、建物の損れの検討を行う。図 7 に 3 波の X 方向（NE）と X 方向（SW）の 20F の加速度記録のうち、それぞれの加速度記録のピーク時間を含む 10 秒間の応答加速度の時刻歴波形を示す。

図 7 より、20 階の X 方向（NE）および X 方向（SW）の応答加速度の時刻歴波形は概ね一致している。これは、免震層、2 階、7 階、14 階の応答加速度の時刻歴波形に関しても同様の結果が得られた。以上の検討より、本報で使用する観測記録では建物に損れがほとんど発生していないことを確認したため、本報では建物北側の加速度記録のみを使用して、各層の剛性を算出する。



（a）　三陸沖地震　　（b）　茨城県沖地震　　（c）　静岡県東部地震

図 7　応答加速度の時刻歴波形（20F）

5.　J2 棟の層縮約モデルと 21 質点モデル

2 章で示したように、J2 棟には上部構造（2F、7F、14F、20F）に加速度計が設置されている。それらの加速度記録を用いて各層の剛性を算出するために、J2 棟の質量を縮約する必要がある。本報では、各

質点の質量は設計図書に記載された質量と同じに設定し、J2 棟を加速度計設置階に質量を分配した 4 質点の層縮約モデル（図 8（b））を用いて、縮約層のせん断力、層間変位および層剛性を算出する。また、層縮約モデルのせん断力、層間変位および層剛性は縮約層で一律とし、4 質点の層縮約モデルを 21 質点モデル（図 8（c））にすることで、各層のせん断力、層間変位および層剛性を算出する。図 8 に示すような質点系に縮約する手法の妥当性は、立体解析モデル[11]を用いた時刻歴応答解析による応答値を用いた検討により確認している。

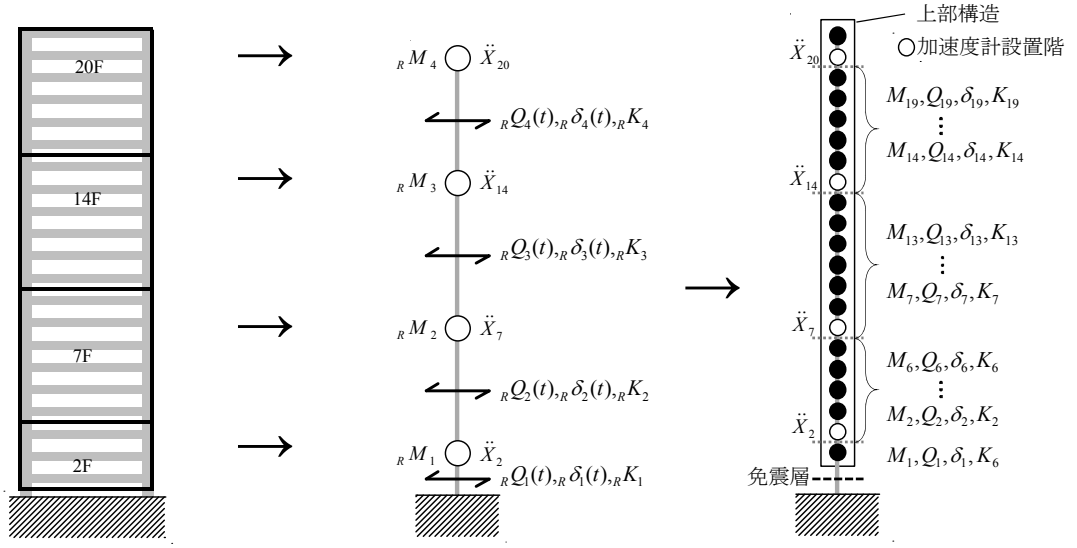


図 8　J2 棟の縮約方法

層縮約モデルの各層の質量は式（1）のように示される。

$$ {}_R M_4 = \sum_{i=16}^{21} M_i 、\ {}_R M_3 = \sum_{i=10}^{15} M_i 、\ {}_R M_2 = \sum_{i=4}^{9} M_i 、\ {}_R M_1 = \sum_{i=1}^{3} M_i \qquad (1a\sim d) $$

ここで、$ {}_R M_j $：縮約質点 j の質量 $(j=1,2,3,4)$、$ M_i $：質点 i の質量 $(i=1,2,3,\cdots 21)$

層縮約モデルの各層のせん断力は式（2）に示すように、層縮約モデルの質量と加速度計設置階の加速度記録の積の合力で求められる。

$$ {}_R Q_4(t) = {}_R M_4 \cdot \ddot{X}_{20}(t) 、\quad {}_R Q_3(t) = {}_R Q_4(t) + {}_R M_3 \cdot \ddot{X}_{14}(t) 、 $$
$$ {}_R Q_2(t) = {}_R Q_3(t) + {}_R M_2 \cdot \ddot{X}_7(t) 、\quad {}_R Q_1(t) = {}_R Q_2(t) + {}_R M_1 \cdot \ddot{X}_2(t) \qquad (2a\sim d) $$

ここで、$ {}_R Q_j(t) $：縮約質点 j のせん断力 $(j=1,2,3,4)$、$ \ddot{X}_k(t) $：加速度計設置階（$k$ 階）の絶対加速度 $(k=1,2,7,14,20)$

変位については縮約質点の上下階の加速度の差を 2 階積分して算出した結果を変位とし、式（3）に示す。加速度 2 階積分より算出する手法および変位の精度に関しては次章で述べる。

$$ {}_R\delta_4(t) = \iint (\ddot{X}_{20}(t) - \ddot{X}_{14}(t))dt 、\ {}_R\delta_3(t) = \iint (\ddot{X}_{14}(t) - \ddot{X}_7(t))dt 、 $$
$$ {}_R\delta_2(t) = \iint (\ddot{X}_7(t) - \ddot{X}_2(t))dt 、\quad {}_R\delta_1(t) = \iint (\ddot{X}_2(t) - \ddot{X}_1(t))dt \qquad (3a\sim d) $$

ここで、$ {}_R\delta_j(t) $：縮約質点 j の層間変位 $(j=1,2,3,4)$

21 質点モデル（図 8（c））の各層のせん断力 $Q_i(t)$、層間変位 $\delta_i(t)$ は、式（2）、（3）で示した層縮約モデル（図 8（b））のせん断力 ${}_RQ_i(t)$、層間変位 ${}_R\delta_i(t)$ より、式（4）、（5）のように示される。なお、層縮約モデルの縮約層剛性 ${}_RK_j$ は、各層の加速度記録より算出した ${}_R\delta_i$ - ${}_RQ_i$ の履歴曲線から最小二乗法によって算出する。各層の層剛性 K_i は式（6）に示す。

$$Q_i(t) = {}_RQ_4(t)/6 \ (i=14,15,\cdots 19)\ 、\quad Q_i(t) = {}_RQ_3(t)/7 \ (i=7,8,\cdots 13)\ 、$$
$$Q_i(t) = {}_RQ_2(t)/5 \ (i=2,3,\cdots 6)\ 、\quad Q_i(t)={}_RQ_1(t) \ (i=1) \qquad (4a\sim d)$$

ここで、$Q_i(t)$ ：i 層のせん断力 $(i=1,2,3,\cdots 19)$、${}_RQ_j(t)$ ：j 層のせん断力 $(j=1,2,3,4)$

$$\delta_i(t) = {}_R\delta_4(t)/6 \ (i=14,15,\cdots 19)\ 、\quad \delta_i(t) = {}_R\delta_3(t)/7 \ (i=7,8,\cdots 13)\ 、$$
$$\delta_i(t) = {}_R\delta_2(t)/5 \ (i=2,3,\cdots 6)\ 、\quad \delta_i(t)={}_R\delta_1(t) \ (i=1) \qquad (5a\sim d)$$

ここで、$\delta_i(t)$ ：i 層の層間変位 $(i=1,2,3,\cdots 19)$、${}_R\delta_j(t)$ ：j 層の層間変位 $(j=1,2,3,4)$

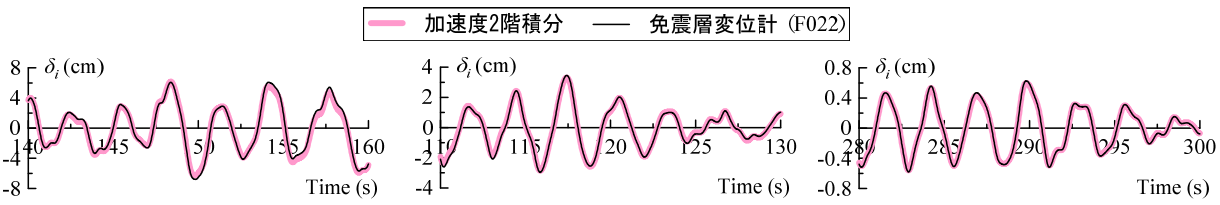
$$K_i = 6\times {}_RK_4 \ (i=14,15,\cdots 19)\ 、\quad K_i = 7\times {}_RK_3 \ (i=7,8,\cdots 13)\ 、$$
$$K_i = 5\times {}_RK_2 \ (i=2,3,\cdots 6)\ 、\quad K_i={}_RK_1 \ (i=1) \qquad (6a\sim d)$$

ここで、K_i ：i 層の層剛性 $(i=1,2,3,\cdots 19)$、${}_RK_j$ ：j 層の層剛性 $(j=1,2,3,4)$

6. 加速度 2 階積分の精度の確認

J2 棟の免震層には加速度計だけでなく、大変形用と小変形用の変位計が北側と南側にそれぞれ設置されている（図 3）。本章では加速度の 2 階積分の精度を確認するために、2 階と免震層の加速度記録の差から 2 階積分より算出した免震層変位と、免震層変位計の観測記録を比較する。4 章より、本報で使用する 3 波の地震動では建物に捩れがほとんど発生しないことを確認したため、免震層の変位計は変位計の容量および分解能 [9]より、北側に設置されている小変形用（F022）を使用する。なお、文献 3 では、三陸沖地震においては、加速度記録に 0.1 Hz のハイパスフィルターをかけ、加速度記録の長周期成分を除くことで、積分の精度を得ることを確認している。本報では、茨城県沖地震および静岡県東部地震においても 0.1 Hz のハイパスフィルターが適していることを確認したため、0.1 Hz のハイパスフィルターをかけ、周波数領域での積分手法を用いた。図 9 に加速度計および免震層変位計得られた時刻歴波形の比較を示す。なお、図示する時刻歴波形は、3 波それぞれの変位記録のピーク時間を含む 20 秒間である。

図 9 より、加速度計および免震層変位計より算出した時刻歴波形は概ね一致しており、加速度 2 階積分の精度を確認した。



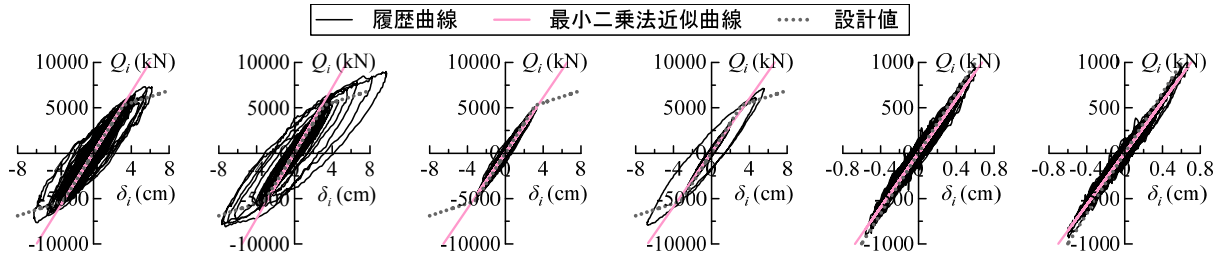
（a） 三陸沖地震　　（b） 茨城県沖地震　　（c） 静岡県東部地震

図 9 加速度計および免震層変位計より算出した変位の時刻歴波形

7.　剛性の算出結果

7.1　免震層および上部構造の設計値と観測記録より算出した剛性の比較

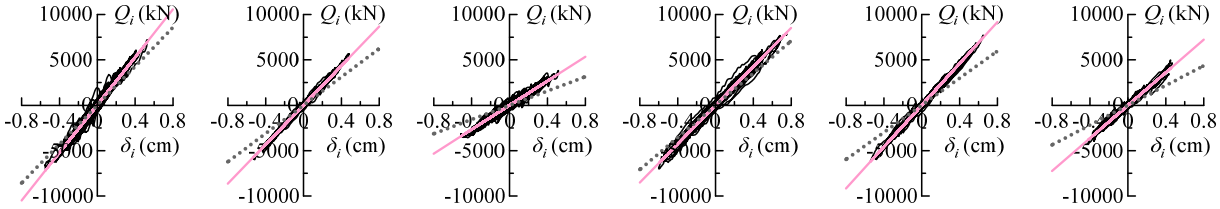
本節では、異なる振動レベルの地震波において、免震層および上部構造の剛性が設計値に対してどのような値を示すのかを分析する。図 10 に免震層の履歴曲線および最小二乗法より算出した近似曲線と設計値との比較を示す。なお、三陸沖地震は X 方向および Y 方向、茨城県沖地震は Y 方向のみ鋼製ダン



（ｉ）X 方向　（ii）Y 方向　（ｉ）X 方向　（ii）Y 方向　（ｉ）X 方向　（ii）Y 方向

(a)　三陸沖地震　(b)　茨城県沖地震　(c)　静岡県東部地震

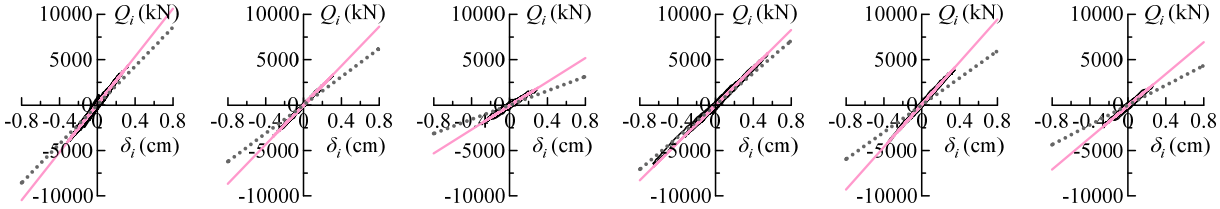
図 10　免震層の履歴曲線の比較



（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19階　（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19 階

(a) X 方向　(b) Y 方向

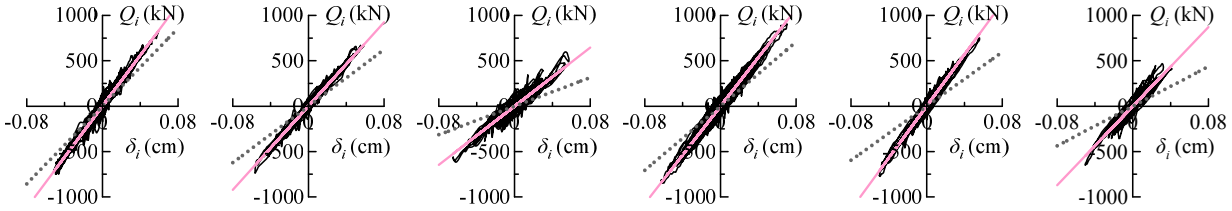
図 11　上部構造の履歴曲線の比較（三陸沖地震）



（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19階　（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19 階

(a) X 方向　(b) Y 方向

図 12　上部構造の履歴曲線の比較（茨城県沖地震）



（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19階　（ｉ）6 階　（ii）13 階　（iii）19 階

(a) X 方向　(b) Y 方向

図 13　上部構造の履歴曲線の比較（静岡県東部地震）

パーの降伏変位を超える振幅を確認したため、降伏変位以降のデータを全て除き、弾性範囲での記録から剛性を算出している。図 10 より全ての観測記録において免震層の層剛性は設計値と概ね等しいことが分かる。

図 11～図 13 に上部構造の履歴曲線および最小二乗法より算出した近似曲線と設計値との比較を示す。図 11～13 より、全ての観測記録において上部構造の剛性は設計値より高いことが確認できる。

7.2　最大層間変位と層剛性

本節では、免震層および上部構造において、観測記録により得られた層剛性が設計値に対してどのような値を示すかを確認する。図 14 に 3 波により算出した免震層、6 階、13 階、19 階それぞれの最大層間変位と層剛性および設計値の剛性を示し、図 15 に、設計値と観測記録の剛性比較を示す。ここで、最大層間変位 $\delta_{\max}$ は ${}_R\delta_i$ とそれぞれ層縮約した際の質点数で除した値である。なお、図 15 に示す破線および ${}_D K_i$ は設計値を示している。

図 14、図 15 より、免震層の層剛性は、全ての観測記録において設計値の約 ±15% 以内であり、設計値に近い値を示した。上部構造では振幅が大きくなると剛性が低くなり、上部構造の振幅依存性が確認できた。また、振幅が大きくなるほど設計値に近づくことを確認した。

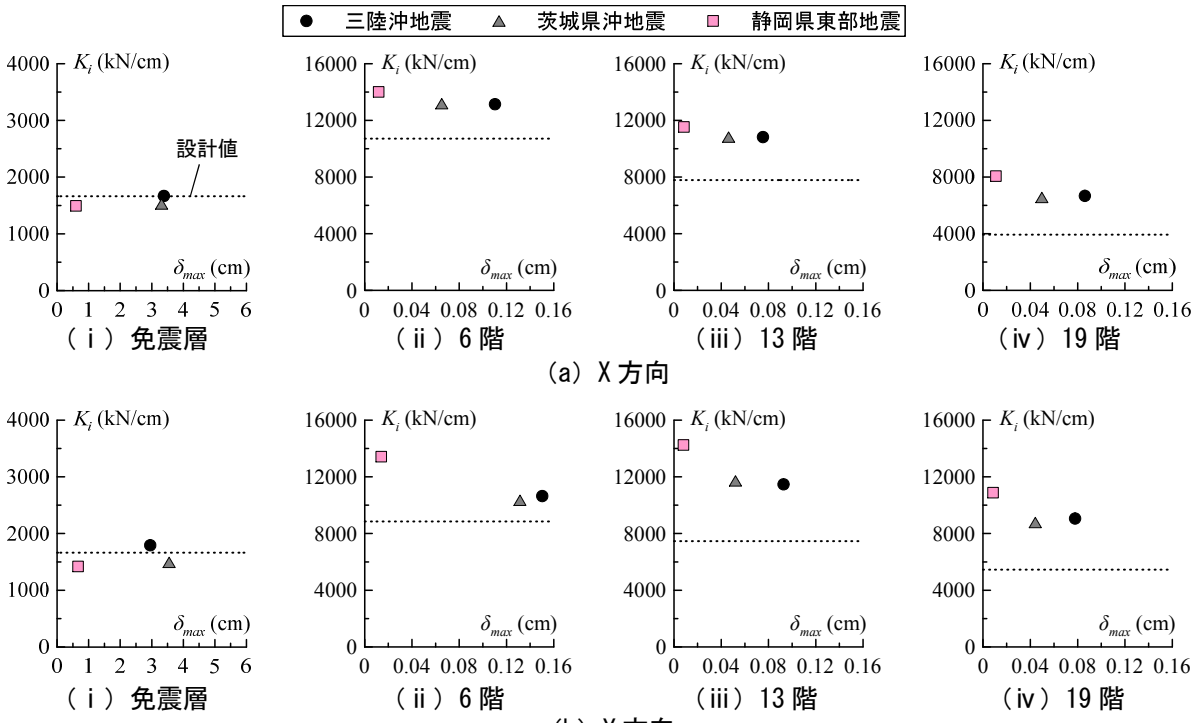


図 14 最大層間変位と層剛性

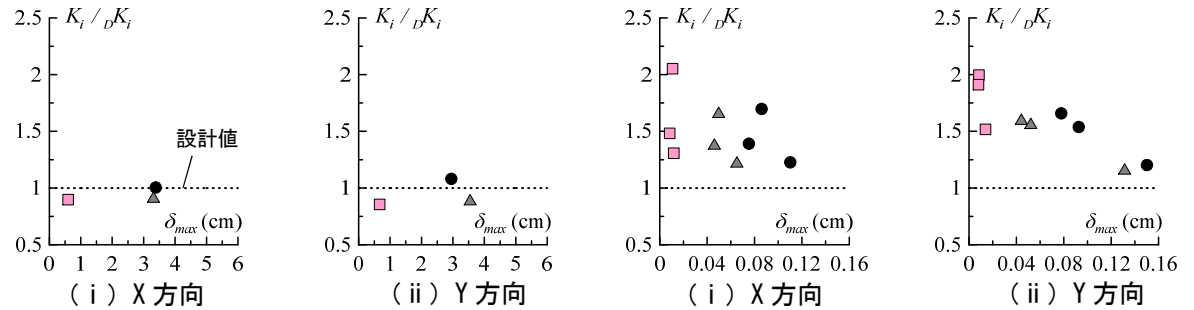


図 15　設計値と観測記録の剛性比較

8. まとめ

本報では、超高層免震建物の地震時における免震層および上部構造の剛性を把握することを目的として、東京工業大学にある超高層免震建物のJ2棟で観測された地震応答観測記録のうち、振動レベルが異なる記録である、三陸沖地震、茨城県沖地震、静岡県東部地震を用いて分析を行った。その結果、観測記録に基づく免震層の層剛性は、全ての観測記録において設計値の約±15% 以内であり、設計値に近い値を示した。上部構造では振幅が大きくなると剛性が低くなり、上部構造の振幅依存性が確認できた。また、振幅が大きくなるほど設計値に近づくことを確認した。

謝辞

本研究で用いたJ2棟の観測データは、東京工業大学GCOEプログラムから提供して頂いたものであります。厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) 日本免震構造協会運営委員会：2014年度免震制振建物データ集積結果、MENSHIN、No.89、2015年8月、pp.20-25
2) 天埜貴仁、高橋武宏、福和伸夫、護雅史、飛田潤：継続的な地震観測及び微動計測に基づく高層免震建物の建設時における振動特性の変化、日本建築学会構造系論文集、第79巻、2014年6月、pp.721-730
3) 松田和浩、笠井和彦：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、日本建築学会構造系論文集、第79巻 第704号、2014年10月、pp.1445-1455
4) 吉江慶祐、村上智一、佐藤大樹、田村哲郎、普後良之、佐藤利昭、北村春幸、笠井和彦：風応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価（その1　免震層変位波形および疲労損傷度の分析）、日本建築学大会学術講演便概集（九州）、2016年8月、pp.397-400
5) 村上智一、佐藤大樹、吉江慶祐、田村哲郎、普後良之、佐藤利昭、北村春幸、笠井和彦：風応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価（その2　10分毎のデータを用いた疲労損傷評価手法の提案）、日本建築学大会学術講演便概集（九州）、2016年8月、pp.401-404
6) 村上智一、佐藤大樹、田村哲郎、普後良之、吉江慶祐、笠井和彦、佐藤利昭、北村春幸：強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の実挙動の分析、構造工学論文集、Vol.62B、2016年3月、pp.329-337
7) 佐藤大樹、大木洋司、盛川仁、山田哲、坂田弘安、山中浩明、笠井和彦、和田章、北村春幸：観測記録に基づく超高層免震建物の応答特性に関する研究（その1　建物概要および地震応答特性）、日本建築学会大会学術講演便概集、2008年9月、pp.309-310
8) 菊地岳志、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、2005年12月、pp.217-222
9) 大木洋司、山下忠道、盛川仁、山田哲、坂田弘安、山中浩明、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、2005年6月、pp.73-77
10) 気象庁：報道発表資料、http://www.jma.go.jp/jma/press/hodo.html（2016年6月参照）
11) 佐藤大樹、福田優輝、北村春幸：多点同時地震動観測記録に基づく免震建物の上下応答解析手法、日本建築学会構造系論文集、第77巻、2012年12月、pp.1853-1862