

## 振幅依存性をもつ鉄骨造建物の固有振動数を本震応答のみで評価する方法の検証

### VERIFICATION OF METHOD TO EVALUATE AMPLITUDE-DEPENDENT NATURAL FREQUENCIES OF STEEL BUILDINGS USING MAIN SHOCK RESPONSE

和田拓也\*, 池田芳樹\*\*, 倉田真宏\*\*\*, 鹿嶋俊英\*\*\*\*  
*Takuya WADA, Yoshiki IKEDA, Masahiro KURATA and Toshihide KASHIMA*

The understanding of amplitude-dependent dynamic properties is useful to forecast the structural performance under aftershocks. The authors have proposed an analytical method that uses only a main shock response to evaluate the amplitude-dependency of natural frequencies for steel buildings. The effectiveness has been verified by the vibration data recorded at an actual 29-story steel building in Tokyo under the 2011 Great Tohoku Earthquake. To investigate its effectiveness and practicability more, this paper applies the same method to four other steel office buildings that were excited under the Tohoku Earthquake: a 15-story building in Sendai, 20-story and 21-story buildings in Tokyo, and a 23-story building in Yokohama. These application examples illustrate the high effectiveness of the proposed evaluation method.

**Keywords :** *Steel Building, Natural Frequency, Amplitude-dependency, Main Shock, Least Squares Method with Forgetting Factor*

鉄骨造建物, 固有振動数, 振幅依存性, 本震, 忘却係数付き逐次最小二乗法

#### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を受けた鉄骨造高層建物の振動分析から, 等価線形系として評価した水平方向低次モードの固有振動数が, 最上階の最大変位や最大速度といった応答最大値の対数と高い相関性がある振幅依存性を有することが報告されている<sup>1)7)</sup>. 東京都新宿区に建つ29階の建物では1次固有振動数は29階の最大速度と相関性が高く<sup>1)</sup>, 東京都中央区に建つ33階の建物では1・2次の固有振動数は33階の最大変位と相関性が高く<sup>2), 3)</sup>, 東京都千代田区に建つ14階のパッシブ制振装置(座屈拘束プレートと粘性制振壁)が設置されている建物では, 1次固有振動数は14階の最大変位と相関性が高かった<sup>4)</sup>. その後も鉄骨造では, 仙台市にある15階の建物, 東京都千代田区にある20階と21階の建物, ならびに横浜にある23階の建物で, 1次固有振動数が最大変位角の対数と高い相関性を有する現象が報告されている<sup>5)7)</sup>. これら7棟の建物では, 地震応答が大きいと固有振動数が低下する現象が確認された. これと同じ現象は, 中低層の鉄骨造建物でも大型震動台実験によって確認されている<sup>8)</sup>. 鉄筋コンクリート造の高層建物でも, 1次固有振動数に同様の振幅依存性が確認されている<sup>9)14)</sup>. このような振幅依存性を鉄骨造と鉄筋コンクリート造の建物が有することは, かなり以前から知られていたが<sup>15)</sup>, 振動計測の近年の普及と東北地

方太平洋沖地震という大地震の経験により, その報告事例は最近急増した.

これらの文献では, 地震ごとに固有振動数を一定と仮定して, 等価線形系として評価した固有振動数(以下, 等価固有振動数)の振幅依存性を応答の対数で近似している. 振幅依存性を本震記録と多数の余震記録を用いて得るため, 本震直後に余震時の等価固有振動数を推定することはできなかった. 建物動特性の振幅依存性が本震後に変化することが報告されており<sup>4)7)</sup>, それを本震直後に予測できれば, 将来の建物の残余耐震性能評価に有用な情報を, 余震を待たずに得られる可能性がある. そこで, 著者らは対数近似式を本震記録のみから推定する方法を提案し, その有効性を文献1に示されている建物の本震記録を用いて検証した<sup>16)18)</sup>. さらに, 中規模地震の記録のみを用いて, より大きな地震を受けた際の等価固有振動数を推定する可能性を, 公開されている大型震動台実験データを用いて確認した<sup>19)</sup>. しかしながら, 検証は震動台実験を含めて2例に過ぎず, より多くの建物に提案手法を適用して, その実用性を確認する課題が残されていた.

本論文は, 提案手法を文献6に示されている4棟の鉄骨造事務所建物に新たに適用し, 一組の本震記録から建物の等価固有振動数の振幅依存性を把握する手法の実用性を把握している. はじめに2章

\*京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

\*\*京都大学防災研究所 教授・博士(工学)

\*\*\*京都大学防災研究所 准教授・Ph.D.

\*\*\*\*建築研究所 研究員・博士(工学)

Graduate Student, Department of Architecture and Architectural Engineering, Graduate School of Engineering, Kyoto University

Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr.Eng.

Associate Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph.D.

Research Engineer, Building Research Institute, Dr.Eng.

では、すでに提案されている評価法<sup>16)19)</sup>における解析フローを概説する。次に3章で対象建物4棟を紹介し、4章と5章では東北地方太平洋沖地震の本震と余震以外の多くの地震記録も利用して、手法の検証を行っている。評価法の実用性に配慮して、本論文では振幅依存性の指標を最大加速度としている。その結果、最大変位を指標とする従来の検討とは異なり、積分を行わずに加速度記録を直接利用する可能性も調べている。

## 2. 評価方法

Fig.1は、本震と多数の余震の記録を利用して建物の等価1次固有振動数を同定し、最上階の最大加速度に対して最小二乗法により対数回帰式を求めた例である<sup>16)18)</sup>。この対数回帰式を本震記録だけから得ることが、提案されている手法の目的である。その手順は以下の4つの過程で構成される。

- (1) 本震記録を用いて、建物の等価固有振動数の時間変化を評価する。入力を建物基部で計測された加速度、出力をそれより上の階で計測された応答とする。入出力関係をARXモデルで表現し、それを忘却係数付きの逐次最小二乗法で同定すれば<sup>20)</sup>、Fig.2のように等価固有振動数の時間変化が得られる。1入力1出力系は選択できる最小の系である。低次の複数モードを同定することを考慮すると、出力はどのモードでも振幅をもつ建物の最上階付近で得ることが好ましい。
- (2) 一般に、建物動特性の変化は、入力地震動や建物の地震応答の振幅の変化に対して時間が遅れて起こり、その遅れ方は建物動

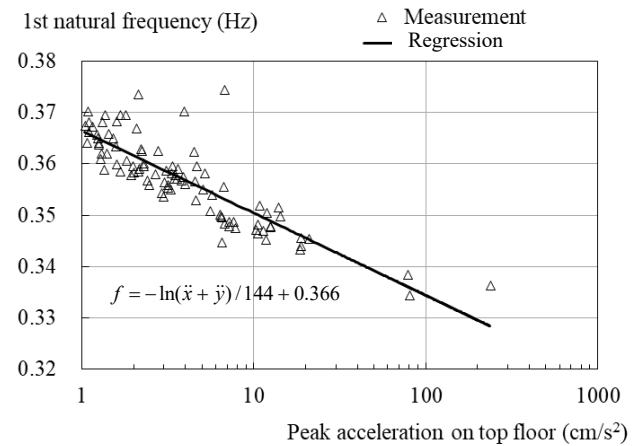


Fig.1 Amplitude-dependency of 1st natural frequency

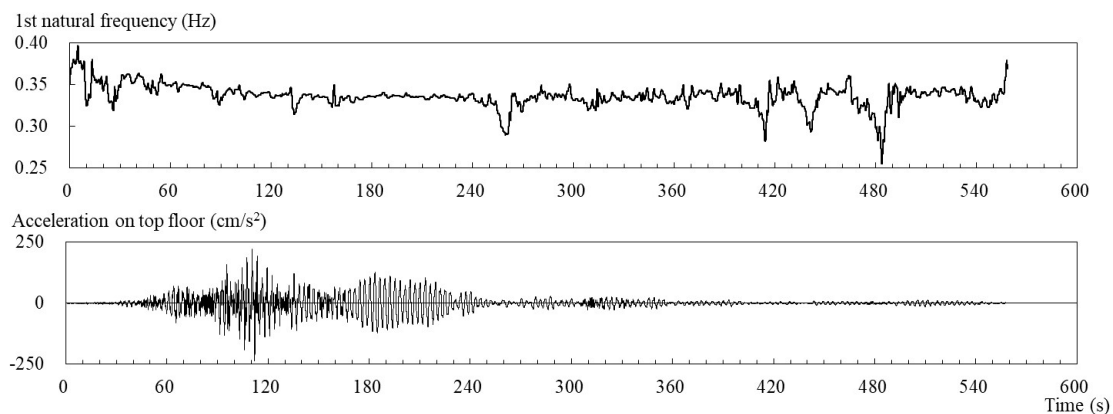


Fig.2 Time-variant 1st natural frequency and acceleration on top floor under main shock

特性に応じて複雑に変化する。そのため、動特性の振幅依存性を時間領域で直接抽出することは難しい。そこで、変化する等価固有振動数と建物応答振幅の絶対値の頻度分布を作成し、それらの分布から固有振動数の非超過確率と応答振幅の超過確率を算定する (Fig.3)。この過程は、評価した動特性から時間の影響を取り除く意味をもつ。超過確率と非超過確率はそれぞれ単調減少と単調増加の関数であるため、固有振動数と応答を一対一に対応させるために利用できる。

- (3) 固有振動数の非超過確率 (Fig.3 上図の破線) を Sigmoid 関数

$$\bar{P}_{freq} = \frac{1}{1 + \exp[-b(f - f_c)]} \quad (1)$$

で表現する。ここに、パラメータ  $b$  と  $f_c$  は正の定数で、 $f$  は等価固有振動数、 $f_c$  は超過確率 50% (非超過確率も 50%) の振動数である。一方、応答振幅の超過確率 (Fig.3 下図の細い実線) は

$$P_{acc} = \frac{1}{1 + a(\ddot{x} + \ddot{y})} \quad (2)$$

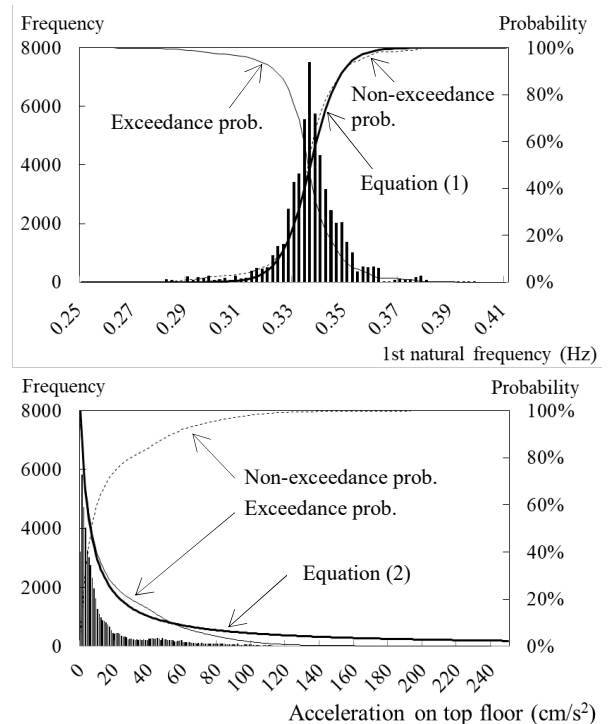


Fig.3 Histograms for 1st natural frequency and acceleration on top floor

で近似する。Fig.3は、応答振幅を出力階の加速度 $\ddot{x} + \ddot{y}$ にしており、パラメータ  $a$  は正の定数である。式(1)と式(2)は、固有振動数と応答振幅の変動が正規分布に近くなることを暗に仮定している。 $b$  は固有振動数のばらつきを表現し、この値が小さいほど頻度分布は広がりをもつので、振幅依存性が大きいことになる。

固有振動数の非超過確率は、固有振動数が横軸のある値以下になる確率を意味し、応答振幅の超過確率は応答が横軸のある値よりも大きくなる確率を意味する。今、固有振動数が低くなる確率と応答が大きくなる確率が同じ場合は、現象に高い相関性があると考えて、式(1)と式(2)を等しいとおく。

$$\bar{P}_{freq} = P_{acc} \quad (3)$$

上式により、固有振動数は応答振幅で表現できる。

$$f = -\frac{1}{b} \ln a (\ddot{x} + \ddot{y}) + f_c = -\frac{\ln(\ddot{x} + \ddot{y})}{b} - \frac{\ln a}{b} + f_c \quad (4)$$

(4) 式(4)は Fig.1 に示した対数近似式と同じ型である。そこで、ヒストグラムから得られた4つの係数を式(4)に適用してみる。すると、勾配は計測から得た対数回帰式とほぼ似たような値となるが、式(4)そのものは計測値からは外れた式となる (Fig.4の太い実線)。これは、Fig.1の横軸は最大応答値であるが、Fig.3

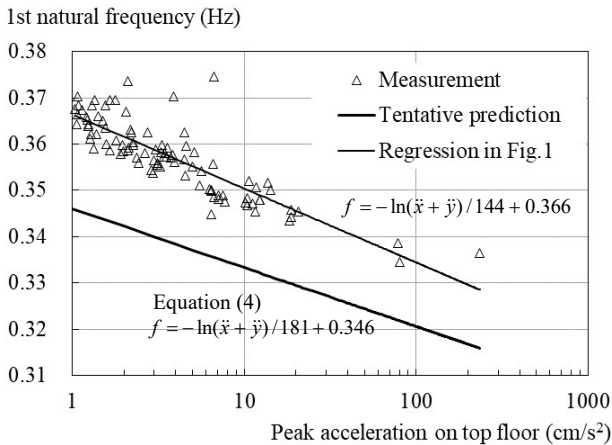


Fig.4 Tentative Prediction of amplitude-dependent 1st natural frequency

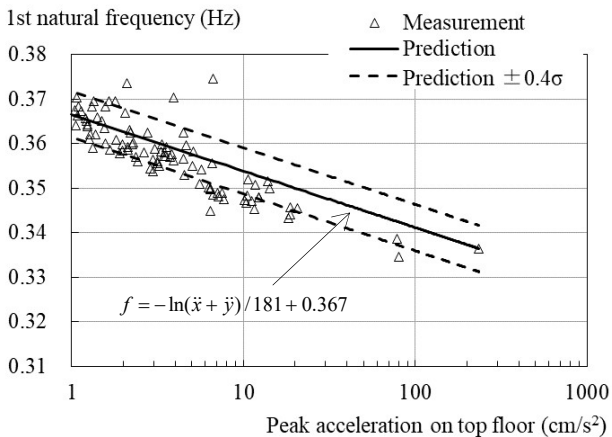


Fig.5 Revised (Final) prediction of acceleration-dependency of equivalent 1st natural frequency

下図の応答の頻度分布では横軸は最大応答値を使っていないことで生じている。そこで、式(1)から得られた勾配 ( $-1/b$ ) を保ち、本震の最大応答を通るように対数近似式を平行移動する (Fig.5)。Fig.5 では参考のために、本震で変化する固有振動数の標準偏差の $\pm 0.4$  倍の変動を許容した場合の近似式も破線で示している。

なお、手法を理解し易くするために応答振幅の頻度分布を用いたが、現実には係数  $b$  だけを近似式に使っている。したがって、応答振幅の頻度分布を求める必要はない。

Fig.3は Fig.2 のデータ長さ 558.24 秒間に対応している。Fig.4で暫定的な予測式と Fig.1における回帰式の勾配を比較すると、前者は後者の80%であるが、この程度の違いは Fig.5から許容できると考えている。

### 3. 検討対象建物と利用した地震観測記録

提案手法の検証には、文献6に示されている4棟の鉄骨造建物で計測された地震記録を用いた。Fig.6に建物の平面図と断面図を示し、Table 1に建物概要および2011年東北地方太平洋沖地震・本震で加速度計が記録した最大値を示す。

建物Aは、宮城県仙台市に建つ築40年近くの15階の高層建物で、4棟の中では本震の震源に最も近い。高層部の平面形は正方形であり、低層部2層の面積は高層部よりも大きい。建物BとCは東京都千代田区にある高層建物で、建物Bでは9階から上が2つに分かれている。本検討では文献6と同様にTower Cを対象にした。建物Cには13階にも加速度計が設置されているが、この加速度計の記録は同定に使わなかった。建物Dは神奈川県横浜市に建つ23階の高層建物で、4棟の中では本震の震源から最も遠い。この建物では、本震時にT方向(N303°E)の加速度が記録できなかった。4棟はいずれもラーメン構造であり、建物BとDには筋交が、建物Cには制振壁が部分的に取り付けられている。なお、4棟とも水平方向の1次固有振動数は0.5Hz前後であり、東北地方太平洋沖地震による構造的被害は確認されていない<sup>6)</sup>。

Table 1 Buildings for verification and peak accelerations under main shock of 2011 Great Tohoku Earthquake

Building	Location	Story	Year of completion	Floor of used Sensor	Peak Acceleration (cm/s <sup>2</sup> )	
					L-dir	T-dir
A	Sendai City, Miyagi	15F	1973	15F	346	361
		+B2F		B2F	259	163
B	Chiyoda Ward, Tokyo	20F	1994	19F	177	135
		+B3F		1F	91	85
C	Chiyoda Ward, Tokyo	21F	2000	21F	121	131
		+B4F		B4F	75	71
D	Yokohama City, Kanagawa	23F	1995	23F	162	Not recorded
		+B3F		B3F	60	

### 4. 等価線形で評価した固有振動数

はじめに、4棟の建物の多数の地震記録を用いて、地震ごとに各水平方向の1・2次モードで等価固有振動数を評価した。いずれの建物も平面形が整形であることから、水平2方向で互いに独立に固

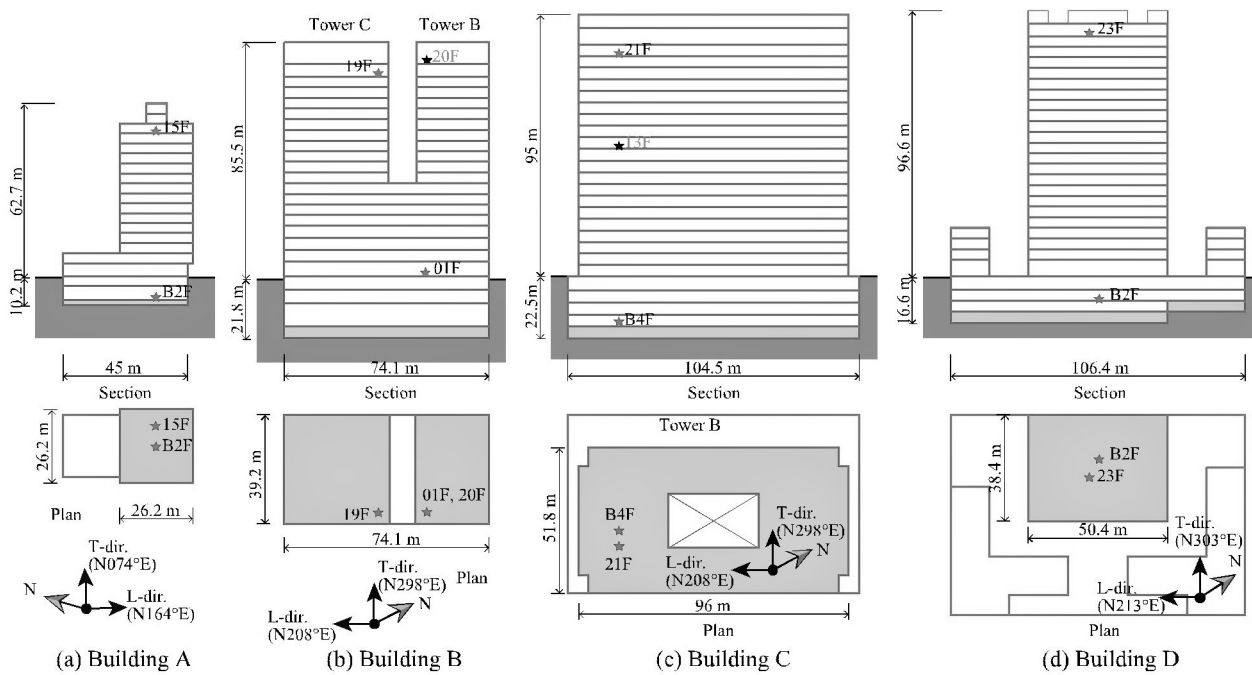


Fig.6 Plans and sectional elevations of buildings

有振動数を評価した。Table 1 に示した加速度計を用いて、入力を建物基部の加速度、出力を最上階または最上階近くの加速度とする1入力1出力(2, 2)次のARXモデルでモードごとに同定した。透過振動数帯を0.8Hzとする矩形窓をもつバンドパスフィルタを同定前処理に用いた。すでに、文献6で固有振動数とモード減衰比を同定した結果が示されているため、ARXモデルを用いて再評価することになる。その理由は、検証する手法が忘却係数付き逐次最小二乗法でARXモデルを同定するため、検証に当たって手法を統一することである。ARXモデルの同定では、固有振動数、減衰比および出力階の刺激関数が得られるが、研究目的から本論文では固有振動数のみを示している。

東北地方太平洋沖地震の本震前の記録でも同定を行い、本震前と本震以後(本震を含む)の固有振動数の違いが把握できるようにした。これも文献6と同じ整理法である。文献6では1次モードのみの等価固有振動数が報告されているが、本論文では2次モードも示

している。Table 2 に、本論文で利用した地震記録の組数を示す。本震前と本震以降で小地震の規模を揃えるために、利用した地震記録の入出力加速度の最大値は、建物AとDでは $2\text{cm/s}^2$ 以上、建物Bでは $3\text{cm/s}^2$ 以上、建物Cでは $1\text{cm/s}^2$ 以上とした。そのため、最大値が最も小さい建物Cの記録数が多い。

#### 4. 1. 建物A

Fig.7とFig.8は、地震ごとに評価した等価固有振動数の振幅依存性を示している。本研究では、本震記録から余震時の固有振動数を予測することが目的であるため、東北地方太平洋沖地震の本震前と本震以後で固有振動数の表示を区別している(本震前は●、本震以後は△)。回帰式は、本震前(破線)、本震以後(細い実線)および本震以後で最大加速度が本震時の1/10以上だけを回帰(太い実線)の3種類を示している。同じ加速度で本震前後の固有振動数を比較すると、本震後に固有振動数が低くなる傾向が確認できる。この低下は、鉄骨造11階建物でも確認されている<sup>20)</sup>。2次部材の固定度の低下が原因の一つとして推測されているが、現時点では明確に把握されていない<sup>7), 21)</sup>。本震以後の等価固有振動数は、大きく捉えれば15階の加速度最大値の対数と相関性が高いが、加速度が本震時の1/10以上の領域では、勾配は小さくなる傾向にある。また、本震前後で回帰式の勾配は大きく変化していない。これらの傾向は全4棟でほぼ共通していた。

Fig.9とFig.10は、東北地方太平洋沖地震の本震で同定する際に用いた入出力加速度、ならびに忘却係数付き逐次最小二乗法で同定した1次と2次の等価固有振動数の時間変化を示している。建物Aに限らず全4棟で、ARXモデルの初期の全パラメータは零、忘却係数は0.995に設定した。忘却係数は理論的に決定できないが、経験的に0.95~0.999に設定されることが多い<sup>22)</sup>。全棟で、0.99~0.998の範囲で係数が結果に及ぼす影響は小さかった。忘却係数を小さく

Table 2 Used earthquake observation records

Building	Direction	Time	Used data sets	Remarks
A	L	Before	57	Before
	N164°E	Main+After	164	24 Jun 1989 - 10 Mar 2011
	T	Before	56	Main+After
B	N074°E	Main+After	155	11 Mar 2011 - 31 Dec 2016
	L	Before	23	Before
	N208°E	Main+After	82	18 Aug 2003 - 10 Mar 2011
C	T	Before	24	Main+After
	N298E	Main+After	93	11 Mar 2011 - 31 Dec 2016
	L	Before	132	Before
D	N208°E	Main+After	234	26 May 2003 - 10 Mar 2011
	T	Before	123	Main+After
	N298°E	Main+After	233	11 Mar 2011 - 31 Dec 2016
D	L	Before	57	Before
	N213°E	Main+After	113	23 Mar 1995 - 10 Mar 2010
		Main+After		11 Mar 2011 - 31 Dec 2016

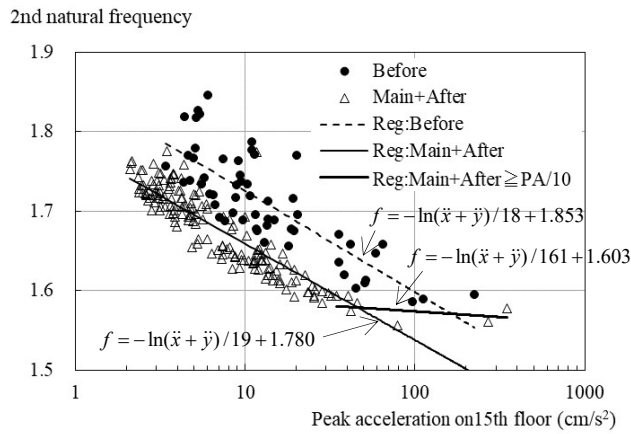
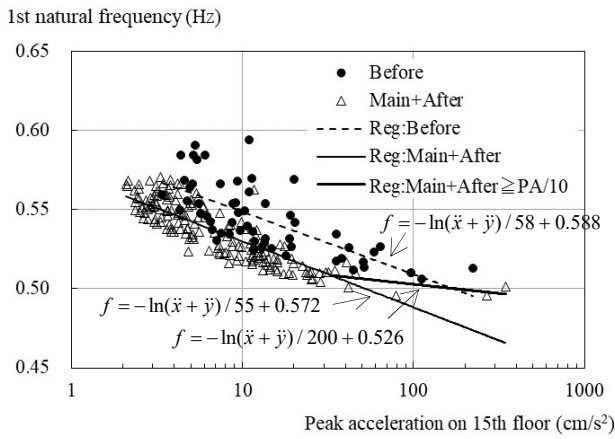


Fig.7 Amplitude-dependent natural frequencies in L-dir., Bldg. A

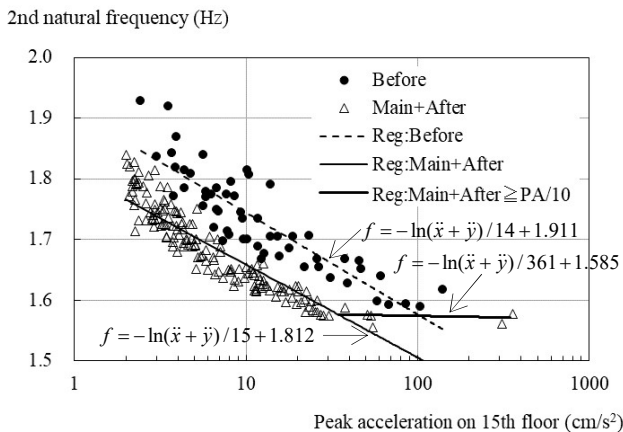
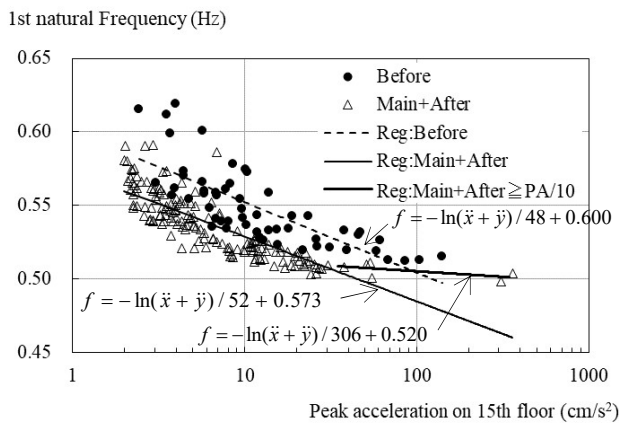


Fig.8 Amplitude-dependent natural frequencies in T-dir., Bldg. A

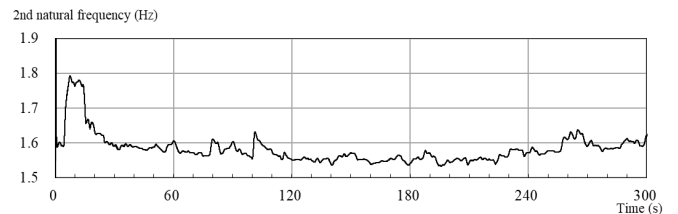
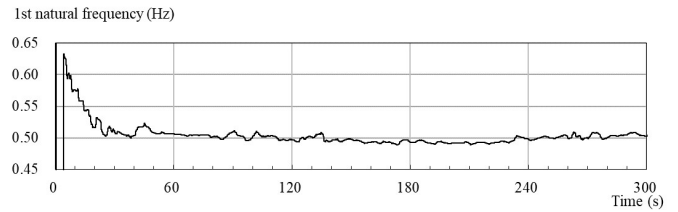
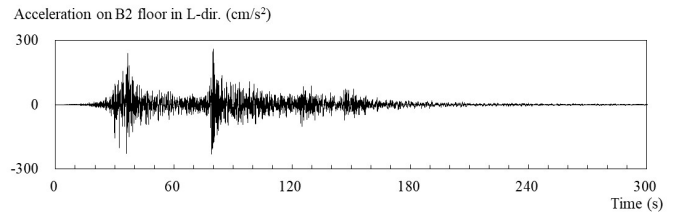
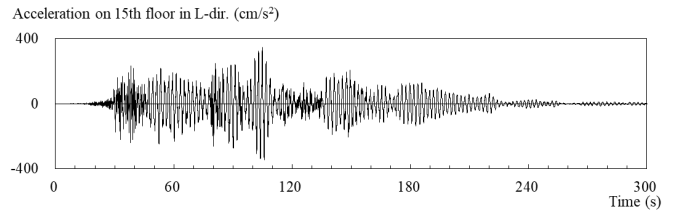


Fig.9 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in L-dir., Bldg. A

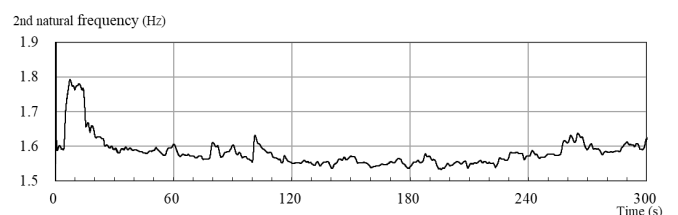
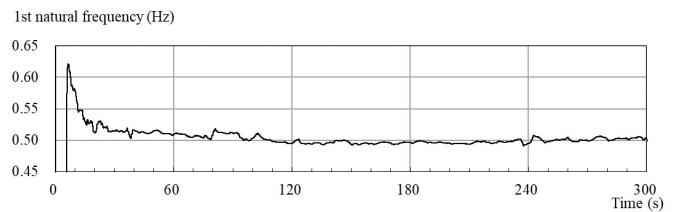
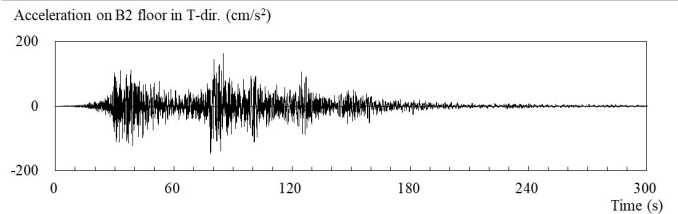
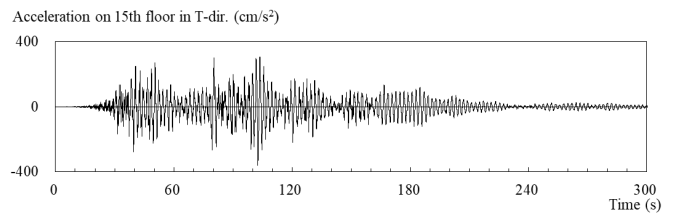


Fig.10 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in T-dir., Bldg. A

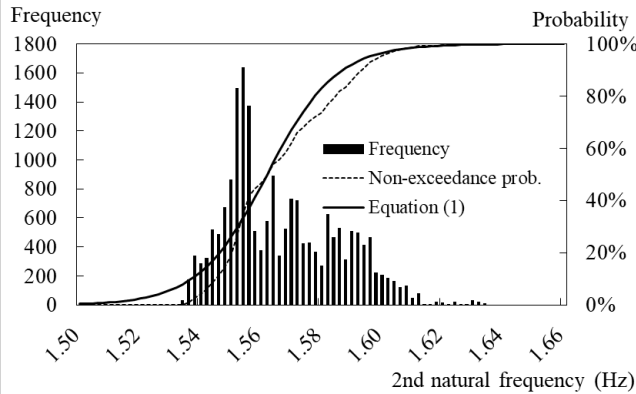
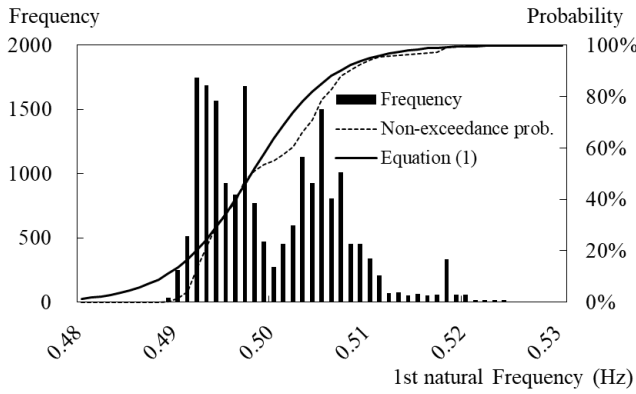


Fig.11 Histograms for natural frequencies in L-dir., Bldg. A

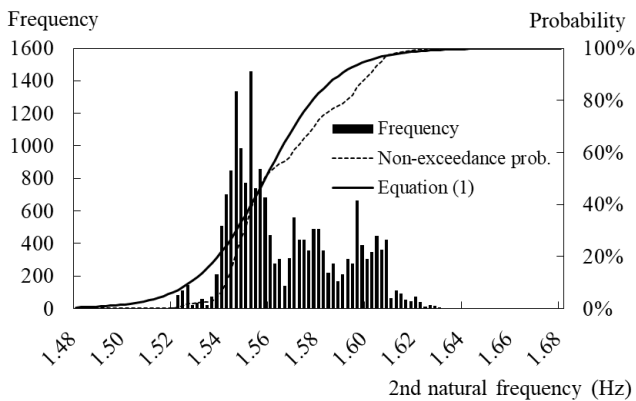
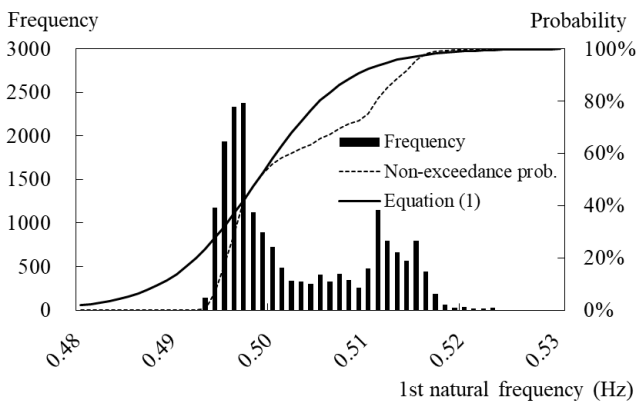


Fig.12 Histograms for natural frequencies in T-dir., Bldg. A

し過ぎると、物理的意味がない大きな特性変動を誘導する可能性が高くなる。加速度記録のサンプリング周期は全建物で 0.01s であるため、忘却係数に 0.995 を採用すると、同定時刻の 1 秒前の時刻（等価 1 次固有周期の半周期前）で誤差評価関数の重みは  $0.61 (= 0.995^{(1/0.01)})$  となる。

Fig.11 と Fig.12 は、それぞれ Fig.9 と Fig.10 に対応した等価固有振動数の頻度分布を示す。頻度分布を作成する際には、(1) 初期時間帯では加速度応答が小さく、同定パラメータが初期条件の影響を受ける、(2) 本震のみで余震時の固有振動数を予測する手法ではあるが、きわめて小さな余震時の予測は想定していない、の 2 点を考慮した。その結果、建物 A では、15 階加速度の振幅が Table 1 の最大値の 1/10 を超えた時刻から最後に超えた時刻までのデジタル値で頻度分布を作成した。その時間帯は、L 方向では 27.72s から 223.18s、T 方向では 25.49s から 217.15s である。

例題として示した Fig.3 とは異なり、頻度分布に複数の山が見られる。式(1)の仮定とは異なるため手法の適用限界はあるが、固有振動数の非超過確率（破線）が 50%になる固有振動数  $f_c$  を最初に決定し、次に破線と式(1)の誤差二乗和が最小になるようにパラメータ  $b$  を決定した。Table 3 に、各振動モードの 2 つのパラメータと頻度分布を作成した時間帯での等価固有振動数の標準偏差を示す。

Table 3 Parameters for Equation (1) and standard deviations of natural frequencies for Building A

Direction	Mode	Parameter $f_c$ (Hz)	Parameter $b$	Standard deviation
L	1	0.498	240	0.0068
N164°E	2	1.563	88	0.0188
T	1	0.499	215	0.0075
N074°E	2	1.559	71	0.0229

#### 4. 2. 建物 B

Fig.13 と Fig.14 に建物 B の等価固有振動数を示す。この建物でも、本震以後の等価固有振動数は大きく捉えれば 19 階の加速度最大値の対数と相関性が高いが、加速度  $20\text{cm/s}^2$  程度を境にして、振幅依存性を示す勾配がやや異なる傾向にある。Fig.15 と Fig.16 には、同定する際に用いた入出力加速度ならびに 1 次と 2 次の等価固有振動数の時間変化を示す。同様に、忘却係数は 0.995、ARX モデルの初期パラメータは零である。Fig.17 と Fig.18 は等価固有振動数の頻度分布である。建物 A と同様に、19 階加速度の振幅が Table 1 の最大値の 1/10 を超えた時刻から最後に超えた時刻までのデジタル値で、頻度分布を作成している。その時間帯は、L 方向では 17.84s から 318.25s、T 方向では 13.66s から 379.25s である。Fig.16 の 1 次固有振動数が 80 秒付近の時間帯で高くなる原因は、1 次モードの応答が相対的に小さくなったためと考えている。Table 4 に式(1)のパラメータと等価固有振動数の標準偏差を示す。

Table 4 Parameters for Equation (1) and standard deviations of natural frequencies for Building B

Direction	Mode	Parameter $f_c$ (Hz)	Parameter $b$	Standard deviation
L	1	0.497	197	0.0113
N208°E	2	1.437	51	0.0363
T	1	0.547	114	0.0203
N298°E	2	1.601	45	0.0376

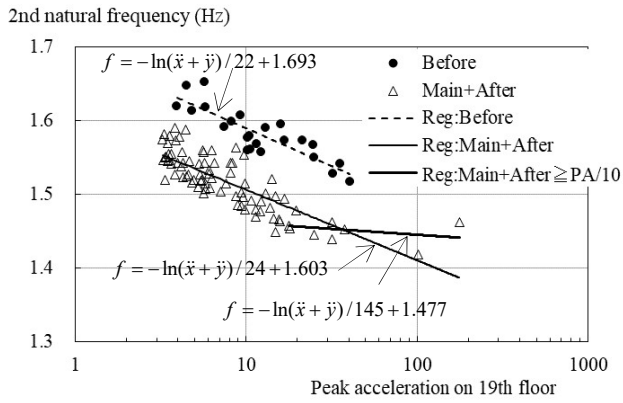
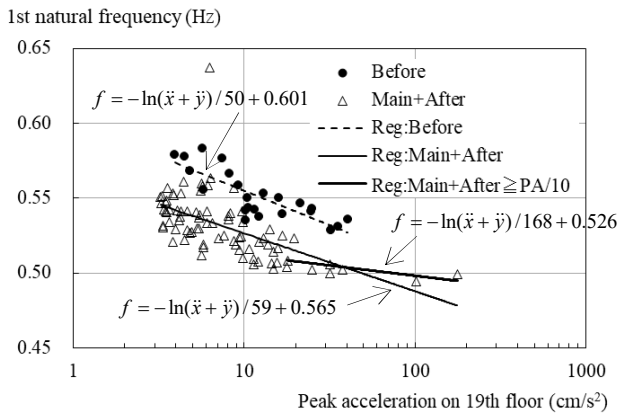


Fig.13 Amplitude-dependent natural frequencies in L-dir., Bldg. B

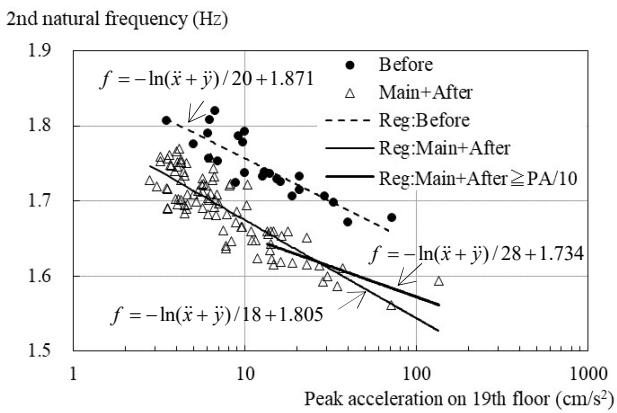
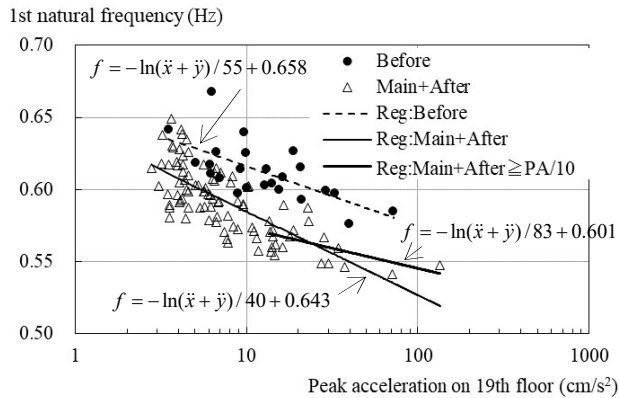


Fig.14 Amplitude-dependent natural frequencies in T-dir., Bldg. B

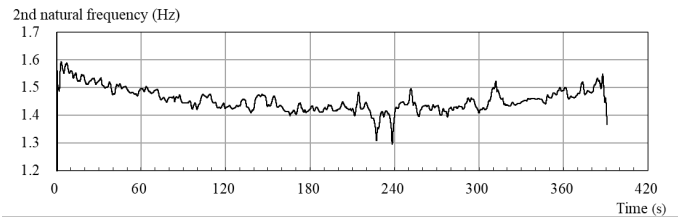
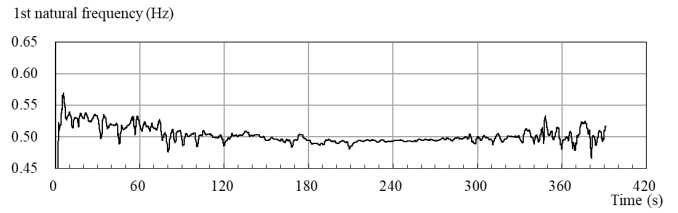
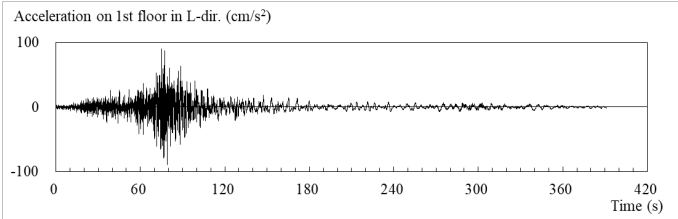
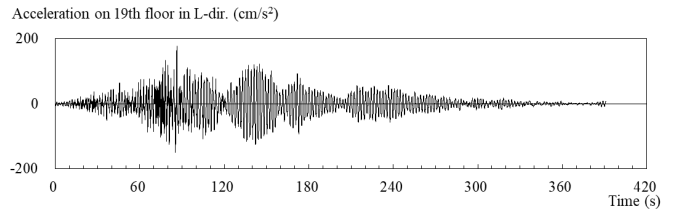


Fig.15 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in L-dir.,Bldg.B

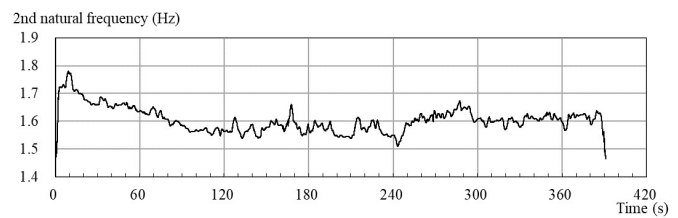
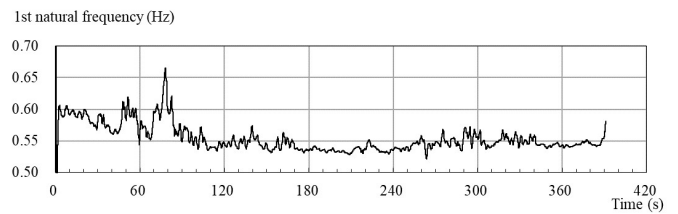
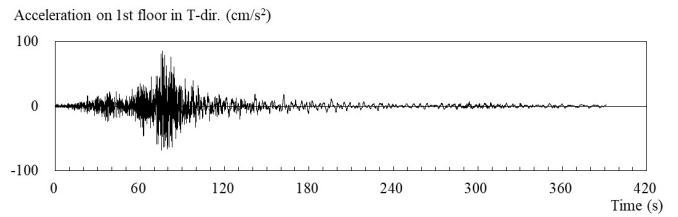
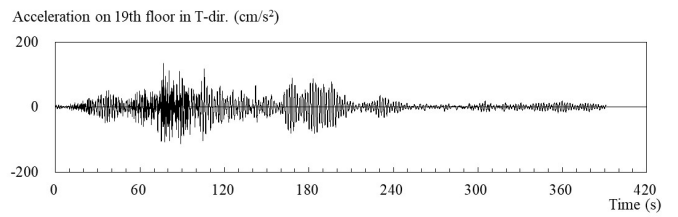


Fig.16 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in T-dir.,Bldg.B

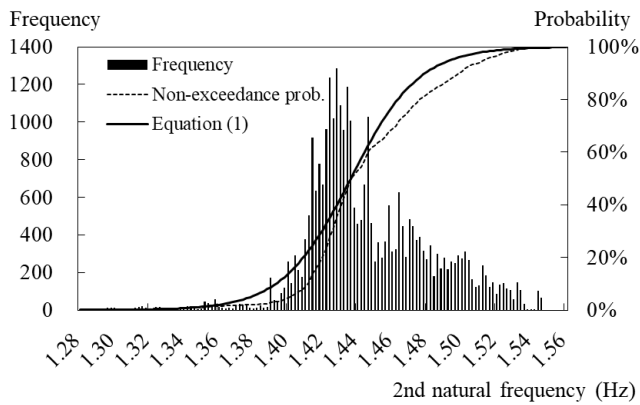
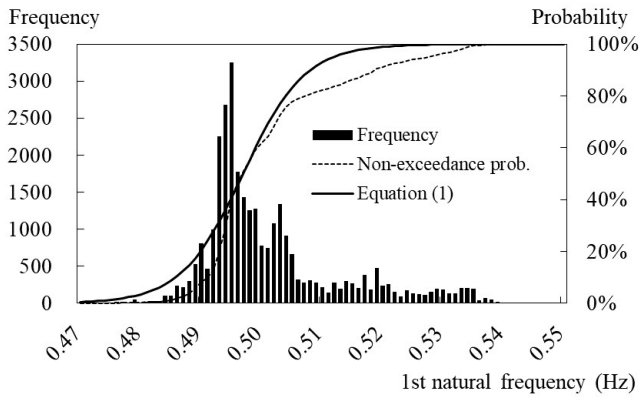


Fig.17 Histograms for natural frequencies in L-dir., Bldg. B

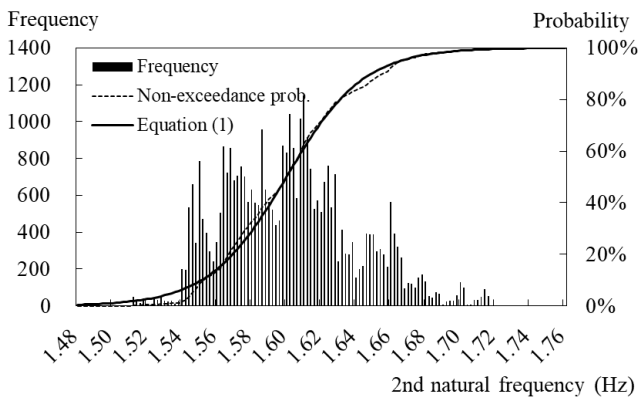
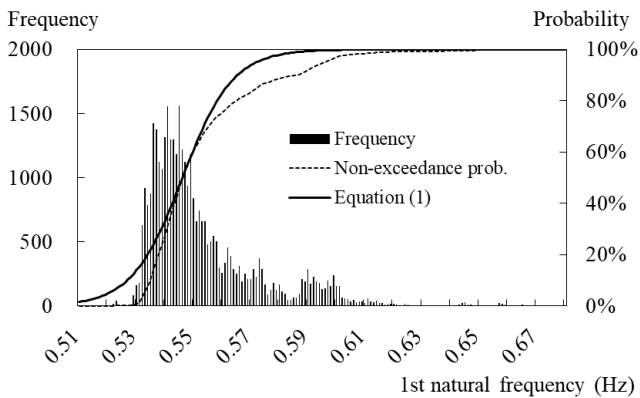


Fig.18 Histograms for natural frequencies in T-dir., Bldg. B

#### 4. 3. 建物 C

Fig.19 から Fig.24 に建物 C の分析結果を示す。Fig.19 と Fig.20 の等価固有振動数の振幅依存性は建物 A と B とは異なり、すべての

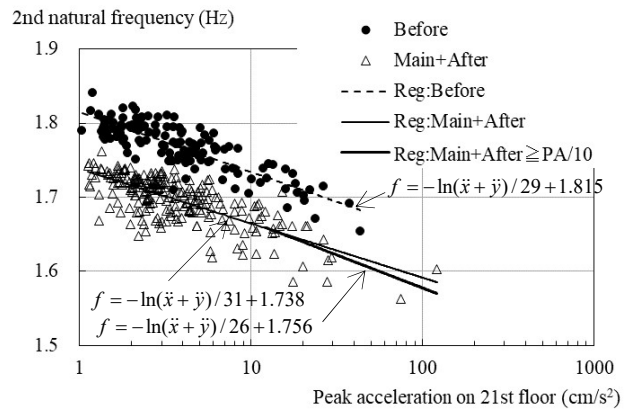
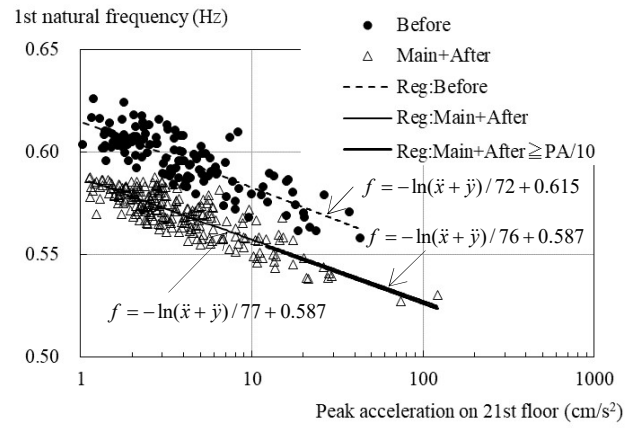


Fig.19 Amplitude-dependent natural frequencies in L-dir., Bldg. C

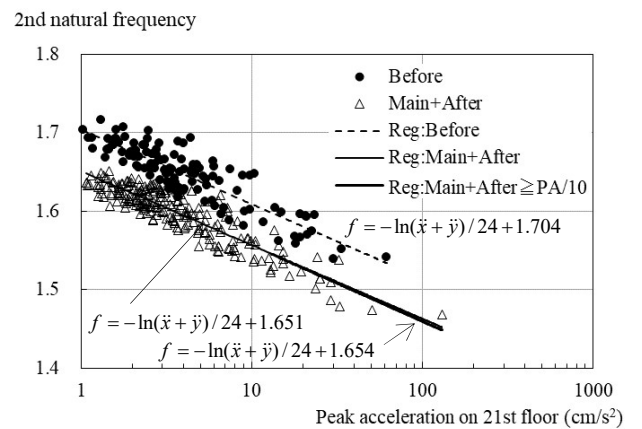
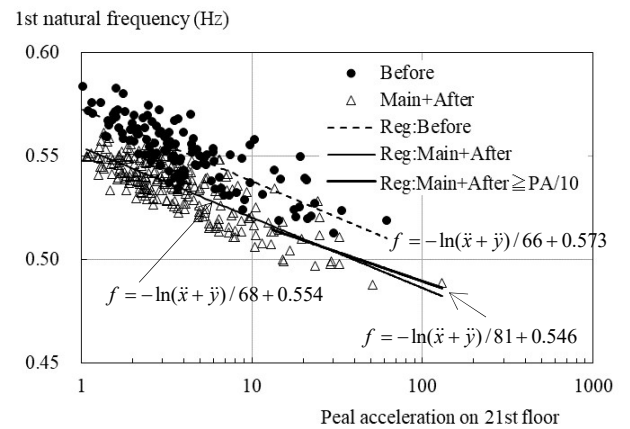


Fig.20 Amplitude-dependent natural frequencies in T-dir., Bldg. C



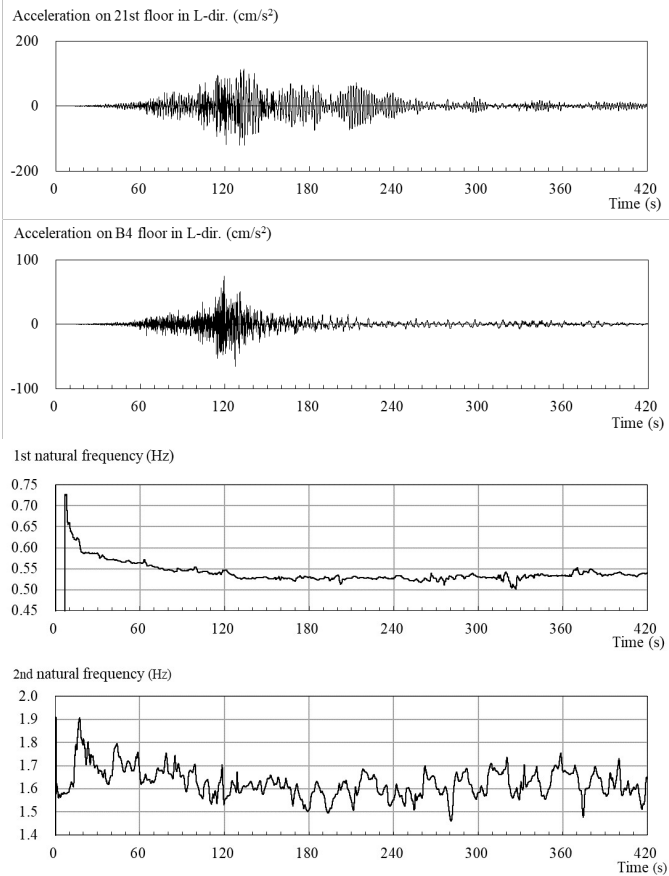


Fig.21 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in L-dir., Bldg.C

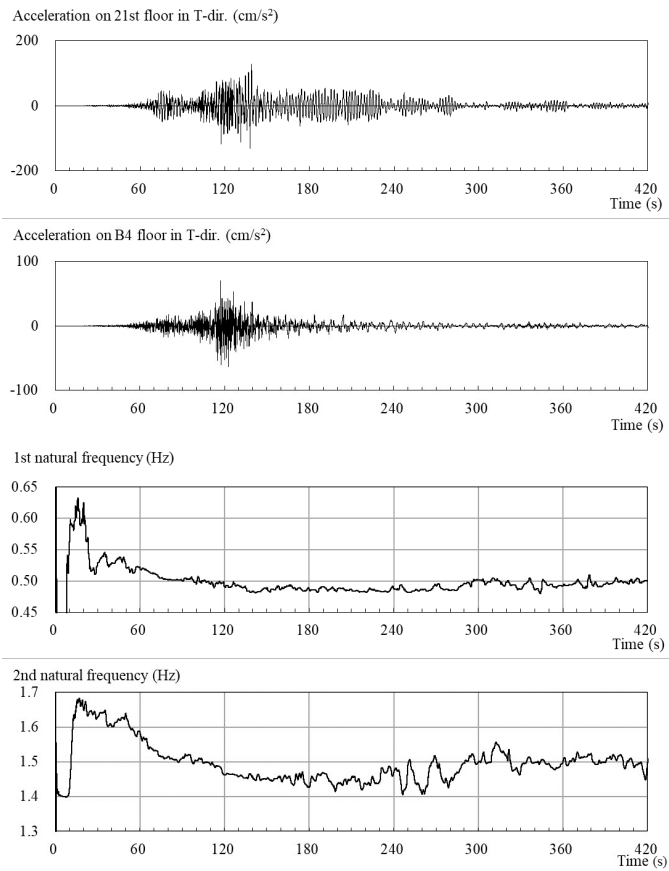


Fig.22 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in T-dir., Bldg.C

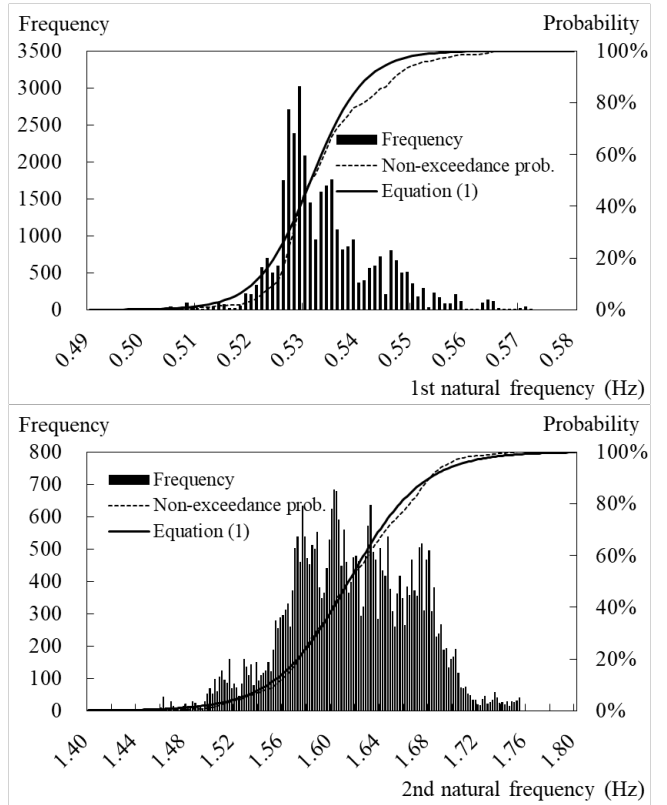


Fig.23 Histograms for natural frequencies in L-dir., Bldg. C

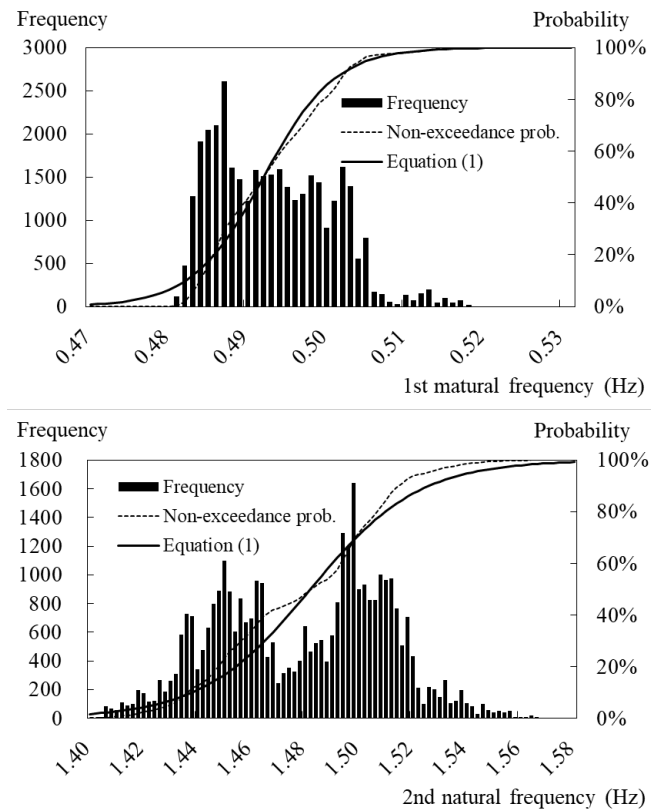


Fig.24 Histograms for natural frequencies in T-dir., Bldg. C

余震で勾配はほぼ同じ傾向がある。建物 A と B でも本震前と本震以後で勾配が似ている傾向があったが、それがこの建物 C では顕著である。同様に、頻度分布は 21 階加速度の振幅が最大値の 1/10 を超えた時刻から最後に超えた時刻までのデジタル値で作成し、その時間帯は、L 方向では 59.53s から 405.41s、T 方向では 64.77s から 421.31s である。頻度分布は Fig.3 ほどきれいな形状ではないが、T 方向 2 次モード以外では、非超過確率は比較的良好に近似されている。Table 5 に式(1)のパラメータと等価固有振動数の標準偏差を示す。

Table 5 Parameters for Equation (1) and standard deviations of natural frequencies for Building C

Direction	Mode	Parameter $f_c$ (Hz)	Parameter $b$	Standard deviation
L	1	0.532	204	0.0096
N208°E	2	1.615	33	0.0510
T	1	0.493	222	0.0073
N298°E	2	1.485	50	0.0312

#### 4. 4. 建物 D

Fig.25 から Fig.27 は建物 D の結果であり、この建物では本震記録が残っている L 方向だけを扱った。建物 D も建物 C と同様に、すべての余震で勾配はほぼ同じ傾向がある。頻度分布は、23 階加速度の振幅が最大値の 1/10 を超えた時刻から最後に超えた時刻までのデジタル値で作成し、その時間帯は、24.49s から 289.56s である。Table 6 に式(1)のパラメータと等価固有振動数の標準偏差を示す。

Table 6 Parameters for Equation (1) and standard deviations of natural frequencies for Building D

Direction	Mode	Parameter $f_c$ (Hz)	Parameter $b$	Standard deviation
L	1	0.438	74	0.0421
N213°E	2	1.349	35	0.0478

これら 4 棟の分析結果を比較すると、どの建物でも等価固有振動数は最上階近くの加速度最大値の対数と相関性が高い傾向にあり、速度や変位の最大値で整理した振幅依存性<sup>1)7)</sup>と同様の性質を引き出せている。これらの文献と本論文で評価している固有振動数は 1 つの地震時の平均値と理解できるから、応答も最大値ではなく標準偏差にすると、より変動が抑えられた振幅依存性を得ることができる。しかし、建物の地震応答を標準偏差で見るとはほとんど行われていないため、本論文も最大値で整理した。

回帰式を調べた 14 モード (7 方向で各 2 モード) で平均すると、本震後の振幅依存性の傾きは本震前の 96% である。図からも本震後の振幅依存性の変化は大きいとは言えず、この現象は文献 4 と 6 で確認されているものと共通である。その一方で、振幅依存性には建物ごとの僅かな違いも見られる。手法の適用性の観点からは、建物 A と B のように等価固有振動数の振幅依存性の負の傾きが小地震でやや大きくなる場合は、対数の 1 次近似式を仮定している、すなわち傾きを一定と仮定している提案手法には、小地震の領域で限界があると推測される。頻度分布は建物ごとに異なっており、その非超過確率も式(1)で示すよりは複雑な分布である。式(1)は、建物の等価固有振動数の振幅依存性を大域的に表現していると理解すべきであろう。続く 5 章では、Table 3 から Table 6 までのパラメータを用いて手法の検証を行う。本震前の振幅依存性を利用しない理由は、本震により余震時の固有振動数の振幅依存性が変化するためである。

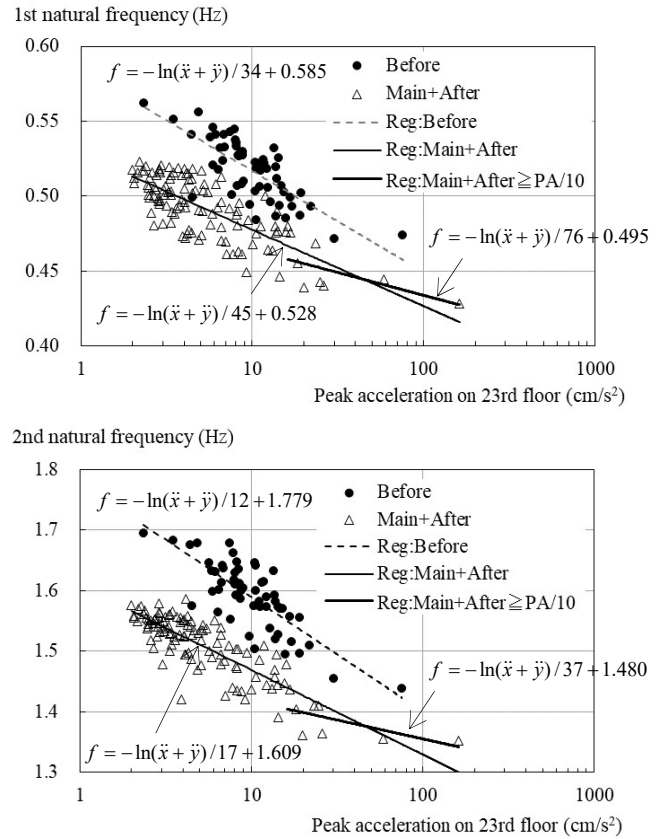


Fig.25 Amplitude-dependent natural frequencies in L-dir., Bldg. D

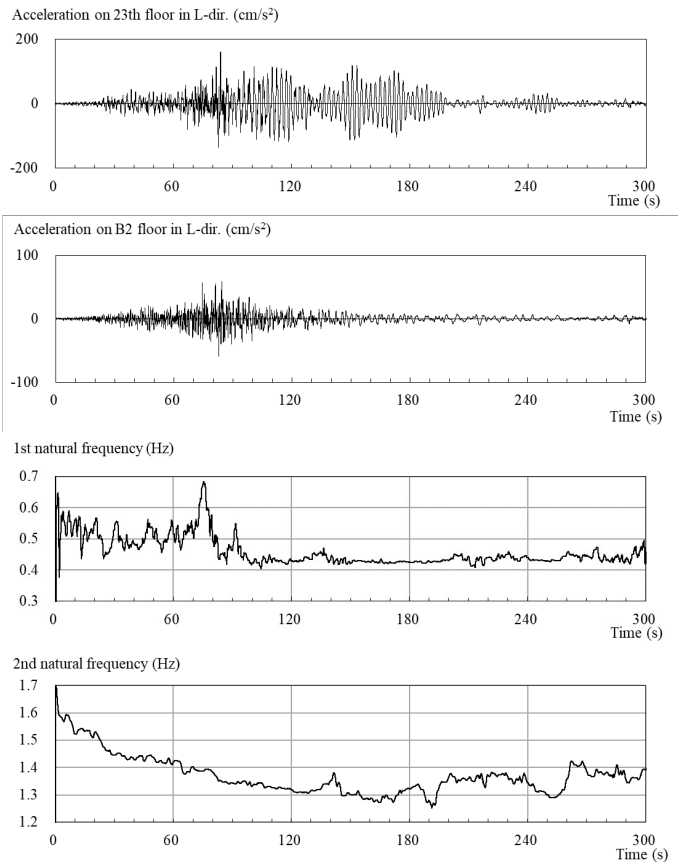


Fig.26 Input and output accelerations for system identification, and time variances of natural frequencies in L-dir., Bldg.D

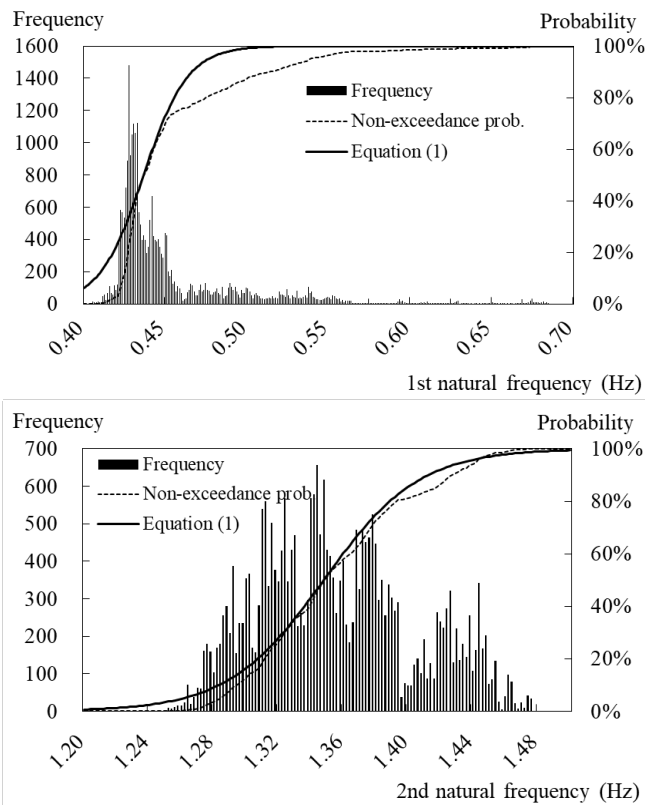


Fig.27 Histograms for natural frequencies in L-dir., Bldg. D

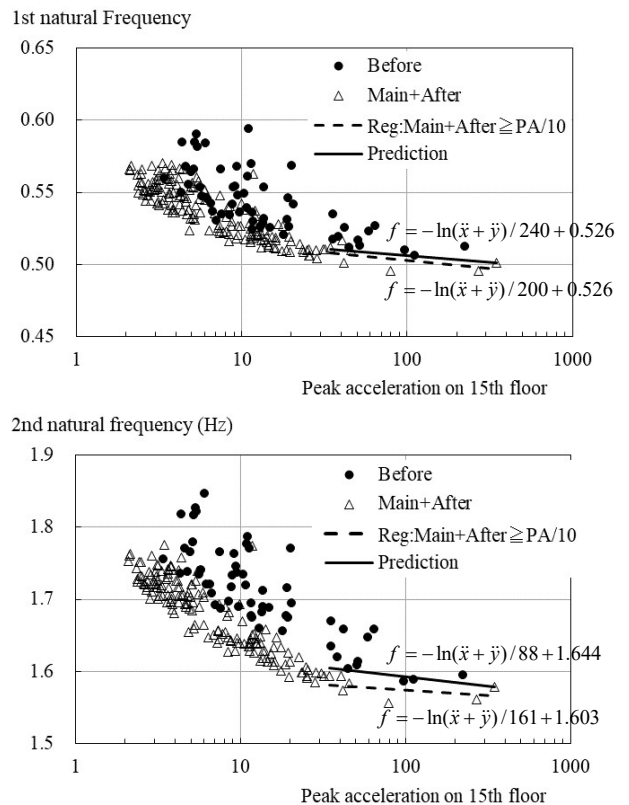


Fig.28 Verification of proposed method in L-dir., Bldg A

### 5. 提案手法の検証

Fig.28 から Fig.34 に提案手法の検証結果を示す。これらの図では、4 章までの振幅依存性の図において太い実線により示していた、本震以後で最大加速度が本震時の 1/10 以上のデータだけを回帰した線を破線で示している。予測式は実線で示し、傾き  $-1/b$  で本震の最大値を通るように引いている。この実線を破線と比較することが手法の検証である。文献 16~18 では、振幅依存性を表現する応答として、計測加速度そのものだけでなくモード加速度も検討しているが、2 つの加速度による予測の違いはほとんど見られなかった。そこで本論文では、振幅依存性はシステム同定で出力とした階の計測加速度そのものを用いている。

建物 A (Fig.28 と Fig.29) の予測式は、水平 2 方向ともに 1 次等価固有振動数では振幅依存性をよく表現している。T 方向の 1 次固有振動数の係数  $b$  は回帰式では 306、予測式では 215 であるが、 $b$  は逆数として最大加速度の対数にかかるため、図では  $b$  がともに大きいほど違いは顕著には現れない。2 次等価固有振動数の推定精度は 1 次に比較すると低い、図では回帰式を大幅に外れる推定式にはなっていない。Fig.11 と Fig.12 の非超過確率が仮定した Sigmoid 関数とは形状がかなり異っている点を考えると、Sigmoid 関数のパラメータ変化に対して予測式の変化は鈍いと言える。その理由としては、累積値である超過確率を利用している点が挙げられる。

建物 B (Fig.30 と Fig.31) でも建物 A と同様に、予測式は 1 次等価固有振動数で回帰式をよく表現しており、2 次振動数では回帰式との対応は良くない。本手法は、本震の応答を通るように対数近似式を平行移動している。そのため、2 次等価固有振動数のように、本震時の振動数が振幅に対して比較的高い値で同定されていると、

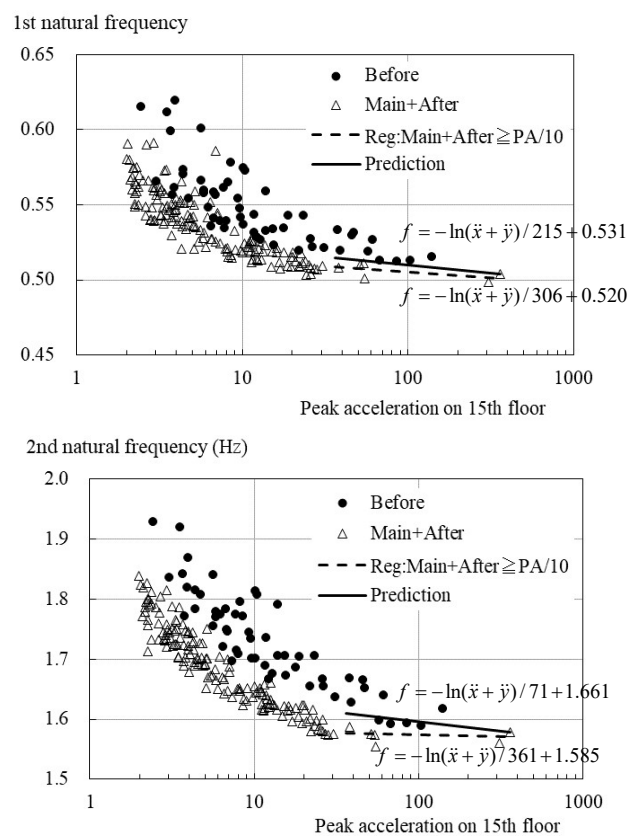


Fig.29 Verification of proposed method in T-dir., Bldg. A

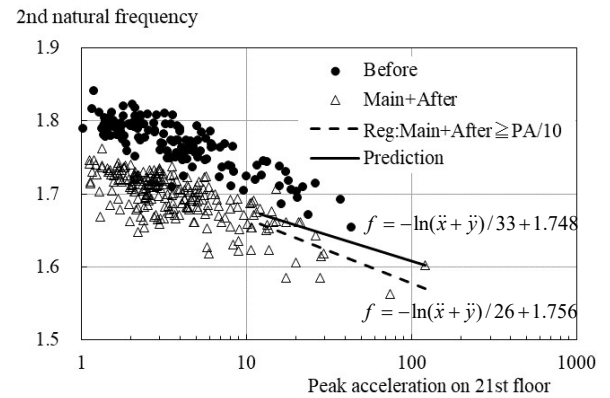
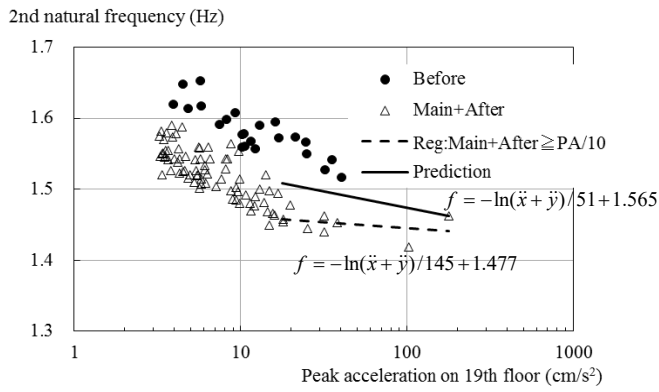
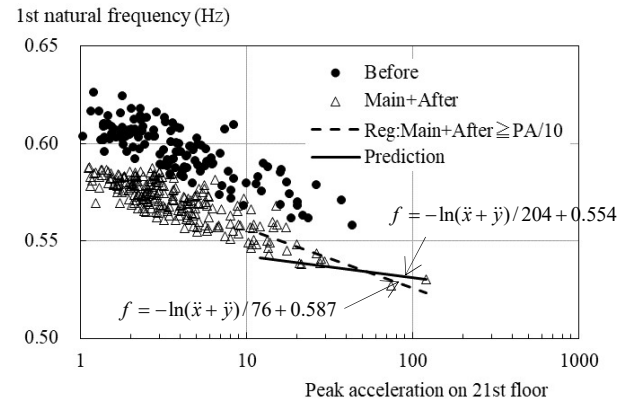
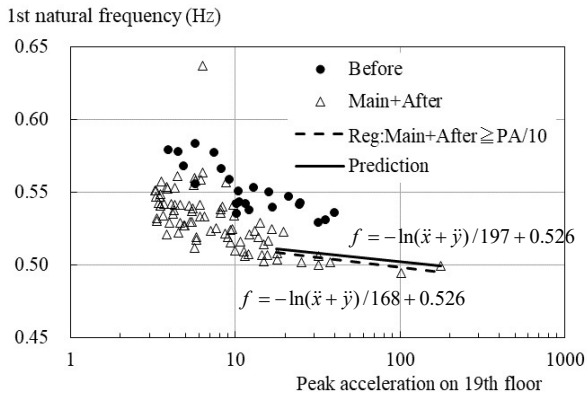


Fig.30 Verification of proposed method in L-dir., Bldg. B

Fig.32 Verification of proposed method in L-dir., Bldg. C

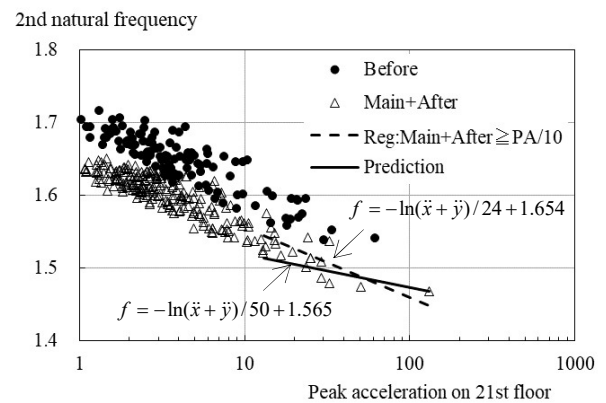
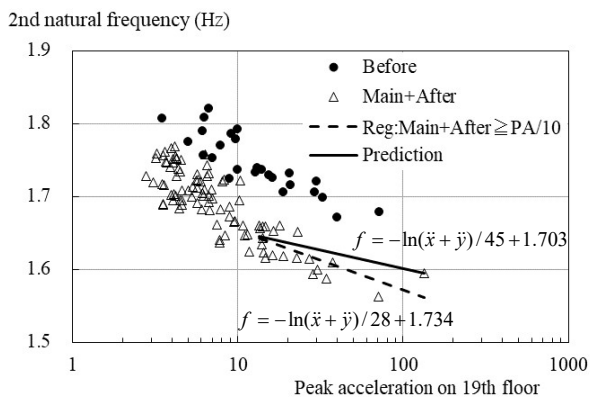
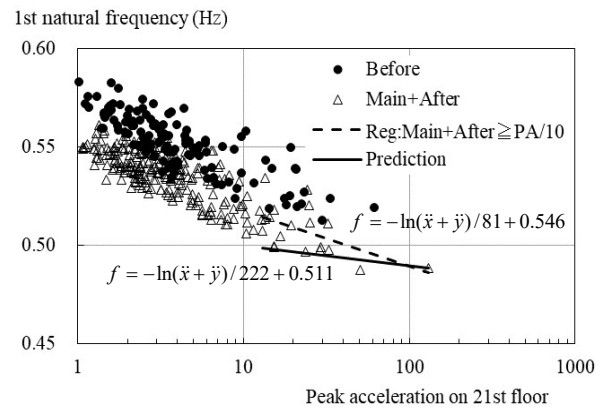
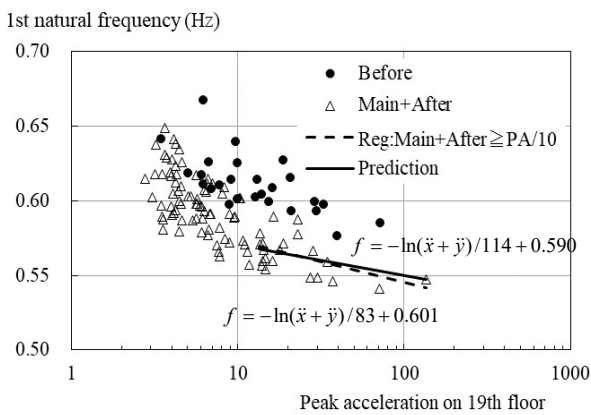


Fig.31 Verification of proposed method in T-dir., Bldg. B

Fig.33 Verification of proposed method in T-dir., Bldg. C

予測精度は自ずと低下する。言い換えると、本震時の同定値が余震から導かれる振幅依存の傾向と似ていれば、予測精度は高くなる。

建物 C (Fig.32 と Fig.33) は、建物 A および B とは異なる傾向を示し、1 次等価固有振動数でも予測精度がやや低い。2 次モードに関しては、建物 B の 2 次モードと同様の傾向が見られる。5 章のすべての図を通じて、破線で示すデータ回帰線が本震の最大値を外れた点を通っている場合に、予測誤差が大きい傾向にある。その唯一の例外は Fig.33 の 1 次等価固有振動数であるが、予測精度が低い理由は現時点では明らかになっていない。予測式は、本震の最大応答という偶然性が入りやすい値を通るように得るため、その影響を受けやすい性質がある。これは今後解決すべき課題である。

建物 D (Fig.34) では、1・2 次モードともに良好に振幅依存性を評価できている。

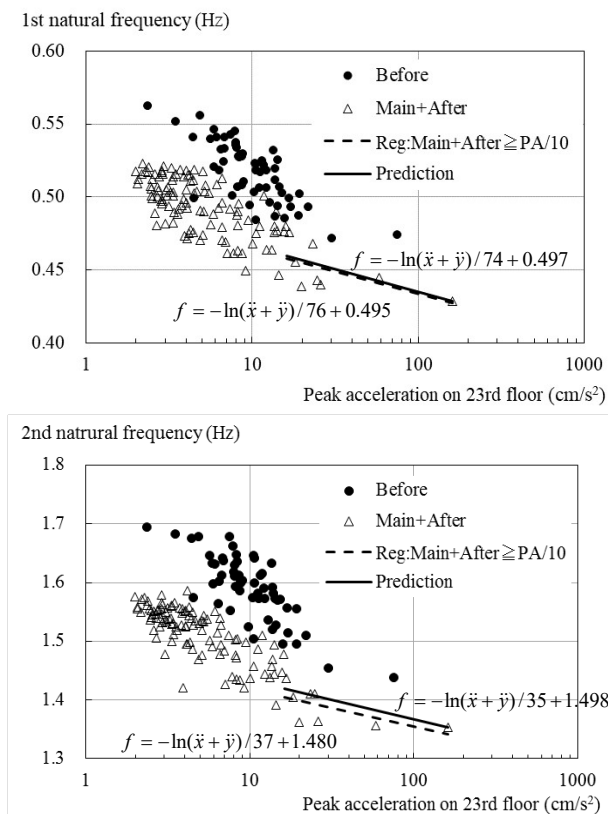


Fig.34 Verification of proposed method in L-dir., Bldg. D

建物によっては、小振幅時と大振幅時で対数回帰式の傾きが変化する現象を確認できるが、提案手法は対数回帰式の傾きを振幅によらず一定に仮定している。建物 A の最大加速度は約 350 cm/s<sup>2</sup>、その他の 3 棟の最大加速度が 120~170 cm/s<sup>2</sup>であることを考えると、予測式の適用範囲は本震最大振幅の約 1/10 倍以上である。一方で、最大加速度が 10~20cm/s<sup>2</sup> に満たない小地震に対して予測式は固有振動数を低めに評価する傾向があり、適用範囲外となっている。また、本震の最大加速度を通るように予測式を引くため、データの適合度が本震の最大値に依存し易い傾向がある。

## 6. まとめ

本論文は、鉄骨造建物の等価固有振動数の振幅依存性を本震記録

のみから評価する方法の実用性を、新たに 4 棟の建物で検証した。検証は、2011 年東北地方太平洋沖地震の本震で評価した水平方向 1・2 次モードの等価固有振動数の振幅依存性を、その後の多数の地震記録から得られた振幅依存性と比較して実施した。利用した計測データに主構造部材が損傷したデータは含まれておらず、2011 年東北地方太平洋沖地震における仙台市と首都圏の地震動の大きさの範囲内の検討結果である。その結果は、以下の 5 項目に整理できる。

- (1) 提案手法は、忘却係数付き最小二乗法に基づいて時間変動する ARX モデルを同定し、同定モデルを介して得た等価固有振動数の頻度分布から、その非超過確率の近似式を Sigmoid 関数として得ている。Sigmoid 関数のパラメータは、応答振幅の対数で表現される等価固有振動数の振幅依存性予測式に勾配を与えており、この勾配を保持して本震の応答を通る予測式を決定している。この過程は、評価した建物の動特性の変動から時間の影響を取り除くことを意味しており、振幅依存性を時間領域で直接抽出する困難さを回避している。
- (2) 最上階近くの加速度最大値で整理しても、文献で指摘されている現象と同様に、地震応答が大きくなると等価固有振動数が低下する傾向が確認された。その振幅依存性は最上階近くの加速度最大値の対数と高い相関性を示しており、本震前と本震以後で振幅依存性の勾配も、文献で確認できるようにほぼ同じになっていた。詳細には、等価固有振動数の加速度応答依存性の負の傾きは小振幅でやや大きくなる傾向が見られ、これは、対数の 1 次近似式で振幅依存性を表現する本手法が小振幅領域で適用性を低下させる要因になっている。
- (3) 本震前後で等価固有振動数の振幅依存性が変化することから、提案する振幅依存性予測式は本震前の地震に対しては適用できず、本震後のある程度大きな余震に対して適用性がある。これは、手法を提案した当初の意図と合致していた。本論文で扱った 4 棟では、本震の最大振幅に対して 0.1~1.0 倍の振幅をもつ余震に適用性があり、その適用領域は屋上階近くの最大加速度で 10~20cm/s<sup>2</sup> 以上であった。
- (4) 検討した 4 棟では、等価固有振動数の頻度分布が過去の検証建物よりも複雑な形状をしており、これは適用性を低下させている。第 2 の結論も考慮すると、本手法は建物の等価固有振動数の振幅依存性を大局的に表現していると理解すべきであり、手法に改良の余地は残されている。予測式は、本震の最大応答という偶然性が入りやすい値を通るように得るため、その影響を受けやすい性質がある。今後の検討として、最大応答値にもある程度の変動を考慮するといった工夫や、平均的な応答値の利用が考えられる。
- (5) 本手法は、鉄骨造建物の地震記録を分析して得た実現現象を利用した予測式の提案である。小振幅から等価固有振動数に振幅依存性がある現象は、非構造部材の影響として理解されることが多いが、本震前後で振幅依存性の傾きがほぼ同じ点や、本震から得た振幅依存性の勾配がある程度の規模の余震でも同じである点は、物理現象として明確に把握されていない。したがって、提案した振幅依存性の予測式を物理現象と結びつける研究が必要である。また、4 棟の建物は 15~23 層と似た層数であり、より多様な建物での検証も望まれる。

## 参考文献

- 1) 荒川洋輔, 久田嘉章, 久保智弘, 山下哲郎: 2011年東北地方太平洋沖地震における超高層建築の強震観測と地震応答解析(その1) 前震・本震・余震による強震観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.305-306, 2011.8
- 2) 鈴木芳隆, 小鹿紀英, 長谷川隆: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討(その18) 地震観測記録の分析と反映項目の整理, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.1067-1068, 2012.9
- 3) 建築研究所: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料 160号, 2014.7
- 4) 篠原達巳, 風間宏樹: 2011年東北地方太平洋沖地震を受けた日建設計東京ビルの地震記録(その2) 2003年4月以降2012年2月までの記録に対する総合的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.1151-1152, 2012.9
- 5) 鹿嶋俊英: 強震記録の分析に基づく鉄骨造高層建築物の振動特性の変動の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.923-924, 2016.8
- 6) Kashima T.: Study on Changes in Dynamic Characteristics of High-rise Steel-framed Buildings Based on Strong Motion Data, *Procedia Engineering*, Vol.199, pp.194-199, 2017
- 7) 鹿嶋俊英, 小山信, 小豆畑達哉, 井上波彦: 東北地方太平洋沖地震による超高層建築物の振動特性の変動, 日本建築学会技術報告集, 第21巻, 第48号, pp.493-497, 2015.6
- 8) 東城峻樹, 中村尚弘, 佐武直紀, 土佐内優介, 梶原浩一: 大型震動台実験に基づくS造中層建築物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第746号, pp.565-575, 2018.4
- 9) 源栄正人, 三辻和弥, 田中匠子, 鹿嶋俊英, 大野晋: 2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の地震前後の振動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.45-46, 2011.8
- 10) 鹿嶋俊英: 2011年東北地方太平洋沖地震の建築研究所建物の強震記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.319-320, 2011.8
- 11) 森下真行, 渡辺一弘, 齋藤芳人, 田沼毅彦, 龍神弘明: 長期間の地震観測記録に基づくRC造超高層建築物の動特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.695-696, 2012.9
- 12) 井川望, 古城豊光, 渡辺一弘, 田沼毅彦: 2011年東北地方太平洋沖地震における超高層集合住宅の地震応答評価, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp.859-864, 2012.10
- 13) 森下真行, 齋藤芳人, 龍神弘明, 田沼毅彦, 渡辺一弘: RC造超高層建築物の長期地震観測結果に基づく動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第45号, pp.527-532, 2014.6
- 14) 中村充, 勝俣英雄, 福山洋: 超高層SRC建物の地震観測結果に見られる動特性の振幅依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.591-592, 2013.8
- 15) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000.10
- 16) 池田芳樹: 本震記録のみによる建物動特性の振幅依存性の評価, 平成29年度京都大学防災研究所研究発表講演会, 講演番号A19, 2018.2
- 17) Ikeda Y.: An Effective Use of Measurements under Main Shock of Earthquake to Predict Structural Dynamic Properties under Aftershocks, *Proceedings of the 7th World Conference on Structural Control and Monitoring*, pp.2507-2516, 2018.7
- 18) 池田芳樹, 倉田真宏, 和田拓也: 一組の地震記録から得られる建物動特性の有効利用(その1) 本震記録のみに基づく等価固有振動数の振幅依存性の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.163-164, 2018.8
- 19) 和田拓也, 倉田真宏, 池田芳樹: 一組の地震記録から得られる建物動特性の有効利用(その2) 計測よりも大きな地震時の等価固有振動数の予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (B-2), pp.165-166, 2018年8月
- 20) 池田芳樹: 忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第38号, pp.51-54, 2012.2
- 21) 荒川利治, 谷口竜紀, 中村尚弘, 木下拓也, 東上峻樹: 高次モードを含めた鉄骨造中層建築物の地震時における振動特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第717号, pp.1657-1666, 2015.11
- 22) 足立修一: ユーザのためのシステム同定理論, 計測自走制御学会, 1993.7