非構造部材の耐震設計における 床加速度提案式に関する数値解 析的検討

NUMERICAL STUDY ON A PROPOSED FORMULA FOR FLOOR ACCELERATION OF MAIN FRAMES IN SEISMIC DESIGN OF NON- STRUCTURAL COMPONENTS

山中祐一 — * 1 石原 直 — * 2
山田 哲 — * 3 元結正次郎 — * 4
清家 剛 — * 5 脇山善夫 — * 6

Yuichi YAMANAKA — * 1 Tadashi ISHIHARA — * 2
Satoshi YAMADA — * 3 Shojiro MOTOYUI — * 4
Tsuyoshi SEIKE — * 5 Yoshio WAKIYAMA — * 6

キーワード：
均一せん断棒，非構造部材，絶対加速度，慣性力，時刻歴応答解析

Keywords:
Uniform shear beam, Non-structural components, Acceleration, Inertia force, Time history analysis

In general, it is difficult to calculate floor accelerations of main frames in non-linear seismic responses for seismic design of non-structural components. A formula to calculate them without time history analysis and eigenvalue analysis has been proposed by authors. Based on the formula, this paper verifies applicability of the formula to real building models and proposes a practical way of setting strength factor in the formula. By comparing the results by time history analysis, it is confirmed that the formula gives good estimation for floor accelerations.

1. はじめに

非構造部材に作用する地震時の慣性力は、想定した入力地震動に対する構造躯体の床応答加速度を基に評価するべきである。しかしながら、加速度を直接的に求める方法は、時刻歴応答解析によらなければならない。静的な設計を行う一般的な建築物においてそれを実現することは難しい。

現在、実務設計において一般的な建築物の非構造部材に作用する地震時の慣性力を算定する際には、非構造部材の耐震設計施工指針・同解説¹⁾（以下、指針）に規定される式を用いることが多いと考えられる。しかしながら、筆者らはこれまでの研究²⁾を通して、 A_i 分布に基づいた上下層の設計用層せん断力の差分から求める式（指針の式(a)）の妥当性について考察を行い、指針の式(a)に対する問題点を指摘し、均一せん断棒モデルを用いた応答スペクトル法や多質点系モデルを用いた時刻歴応答解析による検討結果からは、線形・非線形を問わず層せん断力の差分から評価した慣性力では過小評価とな

る恐れがあることを示している。

また、非構造部材の設計用地震力に関する既往の研究として実際の建築物を対象にしたものは、筆者らの報告^{3),4)}を含めて数例であり^{5)~7)}、設計時や改修時に適用できる実用的な評価式が望まれている。

そこで、本稿では非構造部材の耐震設計に用いる非線形応答時の床応答加速度について、実際の建築物を想定した解析モデルによる時刻歴応答解析を行い、提案する評価式²⁾（以下、提案式）と比較することでその妥当性を検証することを目的とする。なお、設計者が任意の大きさの入力地震動を設定する場合や、設定する減衰タイプの別によっても提案式が整合することも確認する。

2. 建築物概要及び解析概要

2.1 建築物の概要

実建築物に近い具体的な解析モデルに生ずる応答値を対象とするため、実在する建築物の構造計算書をもとにモデル化を行う。解析

表1 解析対象建築物の概要

解析 case	建築物高さ $H(\text{m})$	階数 ^{※1}	地上部の 構造種別	主用途	1次固有 周期 $T_1(\text{s})$	1次粘性 減衰定数 h_1	耐力低減 係数 k_c	周期低減 係数 k_T
case1	19.60	5-0-1	S造	事務所	0.871	0.02	0.471	0.992
case2	22.70	5-1-3	SRC造	データセンター	0.362	0.03	0.537	1.000
case3X	29.45	10-0-1	RC造	共同住宅	0.620	0.03	0.321	1.000
case3Y					0.267		0.760	1.000
case4	68.86	12-3-2	S造	商業施設	1.341	0.02	0.520	0.644
case5	99.30	20-2-2	CFT造	事務所	2.656	0.02	0.526	0.325

※1 建築物の階数は、「地上階数」－「地下階数」－「塔屋階数」を示す

本稿は文献3)4)で発表した内容を基に再構成してまとめたものである。

¹⁾ ㈱ジェイアール東日本建築設計事務所 主任・修士（工学）
（〒151-0053 東京都渋谷区代々木2-1-5 JR南新宿ビル9階）
²⁾ (国研) 建築研究所建築生産研究グループ 主任研究員・博士（工学）
³⁾ 東京工業大学科学技術創成研究院 教授・博士（工学）
⁴⁾ 東京工業大学環境・社会理工学院 教授・工博
⁵⁾ 東京大学大学院新領域創成科学研究科 准教授・博士（工学）
⁶⁾ 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 主任研究員・博士（工学）

¹⁾ Chief Staff, JR East Design Corporation, M. Eng.

²⁾ Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr. Eng.

³⁾ Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

⁴⁾ Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

⁵⁾ Assoc. Prof., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

⁶⁾ Senior Researcher, Natl. Inst. for Land and Infrastructure Management, Dr. Eng.

対象とした建築物（概要は表1を参照）は、文献4)にて報告したもののうち、case1の5階建てからcase5の20階建ての合計6caseであり、建築物の高さが低い順に並べている。いずれの建築物も平面形状及び立面形状は概ね整形であり、一般的な建築物を想定している。

表1に示す固有周期は、建築物を後述する等価せん断型多質点系モデルに置換した際の固有値解析結果における1次固有周期 T_1 であり、減衰定数は設計用として仮定した1次粘性減衰定数 h_1 である。表中の k_c 及び k_T については後述する。また、対象とした建築物には、解析方向がそれぞれ2方向存在しているが、case3以外は2方向の特性が概ね同様の傾向（固有周期や層剛性）であるため、代表する1方向のみを対象に検討を行い、case3のみX方向とY方向の両方向を検討する。

さらに、各caseの中には制振部材を用いて設計しているものも存在するが、制振部材は解析モデルに反映しない。これは、本稿が建築物の高さや質量・剛性分布による構造躯体の応答加速度の大きさや分布を見ようとするものであり、指針で対象とする従来型の耐震設計による建築物の応答を、フレーム部分の応答で模擬したことによる。なお、一般に時刻歴応答解析による設計ルートをとる制振構造の建築物や高さ60mを超える建築物では、設計用入力地震動に対する各階（層）の応答値が算定されているためその結果によることとするが、後述する提案式の適用範囲や妥当性を検証するために高さ60mを超える建築物についても検討caseに含める。

2.2 解析モデル

表1に示す建築物について、等価せん断型多質点系モデルにモデル化を行う。解析モデルの作成には、一貫構造計算プログラムを利用し、プログラム内で実施した静的増分解析結果を用いる。

各caseの質点数は、地上部分の階数と同一とし、地下及び塔屋は解析範囲には含めず、モデル化していない（塔屋はその重量のみ最上階に含める）。また、質量は当該層が負担する地震用重量を質量に変換した質点として設定する。

解析時における各層の等価せん断バネに適用する履歴則は、S造及びCFT造では標準型Tri-Linearモデル、SRC造及びRC造では武田型Tri-Linearモデルとする。いずれの解析caseにおいても、地震動の入力位置は1階柱脚（基礎）とする。減衰タイプは、表1の粘性減衰定数 h_1 を用いた瞬間剛性比例型とし、後述する一部のモデルでは別の減衰タイプを扱う。運動方程式の解法などは、文献4)と同様である。

2.3 固有値解析

前節の解析モデル（合計6case）に対して固有値解析を行い、得られた刺激関数を図1に示す。比較的整形な建築物を対象としているため、一般的な傾向である刺激関数となっている。

2.4 入力地震動

本稿では、指針に示される加速度と同等の大きさによる入力地震動を考慮することとして、建設省告示に規定されている応答スペクトルに適合する模擬地震動（以下、告示波）を作成する。

告示波の作成方法は、解放工学的基盤において表2(a)に示す極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトル（ $h=0.05$ ）⁸⁾に対して、表2(b)の表層地盤による加速度の増幅を考慮する。ただし、特定の建設地を想定しないため、この増幅は告示の略算⁹⁾により地盤種別を「第二種地盤」とした増幅率 G_s を用いる。地震地域係数 $Z=1.0$ とする。

告示波の位相は表3に示す通りで文献4)と同様の、一様乱数位相7波と、強震観測記録によるJMA Kobe 1995 NS位相¹⁰⁾、Tohoku 1978

図1 刺激関数

表2 目標スペクトル^{8),9)}

周期 $T(s)$	(a)	(b)	(c)=(a)×(b)
	解放工学的基盤における告示の加速度応答スペクトル (cm/s^2) 極めて稀に発生する地震動（レベル2）	表層地盤による加速度の増幅率 G_s 第二種地盤	地表位置での目標加速度応答スペクトル (cm/s^2)
$T < 0.16$	$(320+3000T)Z$	1.5	$480+4500T$
$0.16 \leq T < 0.64$	800Z		1200
$0.64 \leq T < 0.864$	$(512/T)Z$	1.5 $(T/0.64)$	1036.8/T
$0.864 \leq T$		2.025	

注：Tは建築物の設計用1次固有周期(s)
Zは地震地域係数（Z=1.0とする）

表3 作成した告示波の概要（地表位置）⁴⁾

告示波名（位相）	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)	応答継続時間(s)
1~7 L2-01~L2-07 (いずれも一様乱数)	551~663	79.9~111.7	60, 120, 180
8 L2-08 (JMA Kobe 1995 NS)	628	104.6	120
9 L2-09 (Tohoku 1978 NS)	547	93.2	120
10 L2-10 (Hachinohe 1968 NS)	668	103.1	240

NS位相¹¹⁾、Hachinohe 1968 NS位相¹²⁾を合わせた全10波とする。
次頁の図2に減衰定数 $h=0.05$ の加速度応答スペクトルと目標スペクトルとの適合性を示す。なお、文献2)では、この10波のうちL2-01、02、03、08の4波を用いて検討している^{注1)}。

図2 告示波全10波の加速度応答スペクトル ($h=0.05$)⁴⁾

3. 非線形応答の評価方法²⁾

時刻歴応答解析や固有値解析を伴わずに耐震設計された構造躯体の非線形応答加速度の算出方法として、筆者らの提案式²⁾をここで簡単に説明する。この提案式の特徴は、1次モードのみを低減するところにある。

線形応答の場合、地盤面から算定する位置までの高さ X_i における加速度 $A(X_i)$ の提案式は、刺激関数 $\beta_j U_j(X_i)$ を用いて以下のように与えられる。なお、この式(1)は、 j 次の加速度 S_{aj} のうち1次モードだけが大きさが異なるものとして、 ζ_1 をある定数として、 $S_{a1}=\zeta_1 S_{a0}$ 、 $S_{aj}=S_{a0}=\text{const.}$ ($j=2, 3, \dots, N$) としている (N は採用次数)。

$$A(X_i) \approx S_{a0} \sqrt{\sum_{j=1}^N \{\beta_j U_j(X_i)\}^2} - (1 - \zeta_1^2) \{\beta_1 U_1(X_i)\}^2 \quad (1)$$

図2に示す加速度応答スペクトルの極短周期側 ($T \leq 0.16\text{s}$) を S_{a0} と同等と見做した単純な応答スペクトルを仮定した場合には、2次以上の高次モードは一定で、1次のみが長周期側にあって加速度が低減することを想定すれば、 $\zeta_1 = T_G/T_1$ における (T_G : 加速度一定領域と速度一定領域との境界周期)。

次に、非線形応答として耐力に応じて1次のみ低減させることを考え、低減係数 k_c を用いて非線形1次の加速度を $k_c S_{a1}$ とする。これらの低減を合わせ、なおかつ固有値解析を行わない場合にも対応するため、単純な均一せん断棒の刺激関数を採用²⁾して、採用次数 N を無限大とした非線形応答加速度 $A(X_i)$ の提案式を次のようにする。

$$A(X_i) \approx S_{a0} \sqrt{2 \frac{X_i}{H} - \{1 - (k_c k_T)^2\} \{\beta_1 U_1(X_i)\}^2} \quad (2)$$

(ただし、 $A(X_i) \geq 0.4 S_{a0}$)

ここで、 $k_T \equiv \min(1.0, T_G/T_1)$ は、線形1次固有周期に応じた低減係数、 $\beta_1 U_1(X_i) = (4/\pi) \sin\{(\pi/2)(X_i/H)\}$ であり、 X_i/H は建築物の全高 H に対する地盤面から算定する質点位置までの高さ X_i の比である。

k_c は降伏後の耐力上昇も考慮した線形に対する非線形の最大応答加速度の比であるが、実際の設計ではより簡単に設計用のベースシア係数スペクトル ZR/C_0 とPushover解析で求めた崩壊メカニズム形成時(あるいはDs算定時)のベースシア係数 C_B の比で求めることとして妥当性を確かめる。実際の建築物の耐力は、設計上のそれを上回ることに留意する必要があるが、本稿ではこれを考慮せずに次式にて算定する。

$$k_c = C_B / ZR/C_0 \quad (3)$$

(ただし、 $k_c \leq 1.0$)

この低減係数 k_T と k_c の具体的な数値は、表1に示している。

4. 入力地震動のレベルが異なる場合の非線形応答解析結果

ここでは非線形応答解析結果について示し、前章において示した加速度 $A(X_i)$ と比較を行う。なお、入力地震動については、表3のレベ

ルに対して0.5倍と1.5倍に増減させたものや、観測地震動4波^{11),12)}を50cm/sに基準化した地震動も扱う。これは、設計者の判断によって入力レベルを変更した場合や、一般的な観測波を用いる場合においても提案式が妥当であることを確認するためのものである。

まず、式(2)における S_{a0} については、表2に示す周期帯 $0.16\text{s} \leq T < 0.864\text{s}$ における加速度一定値 (1200cm/s^2) に、加速度応答スペクトルを規定した際の減衰定数 ($h=0.05$) と建築物の構造体に設定した減衰定数 (表1の h_1 を参照) の差を補正するために減衰補正係数 Fh ⁹⁾を乗じ、さらに入力地震動のレベルに応じて C_0 を乗じたものを $Fh S_{a0}$ と定義し、これを採用する (式(4)を参照)。

$$Fh S_{a0} \equiv S_{a0}(0.16\text{s} \leq T < 0.864\text{s}) \times C_0 \times Fh = 1,200\text{cm/s}^2 \times C_0 \times \frac{1.5}{1.0 + 10h_1} \quad (4)$$

なお、図2に示す通り S_{a0} については極短周期領域 ($T < 0.16\text{s}$) では一定値を取らないが、簡略的に比較を行うためにこの領域でも $0.16\text{s} \leq T < 0.864\text{s}$ における S_a の値 (1200cm/s^2) を採用する。式(4)より、S造及びCFT造 ($h_1=0.02$): $Fh S_{a0}=1,500\text{cm/s}^2 \times C_0$ 、RC造及びSRC造 ($h_1=0.03$): $Fh S_{a0}=1,385\text{cm/s}^2 \times C_0$ となる。

また、前章にて示した提案式では2次モード以上が加速度一定領域にあるという条件で、加速度 $A(X_i)$ を求めている。厳密にはcase5ではその条件を満足しない ($T_2=1.018\text{s} > T_G$) が、式(2)をそのまま用いる。

なお、減衰補正係数 Fh については、指針の式(a)及び式(b)を図中に併記する際にも乗じることとする。また、指針の式(a)には、基部でも入力地震動と同等の加速度が生じていると考えて制限値 (480cm/s^2 以上) を考慮する。ここで、入力地震動が極めて稀に発生する地震動であることを考慮し、式(a)では基準層せん断力係数を $\tilde{C}_0=1.0$ 、式(b)では基準震度 $K_0=0.489$ としている。

4.1 $C_0=1.0$ に対する応答加速度

まず、基準となる表3に示す入力地震動 ($C_0=1.0$) における絶対加速度 $\max |\ddot{y}_i + \ddot{y}_g|$ と式(2)により算定した加速度 $A(X_i)$ の比較を次頁の図3に示す。図中の縦軸 α'_i は、指針の式(a)及び式(b)の双方に配慮するために採用した地上部分の全重量に対する i 階より上の重量の比である α_i を修正した重量座標であり、式(5)により算定する (均一せん断棒モデルによる結果は、 $\alpha'_i = \alpha_i$ と読み替えることとして図中では X_i/H にてプロットし、以降同様とする)。

$$\alpha'_i = \left(-\frac{w_i}{2} + \sum_{k=i}^n w_k \right) / \sum_{k=1}^n w_k \quad (5)$$

ここで、 w_k は k 層の地震用重量を、 n は層数を示す。

この結果から、提案式による加速度分布は、いずれのcaseでも高さ方向の応答分布を概ね表現できており、若干大きめで安全側となる評価を与えている。これより、耐力低減係数 k_c を式(3)にて設定することも妥当である。ただし、最下層部付近では提案式を若干超える部分もある。

また、解析モデルに設定した履歴則は、構造種別によって異なるモデルを採用しているが、履歴則に違いがあっても提案式によれば統一的に時刻歴応答解析結果に近い値が得られている。

指針の式(a)は、文献2)に示される多質点系モデルの結果と同様に、頂部で過大評価となっている。また、指針の式(b)は、固有周期や耐力に応じた応答加速度の変化を十分に捉えられておらず、case3Yのような短周期側の建築物では比較的良好な対応を示しているが、それ以外では頂部から下層部にかけてかなり大きな数値となっている。

図3 絶対加速度の最大応答値と提案式 ($C_0=1.0$)

図4 絶対加速度の最大応答値と提案式 ($C_0=0.5$)

4.2 $C_0=0.5$ に対する応答加速度

次に、表3に示す入力地震動を0.5倍 ($C_0=0.5$)とした場合における絶対加速度 $\max |\ddot{y}_i + \ddot{y}_g|$ と式(2)により算定した加速度 $A(X_i)$ の比較を図4に示す。なお、ここで適用する式(2)の耐力低減係数 k_c は、表1に示した数値が式(3)で表されることから、 $k_c \leq 1.0$ の範囲で表1の数値を1/0.5倍したものを採用している。

図4の結果から、 $C_0=1.0$ の結果と同様にいずれのcaseも高さ方向の応答分布が概ね表現できていることがわかる。

4.3 $C_0=1.5$ に対する応答加速度

図5には、表3に示す入力地震動を1.5倍 ($C_0=1.5$)とした場合における絶対加速度 $\max |\ddot{y}_i + \ddot{y}_g|$ と式(2)により算定した加速度 $A(X_i)$

図5 絶対加速度の最大応答値と提案式 ($C_0=1.5$)

の比較を示す。ここでも $C_0=0.5$ の場合と同様に、式(2)に適用する耐力低減係数 k_c は、その数値が式(3)で表されることから、 $k_c \leq 1.0$

図6 層せん断力の上下層差分と慣性力の比率 ($C_0=1.0$)

の範囲で表1の数値を1/1.5倍したものを用いている。

$C_0=0.5$ や $C_0=1.0$ の結果と比較すると、比較的長周期であるcase4やcase5ではやや大き過ぎる評価となる。これは提案式(2)で高次モードの寄与を大きめに評価しているためと考えられる²⁾。その他のcaseでは、中間層で膨らみが生じることや、頂部付近で加速度が大きくなることなど、地震動が大きくなることによる高さ方向の分布形の変化も含めて、比較的良好に整合していると思われる。

4.4 層せん断力の差分と慣性力の比

4.1節にて示した $C_0=1.0$ の場合について、層せん断力の上下層差分 ΔQ_i と慣性力 F_i の比率についてまとめたものを図6に示す。

この結果では応答解析結果に幅(ばらつき)があり、caseによって分布形状も異なるため、周期別や高さ方向の位置別に一定の傾向があるとは言えない。ただし、いずれのcaseにおいても下層部ほどこの比率は1.0よりかなり小さな値となっており、層せん断力の上下層差分を慣性力と見做すことは相当な過小評価になると言える。

4.5 観測波に対する応答加速度

図7には観測地震動4波^{11),12)}を50cm/sに基準化した地震動に対する結果を示している。ここでは対象とするcaseをcase1、case3X、case3Y、case5に限定して示す。観測地震動では明確な C_0 のレベルを定めることはできないので、参考として $C_0=1.0$ の場合と同様の式(2)と指針の式(a)と式(b)を併記している。いずれも提案式は4波の結果の包絡線のようにになっていることが分かる。一方で指針の式では大きさや分布が時刻歴応答解析結果と整合しないところも多い。

なお、他のcaseにおいても同様の傾向となることを確認している。

5. 減衰タイプが異なる場合の非線形応答解析結果

次に、減衰タイプについて、これまでに示した瞬間剛性比例型に加えて初期剛性比例型と、1次と2次の減衰定数(h_1 、 h_2)をそれぞれ表1に示す1次粘性減衰定数としたレーリー減衰(初期剛性比例

図7 絶対加速度の最大応答値と提案式(強震観測波50cm/s)

型と瞬間剛性比例型)について示す。ここでも対象とするcaseをcase1、case3X、case3Y、case5に限定して示す。

次頁に示す図8の結果は、表3及び図2に示す入力地震動($C_0=1.0$)に対して時刻歴応答解析を行い、全10波の平均値(塗り潰し)、包絡値(白抜き)をそれぞれプロットしている。図9は、同様に前章での検討にも用いた観測地震動4波に対するプロットである。

この結果より、減衰タイプが異なることにより、応答加速度にも若干の違いが生じており、剛性比例よりもレーリーが、初期剛性比例よりも瞬間剛性比例の方が大きい結果となっている。この例では

図8 減衰の違いによる絶対加速度と提案式 ($C_0=1.0$)

図9 減衰の違いによる絶対加速度と提案式 (強震観測波 50cm/s)

最下層で不足気味であるが、提案式は減衰タイプが異なる場合も含めて概ね妥当な評価となっている（他の case も同様の傾向）。

6. まとめ

実建築物を対象として、全 6case を想定した等価せん断型多質点系モデルによる時刻歴応答解析を実施して、提案式²⁾の加速度 $A(X_i)$ と比較し、妥当性を検証した結果を以下にまとめて記す。

- (1) 建築物の構造躯体が非線形領域で応答する範囲において、入力地震動の大きさや設定する減衰タイプの違いによっても、提案式²⁾の加速度 $A(X_i)$ は統一的に時刻歴応答解析に近い値、かつ概ね安全側の評価を与える。また、静的解析結果から耐力低減係数 k_c を式(3)にて設定することも妥当である。
- (2) 指針の式(a)は、層せん断力の上下層差分 ΔQ_i を基に算定される式であり、応答解析結果との比較においても入力地震動の大きさに揃えて $\tilde{C}_0$ を設定すると、頂部付近では過大評価となっており、文献 2)での検討に加えて本稿での実建築物モデルにおいても妥当ではないことが確かめられた。
- (3) 指針の式(b)は、固有周期や耐力に応じた応答加速度の変化を十分に捉えられておらず、頂部から下層部でかなり大きな数値となっており、稀に発生する地震動の時とは異なり⁴⁾、極めて稀に発生する地震動の時に用いる提案式としては妥当でない。
- (4) 層せん断力の上下層差分 ΔQ_i と慣性力 F_i の比率 $\Delta Q_i/F_i$ については、下層部にいくにしたがって小さくなっており、層せん断力の上下層差分を慣性力と見做すことは相当な過小評価になる。

謝辞

本稿は日本建築学会 非構造部材の耐震設計指針改定小委員会（主査：清家剛 准教授（東大））において議論していただいた内容を基に加筆してまとめたものである。また、解析対象建築物に関する各種データもこの小委員会の中で提供いただいた。関係各位に謝意を表する。

注

注 1) 文献 2)では「乱数位相の模擬地震動 4 波」と記載していたが、誤記であり、4 波のうち 3 波は乱數位相、1 波は観測波の位相であった。

参考文献

- 1) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、日本建築学会、2003.1
- 2) 石原直、山中祐一、山田哲、元結正次郎、清家剛、脇山善夫：非構造部材の耐震設計用慣性力評価のための構造躯体の加速度について、構造工学論文集、Vol.63B、pp.75-82、2017.3
- 3) 石原直、山中祐一、山田哲、元結正次郎、清家剛、脇山善夫：非構造部材の耐震設計に用いる構造躯体の非線形応答加速度の評価、2015 年度日本建築学会関東支部研究報告集 I、pp.649-652、2016.3
- 4) 山中祐一、石原直、山田哲、元結正次郎、清家剛、脇山善夫：非構造部材の耐震設計に用いる構造躯体の加速度について その 2 実際の建築物による検討、日本地震工学会第 11 回年次大会梗概集、P3-21、2015.11
- 5) 阿部康彦、長瀬正、安部重孝、他：非構造部材の設計荷重について（その 1～その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系 55、pp.769-774、1980.9
- 6) 若林博、長瀬正、坪内信郎、藤村勝、上田忠男：非構造部材の設計用地震力についての研究（その 1・その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、pp.51-54、1997.9
- 7) 古川直矢、塩原等、楠原文雄：低層建物における地震時の床応答加速度・床応答速度に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.395-396、2015.9
- 8) 平成 12 年建設省告示第 1461 号「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件」、2000.5
- 9) 平成 12 年建設省告示第 1457 号「損傷限界変位、 T_d 、 B_d 、層間変位、安全限界変位、 T_s 、 B_s 、 F_h 及び G_s を計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁等の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件」、2000.5
- 10) 気象庁：強震波形（平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震）、オンライン、http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html、（参照 2017-06-07）
- 11) (財)日本建築センター：高層建築物の動的解析用地震動に関する研究、平成 6 年度研究助成報告書 No.9404、1994
- 12) 翠川三郎、三浦弘之：1968 年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化、日本地震工学会論文集、第 10 巻、第 2 号、pp.12-21、2010.3

[2017 年 6 月 7 日原稿受理 2017 年 10 月 12 日採用決定]