

地震観測記録を活用した RC造集合住宅の応答解析モデルの検討

Investigation of Response Analysis Models for RC Constructed Apartment Buildings Using Earthquake Observation Records

扇谷匠己¹⁾, 猿渡智治²⁾

Narumi Ougiya and Tomoharu Saruwatari

1) 博(工) 株式会社社長谷工コーポレーション 技術研究所 (〒206-0034 東京都多摩市鶴牧3-1-1,

E-mail: narumi_ougiya@haseko.co.jp)

2) 株式会社JSOL エンジニアリング事業本部 (〒550-0001 大阪府大阪市西区土佐堀2-2-4 土佐堀ダイビル,

E-mail:saruwatari.tom@jsol.co.jp)

In recent years, there has been a demand to quickly assess the damage of buildings during major earthquakes from a disaster prevention perspective. Therefore, there is an increasing effort to utilize seismic observation records, with methods varying from direct evaluation to various analytic evaluations. Especially when evaluating by analysis, the realism of the analytical model greatly affects the accuracy of the evaluation. In this report, we examined the analytical model used for response analysis based on earthquake observation records observed in RC constructed apartment buildings. As a result, it was confirmed that a model considering the partial slits of non-structural members such as knee walls and flanged walls, in addition to structural members like columns, beams, and seismic walls, is closer to the actual building.

Key Words : Structural Health Monitoring, System Identification, time history response analysis

1. はじめに

地震発生時には、余震による二次災害を防止するために応急危険度判定を速やかに行うことが極めて重要である。この判定は通常、調査員が一軒ごとに目視で調査を行っており、その時間的制約から地震発生後数週間から数か月を要することが多い。例えば、平成28年熊本地震の際には、6819人の判定士が参加し、57,570件の判定を行うのに約2か月(平成28年4月15日から同年6月4日まで)を費やした。近年はこの問題に対する解決策として、建物内にセンサを設置し、地震時に得られるデータを活用して迅速に応急危険度判定を行う方法が注目されている。また、建築防災協会では、「応急危険度判定基準に基づく構造モニタリングシステム技術評価」[1]という取り組みも始まっている。

地震時の建物挙動を把握するためのセンサは、一般的に加速度センサが用いられている。近年のICT技術の進歩により、加速度センサは従来よりも安価になってきているため、構造ヘルスマニタリングシステム(以降、SHM)も多様化している。各層に安価なセンサを設置して建物挙動を把握するシステム[2]や、少数のセンサと解析を組み合わせるシステム[3]等、様々な形態が存在している。だが、センサが安価になったとはいえ、SHMの普及を視野に入れると、センサの使用数を最小限に抑え、初期費用を節約することが重要となる。このため、1つのセンサと応答解析を組み合わせる手法[4]も提案されている。この

手法の1つとして、1階部分に設置されたセンサから得られる加速度記録を入力波として利用し、時刻歴応答解析により建物の応答を予測する方法が考えられる。ただし、この手法では、応答解析に使用する上部構造の解析モデルの妥当性や解析条件が応答予測精度に大きな影響を及ぼすことになる。

本研究では、RC造集合住宅で観測された地震観測記録を活用し、時刻歴応答解析に適用する上部構造の振動解析モデルについて、固有周期を基に検討を行うこととする。加えて、各モードの減衰定数を同定し、時刻歴応答解析結果と観測記録との比較検討を行う。

2. 地震観測概要

(1) 観測システム概要

地震観測に用いる観測システム[5]は、無線タイプのMEMS型加速度センサ(以降、加速度ユニット)と親機として各加速度ユニットの同期とクラウドへのアップロードを行うゲートウェイユニット、センサ間の通信を補完するリレーユニットで構成されている。本システムは、無線タイプにも関わらず加速度ユニット間の時刻同期を十分な精度で行えることや各ユニット間をケーブルでつなぐ必要がないため既存建物にも容易に設置が可能であることが特長である。また、ベースユニットはAC電源による電力供給が必要となるが、加速度ユニットは電池駆動で約1年稼働できる省電力設計となっている。加速度ユニ

ットに搭載されている加速度センサモジュールの仕様を表-1に示す．今回の地震観測ではサンプリング周波数を100Hzとして計測を行っている．

(2) 検討対象建物概要

今回の検討に用いる観測記録は，大阪府堺市に建つRC造集合住宅で観測された加速度記録を用いる．地震観測を実施している建物は，エキスパンションジョイントを介して連結している3つの建物群があり，構造的に独立した7つの住棟から構成されている．各住棟の詳細を表-2に示す．7つの住棟は，SRC造2棟とRC造5棟から成り，セットバック形状や雁行形状も含まれる．そこで本報で検討対象とする住棟は，比較的整形な建物であるA-2、B-2、C-2の3棟とする．

検討対象とする住棟の軸組図及び伏図を図-1に示す．図-1にはセンサの設置位置についても併せて示している．集合住宅で地震観測を行う場合，センサを設置できるスペースは共用部に限られる．ただし，バルコニー側の共用部には専有部を通る必要があるため必然的に廊下部分に設置することになる．そのため，各ユニットは図-1に示す位置にある廊下部分のメータボックス内に設置した．各住棟において，最下階（1Fセンサ）と最上階（Topセンサ）にセンサを設置し，中間階については設置可能な場所へ設置した．そのため，各住棟で設置階，センサ個数，設置位置が異なっている．15階建てのA-2、B-2は比較的中央部に設置しており，C-2については中央部から少し離れた位置に設置している．また，中央部であっても廊下部分に設置しているため建物の重心位置からは離れた位置に設置している．

表-1 加速度センサモジュールの仕様

項目	仕様
計測周波数	最大1000Hz
測定範囲	±8G
分解能	20bit
ノイズ密度	25μg/√Hz
時刻同期	10μs 以下

表-2 地震観測物件の各住棟詳細

	構造形式	高さ[m]	幅(X)[m]	奥行(Y)[m]	形状・特徴
A-1	RC	43.70	43.80	11.30	SB(3段)
A-2	RC	43.70	38.40	11.30	SB(1段)
A-3	RC	29.40	26.15	11.30	雁行,SB(1段)
A-4	RC	23.68	26.20	11.30	SB(3段)
B-1	RC	43.70	70.40	11.50	
B-2	RC	43.70	33.00	11.30	SB(1段)
C-1	SRC	57.99	54.80	12.00	
C-2	SRC	57.99	61.70	12.00	

※SB：セットバック

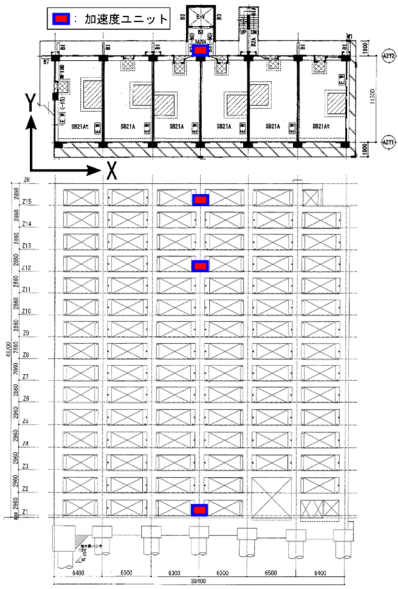


図-1.1 A-2の軸組図および伏図

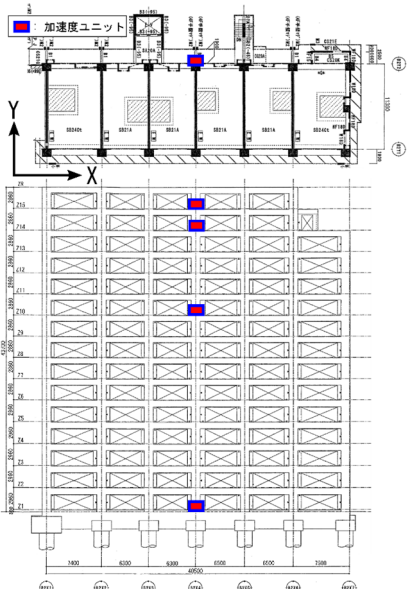


図-1.2 B-2の軸組図および伏図

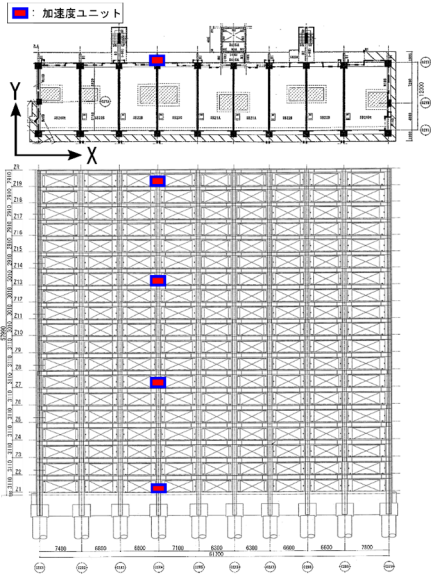


図-1.3 C-2の軸組図および伏図

(3) 観測地震概要

対象とする観測波は、2024年1月1日に発生した「令和6年能登半島地震」の際に観測された加速度記録とする。「令和6年能登半島地震」の概要[6]を表-3に示す。対象とする3つの住棟で観測された加速度記録の内、1Fセンサから得られた加速度記録を基に計測震度[7]を算定した結果を表-4に示す。また、表-4には最下階での最大加速度と最上階での最大加速度を併せて示す。1Fの最大加速度からわかるように、対象とする3棟の内B-2とC-2は敷地に対して南北方向にX方向が、A-2棟は東西方向にX方向が対応しているため最大加速度となる方向が異なっている。

3. 観測記録に基づく解析モデルの検討

(1) 解析モデル概要

解析モデルの作成並びに時刻歴応答解析は、構造計算結果を基にした立体フレームモデルによる部材レベルの動的弾塑性応答解析が可能な汎用ソフトウェアを使用し実施する。用いられるソフトウェアは、構造計算を行うにあたり建築分野で幅広く利用されている構造計算ソフトとの互換性を有している。

解析モデルは、柱、梁、耐震壁、接合部パネル、床版、及び支点ばねの構造要素から構成される。梁は曲げ・せん断が作用する2次元部材、柱は曲げ・せん断が作用する3次元部材とする。これらは非線形特性を有する線材に置換される。耐震壁は側柱と中央の壁柱から構築される。側柱は両端ピン接合とすることで軸変形のみが生じる部材となり、壁柱は壁面内で曲げ・せん断・軸変形が作用する2次元部材となる。それぞれの変形について非線形特性を設定する。なお、各部材の復元力特性については、RC部材の場合、一般的にTakedaモデル[8]が用いられるが、今回の解析では応答レベルが小さいため線形部材とする。

検討対象の建物は、板状集合住宅で多く採用されている形式である、X方向を純ラーメン架構、Y方向を耐震壁付きラーメン架構で形成されている。よって、上述のように柱・梁・壁等をモデル化し3次元立体フレームモデルを構築した。図-2に、解析モデルの外観図を示す。A-2、B-2についてはセットバック部もモデル化している。

建物のモデル化にあたり、袖壁や腰壁の周りにスリットが設けられている場合、一般的にはその影響を無視して柱・梁の剛性を評価する。しかし、今回の検討対象建物は、袖壁や腰壁の周りに設けるスリットの一部に、部分スリットが採用されている。部分スリットは、普段は柱や梁に一部分のみ繋がっているが、層間変形が大きくなるとスリット部が損傷することで完全スリットと同等の機能を果たすものである。そこで、検討する解析モデルは、構造部材である柱、梁、耐震壁の剛性を評価するモデルをCase1、袖壁や腰壁など梁に取り付く非構造部材のスリット部を考慮して剛性を評価するモデルをCase2とする。また、C-2についてのみ、Case2の条件に加えて柱梁接合部のせん断変形を考慮するモデルとしてCase3を追加する。

表-3 「令和6年能登半島地震」概要[6]

発生時刻	1月1日16時10分
マグニチュード	7.6(暫定値)
発生場所	石川県能登地方 深さ16km(暫定値)
震度	【最大震度7】石川県の志賀町 【震度3】大阪堺市中区

表-4 各棟の計測震度および最大加速度

A-2	計測震度	最大加速度 [cm/s ²]	
		1F	Top
X方向	3.0	12.05	33.23
Y方向		10.34	24.87

B-2	計測震度	最大加速度 [cm/s ²]	
		1F	Top
X方向	3.0	9.24	22.71
Y方向		12.67	28.86

C-2	計測震度	最大加速度 [cm/s ²]	
		1F	Top
X方向	3.0	7.90	32.67
Y方向		11.65	34.09

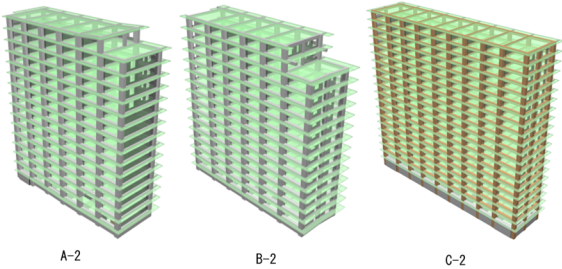


図-2 解析モデルの外観図

(2) システム同定概要

本研究では、建物の振動特性として固有周期と減衰定数に着目する。固有周期は建物の質量と剛性から決まるため、建物の振動特性を表す重要なパラメータである。また、減衰定数は減衰係数を決定する上で重要なパラメータであり、特に弾性振動時の応答に与える影響が大きい。よって、固有周期ならびに減衰定数を1入力多出力ARXモデル[9]を用いて同定する。ARXモデルを適用するにあたり、1Fセンサから得られる加速度記録を入力とし、上階に設置したセンサの加速度記録を出力として用いる。同定時のパラメータは、自己回帰項のモデル次数を2もしくは4、外生入力項の時間遅れ次数は0、忘却係数は1.0とする。同定の手順として、事前に全振動数帯を対象としたフーリエスペクトル比（Topセンサ／1Fセンサ）により応答が励起される振動数を大まかに把握し、ARXモデル適用時に用いるバンドパスフィルタのバンド幅を決定する。その後、決定したバンド幅ごとに固有振動数と減衰定数を同定する。同定区間については、今回検討する解析モデルにおいて各部材を線形部材としており、固有振動数の

変化が無いことが想定できるため一般的に行われるような数十秒ごとに区切ることはせず全時間を対象とする。

(3) 固有周期に基づく解析モデルの検討

ARXモデルにより同定した固有周期（以降、実測周期）とCase1ならびにCase2の解析モデルに対して実施した固有値解析により得られた固有周期（以降、モデル周期）の関係を図-3に示す。図は、Case1を白抜き、Case2を塗りつぶしでプロットしている。

図より、Case1に関しては、実測周期に対してモデル周期が長くなる傾向となった。この傾向は、1次に対応する固有周期において顕著であった。一方、Case2についてはすべての次数で実測周期とモデル周期がおおむね一致した。図-4にC-2における各次数の有効質量比を示す。図-4より、1次固有周期はどの住棟においてもX方向の成分が支配的であることがわかる。また、2次モードの支配的な成分はCase1とCase2で異なっており、2次モードについてはCase1でねじれの成分、Case2でY方向の成分が支配的となる。そこで、X方向ならびにY方向の、0.8～2.0Hzの幅で同定した際のスペクトル比を図-5に示す。C-2の場合、センサの設置位置によりねじれの成分がY方向のみではなくX方向の振動にも表れる。そのため、Y方向とX方向のどちらにも同じ振動数帯でピークがみられる成分がねじれの成分と推測できる。よって、検討対象のC-2については、3次モードがねじれの振動モードに対応していると考えられることからCase2の方が実建物には近いのではないかと考えられる。以上より、今回検討したCase1とCase2においては、実測周期とモデル周期がおおむね一致したことや3次モードがねじれ成分となることなどからCase2の方が実建物に近いモデルであると考えられる。ただし、今回の検討では剛性に寄与する1つの要因による検討しか行っていないため、質量や他の剛性に寄与する要因が影響することもある点には注意が必要となる。

表-5に各住棟のCase2における各振動方向の固有周期を示す。表より、2次の固有周期は、1次の固有周期のX方向の約0.33倍、Y方向の約0.23倍となった。また、ねじれの固有周期は、C-2では1次固有周期の約0.83倍、A-2、B-2では1次固有周期の約0.7倍となった。

(4) 時刻歴応答解析による検討

本節では時刻歴応答解析結果と観測記録を比較することにより解析モデルの検討を行う。

時刻歴応答解析は、Newmark β 法（ $\beta = 1/4$ ）を用いて積分時間間隔0.001秒として行う。外力は1Fセンサの観測記録を入力地震波とし、XYの水平2方向入力とする。振動の自由度は水平方向のみを対象とし、内部粘性減衰は各次数で減衰定数を設定する。各次数の減衰定数は観測記録を基にARXモデルにより同定する。解析次数は減衰定数が同定できた次数とし、A-2、B-2は7次、C-2は8次とした。

減衰定数を同定した結果を図-6に示す。A-2、B-2では1

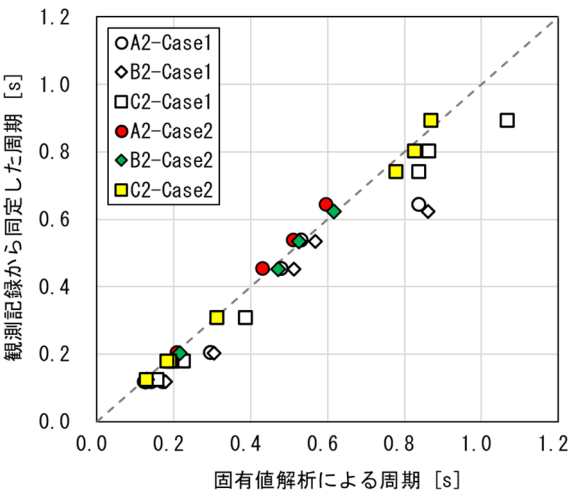


図-3 固有値解析と観測記録から同定した周期の比較

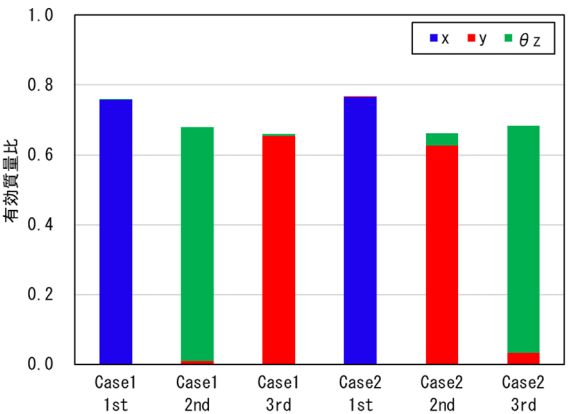


図-4 各モードの有効質量比 (C-2)

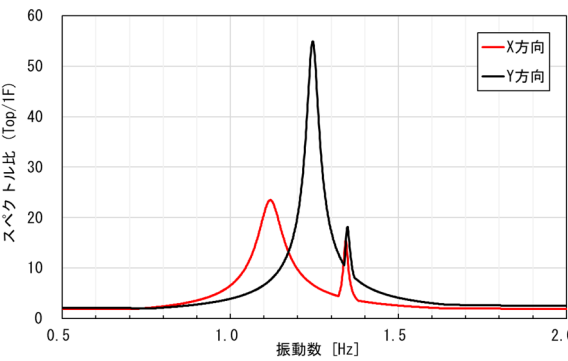


図-5 同定結果としてのスペクトル比 (C-2)

表-5 振動方向別の固有周期 [s]

方向	A-2		B-2		C-2	
	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd
X	0.648	0.208	0.623	0.202	0.897	0.309
Y	0.557	0.118	0.534	0.125	0.811	0.176
θ	0.492	—	0.482	—	0.790	—

次から7次、C-2では8次まで同定することができた。X方向の1次にあたる全体1次の減衰定数はすべての住棟で3%程度となり、Y方向の1次にあたる全体2次の減衰定数は1.4~2.3%程度となった。また、ねじれの1次、全体3次の減衰定数は1%以下となった。

時刻歴応答解析結果を図-7~図-12に示す。図は最大応答加速度分布および応答加速度の時刻歴波形であり、観測記録も併せて示している。

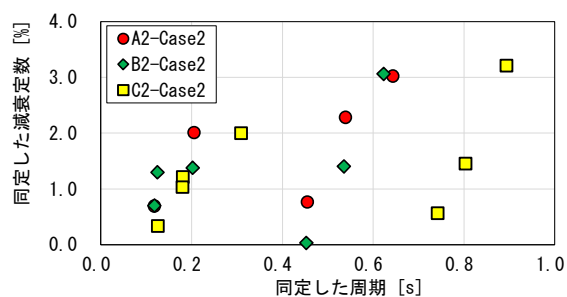
図-7~図-9より、A-1のX方向については、Case1とCase2で大きな差異がみられるが、Y方向については、同程度の結果となった。しかし、B-2、C-2についてはX方向、Y方向ともに差異がみられる結果となった。これは建設されている向きが90度ずれており、B-2、C-2はA-2とは異なりY方向の入力レベルがX方向よりも大きくなったことが1つの要因であると考えられる。観測記録と比較すると、A-2、B-2については、XYの両方向ともCase2が観測記録に近い結果になった。固有周期の結果も考慮すると1次固有周期の差異が応答解析結果に影響していると考えられる。C-2については、Y方向はCase2が観測記録に近い結果となったが、X方向はCase1が観測記録に近い結果となった。そこで、図-10にC-2の19階位置における応答加速度の時刻歴波形を示す。図より、最大値が観測記録に近いCase1については、1次固有周期が異なることもあり位相差のある応答となっているのが確認できる。

次に、C-2について、柱梁接合部のせん断変形を考慮したCase3の解析結果を図-11に示す。X方向では柱梁接合部のせん断変形を考慮することでCase1の結果に近づき観測記録により近い結果となることが確認できた。また、Y方向ではCase2と結果がほぼ変わらなかった。Y方向については、耐震壁付きラーメン架構であり柱梁接合部のがほぼ変形しないためCase1と結果が変わらなかったと考えられる。また、図-12に示す時刻歴波形では、Case1のような位相差は無く、Case2よりも観測記録に近い応答波形となった。

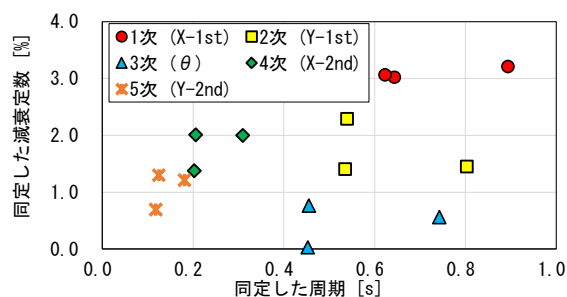
4. まとめ

本研究では、時刻歴応答解析に用いる上部構造の振動解析モデルとして、構造部材である柱、梁、耐震壁の剛性を評価するモデル (Case1)、袖壁や腰壁など梁に取り付く非構造部材のスリット部を考慮して剛性を評価するモデル (Case2) とCase2の条件に加えて柱梁接合部のせん断変形を考慮するモデル (Case3 : C-2) について、地震観測記録を活用して検討を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ・ 本研究で検討対象とした建物は、部分スリットを採用していることもあり、Case2が実建物に近い各次の固有周期を示した。
- ・ 時刻歴応答解析結果によれば、15階建てモデルのA-2、B-2ではCase2が観測記録に近接した結果を示した。ま



a) 住棟ごとの減衰定数



b) 次数毎の減衰定数

図-6 観測記録から同定した周期と減衰定数

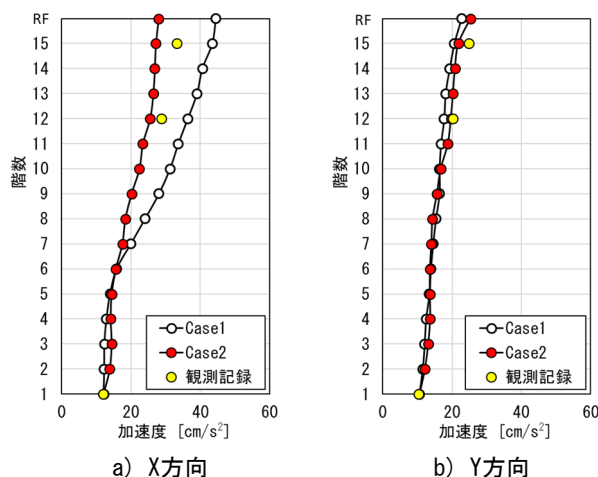


図-7 A-2の最大応答加速度分布

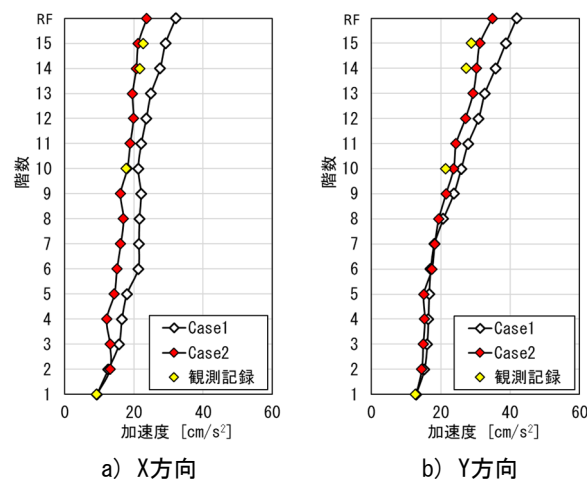


図-8 B-2の最大応答加速度分布

た、C-2についてはCase3が観測記録に対して最も近似的な結果を示した。

- ・ 今回の検討を行った範囲において、非構造部材のスリット部を考慮して剛性を評価するモデルが実建物により近いモデルとなった。

固有周期を求めるには剛性のほかに質量も関係する。そのため、部分スリットに着目した今回の検討は、剛性に影響を与える1つの要因である可能性について言及したもので、質量分布や剛性に寄与する他の要因については今後さらなる検討を行う予定である。

謝辞: 本研究を実施するにあたり、ARXモデルによるシステム同定に関して、広島大学の中村尚弘氏と神戸大学の鍋島国彦氏から非常に貴重な御意見を頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

- [1] <https://www.kenchiku-bosai.or.jp/evaluation/monitoring/>
- [2] 内田篤志他：構造ヘルスモニタリングシステムの被

災度区分判定の閾値に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)， pp.119-129， 2018

- [3] 森清宣貴他：建物の構造ヘルスモニタリングに関する基礎的研究，鴻池組技術研究報告， pp.53-60， 2019
- [4] 品川祐志他：1台の加速度センサのみを用いた建築構造物の振動応答推定手法，日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号， 461-464， 2013. 6
- [5] 鈴木誠他：同時送信型フラッドイングを利用した構造モニタリング，電子情報通信学会論文誌 B， Vol.J100-B， No.12， pp.952-960， 2017
- [6] <https://www.jma.go.jp/jma/press/2401/02c/202401021015.html>
- [7] https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/calc_sindo.html
- [8] Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes. Journal of the Structural Division, 96(12), 2557-2573, 1970
- [9] 斎藤和生：モード解析型多入力多出力ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，No.508， pp.47-54， 1998.6

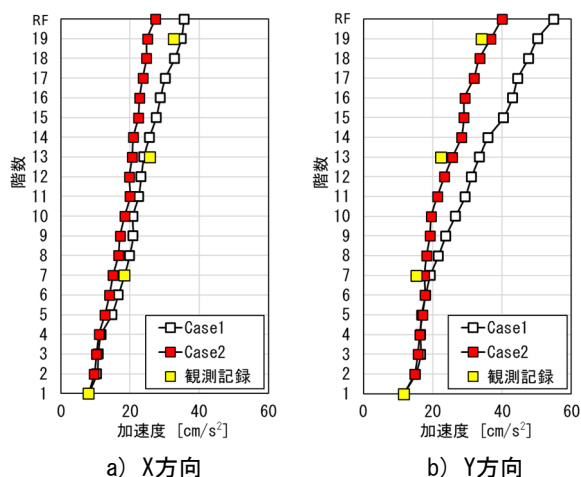


図-9 C-2の最大応答加速度分布

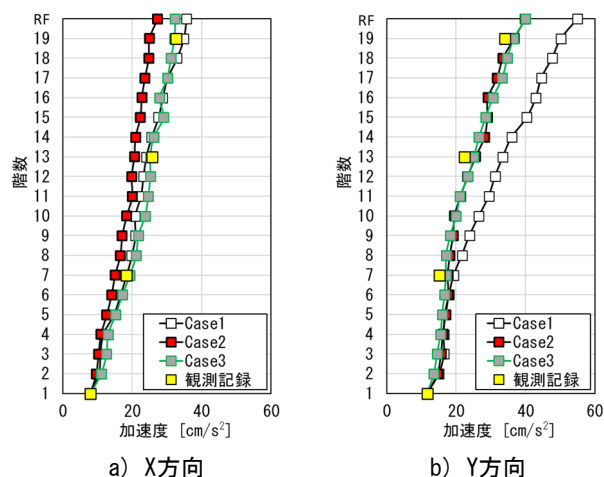


図-11 C-2の最大応答加速度分布 (Case3)

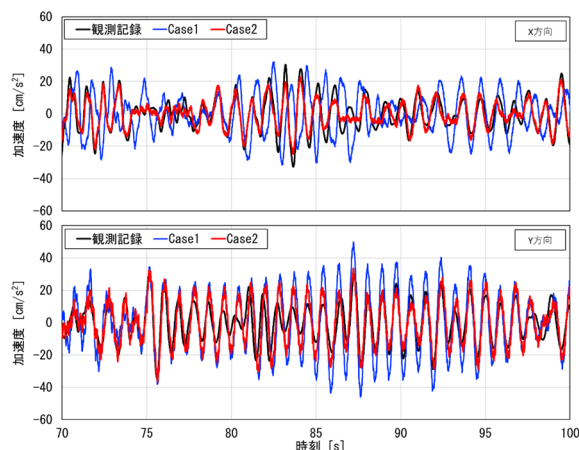


図-10 19階床位置の応答加速度
(C-2 : Case1, Case2)

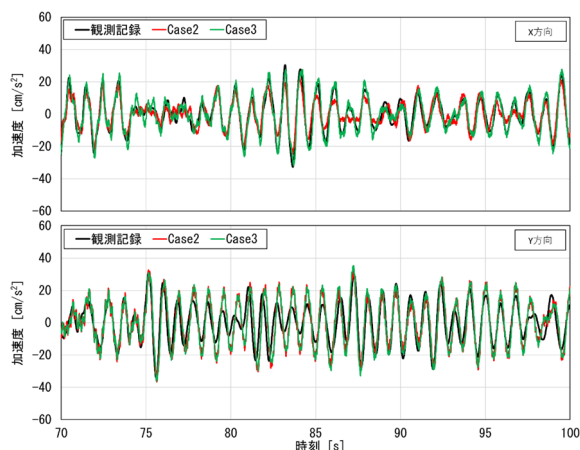


図-12 19階床位置の応答加速度
(C-2 : Case2, Case3)