3. 強震記録に基づく超高層 RC 造建物の地震応答評価 ー振動数および減衰定数の層間変形角依存性ー

Seismic response analysis of a super high-rise RC building based on strong motion records

Inter-story drift angle dependency of natural frequency and damping factor

飛田 喜則*1 山内 豊英*1

要 旨

22 階建 RC 造集合住宅を対象とし、2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震時の地震動の前後における振 動数および減衰定数の変化について検討した。その結果、常時微動測定や強震記録の分析によって、建物の固有振 動数、減衰定数の振幅依存性があること、地震を経験した建物の固有振動数は、建設時やそれ以前の固有振動数に 比べて2割程度低下すること、さらに、基礎回転ばねを考慮した3次元フレームモデルを用いた地震応答解析によ り、地震時の応答加速度などを適切に表現できることを確認した。

キーワード:強震記録/固有モード/超高層 RC 造建物/曲げ変形/ロッキング

1. はじめに

現在、日本国内には数多くの超高層 RC 造建物が建設 されている。2011年3月11日に発生した東北地方太 平洋沖地震(以降, 3.11 本震と記す)は, 東日本を中心 として国内の広い範囲において比較的大きな強震記録 が観測された。多くの超高層 RC 造建物では、得られた 強震記録の分析によって非線形挙動を含む建物の動的 特性に関して多くの知見が得られている^{例えば1),2),3)}。一 般に、純ラーメン構造形式の超高層 RC 造建物の地震 応答解析では, せん断変形以外に柱部材の軸方向の伸 縮に伴うフレーム全体の曲げ変形や基礎部のロッキン グの影響も大きく、その評価が重要となる。前報 5)6)で は、建設中(躯体工事は完了し、16階までに内部間仕 切り等を設置完了していた) の本建物で常時微動測定 を実施し、そ長辺方向(NS方向)の1次から3次まで の固有振動数が 1.025Hz(0.975s)、3.05Hz および 5.31Hz であり、人力加振実験によって減衰定数が約 1.37%で あったことを報告した。

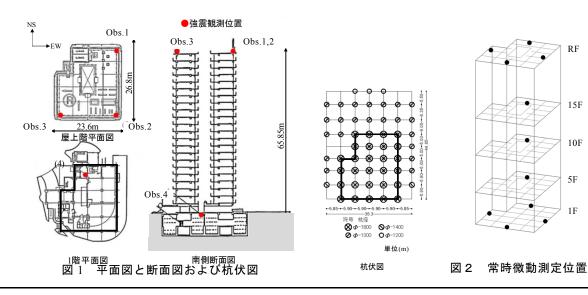
本報告は、3.11 本震を経験後に実施した微動計測記 録、竣工後の 2004 年から 3.11 本震を含む 2012 年まで

RF

15F

10F

5F



^{*1}技術研究所構造研究グループ

に本建物で得られた強震記録に基づいて超高層 RC 造建物の振動特性の変化について検討を行い,さらに、3次元フレームモデルを用いた地震応答解析によって評価した結果を述べる。

2. 対象建物と測定概要

2.1 建物概要

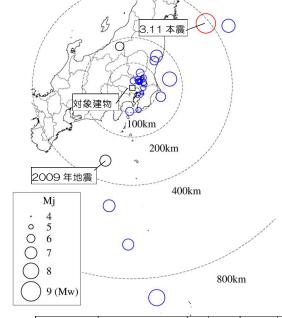
対象建物は、1995 年に竣工された地下 1 階、塔屋 1 階を有する地上 22 階建ての超高層 RC 造集合住宅である。図 1 に平面図と断面図および杭伏図を示す。基準階の平面形は長辺方向(NS 方向)約 26.8m、短辺方向(EW 方向)約 23.6m である。中央部に吹き抜けがあり、建物の北東側は外部階段等が配置されている。また、地下階は地上階に比べ広がりを有しており、根入れ深さは 9.65m である。杭先端位置 GL-36.0m の場所打ちコンクリート拡底杭で支持している。

2.2 常時微動測定

対象建物の振動特性を把握するために、3.11 本震後の2019年5月に微動計測を実施した。図2に微動計設置位置を示す。計測は、ポータブル加速度計データ収録装置GPL-6A3P(株式会社ミツトヨ製)を用い、固有モード形状を把握するために1階、5階、10階、15階および屋上階で計測を行った。それぞれの測定方向は水平2方向(NS, EW 方向)および上下方向(UD 方向)であり、そのサンプリング周波数は200Hzである。本建物では中央に吹き抜けがあるため、1階および計測は各辺の中央付近の4か所、中間階は吹き抜けの北側の1か所とした。測定は日中に行っているためノイズを含むが、分析の対象区間は、計測した加速度記録のうち、振幅が小さく安定した区間とした。

2.3 強震観測

強震観測の測定位置を図1に●印にObs.1~4として

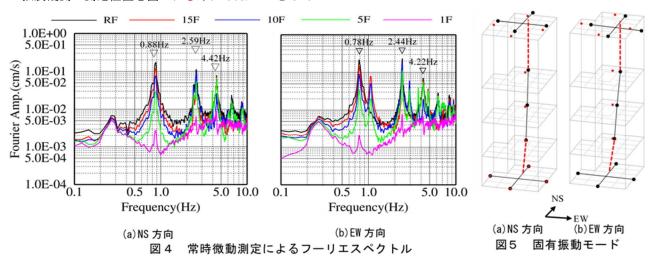


| | | - 7 | | | | |
|------------|--|--|---|--|---|---|
| 地震発生日時 | | 震央地名・地震名 | 深さ (km) | 規模 Mj | 震央距離 (km) | 震度 |
| 2004/10/27 | 10:40 | 新潟県中越地方 | 12 | 6.1 | 175 | 3 |
| 2009/08/09 | 19:55 | 東海道南方沖 | 333 | 6.8 | 319 | 3 |
| 2011/03/11 | 14:46 | 東北地方太平洋沖地震 | 24 | 9.0(Mw) | 389 | 5弱 |
| 2011/03/11 | 15:15 | 茨城県沖 | 43 | 7.6 | 157 | 4 |
| 2011/03/19 | 18:56 | 茨城県北部 | 5 | 6.1 | 143 | 3 |
| 2011/04/11 | 17:16 | 福島県浜通り | 6 | 7.0 | 157 | 3 |
| 2011/04/12 | 08:08 | 千葉県東方沖 | 26 | 6.4 | 122 | 3 |
| 2011/04/16 | 11:19 | 茨城県南部 | 79 | 5.9 | 62 | 3 |
| 2011/07/15 | 21:01 | 茨城県南部 | 66 | 5.4 | 117 | 3 |
| 2012/01/01 | 14:27 | 鳥島近海 | 397 | 7.0 | 497 | 3 |
| | 2004/10/27 2009/08/09 2011/03/11 2011/03/19 2011/04/11 2011/04/12 2011/04/16 2011/07/15 | 2004/10/27 10:40 2009/08/09 19:55 2011/03/11 14:46 2011/03/11 15:15 2011/03/19 18:56 2011/04/11 17:16 2011/04/12 08:08 2011/04/16 11:19 2011/07/15 21:01 | 2004/10/27 10:40 新潟県中越地方 2009/08/09 19:55 東海道南方沖 2011/03/11 14:46 東北地方太平洋沖地震 2011/03/11 15:15 茨城県沖 2011/03/19 18:56 茨城県北部 2011/04/11 17:16 福島県浜通り 2011/04/12 08:08 千葉県東方沖 2011/04/16 11:19 茨城県南部 2011/07/15 21:01 茨城県南部 | 地震発生日時 震央地名・地震名 (km) 2004/10/27 10:40 新潟県中越地方 12 2009/08/09 19:55 東海道南方沖 333 2011/03/11 14:46 東北地方太平洋沖地震 24 2011/03/11 15:15 茨城県沖 43 2011/03/19 18:56 茨城県北部 5 2011/04/11 17:16 福島県浜通り 6 2011/04/12 08:08 千葉県東方沖 26 2011/04/16 11:19 茨城県南部 79 2011/07/15 21:01 茨城県南部 66 | 地震発生日時 震央地名・地震名 (km) Mj 2004/10/27 10:40 新潟県中越地方 12 6.1 2009/08/09 19:55 東海道南方沖 333 6.8 2011/03/11 14:46 東北地方太平洋沖地震 24 9.0(Mw) 2011/03/11 15:15 茨城県沖 43 7.6 2011/03/19 18:56 茨城県北部 5 6.1 2011/04/11 17:16 福島県浜通り 6 7.0 2011/04/12 08:08 千葉県東方沖 26 6.4 2011/04/16 11:19 茨城県南部 79 5.9 2011/07/15 21:01 茨城県南部 66 5.4 | 地震発生日時 震央地名・地震名 (km) Mj (km) 2004/10/27 10:40 新潟県中越地方 12 6.1 175 2009/08/09 19:55 東海道南方沖 333 6.8 319 2011/03/11 14:46 東北地方太平洋沖地震 24 9.0(Mw) 389 2011/03/11 15:15 茨城県沖 43 7.6 157 2011/03/19 18:56 茨城県北部 5 6.1 143 2011/04/11 17:16 福島県浜通り 6 7.0 157 2011/04/12 08:08 千葉県東方沖 26 6.4 122 2011/04/16 11:19 茨城県南部 79 5.9 62 2011/07/15 21:01 茨城県南部 66 5.4 117 |

図3 観測地震動の震央分布

示す。計測位置は、1 階床下の中央付近に 1 か所、屋上階の隅角部に 3 か所の計 4 か所、その測定方向は水平2 方向(NS, EW 方向) および上下方向(UD 方向)である。サンプリング周波数は 100Hz である。

本報で対象とした地震動の震央分布,規模を図3に、図中の表に地震動の概要を示す。観測した地震動の中で最も大きな加速度を記録したのは3.11本震である。



本報告では3.11本震を基準として,それより前に発生した地震(以降,3.11本震前),後に発生した地震(以降,3.11本震後)と分類し、図3には3.11本震前を黒丸で,3.11本震を赤丸で,3.11本震後を青丸で示した。

3. 微動計測記録に基づく建物の振動特性

3.1 固有振動数

図4に各階の水平2方向のフーリエ振幅スペクトルを示す。スペクトルは、微動区間20波によるアンサンブル平均とした。また、1階および屋上は、測定点4点で得られた加速度記録の平均とした。図5に各方向の1次固有振動モードを示す。図より、各方向の卓越振動数は、NS方向では0.88Hz、2.59Hz、4.42Hz、EW方向が0.78Hz、2.44Hz、4.22Hzであり、各方向の振動モードが確認できる。なお、NS方向では測定点が重心位置との距離が近いために捩れ成分が検出されないが、EW方向は重心位置からやや離れていたため中間層では捩れによる卓越振動数が確認できる。

並進方向の卓越振動数は、本建物の建設途中に実施した微動計測による固有振動数 5),6) よりも低く、後述 (4.4 節)するが本震前の固有振動数よりも低くなっている。これらは、3.11 本震を受けて固有振動数が低くなったものと考えられる。

3.2 スウェイロッキング率

常時微動時の各点の振幅より建物のスウェイ率とロッキング率を算定した。

スウェイ率:
$$\frac{Ub}{Utop}$$
 ロッキング率: $\frac{\theta b \times H}{Utop}$

ここに、Ub: 基礎水平動、 θ b: 基礎回転角、Utop: 頂部水平動、H: 建物高さである。算定した結果を**表1**に

示す。スウェイ率は 1~1.5%程度、ロッキング率は 6~7%程度である。

表1 常時微動時のスウェイ、ロッキング率

| 方向 | スウェイ率(%) | ロッキング率(%) |
|----|----------|-----------|
| NS | 1.48 | 6.26 |
| EW | 1.14 | 7.05 |

4. 強震時の動特性

4.1 対象地震の概要

本節で比較対象とする地震は、3.11 本震以前に発生した2009年8月9日に東海道南方沖地震(Mj6.8、以降2009年地震と称す),および3.11本震で得られた強震記録である。2009年地震時は、比較的振幅が小さいため、建物はほぼ弾性的な挙動を示したと考えられる。一方、3.11本震時は、当該地点近傍での気象庁震度階級は5弱であり、本地震時によって建物低層部の内装材の一部に微小な損傷が報告されていた。

4.2 2009 年地震時の挙動

2009 年地震時は、建物 1 階の水平 2 方向の加速度波形、擬似速度応答スペクトル、屋上の 3 点で観測した加速度記録から算出した擬似速度応答スペクトルを図6に示す。2009 年地震時における建物 1 階での最大加速度は NS 方向では 11.78cm/s², EW 方向では 9.44cm/s²であり、建物の近傍観測点における気象庁震度階級はⅢであった。図6 (c)より、卓越周期は、NS 方向では1.08sと0.37s, EW 方向では1.19sと、0.39sであった。建設中の固有周期と比較すると、NS 方向ではやや長い周期であった。UD 方向のスペクトルでは、水平方向と同じ周期帯に振幅ピークが確認できる。これは水平方向の各固有振動モードに伴い発生する、柱の軸方向変

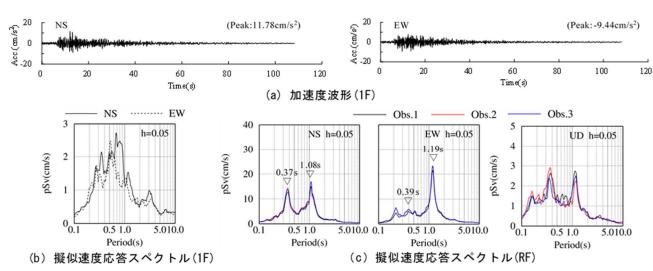


図 6 加速度波形および擬似速度応答スペクトル(2009年地震)

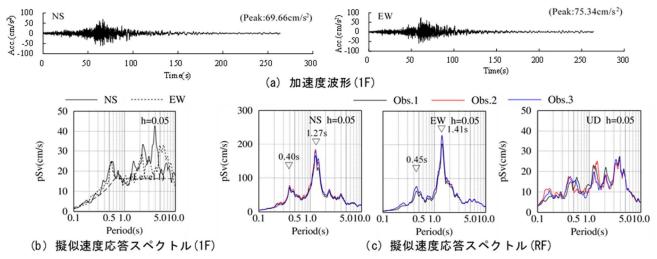


図 7 加速度波形および擬似速度応答スペクトル(3.11 本震)

形による建物の全体曲げ変形の影響であると推定される。

4.3 3.11 本震時の挙動

3.11 本震時の建物 1 階の水平 2 方向の加速度波形, 屋上の3点で観測した加速度記録から算出した擬似速 度応答スペクトルを図7に示す。図7(b)には、比較の ために平 12 建告第 1461 号に定める稀に発生する地震 動の擬似速度応答スペクトル (レベル1) を併記して いる。図7(a)より、本地震動の建物1階の最大加速度 が NS 方向では 69.66cm/s², EW 方向では 75.34cm/s² で あり、図7(b)より、建物の1次固有周期に相当する周 期 1 秒付近の速度応答レベルが、告示スペクトルに相 当している。図7(c)より、本地震動の卓越周期は、NS 方向では 1.27s と 0.40s, EW 方向では 1.41s と, 0.45s であり、それぞれ水平の1次,2次固有周期に相当す る。これらの卓越周期は前節で示した 2009 年地震より も 2 割程度長周期化している。UD 方向のスペクトルに は,水平方向と同じ周期帯に建物の全体曲げ変形によ り生じたと推定される振幅ピークが確認できる。

本建物における 3.11 本震時の非線形挙動に伴う周期変化を,他の建物と比較する。永野ら ¹¹は, 3.11 本震時の強震記録が得られた関東,関西地域に建つ 14 棟の超高層集合住宅を対象に,当該建物の非線形挙動を含む動的特性を分析した。その結果, 3.11 本震時の周期変化および非線形挙動は,耐震設計等で慣用されている枠組みで概ね説明できること,また,等価 1 自由度系の荷重と変形の関係で見た場合にほぼ 2 折れ線の特性で表現できることを示した。文献 ¹¹に記された方法により算出した,最大平均層間変形角 γ と, γ に 3.11 本

震の継続時間内における最小固有振動数比の二乗の値 q との関係を図8に示し、図中で本建物の結果を●印で示す。本建物における3.11本震時の周期変化も、等価1自由度系の荷重と変形の関係における2折れ線の特性で表現でき、他の建物で報告されている現象と整合する。

4.4 固有振動数、減衰定数の振幅依存性

全強震記録を利用して、建物の1次固有振動数、1次減衰定数の時間変化と振幅依存性を調べた。分析には部分空間法(MOESP法)を用いた。同定は1階の記録(3成分)を入力、屋上の3点の記録(それぞれ3成分ずつ)を出力として、20秒の時刻歴区間を用いて10秒毎とした。図9(a)、(b)に、1階と屋上の最大相対変位を建物高さで除して平均層間変形角を算出し、20秒の時刻歴区間における平均層間変形角の最大値である最大平均層間変形角γと1次固有振動数、1次減衰定数の関係の変化を示す。グラフの各点の色は図3と対応し、3.11本震とその前後の地震で色分けした。図より、

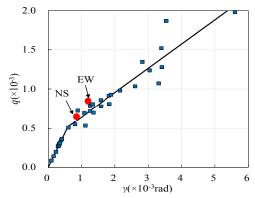


図8 平均層間変形角と剛性の関係(文献1に加筆)

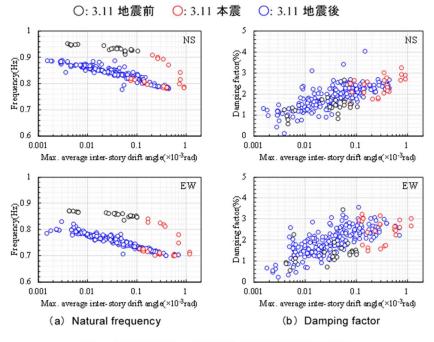


図9 固有振動数、減衰定数の層間変形角依存性

3.11 本震前の建物の 1 次固有振動数は、NS 方向では約 0.91~0.95Hz, EW 方向では約 0.83~0.87Hz となっている。その時の減衰定数の平均値は 1.4%程度である。3.11 本震時には最大平均層間変形角 γ が最大 1/1000 程度となり、1 次固有振動数は γ が大きくなるに従い NS, EW 両方向共に大きく低下する。3.11 本震前の最も高い振動数に対して、3.11 本震時には NS 方向では最大で約 18%, EW 方向では約 20%低下している。大きな層間変形角によって低下した固有振動数は、地震終了時にはやや回復するが、3.11 本震前の値までには回復していない。この傾向は他の超高層 RC 造建物でも報告されている ²⁾。また,減衰定数は振幅の増大に伴って最大で 3%程度まで増加する。この要因については、履歴減衰要素の増加なども考えられるが現時点では不明である。

5. 地震応答解析

5.1 3次元フレームモデルの概要

地震応答解析モデルは、基礎に回転ばねを考慮し、各柱梁を線材等でモデル化した 3 次元フレームモデルである。図9に 3 次元フレームモデルのモデル図を示す。3 次元フレームモデルは,強震観測を行っている 1 階床位置を最下部として上部構造をモデル化し,上部構造の骨組は,設計図書の部材断面を基に設定した。非線形モデルとして,柱端部を複数本の非線形ばねで表現する MS モデル,梁を材端弾塑性モデルとした。復元力特性は武田モデルとした。各層は剛床を仮定し

た。建物 1 階で観測した水平 2 方 向の加速度記録を入力地震波と した。

5.2 回転地盤ばねの評価

基礎のロッキング変形の影響を考慮するために、1階床下に付与する回転地盤ばねを評価した。埋め込み杭基礎の動的地盤ばねは、側面地盤ばねと底面地盤ばねを足し合わせて評価する。側面地盤ばねは杭がない基礎を対象に、埋め込み地盤ばねから埋め込みのない地盤ばねを差し引くことで算定し、水平2方向で共通とする。このときの評価には軸対称ハイパーエレメントかを利用し、基礎の等価半径を底面積から求めた。底面地盤ばねは、埋め込みのた。底面地盤ばねは、埋め込みの

ない杭基礎の動的地盤ばねとし、NS, EW 各方向について、3 次元薄層法 80.90を用いて、図 1 (d) に示す杭配置、杭径等をモデル化して算定した。得られた動的地盤ばねを図 1 0 に示す。図 4 を参考に、得られた動的地盤ばねから振動数 0.8Hzの実部の値によって剛性を、原点を通り虚部のグラフに接する傾きから減衰を求めた。表 2 に求めた回転地盤ばねを示し、これらを地震応答解析モデルのロッキングばねとした。

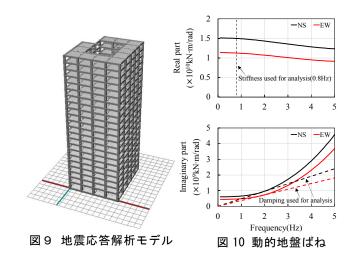


表 2 地盤の回転ばねおよび減衰定数

| | NS 方向 | EW 方向 |
|------------------|-----------------------|-----------------------|
| 剛性(kN·m/rad) | 1.50×10 ¹⁰ | 1.13×10 ¹⁰ |
| 減衰定数(kN·m·s/rad) | 4.79×10 ⁸ | 3.63×10 ⁸ |

5.3 固有周期

構築した地震応答解析モデルに対し、固有値解析を 実施した。各方向の1~3次の初期固有周期と観測記録 (2009年地震)の比較およびロッキング率を表3に示 す。本地震時に得られた固有周期と地震応答解析モデ ル(図9)と弾性時と考えられる2009年地震の固有周 期のフィッティングにより、建物全体のコンクリート 躯体のヤング係数を約1.25倍した剛性によって概ね 整合した。また、地震応答解析モデルによるロッキン グ率は4~5%であり、常時微動時の実測値と比べると やや小さいが概ね妥当である。

5.4 3.11 本震の地震応答解析結果

3.11 本震時の地震応答解析を行う。ここでは、非線 形時の応答を確認するためヤング係数は、設計図書の 値を利用し、かつ各部材の非線形特性を考慮した。

解析による水平加速度応答波形を**図11(a)**に、その速度応答スペクトルを**図11(b)**に示す。水平および回転加速度応答波形は、前節と同様の方法で算出した。波形は振幅が最大値を記録した範囲を抜粋した。

解析による水平加速度応答波形は、強震記録の位相 や振幅と良く対応している。スペクトルより、卓越周 期は概ね対応しているものの解析結果の振幅がやや過 小評価となった。また、卓越周期は、2009 年地震時に 比べ長周期化しており、内装材の損傷等による非線形 化に伴う固有周期の変化が確認できた。

6. まとめ

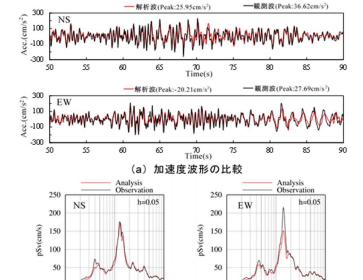
本報告は、地上 22 階建ての RC 造建物を対象に、び 3.11 本震やその前後の地震で得られた強震記録、微測 計測記録および 3 次元フレームモデルを用いた地震応 答解析によって非線形挙動を伴う振動特性の変化など について検討を行った。常時微動測定の結果、3.11 本震を経験した本建物の固有振動数は、建設時やそれ以前の固有振動数に比べて 2 割程度低下していた。また、常時微動測定や強震記録から建物の固有振動数,減衰 定数の振幅依存性を確認した。さらに、基礎回転ばね を考慮した 3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析により、地震時の応答加速度などを適切に表現することを確認できた。

【謝辞】

本報告をまとめるにあたり,東京理科大学理工学部建築学 科永野正行教授、王欣助教、永野研究室の朝比奈諒氏を初め 諸氏に多くのご協力をいただきました。また、東京大学の肥 田剛典博士には部分空間法について多くの助言を頂き,プロ グラムを使用させていただきました。微動計測は住民のご理

表3 初期固有周期の比較とロッキング率

| 初期固有周期(秒) | | | | | | ロッキン | グ率(%) | |
|-----------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| (NS, EW) | | | | | | (NS, | EW) | |
| | 1次 | | 2次 | | 3次 | | | |
| 観測記録 | 1.08, | 1.18 | 0.36, | 0.39 | 0.20, | 0.21 | | |
| BSモデル | 1.07, | 1.18 | 0.37, | 0.40 | 0.22, | 0.23 | 4.25, | 4.41 |



(b) 速度応答スペクトルの比較

0.5 1.0

Period(s)

5.0 10.0

図11 解析結果と観測波の比較(3.11本震)

5.0 10.0

解ご協力のもとで実施することができました。計測では埼玉 大学の党紀博士,京都大学の上林宏敏博士にご協力いただき ました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

【参考文献】

0.5 1.0

Period(s)

1) 永野正行,他:2011年東北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),pp.65-79,2012.92) Uebayashi, H., et al.: Evaluation of the structural damage of high-rise reinforced concrete buildings using ambient vibrations recorded before and after damage, Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2015.

3) 永野正行,肥田剛典,田沼毅彦,中村充,井川望,保井美敏,境茂樹,森下真行,北堀隆司,上林宏敏:強震下の超高層集合住宅の挙動解明と今後の被害低減に向けた取り組み,日本地震工学会論文集,第16巻,第5号(特集号),pp.2-11,2016.4

4) 杉本訓祥, 三輪田吾郎, 増田安彦, 勝俣英雄, 壁谷澤寿一, 福山洋: 長周期地震動を受ける縮小 20 層 RC 造建築物試験体 の履歴復元力特性, 構造工学論文集, Vol. 61B, pp. 95-102, 2015.3

5) 飛田 喜則、他:22 階建て高層 RC 造建築物の振動実験、淺 沼組技術研究所報 No.5、pp.??-??、2000.12

6) 飛田 喜則、他:22 階建て高層 RC 造建築物の振動実験、日本建築学会大会梗概集(北海道)、pp.907-908、1995.8

7) 永野正行, 他:軸対称 hyperelement を用いた不整形地盤における埋め込み構造物の動的相互作用解析,日本建築学会構造系論文集,第490号,pp.81-90,1996.12

8) Kausel, E.: An explicit Solution for the Green's Functions for Dynamic Loads in Layered Media, Technical Report R81-13, Department of Civil Engineering, MIT., 1981.5

9) 田治見宏: 埋設円形基礎の動的剛性算定のためのリング加振解の誘導, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp. 1141-1146, 1994.