超高層集合住宅を対象とした振動解析モデルの統計的分析と各種入力地震動に対する非線形応答特性および動特性評価

STATISTICAL EVALUATION OF VIBRATION ANALYSIS MODELS OF SUPER HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS AND EVALUATION OF NONLINEAR RESPONSES AND DYNAMIC CHARACTERISTICS FOR VARIABLE EARTHQUAKE INPUT MOTIONS

北堀隆司 — * 1 永野正行 — * 2
田沼毅彦 — * 3 小田 聡 — * 4
日野浦雄高 — * 5 金子知宣 — * 1
肥田剛典 — * 6 鈴木賢人 — * 7

Takashi KITAHORI — * 1 Masayuki NAGANO — * 2
Takehiko TANUMA — * 3 Satoshi ODA — * 4
Yutaka HINOURA — * 5 Tomonobu KANEKO — * 1
Takenori HIDA — * 6 Kento SUZUKI — * 7

キーワード：

超高層集合住宅, データベース, 構造特性, 設計用振動解析モデル, 復元力特性, 固有周期

Keywords:

Super high-rise residential building, Database, Characteristics of structure, Vibration analysis model for design, Restoring force characteristic, Natural period

Database on the structural characteristics of super high-rise residential buildings are constructed based on documents for the 77 buildings used in the structural design. The masses, linear and nonlinear springs are statistically compiled in terms of normalized height-wise distribution using vibration analysis models for the 39 super high-rise RC buildings. Nonlinear earthquake responses of these buildings are evaluated using several input motions used in the structural design. Equivalent natural periods are found to increase 1.8 times from the initial condition for the level-2 excitation.

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震の際には、関東平野や大阪平野にある大都市圏で長周期長時間地震動が観測された。これらの都市には超高層集合住宅が多数建設されており、地震後の居住者へのアンケート調査結果から、構造被害は顕著ではないものの、家具転倒や内装材亀裂等の室内被害が多数報告されている。特に東京湾沿岸部では周期 2~4 秒の成分を含む地震動が増幅し、そこに建つ超高層 RC 造建物の室内被害が大きくなったことが示されている。

一部の超高層集合住宅では強震観測データが得られ、建物の振動解析モデルを用いたシミュレーション解析が実施され、アンケート調査結果との対応が検討されている¹⁾。現実的には地震観測が行われていない建物が大多数であり、大地震発生後の建物状況を即時的に判断することは難しい状況にある。

一方、高さ 60m を超える超高層建物については、時刻歴応答解析を行い、建物建設位置で策定された入力地震動に対する安全性を確認するために、多質点の振動解析モデルが構築されている。これらの概要は日本建築センターの評定シート等にまとめられている。これらの情報に基づき、野路ら²⁾³⁾は建物の基本特性、耐震設計法、およ

びこれらの時系列分析並びに構造特性の分析を行っている。和泉ら⁴⁾は超高層 RC 造を対象に各設計期に対応した構造特性を分析している。ただし、これらは、設計用ベースシア係数、弾性時固有周期、設計用入力地震動に対する最大応答値リスト等、基本的な情報に限定されている。秋田ら⁵⁾は、設計時の性能評価シートから作成したデータベースの分析から、各年代を代表する建物モデルを作成し、各種検討を行っている。しかしながら、地震動強震記録等のシミュレーション解析では、個別建物の振動解析モデルが用いられており、多数の振動解析モデルを用いた統計的な分析を行い、地震動入力時の非線形応答特性を調べた事例は今までに見られない。山根ら⁶⁾は強震観測の行われた超高層 RC 造建物を対象とした検討を行ったが、対象とした建物は 8 棟に留まっている。

本研究では、20 階もしくは軒高 60m 以上の同一機関が管理している超高層集合住宅 77 棟を対象に、耐震設計時に作成された評定資料を収集し、振動解析モデルの統計的分析と設計用入力地震動に対する非線形応答特性および動特性を評価した。最初に、評定シート等に掲載された情報と同様に、設計年、階数、軒高さ、設計用ベースシア係数、弾性時固有周期、等のデータベースを作成し、基本的な構造特

本稿は文献 14),15),16) に加筆・修正したものである。

¹⁾ UR リンケージ構造技術部

(〒103-0027 東京都中央区日本橋 1-5-3-5F)

²⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

³⁾ 建築研究所 博士 (工学)

⁴⁾ 都市再生機構

⁵⁾ 東京理科大学理工学研究科建築学専攻 修士課程

⁶⁾ 東京大学 助教・博士 (工学)

⁷⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士 (工学)

¹⁾ Urban Renaissance Linkage

²⁾ Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

³⁾ Building Research Institute, Dr. Eng.

⁴⁾ Urban Renaissance Agency

⁵⁾ Graduate Student, Tokyo Univ. of Science

⁶⁾ Assistant Prof., Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

⁷⁾ Assistant Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

性を把握した。そのうち振動解析モデルの統計的な分析が可能な RC 造 39 棟の建物を対象に、設計用振動解析モデルのデータベースを作成し、既往の研究⁹⁾と同様に復元力特性等の高さ方向の分布等を検討した。次に、代表的な設計用入力地震動を用い非線形地震応答解析を行ない、高さ方向の最大応答値分布を調べるとともに、各レベル地震動における弾性周期からの建物周期の変化を分析した。

これらは限られたデータでの検討であり、かつ設計用モデルが必ずしも強震観測等で得られる応答特性と整合しないことも多い。

一方、弾性時固有周期(初期剛性)や復元力特性の調整により実際の応答を説明できる場合もあり(例えば 7⁸⁾)、このようなデータベースを構築しておくことにより、将来発生する大地震時の建物応答評価への利用価値は十分にあるものと考えられる。

2. 収集した超高層集合住宅の構造特性の概要

20 階もしくは軒高 60m 以上の超高層集合住宅 77 棟(RC 造 59 棟, SRC 造 15 棟, CFT 造 3 棟)を対象とし、評定シート等に掲載された情報を基に、軒高さや杭先端深さなどの情報と構造特性を把握した。対象建物の評定年は、1971 年から 2008 年までで、その建設地は関東地域が 54 棟、関西地域が 17 棟、中部地域が 5 棟、九州地域が 1 棟である。なお、免震構造は含まれていない。なお、本章でプロットした各図において、3 章以降において振動解析モデルの統計的分析や振動解析を行う建物 39 棟について凡例を分けて図示している。39 棟の選定については、基本的に振動解析モデルの再構築可能な情報を有するものであるが、詳細については、3 章で述べる。

軒高と基準階高について高層評定を実施した年で整理した結果を、それぞれ図 1 および図 2 に示す。図中の線は全プロットに対して線形近似したときの傾きである。いずれも 1971 年から 2008 年まで上昇する傾向が認められる。初期の建物の軒高は 60m 程度であるが、2000 年以降では 150m を超える建物がみられる。基準階高は 2000 年以降では 3m を超える建物が多くなっている。

図 1 軒高の年代別変遷

図 2 基準階高の年代別変遷

塔状比の年代別変遷を図 3 に示す。なお、塔状比は軒高 H を基準階面積 A の平方根で除した値としてグラフ化している。塔状比についても上昇傾向が認められ、ほぼ 2~4 の間に分布しており、文献²⁾と同様な傾向を示す。

図 3 塔状比の年代別変遷

図 4 に杭先端深さの年代別変遷を示す。図中、杭基礎の場合は杭先端深さを丸印、直接基礎の場合は基礎底深さを四角印でプロットした。1990 年頃より杭先端深さが深い建物が増えており、沿岸部や軟弱地盤での建設が増えたことが理由として考えられる。

図 4 杭先端深さの年代別変遷

後述するレベル 2 地震動における柱の最大軸力比と設計基準強度の関係を図 5 に示す。最大軸力比の平均値は 0.44 となり、約 0.3 から 0.6 に分布している。なお、設計基準強度との相関性は見られない。

図 5 最大軸力比と設計基準強度 F_c の関係

軒高(H)と 1 次固有周期(T_1)の関係を図 6 に示す。多くの建物は基礎固定条件で示しているが、スウェイ・ロッキング(SR)モデルで表示している建物もある。図中の線は基礎固定の場合の線形近似式であり、耐震設計で標準的に用いられる $T_1=0.02H$ とほぼ整合する。

1 次固有周期(T_1)と設計用ベースシア係数(C_B)の関係を図 7 に示す。概ね T_1 は 1 秒から 3 秒、 C_B は 0.05 から 0.15 の間に集中してい

図 6 軒高と固有周期の関係

図 7 1 次固有周期と設計用ベースシア係数の関係

る。図中の線は α を定数として $C_B=\alpha/T_1$ で近似した式であり、 α の値は0.187となった。 α の値は、文献9)および文献10)における平均的にRC造で設計されている $\alpha=0.18$ にほぼ整合する。

図8にレベル1（最大速度25cm/s、一部の建物は最大加速度250cm/s²で基準化）とレベル2（最大速度50cm/s、一部の建物は最大加速度400cm/s²で基準化）の設計用入力地震動に対する最大層間変形角の関係を示す。レベル1においては全て1/200以下となり、レベル2においても概ね1/100以下に分布している。なお、3章以降ではレベル1、レベル2地震動は全てそれぞれ最大速度25cm/s、50cm/sで定義した。

図9にレベル2の設計用入力地震動に対する最大層間変形角と最大塑性率の関係を示す。殆どの建物において最大塑性率2、最大層間変形角1/100を下回っている。

図8 レベル1とレベル2における最大層間変形角の関係

図9 レベル2における最大層間変形角と最大塑性率の関係

3. 設計用振動解析モデルの高さ方向分布と地震応答特性の分析

3.1 対象建物

本検討では、20階もしくは軒高60m以上の超高層集合住宅のうち、以下の条件に当てはまる建物について階毎の骨格特性等を整理した。
①RC造の耐震構造とし、SRC造、CFT造は除外する。
②主な構造形式がラーメン構造であり、壁式等の構造は除外する。
③時刻歴応答解析に用いられる振動解析モデルが単軸の多質点モデルである。
④各層の質量、剛性、復元力特性の数値データが記載されている。これより、表1に示す39棟の超高層RC造集合住宅を検討対象とした。振動モデルは、せん断型モデル（以下、「Sモデル」）が15棟、曲げせん断型モデル（以下、「BSモデル」）が24棟である。

3.2 設計用振動解析モデルの復元力等の高さ方向分布

図10に全建物の床質量、せん断・曲げ剛性、ひび割れ・降伏時の耐力と層間変形角の高さ方向分布を示す。床質量以外は、建物2方向について図示している。各記号の定義を図11に示す。図10の縦軸は、G.L.を0としてペントハウスを除いた上部構造物の高さHで基準化した高さ（以下、基準化高さ）である。同図には基準化高さを20分割したときの平均値と標準偏差を併せて示す。(b)(k)(l)では、せん断モデル(S)、曲げせん断モデル(BS)で分けて示し、平均値と標準偏差のみを示した。以下に各高さ方向分布の傾向について記す。
各層重量は概ね1000~2000tの範囲にある。初期せん断剛性K1は、上層と低層の比は最大2程度である。BSモデルはSモデルの1.5~

表1 検討対象建物の階別分布

階数	棟数
51~60	1
41~50	6
31~40	16
20~30	16
計	39

図11 骨格曲線の定義

図10 設計用振動解析モデルの構造特性の高さ分布

2.0 倍程度大きい。初期せん断剛性に対する第 2 剛性比 $K2/K1$ は平均で約 0.3 であり高さ方向でさほど違いは見られない。ひび割れ耐力 Q_c 、降伏耐力 Q_y はどちらも低層になるにつれて大きくなり、 Q_c/Q_y の平均は約 0.25 であった。 Q_c 、 Q_y を設計用層せん断力 Q_i で基準化した場合、高さでほぼ一定となり、 Q_c/Q_i は約 0.3~0.5、 Q_y/Q_i は 1.5~2.0 程度であった。ひび割れ時の層間変形角 δ_c/h (h:階高)の平均は BS モデルの場合、高さによらずあまり変化は見られず、その平均は約 5/10000rad であり、S モデルは BS モデルの 1.5~2 倍大きい。降伏時 δ_y/h は 0.5/100~0.8/100rad となっており、S モデルと BS モデルの差は比較的小さい。これは、曲げ剛性を線形とし塑性変形分をすべてせん断変形と見なしているためである。

建物毎、方向毎に基礎固定モデルで固有値解析を行った。高さ方向で基準化した 1 次の刺激関数とその層間変形角分布を図 12 に示す。モード、層間変形角ともに、建物、方向によるばらつきは小さい。建物高さと各固有周期の関係を図 13 に示す。1 次固有周期は RC 造建物の設計式($T1=0.02H$)と同様の傾向を示す。BS モデルの 2 次、3 次固有周期はそれぞれ 1 次固有周期の概ね 1/3、1/5 となったが、S モデルについては BS モデルよりも 1 次固有周期に対する 2 次、3 次の固有周期の比が大きくなった。

図 12 固有 1 次モードの刺激関数と層間変形角

図 13 建物高さと各固有周期の関係

3.3 地震応答解析の最大応答分布

既往波、BCJ 波¹¹⁾を用いた時刻歴応答解析を実施した。建物基部

図 14 BCJ 波レベル 2 入力時の最大応答値分布の平均

は全て基礎固定とし、減衰モデルは瞬間剛性比例型で、1 次固有周期に対して 3%とした。復元力特性は TAKEDA モデルとした。BCJ 波レベル 2 入力時の全建物の最大応答値分布とその平均、標準偏差を図 14 に、EL Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS および BCJ 波それぞれのレベル 2 の入力地震動における最大応答値の高さ分布の平均値を図 15 に示す。最大応答加速度は全般的に低層から中層にかけて小さくなり、最上階に近づくにつれて大きくなる。最大応答層間変形角の平均はいずれも 1/100[rad]以下となっており基準化高さ 0.2~0.8 ではさほど変化が見られない傾向となった。

図 15 各波レベル 2 入力時の最大応答値分布の平均

4. 非線形応答解析結果に基づく建物の周期特性評価

4.1 検討条件

対象建物は、3 章で検討した 39 棟であり、地下階およびペントハウス階を除いた質点系モデルである。建物基礎は、全建物において基礎固定とした。質量、剛性、骨格曲線および振動モデルは、評定資料に基づき設定した。

入力地震動は、標準地震波として代表的なものである El Centro NS および BCJ 波とし、それぞれレベル 1、レベル 2 の計 4 波とした。各地震波の擬似速度応答スペクトル(pS_v)を図 16 に示す。El Centro NS は周期帯で pS_v が変動し、BCJ 波は、0.5 秒以上の周期帯で概ね pS_v が一定となる。

図 16 設計用入力地震動の擬似速度応答スペクトル

4.2 伝達関数による周期変化の検討

入力地震動と建物頂部のフーリエスペクトルから各建物の伝達関数を求めた。このとき、伝達関数において Parzen ウィンドウによる

図 17 伝達関数による卓越周期の変化の一例

平滑化を行っている。バンド幅は 0.2Hz とした。図 17 に伝達関数の一例を示す。同図には、建物弾性 1 次固有周期を示している。各地震波のレベル 1、レベル 2 の 1 次卓越周期のピーク周期を全建物に対して求めた。弾性 1 次固有周期とレベル 1 およびレベル 2 の卓越周期の関係を図 18 に示す。同図には、S モデルと BS モデルをそれぞれ図示しており、線形近似式を示した。El Centro NS のレベル 1 では弾性 1 次周期の 1.2 倍程度、レベル 2 では 1.4 倍程度周期が伸びていることがわかる。BCJ 波レベル 1 では 1.4 倍程度、レベル 2 では 1.5 倍程度となっていることがわかる。振動モデルにおける違いは顕著には見られない。なお、El Centro NS での約 3 秒以降の周期で比率が低下しているが、これは、擬似速度応答スペクトルが低下する周期と対応している。BCJ 波では、擬似速度応答スペクトルがほぼ変化がないため、全周期において比率の変化は見られない。伝達関数は全応答時間のデータを用いて求めているため、この比率は、非線形応答時の平均的な周期の伸びを示していると考えられる。

図 18 弾性 1 次固有周期と伝達関数の卓越周期の関係

4.3 システム同定を用いた周期変化の検討

建物の非線形応答時周期を推定する手法として、ここでは部分空間法に基づくシステム同定手法¹²⁾を用いる。入力地震動を入力とし、出力を頂部応答加速度として部分空間法に基づくシステム同定手法を用いて周期特性について検討した。同定手法は文献 13)を参考に MOESP 法を用い、パラメータとして、時間幅 10 秒(半幅 5 秒)、ブロックハンケル行数 $k=200$ 、システム次数 $n=6$ とした。本手法とパラメータ設定から 10 秒毎に 1 次固有周期が算出される。得られた最大の 1 次固有周期と、弾性 1 次固有周期との関係を図 19 に示す。弾性 1 次固有周期からの周期の伸びの比率は、伝達関数を用いた場合よりも大きくなる傾向がみられ、El Centro NS レベル 1 では、概ね弾性 1 次固有周期の 1.3 倍、El Centro NS レベル 2 では、1.5~1.6 倍、BCJ 波レベル 1 では、1.4~1.5 倍、BCJ 波レベル 2 では、1.8 倍程度となる。なお、システム同定結果において、最小となる 1 次固有周期も別途検討しているが、本手法を用いた場合の 1 次固有周期はいずれも、伝達関数によって求めた卓越周期よりも長い。最小と最大の 1 次固有周期の間にある傾向が見られた。

図 19 弾性 1 次固有周期とシステム同定による周期の比較

4.4 建物代表高さにおける最大応答変位に基づく周期変化の検討

最大応答に対応する等価周期を比較的簡単に調べるため、地震応答解析結果から代表高さにおける最大応答変位とベースシア係数を求め、これと原点を結んで得られる割線剛性から、式 (1) により等価周期を求めた。

$$T_{eq} = 2\pi\sqrt{y_{max}/(C_B \cdot g)} \quad (1)$$

ここで、 T_{eq} は等価周期(s)、 y_{max} は代表高さにおける最大応答変位(cm)、 C_B はベースシア係数、 g は重力加速度 (cm/s^2) を表す。代表高さは 1 次モードの刺激関数が 1 となる高さで本検討では 2/3H(H:建物高さ)とした。なお、2/3H の高さに質点がない場合には、その上下の質点における最大応答変位から線形補間によって求めた。

式 (1) から求めた周期とシステム同定結果から得られた固有周期の関係を図 20 に示す。代表高さの最大応答変位から求めた周期と同

図 20 代表高さの最大応答変位より求まる等価周期と同定結果の比較

定によって求めた周期が概ね一致していることが分かる。これは、同定手法においては、建物基部と頂部を1質点系と仮定し、かつ等価線形化手法により伝達関数から周期を求めており、一方、代表高さにおける最大応答変位から求めた周期は、概ね刺激関数が1となる高さであり1次モード成分が卓越する高さであるためと考えられる。上記2つの手法は周期の伸びを求めるアプローチは異なるものの最終的な結果は同等になることを示している。同定手法と代表高さによる最大応答変位から求まる周期は大きくは変わらないことが示された。

5. まとめ

同一機関が管理している20階もしくは軒高60m以上の超高層集合住宅77棟を対象に評定資料を収集し、構造特性に関するデータベースを作成し、基本的な超高層集合住宅の構造特性を分析した。また、データベースから超高層RC造集合住宅の多質系モデルを取りまとめ、高さ方向の分布形状を統計的に分析した。さらに、地震時における建物固有周期の変化について検討した。得られた知見を以下に示す。

①超高層RC造集合住宅の設計用振動解析モデルの高さ方向分布は、層剛性比 K_2/K_1 は平均で約0.3、ひび割れ・降伏耐力比 Q_c/Q_y の平均は約0.25であった。ひび割れ時の層間変形角 δ_c/h は、曲げせん断モデルで平均5/10000rad、せん断モデルではその1.5～2.0倍程度であった。降伏時層間変形角 δ_y/h は0.5/100～0.8/100radであり、せん断モデルと曲げせん断モデルの差は小さい傾向が見られた。 Q_c 、 Q_y を設計用層せん断力 Q_i で基準化した場合、高さ方向でほぼ一定となり、 Q_c/Q_i は約0.3～0.5、 Q_y/Q_i は1.5～2.0程度であった。

②地震応答特性を分析した結果、最大応答加速度は全般的に低層から中層にかけて小さくなり、最上階に近づくにつれて大きくなる傾向が見られた。最大応答層間変形角の平均はいずれも1/100rad以下となり、基準化高さ0.2～0.8では高さ方向にさほど変化が見られない傾向となった。

③非線形応答解析結果に基づく周期特性評価として、伝達関数、システム同定、建物代表高さにおける最大応答変位の観点から周期変化について検討した。伝達関数による方法は平均的な周期の伸びを示し、その最大値は弾性1次固有周期の1.5倍程度となった。システム同定手法の場合は、最大1.8倍程度となった。また、同定手法と代表高さにおける最大応答変位から求まる周期が概ね対応する傾向が得られた。

謝辞

代表高さにおける検討を明治大学教授平石久廣先生に示唆いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 肥田剛典, 永野正行: 東日本大震災後の超高層集合住宅のアンケート調査による室内被害と強震記録との関係から推定される建物応答, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.683, pp.51-60, 2013.1
- 2) 野路利幸, 山中久幸, 山岸邦彰, 有松重雄, 小田稔: 超高層住宅の構造設計情報の調査・分析, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第50号, pp.29-32, 2007年7月
- 3) 野路利幸, 山中久幸, 山岸邦彰, 有松重雄, 小田稔: 超高層住宅の構造設計情報の調査・分析(その2), 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第51号, pp.73-76, 2008年7月

- 4) 和泉信之, 木村秀樹, 石川裕次: 日本における超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性の傾向, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.55B, pp.351-360, 2009.3
- 5) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井壮, 和泉信之, 既存超高層鉄筋コンクリート造建物の構造特性と骨組モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.
- 6) 山根義康, 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦: 設計用地震応答解析モデルに基づく超高層RC造建物における最大層間変形角の高さ分布, 日本建築学会技術報告集, Vol.22, No.50, pp.93-98, 2016.2
- 7) 山本建史, 保井美敏, 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦, 渡辺一弘: 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, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.42, pp.447-452, 2013.6
- 8) 北堀隆司, 永野正行, 田沼毅彦: 2001年東北地方太平洋地震時に1階の地震記録が欠測した超高層集合住宅の地震応答解析, 日本建築学会技術報告集, Vol.20, No.46, pp.911-916, 2014.10
- 9) 木村麗, 市村将太, 福島東陽, 寺本隆幸: 超高層建築物の力学特性の調査, 日本建築学会学術講演梗概集(東北), C-1, 構造III, pp.865-866, 2000.9
- 10) 一般社団法人日本建築センター: 評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務, pp.3-4, 2002.7
- 11) 日本建築センター模擬波(基盤波)入手先(<http://www.bcj.or.jp/download/wave.html>)
- 12) M. Verhaegen and P. Dewilde: model identification, Part 1: The output-error state-space model identification class Subspace of algorithms, *International Journal of Control*, Vol. 56, No. 5, pp. 1187-1210, 1992.
- 13) 肥田剛典, 永野正行: 部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有周期と減衰定数の推定精度, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.701, pp.923-932, 2014.7
- 14) 金子知宣, 西野剛史, 北堀隆司, 田沼毅彦, 成島慶, 鈴木賢人, 肥田剛典, 永野正行, 小田稔: 超高層RC造建物データベースに基づく設計用振動解析モデルと地震応答特性に関する研究(その1) 建物の基本情報と構造特性の分析, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), 構造IV, pp.335-336, 2016.8
- 15) 西野剛史, 北堀隆司, 成島慶, 田沼毅彦, 小田稔, 肥田剛典, 鈴木賢人, 永野正行: 超高層RC造建物データベースに基づく設計用振動解析モデルと地震応答特性に関する研究(その2) 設計用振動モデルの高さ方向分布と地震応答特性の分析, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), 構造IV, pp.337-338, 2016.8
- 16) 北堀隆司, 西野剛史, 成島慶, 肥田剛典, 永野正行, 鈴木賢人, 田沼毅彦, 小田稔, 時本和則: 超高層RC造建物データベースに基づく設計用振動解析モデルと地震応答特性に関する研究(その3) 非線形応答解析結果に基づく建物の周期特性評価, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), 構造IV, pp.339-340, 2016.8

[2017年10月3日原稿受理 2017年11月27日採用決定]