



即時被害予測のための建物内地震動増幅度の簡易推定手法

山田真澄¹⁾、宮地周吾郎²⁾、森井雄史³⁾、林康裕⁴⁾

1)正会員 京都大学次世代開拓研究ユニット 助教・Ph.D.

masumi@eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp

2)京都大学大学院工学研究科建築学専攻

is2.shugoro@archi.kyoto-u.ac.jp

3)正会員 京都大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

morii@archi.kyoto-u.ac.jp

4)正会員 京都大学大学院工学研究科 教授・工博

hayashi@archi.kyoto-u.ac.jp

要 約

本研究では、アメリカカリフォルニア州の建物で記録された強震観測記録を用い、建物内での地震動増幅度の傾向を調べるとともに、建物を等価1質点系でモデル化し、建物階数、構造種別、建物の塑性率などを考慮して地震動増幅度を推定する経験式の構築を行った。地震動の強さを示す指標としては、計測震度に加えて、最大加速度と最大速度を用いた。1次モードが卓越している場合は、地上から頂部まで震度増幅は線形増加、加速度、速度増幅は指数関数的な増加になる傾向がある。建物が共振する $T_f/T_g=1$ 付近では増幅度は最大となり、その値は、建物の階数に関係なく建物頂部で震度増幅は1前後、加速度増幅、速度増幅は3前後となる。構築した加速度・速度・震度増幅度の経験式は観測記録の傾向を概ね説明できている。この経験式を用いて、地表面での地震動情報から建物内での地震動強さを迅速に推定することが可能となる。

キーワード：

建物の地震動増幅、計測震度、最大加速度、最大速度、応答予測、応答スペクトル

1. はじめに

気象庁が発表する震度情報は、地震被害の推定や地震後の即時対応などに利活用されている。しかし、ここでの震度情報はあくまでも地表面での地震動の強さの情報であり、地震時の建物内部での揺れは、建物の振動特性の影響を受けて地表面よりも増幅している可能性がある。建物内部での被害状況を即時に把握するためには、地表面での地震動情報を基に、建物内での地震動の強さを簡略的に推定できることが望ましい。建物の地震観測は、建築研究所を初めとして様々な組織で行われ¹⁾⁻²⁾、個別の建物に関しては、地震時の応答特性が精密に解析できるようになりつつある。しかしながら、地震時の即時被害予測のためには、

精度は十分でなくても、短時間で簡便に建物内の地震動を推定する必要がある。構造物内で観測された地震動記録は、データの公開に制限があるため、数多くのデータを用いた統計的な解析はなされていないのが現状である。

本研究では、米国カリフォルニア州で記録された建物内での強震観測記録の波形を用い、基準階と建物上部の階での地震動の強さを比較して、建物内でどの程度地震動が増幅するのかを調べる。また、強震動記録から得られた結果を基に、建物階数、構造種別、建物の塑性率などを考慮して、地震動の増幅度を推定可能にする経験式の構築を行う。なお、地震動の強さを示す指標としては、一般向けに広く知られている計測震度に加えて、最大加速度と最大速度を用いることにする。

2. 強震動記録と観測建物

本研究では、カリフォルニア州地質調査所によって管理されているネットワーク CSMIP(The California Strong Motion Instrumentation Program)³⁾の強震動記録を使用した。CSMIP では、地盤だけでなく、カリフォルニア州の建物、橋、ダムなどで強震観測を展開している。そのうち、建物の観測点数は266 であり、これらの観測点の中から対象建物を選定する。

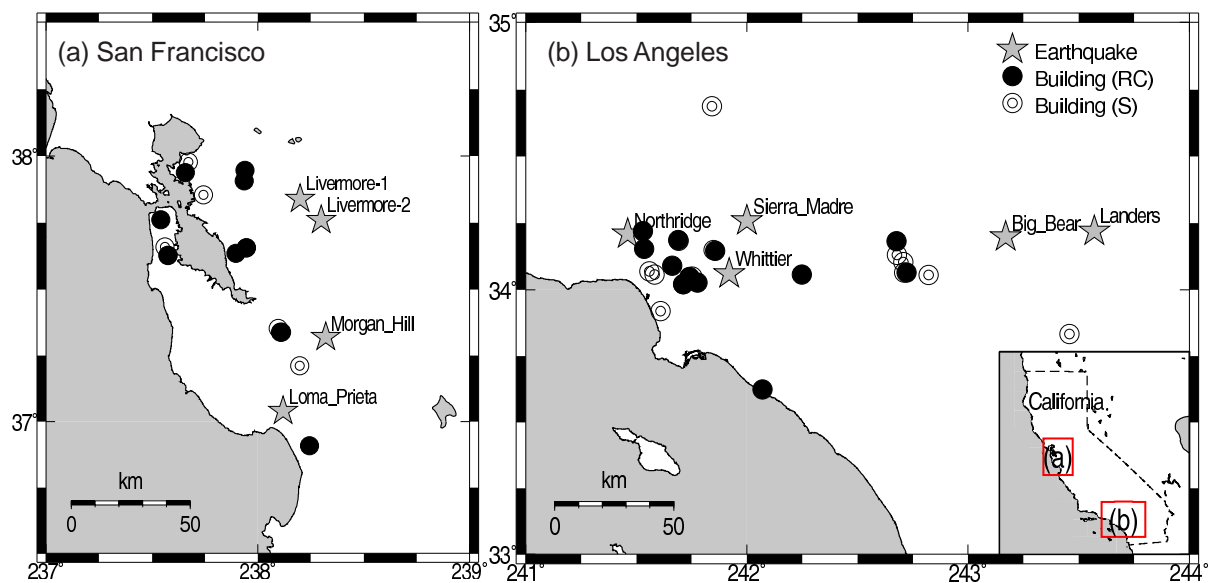


図1 対象とする地震の震源と建物分布

表1 対象とする地震の概要

Earthquake	Date	Mw	latitude (deg,N)	longitude (deg,W)	depth (km)	No. of records
Livermore-1	1980/1/24	5.8	37.84	121.82	11	1
Livermore-2	1980/1/27	5.8	37.76	121.74	15	1
Morgan Hill	1984/4/24	6.2	37.32	121.68	8	5
Whittier	1987/10/1	5.9	34.06	118.08	10	11
Loma Prieta	1989/10/18	6.9	37.04	121.88	18	22
Sierra Madre	1991/6/28	5.6	34.26	118.00	11	4
Big Bear	1992/6/28	6.5	34.20	116.83	5	3
Landers	1992/6/28	7.3	34.22	116.43	1	14
Northridge	1994/1/17	6.7	34.21	118.54	18	25

まず、モーメントマグニチュード M_w が5.6以上と比較的規模が大きく、観測建物数の多いロスアンゼルスやサンフランシスコの大都市近郊で発生した9地震を対象とする。対象とする地震の概要を表1に、震源分布を図1に示す。全記録数は86で、1つの建物で記録した最大地震数は4である。建物の構造は鉄筋コンクリート造(以下RC造)建物、鉄骨造(以下S造)建物、免震建物、制震建物、木造建物、組積造建物と多種に渡るが、本論文ではサンプル数の多いRC造とS造のみを対象とした。建物の位置を図1に、2階以上の建物の階数別頻度分布を図2に示す。解析の対象としたのは、RC造30棟、S造23棟である。対象とした53棟の建物の平面形状、地盤条件、基礎形式を図3に示す。平面形状は、長方形や正方形の整形なものが多く、地盤条件は堆積地盤(沖積層)が大部分を占めた。基礎形式は、直接基礎が約半数を占める。ただ地盤条件の悪い所では杭基礎も見受けられる。

3. 観測記録に基づく各地震動指標の増幅度

ここでは、観測記録を用いて建物内での各地震動指標の増幅度を求め、その傾向を考察する。増幅度を算定する際には、建物の1階を基準階と定義し、1階の観測記録がない場合は地下階の記録で代用して算定する。本論では、即時性を重視するため、相互作用の影響は考慮に入れていない。観測記録のうち、地下階と地表上で同時に得られている建物(No.14578: 8階建RC造、杭基礎の構造物)で検討したところ、相互作用による地震動の低下率は最大加速度で平均11%、最大速度で平均2%ほどであった。図4に観測建物の基準階での最大速度 V と計測震度 I の頻度分布を示す。基準階での観測記録は、最大速度で30cm/s以下、計測震度で4-5程度のもが多い。

3.1 建物の増幅度の定義

本研究では、建物の増幅度を以下のように定義する。最大加速度や最大速度の増幅度(以下、加速度増幅、速度増幅とする)は、水平2方向についてそれぞれ建物上部の観測値(A_b 、 V_b)を、建物基準階の観測値(A 、 V)で除して求める。

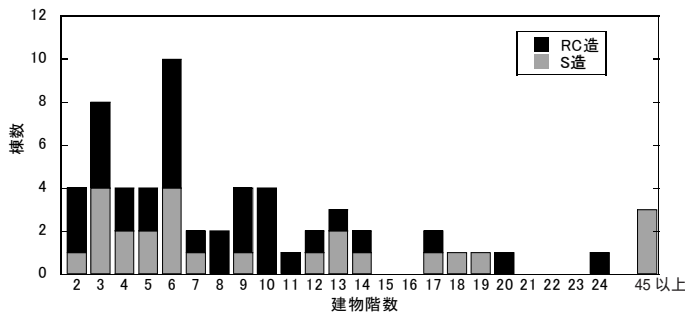


図2 建物の階数別頻度分布

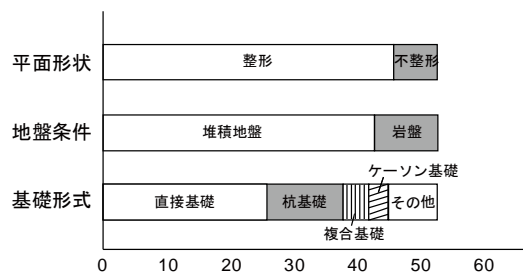
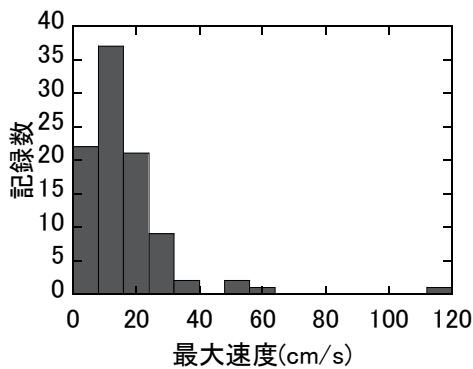
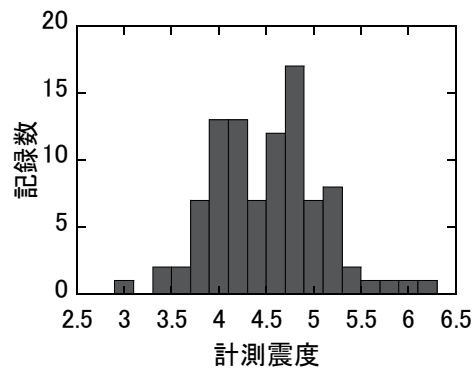


図3 建物の構造的特徴の頻度分布



(a) 最大速度 V



(b) 計測震度 I

図4 建物基準階での地震動強さ頻度分布

$$\Delta A = A_b/A \quad (1)$$

$$\Delta V = V_b/V \quad (2)$$

計測震度の増幅度(以下、震度増幅とする)は、建物上部の計測震度(I_b)から建物基準階の計測震度(I)を引いた差を震度増幅とする。

$$\Delta I = I_b - I \quad (3)$$

ただし、観測記録では建物基準階以外では上下動成分の計測が行われていない場合が多いため、水平動2成分から計測震度を計算している。水平動2成分で計算した震度は、3成分から計算した計測震度より多少小さくなる傾向がある。しかしながら、建物基準階のデータで検証したところ、その誤差は平均0.023、最大でも0.2であったため、代用することは十分可能であると判断した。

3.2 建物階と各地震動指標の増幅度の関係

建物階と各地震動指標の増幅度の関係を図5に示す。建物の増幅度は、階の上昇に伴って概ね単調に増加する傾向が見られるが、震度増幅度は線形に、加速度と速度増幅度は指数関数的に増加していることが分かる。しかしながら、図6に示すような超高層建物では、2次モードの影響を受けて増幅度は単調増加にはならない。図7の加速度伝達関数スペクトルからも、高次モードの影響が強く現われていることがわかる。従って、ここでは1次モードが卓越している14階以下の建物に限定して分析を進めることにする。

3.3 建物と地震動の周期特性の影響

次に、地震動の周期と建物の固有周期が各指標の増幅度に及ぼす影響を調べる。地震動の周期は、建物

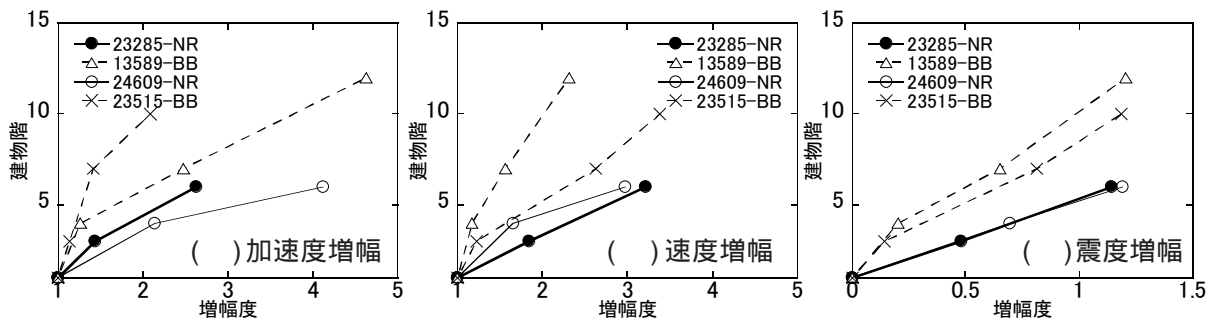


図5 観測階と増幅度の関係(凡例の数字は建物番号、NRはNorthridge、BBはBig Bearの記録)

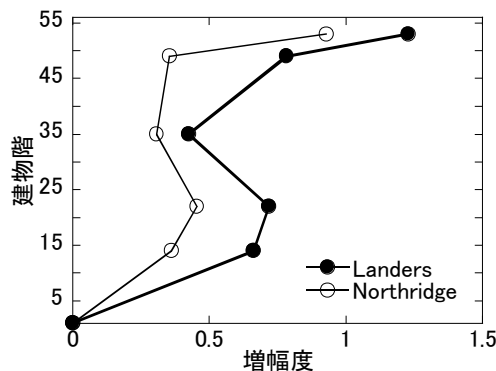


図6 超高層建物(建物番号24602)の観測階と震度増幅度の関係

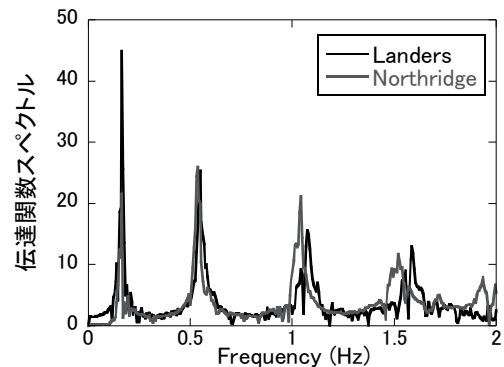


図7 超高層建物(建物番号24602)のEW成分の加速度伝達関数スペクトル

基準階の最大加速度 A と最大速度 V を用いて、等価卓越周期 $T_e = 2\pi V/A$ で表すことにする。建物の1次固有周期は、建物基準階と建物頂部とのフーリエスペクトル比のピークより得られる周期 T_f を用いる。各地震動指標の建物頂部での増幅度と T_f/T_e の関係を図8に示す。加速度増幅、速度増幅に関しては水平2方向の各 T_f 、 T_e を用い、震度増幅に関しては、水平2方向での振動特性を考慮するため、水平2方向でベクトル合成した A 、 V を用いて T_e を求め、 T_f は水平2方向での平均の値を用いる。

各指標とも $T_f/T_e = 1$ 付近で地震動の周期と建物の1次固有周期が近づき、1次モードで共振して最大の増幅度となっている。一方、 T_f/T_e が1から離れると各指標とも増幅度が小さくなっていく傾向が見られる。建物頂部での各地震動指標の増幅度は、地震動と建物が共振している場合、建物の階数によらず震度増幅で1、加速度増幅・速度増幅で3程度の増幅度となる。

4. 増幅度推定式の構築

4.1 推定式の定式化

ここでは、建物の地震動増幅度を定式化し、経験式を構築する。3章で示した各地震動指標の増幅度の特性をふまえて、建物を等価1質点系にモデル化し、地震動の増幅度と建物の1次固有周期 T 、地震動の周期 T_e の関係を定式化する。

まず最初に、建物を等価1質点系にモデル化する。建物の実際の高さを H とすると、等価1質点系モデルの等価高さは、建物階数 N を用いて $H_e = \{2N/(3N+1)\}H$ ⁴⁾ と表せる。弾性域での1次固有周期 T_0 は、Goel・Chopra(1997)⁵⁾ に基づき、RC造で $T_0 = 0.036H$ 、S造で $T_0 = 0.043H$ とする。宮地らは、カリフォルニアに建つ建物の固有周期をフーリエスペクトル比から算出し、日本で設計式として用いられている建物固有周期推定式(RC造: $T_0 = 0.02H$ 、S造: $T_0 = 0.03H$)⁶⁾ と比較している⁷⁾。しかし、図9に示すように、日本の建物固有周期推定式は対応が良くないので、ここではGoel・Chopraの式を用いた。初期減衰定数 h_0 はRC造で3%、S造で2%とする。

強震時の非線形化を考慮した建物の1次固有周期 T と減衰定数 h は、神原・林(2001)⁴⁾より、(4)-(7)式のように表される。

$$T = \begin{cases} \{(\sqrt{3}-1)\mu+1\} \cdot T_0 & (\mu < 1) \\ \sqrt{3\mu} \cdot T_0 & (\mu > 1) \end{cases} \quad \text{(RC造)} \quad (4)$$

$$h = \begin{cases} 0.07\mu+0.03 & (\mu < 1) \\ 0.15 \cdot (1-1/\sqrt{\mu})+0.1 & (\mu > 1) \end{cases} \quad \text{(RC造)} \quad (5)$$

$$T = \begin{cases} T_0 & (\mu < 1) \\ \sqrt{\mu} \cdot T_0 & (\mu > 1) \end{cases} \quad \text{(S造)} \quad (6)$$

$$h = \begin{cases} 0.02 & (\mu < 1) \\ 0.12 \cdot (1-1/\mu)+0.02 & (\mu > 1) \end{cases} \quad \text{(S造)} \quad (7)$$

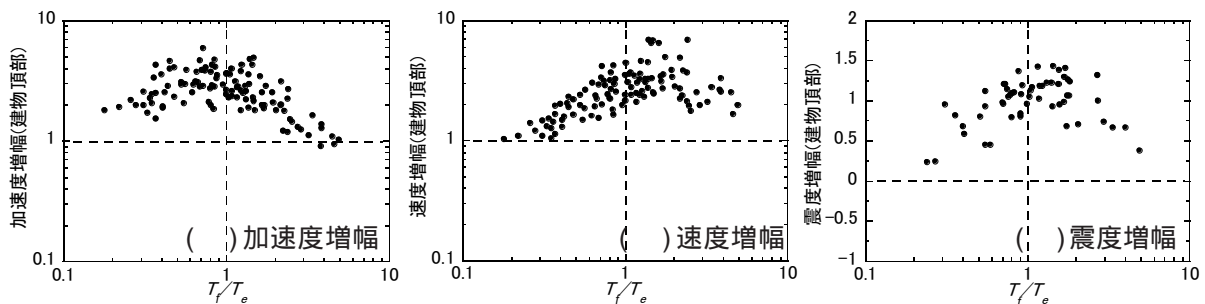


図8 観測記録から求めた T_f/T_e と建物頂部での増幅度の関係

