

建築研究資料

Building Research Data

No. 138

September 2012

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震において
観測された強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析

Study on the Behavior of Buildings based on the Strong Motion Records
observed at the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

飯場正紀、大川 出、斉藤大樹、森田高市、長谷川隆

Masanori Iiba, Izuru Okawa, Taiki Saito, Koichi Morita, Takashi Hasegawa

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

平成 23 年(2011 年)3 月 11 日 14 時 46 分に発生した、平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震は、岩手県、宮城県、福島県、茨城県、千葉県など東日本の太平洋沿岸の各県を中心に広い地域で、2 万人近い死者と行方不明者を出すとともに、地震動や津波により、数多くの建築物・工作物に倒壊や流失などの被害をもたらしました。

このような未曾有の大災害における建築物等被害から教訓を学び取り、今後の地震や津波対策に生かすため、独立行政法人建築研究所は国土交通省国土技術政策総合研究所と連携して、地震発生翌日からこれまでに、延べ 150 人日以上の職員を順次広範な被災地に派遣し、木造被害調査、鉄骨造被害調査、鉄筋コンクリート造被害調査、宅地・地盤被害調査、非構造部材被害調査、津波被害調査、そして火災被害調査などを実施しました。これらの調査結果や研究成果は平成 23 年 5 月に速報として刊行し、さらに最終報告書を平成 24 年 3 月にホームページ上に掲載しました。また、東北地方太平洋沖地震の際に、建築研究所の強震観測ネットワークで得られた強震記録の概要を、建築研究資料 No.135 号「東北地方太平洋沖地震における建物の強震観測記録」としてまとめました。

本報告書は、東北地方太平洋沖地震において建築研究所が観測した強震記録を用いて、地震による建築物の動特性の変化や解析モデルの妥当性の検証に加え、建築物の被害状況や居住者の行動と揺れの強さの関係などについてまとめたものです。建築研究所は、昭和 32 年以来、建築物を対象とした強震観測を行ってきましたが、超高層建築物の強震観測は 1995 年兵庫県南部地震のあとであり、今回、初めて超高層建築物の強震時の揺れがまとまって計測されました。本研究が超高層建築物を含む建築物の耐震安全性の向上に役立つことを確信しております。

最後に、本地震で亡くなられた方々及びそのご遺族に対し深く哀悼の意を表します。さらに、被災された方々に心からお見舞い申し上げますとともに、一日も早い復興をお祈りいたします。

平成 24 年 9 月
独立行政法人建築研究所
理事長 坂本雄三

平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震において観測された 強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析

目次

1. はじめに	1-1
2. 長周期地震動特性について	
2.1 被災地周辺での地震動特性	2-1
2.2 被災地域における長周期地震動	2-1
2.3 首都圏における長周期地震動	2-3
2.4 各地の長周期地震動に関するまとめ	2-4
3. 強震観測記録に基づく建築物の振動特性の評価	
3.1 はじめに	3-1
3.2 超高層建築物の振動特性	3-1
3.2.1 対象建築物	3-1
3.2.2 システム同定の概要	3-2
3.2.3 振動特性の同定結果	3-3
3.3 免震建築物の振動特性	3-29
3.3.1 対象建築物と強震記録の概要	3-29
3.3.2 システム同定の概要	3-29
3.3.3 振動特性の同定結果	3-30
3.4 中低層一般建築物の振動特性	3-41
3.4.1 対象建築物の概要	3-41
3.4.2 システム同定の概要	3-41
3.4.3 振動特性の同定結果	3-42
3.5 各種建築物の同定結果の傾向について	3-51
3.6 まとめ	3-55
4. 強震観測記録に基づく超高層建築物の地震応答の評価	
4.1 はじめに	4-1
4.2 解析対象建築物と解析方法	4-1
4.3 解析対象建築物の動的特性	4-3
4.4 解析対象建築物の入力地震動の応答スペクトル	4-5
4.5 解析対象建築物の地震応答解析結果	4-10
4.6 まとめ	4-38

5. 超高層事務所建築物の管理者・居住者へのアンケート調査	
5.1 はじめに	5-1
5.2 施設管理者向けのアンケート	5-2
5.2.1 建築物の被災状況	5-2
5.2.2 地震発生時の施設の対応	5-4
5.3 居住者（施設職員）向けのアンケート	5-7
5.4 まとめ	5-14
6. まとめ	6-1

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく 建築物の地震時挙動の分析

飯場正紀¹⁾、大川 出¹⁾、斉藤大樹²⁾、森田高市²⁾、長谷川隆³⁾

概要

独立行政法人建築研究所（以下、建築研究所）では建築物の強震観測を 1957 年以来行ってきた。その目的は、地震時の建築物の挙動を観測によって定量的に把握することで、建築物の耐震設計法の改良に寄与することである。

わが国の超高層建築物は 1960 年代後半から建設が始まったが、建築研究所が超高層建築物を対象に本格的に強震観測を始めたのは 1995 年兵庫県南部地震以後のことである。また、免震建築物についても、1995 年兵庫県南部地震後、免震建築物の建設が急激に増加したことから免震化された公共建築物を対象に強震観測を開始している。

このような状況の中、2011 年東北地方太平洋沖地震が発生し、本震およびその余震において観測建築物で多数の地震記録が得られた。観測記録が得られたのは、超高層建築物では、宮城県、東京都、埼玉県、神奈川県および大阪府の庁舎及び集合住宅の計 9 棟であり、免震建築物では、全国で計 6 棟である。この地震では、東北地方や関東地方の広い範囲で震度 6 強以上の地震動が観測された。関東平野や大阪平野、濃尾平野などでは、長周期成分が長時間にわたって継続する長周期地震動が観測され、超高層建物が長時間にわたって大きな振幅で揺れる現象が見られた。一方、免震構造を採用した建築物の多くでは、室内の揺れが大きく低減され、地震後も通常の生活を継続することができた。

本報告書では、本震の観測記録を分析することで建築物の動特性の変化を分析した。また、設計で用いられる解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、観測値と比較することで解析の妥当性を検証した。さらに、建築物の管理者や居住者を対象に地震による被害状況や居住者の行動等についてアンケート調査を行い、観測された揺れの大きさとの関係を考察した。

-
- 1) 建築研究所構造研究グループ主席研究監
 - 2) 建築研究所国際地震工学センター上席研究員
 - 3) 建築研究所構造研究グループ主任研究員

Study on the Behavior of Buildings based on the Strong Motion Records
observed at the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

Masanori Iiba¹⁾, Izuru Okawa¹⁾, Taiki Saito²⁾, Koichi Morita²⁾, Takashi Hasegawa³⁾

Abstract

Building Research Institute (BRI) has been conducting strong motion observation for buildings since 1957 to improve the seismic design method based on the real behavior of buildings during earthquakes. Observation of high-rise buildings and seismically isolated buildings has started after the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake.

At the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake on March 11, 2011, strong motion records were collected at 54 stations located from Hokkaido to Kansai area in Japan including 9 high-rise buildings and 6 seismically isolated buildings.

This report summarizes the study base on the observation records of buildings obtained at the main shock of the 2011 Great East Japan Earthquake. Firstly, vibration characteristics of buildings during the main shock were examined using a system identification method. Secondly, seismic response analysis of high-rise buildings was carried out and results were compared with observation records to examine the validity of the analytical models. At the last, a questionnaire survey was conducted for residents of the high-rise buildings on the behavior and feeling of residents and damage to the contents in a room to find a relationship between the answers from the survey and intensity of shaking.

1) Senior Research Fellow, Structural Engineering Department, Building Research Institute

2) Chief Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering,
Building Research Institute

3) Senior Research Engineer, Structural Engineering Department, Building Research Institute

1. はじめに

独立行政法人建築研究所（以下、建築研究所）の強震観測は50年を超える歴史をもつが、観測の対象は主として建築物である。建築物は規模、構造、材料また立地環境など多様な条件の上に成り立っている。わが国の建築物に課せられる最も重要な性能の一つである耐震性については、地震時の挙動を観測によって定量的に把握することが重要である。それらの観測データの分析を通して、構造解析手法や設計法の検証や改良が行われる。

よく知られた強震記録として、古くは昭和39年（1964年）新潟地震における川岸町での液状化した地盤上で傾斜した4階建てアパートの記録、昭和53年（1978年）宮城県沖地震における大学校舎建物9階での1Gを超える記録、平成5年（1993年）釧路沖地震での釧路地方気象台敷地内で地盤上で大加速度記録などがあり、その後は、平成6年（1994年）三陸はるか沖地震、平成7年（1995年）兵庫県南部地震、平成12年（2000年）鳥取県西部地震、平成15年（2003年）新潟県中越地震、同年紀伊半島沖地震とその余震、平成19年（2007年）新潟県中越沖地震、平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震での記録、などがある。

わが国の超高層建築物は1960年代後半から建設が始まったが、建築研究所が当初観測の対象にしていたのは、高さが60mをわずかに超える程度の比較的低いクラスの超高層建築物であった。本格的な超高層建築物への地震計設置による強震観測を開始したのは1995年兵庫県南部地震以後のことである。

一方、免震建築物については、1995年兵庫県南部地震後、国内では同種建築物の建設が急激に増加し、建築研究所でも主に免震化された公共建物へ地震計の設置を開始した。

このような状況の中、2011年東北地方太平洋沖地震およびその余震においてこれらの建築物で多数の地震記録が得られた。このうち、超高層建築物では庁舎や集合住宅など計9棟において、免震建築物では庁舎などの公共建物6棟において、観測記録が得られた。

本報告書では、これらの建築物を対象に観測記録を用いた各建物の動特性の評価及び、同観測建物の解析モデルによる地震応答解析を実施し、上層階での観測値との比較を行った。また、建築物の管理者や居住者を対象に地震による被害状況や居住者の行動等についてのアンケート調査の結果をまとめた。

2. 長周期地震動特性について

2.1 被災地周辺での地震動特性

東北地方太平洋沖地震における本震の長周期地震動特性について、被災地（宮城、岩手、福島など）、首都圏、それ以外の大都市圏のそれぞれについて、強震記録に基づき検討した。

本地震の観測では、大振幅を記録した地点の地理的範囲が広く、いずれの地点の記録にも共通して継続時間が非常に長いことが認められる。これは、規模が大きく破壊が広域に及び、断層破壊が完了するまでに長い時間を要したことによるものと見られている。

観測地震動については、防災科学技術研究のK-NET、KiK-netをはじめとして、気象庁、大学、自治体などの観測実施機関により、膨大な観測記録が得られ公表されているが、建築研究所による強震観測では、主として建築物を対象に観測を行っており、やはり多数の大振幅強震記録を得ている。

2.2 被災地域における長周期地震動

被災地域では、地震動による被害と沿岸地方における津波被害があり、特に沿岸地域の建築物については津波による被害が支配的であり、同地域での地震動被害については、よく分かっていない。

被災地域の宮城県を中心とする東北地域の代表的な観測記録の5%減衰擬似速度応答スペクトルを図2.2-1に示す。同図は地盤上のK-NET観測点について示したものである。長周期成分の卓越をみるため周期10秒程度までの応答スペクトルを重ね書きしているが、K-NET観測記録は地盤上の記録で、周期2秒以下で200cm/sを上回る地点がある。ただし、周期4秒よりも長い周期域では、特段大きなレベルではない。

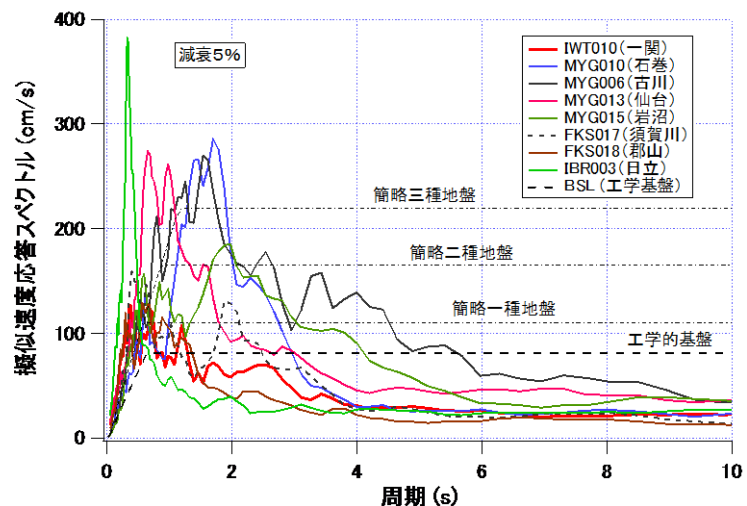


図 2.2-1 被災地の K-NET 観測点での擬似速度応答スペクトル

図 2.2-2 は建築研究所が実施する、建物の強震観測記録のうち、東北地方の中心都市における建物1階、地下階あるいは地表位置での観測記録の擬似速度応答スペクトル（減衰 5%）の比較である。仙台や八戸、秋田、宮古、いわきなどの記録の長周期成分のレベルを見たものであるが、仙台やいわきなどは周期 2~3 秒の地震動スペクトルレベルが告示スペクトルを少し上回った程度であるが、地震動レベルは比較的大きい。しかしながら、周期 4 秒以上では、それほど大きくなく、距離が遠い新潟地点の方がかえってスペクトルレベルが上回るほどである。地震規模（ M_w ）が 9.0 と大きく、その分長周期成分が卓越することが予想されたが、これらの地点では長周期成分の大きな増幅はみられない。擬似速度応答スペクトルだけでなく、累積塑性変形など、長継続時間や非線形応答への影響の程度をみるため、エネルギースペクトル（減衰 10%）についても同じ地震動を図 2.2-3 で比較した。

エネルギースペクトルの比較の基準として、告示スペクトル(工学的基盤)に適合する継続時間 120 秒、ランダム位相の模擬地震動 10 波によるエネルギースペクトル平均値を図中に加えて各観測点でのエネルギースペクトルと比較した。ここでも周期 4 秒程度以上においては、新潟の記録が大きくなっており、その他の観測点における地震動のエネルギースペクトルレベルはそれほど大きくないことがわかる。

さらに本震による揺れの継続時間が非常に長いのが、今回の地震の特徴となっている。

長周期地震動の場合には、特定の卓越周期成分が支配的で選択性の高い、いわゆる後揺れが長時間続くことが特徴であることが多いが、今回の地震の記録では、震源域が広く、震源の破壊が完了するまでの時間が長かったため、短周期成分も長く継続しており、長周期まで含めた広い周期帯域で、同等な地震動レベルとなっているのが特徴である。

1978 年 6 月の宮城県沖地震で、上層階で 1G を超える加速度を記録した東北大学の校舎建物でも、今回強震記録が得られている。

図 2.2-4 に、1978 年宮城県沖地震と今回の記録の波形を比較した。今回の地震における継続時間の長さをよく理解することができる。

2.3 首都圏における長周期地震動

図 2.3-1 は、東京都北部から埼玉県での地震動スペクトルを比較したものであるが、擬似速度応答スペクト

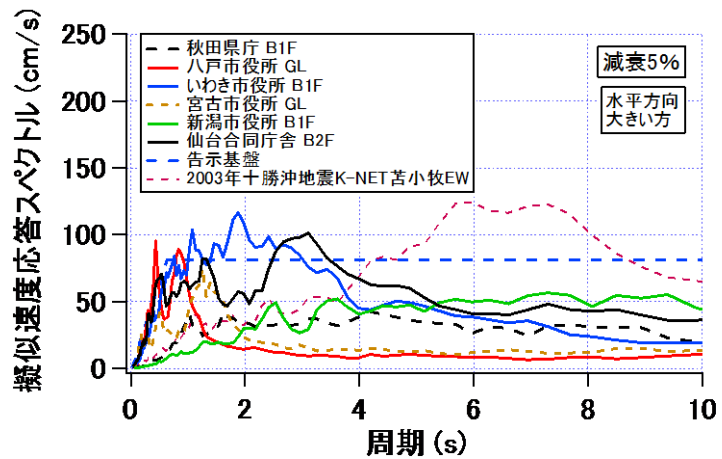


図 2.2-2 被災地の BRI 観測点での擬似速度応答スペクトル

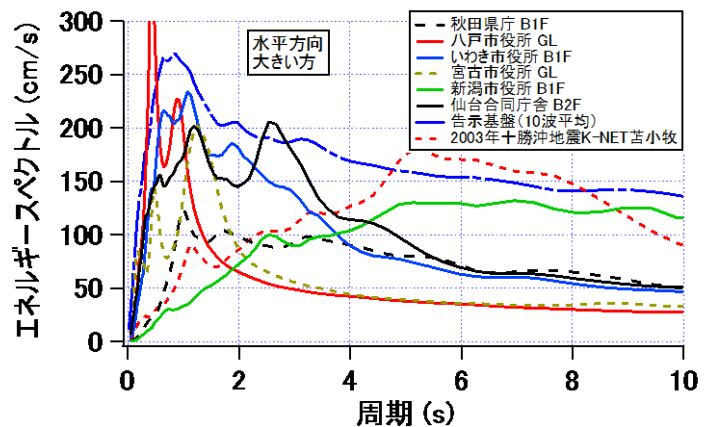


図 2.2-3 被災地の BRI 観測点でのエネルギースペクトル

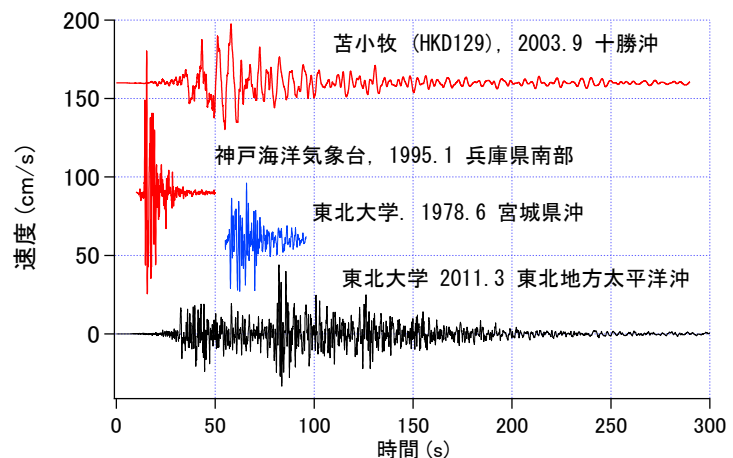


図 2.2-4 主要地震動の時刻歴の時間長さの比較

ルでは周期 6~8 秒の成分がやや卓越していることがわかる。しかし、スペクトルレベルとしては大きいところでもせいぜい 80kine であり、この入力により過大な建物応答を生じるレベルではない。また、同様に図 2.3-2 に同じ記録のエネルギー Spektral を示したが、前掲の告示波平均レベルを下まわっている。なお、図 2.3-1、2.3-2 には 2003 年 9 月の十勝沖地震の K-NET 苫小牧での東西成分の Spektral も加えてあるが、同記録はこの周期帯域では比較的大きいレベルであったことがわかる。

東京東部から千葉、湾岸における同様の地震動 Spektral レベルは、図 2.3-3、図 2.3-4 に示した。擬似速度応答、エネルギー両 Spektral について、市川地点で周期 3.5 秒と 6~8 秒あたりでやや大きくなっているが、それ以外の地点では、告示 Spektral レベルのほぼ半分程度である。さらに図 2.3-5、図 2.3-6 で東京山手から同西部について同様に示すが、両 Spektral 共に告示レベルの半分程度で、長周期の明瞭

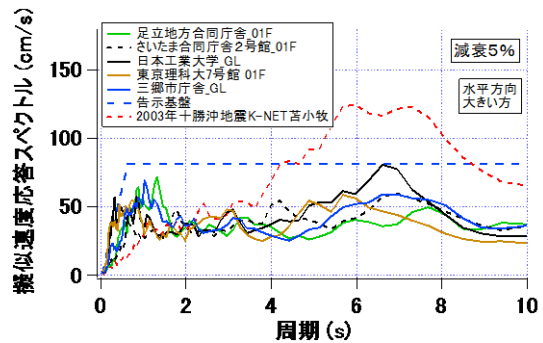


図 2.3-1 東京都北部から埼玉における擬似速度応答 Spektral の観測点間の比較

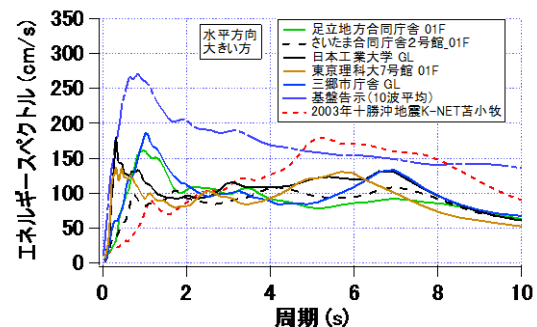


図 2.3-2 東京都北部から埼玉におけるエネルギー Spektral の観測点間の比較

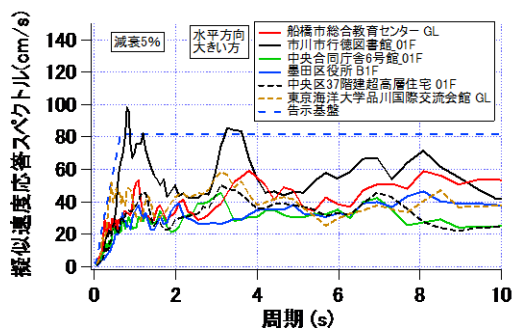


図 2.3-3 東京都東部から千葉、東京湾岸における擬似速度応答 Spektral の観測点間の比較

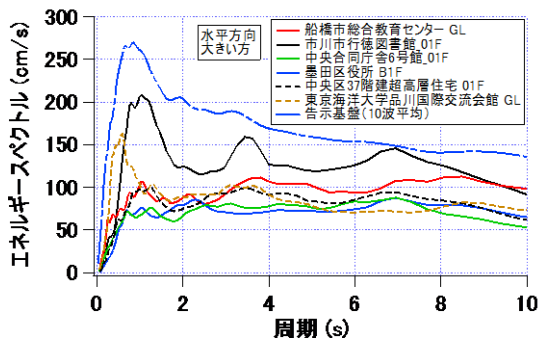


図 2.3-4 東京都東部から千葉、東京湾岸におけるエネルギー Spektral の観測点間の比較

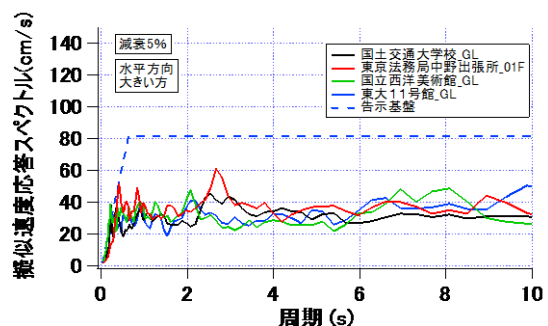


図 2.3-5 東京山手及び西部における擬似速度応答 Spektral の観測点間の比較

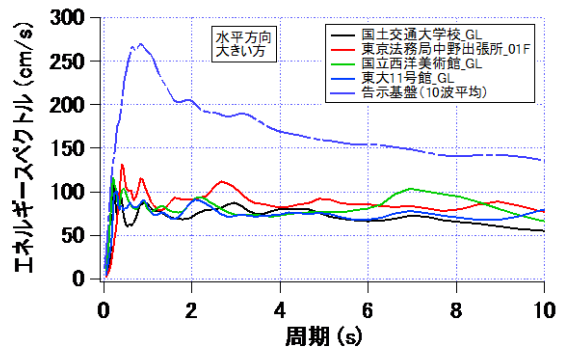


図 2.3-6 東京山手及び西部におけるエネルギー Spektral の観測点間の比較

な卓越はなくほぼ様なレベルとなっている。

2.4 各地の長周期地震動に関するまとめ

その他の地域での、長周期地震動を見てみると、2003年十勝沖地震で、長周期地震動による石油タンク火災が発生した K-NET 苫小牧地点、また大阪の湾岸地域 (KiK-net 此花など) も、長周期地震動を大きく増幅させる地点として知られている。東北地方太平洋沖地震では、大阪湾岸は震源からの距離が 750km を超えていたにもかかわらず、当地に建設された西日本最大級の超高層建築物の上層階で大きなゆれが観測され、エレベーターでの閉じ込めや防火扉、スプリンクラーの損傷など、非構造における被害が生じた。これは、深い地盤構造の増幅によって生じた継続時間が長く、特定の周期が卓越した地震動と建築物との共振現象があげられている。そのほか、新潟市、三重県四日市市、東京湾岸や横浜市、埼玉県東部の久喜市などでの今回の地震における地震動レベルを見たのが図 2.4-1 である。震源と各地点との距離により振幅の違いはあるものの、三重県四日市観測点では、周期 6 秒程度でのレベルが高くなっていることがわかる。

わが国で最も高いクラスの超高層建築物の一次固有周期が約 6 秒強である。図 2.4-1 でその周期帯域を眺めると、同じ大阪でも湾岸 (KiK-net 此花) と内陸部 (K-NET 大阪の柴島地点) とでは、その地震動レベルに非常に大きな差があることがわかる。また、大阪湾岸に加えて四日市、新潟、さらには苫小牧各観測地点での記録からも、これらの地点が長周期地震動を増幅させやすい地点であることをあらためて認識した。東京、大阪、名古屋の大都市圏では、懸念されている巨大海溝地震による長周期地震動の予測に向けて、観測データによる各地点固有の揺れやすさの程度を検証する必要がある。

首都圏 (東京) においても、それほど高レベルの長周期地震動とはなっていないものの、地域内では長周期成分の表れ方にサイト固有の性質が現れていると考えられ、設計実務においてもそれらの性質を考慮することが必要である。

最初に示したように、大規模地震では強いレベルの長周期の地震動が震源に生じる。その地震動が四方へ伝播するが、長周期地震動は、短周期のものに比べて相対的に減衰しないで遠くまで到達する。

対象構造物直下の深い地盤面に届いた長周期成分を多く含む地震動は、地盤に入射し地表の構造物に届く過程で地盤の増幅作用を受け、構造物に作用するまでに地盤の卓越周期成分を多く含む地震動となって、構造物に入射すると考えられる。仮に地盤の卓越周期が構造物の固有周期に近いと共振状態に近い状況が生まれることになる。

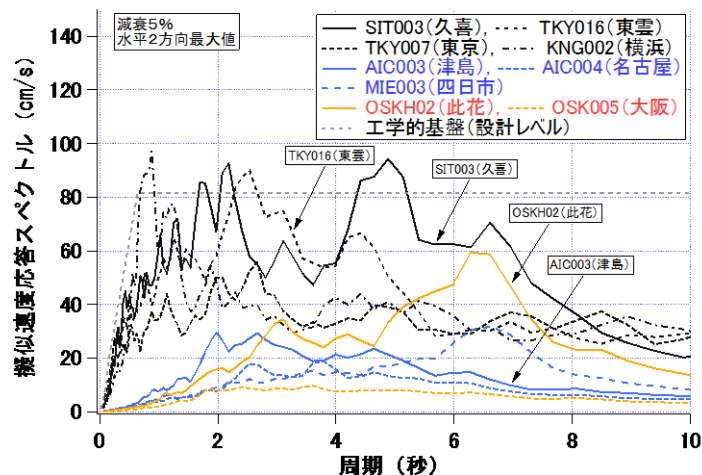


図 2.4-1 被災地以外での主要観測地点における擬似速度応答スペクトルの比較

3. 強震観測記録に基づく建築物の振動特性の評価

3.1 はじめに

独立行政法人建築研究所では、建築物の耐震安全性の向上に関する研究活動の一環として、全国74カ所に強震計を設置し、観測を行っており、東北地方太平洋沖地震では多くの貴重な記録が得られた。本報告では、超高層建築物・免震建築物・中低層一般建築物で得られた強震記録を用いて、一般的に建築物全体系の健全性指標として用いられる建築物の振動特性である固有振動数と減衰定数の評価を行う。固有振動数と減衰定数が、東北地方太平洋沖地震の最中とその前後に、どのように変化したかを明らかにする。

3.2 超高層建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震などにおける建築物内の強震観測記録を用いて、超高層建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、部分空間法のひとつであるN4SID法(Numerical algorithm for Subspace based State-Space System Identification method)³⁻¹⁾である。

なお、強震観測に用いられる加速度計は観測対象建築物の軸に合わせて設置しているため、加速度計の設置方位は観測地点ごとに異なり、必ずしも東西、南北とは一致しない。このため、計測方向は、水平成分の場合は方位を北から東回りの角度(単位は度)として3桁の数値で表記している。例えば、北は“000”、東は“090”、南は“180”、西は“270”となる。いずれも、その方向に加速度が生じたとき正の値が記録される。以下の図中に現れる”074方向”などの表記は計測方向を表している。(3.3と3.4も同様)

3.2.1 対象建築物

同定の対象としたのは、独立行政法人建築研究所が観測している超高層建築物10棟である。概要を表3.2-1に示す。

表 3.2-1 対象建築物

名称	所在地	Δ (km)	I_{JMA}	階数			構造形式
				地上	地下	塔屋	
建物 A	宮城県	175	5.2	15 階	2 階	2 階	鉄骨造ラーメン構造
建物 B	埼玉県	378	4.4	26 階	3 階	2 階	極軟鋼制振鋼壁付き鉄骨ラーメン構造
建物 C	東京都	380	4.3	19 階	2 階	1 階	鉄骨ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 D	東京都	386	4.2	21 階	4 階	1 階	極軟鋼制振鋼壁および粘性体制震壁付き鉄骨ラーメン構造
建物 E	東京都	386	4.4	20 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 F	東京都	386	4.4	20 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 G	神奈川県	412	^{#1}	23 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 H	大阪府	759	2.9	15 階	3 階	3 階	鉄骨ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 I	大阪府	770	3.0	52 階	3 階	3 階	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 J	東京都	385	4.4	37 階	1 階	0 階	鉄筋コンクリート造ラーメン構造

注) Δ : 震央距離, I_{JMA} : 計測震度(3成分の加速度記録から気象庁の方法で算出)

^{#1} N303°E(H2)成分欠測のため、算出せず。

*建物 D および J は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

3.2.2 システム同定の概要

入力（地下階または 1 階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法³⁻¹⁾によるパラメータ同定を行う。

システムの次数（モデル次数）が n_{states} である n_{in} 入力 n_{out} 出力モデルの離散時間システムの状態空間表現は、次式で与えられる。

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k$$

但し、 $\mathbf{x}_k \in \mathcal{R}^{n_{states}}$ は状態ベクトル、 $\mathbf{u}_k \in \mathcal{R}^{n_{in}}$ 及び $\mathbf{y}_k \in \mathcal{R}^{n_{out}}$ は入出力ベクトル、

$\mathbf{A} \in \mathcal{R}^{n_{states} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{B} \in \mathcal{R}^{n_{states} \times n_{in}}$ 、 $\mathbf{C} \in \mathcal{R}^{n_{out} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{D} \in \mathcal{R}^{n_{out} \times n_{in}}$ は定数行列。

入力信号 \mathbf{u}_k 及び出力信号 \mathbf{y}_k から、システム特性行列 \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} , \mathbf{D} を推定する。得られた行列 \mathbf{A} の固有値問題を解くことにより、伝達関数の極 p_j から次式により j 次の固有振動数 f_j と減衰定数 h_j を推定する。

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log|_z p_j|)^2 + (\arg_z p_j)^2}}{2\pi\Delta t}$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t}$$

モデル次数に関しては、次数を 20 から 60 に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

3.2.3 振動特性の同定結果

(1) 建物 A

建物 A は宮城県に建設された 17 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパ等は設置されていない。

図 3.2-1(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-1(b)に東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (15F/B2F) を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.6Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-1(c)と図 3.2-1(d)に示す。入力層の最大加速度は 150gal 程度であるが、1 次振動数と 2 次振動数はほぼ一定の値をとっており、地震の最中に固有振動数はほとんど変化していないことが分かる。減衰定数については、ばらつきがあるものの、地震動のレベルが大きくなるにつれて、減衰が大きくなり、主要動を過ぎると減衰が低く安定する傾向が見られる。

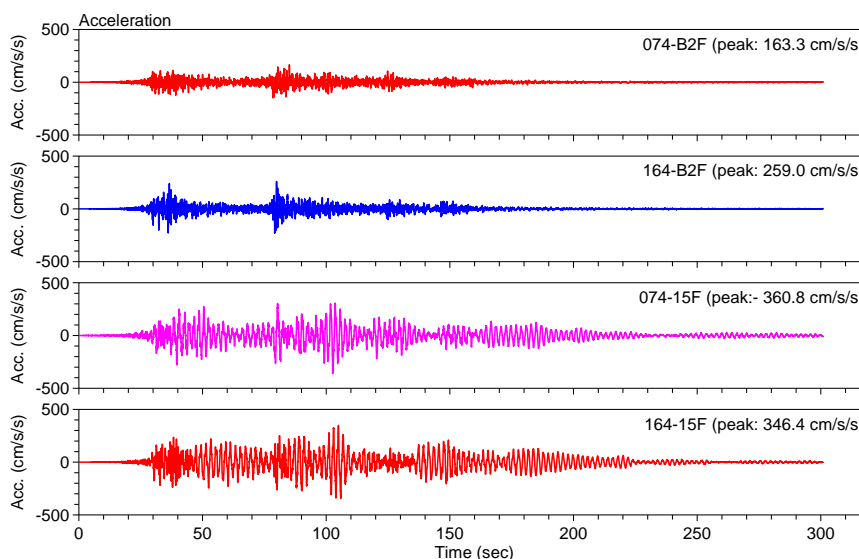


図 3.2-1(a) B2F と 15F の加速度記録

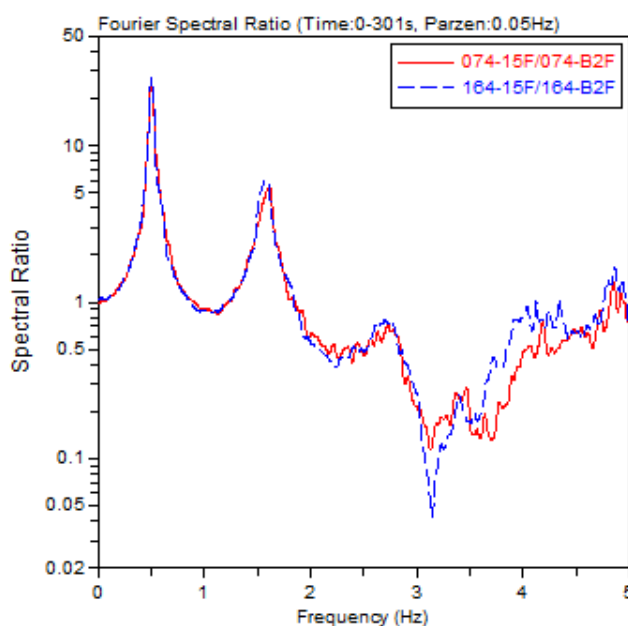


図 3.2-1(b) フーリエスペクトル比 (15F/B2F)

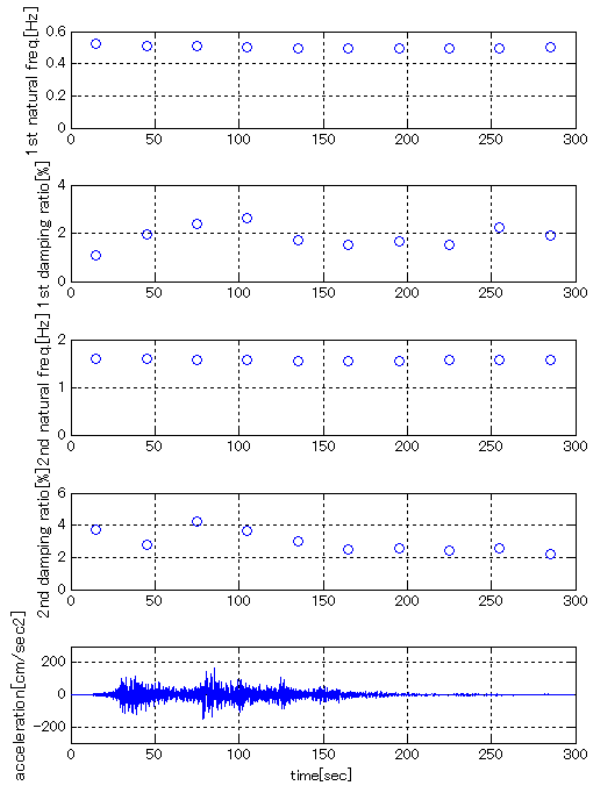


図 3.2-1(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(074 方向)

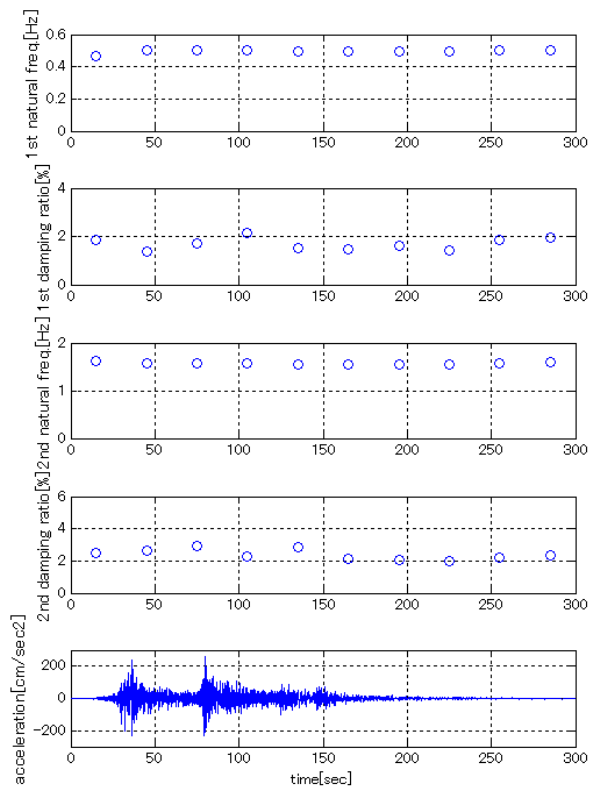


図 3.2-1(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(164 方向)

(2) 建物 B

建物 B は埼玉県に建設された 26 階建ての鉄骨造建築物で、建築物に履歴型ダンパーが設置されている。

図 3.2-2(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-2(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B3F) を示す。0.4Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.1Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-2(c)と図 3.2-2(d)に示す。1 次振動数と 2 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、主要動付近で 5-10%程度に上昇する傾向が見られる。これは、履歴型ダンパーが若干塑性化している影響と考えられる。

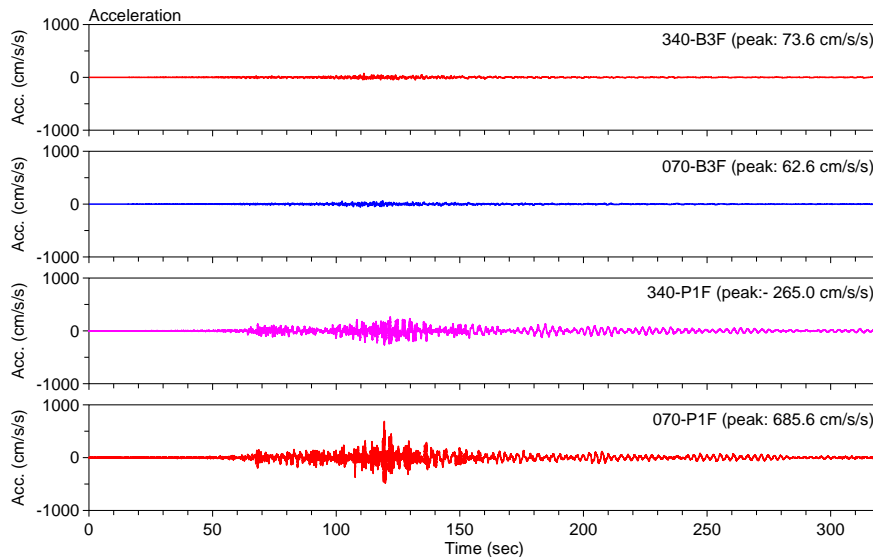


図 3.2-2(a) B3F と P1F の加速度記録

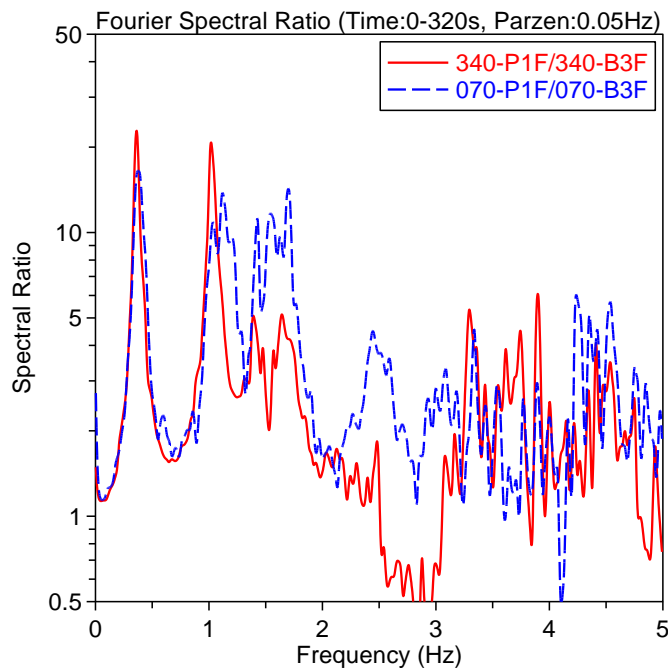


図 3.2-2(b) フーリエスペクトル比 (P1F/B3F)

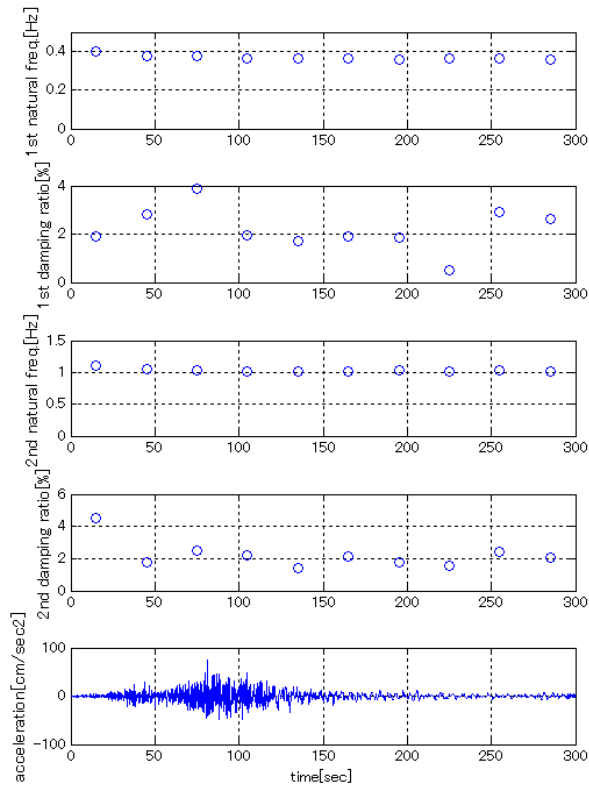


図 3.2-2(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(340 方向)

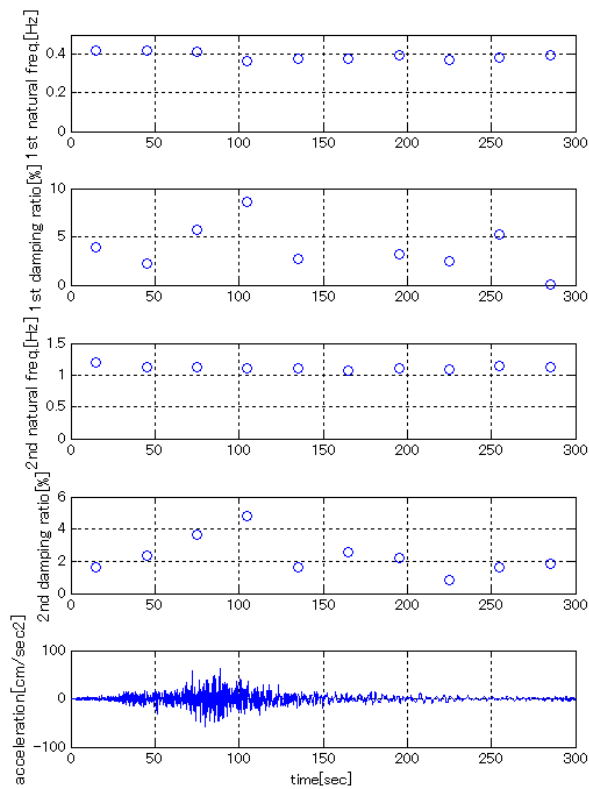


図 3.2-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(070 方向)

(3) 建物 C

建物 C は東京都に建設された 19 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-3(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-3(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.5Hz と 1.7Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-3(c)と図 3.2-3(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10-15%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-4%前後の値をとっている。

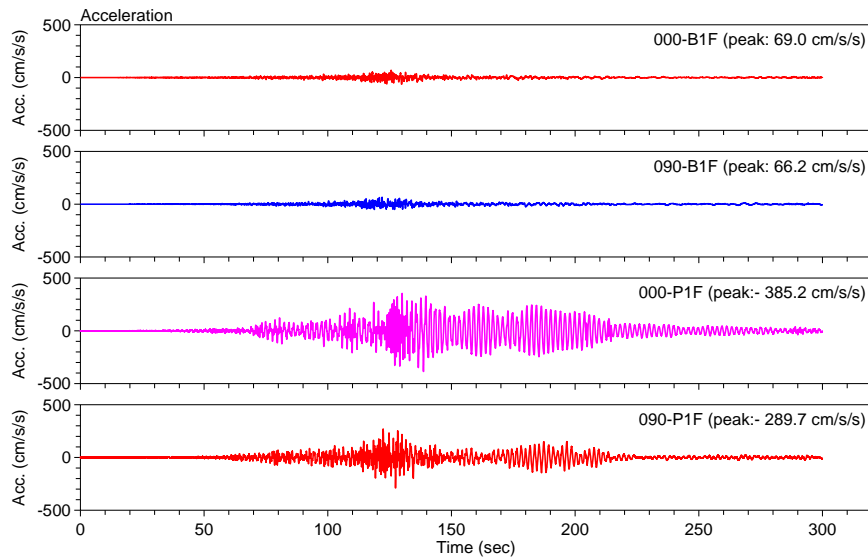


図 3.2-3(a) B1F と P1F の加速度記録

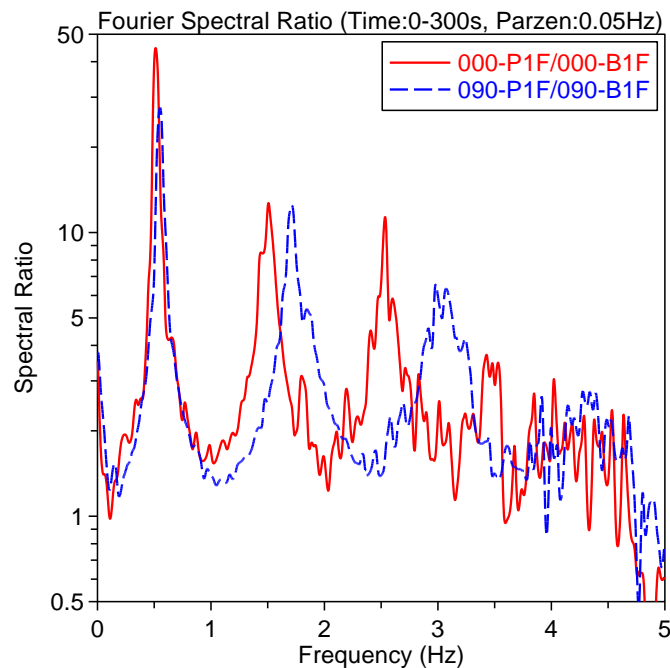


図 3.2-3(b) フーリエスペクトル比 (P1F/B1F)

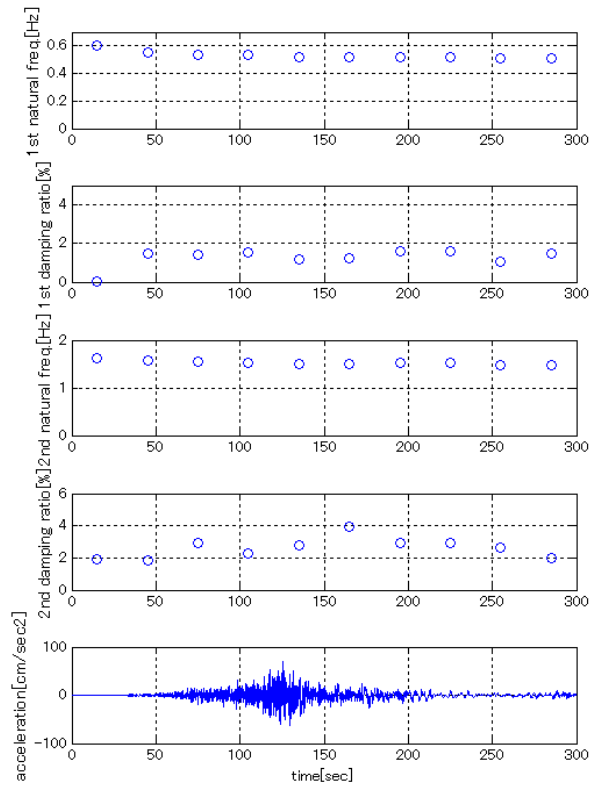


図 3.2-3(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(000 方向)

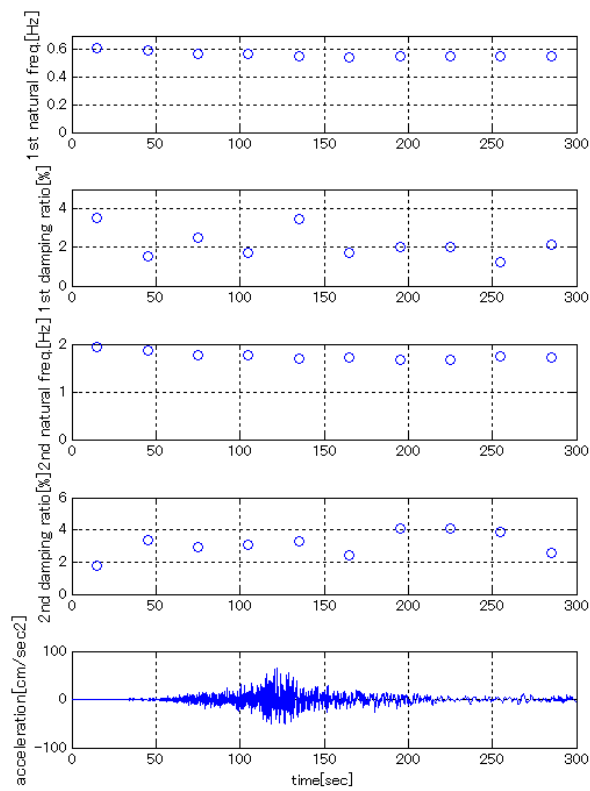


図 3.2-3(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(090 方向)

(4) 建物D

建物Dは東京都に建設された21階建ての鉄骨造建築物で、履歴型ダンパーと粘性ダンパーが設置されている。

図3.2-4(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-4(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(21F/B4F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-4(c)と図3.2-4(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて10%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅の小さい範囲では2%前後の値をとっているのに対し、振幅が増加すると減衰も4%程度に増加している。

本建築物においては、2003年5月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約360の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図3.2-4(e)～図3.2-4(f)に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5-10%程度低下していることが分かる。減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前後で、明確な変化は現れていない。最上層の最大加速度と固有振動数・減衰定数との関係を図3.2-4(g)～図3.2-4(h)に示す。図3.2-4(g)においては、1次固有振動数の明確な振幅依存性が見られ、地震の前後で振動数が5%程度低下していることが分かる。図3.2-4(h)の減衰定数は、ばらつきが大きいものの、加速度が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。また、減衰定数の振幅依存性に関しては、東北地方太平洋沖地震の前後で明確な差は見られなかった。

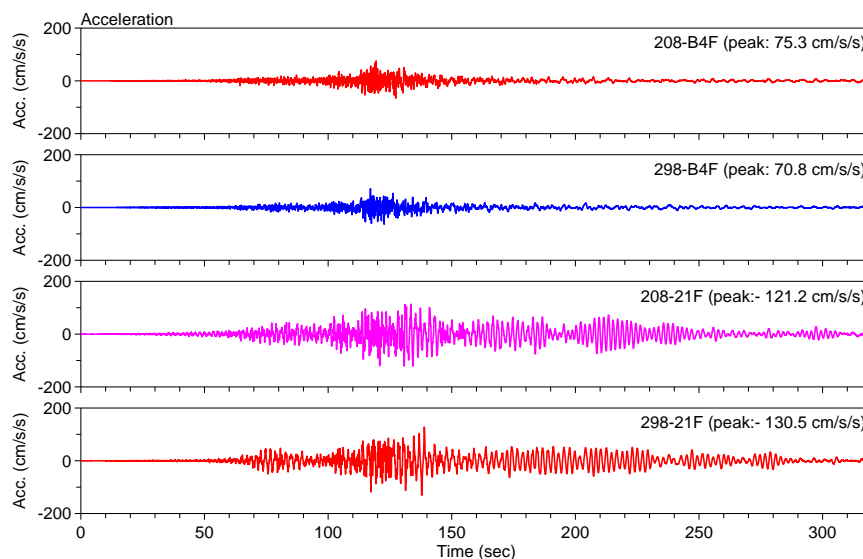


図3.2-4(a) B4Fと21Fの加速度記録

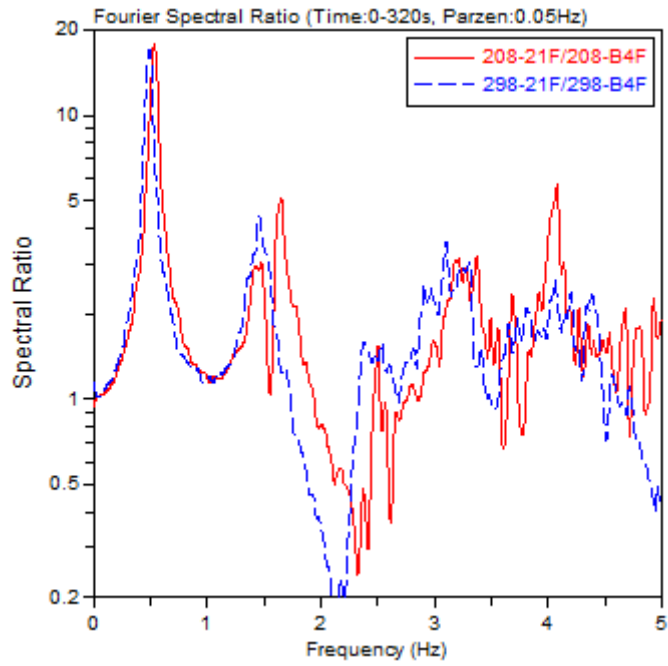


図 3.2-4(b) フーリエスペクトル比(21F/B4F)

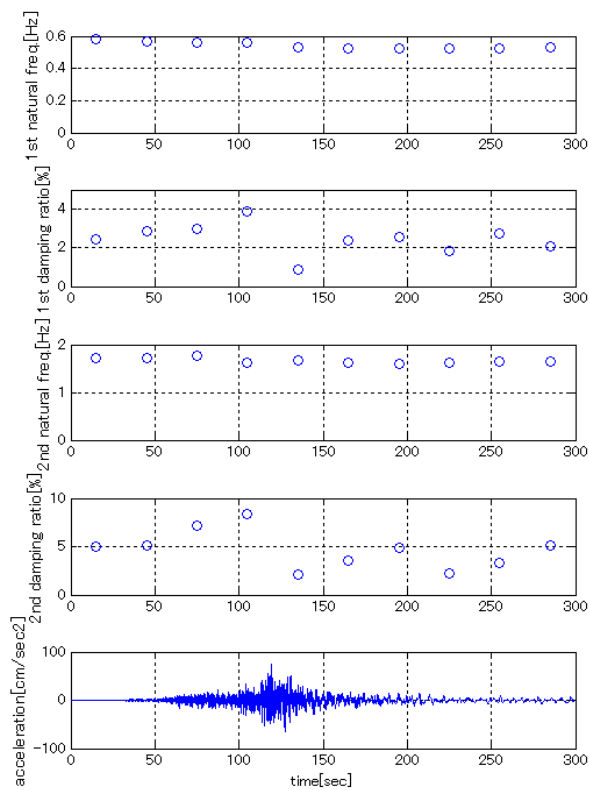


図 3.2-4(c) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(208方向)

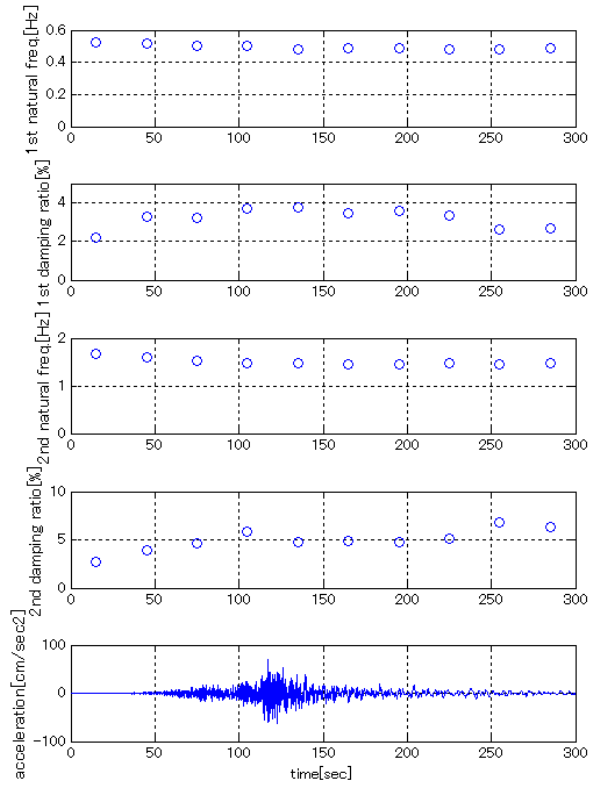


図 3. 2-4(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

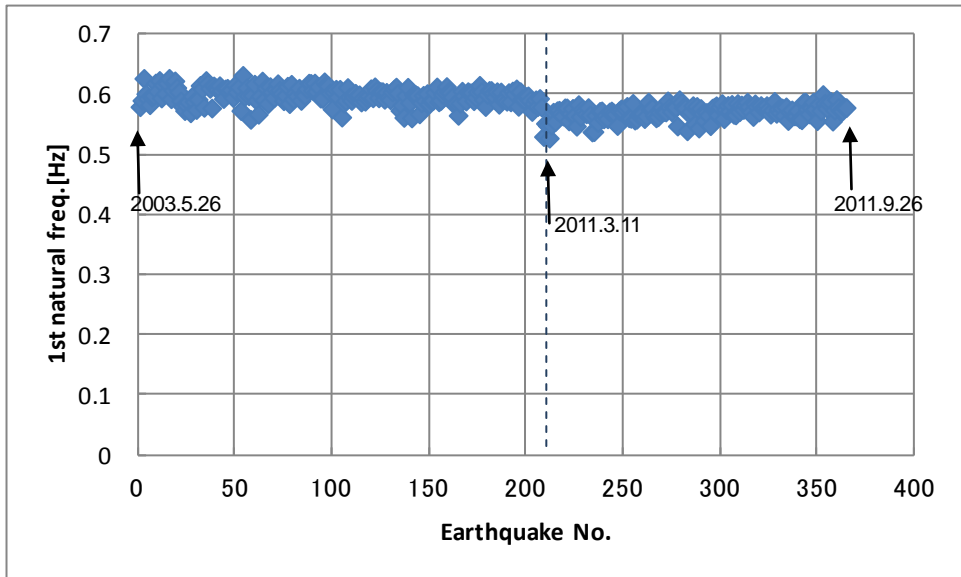


図 3. 2-4(e) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(208 方向)

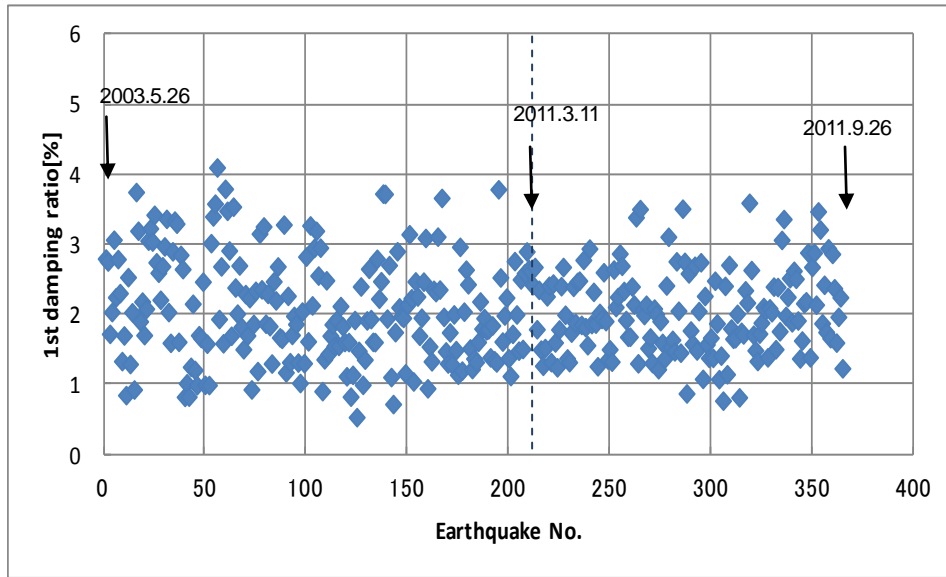


図 3. 2-4(f) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化 (208 方向)

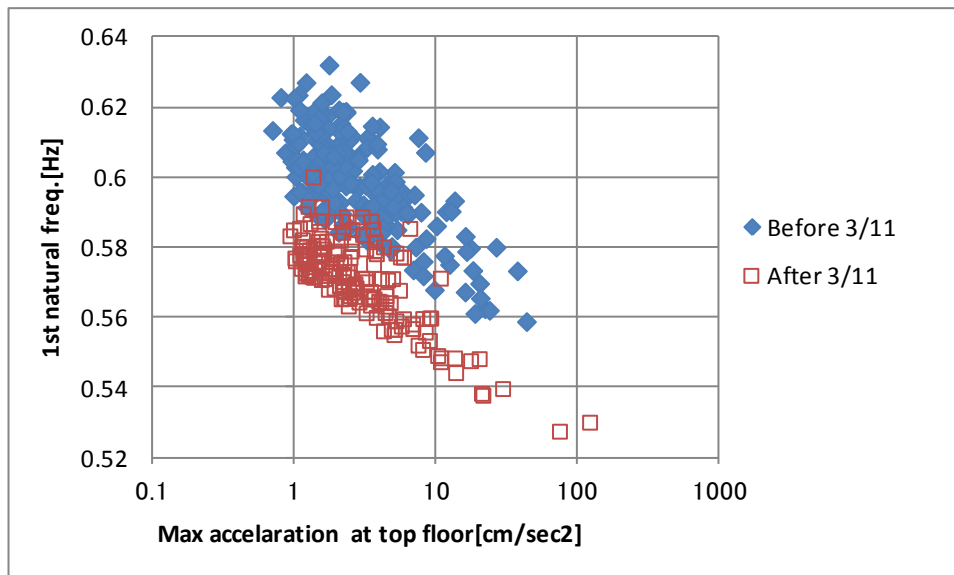


図 3. 2-4(g) 最上層の最大加速度と 1 次固有振動数の関係 (208 方向)

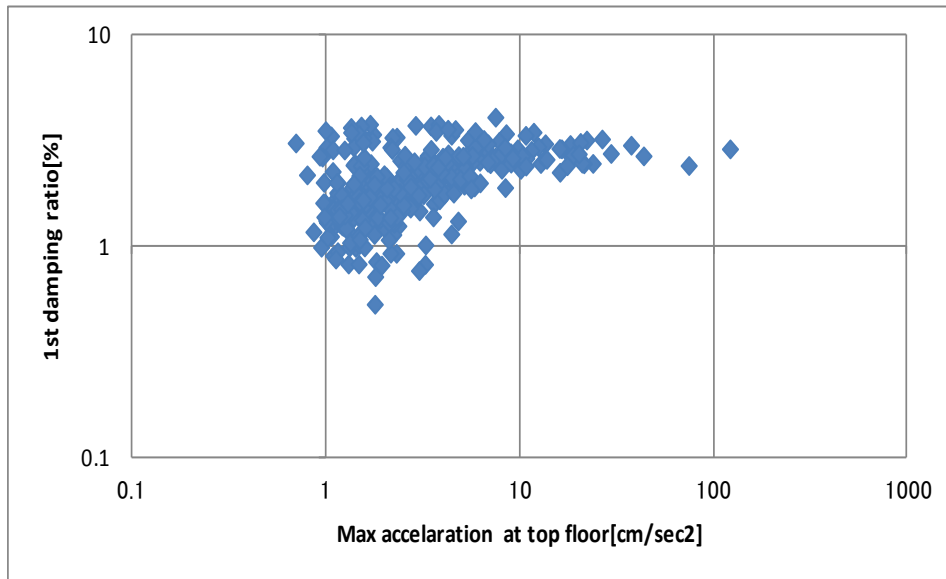


図 3.2-4 (h) 最上層の最大加速度と 1 次減衰定数の関係 (208 方向)

(5) 建物E

建物Eは東京都に建設された20階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図3.2-5(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-5(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(20F/1F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-5(c)と図3.2-5(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて10%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-4%前後の値をとっている。

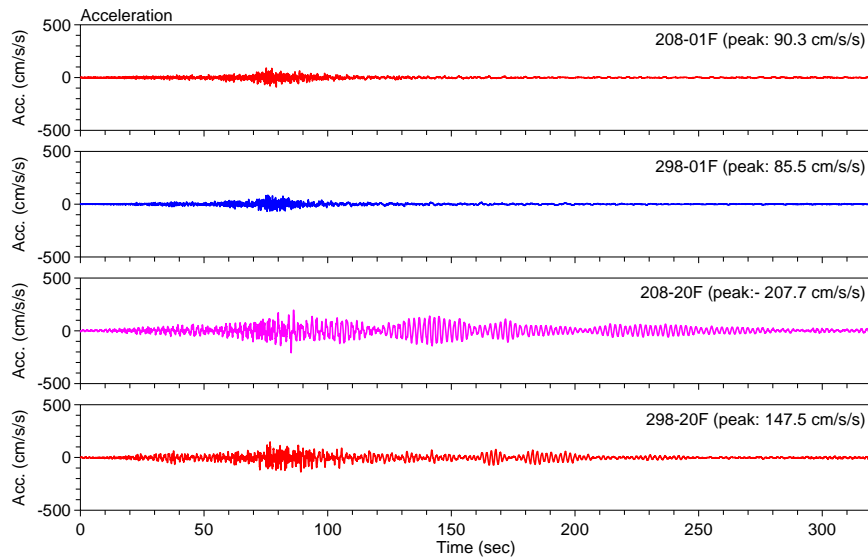


図3.2-5(a) 1Fと20Fの加速度記録

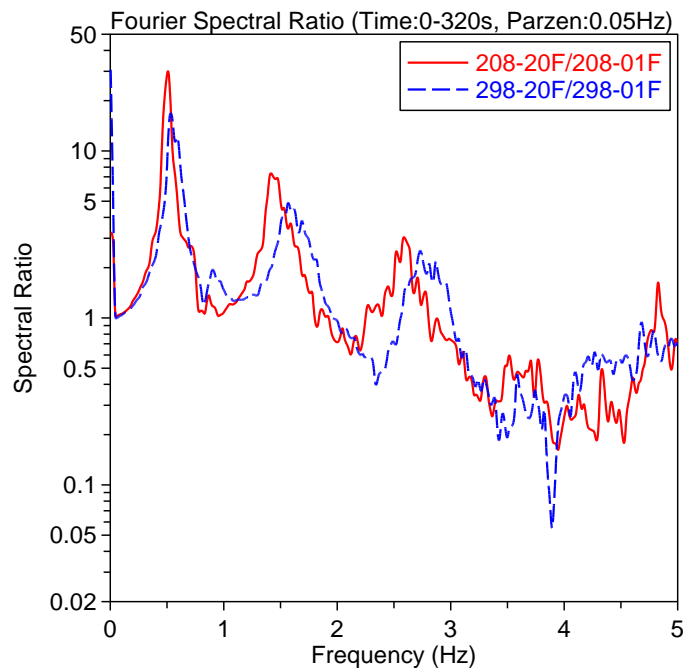


図3.2-5(b) フーリエスペクトル比(20F/1F)

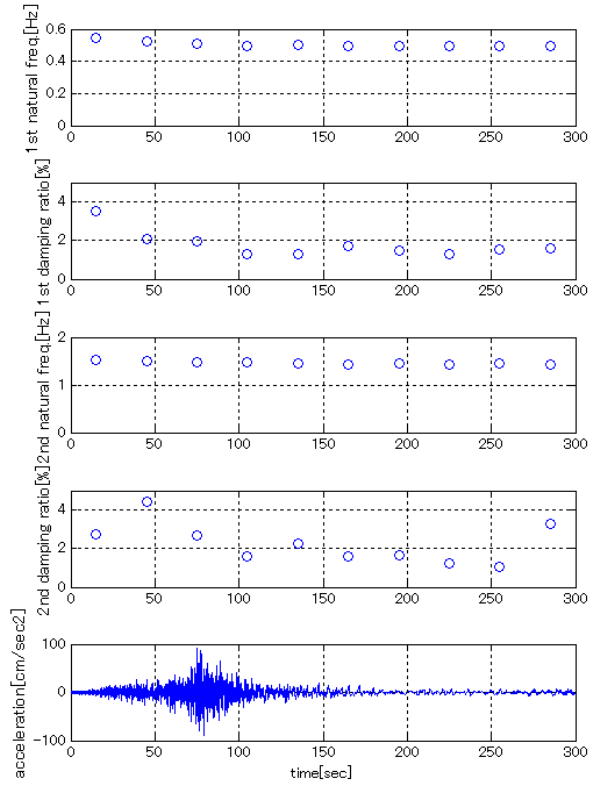


図 3.2-5(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(208 方向)

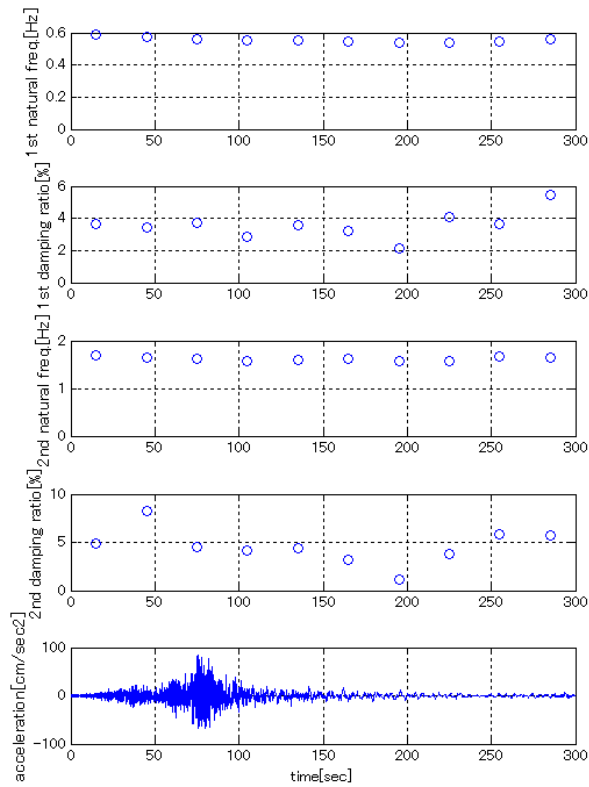


図 3.2-5(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

(6) 建物F

建物Fは東京都に建設された20階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図3.2-6(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-6(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(19F/1F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-6(c)と図3.2-6(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて5-7%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅が小さいところで2%前後の値をとり、振幅の増加とともに4%程度まで増加している。

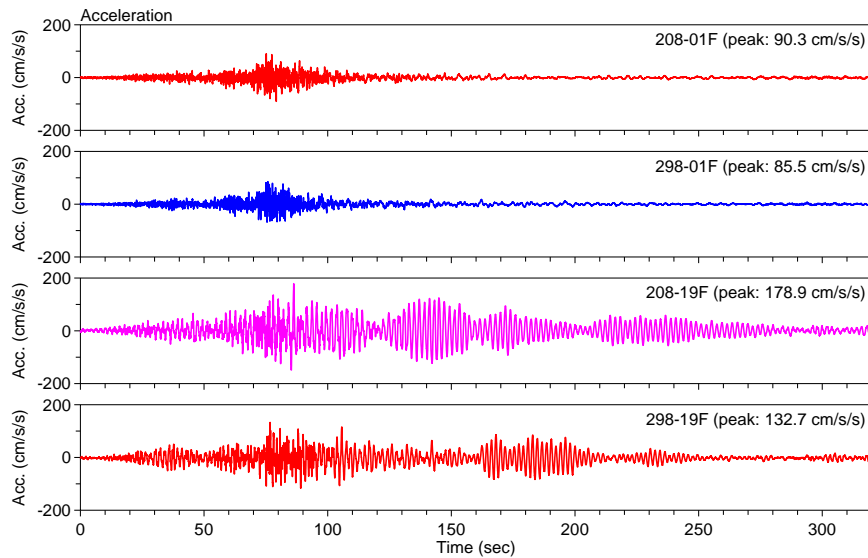


図3.2-6(a) 1Fと19Fの加速度記録

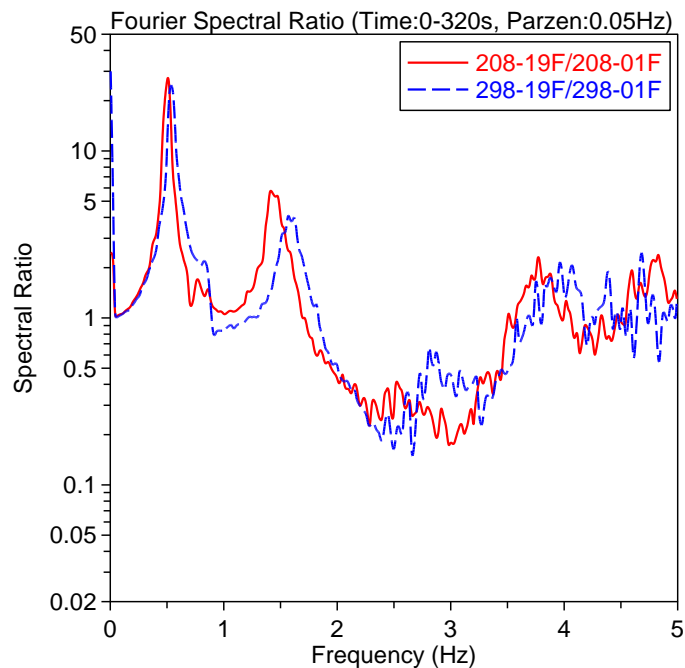


図3.2-6(b) フーリエスペクトル比(19F/1F)

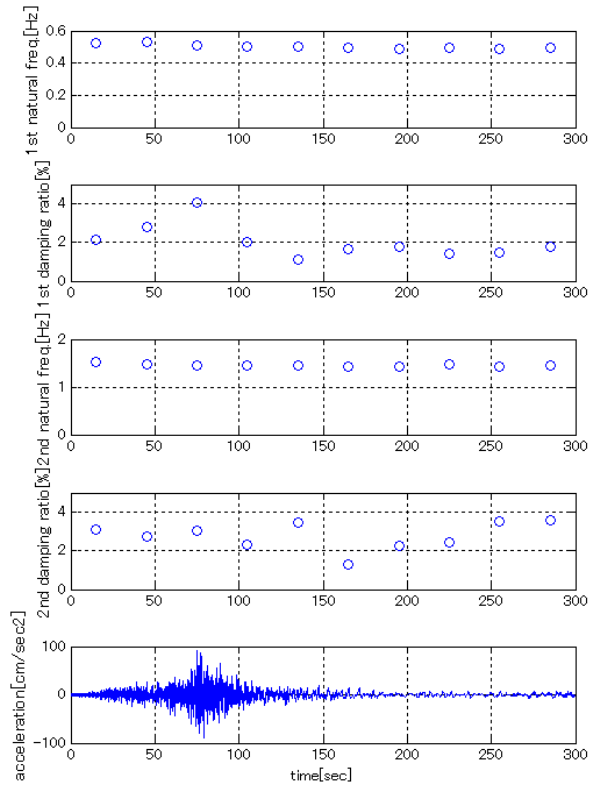


図 3.2-6(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(208 方向)

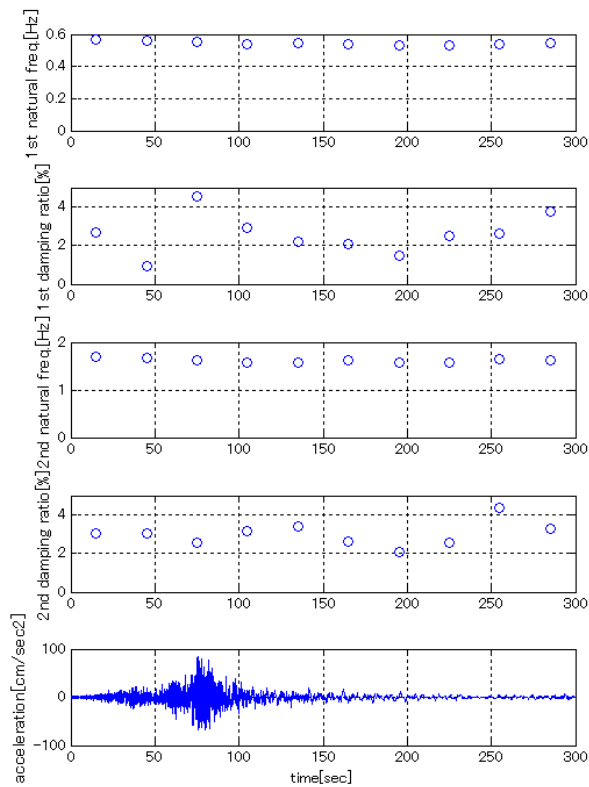


図 3.2-6(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

(7) 建物 G

建物 G は神奈川県に建設された 23 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-7(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-7(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (23F/B2F) を示す。加速度記録とスペクトル比を見ると、303 方向については、センサーの不調のため、正確な記録が得られていない。213 方向については、0.4Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.4Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-7(c)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-4%前後の値をとっている。

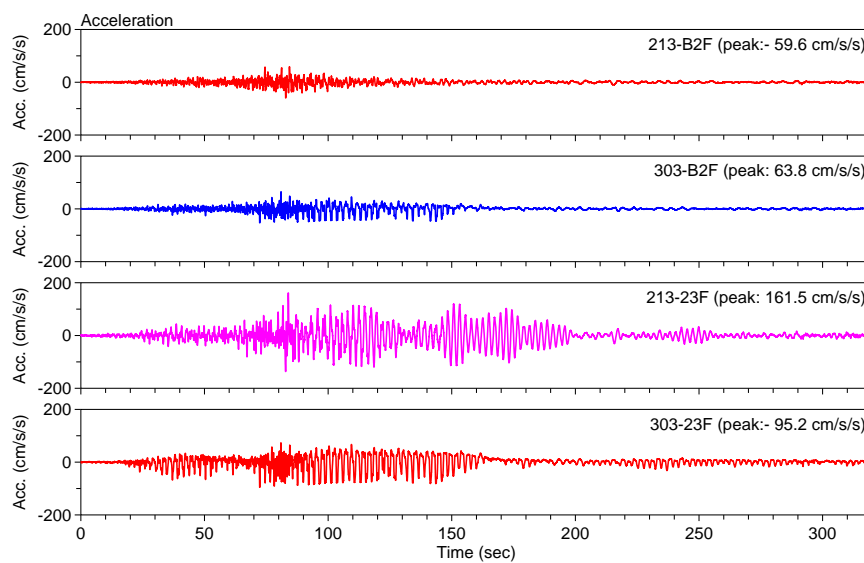


図 3.2-7(a) B2F と 23F の加速度記録

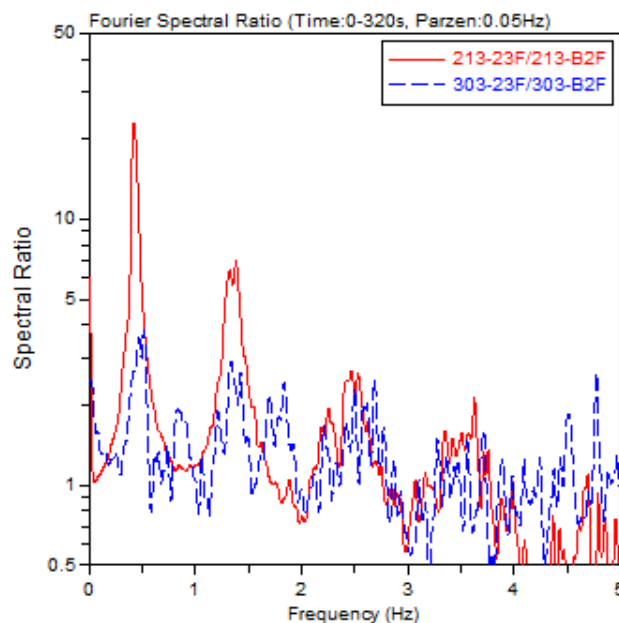


図 3.2-7(b) フーリエスペクトル比 (23F/B2F)

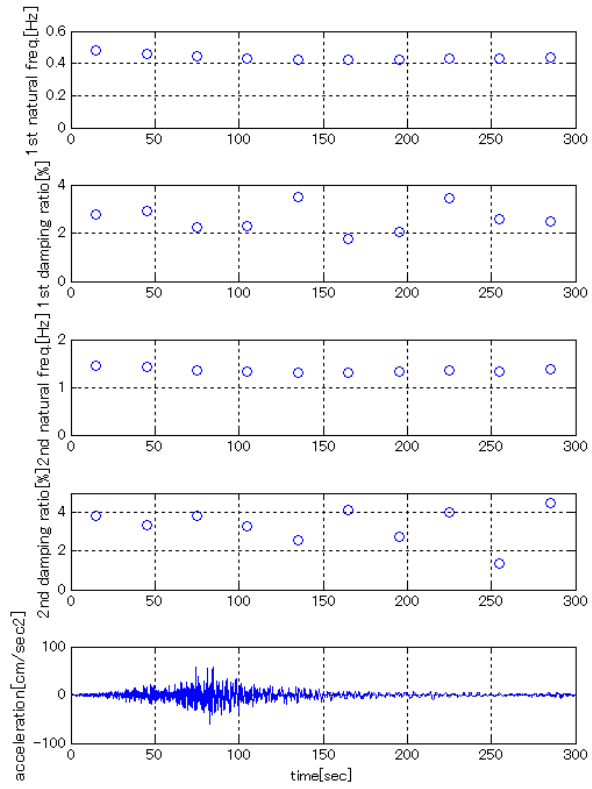


図 3.2-7(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(213 方向)

(8) 建物 H

建物 H は大阪府に建設された 15 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-8(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-8(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P3F/B3F) を示す。0.6-0.7Hz 付近に 1 次モードのピークが、2Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 15 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-8(c)と図 3.2-8(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中にほとんど変化していない。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-3%前後の値をとっている。

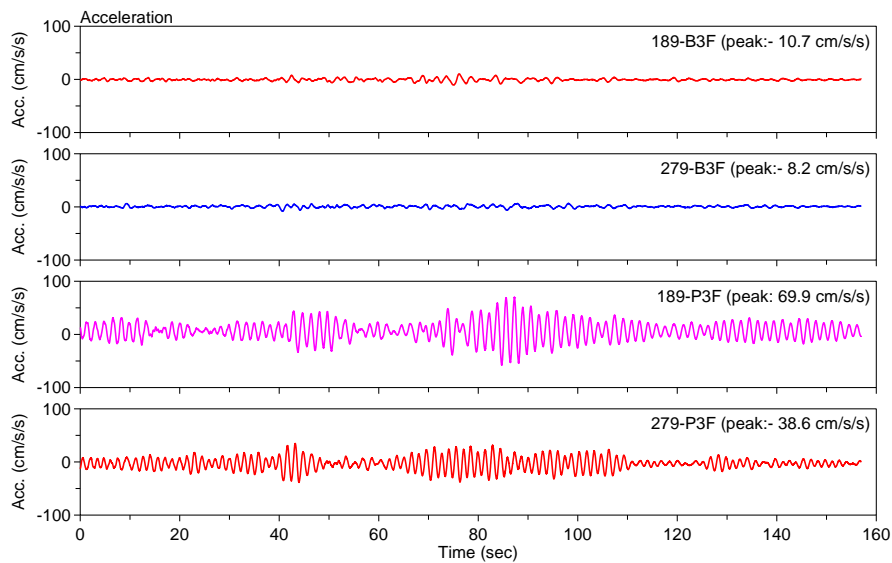


図 3.2-8(a) B3F と P3F の加速度記録

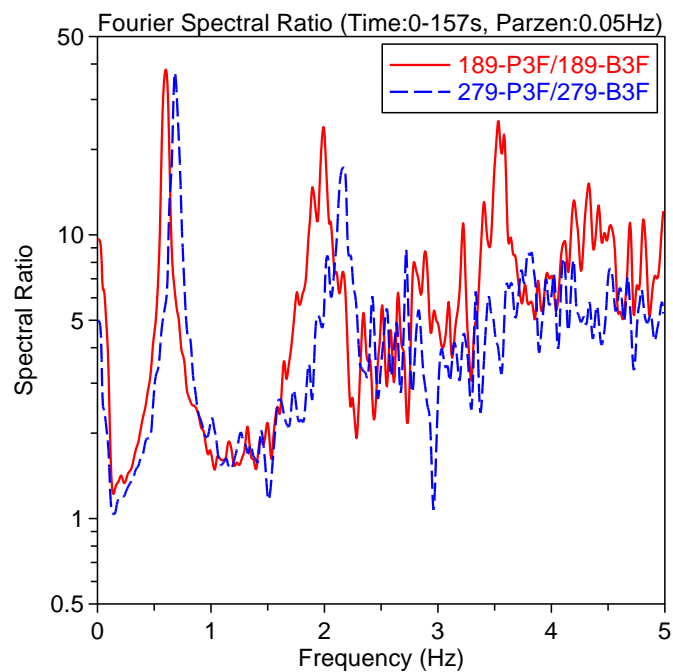


図 3.2-8(b) フーリエスペクトル比 (P3F/B3F)

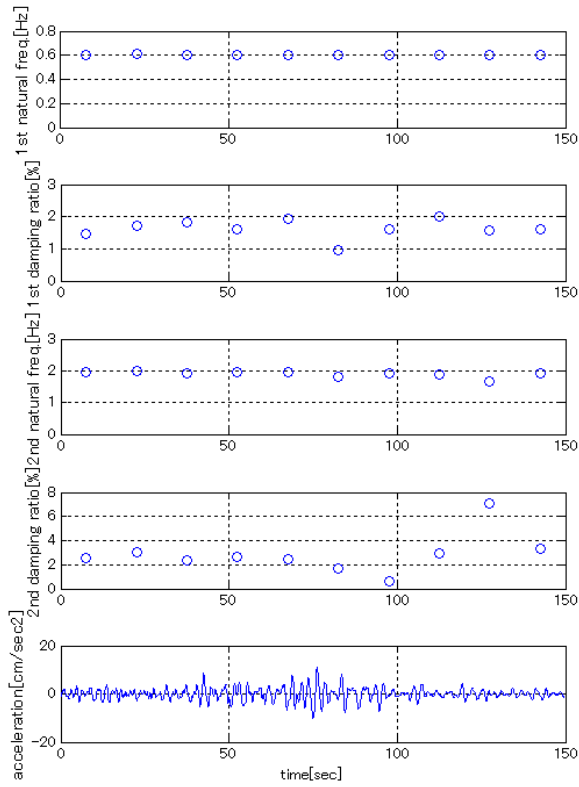


図 3.2-8(c) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(189方向)

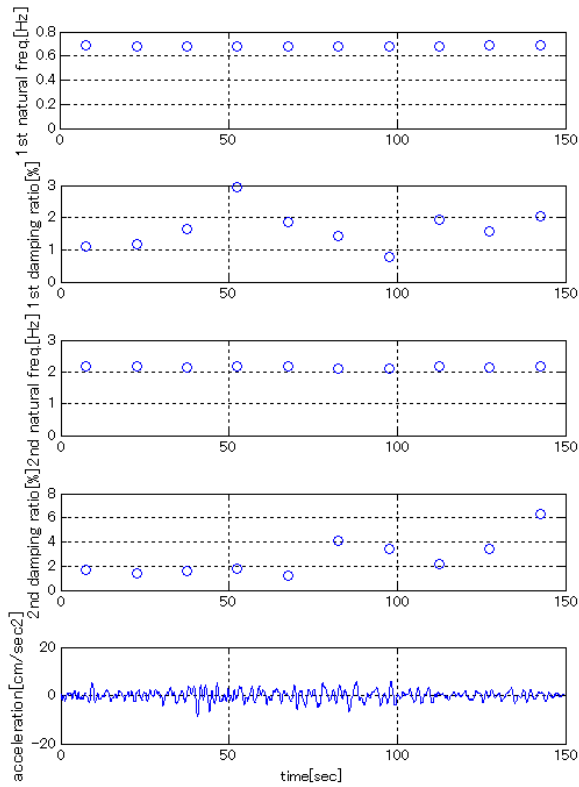


図 3.2-8(d) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(279方向)

(9) 建物 I

建物 I は大阪府に建設された地上 52 階塔屋 3 階の鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-9(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-9(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (52F/1F) を示す。0.15Hz 付近に 1 次モードのピークが、0.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 60 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-9(c)に示す。1 次振動数は、地震の最中にほとんど変化していない。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-3%程度の値をとっている。

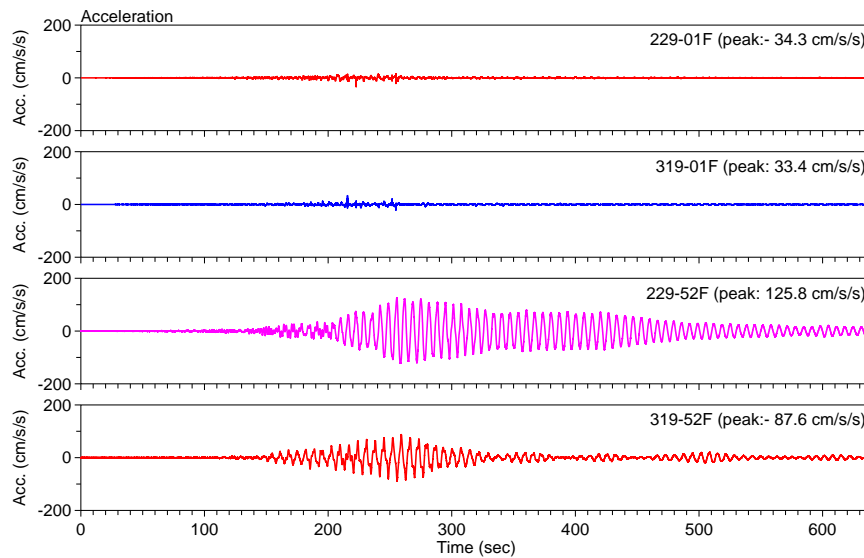


図 3.2-9(a) 1F と 52F の加速度記録

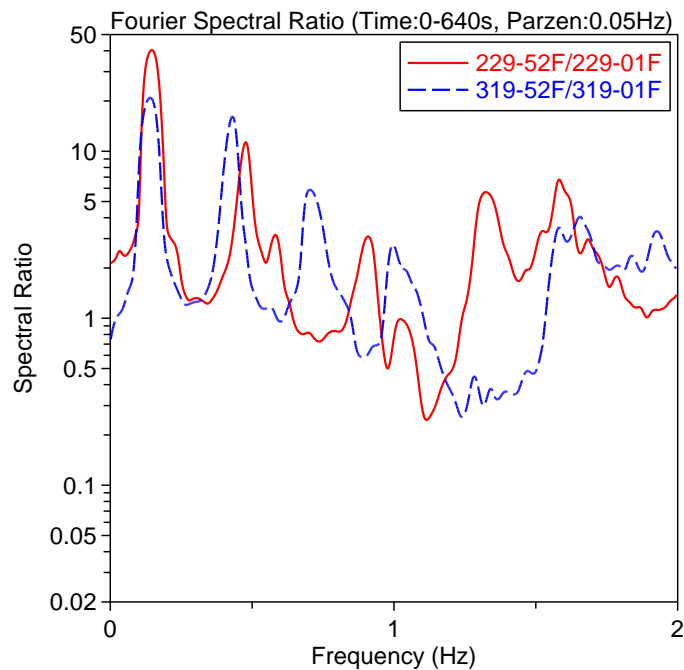


図 3.2-9(b) フーリエスペクトル比 (52F/1F)

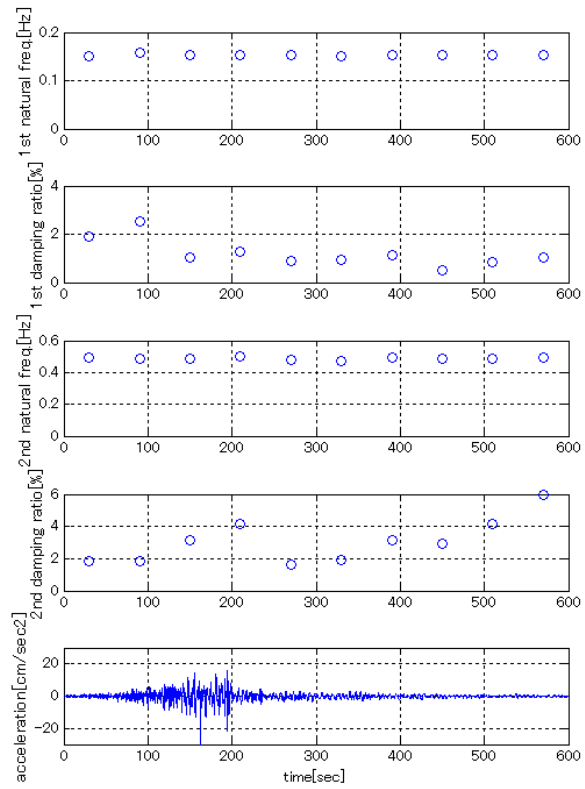


図 3.2-9(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(229 方向)

(10) 建物 J

建物 J は東京都に建設された 37 階建ての鉄筋コンクリート造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-10(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-10(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (37F/1F) を示す。0.4~0.45Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.2Hz~1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-11(c)と図 3.2-11(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 25%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-5%前後の値をとっている。区間ごとに求めた刺激関数を図 3.2-11(e)と図 3.2-11(f)に示す。刺激関数は区間により変化しておらず、一定の値をとっている。

本建築物においては、2007 年 5 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 130 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.2-11(g)~図 3.2-11(h)に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、20%程度低下していることが分かる。減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前には、1-2%程度であったが、地震後に 2-4%程度に増加している傾向が見られる。固有振動数と減衰定数の変化は、雑壁等におけるひび割れの発生などによると考えられる³⁻²⁾。

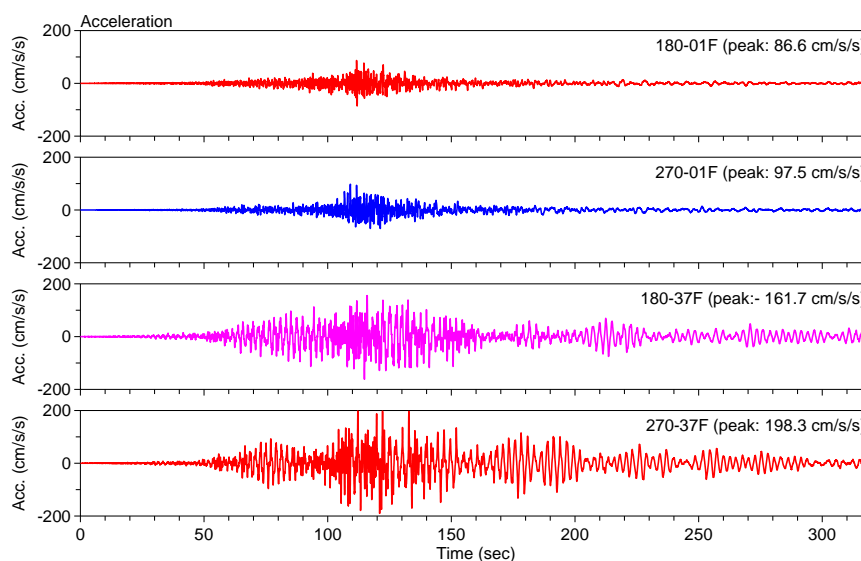


図 3.2-10(a) 1F と 37F の加速度記録

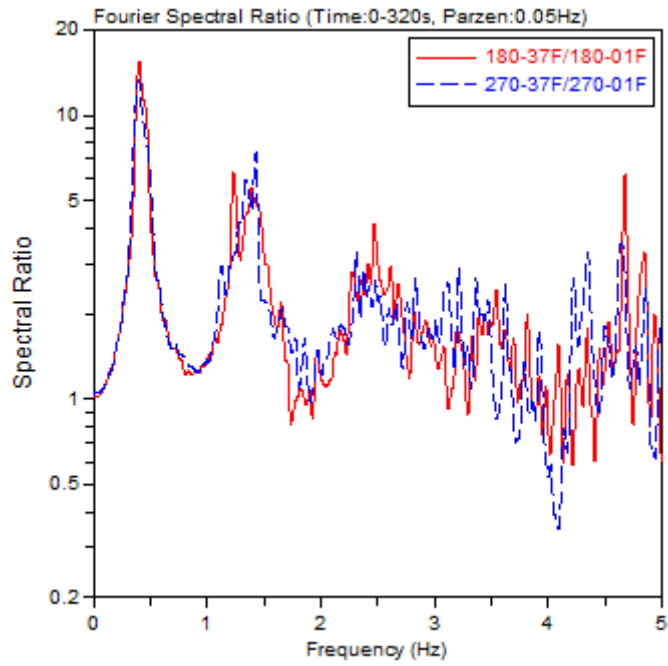


図 3.2-10 (b) フーリエスペクトル比(37F/1F)

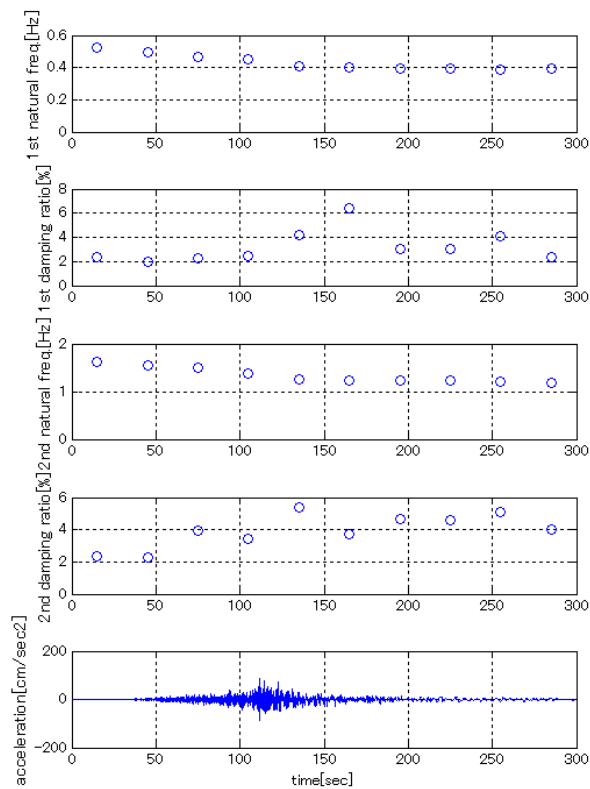


図 3.2-10 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(180 方向)

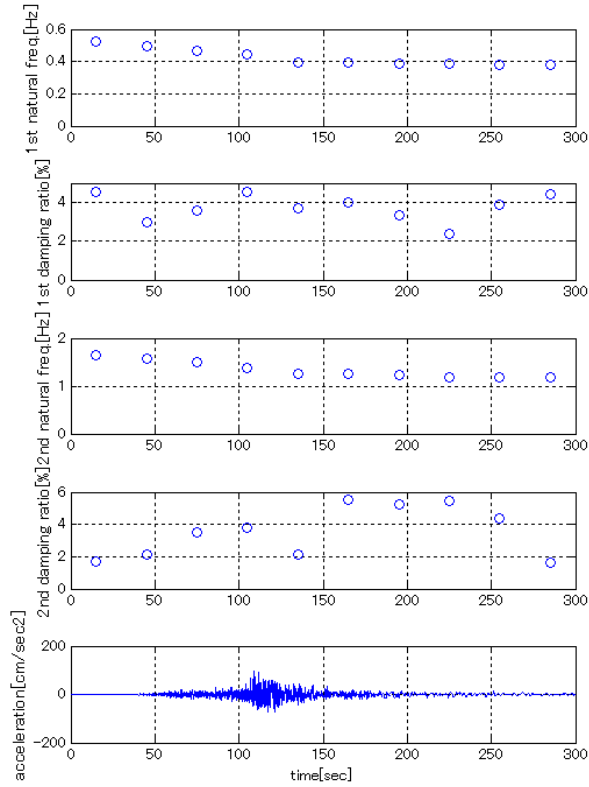


図 3.2-10 (d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向)

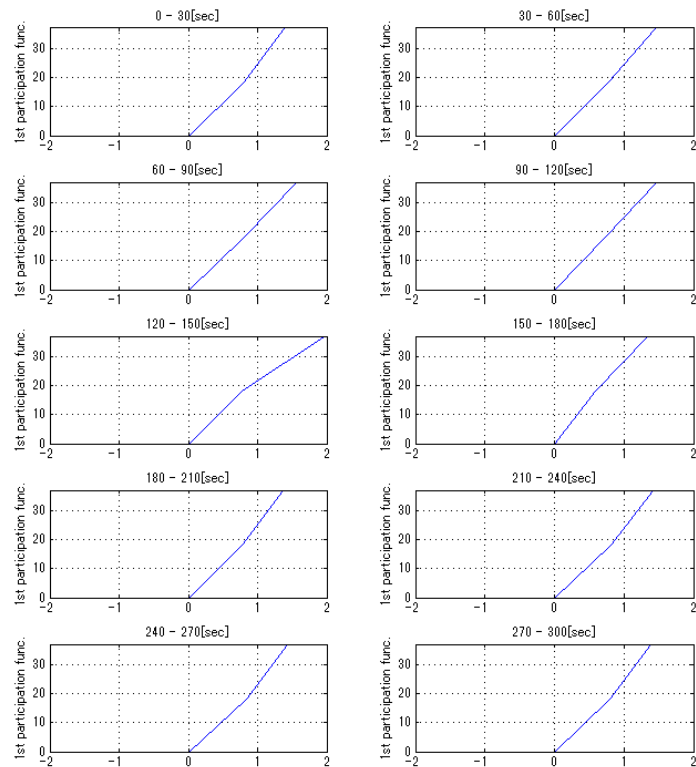


図 3.2-10 (e) 2011 年東北地方太平洋沖地震における 1 次刺激関数の変化(180 方向)

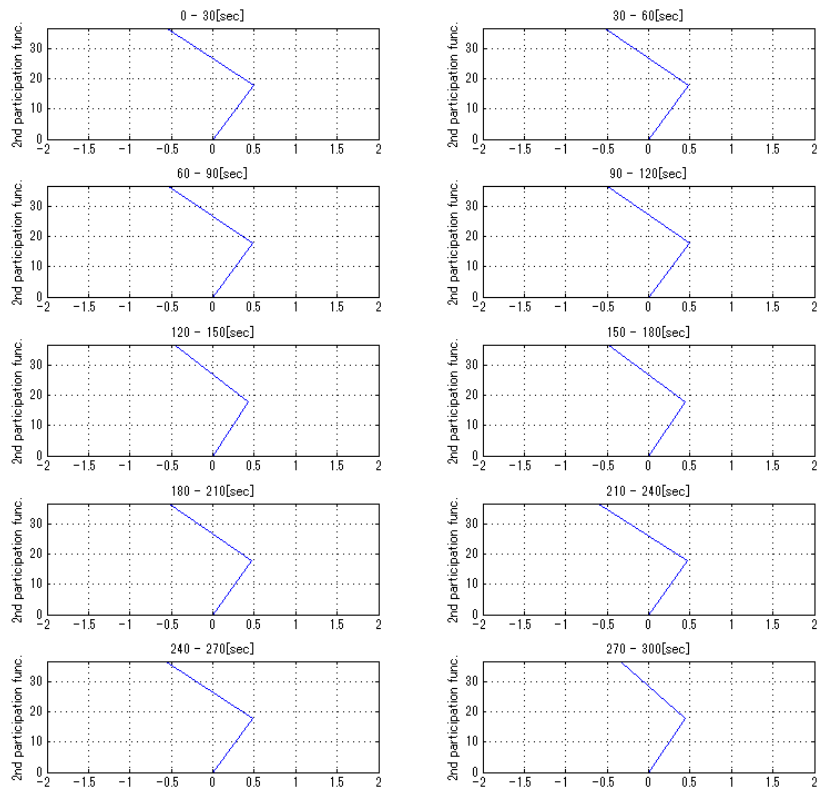


図 3.2-10 (f) 2011 年東北地方太平洋沖地震における 2 次刺激関数の変化(180 方向)

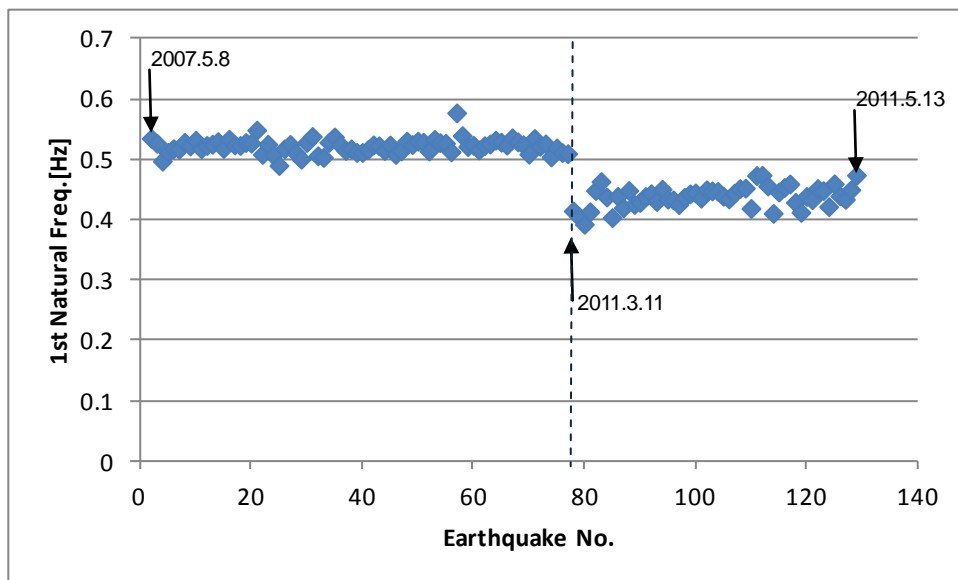


図 3.2-10 (g) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(180 方向)

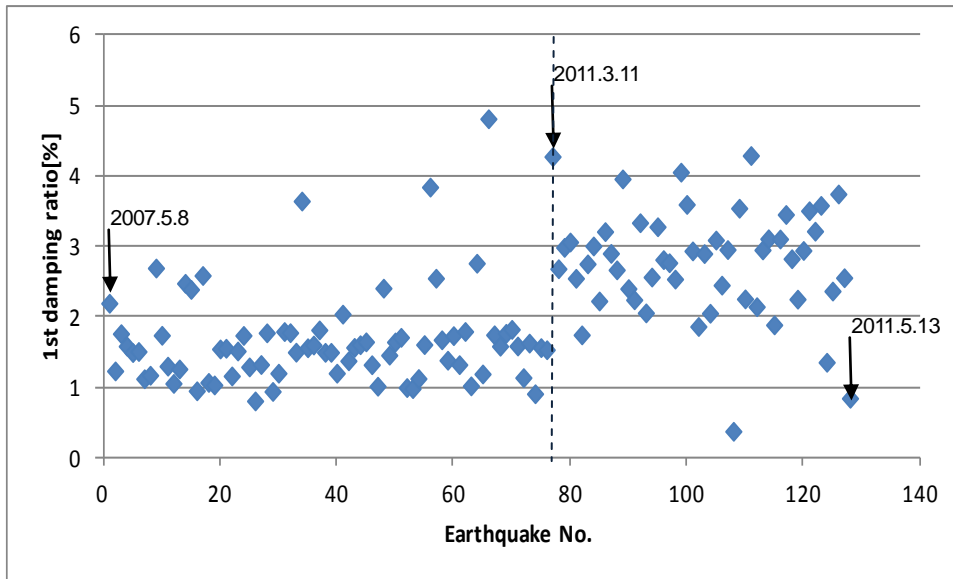


図 3.2-10 (h) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化(180 方向)

3.3 免震建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震を含む強震観測記録を用いて、免震建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、部分空間法のひとつである N4SID 法 (Numerical algorithm for Subspace based State-Space System Identification method)³⁻¹⁾である。

3.3.1 対象建築物と強震記録の概要

同定の対象としたのは、独立行政法人建築研究所が観測している免震建築物 3 棟である。建築物の概要を表 3.3-1 に示す。また、強震記録の一覧を表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 対象建築物

名称	所在地	階数	構造形式	免震装置
建物 K	青森県	地上 10 階 地下 1 階 塔屋 1 階	鉄骨鉄筋コンクリート造(一部鉄骨)フレーム構造	鉛プラグ入り積層ゴム (14 基)
建物 L	茨城県	地上 7 階	プレキャストプレストレストコンクリート造(一部鉄骨)フレーム構造	天然ゴム系積層ゴム (11 基) 鉛プラグ入り積層ゴム (45 基) 鋼材ダンパー一体型積層ゴム (9 基)
建物 M	東京都	地上 11 階 地下 2 階 塔屋 2 階	鉄骨鉄筋コンクリート造フレーム構造	天然ゴム系積層ゴム (50 基) 鉛プラグ入り積層ゴム (48 基) オイルダンパー (20 基)

建物 L には地下階はないが、以下では建築物基礎(免震層下部)のことを B1F と示す。

建物 M は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

表 3.3-2 免震建築物の強震記録一覧

名称	Δ (km)	I_{JMA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)		
					H1	H2	V
建物 K	292	5.2	164°	B1F	100	104	58
				01F	91	122	73
				10F	120	123	206
建物 L	334	5.2*	004°	B1F*	327	233	122
				01F	92	76	198
				06F	126	91	243
建物 M	386	4.5*	208°	B2F	104	91	58
				B1F	55	41	62
				12F	94	82	104

注) Δ : 震央距離, I_{JMA} : 計測震度 (*印は建築物基礎部の、他は地表のセンサーの記録から算出気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

3.3.2 システム同定の概要

入力(地下階または 1 階)と応答(上層階)の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法³⁻¹⁾によるパラメータ同定を行う。手

法は、3.2.2に示された方法と同様である。モデル次数（3.2.2参照）に関しては、次数を10から30に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

入力を選震層の下部とした場合には、免震層を含めた全体系の特性の評価を行う。入力を選震層の上部とした場合には、免震層を含まない上部構造の特性の評価を行う。

3.3.3 振動特性の同定結果

(1) 建物K

建物Kは青森県に建設された10階建ての免震建築物である。

表3.3-1を見ると、地下1階の加速度に比べて、1階の加速度は10-20%低減しており、若干の免震効果が見られる。

図3.3-1(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.3-1(b)に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は2cm程度となっている。図3.3-1(c)にスペクトル比(10F/B1F)を、図3.3-1(d)にスペクトル比(10F/O1F)を示す。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図3.3-1(e)に免震層を含む全体系の同定結果を、図3.3-1(f)に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の1次振動数は、地震の最中に15%程度低下している。全体系の1次減衰定数については、振幅が大きいところで20%程度の値に増加している。上部構造の1次振動数は、地震の最中に10%程度低下し、上部構造の減衰定数は5-10%程度の値をとる。

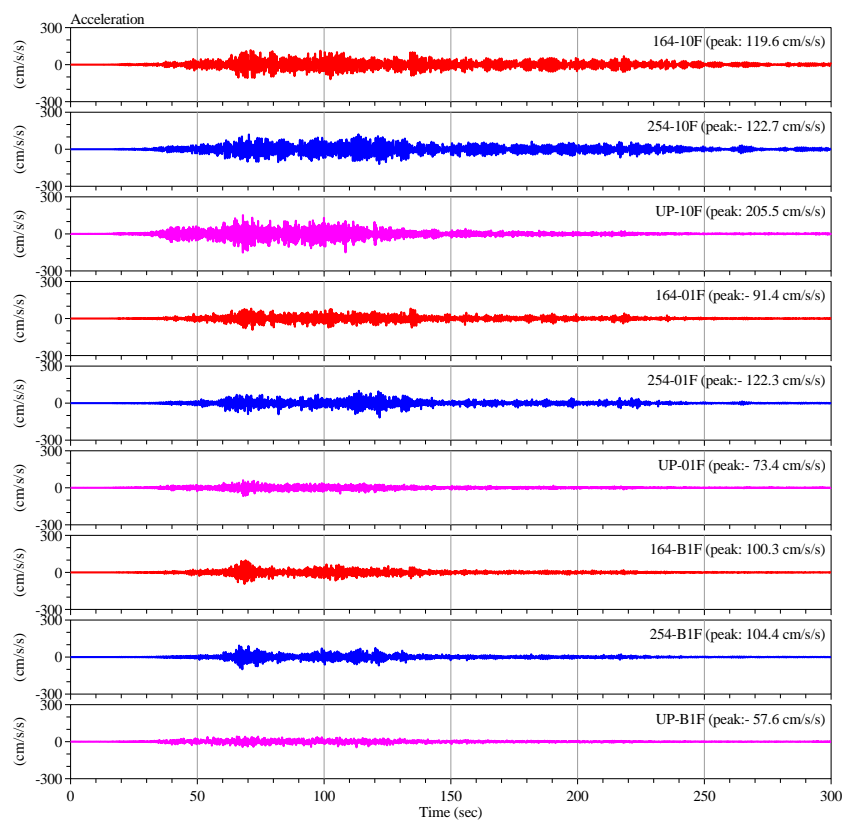


図3.3-1(a) B1F、1Fと10Fの加速度記録

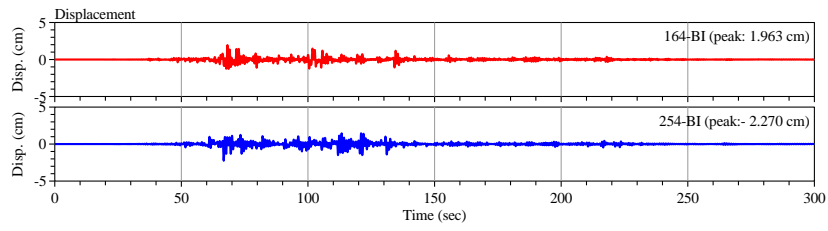


図 3.3-1(b) 免震層の変位(時刻歴)

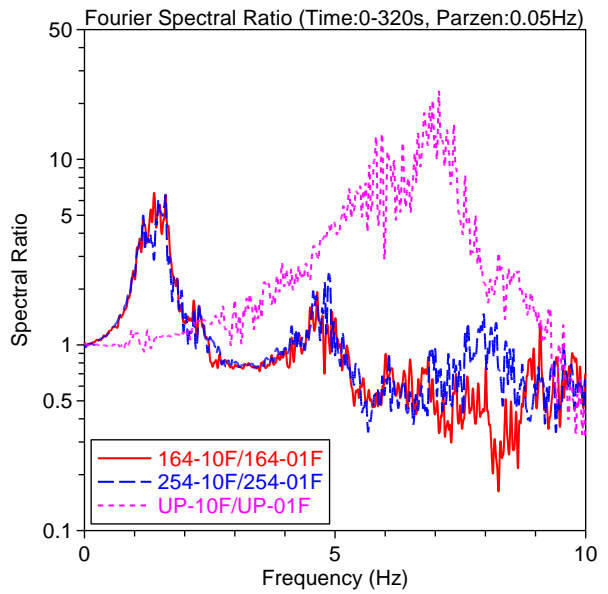
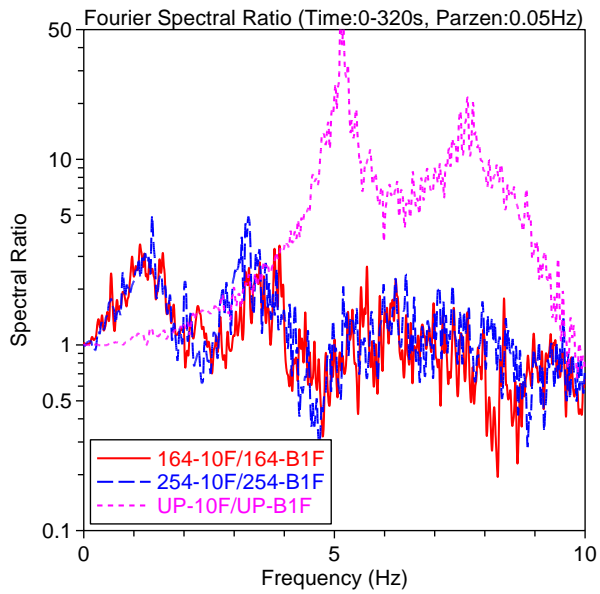


図 3.3-1(c) フーリエスペクトル比(10F/B1F), 図 3.3-1(d) フーリエスペクトル比(10F/01F),
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

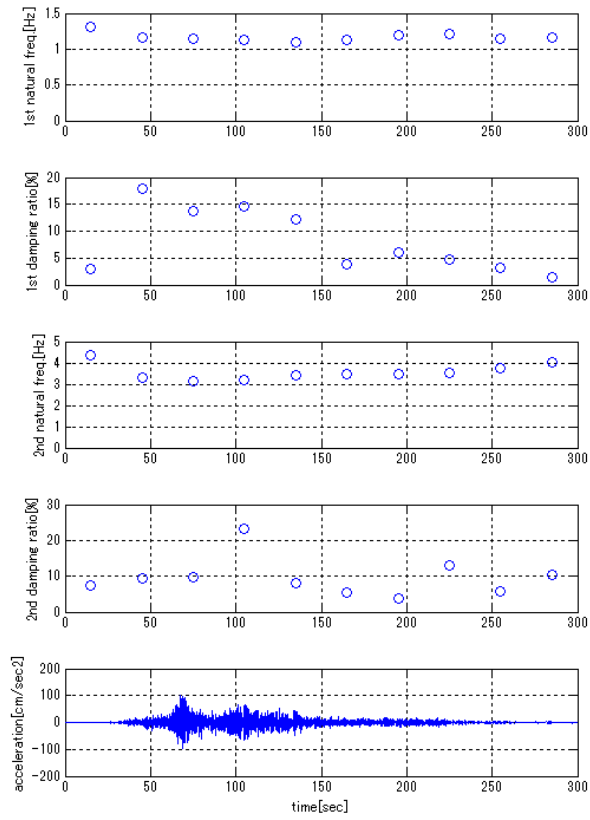


図 3.3-1(e) 免震層を含めた全体系 (10F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(164 方向)

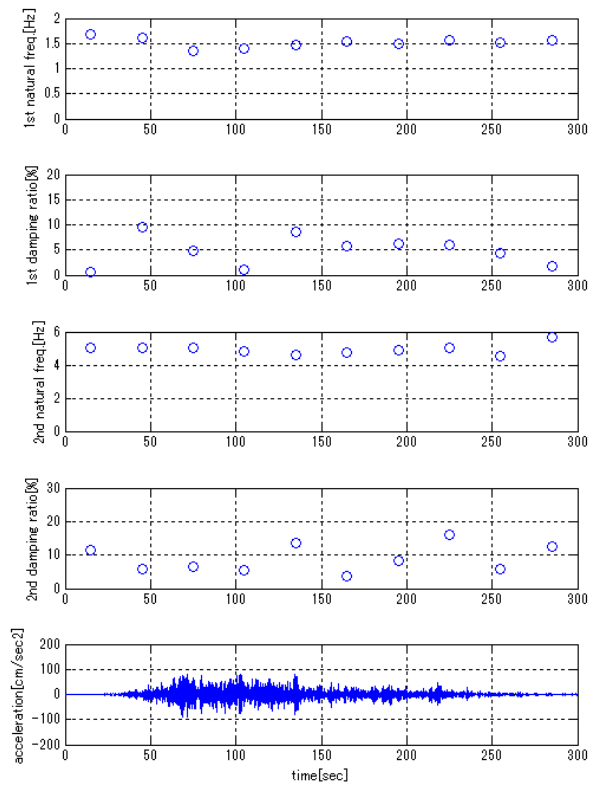


図 3.3-1(f) 上部構造 (10F/1F) の振動数・減衰定数の変化(164 方向)

(2) 建物L

建物Lは茨城県に建設された7階建ての免震建築物である。本建築物には地下階はないが、以下では建築物基礎上(免震層下部)のことをB1Fと示す。

表 3.3-1 を見ると、地下1階の加速度に比べて、1階の加速度は1/3程度に低減しており、明確な免震効果が見られる。

図 3.3-2 (a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.3-2(b)に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は5-6cm程度となっている。図 3.3-2(c)にスペクトル比(6F/B1F)を、図 3.3-2(d)にスペクトル比(6F/1F)を示す。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図 3.3-2(e)に免震層を含む全体系の同定結果を、図 3.3-2(f)に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の1次振動数は、地震の最中に55%程度低下している。全体系の1次減衰定数については、振幅が大きいく所らで60%程度の値に増加している。上部構造の1次振動数は、地震の最中に10%程度低下し、上部構造の減衰定数は2-5%程度の値をとる。

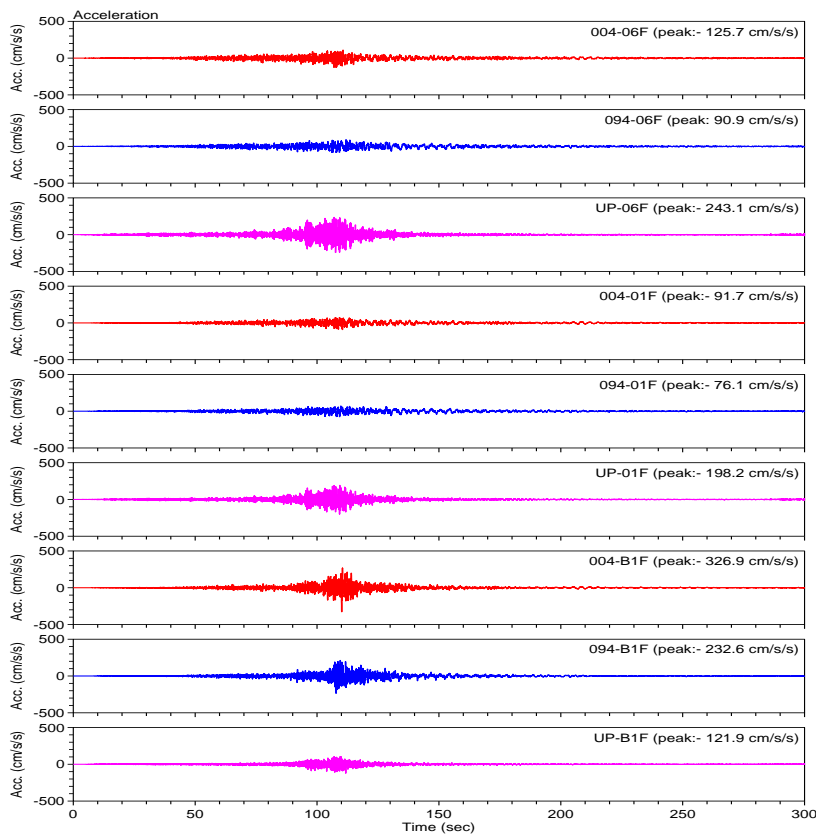


図 3.3-2(a) B1F、1F と 4F の加速度記録

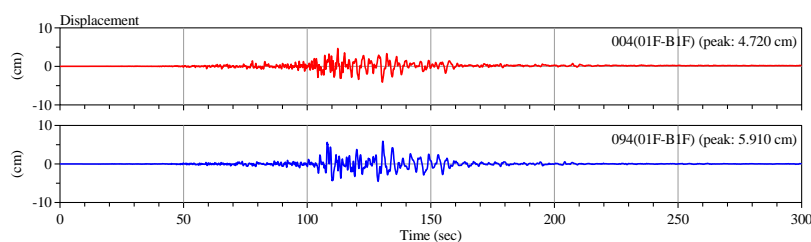


図 3.3-2(b) 免震層の変位(時刻歴)

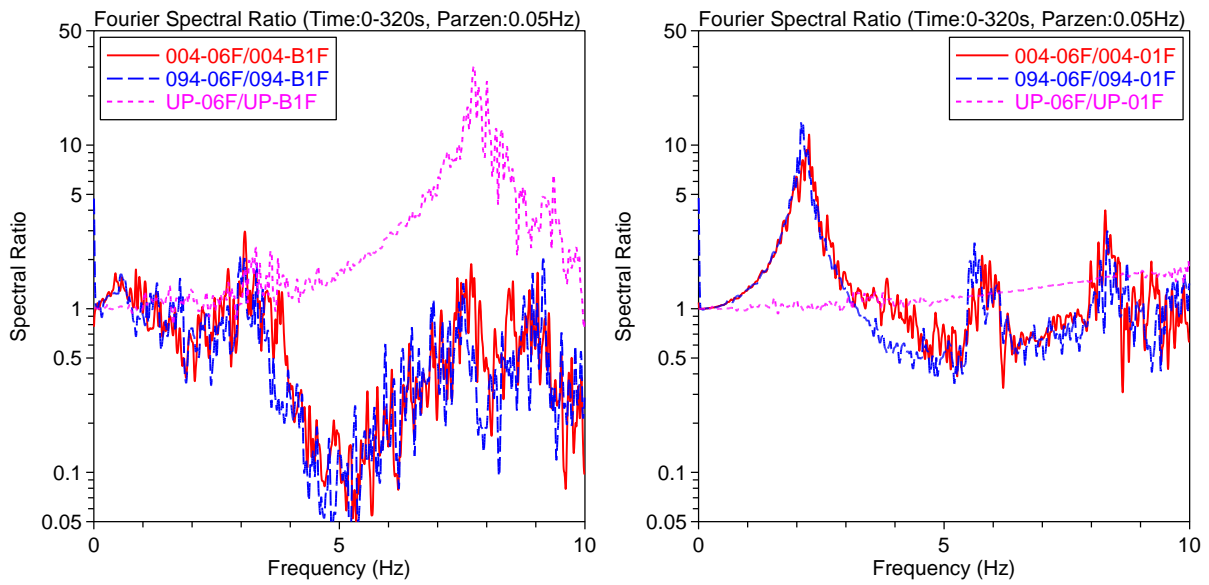


図 3.3-2(c) フーリエスペクトル比 (06F/B1F), 図 3.3-2(d) フーリエスペクトル比 (06F/01F),
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

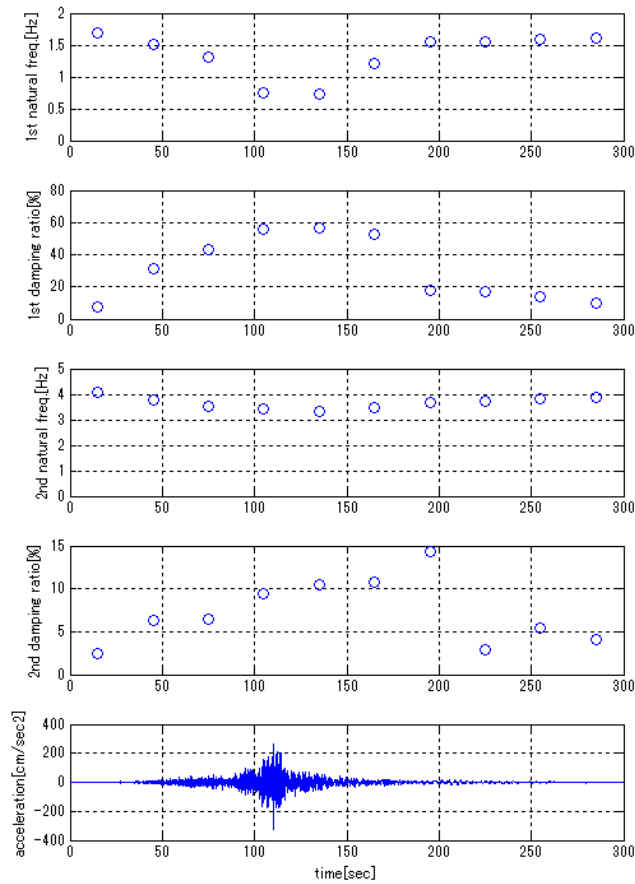


図 3.3-2(e) 免震層を含めた全体系 (6 F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(004 方向)

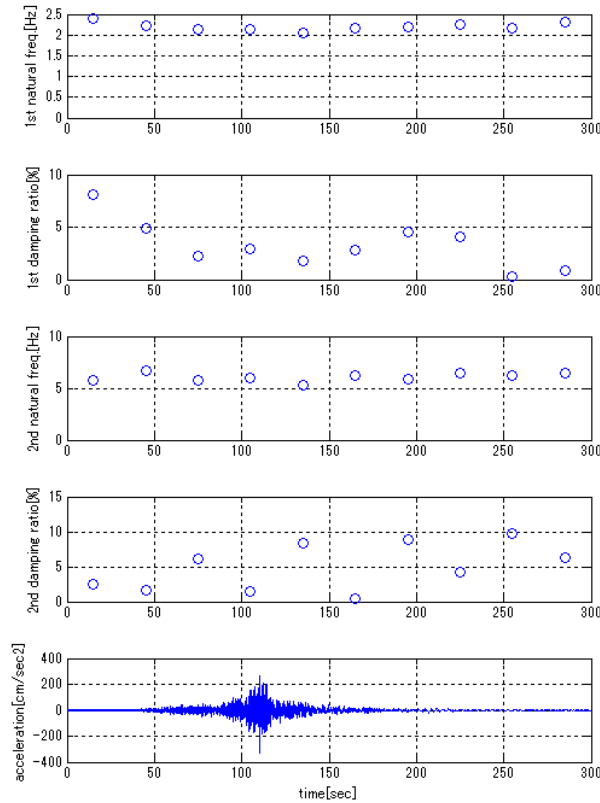


図 3.3-2(f) 上部構造 (6F/1F) の振動数・減衰定数の変化(004 方向)

(3) 建物 M

建物 M は東京都に建設された 11 階建ての免震建築物である。表 3.3-1 を見ると、地下 2 階の加速度に比べて、地下 1 階の加速度は半分程度に低減しており、明確な免震効果が見られる。

図 3.3-3 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.3-3 (b) に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は 4-5cm 程度となっている。図 3.3-3 (c) にスペクトル比 (12F/B2F) を、図 3.3-3 (d) にスペクトル比 (12F/B1F) を示す。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図 3.3-3 (e) に免震層を含む全体系の同定結果を、図 3.3-3 (f) に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の 1 次振動数は、地震の最中に 35%程度低下している。全体系の 1 次減衰定数については、振幅が大きいところで 60%程度の値に増加している。上部構造の 1 次振動数は、地震の最中に 10%程度低下し、上部構造の減衰定数は 2-4%程度の値をとる。

本建築物においては、2003 年 6 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 300 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.3-3 (g)～図 3.3-3 (i) に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5-10%程度低下しているが、その後徐々に元の値に近づいていることが分かる。全体系の減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震時に、60%程度の大きな値をとっているが、地震前後での変化は見られず、2-10%程度の値をとっている。上部構造の減衰定数は 1.5-3%程度の値をとっており、本震前後での変化は見られない。免震層の最大変位と固有振動数・減衰定数との関係を図 3.3-3 (j)～図 3.3-3 (k) に示す。図 3.3-3 (j) においては、1 次固有振動数は免震層の最大変位により変化しており、地震の前後で振動数が 5%程度低下していることが分かる。図 3.3-3 (k) の減衰定数は、

ばらつきが大きいものの、免震層の最大変位が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。また、減衰定数の振幅依存性に関しては、東北地方太平洋沖地震の前後で明確な差は見られなかった。

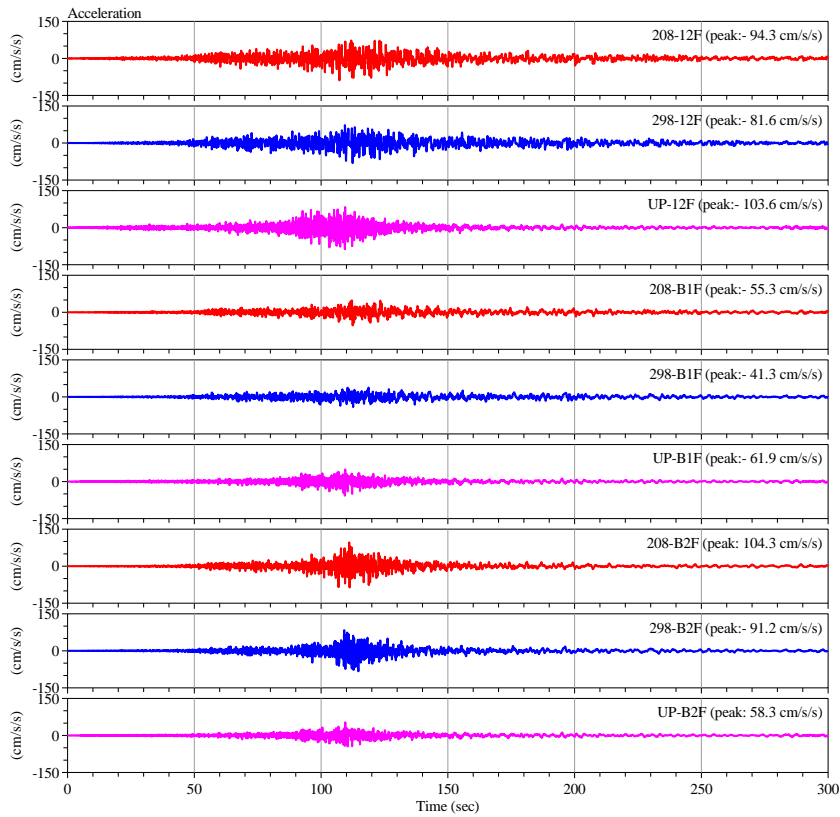


図 3.3-3(a) B2F、B1F と 12F の加速度記録

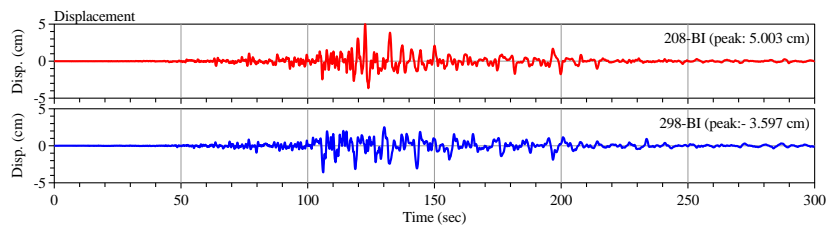


図 3.3-3(b) 免震層の変位(時刻歴)

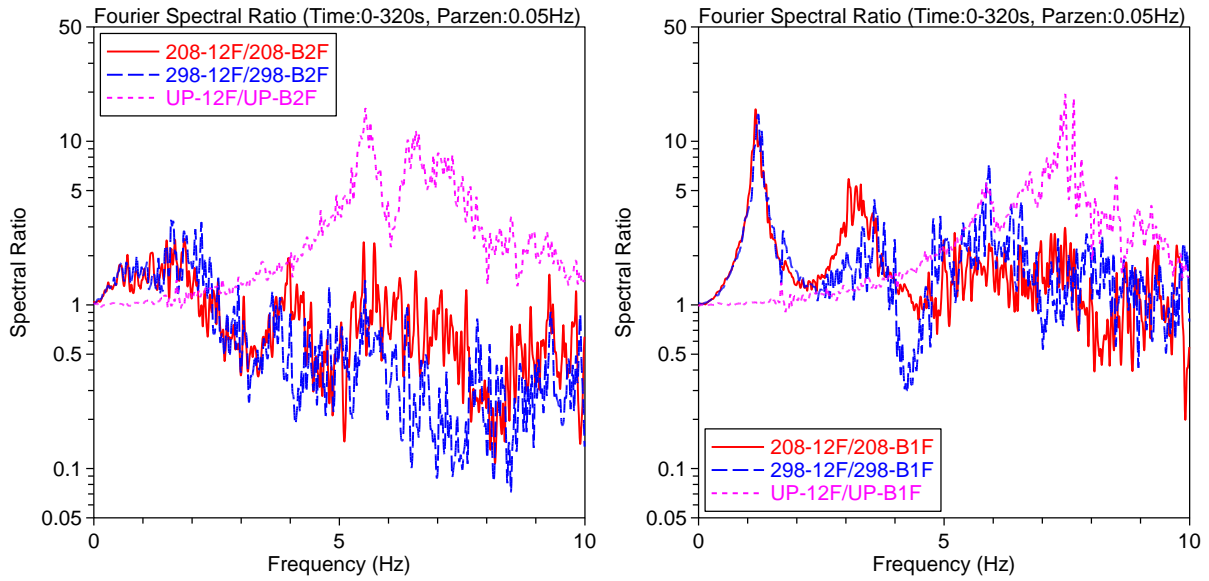


図 3.3-3(c) フーリエスペクトル比 (12F/B2F), 図 3.3-3(d) フーリエスペクトル比 (12F/B1F),
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

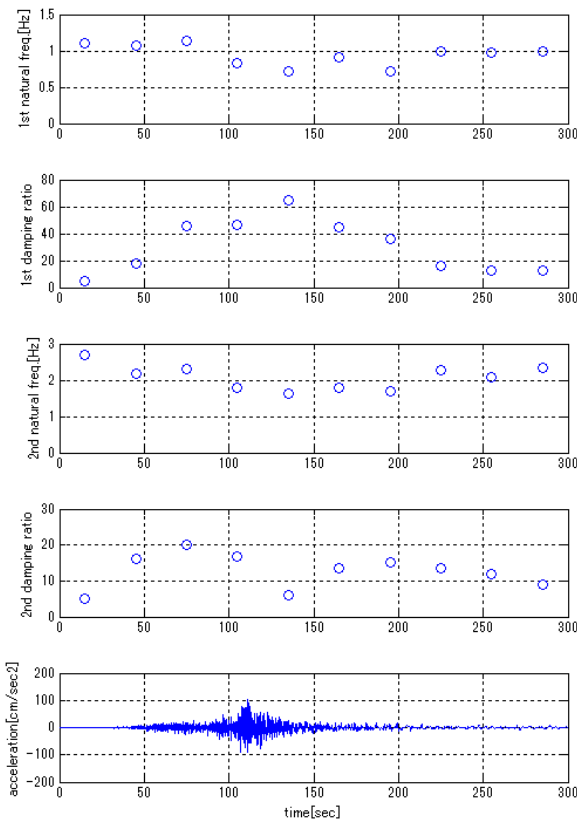


図 3.3-3(e) 免震層を含めた全体系 (12F/B2F) の振動数・減衰定数の変化 (208 方向)

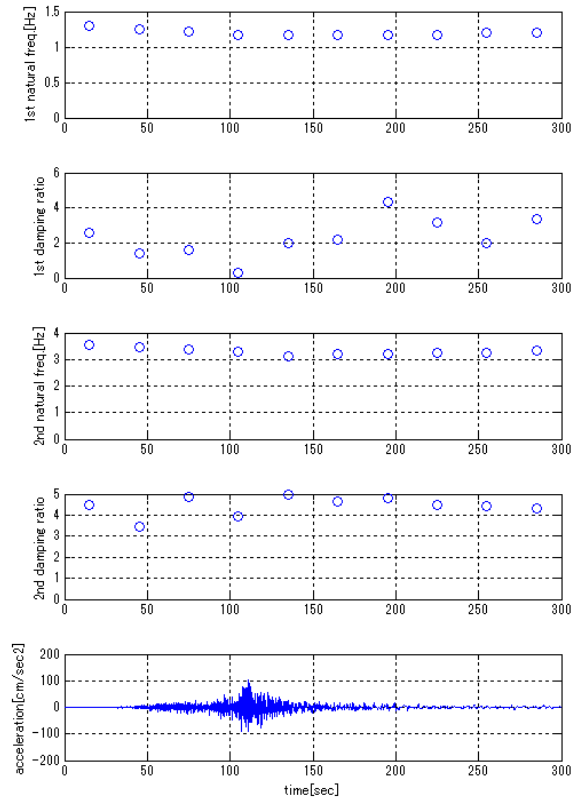


図 3. 3-3 (f) 上部構造 (12F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(208 方向)

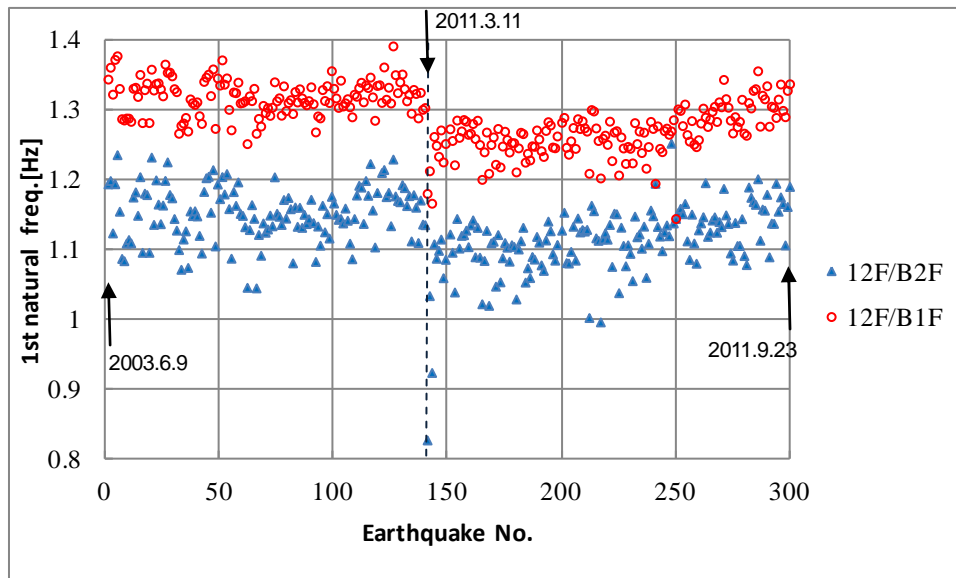


図 3. 3-3 (g) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(208 方向)

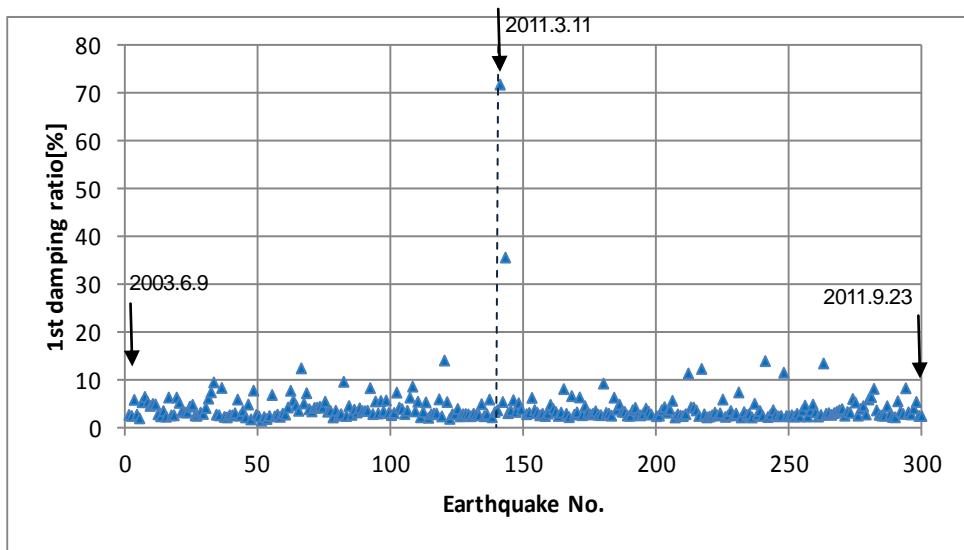


図 3. 3-3 (h) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の全体系の減衰定数の変化(208 方向)

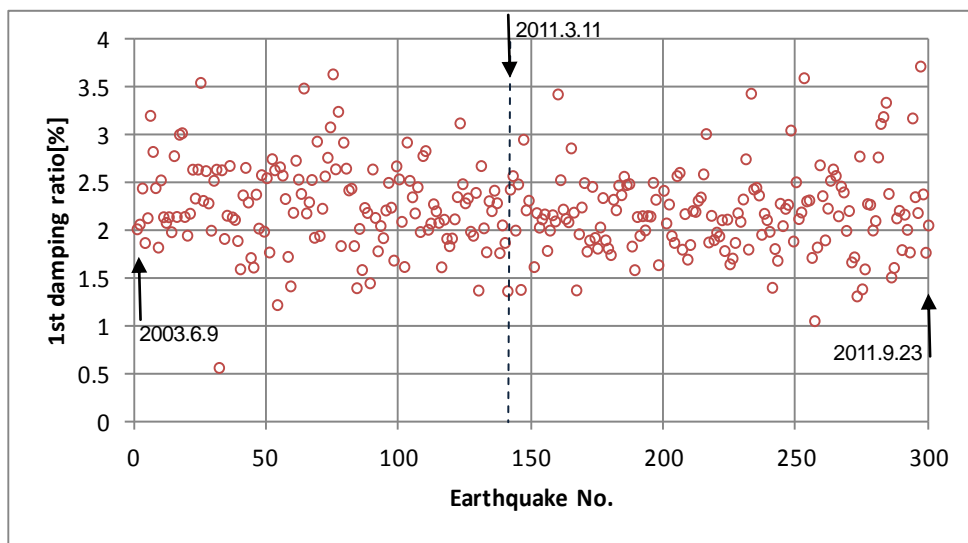


図 3. 3-3 (i) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の上部構造の減衰定数の変化(208 方向)

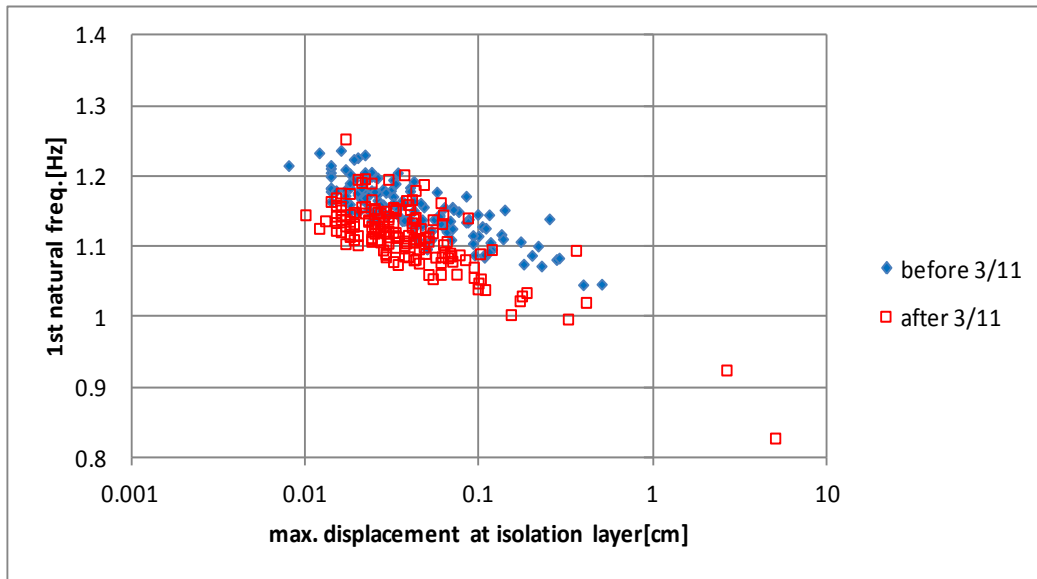


図 3. 3-3(j) 免震層の最大変位と全体系 (12F/B2F) 固有振動数の関係 (208 方向)

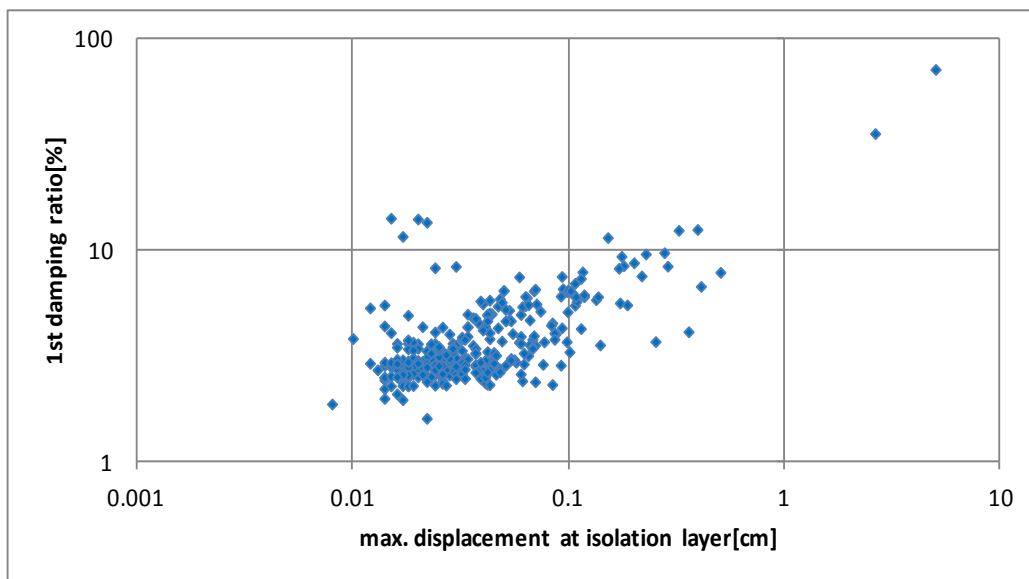


図 3. 3-3(k) 免震層の最大変位と全体系 (12F/B2F) 減衰定数の関係 (208 方向)

3.4 中低層一般建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震を含む強震観測記録を用いて、中低層一般建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、ARX モデル³⁻³⁾を使ったパラメータ同定である。

3.4.1 対象建築物の概要

同定の対象としたのは、建研が観測している中低層一般建築物 4 棟である。建築物の概要を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 対象建築物

名称	所在地	階数	構造種別
建物 N	宮城県	地上 9 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 O	福島県	地上 8 階、塔屋 2 階、地下 2 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 P	茨城県	地上 8 階、塔屋 1 階、地下 1 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 Q	千葉県	地上 6 階、塔屋 2 階、地下 1 階	鉄筋コンクリート造

建物 P は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。

他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

3.4.2 システム同定の概要

入力（地下階または 1 階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して ARX モデル³⁻³⁾によるパラメータ同定を行う。

ARX のモデル構造は

$$y(t) + a_1 y(t-1) + \dots + a_{n_a} y(t-n_a) = b_1 u(t-n_k) + \dots + b_{n_b} u(t-n_k-n_b+1)$$

と表される。これは、現在の出力 $y(t)$ を有限個の過去の出力データ $y(t-k)$ と入力データ $u(t-k)$ に関連づけるものである。ここで、 n_a 、 n_b 、 n_k はともにモデル次数である。ARX の同定によりモデル構造係数 a_j と b_j を推定する。ここで、 $A(q)$ および $B(q)$ を

$$A(q) = 1 + \sum_{j=1}^{n_a} a_j q^{-j}$$

$$B(q) = \sum_{j=1}^{n_b} b_j q^{-j+1-n_k}$$

という既約なシフトパラメータ q の多項式と定義する。 $z p_j$ を $A(z)=0$ の根とし、 $z r_j$ を $B(z)/A(z)$ を部分級数展開した時の留数とすると、

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log |z p_j|)^2 + (\arg z p_j)^2}}{2\pi\Delta t}$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t}$$

$$\beta u_j = \Re \left[\frac{2_z r_j \sqrt{1-h_j^2}}{T(2\pi f_j h_j - i \text{sign}[\Im[_z p_j]] 2\pi f_j (1-2h_j^2))} \right]$$

となり、これらにより固有振動数 f_j と減衰定数 h_j 、刺激関数 βu_j が求まる³⁻⁴⁾。

モデル次数は $n_a=10\sim 30$ (偶数), $n_b=n_a+1$, $n_k=0$ に変化させて、AIC (赤池情報量規範³⁻⁵⁾: 最尤推定法で得られるモデルの悪さを測る指標) が最小あるいは最小に近くなるものを用いた。

3.4.3 振動特性の同定結果

(1) 建物 N

建物 N は宮城県に建設された 9 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-1 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-1 (b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (9F/1F) を示す。0.8Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-1 (c) と図 3.4-1 (d) に示す。192 方向の 1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて半分程度に低下しており、282 方向は初期値に比べ 30%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、15-30%程度に上昇する傾向が見られる。

文献 3-6) によると対象建築物の 4 隅の外柱がすべて大破しており、大きく振動特性が変化したものと考えられる。

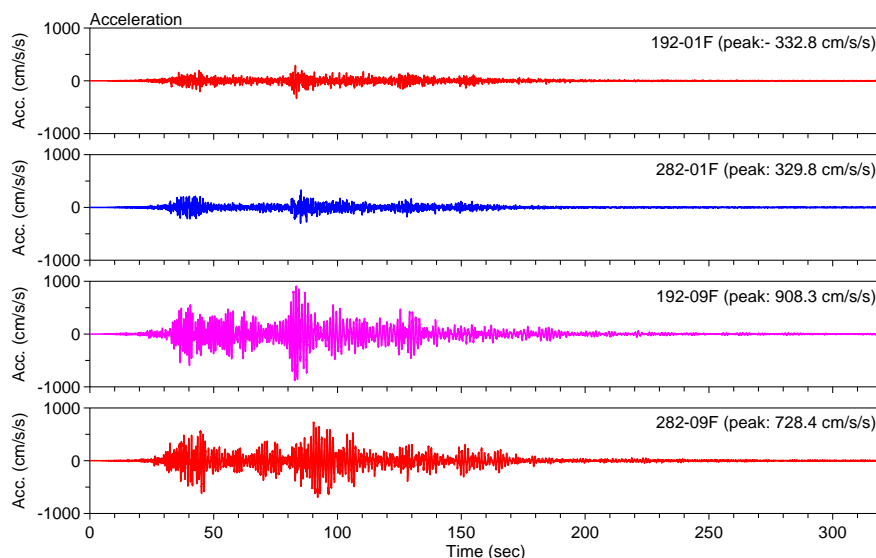


図 3.4-1 (a) 1F と 9F の加速度記録

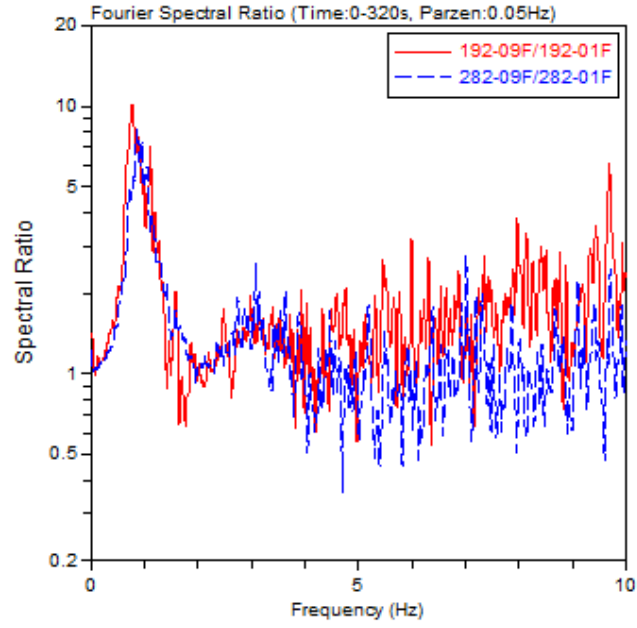


図 3. 4-1 (b) フーリエスペクトル比(9F/1F)

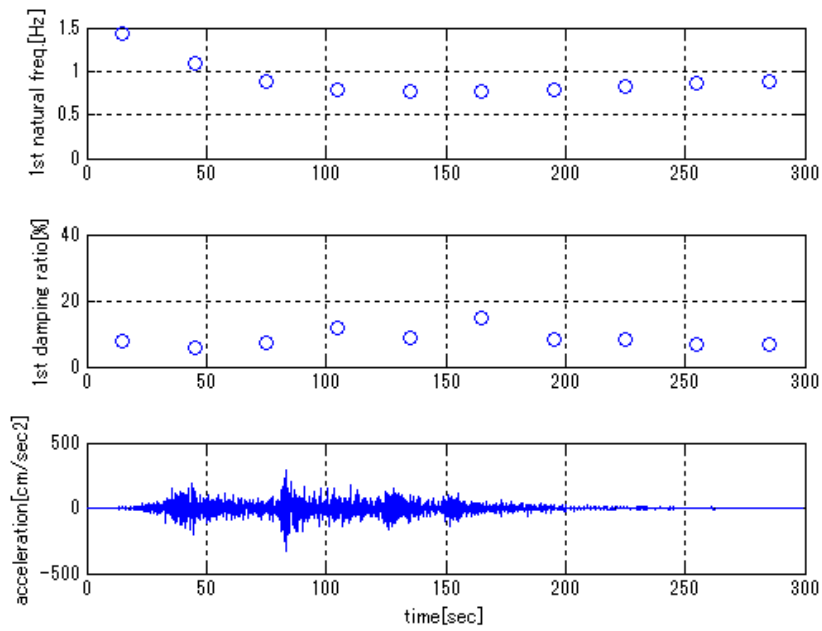


図 3. 4-2 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(192 方向)

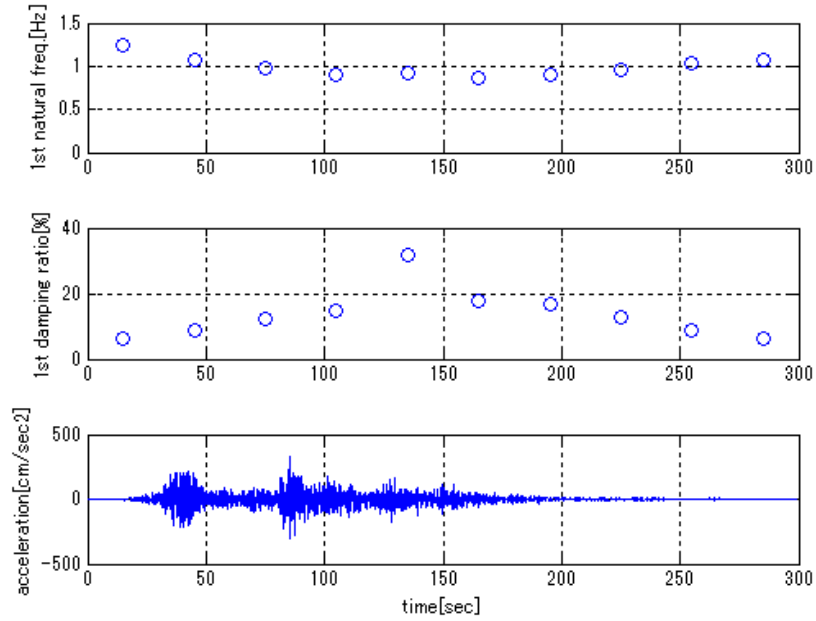


図 3.4-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(282 方向)

(2) 建物 0

建物 0 は福島県に建設された 8 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-2 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-2(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。1.1Hz 付近と 1.6Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 15 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-2(c) と図 3.4-2(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 45%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、5-10%程度の値をとっている。

文献 3-7) によると、対象建築物はコンクリート壁等に亀裂が発生しており、そのため、振動特性が変化したと考えられる。

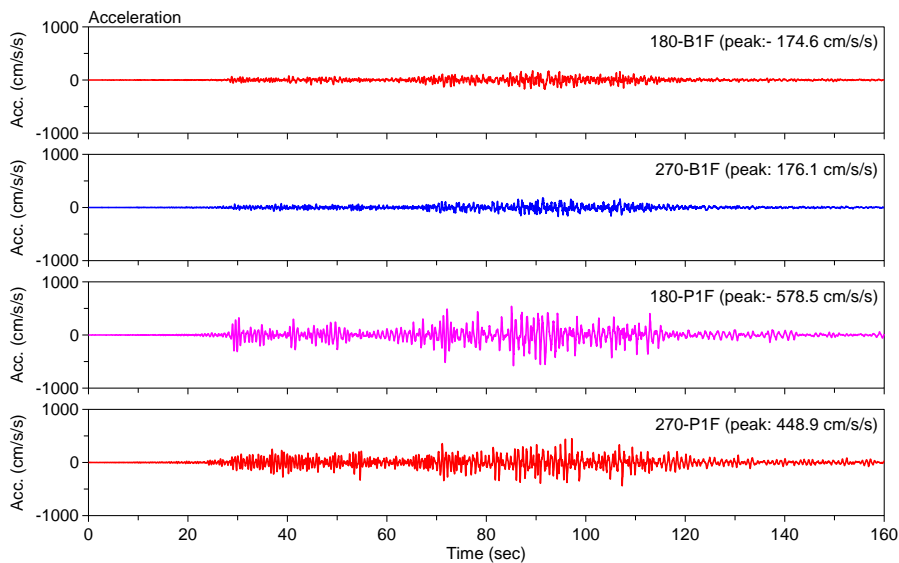


図 3.4-2(a) B1F と P1F の加速度記録

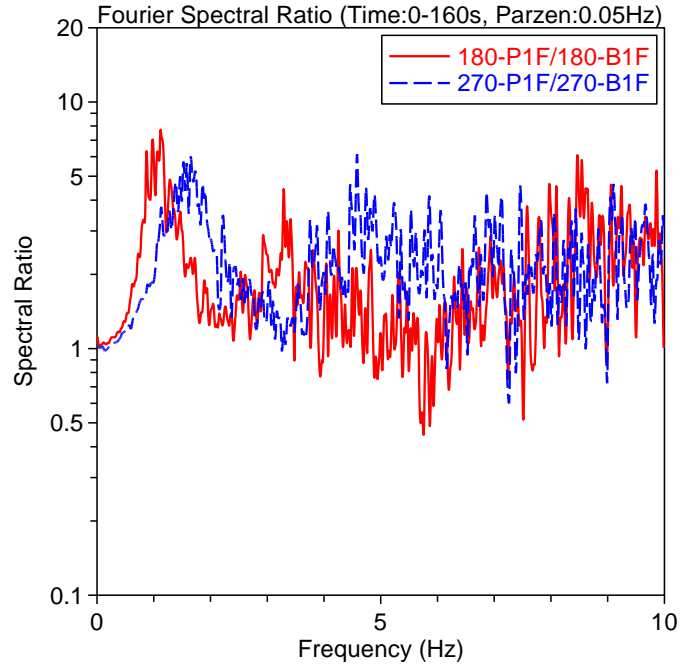


図 3. 4-2 (b) フーリエスペクトル比 (P1F/B1F)

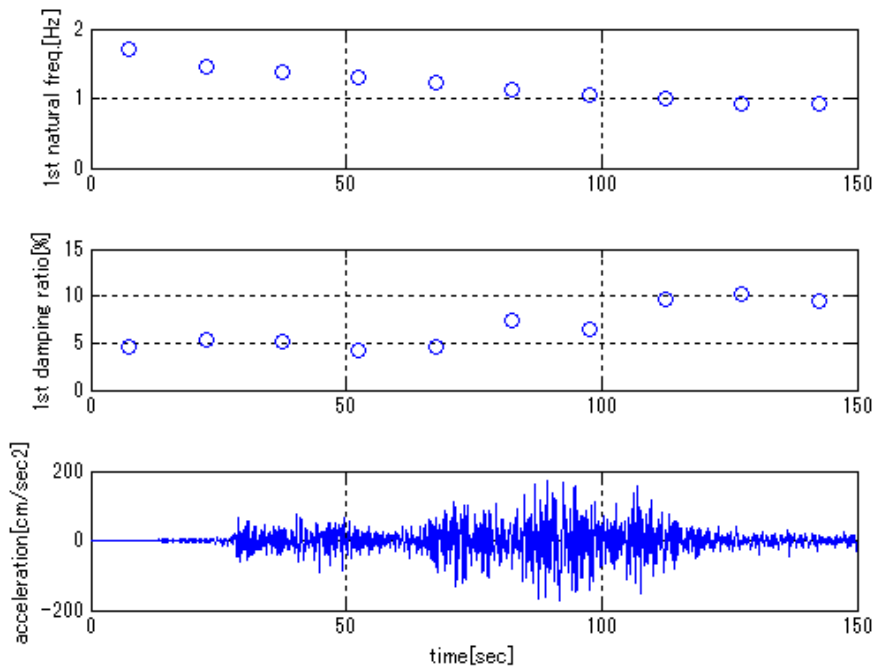


図 3. 4-2 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化 (180 方向)

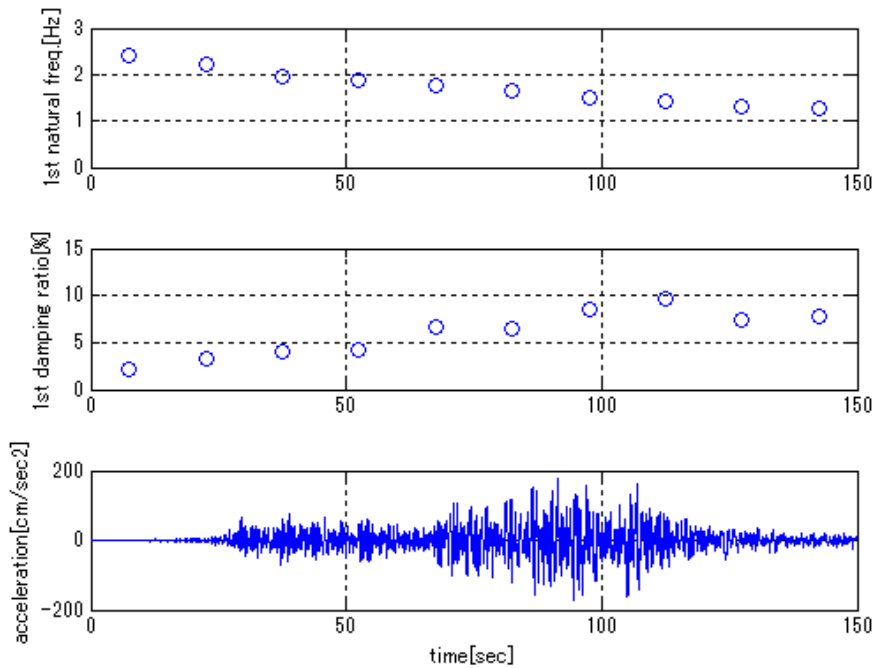


図 3.4-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向)

(3) 建物 P

建物 P は茨城県に建設された 8 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-3 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-3(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (8F/B1F) を示す。1Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-3(c) と図 3.4-3(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 30%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-5%程度の値をとっている。

本建築物においては、1998 年 6 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 600 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.4-3(e)～図 3.4-3(f) に示した。1 次固有振動数については、竣工直後より徐々に低下し、ある時期より 1.4Hz 程度の安定した値をとっていたが、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、1 次固有振動数が 1.0Hz 程度に低下している。1 次減衰定数は、ばらつきが大きいですが、地震前には 2%前後であったのが、地震後 3%前後に増加している。

本建築物においては、震災後の目視調査により雑壁等に多くのひび割れが確認された。そのため、振動数が低下し、減衰定数が増加したと考えられる。

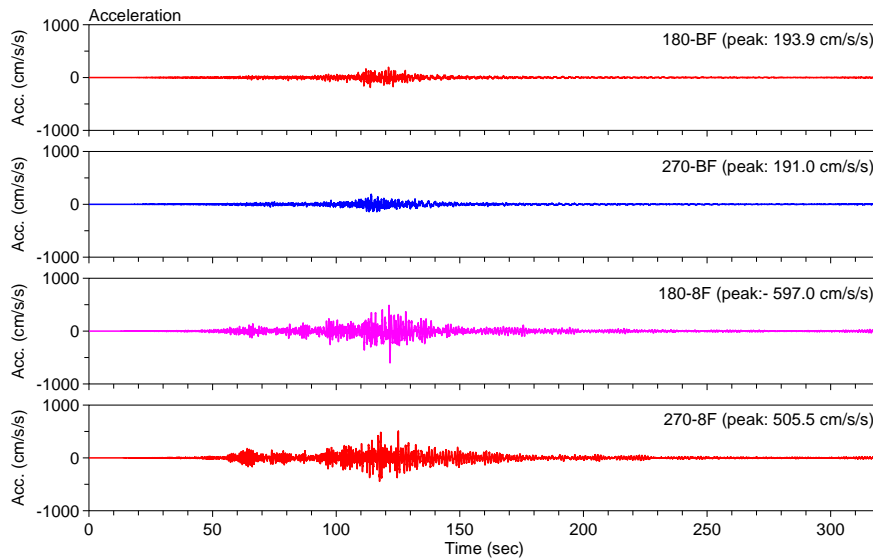


図 3. 4-3(a) B1F と 8F の加速度記録

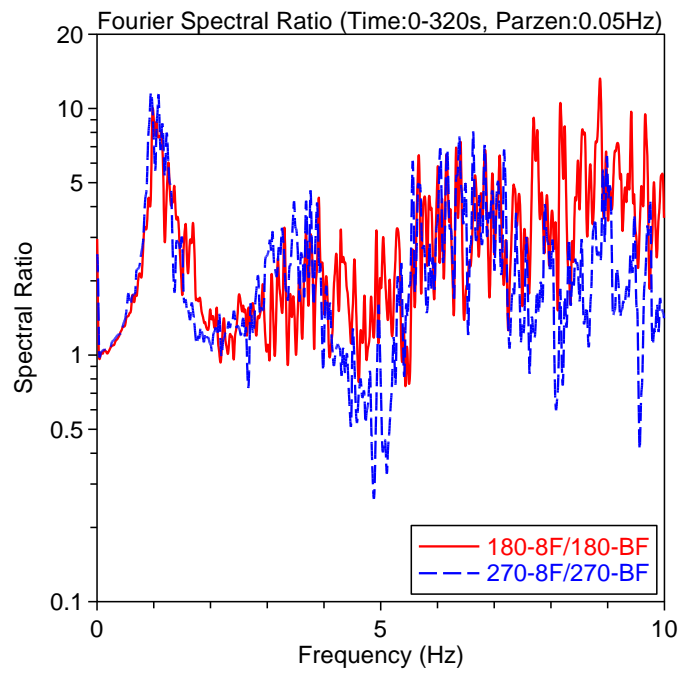


図 3. 4-3(b) フーリエスペクトル比(8F/B1F)

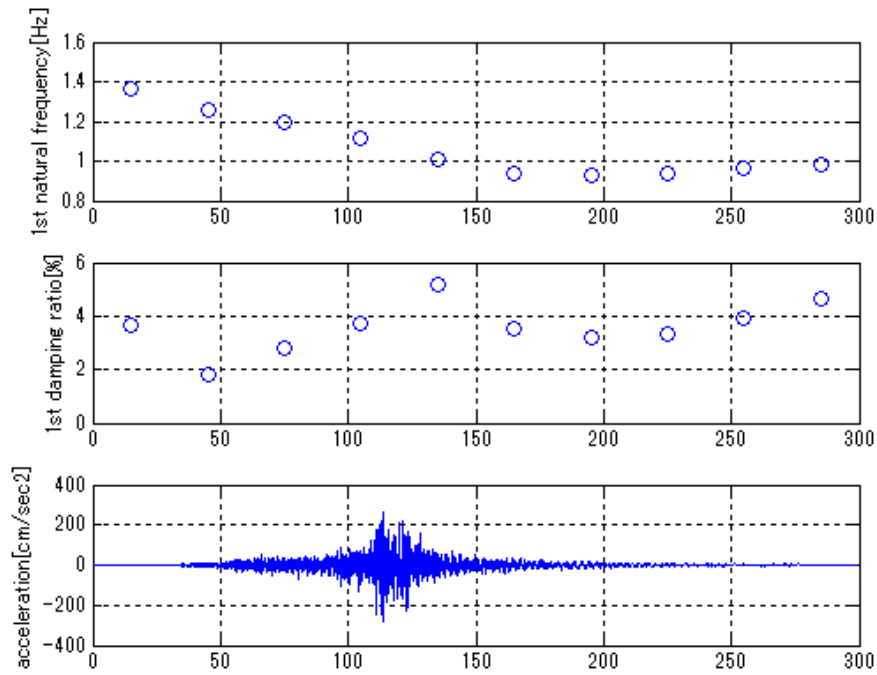


図 3. 4-3(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(180 方向、8F/B1F)

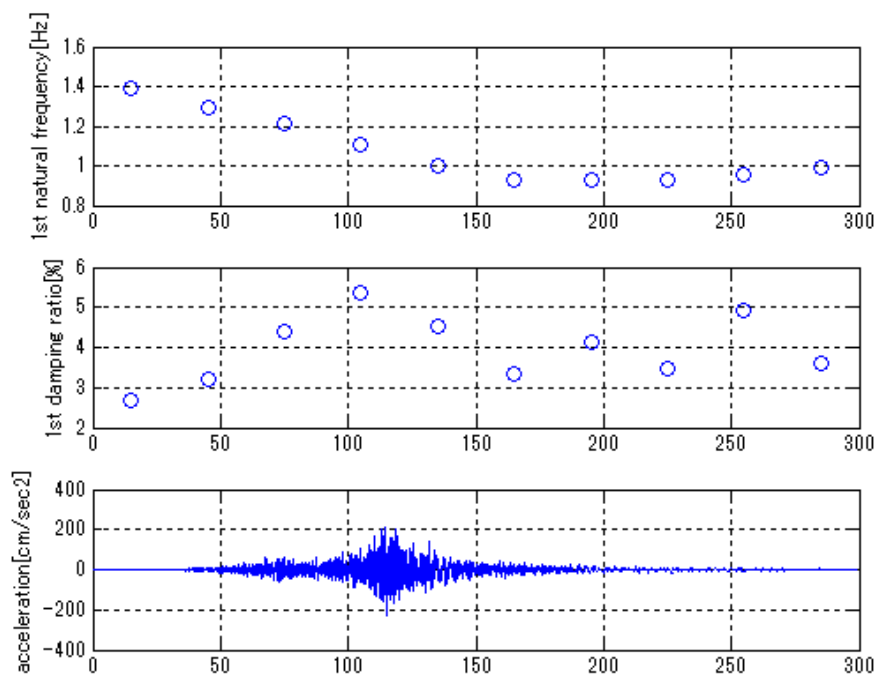


図 3. 4-3(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向、8F/B1F)

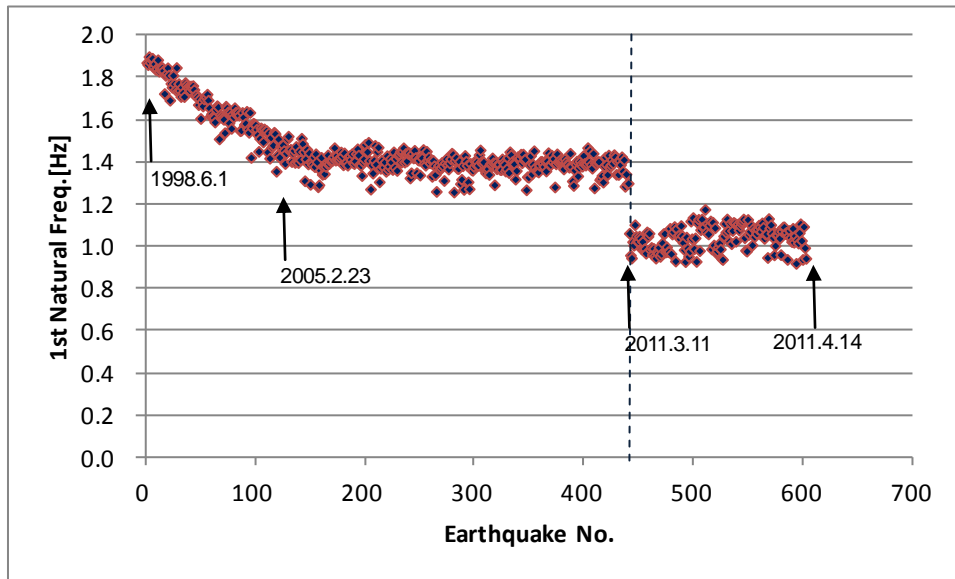


図 3.4-3(e) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(180 方向)

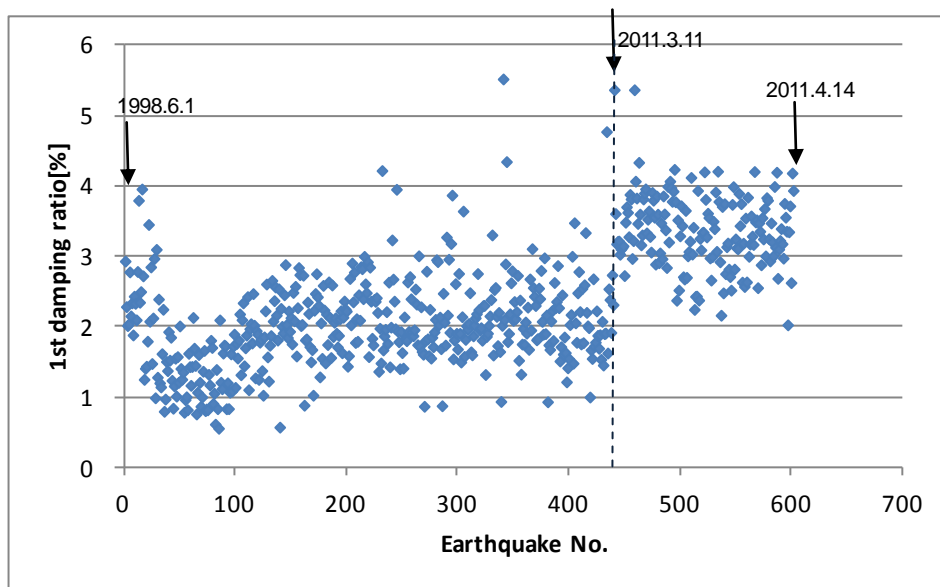


図 3.4-3(f) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化(180 方向)

(4) 建物 Q

建物 Q は千葉県に建設された 6 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-4 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-4(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。1.7Hz 付近と 2.3Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-4(c) と図 3.4-4(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 35%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-8%程度の値をとっている。

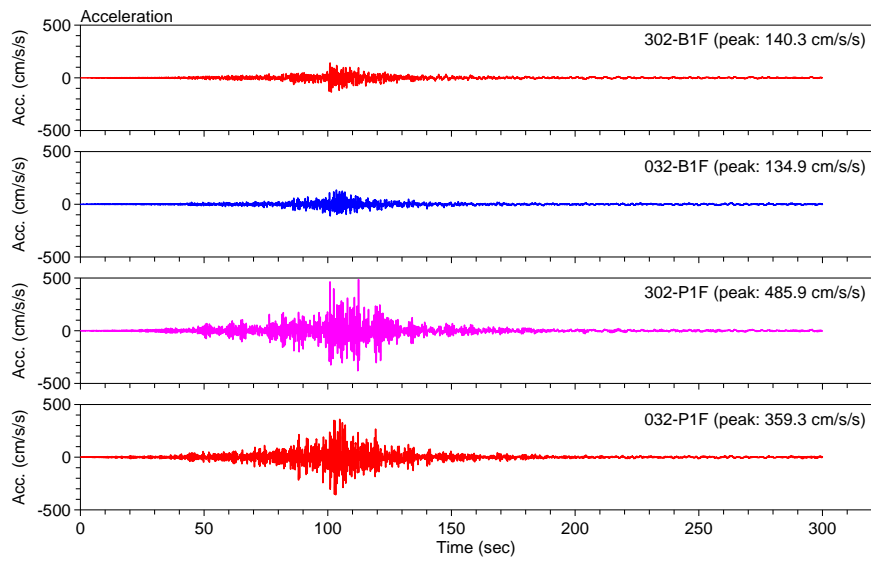


図 3.4-4(a) B1F と P1F の加速度記録

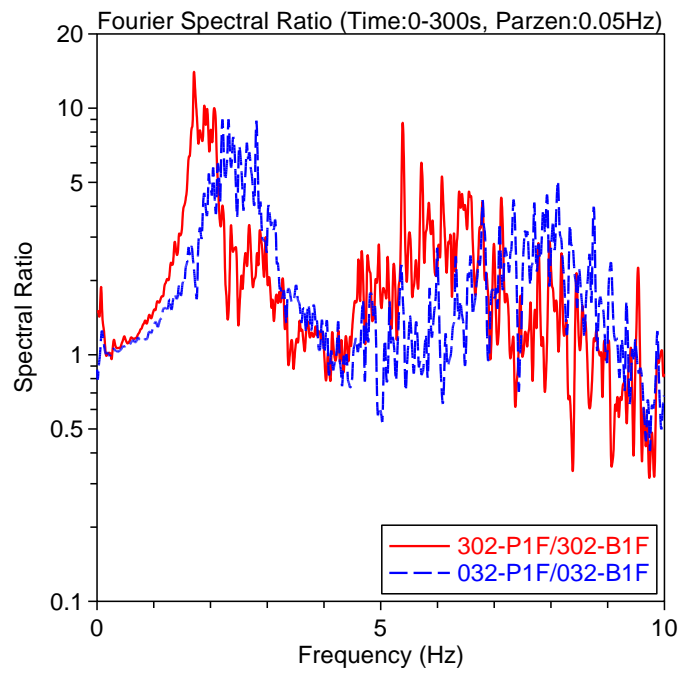


図 3.4-4(b) フーリエスペクトル比(P1F/B1F)

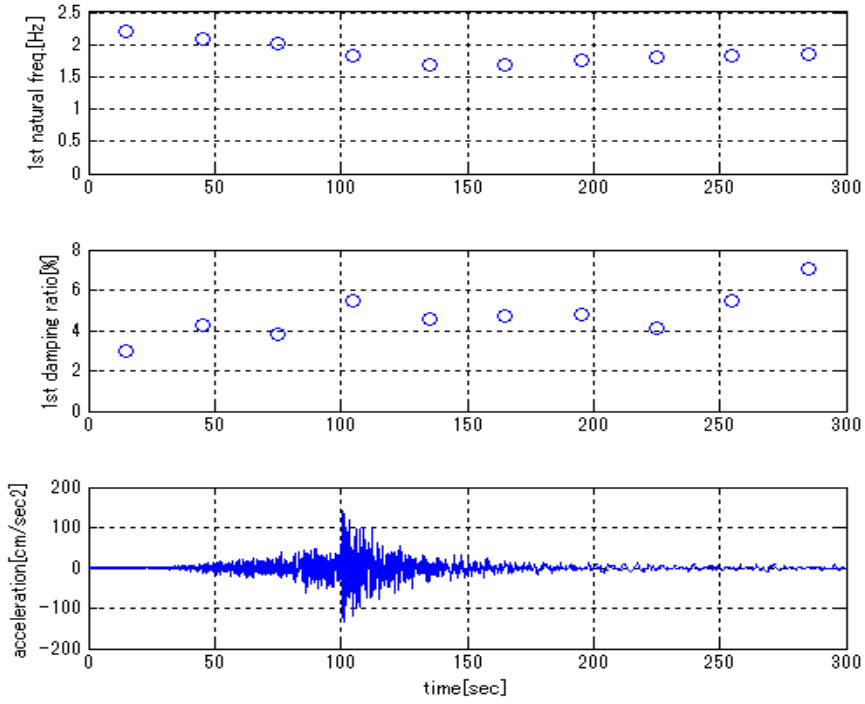


図 3.4-4(c) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(302方向、P1F/B1F)

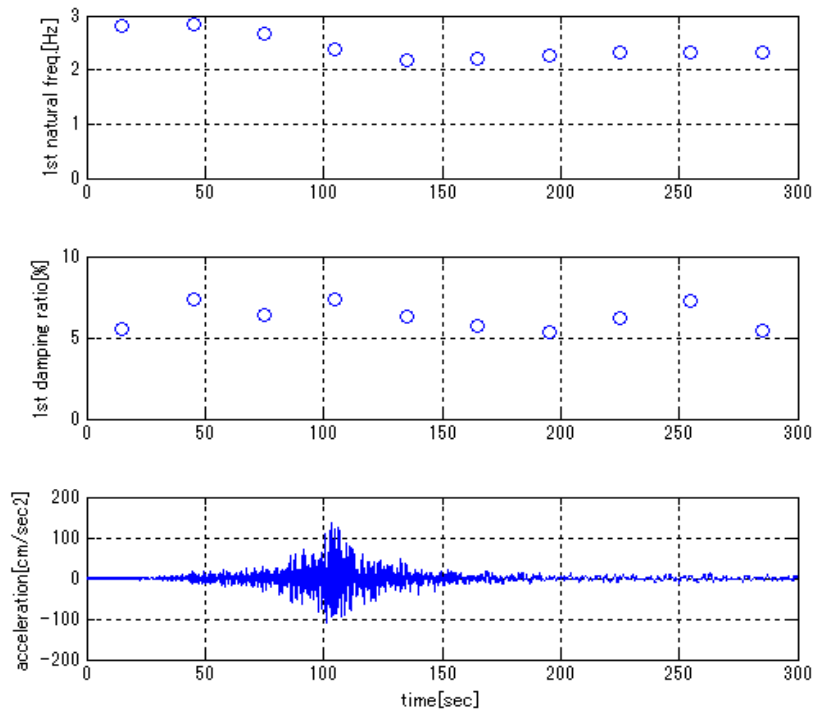


図 3.4-4(d) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(32方向、P1F/B1F)

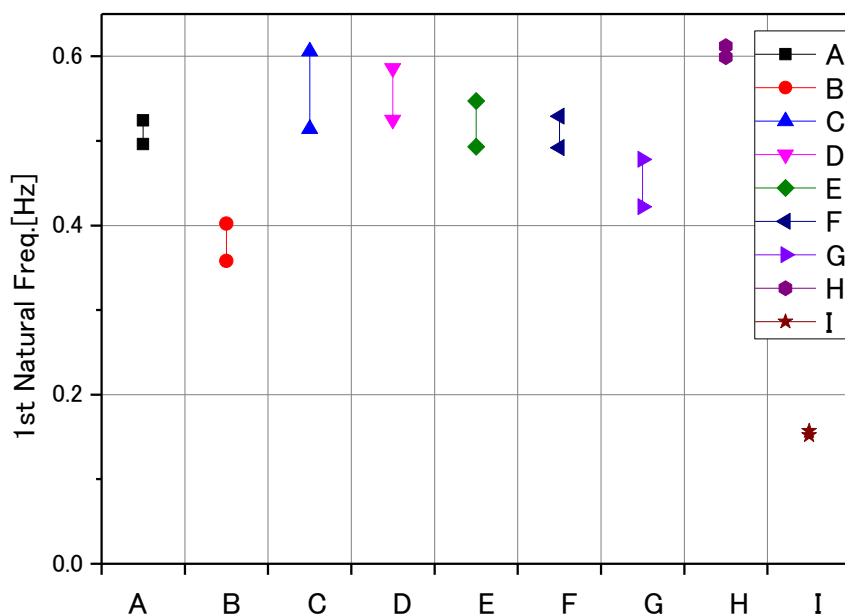
3.5 各種建築物の同定結果の傾向について

3.2 から 3.4 までで同定された各種建築物の固有振動数と減衰定数について、得られた結果の傾向を建築物種別ごとに以下に示す。

(1) 超高層建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各鉄骨造超高層建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-1 に示す。鉄骨造超高層建築物において、1 次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に 5%から 15%程度変化している。また、近畿地方に立地する建築物においては、1 次固有振動数は 2-3%程度変化している。もっとも震源に近い建物 A の振動数の変化は 5%程度であり、震源に近ければ振動数の変化が大きいとも限らないが、近畿に比べ東北・関東の方が変化が大きくなっている。

一方で、鉄筋コンクリート造超高層建築物の建物 J は、東北地方太平洋沖地震の最中に固有振動数が 25%程度低下しており、鉄骨造建築物に比べて、低下率が大きくなっている。これは、雑壁等におけるひび割れの発生など³⁻²⁾によると考えられる。



(建物 A が東北地方、建物 B~G が関東地方、建物 H, I が近畿地方)

図 3.5-1 鉄骨造超高層建築物の 1 次固有振動数の範囲

鉄骨造超高層建築物の固有周期と減衰定数の関係を、図 3.5-2 に示す。鉄骨造超高層建築物の 1 次減衰定数は、おおむね 1-3%の範囲に分布しており、固有周期と減衰定数の積は、3 から 6 の範囲の値をとっている。

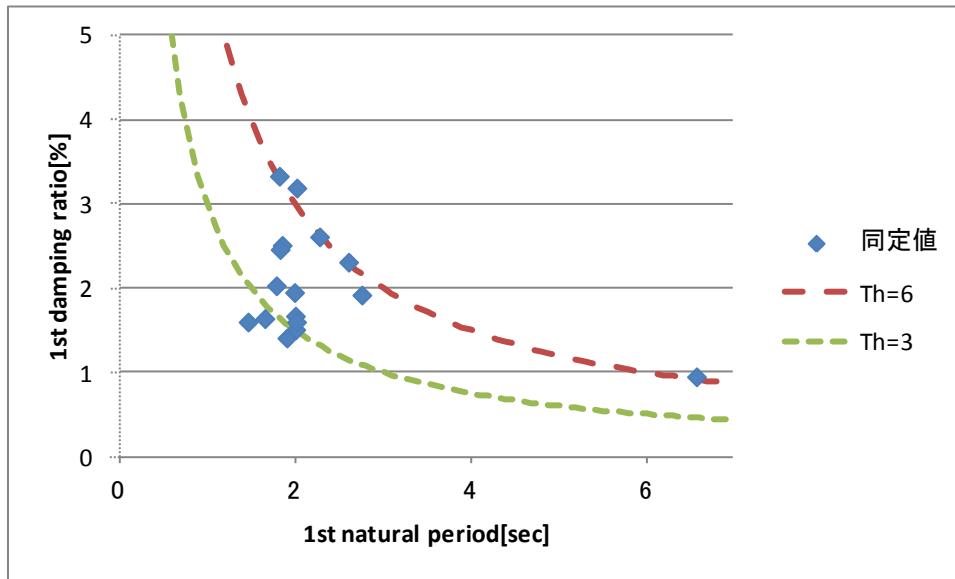


図 3.5-2 鉄骨造超高層建築物の1次固有周期と減衰定数の関係

日本建築学会では文献 3-8) で、実測データに基づく減衰定数について、整理してまとめている。鉄骨造建築物の結果を図 3.5-3 に示す。対象建築物が多いため、ばらつきが大きくなっているが、今回の結果はおおむね図 3.5-3 の範囲に収まっているが、減衰定数の値がやや大きめになっている。これは、日本建築学会のデータは、常時微動測定や起振機実験の結果など様々なデータが含まれるのに対して、今回の結果は東北地方太平洋沖地震の結果を対象にしているため、今回の結果の方が大振幅であるためと考えられる。

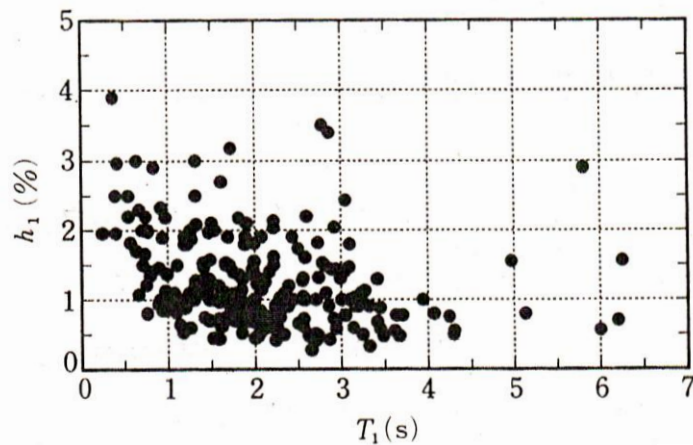


図 3.5-3 1次固有周期と減衰定数の関係³⁻⁸⁾

(2) 免震建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各免震建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-4 に示す。免震建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に15%から45%程度低下している。振動数の低下率は、建築物によって大きく異なるが、地震中の免震装置の寄与の度合いによって異なるものと考えられる。

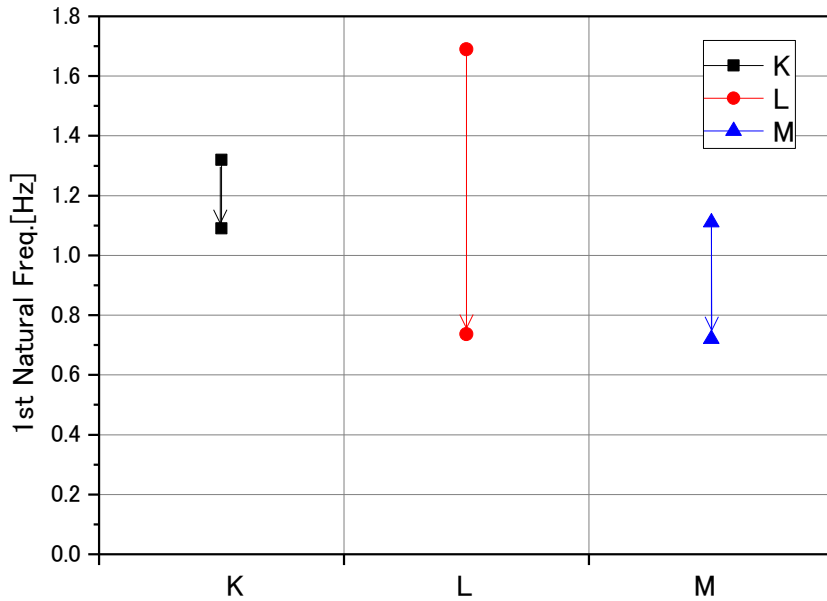


図 3.5-4 免震建築物の1次固有振動数の範囲

(3) 中低層一般建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各中低層一般建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-5 に示す。これらの中低層建築物は全て鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造である。これらの建築物において、1次固有振動数は、東北地方に立地する建築物においては地震の最中に5割程度低下している。また、関東地方に立地する建築物においては、1次固有振動数は3割程度低下している。中低層の鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造建築物のため、地震中のひび割れが多く発生しており^{3-6), 3-7)}、固有振動数も大きく低下しているものと考えられる。

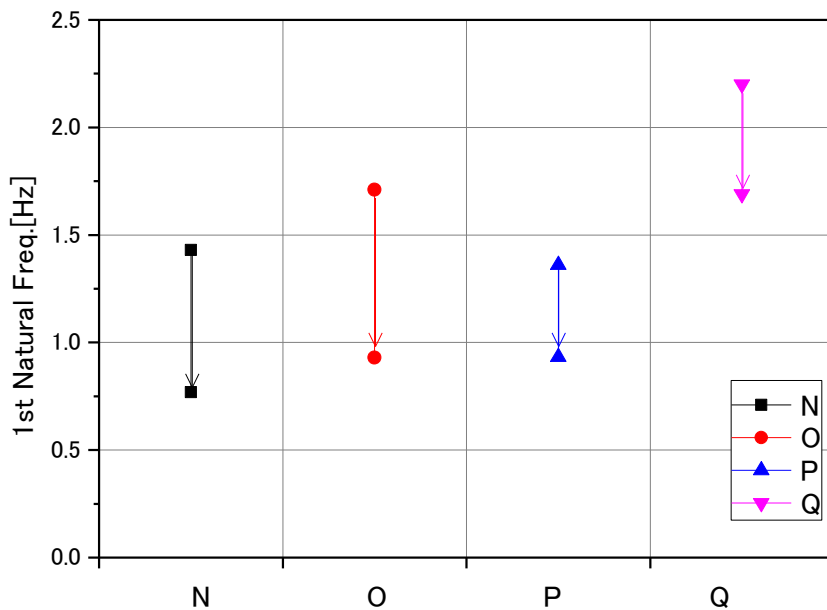


図 3.5-5 中低層一般建築物の1次固有振動数の範囲

3.6 まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建築物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている超高層建築物 10 棟、免震建築物 3 棟、中低層一般建築物 4 棟について、強震記録を用いたシステム同定を行い、建築物の振動特性を評価した。得られた知見を以下に示す。

(1) 超高層建築物：

鉄骨造超高層建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に5%から15%程度変化している。また、近畿地方に立地する建築物においては、1次固有振動数は2-3%程度変化している。

一方で、鉄筋コンクリート造超高層建築物の建物Jは、東北地方太平洋沖地震の最中に固有振動数が25%程度低下しており、鉄骨造建築物に比べて、低下率が大きくなっている。

減衰定数に関しては、鉄骨造超高層建築物においては、東北地方太平洋沖地震を境に大きな変化はみられなかったが、鉄筋コンクリート造超高層建築物においては、東北地方太平洋沖地震後、減衰定数が大きくなる傾向が見られた。

(2) 免震建築物：

免震建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に15%から45%程度低下している。振動数の低下率は、建築物によって大きく異なるが、地震中の免震装置の寄与の度合いによって異なるものと考えられる。建物Lと建物Mにおいては、主要動付近で全体系の減衰定数が60%程度に上昇する傾向が見られる。

(3) 中低層一般建築物：

対象とした中低層建築物は、全て鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造であり、これらの建築物において、1次固有振動数は、東北地方に立地する建築物においては地震の最中に5割程度低下している。また、関東地方に立地する建築物においては、1次固有振動数は3割程度低下している。

参考文献

- 3-1) 片山徹：システム同定—部分空間法からのアプローチ，朝倉書店，2004
- 3-2) 斉藤大樹：東日本大震災における超高層・免震建築物の挙動，日本地震工学会会誌，第15号，pp. 65-68，2011.10
- 3-3) 足立修一：MATLABによる制御のためのシステム同定，東京電気大学出版局，1996
- 3-4) 斎藤知生：システム同定による建築物の確率論的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第557号，pp. 93-100，2002.7
- 3-5) 赤池弘次：情報量規範AICとは何か，数理科学，1976，No. 153
- 3-6) 源栄正人、三辻和也、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，p. 45-46，2011.8
- 3-7) 鹿嶋俊英、小山信、石原直、飯場正紀：いわき市庁舎における2011年東北地方太平洋沖地震の強震記録と余震観測，日本地震工学会大会梗概集，p. 294-295，2011.11
- 3-8) 日本建築学会：建築物の減衰，pp. 137-143，2000

4. 強震観測記録に基づく超高層建築物の地震応答の評価

4.1 はじめに

本章では、強震記録を観測した建築物のうち、表 3.2-1 に示した建物 D および J を除く超高層鉄骨造建築物 8 棟を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行う。本章の応答解析で用いる解析モデルは、建設時の評定等で用いられたものと概ね同様であり、これらの解析モデルを用いた地震応答解析から得られる応答結果が、実際の強震観測記録とどの程度整合しているか明らかにすることは重要と考えられる。そのため、ここでは、これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰定数が建物応答に及ぼす影響等を明らかにする。

また、この地震では、東北地方から関東、近畿地方にかけての広範囲で超高層建築物が応答した可能性が有り、それらの建物応答がどの程度であったかを推定するために、今回強震観測が行われた超高層鉄骨造建築物の各層の最大層間変形角や塑性率等明らかにして、層が降伏するレベルに至っているかどうかや、ダンパーが降伏するレベルを超えているかどうか、また、どの地域の建築物で応答が大きくなっているか等を明らかにする。

4.2 解析対象建築物と解析方法

(1) 解析対象の超高層建築物の概要

ここで検討の対象としたのは、建築研究所が強震観測を実施している建物のうちの、超高層の鉄骨造建築物 8 棟であり、建設時における地震応答解析のモデル化の情報が入手できたもの等を解析対象にした。これらの解析対象建築物の、建物名称（3 章の建築物名と同じ名称を用いている）、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測した階を表 4.2-1 に示す。

建物の所在地は、宮城県から大阪府までの範囲である。建物階数としては 15 階から 52 階の範囲である。竣工年は 1973 年～2000 年の範囲となっている。これらの建物の構造形式は、比較的新しい建物では、制振壁等のダンパー付きの構造であるが、設計が 1990 年代の前半以前の建物では、純ラーメン構造や偏心 K 型ブレース付きラーメン構造、等となっている。表中にそれぞれの建物の地震観測を行った階を示している。建物の地下階または 1 階、中間階、上層階において、X、Y、上下方向の加速度を観測している。また、建物に隣接する別棟の 1 階で観測を行っている建物もある。

(2) 解析方法

表 4.2-1 に示したこれらの建物について、それぞれの建物の地下階または 1 階（または別棟 1 階）で観測された加速度記録を入力地震動とし、それぞれの建物の地下階は無視し、1 階床を基礎固定として、1 階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。評定等で用いられている解析モデルは通常 1 階から上部がモデル化されている。地下階で観測された記録を 1 階の床位置に入力する解析を行なう場合には、地下階の観測での加速度記録と 1 階の床位置の加速度記録の差が問題となる可能性があるが、一般的にはこれらの差は小さいと考えられ、ここではその影響を無視している。

解析対象建築物の X、Y 方向それぞれの地震応答解析を行い、建物の中間階や上層階で観測した加速度記録の最大値とこれらの建物の地震応答解析から得られる観測を行った階の加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、El Centro NS の 50kine を入力地震動とした場合の応答解析につい

ても、一部の建物で実施する。表 4.2-2 に、それぞれの建物で用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

本解析の応答解析の減衰は、減衰定数 2%の初期剛性比例型で解析を行うが、減衰の設定値が建物の地震応答結果に及ぼす影響を明らかにするために、3 章の同定解析から得られた解析対象建築物の 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリ型減衰の場合の応答解析も比較として行う。同定解析から得られた減衰の値は次節に示す。

表 4.2-1 解析対象建築物

建物名称	所在地	建物階数	竣工年	構造形式	地震観測の階
建物 A	宮城県	地上 15 階 塔屋 2 階	1973	X、Y 方向：鉄骨ラーメン構造	15F, B2F
建物 B	埼玉県	地上 26 階 塔屋 2 階	2000	X、Y 方向：極軟鋼制振壁付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 10F, B3F, 別棟 1F
建物 C	東京都	地上 19 階 塔屋 1 階	1990	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 8F, B1F
建物 E	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	20F, 1F
建物 F	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	19F, 1F
建物 G	神奈川県	地上 23 階 塔屋 1 階	1996	X、Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	23F, B2F
建物 H	大阪府	地上 15 階 塔屋 3 階	1974	X、Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH3F, B3F
建物 I	大阪府	地上 52 階 塔屋 3 階	1995	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	52F, 38F, 18F, 1F

注) 表 3.2-1 のうち、建物 D および J を除く 8 棟を対象とした。

(3) モデル化と復元力特性の設定

本章における解析対象建築物の解析モデルと復元力特性の設定方法を表 4.2-2 に示す。基本的には、入手した建物情報の応答解析モデルのモデル化の方法となるべく近いモデル化を行うこととしているが、解析モデルの詳細情報がわからない場合もあるため、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、必ずしも一致していないものもある。ほとんどの建物では、質点系の等価せん断型モデルにより、応答解析が行われているため、ここでも、同様に質点系の等価せん断モデルによる解析を行う。フレームの復元力特性はトリリニア型に置換している場合が多いが、それらのトリリニア型の第 1 折れ点の定義や第 2 折れ点の設定方法は、それぞれの建物の設計時の設定であるため、これらは必ずしも同一の定義、設定方法ではない。

表 4.2-2 解析モデルの設定方法

建物名称	モデル化の方法と復元力特性の設定	入力地震動 (最大加速度, 継続時間)
建物 A	オリジナルの解析モデルは、D 値法を用いて各層剛性を計算し、トリリニアの復元力特性が設定され、2 次剛性、3 次剛性は、初期剛性の 10%、1%で設定、X、Y 方向は同一の解析モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B2F-X(259.0cm/s ² 、301 秒) B2F-Y(163.3cm/s ² 、301 秒)
建物 B	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、制振壁ダンパーと柱梁フレームを組み合わせたトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのパネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで解析。	B3F-X(73.6cm/s ² 、599 秒) B3F-Y(62.6cm/s ² 、599 秒) 別棟 1F-X(90.9cm/s ² 、400 秒) 別棟 1F-Y(89.4cm/s ² 、400 秒) El Centoro NS 50kine (511cm/s ² 、53.7 秒)
建物 C	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B1F-X(69.0cm/s ² 、300 秒) B1F-Y(66.2cm/s ² 、300 秒)
建物 E	建物 E と建物 F はツインタワーであり、オリジナルの解析モデルは、各層をトリリニア型復元力特性とした質点系の擬似立体モデル。本解析では、ツインタワーを分離し、それぞれの建物をトリリニア型復元力特性の等価せん断型モデルで解析。	1F-X(90.8cm/s ² 、391 秒) 1F-Y(85.4cm/s ² 、391 秒)
建物 F	同上	同上
建物 G	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析では X 方向のみ、それと同じモデルで解析。Y 方向は観測記録の不良により解析不可。	B2F-X(59.5cm/s ² 、511 秒)
建物 H	オリジナルの解析モデルは、バイリニアの復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B3F-X(10.9cm/s ² 、157 秒) B3F-Y(8.9cm/s ² 、157 秒)
建物 I	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、曲げ変形成分を考慮したトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	1F-X(33.5cm/s ² 、999 秒) 1F-Y(34.3cm/s ² 、999 秒)

4.3 解析対象建築物の動的特性

(1) 同定解析から得られた減衰定数

3 章での観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の 1 次、2 次の減衰定数を算定した。表 4.3-1 にそれらの値を記す。1 次減衰定数は、概ね 1.5%~3%程度の範囲であり、2 次減衰定数は、2%弱~4%弱程度の範囲である。2 次の減衰定数と 1 次減衰定数の比は、0.8~3.2 の範囲であるが、平均は 1.49 である。本章の応答解析では、これらの値を用いたレーリー型減衰でも解析を行う。

表 4. 3-1 同定解析から得られた減衰定数

建物名称	方向	1次減衰定数 (%)	2次減衰定数 (%)	2次減衰定数/1次減衰定数
建物 A	X 方向	1.67	2.39	1.43
	Y 方向	1.95	2.88	1.48
建物 B	X 方向	1.92	1.93	1.01
	Y 方向	2.31	1.87	0.81
建物 C	X 方向	1.41	2.70	1.91
	Y 方向	2.03	3.30	1.63
建物 E	X 方向	1.51	1.93	1.28
	Y 方向	3.33	3.88	1.17
建物 F	X 方向	1.60	2.70	1.69
	Y 方向	2.51	3.08	1.23
建物 G	X 方向	2.61	3.36	1.29
建物 H	X 方向	1.60	2.29	1.43
	Y 方向	1.64	2.26	1.38
建物 I	X 方向	-	-	-
	Y 方向	0.95	3.01	3.17

(2) 解析対象建築物の固有周期

3章での観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の1次、2次の固有周期を算定した。表 4. 3-2 にそれらの値とともに本章の応答解析モデルの固有周期の値を比較して記す。同定解析結果に基づく、解析対象建築物の1次固有周期の範囲は1.47秒～6.57秒である。一方、これらの建物の解析モデル1次固有周期の範囲は、1.35秒～6.97秒である。1次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物HのX方向で、2割程度差が生じているが、その他は、1割程度の範囲内となっていることがわかる。

表 4.3-2 固有周期

建物名称	方向	同定解析(sec.)		解析モデル(sec.)		同定解析/解析モデル	
		1次周期	2次周期	1次周期	2次周期	1次周期	2次周期
建物 A	X 方向	2.004	0.638	2.012	0.694	1.00	0.92
	Y 方向	1.994	0.638	2.012	0.694	0.99	0.92
建物 B	X 方向	2.760	0.978	2.517	0.988	1.10	0.99
	Y 方向	2.609	0.902	2.394	0.949	1.09	0.95
建物 C	X 方向	1.906	0.659	1.915	0.739	1.00	0.89
	Y 方向	1.787	0.576	1.943	0.743	0.92	0.78
建物 E	X 方向	2.008	0.692	1.965	0.738	1.02	0.94
	Y 方向	1.821	0.622	1.917	0.725	0.95	0.86
建物 F	X 方向	2.017	0.694	1.966	0.740	1.03	0.94
	Y 方向	1.853	0.626	1.947	0.743	0.95	0.84
建物 G	X 方向	2.279	0.737	2.192	0.798	1.04	0.92
建物 H	X 方向	1.465	0.465	1.354	0.494	1.08	0.94
	Y 方向	1.656	0.517	1.370	0.508	1.21	1.02
建物 I	X 方向	-	-	6.971	2.588	-	-
	Y 方向	6.570	2.057	6.504	2.725	1.01	0.75

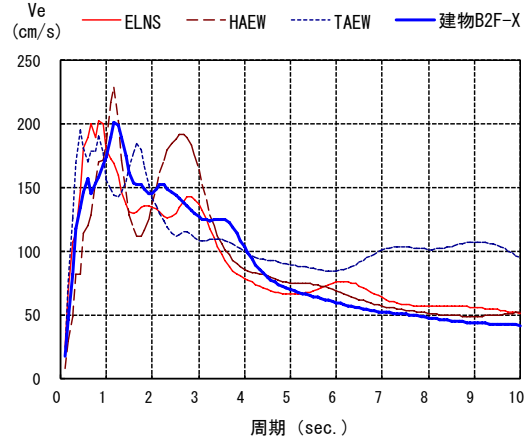
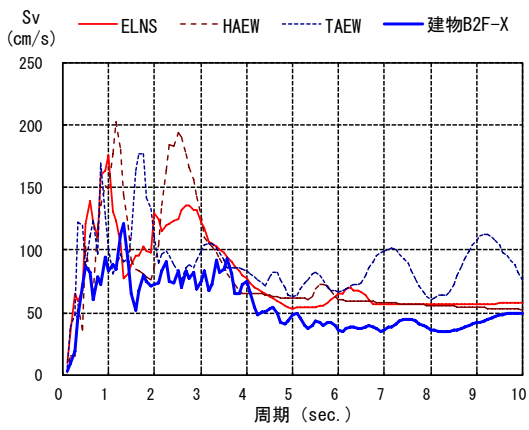
4.4 解析対象建築物の入力地震動の応答スペクトル

表 4.2-2 に示した解析対象建築物の X 方向及び Y 方向の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトル ($h=0.02$) 及びエネルギースペクトル ($h=0.10$) を、高層建築物の評定で用いられている 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW) と比較して、図 4.4-1~12 に示す。

図 4.4-1、2 は、建物 A の入力地震動のスペクトルである。1~2 秒程度までの周期では、速度応答は、50kine の半分程度であるが、エネルギースペクトルの値は、50kine の地震動に近い値になっている。2 秒~6 秒程度の範囲では、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに 50kine の地震動と概ね等しいレベルである。

建物 B では、4 秒以上の周期では、エネルギースペクトルは、50kine の地震動と同等レベルであり短周期に比べて、長周期領域で、比較的多くのエネルギーが入力していることがわかる。建物 C、E、F、G の地震動の応答スペクトルの形状やレベルは、比較的類似している。短周期の速度応答値は、50kine の地震動のスペクトルに比べれば、かなり小さな値であるが、4 秒以上の長周期領域のエネルギースペクトルの値は、50kine の地震動のスペクトルと概ね等しいレベルである。

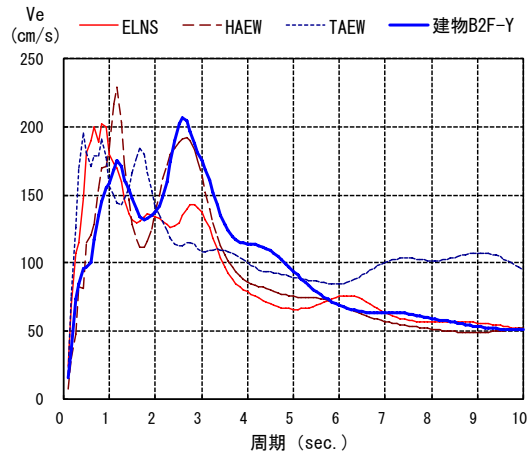
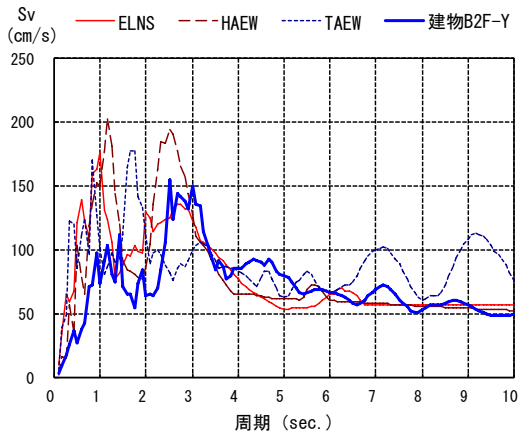
建物 H、I は、大阪に建設されている建物である。建物 H の応答スペクトルは、2.5 秒程度にピークが有るが、そのレベルは 50kine の地震動のスペクトルに比べ、かなり小さいことがわかる。一方、建物 I は、6.5 秒~7 秒程度にピークが有り、その速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、X 方向では、50kine の地震動のレベルと概ね等しい程度になっている。



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

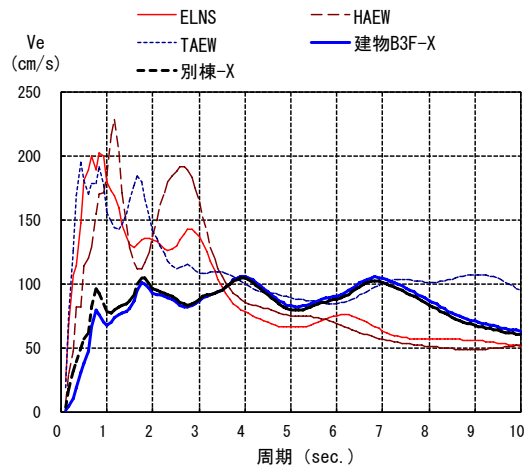
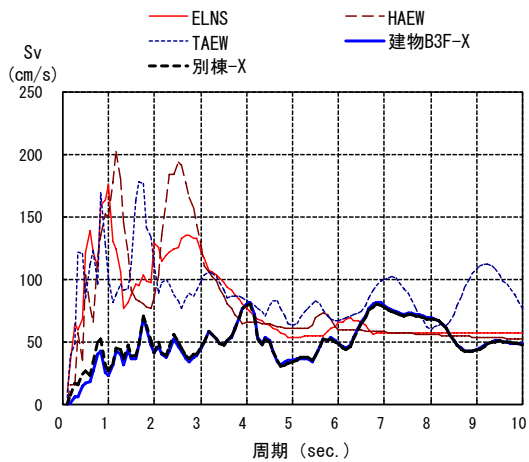
図 4. 4-1 建物 A(X 方向)の入力地震動 (B2F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

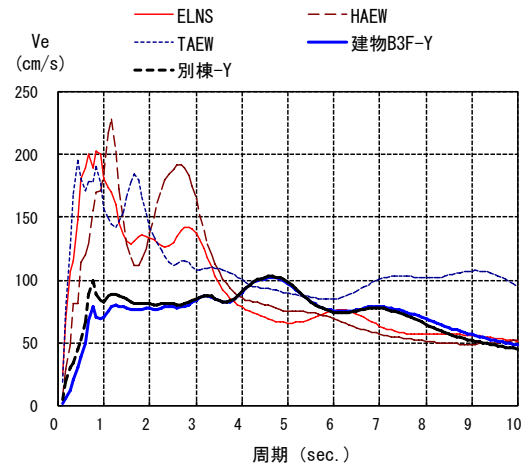
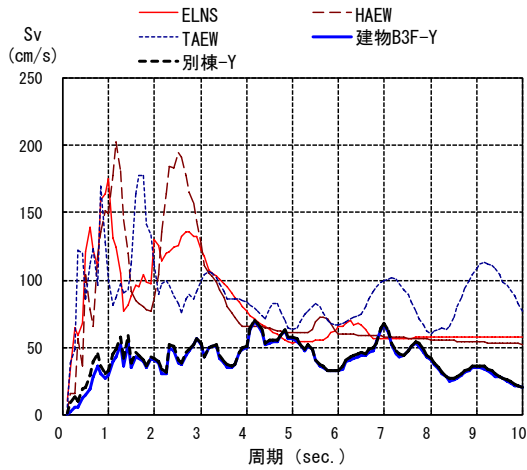
図 4. 4-2 建物 A(Y 方向)の入力地震動 (B2F-Y) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

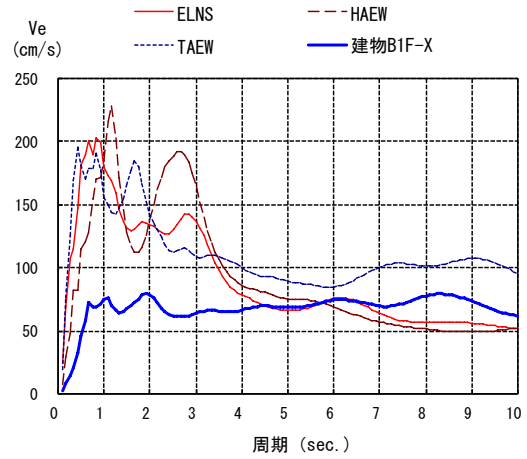
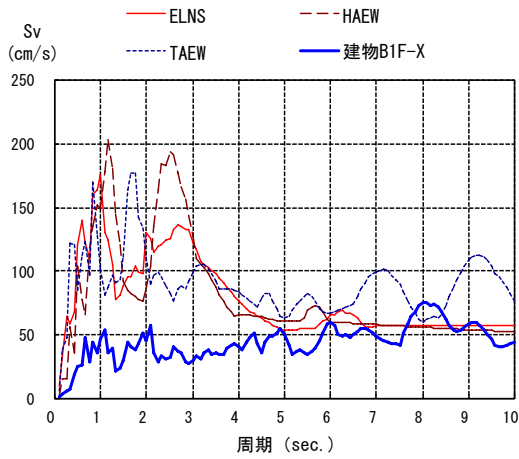
図 4. 4-3 建物 B(X 方向)の入力地震動 (B3F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

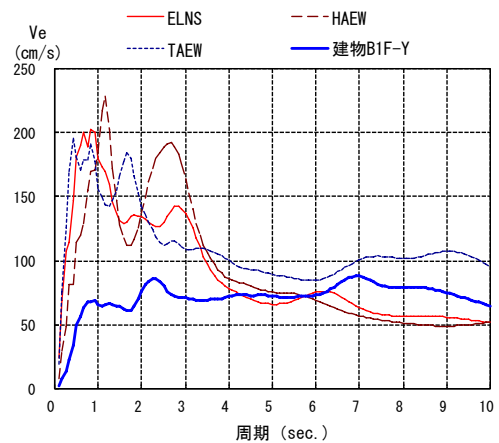
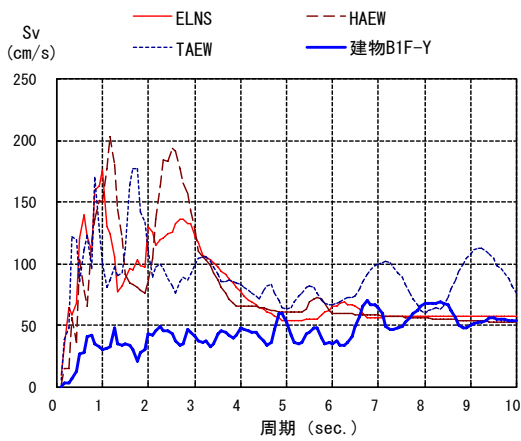
図 4. 4-4 建物 B(Y 方向) の入力地震動 (B3F-Y) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

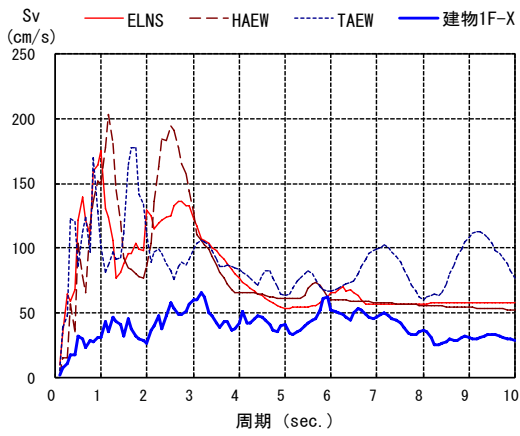
図 4. 4-5 建物 C(X 方向) の入力地震動 (B1F-X) の応答スペクトル



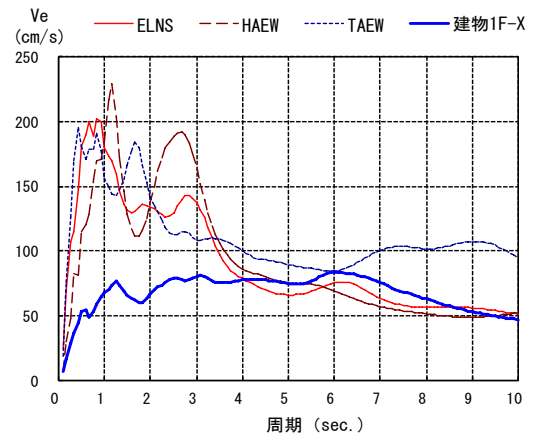
速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-6 建物 C(Y 方向) の入力地震動 (B1F-Y) の応答スペクトル

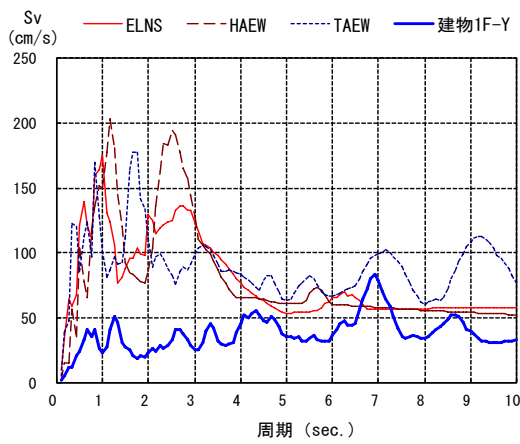


速度応答スペクトル (h=2%)

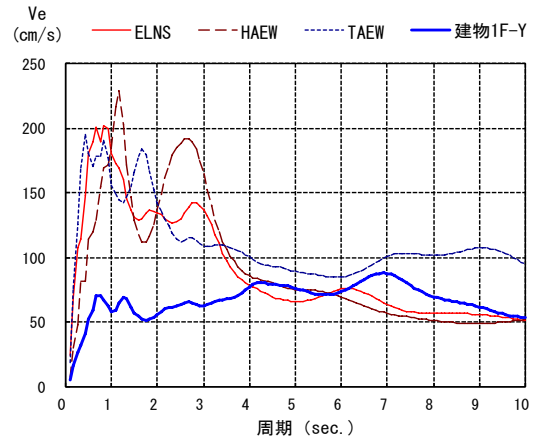


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4.4-7 建物 E、F (X 方向) の入力地震動 (1F-X) の応答スペクトル

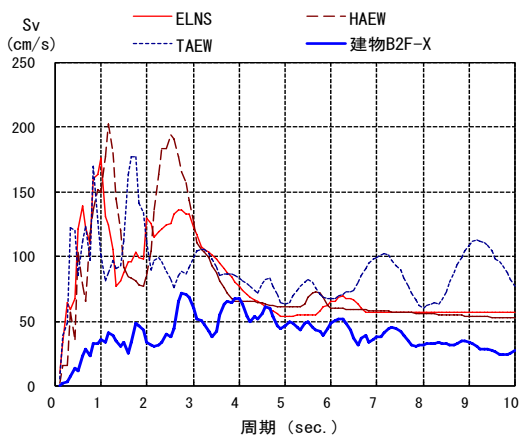


速度応答スペクトル (h=2%)

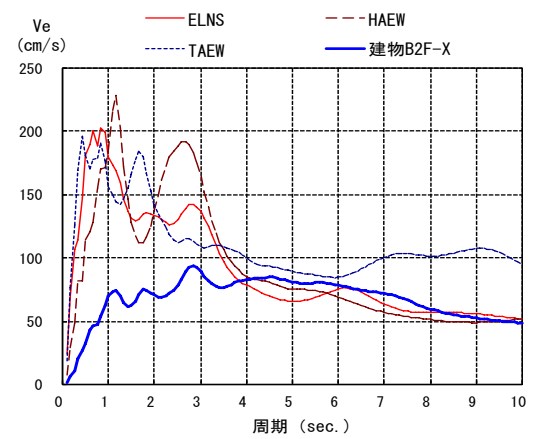


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4.4-8 建物 E、F (Y 方向) の入力地震動 (1F-Y) の応答スペクトル

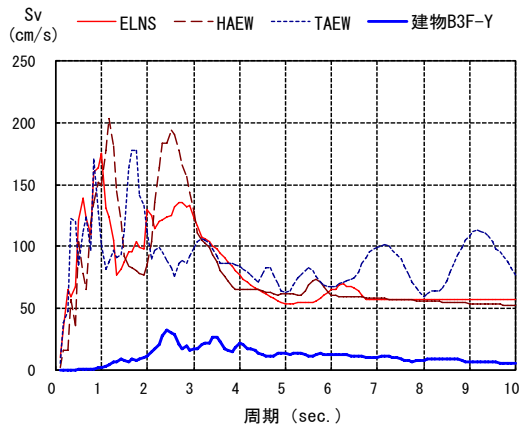


速度応答スペクトル (h=2%)

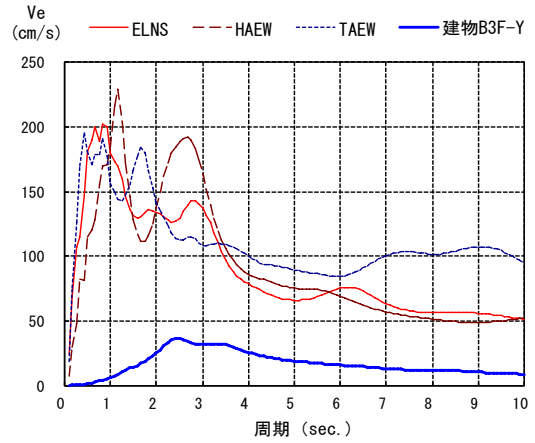


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4.4-9 建物 G (X 方向) の入力地震動 (B2F-X) の応答スペクトル

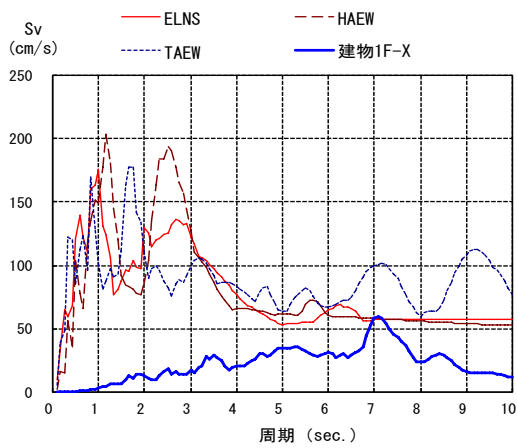


速度応答スペクトル (h=2%)

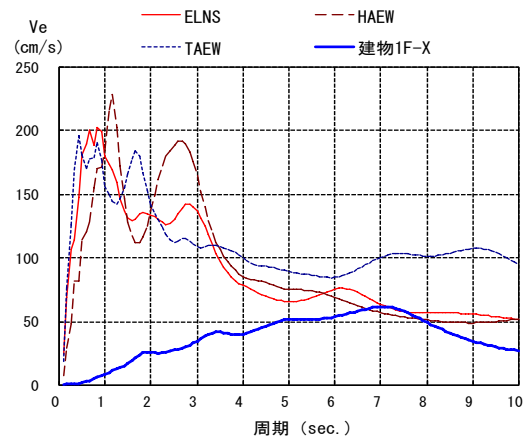


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-10 建物 H (Y 方向) の入力地震動 (B3F-Y) の応答スペクトル

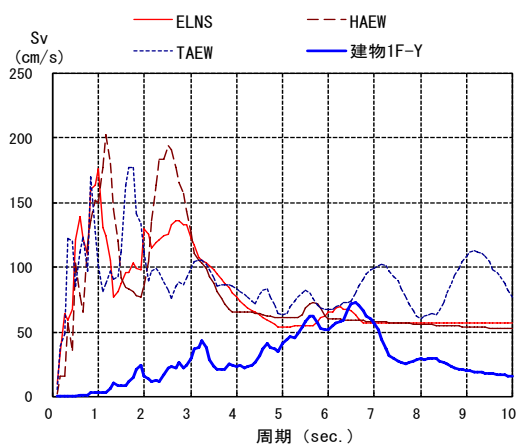


速度応答スペクトル (h=2%)

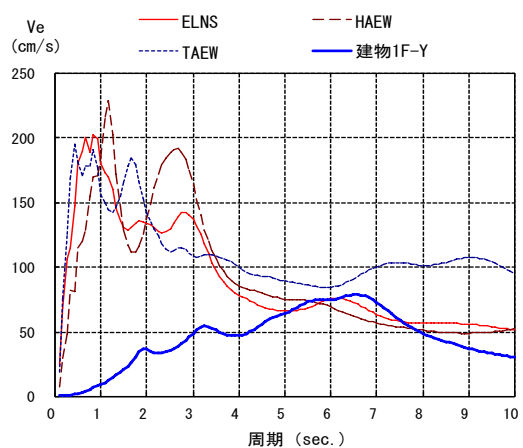


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-11 建物 I (X 方向) の入力地震動 (1F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)



エネルギースペクトル (h=10%)

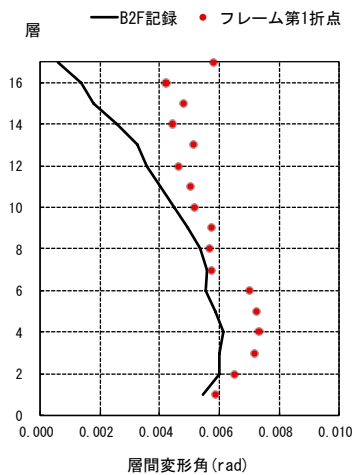
図 4. 4-12 建物 I (Y 方向) の入力地震動 (1F-Y) の応答スペクトル

4.5 解析対象建築物の地震応答解析結果

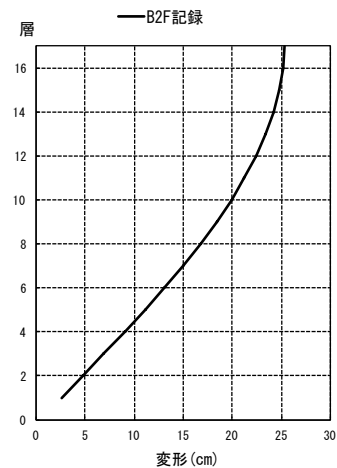
表 4.2-2 で示した各解析モデルとそれぞれの入力地震動に対する 2%剛性比例減衰による応答解析、及び表 4.3-1 に示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰による応答解析を行う。それらの解析結果の各層の最大層間変形角、最大変形、最大絶対加速度、フレーム第 1 折れ点から計算したフレームの塑性率、ダンパーの平均累積塑性変形倍率、等を建物毎に以下に示す。また、それぞれの結果の最大絶対加速度の図中には、建物上部で観測された地震記録の最大加速度値をプロットしている。なお、これらの建物のフレームの第 1 折れ点は、「4.2 (3) モデル化と復元力特性の設定」で示したように、解析対象建築物それぞれの設計時に設定されたものであるため、同一の定義ではないと考えられるが、一般的な鉄骨造ラーメン建築物をトリリニア型に置換した場合の第 1 折れ点は、当該層のいずれかの部材が最初に全塑性耐力に達する点と考えられる。

4.5.1 建物 A

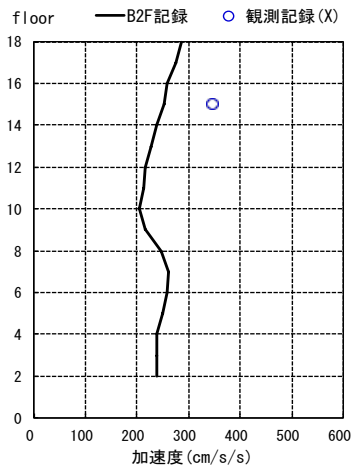
建物 A は、宮城県に建設されている建物であり、X、Y 方向が同一のモデルである。このモデルについて、X、Y 方向の B2F で観測された地震動を用いた応答解析を行う。減衰は、2%剛性比例型と同定解析から得られたレーリー型減衰である。解析結果を図 4.5-1～4 に示す。最大層間変形角は、X 方向が Y 方向よりやや大きく、図 4.5-1、4.5-2 の(a)図では、低層部分で 0.006rad をやや越える変形角である。フレームの塑性率は X 方向の 7 層で 1.0 を少し越えている。減衰の設定を、同定解析から得られたレーリー型減衰にした場合、2%剛性比例型に比べ、変形応答は少し大きくなり、加速度応答も大きくなっている。また、図 4.5-2 (c)の加速度応答の図からは、高次モードの影響と思われるような加速度分布となっている。15F での応答加速度は、同定解析から得られたレーリー型減衰にした場合の方が観測値に近づいている。



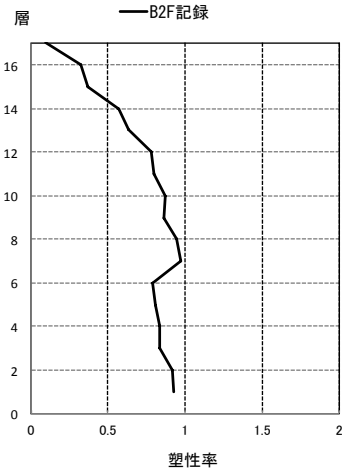
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

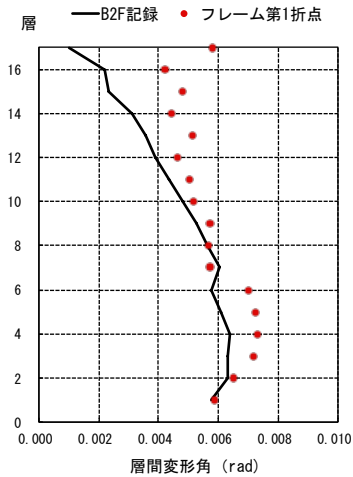


(c) 最大絶対加速度

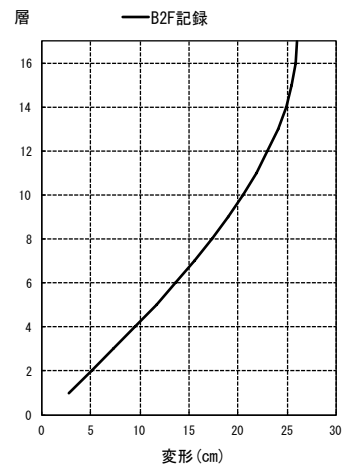


(d) フレームの塑性率

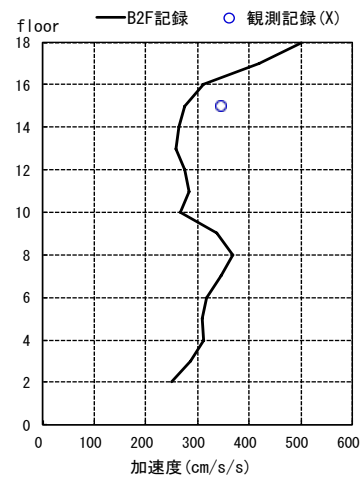
図 4.5-1 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



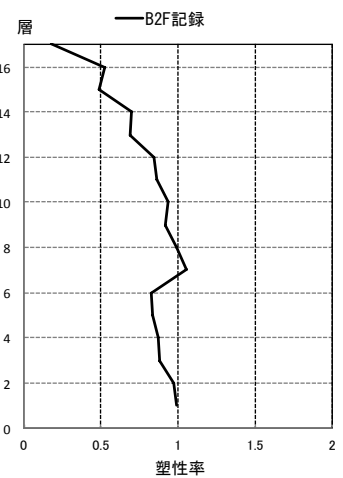
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

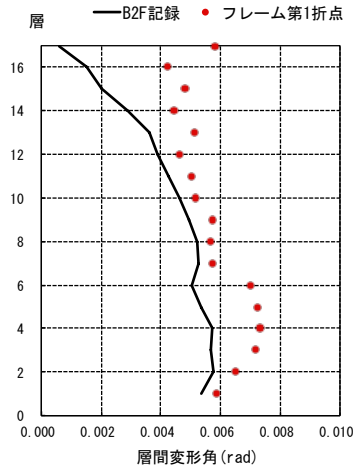


(c) 最大絶対加速度

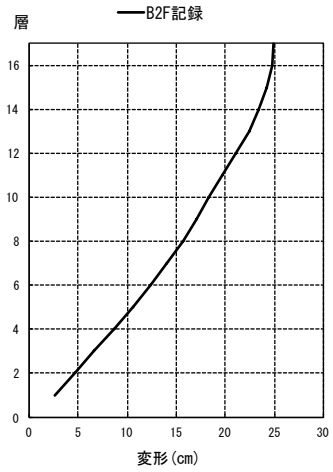


(d) フレームの塑性率

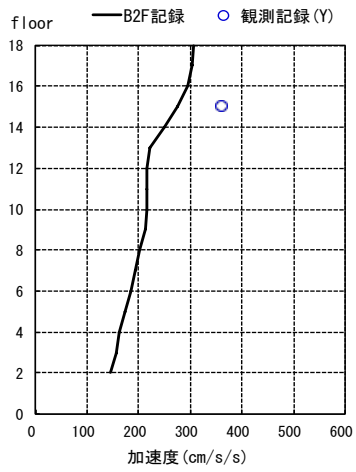
図 4.5-2 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



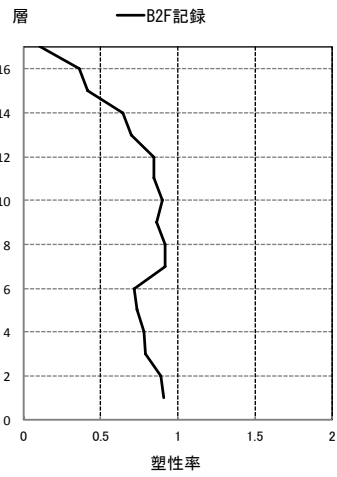
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

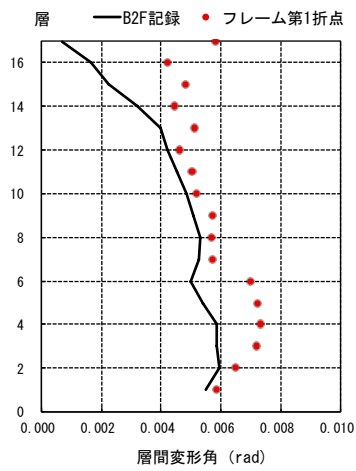


(c) 最大絶対加速度

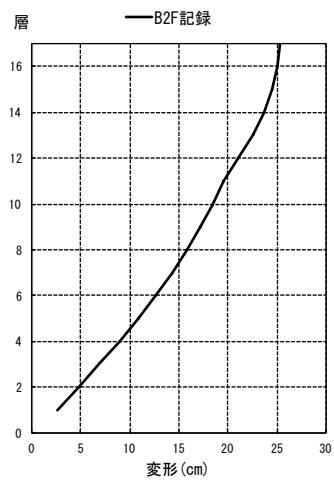


(d) フレームの塑性率

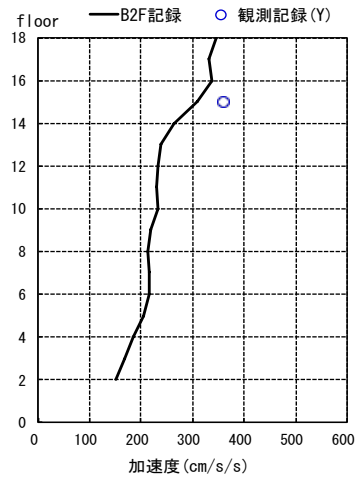
図 4.5-3 Y 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



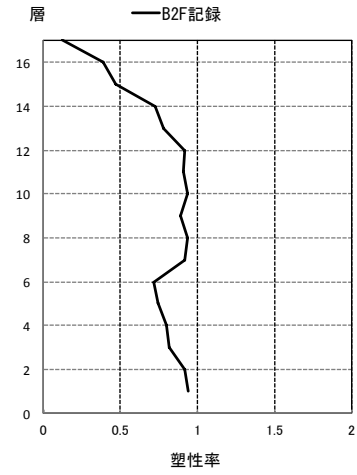
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-4 Y 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.2 建物B

建物Bについては、この建物のB3Fと隣接する別棟の1Fで記録を観測している。これらの地震動を入力地震動として、建物のX、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は、2%剛性比例型及び同定解析から得られたレーリー型減衰である。また、応答の比較として、EL Centro NS 50kineを入力地震動とした応答解析も行う。X方向の解析結果を図4.5-5～7に、Y方向の結果を図4.5-8～10に示す。

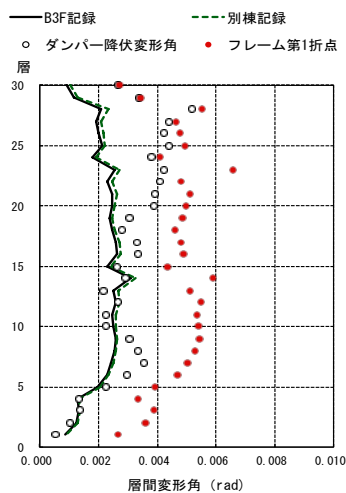
観測記録を用いた応答解析による最大層間変形角は最大でも0.003radであり、小さい変形である。図中には、ダンパー降伏変形角を示しているが、X方向Y方向ともに、一部の層で、制振壁ダンパーが降伏するレベルに達している。特にY方向では、図4.5-8、9で示すように制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は、11階～13階では、20～25程度になっている。これらの結果と、EL Centro 50kineの応答結果を比較して、図4.5-10に示す。EL Centro 50kineの地震動によるダンパーの損傷は、45程度であり、今回の地震は、その半分程度であることがわかる。なお、平均累積塑性変形倍率 \bar{h} は、正側と負側の累積塑性変形倍率の平均であり、下式で定義される値である^{4.5-1}。

$$\bar{h} = \frac{W_p}{2(Q_y \times d_y)} \quad (4.5-1)$$

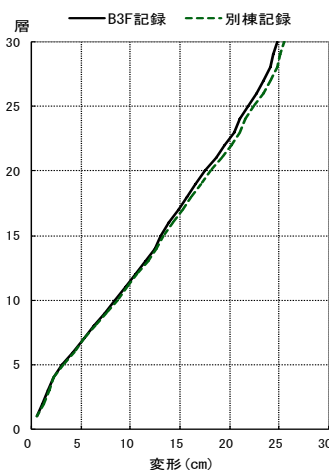
ここで、 W_p は、ダンパーが吸収した塑性歪エネルギー、 Q_y はダンパーの降伏耐力、 d_y はダンパーの降伏耐力時の変形である。

B3Fの記録と別棟の記録での応答結果を比較すると、別棟の記録による応答の方が、加速度応答は少し大きくなっている。Y方向の建物頂部付近での観測による加速度記録は、700gal程度のかかなり大きな加速度応答であり、応答解析では、減衰の設定条件を変えても、このような大きな加速度応答にはならない。なお、(c)図の観測記録の凡例の表示の、S、N、Cは、観測したフロアの地震計の設置場所を意味し、それぞれ、建物の南側、北側、中央に設置した加速度計の値である。

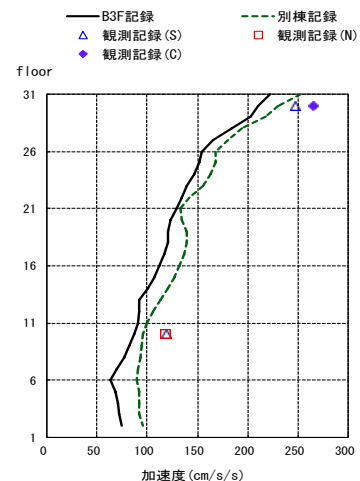
同定解析から得られたレーリー型減衰による解析結果と2%剛性比例型の結果を比較すると、同定解析から得られたレーリー型減衰の方が、加速度応答は大きくなっているのがわかる。また、変形応答も少しだけ大きくなっているが、ほとんど差がないレベルである。



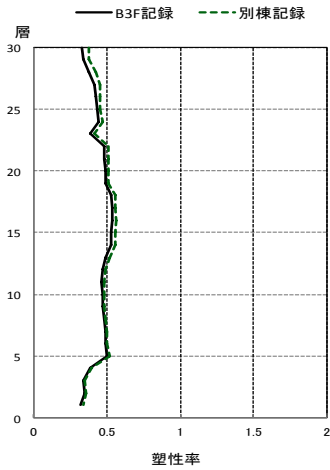
(a) 最大層間変形角



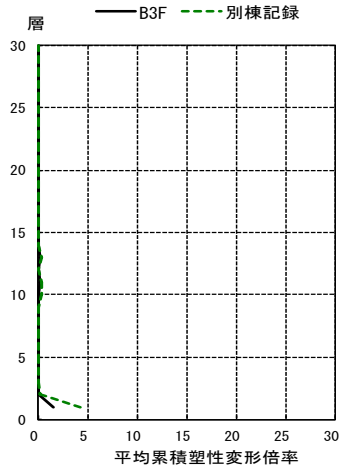
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

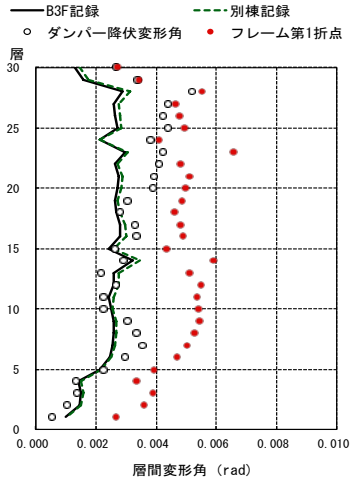


(d) フレームの塑性率

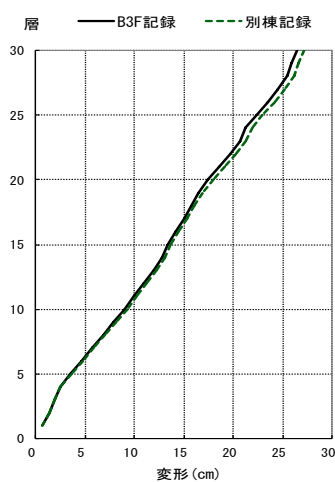


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

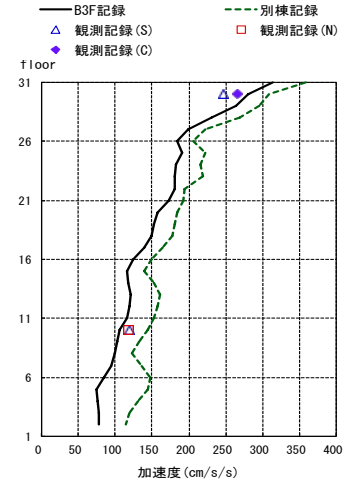
図 4.5-5 X方向骨組のB3F記録と別棟1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



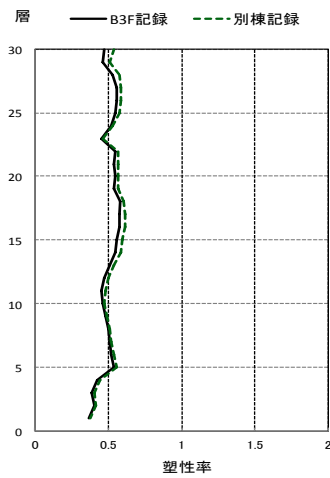
(a) 最大層間変形角



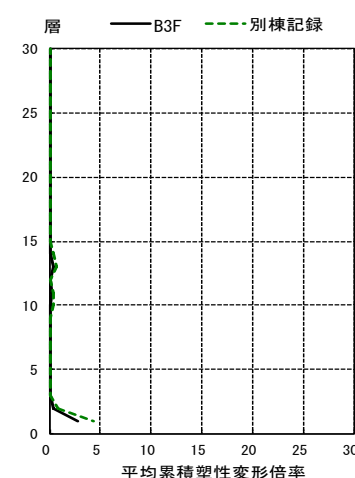
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

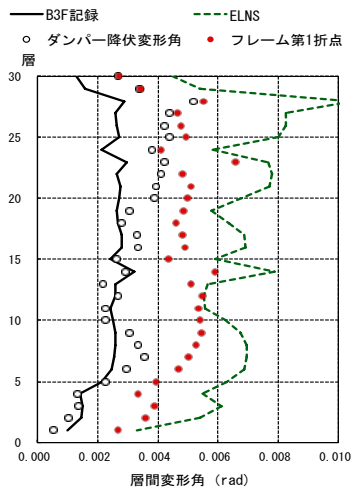


(d) フレームの塑性率

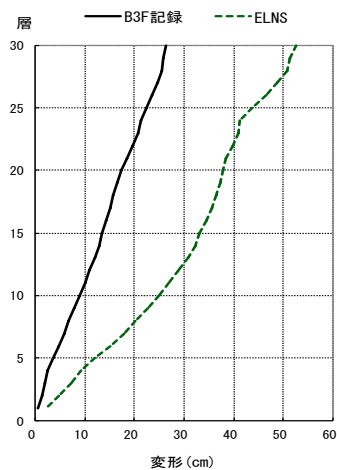


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

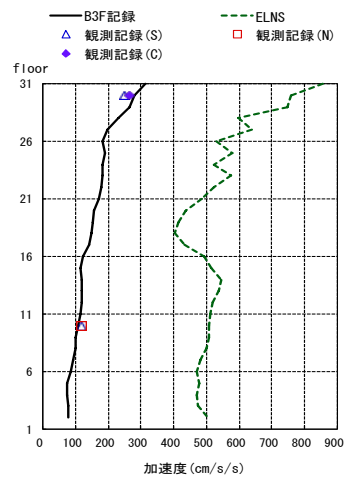
図 4.5-6 X方向骨組のB3F記録と別棟1F記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリ一型減衰)



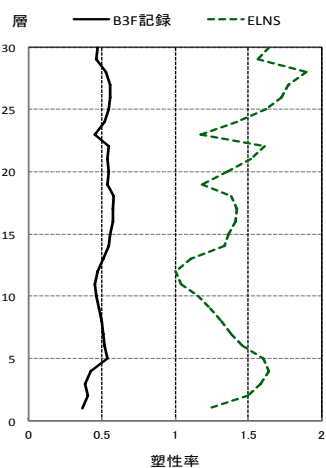
(a) 最大層間変形角



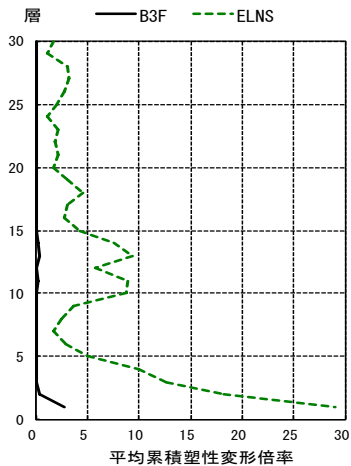
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

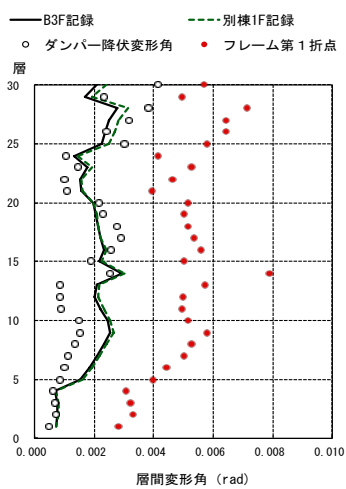


(d) フレームの塑性率

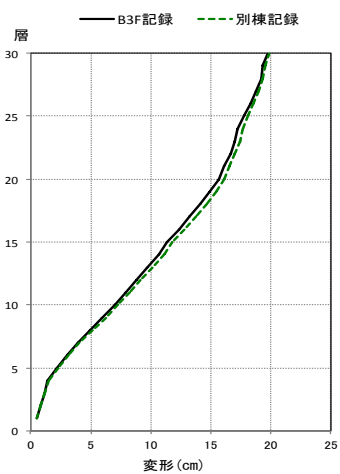


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

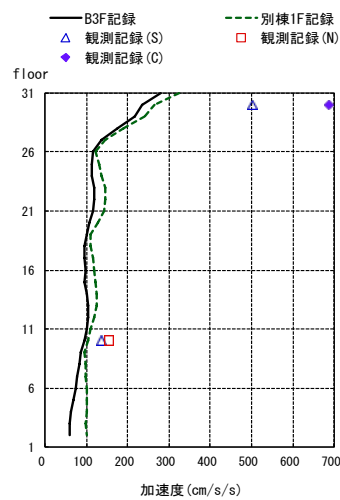
図 4.5-7 X 方向骨組の B3F と EL Centro 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



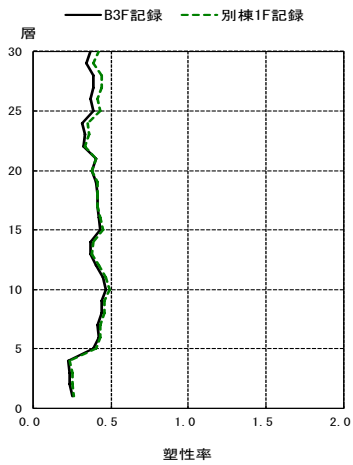
(a) 最大層間変形角



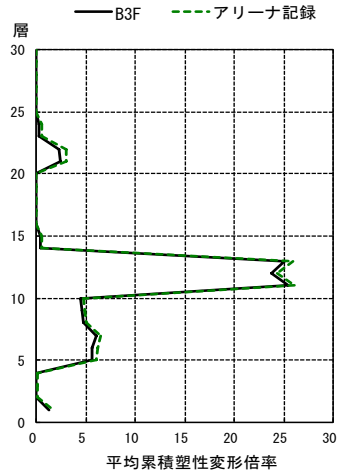
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

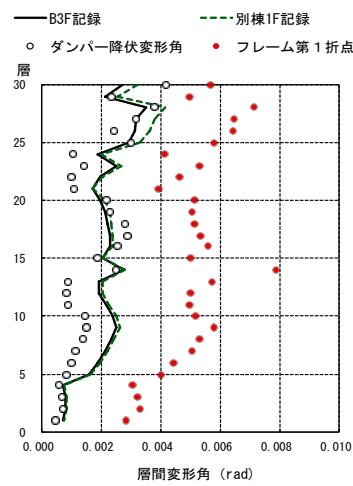


(d) フレームの塑性率

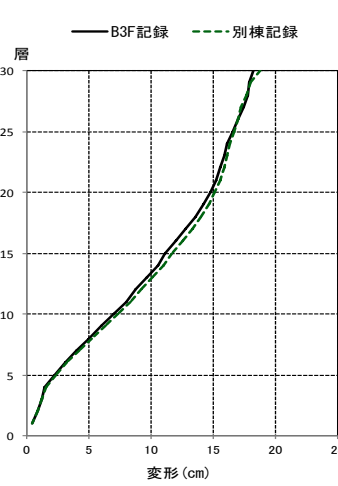


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

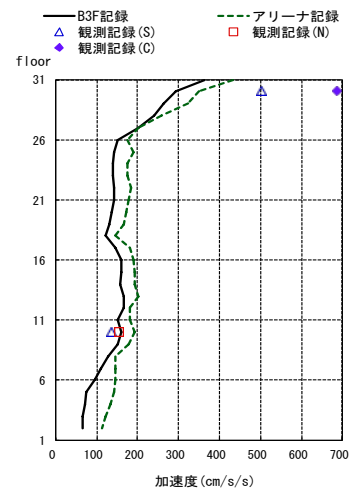
図 4.5-8 Y 方向骨組の B3F 記録と別棟 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



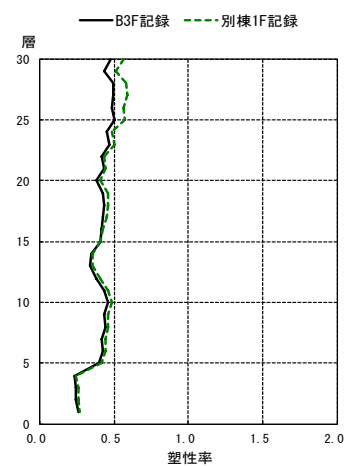
(a) 最大層間変形角



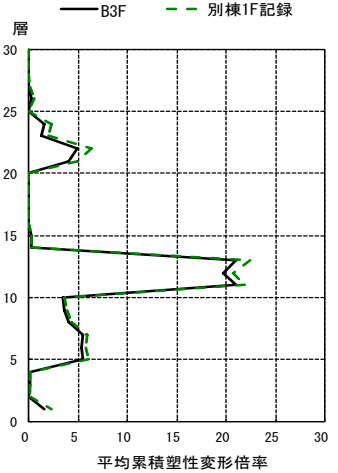
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

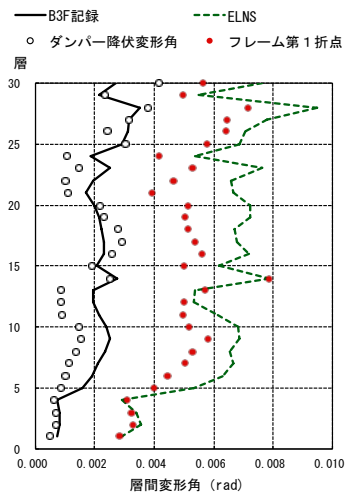


(d) フレームの塑性率

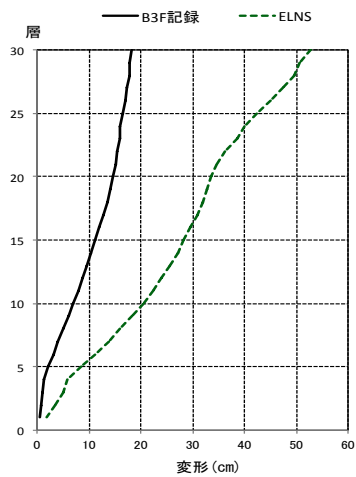


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

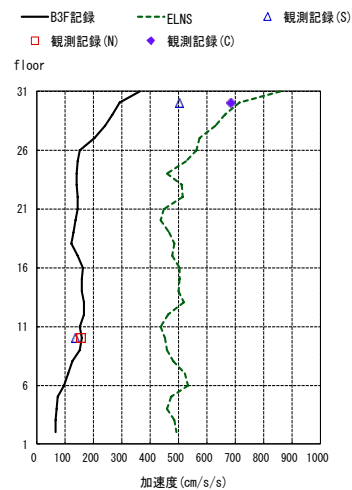
図 4.5-9 Y 方向骨組の B3F 記録と別棟 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



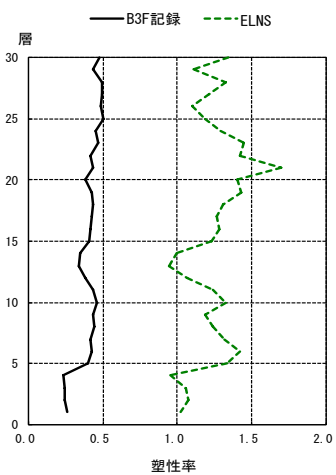
(a) 最大層間変形角



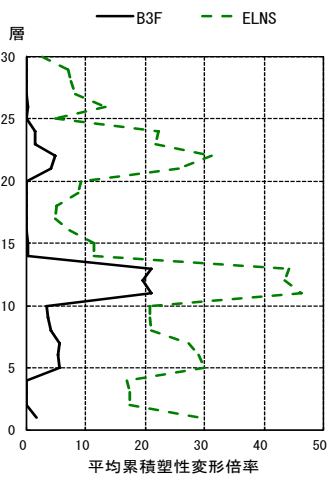
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率



(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

図 4.5-10 Y方向骨組のB3FとEL Centro記録による各層の応答(同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.3 建物C

建物Cについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は、2%剛性比例型及び同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-11、12にX方向、13、14にY方向の結果を示す。

これらの解析による、各層の最大層間変形角は、最大で0.004rad程度であり、塑性率は0.6程度である。X、Y方向ともに、減衰の設定を、同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰にして解析した方が、観測記録の加速度応答に近い結果となっている。

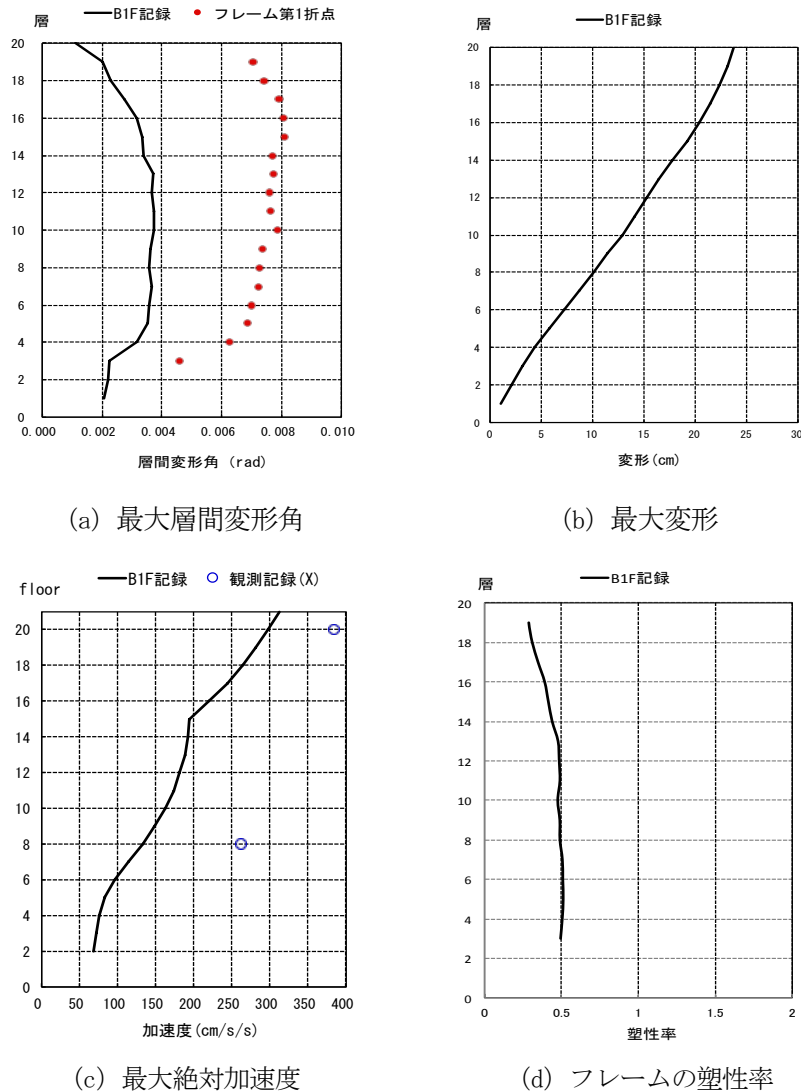
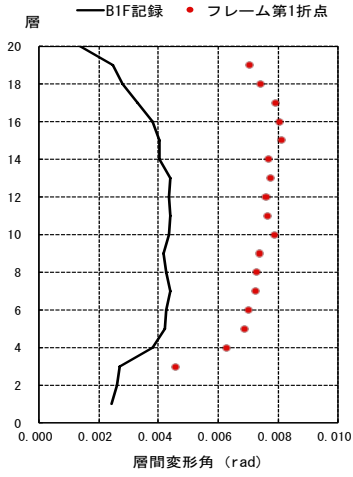
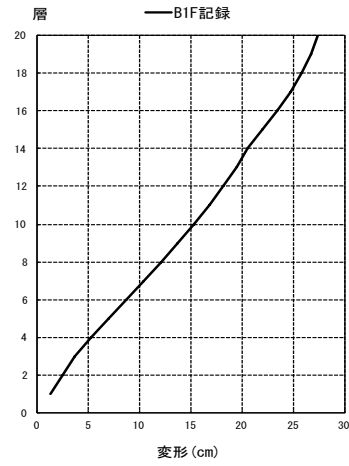


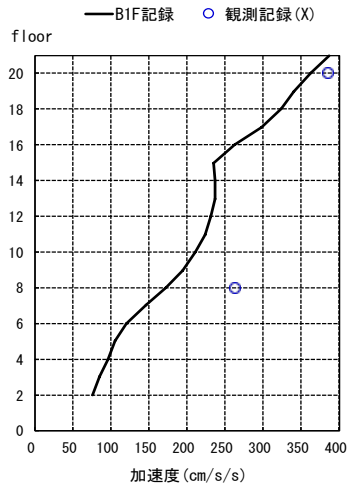
図4.5-11 X方向骨組のB1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



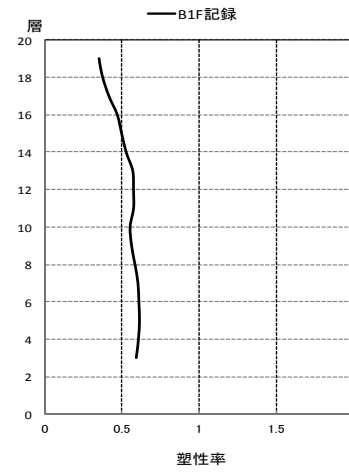
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

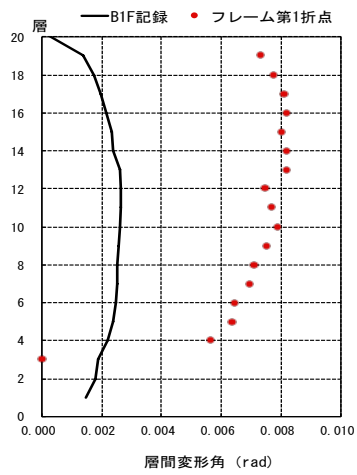


(c) 最大絶対加速度

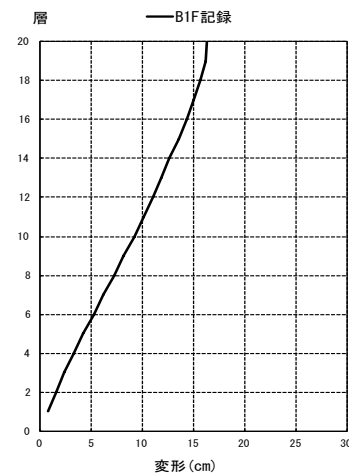


(d) フレームの塑性率

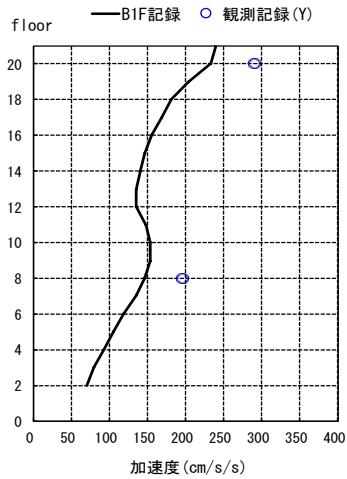
図 4.5-12 X 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



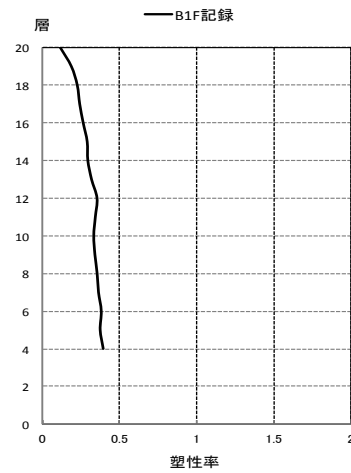
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

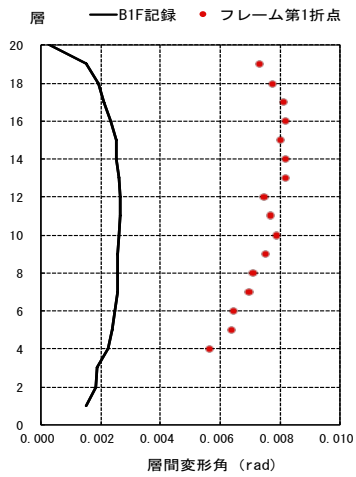


(c) 最大絶対加速度

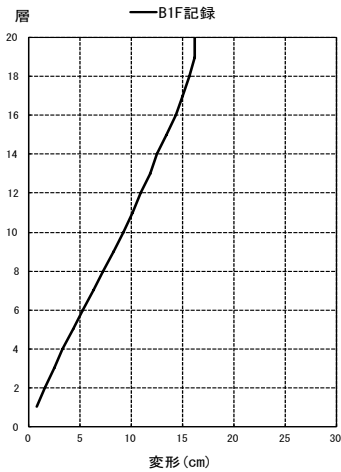


(d) フレームの塑性率

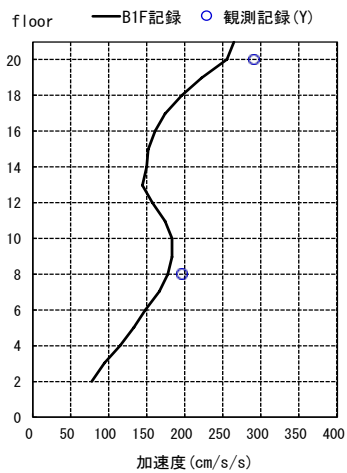
図 4.5-13 Y 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



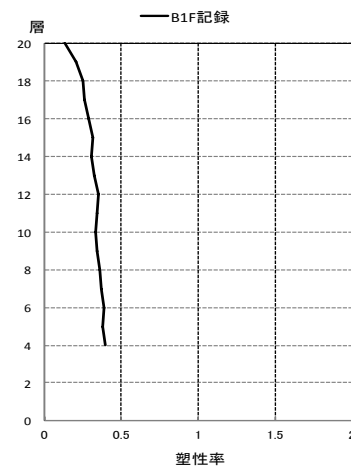
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-14 Y 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.4 建物E

建物Eについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は2%剛性比例型で行う。また、X方向については同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰でも解析する。図4.5-15～17結果を示す。

最大層間変形角は0.002rad以下であり、変形は小さい。また、塑性率も0.4以下である。建物上部の観測記録と応答解析結果は、観測記録の方が大きい、Y方向は比較的近い値になっている。また、同定解析から得られたレーリー型減衰による応答は、変位応答については、2%剛性比例型の解析とほとんど差が見られないが、加速度応答では、高次モードが表れる応答になっている。なお、(a)図では、上層部でフレーム第1折れ点の表示が無いが、これは、この建物の設計時のモデル化において、当該層で弾性挙動が仮定され、第1折れ点が表示されていないためである。

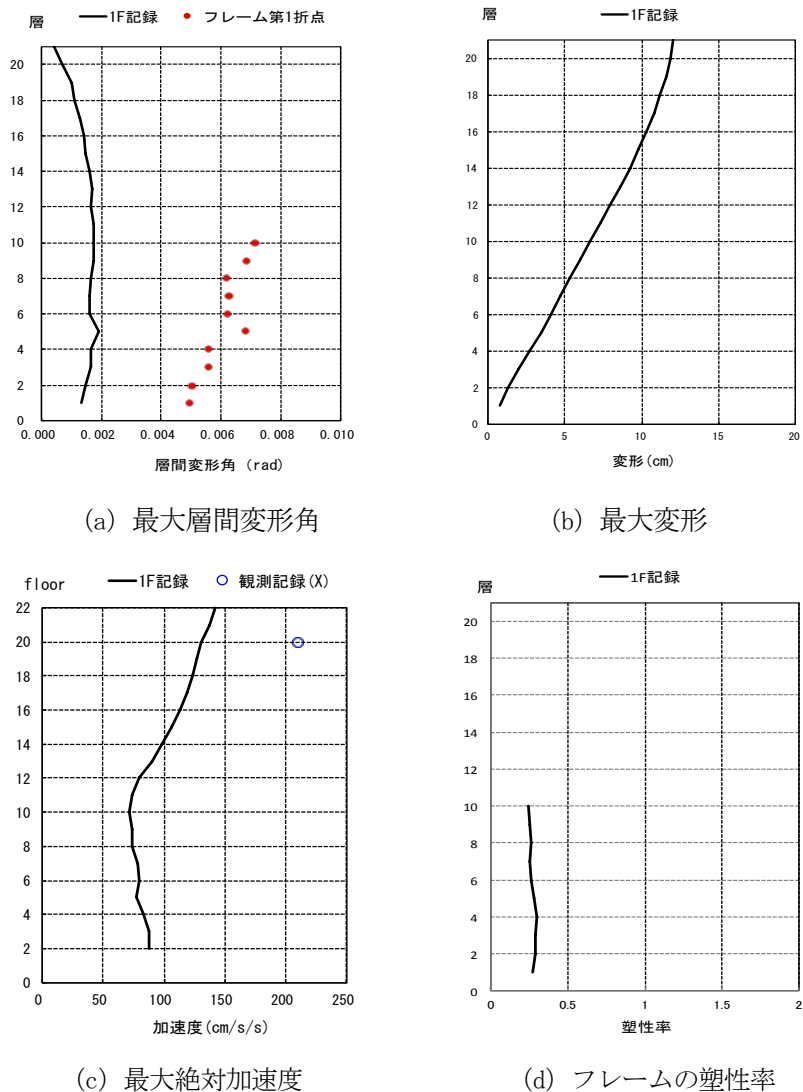
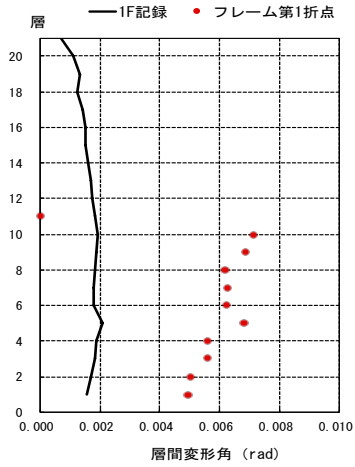
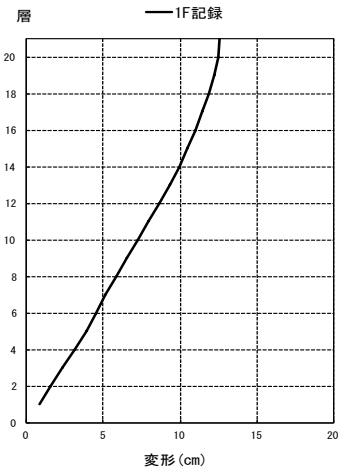


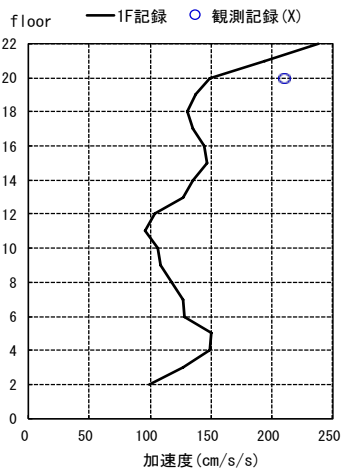
図 4.5-15 X方向骨組の1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



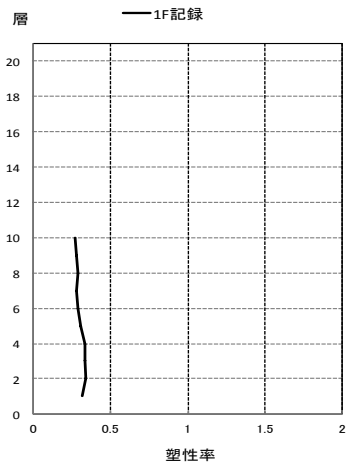
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

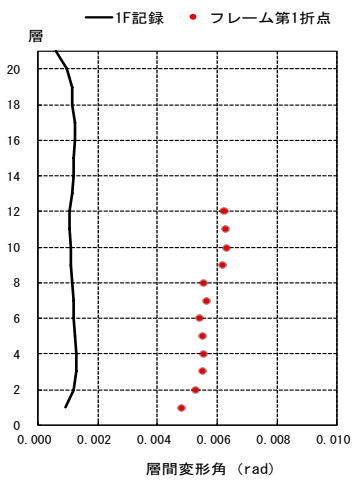


(c) 最大絶対加速度

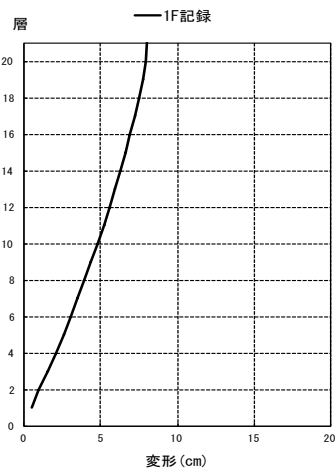


(d) フレームの塑性率

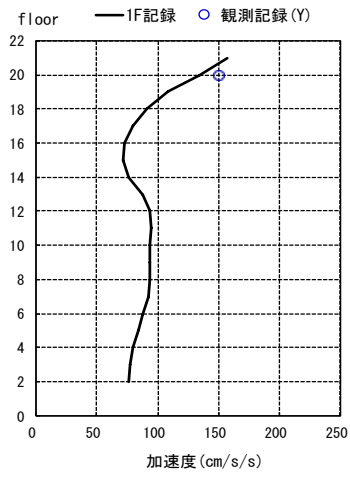
図 4.5-16 X 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



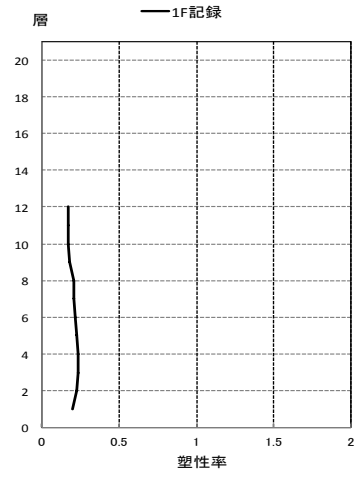
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



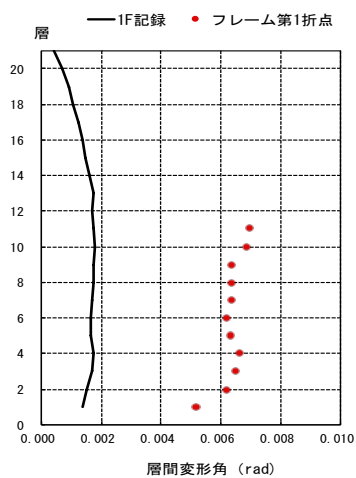
(d) フレームの塑性率

図 4.5-17 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)

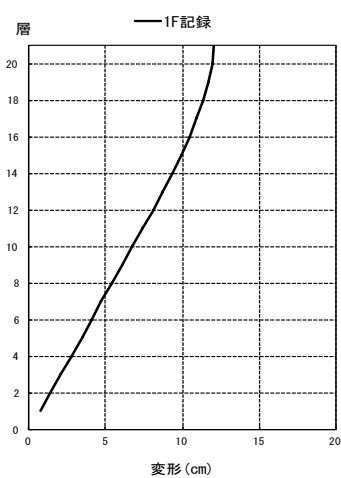
4.5.5 建物F

建物Fについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は2%剛性比例型で行うが、Y方向については同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰でも解析する。図4.5-18~20結果を示す。

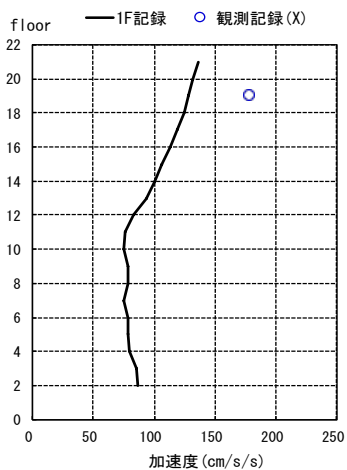
最大層間変形角は、0.002rad以下であり、変形は小さい。塑性率も0.25以下である。また、同定解析から得られたレーリー型減衰による応答結果は、変位応答については、2%剛性比例型の解析とほとんど差が見られないが、加速度応答では、高次モードがより顕著に表れる応答になっている。なお、(a)図では、上層部でフレーム第1折れ点の表示が無いが、これは、この建物の設計時のモデル化において、当該層で弾性挙動が仮定され、第1折れ点が示されていないためである。



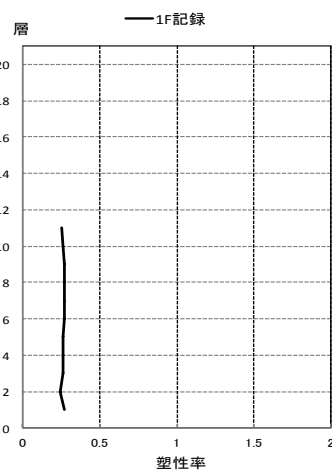
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

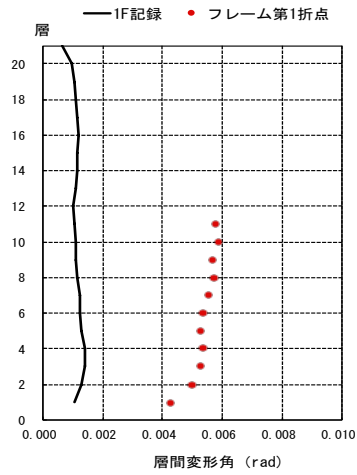


(c) 最大絶対加速度

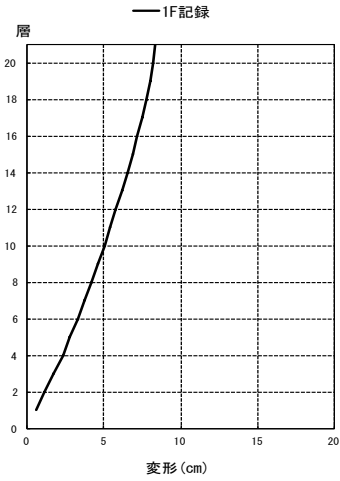


(d) フレームの塑性率

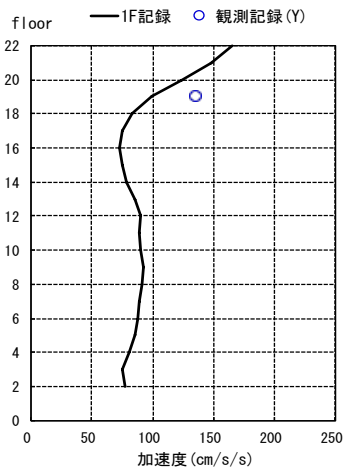
図4.5-18 X方向骨組の1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



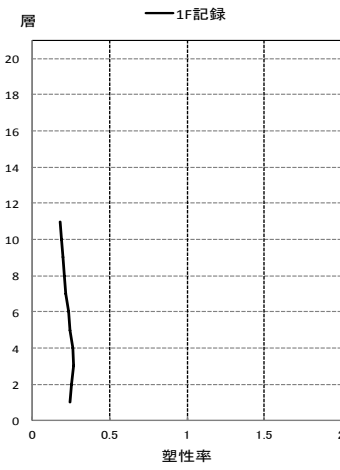
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

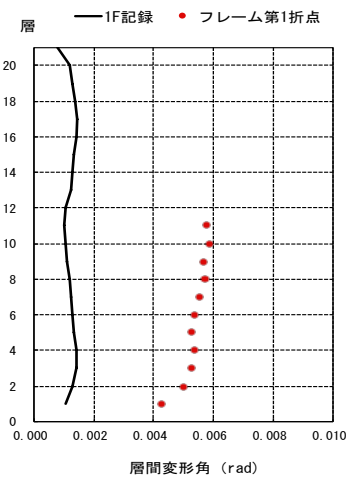


(c) 最大絶対加速度

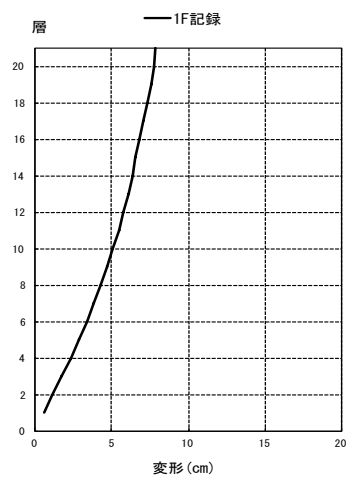


(d) フレームの塑性率

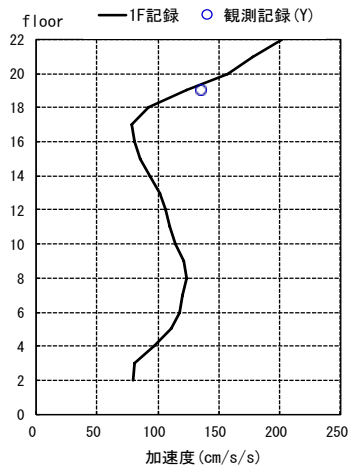
図 4.5-19 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



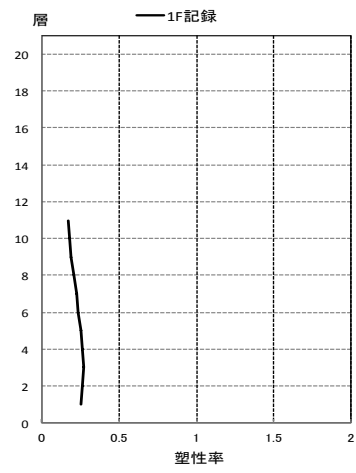
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-20 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.6 建物G

建物Gについては、X方向の解析を行う。減衰は2%剛性比例型と同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-21、22に結果を示す。

最大層間変形角は、0.002rad程度である。塑性率は、0.4以下程度である。応答解析から得られる加速度応答は、観測記録の加速度に比べて小さい。また、同定解析から得られた減衰の方が、頂部の加速度応答が大きくなっている。

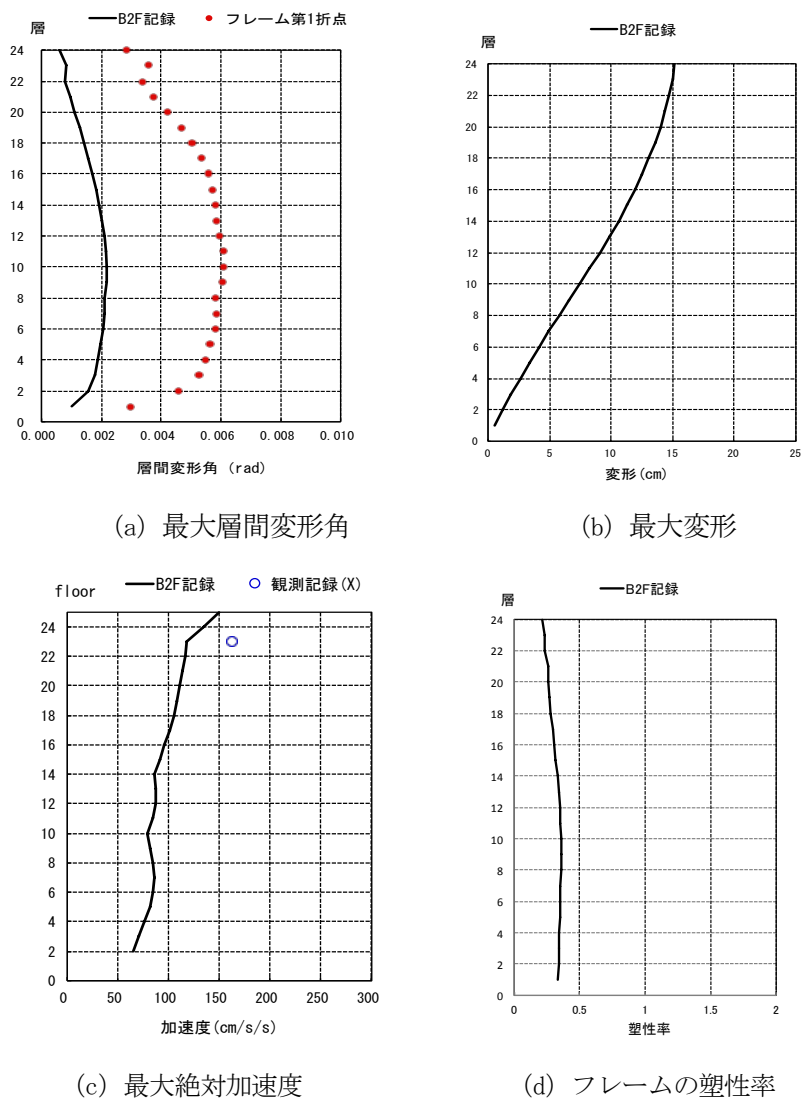
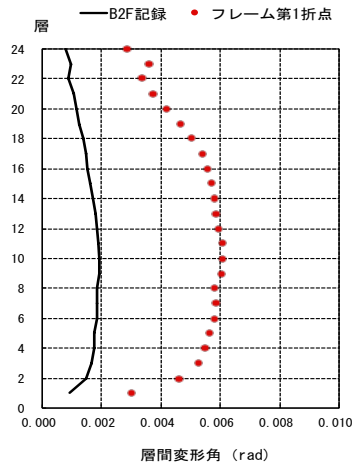
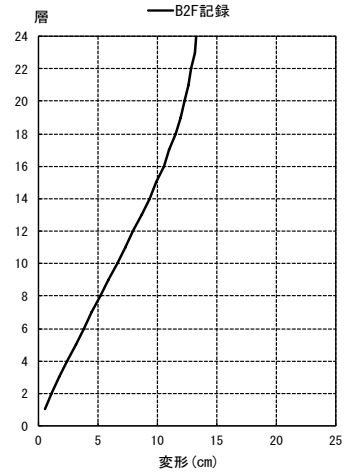


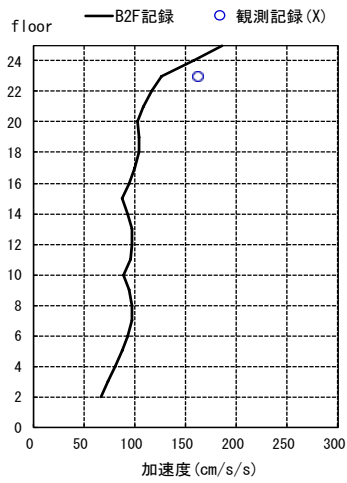
図4.5-21 X方向骨組のB2F記録による各層の応答(2%剛性比例減衰)



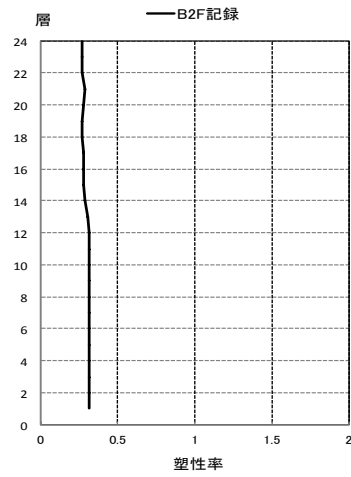
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-22 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.7 建物H

建物Hについては、Y方向の解析を行う。減衰は2%剛性比例型と同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-23、24に結果を示す。

最大層間変形角は0.001rad以下であり、小さい。同定解析から得られた減衰を用いる方が、加速度応答がやや大きくなるが、観測記録の結果よりは小さい。

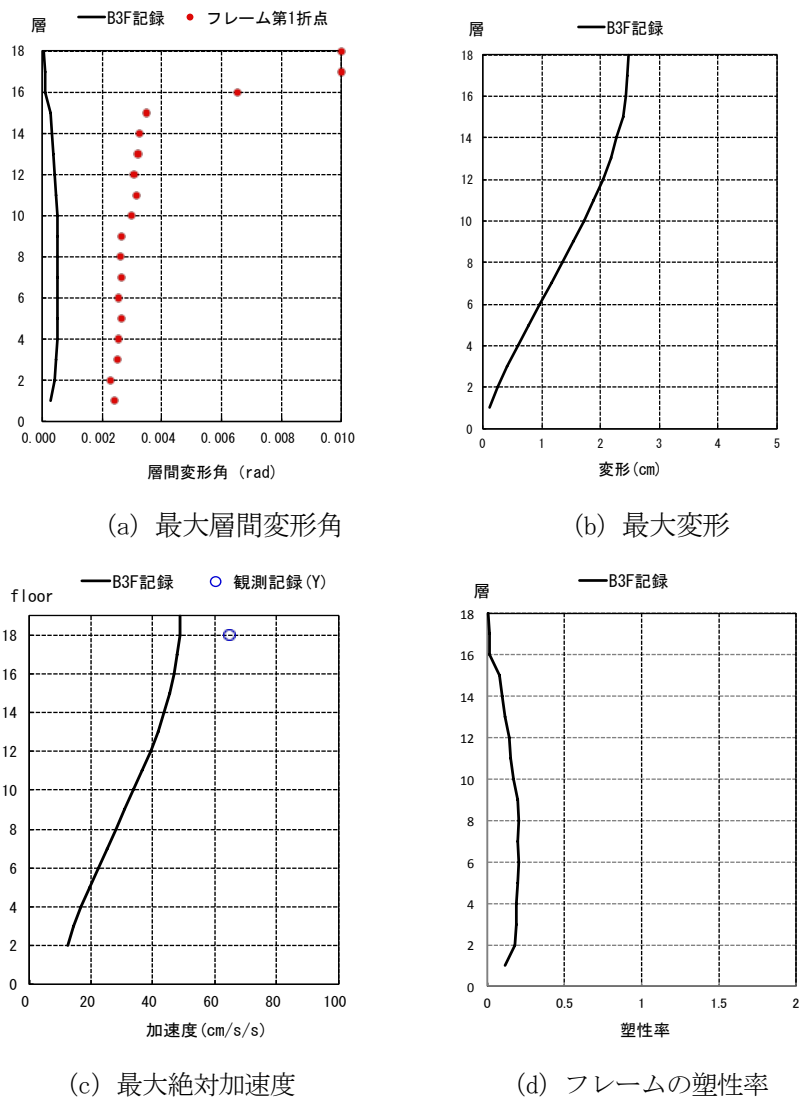
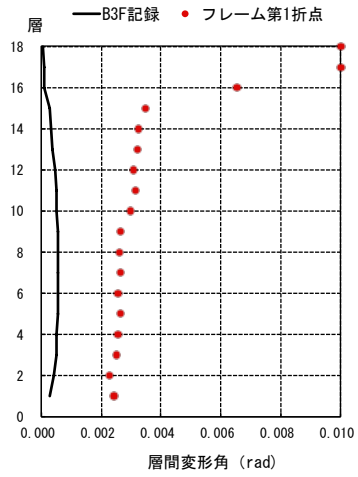
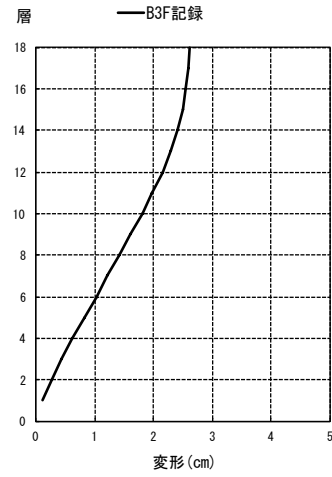


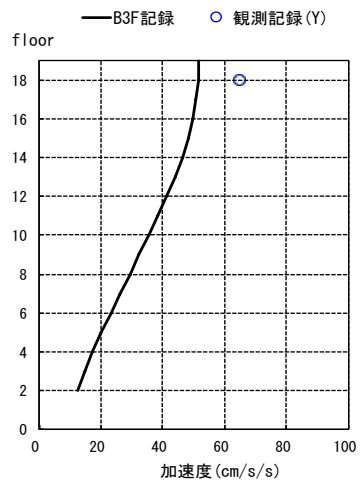
図 4.5-23 Y方向骨組のB3F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



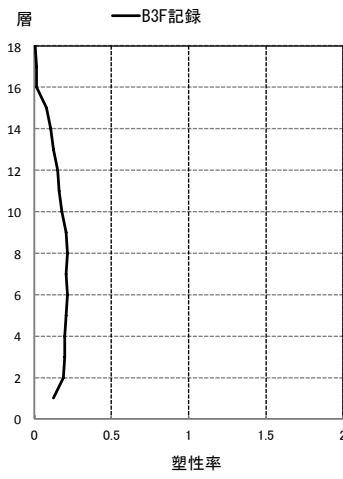
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-24 Y 方向骨組の B3F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.8 建物 I

建物 I については、X 方向は、同定解析の結果が得られなかったため、ここでは Y 方向の解析を行う。Y 方向は、減衰 2%剛性比例型と同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図 4.5-25~26 に結果を示す。

同定解析から得られた減衰を用いた解析では、2%剛性比例型の結果に比べて、加速度応答だけでなく、変形応答もやや大きくなっているのがわかる。同定解析から得られた減衰を用いた解析では、最大層間変形角が 0.008rad 程度であり、塑性率は 0.7 程度である。建物頂部の最大変形は、136cm である。観測記録と応答解析の加速度の比較については、同定解析から得られたレーリー型減衰は、2%剛性比例型の結果に比べて、観測結果に近いことがわかる。なお、(C) 図の観測記録の凡例の表示の、S、N は、観測したフロアの地震計の設置場所を意味し、それぞれ、建物の南側、北側に設置した加速度計の値である。

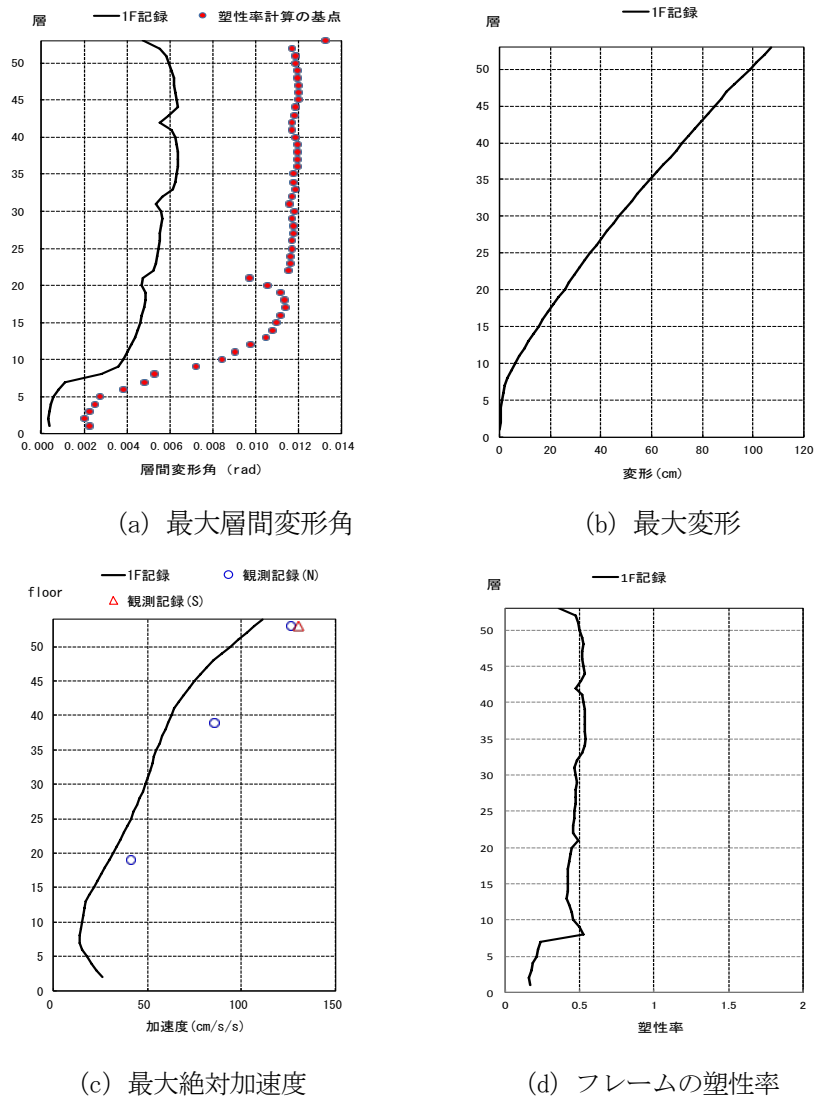
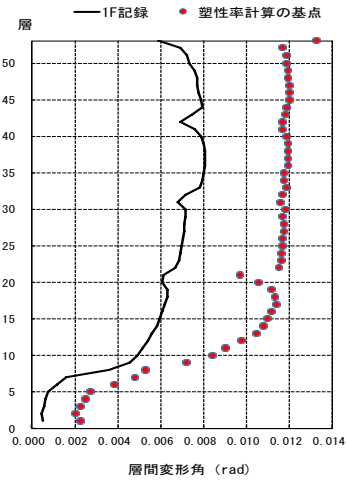
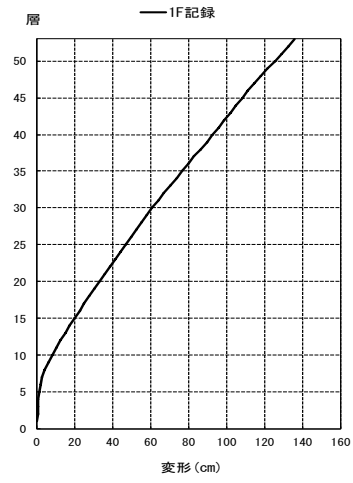


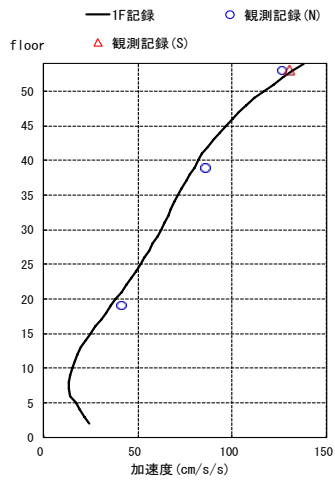
図 4.5-25 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



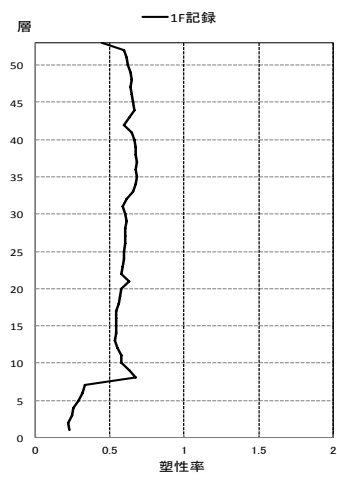
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

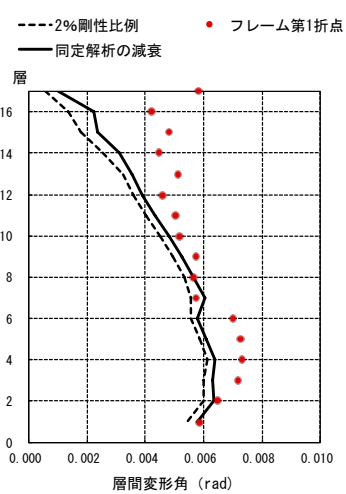
図 4.5-26 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

4.5.9 応答解析結果の整理

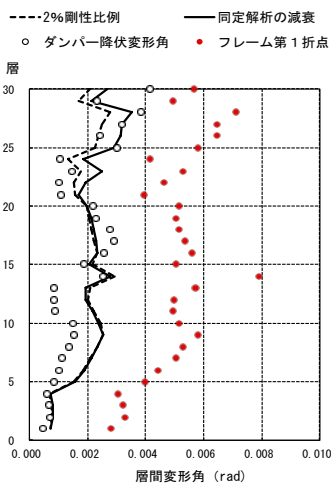
(1) 減衰定数設定の影響に関する最大層間変形角及び最大応答変位の比較

ここでは、解析対象建築物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリ型減衰の解析結果を比較する。建物 A～建物 I の最大層間変形角に関する比較を図 4.5-27 に示す。また、図 4.5-28 には、建物 C と建物 I について、最大応答変位の比較を示す。

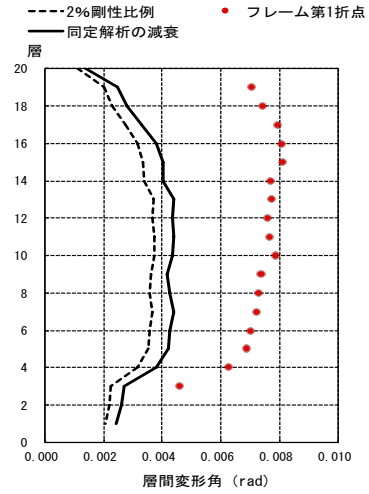
最大層間変形角においては、ほとんど変わらないような場合も有れば、影響が出ている場合もある。影響が比較的大きかったケースとして、建物 I では、層間変形角が 1.2 倍程度になっている。表 4.3-1 で示した建物 I の減衰定数が他に比べて、小さかったこと等も原因と思われる。また、最大応答変位についても、差が累積するために、上層階ほど差が大きくなり、無視できない値となっている。



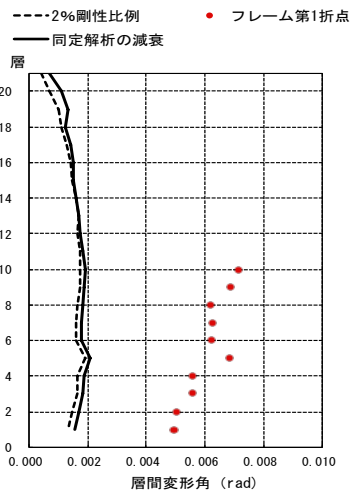
(a) 建物 A (X 方向)



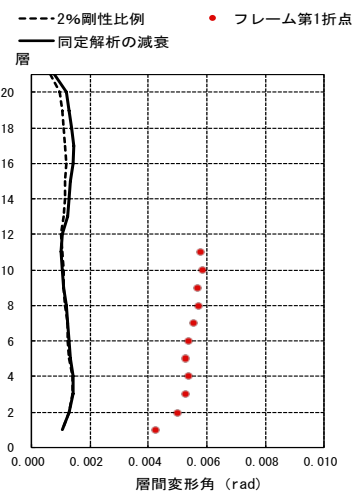
(b) 建物 B (Y 方向)



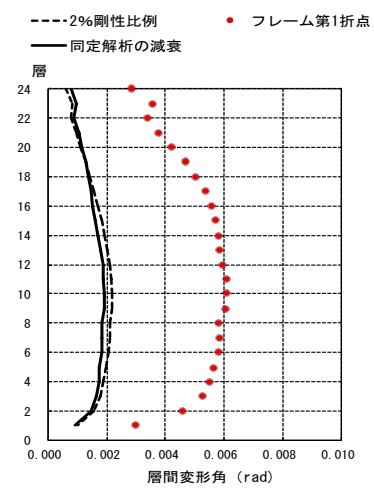
(c) 建物 C (X 方向)



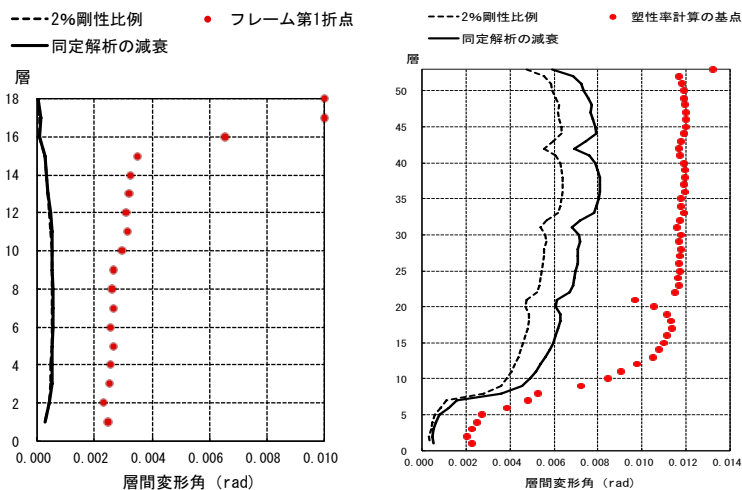
(d) 建物 E (X 方向)



(e) 建物 F (Y 方向)



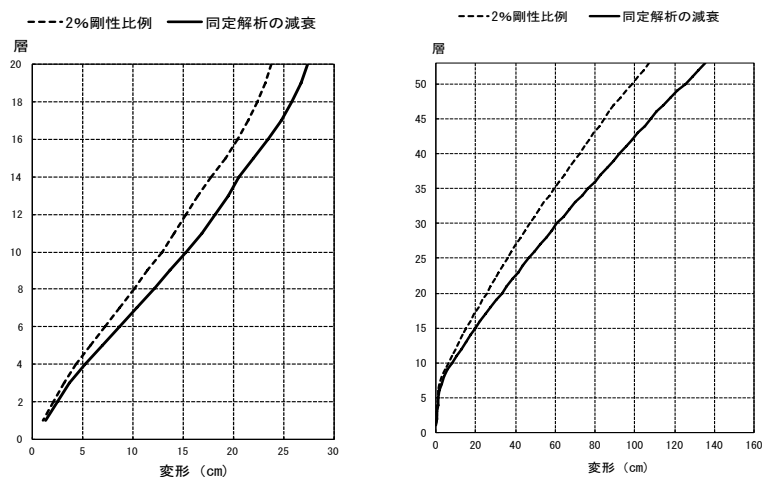
(f) 建物 G (X 方向)



(g) 建物H(Y方向)

(h) 建物I(Y方向)

図 4.5-27 最大層間変形角の比較



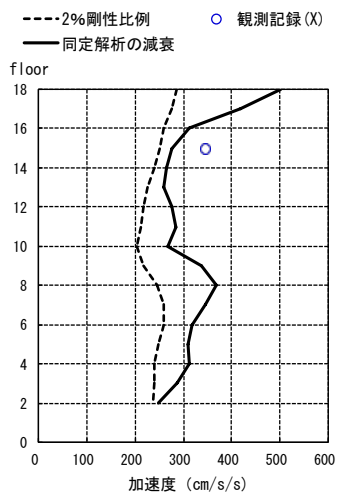
(a) 建物C(X方向)

(b) 建物I(X方向)

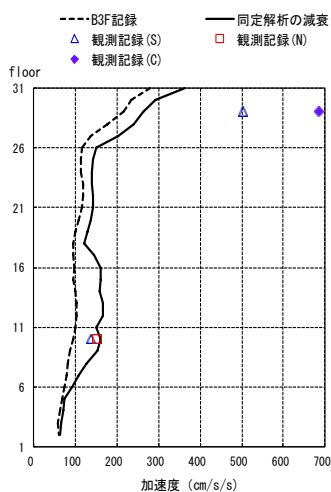
図 4.5-28 最大応答変位の比較

(2) 減衰定数設定の影響に関する最大加速度応答の比較

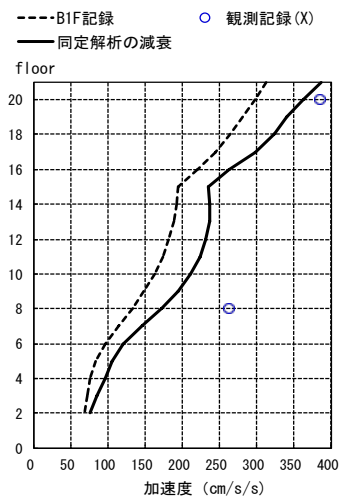
解析対象建築物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリー型減衰の最大加速度応答に関する解析結果について、図4.5-29に建物A～建物Iの比較を示す。減衰の設定を同定解析から得られる値にすることで、加速度応答が大きくなる傾向が見られ、高次のモードの応答が顕在化する場合がある。また、同定解析から得られる値で解析した方が、実際の観測記録に近くなることかわかる。



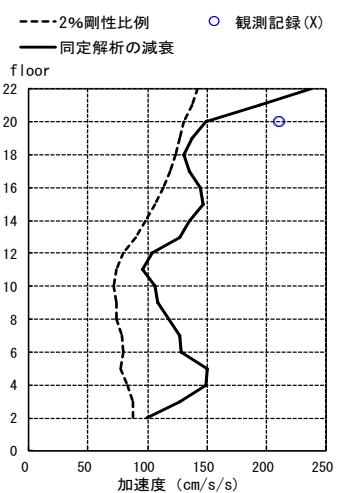
(a) 建物 A (X 方向)



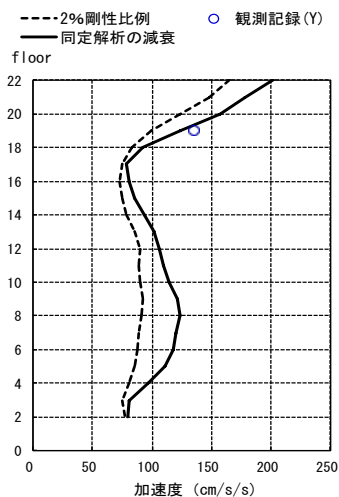
(b) 建物 B (Y 方向)



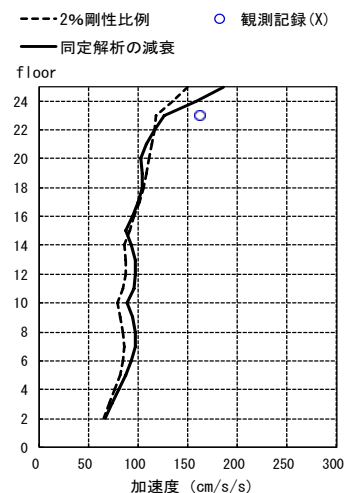
(c) 建物 C (X 方向)



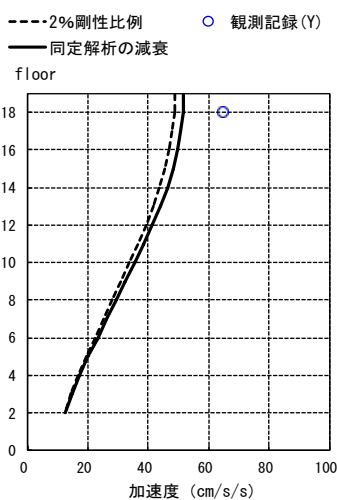
(d) 建物 E (X 方向)



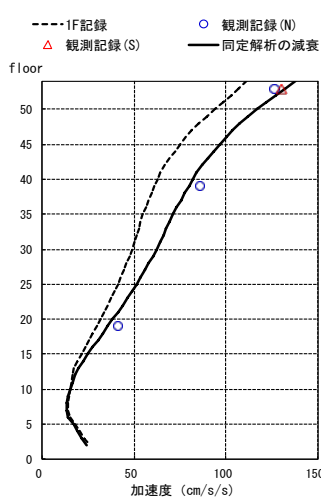
(e) 建物 F (Y 方向)



(f) 建物 G (X 方向)



(g) 建物 H (Y 方向)



(h) 建物 I (Y 方向)

図 4.5-29 最大加速度応答の比較

(3) 制振壁ダンパーを有する建物の応答

建物Bは低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建物である。この建物では、建物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であった。そのため、建物Bについては、標準波であるEl Centro NS 50kineに対する応答解析も行った。また、建物Bに隣接する建物の1Fの記録を用いた解析も行った。建物BのY方向についてのこれらの応答解析結果として、図4.5-30には最大層間変形を、図4.5-31にはダンパーの平均累積塑性変形倍率に関して比較した結果を示す。

最大層間変形角については、今回の地震では、建物のB3Fの記録による応答解析から得られた結果は、El Centro NS 50kineの1/3程度である。ダンパーの平均累積塑性変形倍率に関しては、B3Fの記録によるこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率(\bar{h})は20程度である。一方、El Centro NS 50kineの地震動による平均累積塑性変形倍率は45程度であり、その半分程度の値であった。この建物の制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率の保有性能はおおよそ500程度であることから、上記の応答値20は、ダンパーの保有性能に比べ、十分小さな値と考えられる。

ダンパーでのエネルギー吸収に関して、今回の東北地方太平洋沖地震の記録を用いた解析によるダンパーのエネルギー吸収と標準波であるEl Centro NS 50kineの地震波によるエネルギー吸収について、建物各層のダンパーの最大塑性率(μ_{\max})から1を減じた値($\mu_{\max}-1$)とダンパーの平均累積塑性変形倍率(\bar{h})の関係を図4.5-32に示す。ダンパーの最大塑性率(μ_{\max})の定義は以下である。

$$m_{\max} = d_{\max} / d_y \quad (4.5-2)$$

ここで、 d_{\max} は各層の最大層間変形であり、 d_y は各層のダンパーの降伏層間変形である。

図4.5-32では、ダンパーの $\mu_{\max}-1$ の値が0.5以上となった層についてプロットしている。El Centro NSの解析では、全ての層の $\mu_{\max}-1$ の値が0.5以上になっているが、東北地方太平洋沖地震のB3F記録の解析では14の層がプロットの対象になっている。この図から、El Centro NSでは、 $\mu_{\max}-1$ の値が5以下の範囲で、平均累積塑性変形倍率(\bar{h})と $\mu_{\max}-1$ の比である等価な繰返し回数(${}_d n_1$)^{4.5-2)}がおおよそ5程度となっている。

東北地方太平洋沖地震のB3F記録による応答では、 $\mu_{\max}-1$ の値が1以上になっているのは3つの層だけであるが、これらの $\mu_{\max}-1$ の値は1.3程度で、それらの平均累積塑性変形倍率(\bar{h})は20程度になっている。一方、El Centro NSでは、同一の $\mu_{\max}-1$ の値での平均累積塑性変形倍率(\bar{h})は5~8程度であり、今回の地震では、同一の塑性率での、繰返しによるエネルギー吸収が多くなっていて、この例では、 ${}_d n_1$ の値はEl Centro NSの3倍程度になっている。ここでの解析では、骨組が塑性化している事例がほとんどないために、他の骨組で検証はできないが、この建物Bのダンパーのエネルギー吸収の応答結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による地震動は、El Centro等の標準的な地震に比べて、建物の塑性振幅の繰返し回数が増える地震動であると考えられる。

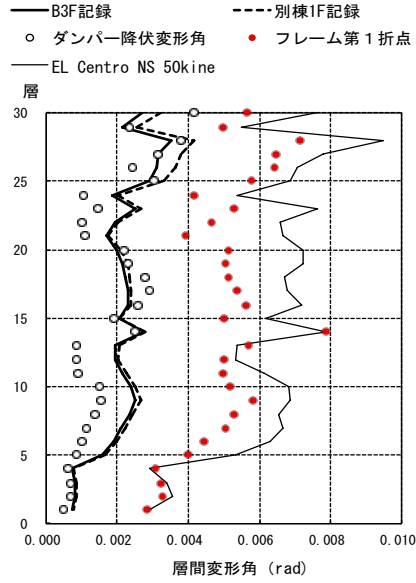


図 4.5-30 最大層間変形角

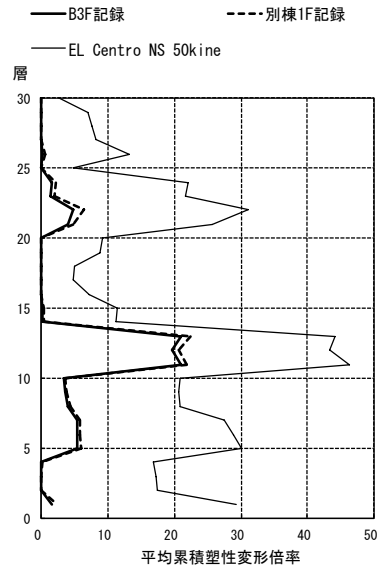


図 4.5-31 ダンパーの平均累積塑性変形倍率

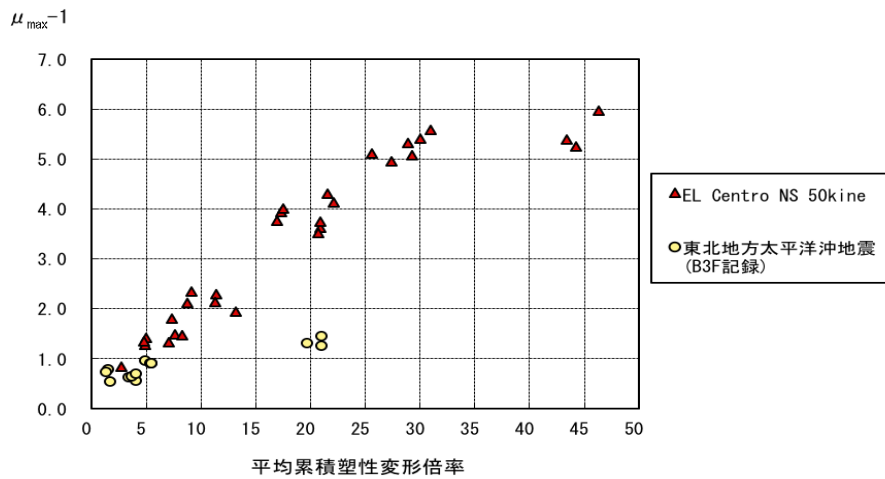


図 4.5-32 ダンパーの塑性率 ($\mu_{\max} - 1$) と平均累積塑性変形倍率 (\bar{h}) の関係

4.6 まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建築物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている地上15階から52階の超高層鉄骨造建築物8棟について、観測された記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。また、地震応答解析から得られる加速度応答と建物上部で観測された記録を比較した。また、これらの超高層建築物について、地震応答解析から得られる建築物の最大層間変形角やダンパー等の損傷を明らかにした。解析から得られた結果をまとめて以下に示す。

(1) 解析対象建築物の動的特性：

- ・ 3章での観測記録に基づく建築物の同定解析の結果から、それぞれの建築物の1次、2次の減衰定

数、固有周期を算定した。1次減衰定数は、概ね1.5%~3%程度の範囲であり、2次減衰定数は、2%弱~4%弱程度の範囲である。2次の減衰定数と1次減衰定数の比は0.8~3.2の範囲であるが、平均は1.49である。

- ・ 同定解析結果に基づく、解析対象建築物の1次固有周期の範囲は1.47秒~6.57秒であり、これらの建物の解析モデル1次固有周期の範囲は、1.35秒~6.97秒である。1次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物HのX方向で、2割程度差が生じているが、その他は、1割程度の範囲内となっている。

(2) 入力地震動の応答スペクトル：

- ・ 解析対象建築物の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを、高層建築物の評定で用いられている50kine標準波3波（El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW）と比較して示した。
- ・ 建物AからGの入力地震動は、2秒以下程度の周期領域では、速度応答スペクトルは50kineの地震動の半分から1/4程度のレベルとなっているが、4秒以上の長周期領域でのエネルギースペクトルは、50kineの地震動と概ね同様のレベルである。
- ・ 建物H及びIは大阪府に建設されている建物である。建物Hは、2.5秒にピークがあるが、そのレベルは、50kineの地震動のスペクトルに比べてかなり小さいことがわかる。建物Iは、6.5秒~7秒程度にピークが有り、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、Y方向では、50kineの地震動のレベルと概ね等しい程度になっている。

(3) 地震応答解析：

- ・ 建物で観測された地震動を用いた応答解析の結果、本報の建物の最大層間変形角は、0.0005rad~0.008rad程度の範囲であった。最大層間変形角が最も大きかったのは建物IのX方向の応答であり、0.008rad程度の応答であった。また、建物Iでは、建物頂部の最大変形が136cm程度になった。宮城県の建物では、フレームの塑性率が1.0をわずかに越える階があったが、それ以外の建物では、柱、梁、ブレースで構成されるフレーム部分の塑性率が1を越えることはなかった。これらの建物のフレームの塑性率は、1.05~0.2程度の範囲であった。
- ・ 応答解析の減衰として、2%剛性比例型減衰を用いる場合と同定解析から得られるレーリー型減衰を用いる場合の解析結果を比較すると、各層の加速度応答、最大層間変形角及び最大応答変位について、やや大きな差が見られる場合があった。加速度応答については、同定解析から得られる減衰を用いた場合には、2%剛性比例型に比べ加速応答が大きくなり、高次モードの応答が表れるケースがいくつか見られた。最大層間変形角については、建物によっては1.2倍程度の差になる場合があった。また、最大応答変位に及ぼす影響は、各層の応答変形の差の累積により、上層階では比較的差が大きくなる場合があった。
- ・ 建物上層階の観測による加速度記録と本報告書で実施した応答解析から得られる加速度応答値を比較すると、2%剛性比例型減衰に比べて、同定解析から得られるレーリー型減衰の方が、観測記録に近くなっているが、建物頂部では観測記録の方が大きくなっている建物があった。
- ・ 建物Bは低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建物である。この建物では、建物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であった。応答解析から得られたこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は20程度であり、El Centro NS 50kineの地震動による平均累積塑性変形倍率は45程度で、その半分程度の値であった。この建物の制振壁ダンパーの保有性能としての平均累積塑性変形倍率は500程度であり、今回の地震による損傷に比べ、十分大きな余裕を持っている

と考えられる。

- ・ 建物 B のダンパーの地震応答について、ダンパーの塑性率と平均累積塑性変形倍率の関係をプロットし、同一の塑性率での等価な繰り返し回数 (${}_d n_1$) について比較した。その結果、今回の東北地方太平洋沖地震による地震波は、EL Centro 等の標準的な地震波に比べると、建物の塑性振幅の繰り返し回数が増える地震波であると考えられる。

参考文献

4.5-1) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、2002.4

4.5-2) エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例と解説、(財)日本建築センター、平成17年10月

5. 超高層事務所建築物の管理者・居住者へのアンケート調査

5.1 はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東京に建つ超高層建築物がゆっくりとした地震動（長周期地震動）に共振して大きく揺れたことが分かっている。また震源からかなり離れた大阪平野でも長周期地震動が発生し、超高層を大きく揺らした。一方、免震構造を採用した建築物の多くでは、室内の揺れが大きく低減され、地震後も通常の生活を継続することができた。

近い将来に発生が指摘されている東海・東南海・南海地震による災害を軽減するためにも、強震観測を実施している建築物において今回の地震でどのような不具合や被害が起きたのかを抽出し、観測された記録と被害との関係について検証を加えることは重要である。また、官庁施設など防災拠点となるべき施設においては、地震発生時にどのような対応が取られたかを整理し、今後の対策に生かすことが求められる。さらに、居住者の安全確保や適切な避難行動のためには、地震時の居住者の行動や不安度についても把握することが重要である。

そこで、防災拠点となるべき超高層事務所建築物の管理者・居住者を対象に、被害状況や地震後の対応、居住者の反応などについてアンケート調査を実施した。対象とした建築物は、表5.1-1に示す9棟であり、このうち建築研究所が強震観測を実施している建築物には、東北地方太平洋沖地震において観測された最大加速度の値を示している。

表 5.1-1 アンケートの対象とした超高層建物一覧

番号	建物所在地	構造	構造種別	建物規模	建物高さ	竣工年	位置	最大加速度 (cm/s ²)		
								H1	H2	V
1	宮城県	耐震	S造	地上15階 地下2階	62.7m	1973	B2F	163	259	147
							15F	361	346	543
2	埼玉県	制振	S造	地上26階 塔屋2階	139m	2000	B3F	74	63	42
							10FS	119	138	62
							10FN	118	155	66
							P1FS	248	503	106
							P1FC	265	686	185
3	東京都	免震 (改修)	SRC造	地上11階 地下2階	53.63m	1973 (2003)	B2F	104	91	58
							B1F	55	55	55
							P1F	94	82	104
4	東京都	耐震	S造	地上20階 地下4階 塔屋1階	86.52m	1994	01F	91	85	45
							20F(B)	210	150	173
							19F(C)	177	135	130
5	東京都	制振	S造	地上21階 地下4階	99.5m	2000	B4F	75	71	49
							13F	137	113	72
							21F	121	131	104
6	東京都	耐震	S造	地上18階	75.4m	1982	-	-	-	-
7	東京都	耐震	SRC造	地上26階 地下3階	111.2m	1982	-	-	-	-
8	神奈川県	耐震	S造	地上23階 地下3階 塔屋1階	96m	1994	B2F	60	-	30
							23F	162	-	72
9	大阪府	耐震	S造	地上15階 塔屋3階	76m	1973	B3F	11	9	5
							P3F	65	38	7

H1, H2: 建物の主要直交方向の水平加速度成分、V: 鉛直加速度成分

5.2 施設管理者向けのアンケート

今回の震災による建築物の被災状況や、震災の発生時に各施設がどのように対処したのかを調査する目的で、各施設の管理者を対象としたアンケートを行った。

5.2.1 建築物の被災状況

表 5.2-1 には構造体・外壁の被害状況を示す。被害「有」と回答したのは、震源に近い「宮城」の建築物で柱の表面にひび割れが観察されたが、直ちに安全性に影響するような被害ではなかった。また、超高層は目視による外側からの損傷状況の把握が難しく「不明」の回答が2棟ある。

表 5.2-1 構造体・外壁の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(1) 構造部材 (柱・梁等)	柱表面にひび	なし	なし	不明	なし	なし	不明	なし	なし
(2) 外壁	なし	なし	なし	不明	なし	なし	なし	なし	なし

表 5.2-2 に非構造部材の被害状況を示す。「大阪」を除く耐震構造の全てで何らかの被害があった。一方、「東京」の免震構造および制振構造では被害がなかった。「埼玉」の制振構造では、局所的に軽微な被害が発生した。また、ドア・扉の被害の中には防火扉の損傷が2棟見られた。

表 5.2-2 非構造部材の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(2) 内壁 (石膏ボード等)	目地の外れ	1F 設備室の壁の一部が剥離し落下	なし	各所にひび割れ、化粧板はがれ	なし	内壁ボードひび割れ	設備室壁面亀裂、1F ホール大理石のひび	なし	なし
(4) 天井	事務室天井破損、大会議室全破損(落下はごく一部)	26F 機械室天井のスピーカーが外れた	なし	ボード一部落下 吹付け材一部落下	なし	システム天井ボードのずれ(20カ所程度)	ボードのはがれやひび割れ、アスベスト封じ込めのはがれ	居室内の一部でシステム天井ずれ落ち	なし
(5) ドア・扉	なし	10F 防火扉のリリースの損傷	なし	流し台扉破損	なし	なし	10F 防火扉の外れ	なし	なし

表 5.2-3 に設備・家具・什器の被害状況を示す。「宮城」においては具体的な記述がないが、居住者へのアンケート結果から室内の被害が確認されている。免震構造や制振構造の建築物では被害の報告はない。

表 5.2-4 にライフライン設備やエレベータの被害状況を示す。ロープが絡むほかカゴの損傷など様々な被害が発生している。表 5.2-5 には、エレベータの停止状況と復旧の過程、閉じこめの発生の有無と救出までの時間に対する回答を示している。全ての建築物のエレベータが停止し、「宮城」では地震後1年を経ても停止しているエレベータがある。閉じ込めが1棟発生した。

表 5.2-3 設備・家具・什器の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(6) 天井照明の落下	数カ所でカバーの落下	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
(7) スプリンクラー	なし	なし	なし	なし	なし	スプリンクラーのヘッド突き出し(数カ所)	なし	なし	なし
(8) 家具・什器	記述なし	なし	なし	なし	なし	17階倉庫の壁際の棚1個が転倒(固定なし)	書棚転倒	本棚等の位置が移動	なし

表 5.2-4 ライフライン設備の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(9) 水道・電気設備等	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	屋上雑用水槽、槽内波打ちにより蓋破損	なし
(10) エレベータ(かご、ロープ等)	なし	高層用EV2基及び非常用EVの主ロープが絡み運転不可となった。また高層棟1基について各階停止用のプレートが破損	なし	なし	なし	荷物用EVでカゴにゆがみ、1Fのリミットスイッチ破損、ブラケット変形	1機ガバナワイヤー、1機メインロープ、1機セクターテープ損傷	なし	なし

表 5.2-5 ライフライン設備の被害

			エレベータの停止状況と復旧の過程	閉じこめの発生の有無と救出までの時間
1	宮城	耐震	1～3号エレベータ故障、平成23年11月～平成24年3月にかけて修繕工事。当面は4号非常用エレベータのみを運行	閉じ込めなし
2	埼玉	制振	安全装置により全台緊急停止。点検終了(約4時間後)をもって稼働できる号機について運転再開	閉じ込めなし
3	東京	免震	停止7台、保守業者点検後復旧(16:15)	閉じ込めなし
4	東京	耐震	全号機、地震感知器作動、最寄階停止 保守業者復旧作業終了21:54	閉じ込めなし
5	東京	制振	地震管制作動(最寄り階に停止・扉閉) メーカーにて安全確認後復旧 No.1～No.12 15:30 復旧 No.13～No.24 20:30 復旧	閉じ込めなし
6	東京	耐震	地震時に全機停止(当時、別館EVの定期点検中) 当日18:30までに故障機以外の本館EV復旧	本館高層用EVの6Fあたりで1名閉じ込め 当日15:00までに救出完了
7	東京	耐震	3機停止(復旧まで1週間～1ヶ月半程度)	閉じ込めなし
8	神奈川	耐震	地震発生直後、最寄り階でエレベータ停止、警備会社及びエレベータ担当者により点検を実施し、異常のないものから順次復旧。	閉じ込めなし
9	大阪	耐震	エレベータの停止なし	閉じ込めなし

5.2.2 地震発生時の施設の対応

表 5.2-6 および表 5.2-7 に被災後の対応に関わる設問に対する回答を示す。なお、「大阪」は揺れが小さく無被害であったため回答からはずしている。

(1) 業務継続計画について

表 5.2-6 より、全ての施設が業務継続計画あるいは災害時のチェックシートや対応マニュアルがあり、ほぼ計画通りに行動できたことがわかる。唯一、計画通りにできなかったと回答したケースでは、理由として被害調査のための人員不足を挙げている。また、「宮城」では被害は事前の想定を超えていたと回答している。

(2) 地震発生直後の退避等について

表 5.2-6 より、「宮城」では施設の職員全員を退避させている。また、「東京」の1つの施設では一部の職員を退避させている。一方、退避させなかった施設では、退避の必要がない旨のアナウンス（放送）をした場合としない場合があり、施設によって対応が異なっている。

職員を退避させた2施設では、揺れの大きさを判断して退避させたケース（東京）と、被害状況から危険と判断して避難させたケース（宮城）がある。いずれも1時間半（東京）から2時間（宮城）で退避を解除している。「東京」では危険箇所がないことを確認してから退避を解除しているが、「宮城」では外観上安全と判断して退避を解除している。

(3) 施設の緊急点検について

表 5.2-7 より、いずれの施設も緊急点検を実施しており、現地職員および常駐あるいは契約の専門業者によって実施されている。

(4) 施設被害とその対応について

超高層の安全性については、すべての管理者が1時間以内または即時に判断されるべきとの回答であった。その理由として、「エレベータの安全確認に時間を有すると幹部職員の動線にも影響が出ること」「対策本部を早急に設置する必要があるため」とのコメントがあった。

(5) 地震後の業務について

地震後の業務を実施する上で最も支障となった施設の不具合としてはエレベータ停止が多く挙げられた。このことから、改善点として、エレベータの早期使用再開、点検・確認の人員・人材の確保が挙げられた。

表 5.2-6 地震発生時の施設の対応（1）

			1	2	3	4	5	6	7	8
			宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川
			耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震
1. 業務継続計画について										
(1)	地震発生後にどのような業務を行うかなどの発災後の行動について取りまとめた計画等（業務継続計画等）はありましたか。	あり	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		なし								
(2)	発災後、上記計画等に基づく行動ができましたか。	計画どおりに行動できた	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
		一部計画どおりに行動できなかったものがあった						✓		
		ほとんど計画どおりに行動できなかった								
(3)	施設の被害は、事前の想定を超えていましたか。	事前の想定を超えていた	✓							
		概ね想定範囲内であった		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
2. 地震発生直後の退避等について										
(4)	地震発生直後に職員等を庁舎外へ退避させましたか。	全員退避させた	✓							
		一部退避させた							✓	
		退避の必要ない旨アナウンス等を行い退避させなかった			✓	✓	✓	✓		
		特段のアナウンスを行わず退避させなかった		✓						✓
(5)	退避させた場合、その退避させた理由は何ですか。	点検により危険と判断したから								
		今までに経験した事がない大きな長い揺れで危険と判断したから	✓						✓	
		書架の転倒や天井・壁材の破損があり危険と判断したから	✓							
		大地震後は必ず一度退避する内規になっていたから								
(6)	退避させた場合、退避を解除したのはおおよそいつ頃ですか。（～時間後）	2							1.5	
(7)	退避解除は、どのように判断しましたか。	点検により危険個所がないことを確認したから							✓	
		外観上安全と判断した	✓							

表 5.2-7 地震発生時の施設の対応（2）

			1	2	3	4	5	6	7	8
			宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川
			耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震
3. 施設の緊急点検について										
(8)	地震後、庁舎の緊急点検を行いましたか	緊急点検は実施していない								
		現地に勤務する職員が実施した	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓
		現地以外の職員（技術職員を含む）が実施した	✓	✓	✓		✓			
		現地に常駐している専門業者が実施した			✓	✓	✓	✓	✓	✓
		被災前から非常時の点検を依頼していた専門業者が実施した	✓			✓				✓
		臨時に依頼した専門業者が実施した								
(9)	緊急点検を行った場合、どのような点検を行いましたか	柱・壁の損傷の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		天井の脱落・損傷の有無を確認した	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓
		窓ガラスの損傷の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		外壁（タイル等）の脱落の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		書架等の転倒・脱落の有無を確認した	✓	✓				✓	✓	✓
		受変電設備の異常の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		自家発電設備の異常の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		エレベータ設備の異常の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		ガス漏れの有無を確認した	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓
		上水道の異常の有無を確認した	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
排水設備の異常の有無を確認した	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓		
4. 施設被害とその対応について										
(10)	今回の地震を踏まえ、超高層建物では、構造安全性がいつごろまでに判断されるべきだと思いますか。	即時					✓	✓		✓
		1時間以内	✓	✓	✓	✓			✓	
		1日以内								
5. 地震後の業務について										
(11)	地震後の業務を実施する上で最も支障となった施設の不具合は何でしたか。	エレベータの停止	✓					✓	✓	✓
		金具、留め具の不具合					✓			
		特にない		✓	✓	✓				
6. その他										
(12)	今回の地震の経験から、今後、施設整備又は施設管理・運営において改善すべきことなど気付いた点があればご記入下さい。	EVの早期使用再開 点検、確認の人員・人材の確保								

5.3 居住者（施設職員）向けのアンケート

それぞれ施設の職員から震災時の行動や揺れによる不安感、室内の状況などの回答を得た。図 5.3-1 にそれぞれの施設の回答者数を示す。いずれも、上層、中層、下層から回答者を選択しており、最も少ないケースで、それぞれ2名ずつの計6名の回答者があった。このうち、強震観測を行っている7棟について回答数と揺れの強さ（各階床の最大加速度および最大速度）との関係を求めた。地震計のない途中階の揺れの強さは観測値との補間による。また、それぞれの建物における地震後の避難状況や地震情報の入手方法、地震前の対策についてもまとめた。

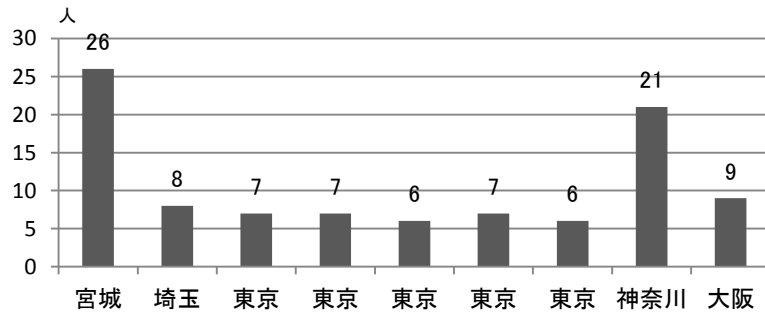


図 5.3-1 各施設の回答者数

(1) 地震時の行動

図 5.3-2 から、地震時の行動で最も多かったのは「作業を中断して様子を見た」であり、次に「机、テーブルの下に潜った」「転倒・落下しそうなものを手で押さえた」という回答が続いている。いずれも揺れの加速度との関係はあまり見られない。一方、「窓から外の様子を伺った」という回答は床加速度が 200gal 以下に集中している。

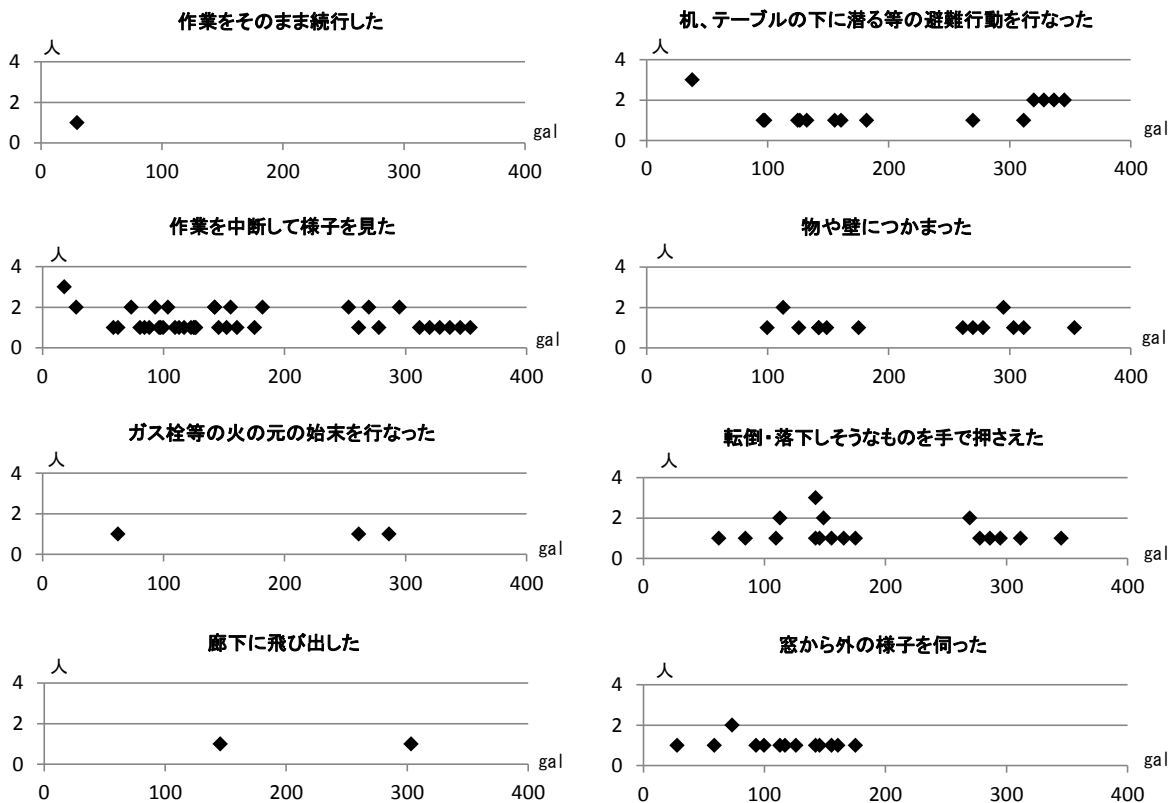


図 5.3.2 地震時の行動に対する回答数

(2) 揺れの大きさ

図 5.3-3 に、揺れの大きさに対する回答数を示す。「はっきりとした揺れを感じたが行動できた」という回答は、床加速度が 100gal、床速度が 20kine 以下に集中している。一方、「揺れに翻弄され何も行動できなかった」という回答は、床加速度が 300gal、床速度が 70kine を超える場合が多い。

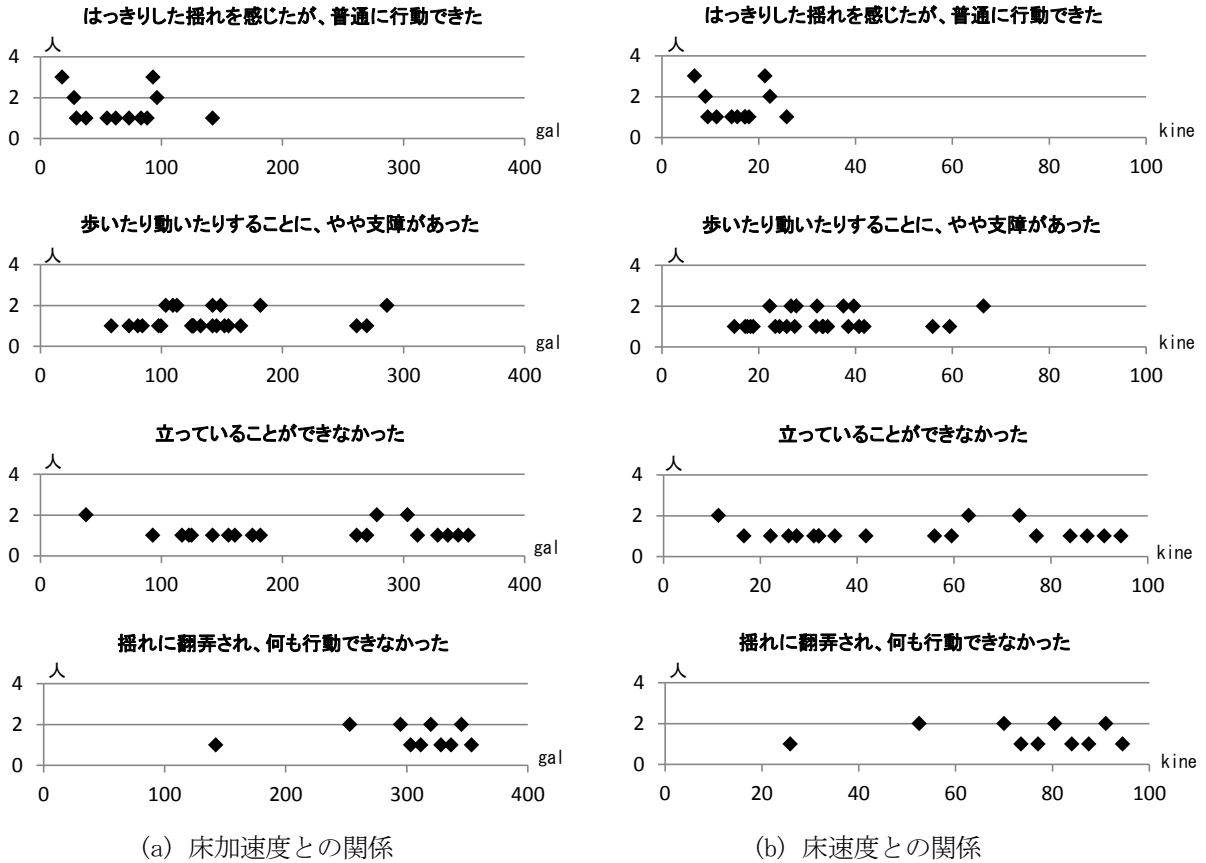


図 5.3-3 揺れの大きさに対する回答数

(3) 恐怖感

図 5.3-4 に恐怖感に関する回答数を示す。「かなりあった」「少しあった」という回答が多く見られるが、床加速度との関係はあまり見られない。コメントでは、揺れが長いことで恐怖を覚えたとの意見があった。

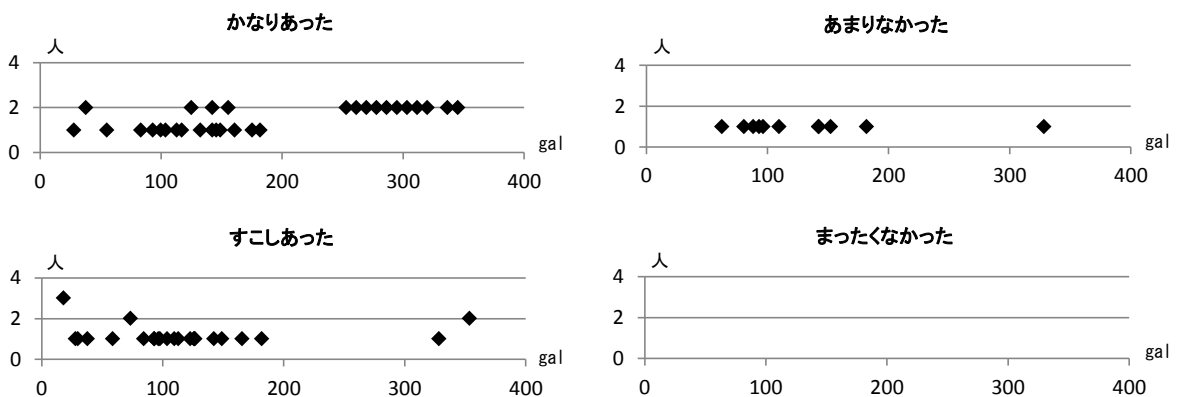


図 5.3-4 恐怖感に対する回答数

(4) 不安感(船酔いのような感覚など)

図 5.3-5 に不安感に関する回答数を示す。恐怖感と同様に、床加速度との関係はあまり見られない。「まったくなかった」という回答もあり、個人差が大きい。

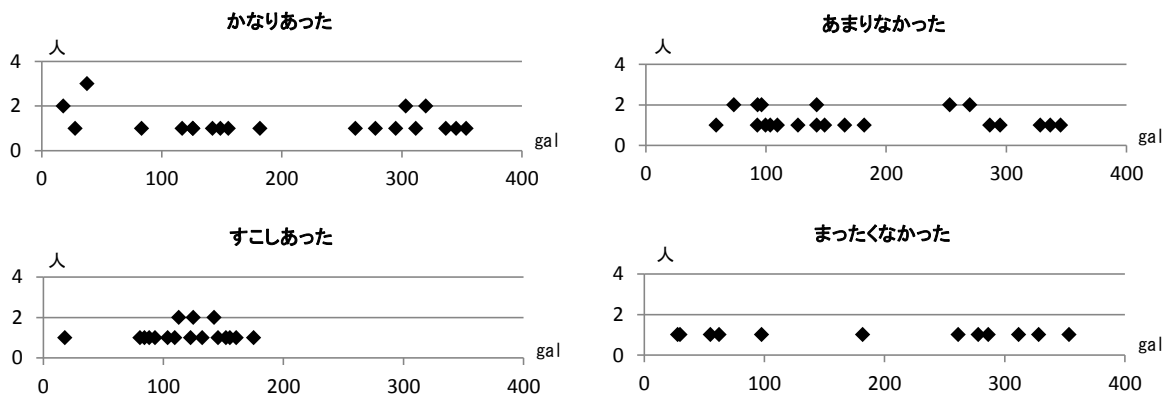


図 5.3-5 不快感(船酔いのような感覚など)に対する回答数

(5) 室内の吊り下げ物、食器類などの挙動

図 5.3-6 は吊り下げ物、図 5.3-7 は食器類やその他の棚や机の上の物の被害状況に関する回答数である。吊り下げ物については、床加速度 300gal、床速度 80kine を超える場合に「落下した」という回答が見られる。「大きく揺れた」との回答が多く、床の揺れの大きさとの関係はあまり見られない。食器類の落下に対しては、床応答との相関は比較的高い。「かなり落ちた」という回答は、床加速度 250gal、床速度 60kine を超える範囲に多い。

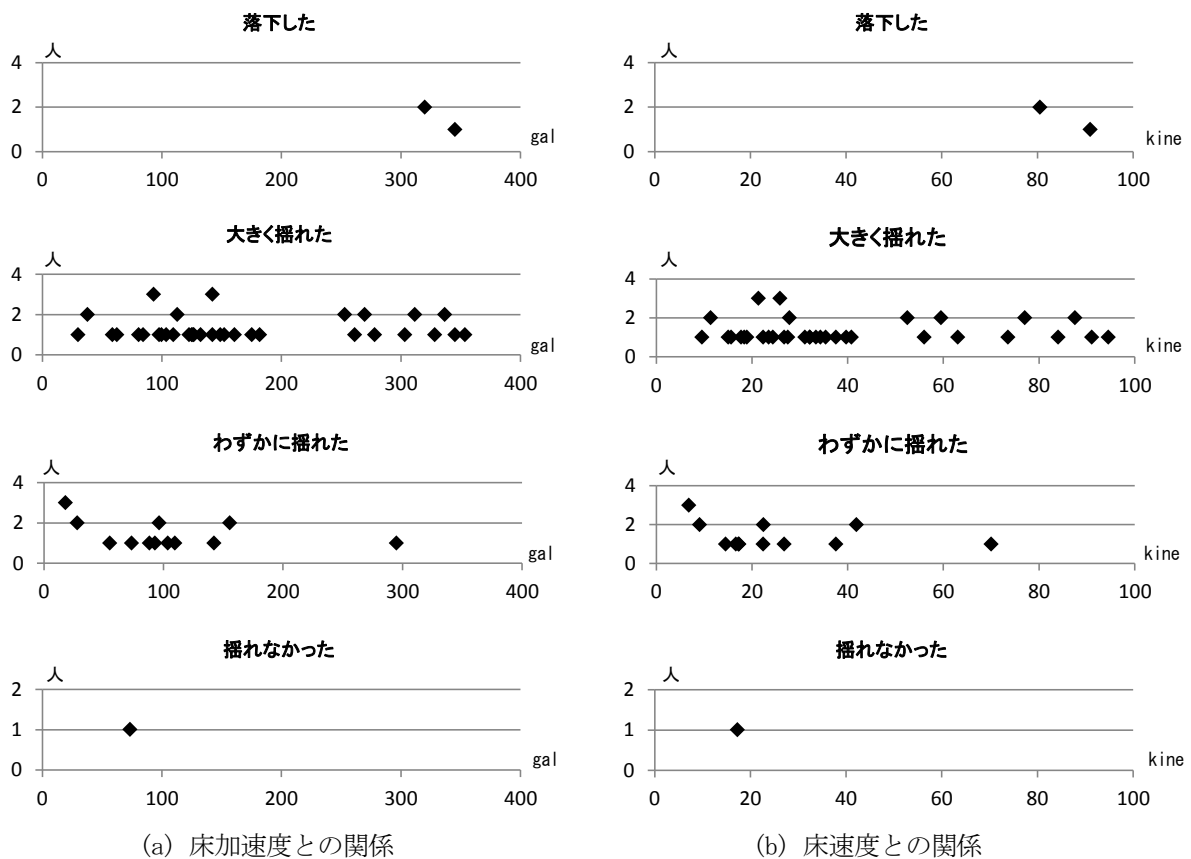


図 5.3-6 吊り下げ物の挙動に対する回答数

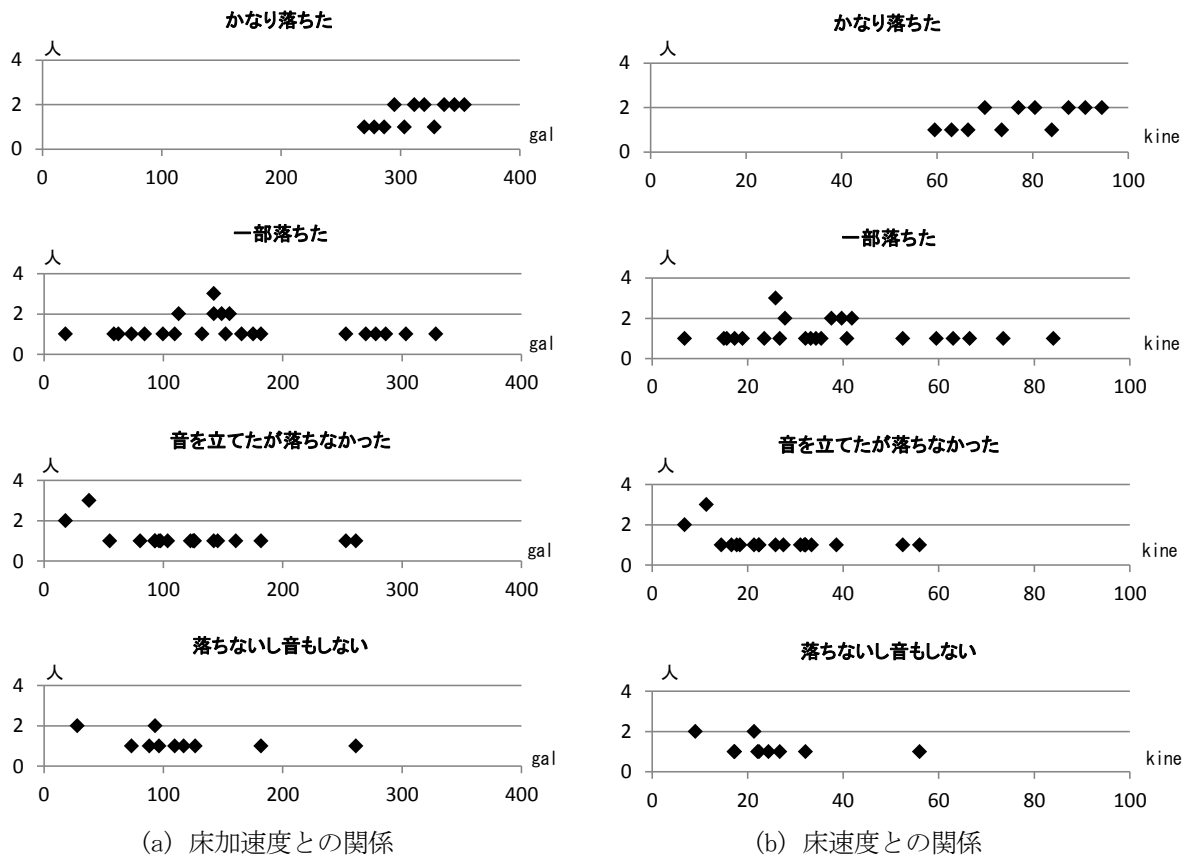


図 5.3-7 食器類やその他の棚や机の上の物の挙動に対する回答数

(6) 室内の家具の転倒・移動

ダンスや本棚などの家具の転倒およびコピー機などのキャスター付き家具の移動に対する回答を図 5.3-8 に示す。家具の転倒が多いのは床加速度が 300gal を超える範囲である。一方、キャスター付き家具の移動に関しては床加速度との関係はあまり見られない。

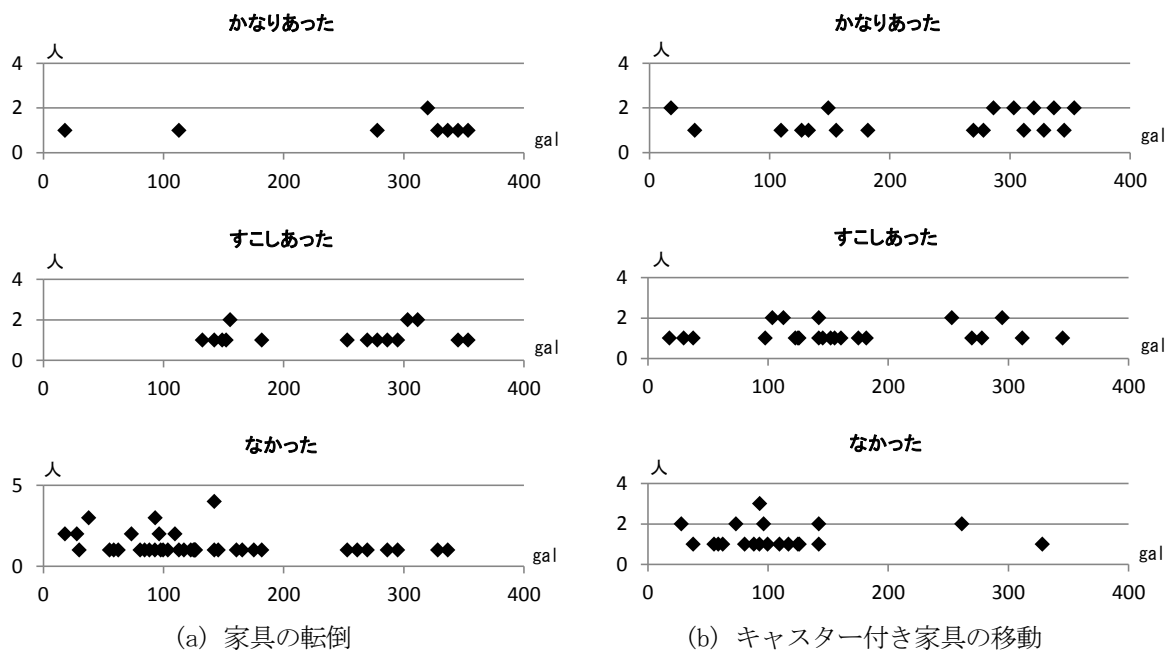


図 5.3-8 家具の転倒およびキャスター付き家具の移動に対する回答数

(7) 地震後の避難状況

地震後の避難状況について建物ごとに比率を示したのが図 5.3-9 である。「そのまま部屋にいた」という回答が最も多いが、職員全員を退避させた「宮城」では全員が建物の外で過ごしている。「その他」として「24 時間営業の店で過ごした」という回答があった。

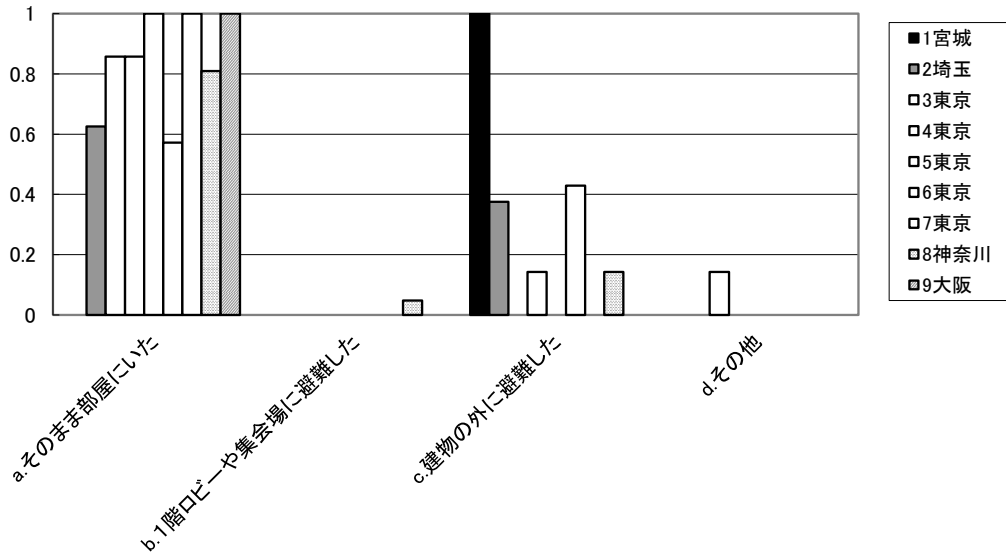


図 5.3-9 「地震があった日はどこで過ごしましたか」に対する回答比率

(8) 地震の情報の入手方法

「宮城」では全域が停電になったために「ラジオ」や「携帯のワンセグ放送」で情報を得た人が多い。一方、停電にならなかった他の地域では、「テレビ」の回答比率が最も多く、「インターネット」が次いで多い。

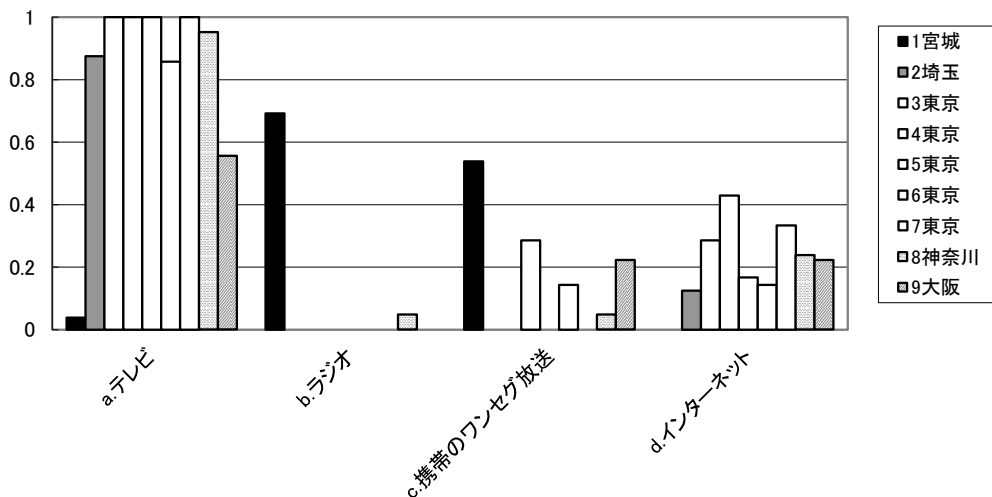


図 5.3-10 「地震の情報はどのように知りましたか」に対する回答比率

(9) 地震前の対策

すべての建物の職員を対象に、地震前の対策について回答比率をとったものを図 5.3-11 に示す。家具の転倒防止や水・食料の備蓄などの備えをしていないという回答や防災訓練に参加していなかったという回答が見られた。

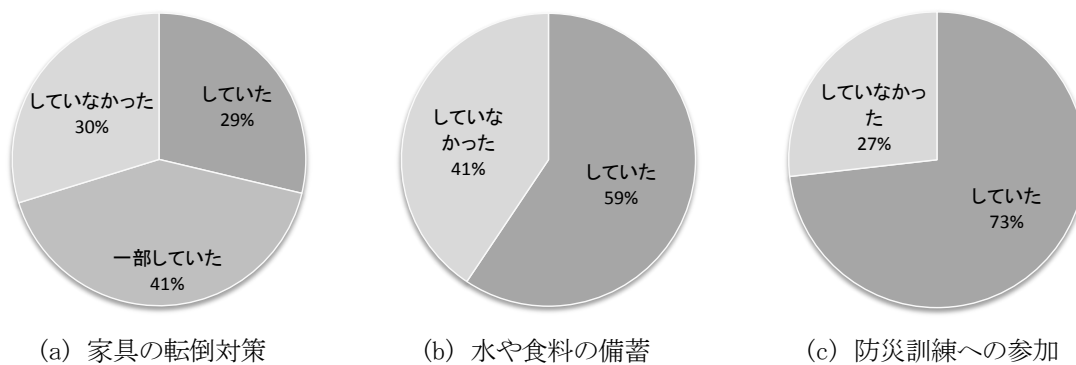


図 5.3-11 地震前の対策状況

(10) 意見、感想、期待など

表 5.3-1 に、超高層建築物の地震時の揺れや対策等に関する自由意見を示す。

表 5.3-1 超高層建築物の地震時の揺れや対策等に関する自由意見

			コメント
1	宮城	耐震	<ul style="list-style-type: none"> ・ 超高層の建物は揺れが大きく、非常時の避難の心配が考えられる。職員に対する周知を徹底する必要を感じる。 ・ 強く振幅の大きな揺れが長時間続いた。動揺していても職員に対して適切に避難の誘導をしなければならなかったと反省。 ・ とにかく揺れが大きく、歩くことも這って移動することも（動揺もして）できなかった。机の下は書類もあり、潜るスペースはない。今は緊急地震速報が流れるとヘルメットを真っ先にかぶって行動しているが、定期的な防災訓練は重要と思う。 ・ 地震が収まった後も建物全体がかなりの時間揺れていた。 ・ 床下から突き上げられるような揺れで非常に恐怖を感じた。 ・ ロッカー等の上に荷物を置いているのは危険。 ・ シュレッターの移動やFAXの落下があったため、OA機器の地震対策が必要であると感じた。 ・ 縦揺れ後、一瞬の間があり、以降は大きく長い横揺れだった。 ・ 地震により、15階北側に設置されている移動書庫が倒れた。幸いにも死傷はなかったが、死者がいてもおかしくない状況であった。現在、建築後の建物であっても、免震対策が可能となってきたことから、庁舎内にいる人を護るためにも免震対策を施すべきである。 ・ 超高層建築物の揺れは相当大きくなるので、揺れを和らげる工事が必要と思われる。
2	埼玉	制振	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1階部分にいたため、強烈な揺れは感じなかった。 ・ いつまでも長く揺れていた気がする。
3	東京	免震	なし
4	東京	耐震	<ul style="list-style-type: none"> ・ 細長い建物のため、大地震時に倒壊する恐怖を感じた。 ・ 今回の地震はかなり強い揺れがあり、長い時間揺れていたため、このまま揺れが続けば、建物が壊れるのではないかと、身の危険と恐怖を感じた。
5	東京	制振	<ul style="list-style-type: none"> ・ 船酔い的な感覚がしばらく続いていたような気がする。 ・ 大きく揺れたが、何の損害もなく業務に戻れたため、想像していたのとは違っていた。逆に避難したほうが危ないと感じた。 ・ 大きく揺れても被害は少ないものだなと感じた。 ・ 非常に長い間大きく揺れていたため非常に怖かった。 ・ 水平方向にゆらゆらとゆっくりした揺れが長く続き、気持ちが悪かった。 ・ エレベーターが早く復旧できるようにしてほしい。
6	東京	耐震	<ul style="list-style-type: none"> ・ 3階だったせいか、震度の割には揺れが小さく感じた。 ・ 高層階の方が、揺れがひどかった。 ・ 左右に大きく揺れ、建物が折れて崩れるかと思った。 ・ 揺れによる酔いを訴える人が多く、避難行動に支障がでないか気になった。 ・ 避難による渋滞を起こしていたため、階段の最大定員（荷重）が気になった。
7	東京	耐震	<ul style="list-style-type: none"> ・ 本震の直後にすぐ余震があったためか、とても揺れの時間は長かった。横にゆらゆらと長時間揺れたが、机や棚のものはまったく落ちなかった。 ・ 船酔いになりそうな揺れだった。 ・ 今回は特段の避難指示はでなかったが、避難指示がでて、非常階段に職員が殺到する状況を想像すると非常階段の耐久性に不安を感じる。 ・ 職場にも非常持出用袋は必要なのではないか。
8	神奈川	耐震	<ul style="list-style-type: none"> ・ エレベーターの到着待ちをしている時に地震が起り、頭上でガタンガタンとものすごく大きな音がして、揺れ以上に恐かった。 ・ 生まれて初めての大きな揺れだったので不安だった。 ・ 揺れ方の印象は、今まで経験したことのない大きくてゆっくりした横揺れで、強さもあり、なかなか揺れがおさまらなかった。 ・ 今回は停電もなく、情報をテレビで得られたが、停電の際のパニックが心配である。将来的には耐震から揺れの少ない免震構造に移行してほしい。 ・ 長周期地震動により通常の行動（歩行困難）が困難であった。上の階にいたため、すぐに外に逃げられないことの恐怖感を感じた。 ・ 横揺れが長く続いた。縦揺れは感じなかった。
9	大阪	耐震	なし

5.4 まとめ

宮城県、埼玉県、東京都、神奈川県、大阪府に所在地のある超高層9棟の官庁施設などの事務所建築物を対象に、東北地方太平洋沖地震における建築物の被害や揺れの状況などについて、建物管理者および職員へのアンケート調査を実施した。以下に結果をまとめる。

(1) 避難の判断について

建物管理者へのアンケートでは、「宮城」の施設で全館避難、「東京」の1施設で一部避難がなされたが、同じ東京都の他の施設では避難指示は出されていないなど、判断にばらつきが見られた。その理由として、地震直後には避難の可否を判断する客観的な情報が少なかったことが挙げられる。今後は、強震観測データを利用して、建物の揺れの大きさや被害の程度などの建物の安全性に関わる情報を担当者へ提供するような仕組みが必要である。

(2) 構造による被害程度の違いについて

「東京」の免震建物の施設は被害が皆無であった。制振構造を採用した「埼玉」と「東京」の2施設では、「埼玉」の施設で非構造と設備に被害が発生したが「東京」の施設は無被害であった。一方、耐震構造の施設では、免震や制振よりも全般的に被害が大きい傾向が見られた。なお、揺れの小さい「大阪」の施設では被害は報告されていない。

(3) 揺れの大きさと居住者の行動難度・心理について

床加速度が300gal、床速度が70kineを超えると「何も行動できない」という回答が多い。一方、恐怖感や不安感に関しては、揺れの大きさと関係はあまり見られなかった。

(4) 揺れの大きさと室内被害について

床加速度250～300gal、床速度60～80kineを超えると、吊り下げ物の落下、食器等の落下、家具の転倒などが発生している。キャスター付きの家具の移動に関しては揺れの大きさと関係はあまり見られなかった。

(5) 地震対策について

家具の転倒防止や水・食料の備蓄などの備えをしていないという回答や防災訓練に参加していなかったという回答が見られた。いずれも防災拠点であることから、職員にはより高い防災意識が求められる。

(6) 防災拠点の事業継続について

地震後の事業継続に関しては、エレベータの早期復旧の必要性が多く指摘された。しかしながら、事前の防災対策の強化や強震観測データを利用した避難管理についても改善の余地が見られた。

6. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震では、建築研究所が強震観測を行っている多くの建築物で記録が観測された。これらの記録に基づいた、地震時の建築物の挙動把握と耐震性能の向上のための研究を進める上で、極めて貴重な記録である。そのために、できるだけ早い時期に報告書として広く公開することとした。

各章の検討内容及び検討結果をまとめると、以下のようになる。

第2章では、東北地方太平洋沖地震における本震の長周期地震動特性について、東北地方（宮城、岩手、福島など）、関東地方（首都圏）、それ以外の大都市圏のそれぞれについて、強震記録に基づき検討した。東北地方では、周期4秒以上の地震動スペクトルは特に大きなレベルではない。東京都内においても、それほど大きいレベルの長周期地震動となっていないが、長周期成分の表れ方にサイト固有の特性が現れている。大阪湾岸は震源からの距離が750kmを超えていたにもかかわらず、長周期地震動によって超高層建築物の上層階で大きなゆれが観測された。

第3章では、強震観測を行っている超高層建築物10棟、免震建築物3棟、中低層の一般建築物4棟について、観測記録を用いたシステム同定により、地震時の建築物の固有振動数や減衰定数の変化を明らかにした。東北地方や関東地方に立地する鉄骨造超高層建築物の1次固有振動数は、地震時に5%から15%程度低下している。一方、鉄筋コンクリート造超高層建築物では、固有振動数が25%程度低下する建築物が確認され、鉄骨造建築物に比べて、低下率が大きくなっている。鉄骨造超高層建築物の減衰定数に関しては、東北地方太平洋沖地震の前後で大きな変化は見られなかったが、鉄筋コンクリート造超高層建築物においては、地震後に減衰定数が大きくなる傾向が見られた。

東北地方や関東地方に立地する免震建築物の1次固有振動数は、地震時に15%から45%程度低下している。減衰定数においては、地震動の主要動付近で全体系の減衰定数が60%程度に上昇する建築物も見られた。

東北地方に立地する中低層建築物（鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造）の1次固有振動数が、地震時に5割程度低下し、関東地方に立地する建築物の1次固有振動数は3割程度低下している建築物が見られた。

鉄筋コンクリート造系建築物における固有振動数の低下は、コンクリートのひび割れの発生が原因と考えられるが、建築物被害等との関係を明確にする必要がある。強震観測記録から建築物の振動特性の変化を分析することで、地震後の建築物の状態の判定に利用できると考えられ、さらなる研究が必要となる。

第4章では、超高層鉄骨造建築物8棟について、最下層で観測された加速度記録を入力した地震応答解析を行い、解析結果と観測記録を比較し、解析モデルの妥当性や構造部材の塑性化の程度などについて分析した。第3章で行った観測記録の同定結果から、建築物の1次固有周期の範囲は1.47秒～6.57秒、建築物の設計情報から求めた解析モデルの1次固有周期は、1.35秒～6.97秒の範囲であり、同定結果と解析モデルの値の差は、1割程度以下の建築物が多かった。また、同定結果から、1次減衰定数は概ね1.5%～3%程度、2次減衰定数は2%弱～4%弱程度の範囲であ

った。

地震応答解析の結果、建築物の最大層間変形角は、 0.0005rad ～ 0.008rad 程度の範囲であるが、建築物頂部の最大変形が 136cm 程度、フレームの塑性率が 1.0 をわずかに越える階を有する建築物も見られた。2%剛性比例型減衰を設定した場合に比べて、同定解析から得られたレーリー型減衰を設定した方が、観測記録との対応が良いことが確認できた。また低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建築物では、建築物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であることが確認された。

第5章では、9棟の超高層事務所建築物を対象に、建築物の被害や揺れの状況などについて、施設管理者および職員へのアンケート調査を実施した。免震建築物（東京）では被害が皆無であった。制振構造を採用した建築物（東京と埼玉）の場合、建築物（埼玉）で非構造と設備に被害が発生したが、建築物（東京）は無被害であった。施設管理者へのアンケートでは、建築物（宮城）で全館避難、東京の1建築物で一部避難がなされたが、東京の他の建築物では避難指示は出されていないなど、判断にばらつきが見られた。地震後の事業継続に関しては、エレベータの早期復旧の必要性が多く指摘された。

建築物の居住者（職員）へのアンケート調査結果では、観測された揺れの加速度や速度と居住者の行動難度に高い相関が見られたが、恐怖感や不安感など心理的な影響に関しては、明確な相関が見られなかった。また、室内の家具の転倒について揺れの大きさとの高い相関が見られたが、キャスター付きの家具の移動に関しては明確な相関は見られなかった。居住者の心理やキャスター付きの家具の移動に対しては、揺れの大きさだけでなく、揺れの継続時間の影響についても検討する必要がある。

本報告書では、東北地方太平洋沖地震の本震と一部の余震を扱ったが、その他の前震や余震など膨大な強震記録が得られている。建築物の耐震性の向上に資するために、これらの強震記録のさらなる分析や解析を行う予定である。

執筆分担

1. はじめに

大川 出 建築研究所 主席研究監

2. 長周期地震動特性について

大川 出 建築研究所 主席研究監

3. 強震観測記録に基づく建築物の振動特性の評価

森田高市 建築研究所国際地震工学センター 上席研究員

4. 強震観測記録に基づく超高層建築物の地震応答の評価

長谷川 隆 建築研究所構造研究グループ 主任研究員

5. 超高層事務所建築物の管理者・居住者へのアンケート調査

斉藤大樹 建築研究所国際地震工学センター 上席研究員

6. まとめ

飯場正紀 建築研究所 主席研究監

謝辞

本報告書をまとめるにあたり、国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究部・構造基準研究室・室長の小豆畑達哉氏および同・建築研究部・基準認証システム研究室・主任研究官の井上波彦氏には、観測建物の設計図書の入手など様々な支援を頂きました。また、「2. 長周期地震動特性について」では防災科学技術研究所の K-NET の強震記録を使用させて頂きました。記して感謝いたします。