

建築研究資料

Building Research Data

No. 144

August 2013

超高層建築物等への

長周期地震動の影響に関する検討

-長周期地震動作成のための改良経験式の提案と南海トラフ

3連動地震による超高層・免震建物の応答解析-

STUDY ON LONG-PERIOD GROUND MOTIONS AND RESPONSES OF
SUPER-HIGH-RISE BUILDINGS ETC.

- Proposal of updated empirical equations for long-period ground motions and
evaluation of responses of super-high-rise and seismically isolated buildings under
the hypothetical Nankai-Tonankai-Tokai connected earthquakes -

大川出、佐藤智美、佐藤俊明、藤堂正喜、
北村春幸、鳥井信吾、辻泰一、北村佳久

Izuru Okawa, Toshimi Satoh, Toshiaki Sato, Masanobu Tohdo,
Haruyuki Kitamura, Shingo Torii, Yasukazu Tsuji, Yoshihisa Kitamura

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

近い将来にわが国近海の海溝域において巨大地震が発生することが確実視され、その結果として想像を絶する大災害の発生が危惧されている。地震による津波災害のほか、建築分野では、発生する長周期地震動により、大都市域に多く建設されてきた超高層建築物や、現在広く建設が進められている免震建築物などの固有周期が長い建築物への影響が懸念されている。

長周期地震動については、2003年9月の十勝沖地震（M=8.0）において、共振現象による大型石油タンクのスロッシングに起因する大規模火災が発生したことが契機となり、日本建築学会や土木学会のほか、国土交通省、地震調査研究推進本部、内閣府などの国の機関でも長周期地震動の発生やそれによる長周期構造物への影響などが検討されてきた。

建築研究所では、基盤研究課題として「長周期地震動に対する超高層建物および免震建物の耐震性能評価技術の開発」（平成18-20年度）、続いて個別重点研究課題「長周期建築物の耐震安全性対策技術の開発」（平成21-22年度）を実施し、その中の関連課題の検討において、新たに開始された国土交通省建築基準整備促進事業の一課題「超高層建築物等の安全対策に関する研究」（平成20-22年度）の事業主体と共同研究を実施し、巨大海溝地震による長周期地震動の評価手法の検討と超高層建築物などの応答評価を行ない、成果を建築研究資料第127号として公表した。

国土交通省は、この成果を踏まえて、平成22年12月に、「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」を取りまとめ、これに関する意見募集（パブリックコメント）を実施した。意見募集が平成23年2月末に締め切られ、多くの意見を踏まえて、同試案の見直し作業が始まった矢先に、2011年東北地方太平洋沖地震が発生した。大規模地震でより強く発生する長周期地震動の記録が多数得られたことから、試案で示された長周期地震動の評価方法の妥当性について、この地震により検証を行い、必要に応じて同手法の見直しをすることとなった。

建築研究所は、本検討作業を、平成23年度に着手した個別重点研究課題「長周期地震動に対する超高層建築物等の応答評価技術の高度化」（平成23-24年度）の関連課題において、建築基準整備促進事業の平成23年度の課題「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」の事業主体の（株）大崎総合研究所のほか、（社）日本建築構造技術者協会、（社）日本免震構造協会との共同研究として行った。本資料はその共同研究における検討内容をとりまとめたものである。本作業の実施にあたっては、当該分野を専門とする大学や民間の研究者にもご参加をいただきながら検討を進めた。これらのご協力に対して、厚く御礼申し上げます。

2013年8月

独立行政法人建築研究所
理事長 坂本 雄三

超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討

- 長周期地震動作成のための改良経験式の提案と南海トラフ3連動地震による
超高層・免震建物の応答解析 -
大川出¹⁾、佐藤智美²⁾、佐藤俊明³⁾、藤堂正喜²⁾、
北村春幸⁴⁾、鳥井信吾⁵⁾、辻泰一⁶⁾、北村佳久⁷⁾

概要

平成 20-22 年度の建築基準整備促進事業「超高層建築物等の安全対策に関する研究」で開発した長周期地震動の予測、作成手法について、2011 年東北地方太平洋沖地震及びその余震の観測データをを用いて、手法の検証を行い、いくつかの改良を加えた。

改良の第一点は、提案式を $M_w=9$ のマグニチュードまで適用可能としたことである。観測値と評価値との比較で、規模が大きな地震について、何らかの頭打ち効果を導入する必要があることがわかり、 M_w の自乗項を追加した。

もう一つの大きな改良点は、2つの震源域すなわち東側の太平洋プレートと南西側のフィリピン海プレート（南海トラフ）で起こる地震とで、地震動の距離減衰特性に違いがあること、また、関東地域内での地震基盤が深い観測点では、この2つの震源域間で、増幅率および地震動の伝播に関するサイト係数に違いがあることがわかり、それを反映したことである。

これらの改良を加えた推定式による値と 2011 年東北地方太平洋沖地震の各地での観測記録とを比較し、改良式がより良く観測値を再現していることを確かめた。

さらに、地震調査研究推進本部の昭和南海地震を対象とした 2012 年版長周期地震動予測地図との比較も試みた結果、両者に大きな相違がないことも確認している。

このように、改良式に一定の有効性があることが確認できたため、これを連動地震にも適用することを試みた。対象としたのは、南海・東南海・東海の3連動地震で、元々内閣府が設定した震源モデルを、鶴来他(2005)が、いくつかの矩形の断層に置き換えたものである。関東平野、濃尾平野、大阪平野の主要観測地点での地震動を推定した。提案式は観測データに基づいているため、観測値と評価値との乖離度合いを意味する回帰誤差も計算しており、これを標準偏差と考えると、スペクトル値と群遅延時間それぞれで、その分を上乗せした平均値+標準偏差 ($\mu + \sigma$) レベルの地震動も作成した。

さらに、これらの地震動に対する超高層、免震各建築物の応答レベルの試算を行った。

超高層建築物は、S造について高さ 100m から 250m の 6 棟（純ラーメン構造、ブレース付きラーメン構造、制振部材付きラーメン構造）、RC造について高さ 100m から 250m の 7 棟で、すべて曲げせん断棒置換モデルで応答解析を行っている。

上述の3連動地震の地震動のうち、関東平野では西新宿・工学院大学、濃尾平野では愛知県西部の津島、大阪平野では大阪湾岸の此花の各観測点および震源直上で静岡県浜松地点の地表の地震動を対象とし、2レベル（平均、平均+標準偏差）をそれぞれの超高層解析モデルに入力した場合の最大応答を整理した。応答値は、地震動レベル、各地震動の卓越周期、建築物の固有周期の組み合わせでさまざまであるが、大阪此花地点及び浜松地点の地震動に対しては平均+ σ のレベルの入力では、ほとんどの建物モデルで一般的な設計クライテリアを満足せず、津島、新宿地

点の地震動でも一部の超高層建築物で設計クライテリアを満足していないケースがあった。

なお、前述 S 造超高層建物 6 棟とは別に、S 造 80m 級について耐震構造と制振構造の応答比較を部材レベルで行っている。

免震建築物は、実在の建築物から、年代、上部構造形式、高さ、免制振部材の種類により 22 個の解析モデルを抽出し、超高層と同様な検討を行った。平均レベルの地震動に対しては、ほとんど損傷は発生しないが、平均+ σ レベルの地震動に対しては、全体の 15% 程度の建物が弾性耐力を超える状態であった。

本検討の主要部分は、平成 23 年度建築基準整備促進事業の課題「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」による事業主体（(株)大崎総合研究所）と（独）建築研究所との共同研究により実施した。検討を進めるに当たり、当該分野を専門とする大学や民間の研究者のご意見を反映させるため、事業主体が地震動・応答 WG を設置した。さらに、(社)日本建築構造技術者協会及び(社)日本免震構造協会も共同研究に参加し、超高層建築物及び免震建築物の応答解析については、それぞれ SWG を設置して検討を行った。これらの委員リストを後に示す。

参考文献

鶴来雅人・趙伯明・Petukhin A.・香川敬生(2005). 東南海・南海地震による大阪での強震動予測事例—広帯域強震動の予測—シンポジウム論文集, pp. 73-82.

- 1) (独)建築研究所
- 2) (株)大崎総合研究所
- 3) 清水建設(株)技術研究所
- 4) 東京理科大学理工学部
- 5) (株)日建設計構造設計部門
- 6) 鹿島建設(株)建築設計本部
- 7) 清水建設(株)設計本部

STUDY ON LONG-PERIOD GROUND MOTIONS AND RESPONSES OF SUPER-HIGH-RISE BUILDINGS ETC.

- Proposal of updated empirical equations for long-period ground motions and evaluation of responses of super-high-rise and seismically isolated buildings under the hypothetical Nankai-Tonankai-Tokai connected earthquakes -

by

Izuru Okawa¹⁾, Toshimi Satoh²⁾, Toshiaki Sato³⁾, Masanobu Tohdo²⁾,
Haruyuki Kitamura⁴⁾, Shingo Torii⁵⁾, Yasukazu Tsuji⁶⁾, Yoshihisa Kitamura⁷⁾

ABSTRACT

The formula for predicting the long-period motion that was proposed in 2010 were verified with the recorded data collected during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake (hereafter referred to as the Tohoku-oki earthquake) and its aftershocks. The formula were revised in the viewpoints that it simulates the Tohoku-oki earthquake i.e., large magnitude earthquake. The results were that the formula needed to introduce the second order terms with the moment magnitude M_w , to accommodate the values for large magnitude earthquakes.

Another improvement was to consider the difference in attenuation properties with distance between the Pacific plate, the eastern side, and the Philippine Sea plate, the Nankai trough case. In addition, the difference needed to be introduced with the site amplification property in case the natural period of the deep ground became quite large for sites within the Kanto plain.

With the revised model, comparisons were made between predicted and recorded values for the 2011 Tohoku-oki earthquake. It was shown, therefore, that the revised model gives better approximations than the older model. In addition the comparison was also made between predicted values and the values with the long-period earthquake motions prediction maps by the Headquarter for Earthquake Research Promotion (HERP), Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology (MEXT). It was also concluded that there were no distinctive differences between the two. Thus, the revised model efficiently reproduces the recorded values, and then the model was applied to the connected earthquake models. The objective source model was the Nankai-Tonankai-Tokai three-connected earthquake model. The model was originally used by Tsurugi et al. (2005) based on the proposed model by the Central Disaster Management Council (CDMC), Cabinet Office in 2003. Using this source model, the earthquake motions for the principal sites, (i) the west of Shinjuku in Kanto plain, (ii) the Tsushima, west of Aichi Prefecture, in Nobi plain, (iii) Konohana, Osaka plain and (iv) Hamamatsu just on the seismic source were computed with the average, and the average plus standard deviation levels, since the prediction equation is based on the recorded motions.

The computed motions were further used as input motions for response computations of high-rise buildings and base-isolated buildings. Variety of analytical models was selected for both classes of buildings. The high-rise buildings include 6 steel and 7 reinforced concrete building models, with the height of 100 m through 250 m.

The base-isolated buildings were selected with respect to the construction periods, types of super structures and height, and also the types of control devices such as rubber and/or dampers. Totally twenty two models were selected to use for analyses. The input motions with aforementioned levels or sites were subjected to each of the structural analytical models.

Most of super-high-rise building cases with input motions of the average plus standard deviation levels showed the computed responses in excess of their design limit. The responses of base-isolated buildings were rarely excessive in case of the input motions of the average levels, however, with "plus standard deviation" level input motions, some portions of the model buildings suffer responses greater than elastic limit.

Reference

Tsurugi, M., et al. (2005), "A Strong Motion Prediction in Osaka Area for Tonankai-Nankai earthquake", Proceedings of the Symposium on the Prediction of the Broadband Strong Motions, JSCE and AIJ. (in Japanese)

- 1) Building Research Institute, 2) Ohsaki Research Institute,
- 3) Institute of Technology, Shimizu Corporation, 4) Tokyo University of Science,
- 5) Nikken Sekkei, 6) Kajima Corporation, 7) Shimizu Corporation

目 次

第1章	はじめに	1-1
第2章	長周期地震動作成手法の改良	2-1
2-1	背景・目的	2-1
2-2	旧経験式による東北地方太平洋沖地震の長周期地震動の試算	2-2
2-3	長周期地震動の経験式の改良	2-19
2-4	改良経験式による東北地方太平洋沖地震の長周期地震動のシミュレーション	2-110
2-5	工学的基盤のパラメータ・地震動と建物入力地震動について	2-131
第3章	長周期地震動の作成	3-1
3-1	背景・目的	3-1
3-2	地震本部の長周期地震動予測地図の計算波との比較	3-2
3-3	東海・東南海・南海3連動地震の長周期地震動波形の計算	3-54
第4章	超高層建築物の地震応答計算	4-1
4-1	はじめに	4-1
4-2	鉄骨造超高層建築物の応答	4-20
4-3	鉄筋コンクリート造超高層建築物の応答	4-160
4-4	考察とまとめ	4-297
第5章	免震建築物の地震応答計算	5-1
5-1	検討用入力地震動	5-1
5-2	検討用建物	5-4
5-3	応答解析	5-5
5-4	戸建住宅に対する検討	5-35
5-5	地震動のばらつきに関する検討	5-38
5-6	まとめ	5-47
第6章	まとめ	6-1

執筆者リスト

第1章 大川出((独)建築研究所)

第2章 佐藤智美((株)大崎総合研究所)、佐藤俊明(清水建設(株))

第3章 佐藤智美(前掲)、藤堂正喜((株)大崎総合研究所)、
佐藤俊明(前掲)

第4章 北村春幸、鳥井信吾、辻泰一(日本建築構造技術者協会・長周期地震動 SWG)

第5章 北村佳久(日本免震構造協会・長周期地震動 SWG)

第6章 大川出(前掲)

検討 WG 等の設置について

平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」の検討のため、事業主体である(株)大崎総合研究所が事務局となり、以下の地震動・応答 WG が設置された。また、共同研究に参加した(社)日本建築構造技術者協会及び(社)日本免震構造協会において、超高層建築物及び免震建築物の応答解析を実施するため、それぞれ長周期地震動 SWG が設置された。

地震動・応答 WG 名簿 (事務局：(株)大崎総合研究所、平成 24 年 3 月現在)

主査 大川 出 (独)建築研究所
委員 西川孝夫 (社)日本免震構造協会：首都大学東京(名誉教授)
委員 北村春幸 東京理科大学
委員 瀬瀬一起 東京大学
委員 翠川三郎 東京工業大学
委員 久田嘉章 工学院大学
委員 勝俣英雄 (株)大林組
委員 小鹿紀英 (株)小堀鐸二研究所
委員 長島一郎 大成建設(株)
委員 鳥井信吾 (社)日本建築構造技術者協会：(株)日建設計
委員 北村佳久 (社)日本免震構造協会：清水建設(株)
委員 加藤研一 (株)小堀鐸二研究所
委員 吉村智昭 大成建設(株)
委員 佐藤俊明 清水建設(株)
委員 杉本訓祥 (株)大林組
委員 金子美香 清水建設(株)
委員 藤堂正喜 (株)大崎総合研究所
委員 佐藤智美 (株)大崎総合研究所
委員 飯場正紀 (独)建築研究所
委員 五條 涉 (独)建築研究所
委員 小山 信 (独)建築研究所
委員 斉藤大樹 (独)建築研究所
委員 前田 亮 国土交通省住宅局
委員 田伏翔一 国土交通省住宅局
委員 岡野大志 国土交通省住宅局
委員 向井昭義 国土交通省国土技術政策研究所
委員 小豆畑達哉 国土交通省国土技術政策研究所

(社)日本建築構造技術者協会 (JSCA) 長周期地震動 SWG 委員名簿

主査 北村 春幸 東京理科大学
委員 遠藤 文明 (株)大林組
委員 大川 出 (独)建築研究所
委員 片山 貴裕 (株)NTTファシリティーズ
委員 木村 雄一 大成建設(株)
委員 小鹿 紀英 (株)小堀鐸二研究所
委員 小林 光男 (株)織本構造設計
委員 斉藤 大樹 (独)建築研究所
委員 佐藤 智美 (株)大崎総合研究所
委員 須賀 貴之 東京理科大学
委員 溜 正俊 (株)三菱地所設計
委員 田村 和夫 千葉工業大学
委員 辻 泰一 鹿島建設(株)
委員 出水 俊彦 佐藤工業(株)
委員 藤堂 正喜 (株)大崎総合研究所
委員 鳥井 信吾 (株)日建設計
委員 中島 徹 大成建設
委員 長瀬 正 (株)竹中工務店
委員 長谷川 隆 (独)建築研究所
委員 早野裕次郎 (株)山下設計
委員 東野 雅彦 (株)竹中工務店
委員 人見 泰義 (株)日本設計
委員 正月 俊行 (株)構造計画研究所
委員 松井 和幸 清水建設(株)
委員 依田 博基 (株)久米設計

(社)日本免震構造協会 (JSSI) 長周期地震動 SWG 委員名簿

主査	北村 佳久	清水建設(株)
委員	鹿島 孝	(株)竹中工務店
委員	北村 春幸	東京理科大学
委員	公塚 正行	(株) i2s2
委員	近藤 明洋	鹿島建設(株)
委員	高山 峯夫	福岡大学
委員	田村 和夫	千葉工業大学
委員	竹中 康雄	鹿島建設(株)
委員	中澤 昭伸	織本構造設計(株)
委員	中島 隆裕	(株)久米設計
委員	中塚 光一	大林組(株)
委員	西川 耕二	(株)日本設計
委員	長谷川 豊	オイレス工業(株)
委員	花井 勉	えびす建築研究所(株)
委員	早部 安弘	大成建設(株)
委員	山本 裕	(株)日建設計
委員	飯場 正紀	(独)建築研究所
委員	大川 出	(独)建築研究所
委員	斉藤 大樹	(独)建築研究所
委員	西川 孝夫	(社)日本免震構造協会：首都大学東京(名誉教授)
委員	可児 長英	(社)日本免震構造協会

第1章 はじめに

長周期地震動については、近年多様な構造物を対象として、さまざまな機関やプロジェクトで検討されてきた。国土交通省建築基準整備促進事業では平成 20～22 年度、「超高層建築物等の安全対策に関する検討」の第一課題、長周期地震動に関する検討の中で、当該テーマに関する研究の現状を踏まえて、超高層建築物等の長い固有周期を有する建築物の設計のための地震動の評価の方法についての検討を、事業主体（(株)大崎総合研究所他）と建築研究所との共同研究として行った。平成 22 年度には、強震観測データに基づく方法として、本事業による検討成果がまとめられ、国土交通省は、その成果に基づいて平成 22 年 12 月「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案」を発表し意見を公募した。（パブリックコメントの実施）

なお、パブリックコメント実施に合わせて、建築研究所は上記検討の成果をまとめた建築研究資料 127 号「長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討」を刊行した。この内容は、本資料において長周期地震動評価手法のオリジナル版として参照されているものである。参考に同号の目次を以下に示す。

第 1 章 はじめに

第 2 章 長周期地震動の評価の現状

第 3 章 観測データに基づく長周期地震動の性質

第 4 章 長周期地震動に対する超高層建築物等の応答特性

第 5 章 昇降機の耐震設計の現状と課題

第 6 章 あとがき

（URL は、<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/127/index.html>）

上記意見募集（パブリックコメント）が終了した翌月の 3 月 11 日に超巨大地震、東北地方太平洋沖地震が発生し東北地方に甚大な地震被害が発生した。

平成 23 年度建築基準整備促進事業では、引き続き事業主体（(株)大崎総合研究所）と建築研究所との共同研究として、上記意見募集で出された対策試案への意見への対応や同提案の検証なども含めて、東北地方太平洋沖地震における長周期地震動特性について検討し、提案手法の改良などを行った。なお、本検討の対象は、旧経験式のうちの海溝型地震の水平動に関して見直しを行ったものである。第 2 章以下、各章の検討内容の概要は以下の通りである。

第 2 章では、平成 23 年東北地方太平洋沖地震（以下東北地震と略す。）において観測された強震記録（主として、K-NET、KiK-net および東京・西新宿の工学院大学構内の記録）および、気象庁が解析・公表した震源域と震源（破壊開始点）を用いて、前課題にて検討し提案した長周期地震動の経験式を検証した。対象とした観測地点は、宮城県を中心とする被災地から東京首都圏および、東海、近畿地域である。旧経験式では、地震規模としてのモーメントマグニチュードの関与をその一次式のみで与えていたが、今回の地震などの巨大地震のマグニチュードでは、過大なレベルが算出されるため、大マグニチュードに関するスペクトルレベルの頭打ち効果を考慮している。また、震源位置から観測位置にいたる波

動伝播特性の地域性、太平洋プレート上を震源とする場合と、フィリピンプレートを震源とする場合とで、地震動の伝播特性に違いがあることが指摘されており、このような違いについても検討を行った。本報告において、最終的には地震動の予測モデルとして、上記の2つのプレート領域内を震源とする地震については、関東地域の地震基盤が比較的深いと推定される観測地点では、各震源域に対応するサイト係数（増幅および群遅延時間）に差を設けることにした。

このようにして、今回の観測データを大規模地震の地震動予測のための精度を上げる要因として捉えて、経験式を再構築した。

第3章では、再構築した経験式を適用して、今後発生が予想される巨大地震として、南海、東南海、東海各地震やそれらの連動地震の模擬作成を行った。これらの模擬地震波については、既往の研究における観測データの復元波や各提案手法による模擬作成波との比較なども行った。なお、提案手法においては、種々の周期成分を重ね合わせるため、位相特性に乱数を用いて時刻歴の作成を行っているが、使用乱数の違いが波形特性や応答特性（最大振幅、応答スペクトルなど）の違いに及ぼす影響を検討するため、選定各観測点について乱数の異なる21波の波形を作成し、その作成波形の特性のばらつきについて検討を行った。設計では、限られた数の波形が用いられるものであるため、これらのばらつきの大さきについて検討しておくことは、地震動モデルを代表する位置付けにある模擬作成波の妥当性を考える上で、きわめて重要な作業と考えられる。

第4章では、長周期地震動の主たる対象となる超高層建築物について、それぞれ実際の物件に近い構造解析モデルを選定し、前章で作成した長周期地震動を入力地震動として、応答解析を行った。建築物の解析モデルは、鉄骨造6棟、鉄筋コンクリート造7棟とした（鉄骨造については、さらに1棟について、耐震構造と制振構造の部材レベルの応答比較を行った。）。

応答解析用の入力地震動としては、第3章において得られた、観測データを表す平均的な特性と、回帰モデルへの対応の程度を表す、平均値まわりの回帰誤差（観測値と回帰予測値との標準偏差）を加えたパラメータ設定により作成された2つのレベルの地震動時刻歴を用いて、4地点について行った。このように平均的な特性のみならず、経験式まわりの実データのばらつきを考慮したモデルによる地震動も利用することで、周期特性等の基本的な地震動特性の違いと、各パラメータ設定との関係に関する資料を得ている。平均値およびそのまわりのばらつき程度を、設計に際してどのように勘案していくかに関する有用な資料となることが期待される。

第5章では、免震建築物について、既存のさまざまな条件すなわち、設計時期や上部構造高さ、免震システムなどが異なる22棟の既存免震建築物の解析モデルを用いた地震応答解析を行った。

入力地震動は第4章で用いたものと同じものを使用した。

第6章では、以上の検討事項についてまとめ、合わせて今後の課題等についても整理した。

なお、この平成23年度建築基準整備促進事業における課題「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」には、日本建築構造技術者協会及び日本免震構造協会も共同研究者として参画している。

第 2 章 長周期地震動作成手法の改良

2-1 背景・目的

2011 年 3 月 11 日に Mw9.0 の東北地方太平洋沖地震が発生した。本章は、この地震を踏まえて、長周期地震動作成手法の改良を行うことを目的とする。

はじめに、平成 22 年度までに作成している、減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルと群遅延時間の平均値と標準偏差の経験式に基づき、2011 年東北地方太平洋沖地震の長周期地震動のシミュレーションを行い、経験式の適用性と課題を整理する。

次に、その結果を踏まえるとともに、余震等の記録を追加して、長周期地震動の経験式の改良を行う。

最後に、工学的基盤波の作成に関して記述する。

2-2 旧経験式による東北地方太平洋沖地震の長周期地震動の試算

2-2-1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、多数の地震観測点で記録が観測されている。佐藤(2011)、清水建設(2011)では、気象庁(2011)の遠地実体波を用いた震源インバージョン結果に基づき、3つの断層からなる連動型の震源モデルを設定し、旧経験式(国土交通省, 2010)に基づき、2011年東北地方太平洋沖地震の長周期地震動のシミュレーションを行っている。この断層モデルは、スケーリングモデルやカスケードモデルに基づいたものではない。ここでは、断層モデルを、カスケードモデルを適用して設定し、長周期地震動の試算を行ない、課題を整理する。

2-2-2 断層モデルの設定

経験式に基づく長周期地震動作成フローを図 2.2-1 に示す。連動型地震に対して、ある地点で長周期地震動を計算するために必要なパラメータは、各断層の地震モーメント M_0 、各断層からの断層最短距離、各断層の破壊開始点からの震源距離、各断層の破壊開始時間差である(佐藤・他, 2010)。したがって、各断層の巨視的断層パラメータと破壊開始時間差を設定する必要がある。

複数の断層からなる連動型地震の断層パラメータを設定する際の考え方としてスケーリングモデルとカスケードモデルがある(例えば、栗山・他, 2008)。スケーリングモデルでは、断層全体を1つの地震と考えてスケーリング則をあてはめるモデルである。カスケードモデルでは、各断層を独立の地震と考え、各断層にスケーリング則をあてはめるものである。

中央防災会議(2003)の東海・東南海・南海地震の3連動地震、東海・東南海地震の2連動地震に対する統計的グリーン関数法に基づく強震動計算では、カスケードモデルを仮定したことになる。また、今回はすでに発生し、 M_w が決まっている地震を対象とすることから、カスケードモデルを仮定し断層モデルを設定することとした。

(a) 断層全体の地震モーメント M_0 、断層の走向、傾斜角、剛性率

これまで、多くの震源モデルが提案されているが、ここでは、佐藤(2011)と同様に、気象庁(2011)に基づき以下のように設定した。

$$M_0=4.0E+22 \text{ N} \cdot \text{m} \quad (M_w 9.0)$$

走向 203°

傾斜角 10°

断層面は、気象庁の震源位置($N38^\circ 06.2'$ 、 $E142^\circ 51.6'$ 、深さ 24km)が載るように設定した。また、剛性率 μ は、S波速度 $4.0[\text{km/s}]$ 、密度 $3.0[\text{g/cm}^3]$ を仮定して、 $4.8E+10[\text{N/m}]$ と設定した。

(b) 各断層の位置・ M_0 、破壊伝播性状

図 2.2-2 には、気象庁の震源インバージョン結果を示す。主な破壊は図中の①、②、③で示されている3つに分けられる。そこで、3つの断層からなる連動型の震源モデルを設定することと

した。佐藤(2011)と同様に、3つの断層の地震モーメントは、震源時間関数に基づき、1:3:1に分担させた。各断層のモーメントマグニチュード M_w は、8.5、8.9、8.5になる。また、②、③の断層は、震源時間関数に基づき、破壊開始から40秒、100秒後に破壊するとした。

断層幅は、図2.2-2の気象庁(2011)のすべり量分布で、すべり量の小さい深い部分45kmと浅い部分15kmを除いた240kmとした。断層長さは、(1)で計算される断層面積と断層幅240kmから計算した。各断層の位置は、図2.2-2の気象庁(2011)のすべり量の大きい領域や、経験的グリーン関数法に基づく強震動生成領域を考慮して設定した。図2.2-3~5には、経験的グリーン関数法に基づく強震動生成領域のパラメータと位置を示す(入倉・倉橋,2011; 浅野・岩田,2011; 釜江・川辺,2011a, 2011b)。研究者により、強震動生成領域の数や位置やパラメータが異なるが、大局的にみると、最初の破壊が宮城県沖、次に宮城県沖(+岩手県沖)、次に福島県・茨城県沖に破壊が進んでいるといえる。また、破壊開始時間差も、気象庁(2011)の震源時間関数に基づき設定した値である、40秒、100秒後と大局的に類似している。3つの断層に対応すると考えられる強震動生成領域SGMAの M_0 の割合は、以下の通りである。

入倉・倉橋(2011) SGMA1:SGMA2+SGMA3:SGMA4+SGMA5=1 : 2.18 : 0.33

浅野・岩田(2011) SGMA1:SGMA2:SGMA3=1 : 1.78 : 0.82

釜江・川辺(2011b) SGMA1:SGMA2:+SGMA3SGMA4+SGMA5=1 : 2.23 : 0.94

②は①の2倍程度、③は①と同じかやや小さい。なお、背景領域がないため、これらの強震動生成領域の M_0 の合計は、全体の $M_0(4.0E+22 \text{ Nm})$ より小さくなっている。

第1・第2破壊開始点位置は、気象庁の震源位置とし、第3破壊開始点位置は、第1・第2破壊開始点位置から同心円状に破壊が進展すると仮定した場合に、最も早く到達する位置とした。

(c) その他の各断層の断層パラメータ

その他の各断層の断層パラメータは、地震調査研究推進本部(2009)に基づき、以下のようにして設定した、断層パラメータを表1、表2に、断層面位置(断層面の地表面投影図)を図2.2-6、図2.2-7に示す。①、②、③に対応する断層を、それぞれ、断層1、断層2、断層3としている。

各断層の静的応力降下量 $\Delta\sigma_i$ を設定し、(2)式により、各断層の面積 S_i を計算する(Eshelby, 1957)。

$$M_{0i}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_i S_i^{3/2} \quad (1)$$

ここで、 i は、3つの断層に対する添え字(1~3)である。各断層の静的応力降下量 $\Delta\sigma_i$ としては、以下の2ケースを考えた。

$\Delta\sigma_i=1.4 \text{ MPa}$: Murotani et al.(2008)の海溝型地震の平均値

$\Delta\sigma_i=3.0 \text{ Mpa}$: 中央防災会議(2003)の東海・東南海・南海地震、これらの連動型地震

各断層の平均すべり量は、(2)式で計算される。

$$D_i=M_{0i}/(\mu S_i) \quad (2)$$

$\Delta\sigma_i=1.4 \text{ MPa}$ としたケースでは、断層全体の面積が大きく、断層2のみで気象庁(2011)の震源インバージョンに使われた全体の断層の面積程度となっている。 $\Delta\sigma_i=3.0 \text{ MPa}$ としたケースでは、気象庁(2011)の震源インバージョンに使われた全体の断層の面積程度である。そこで、シミュレ

ーション解析では、 $\Delta\sigma_i=3.0\text{MPa}$ としたケースで計算を実施した。

なお、経験式の最大 M_w は 8.2 であるから、各断層の M_w が 8.5、8.9、8.5 は経験式の外挿となる。

2-2-3 長周期地震動の試算

図 2.2-8 には、本震の K-NET、KiK-net(地表)観測点における観測記録の、周期 2、3、5、8 秒における減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル分布を示す。図 2.2-9 には、同じ観測点で計算したシミュレーション結果を示す。図 2.2-10 には、3 つの観測点での観測とシミュレーションの速度波形と擬似速度応答スペクトルの比較を示す。図 2.2-8、図 2.2-9 の比較から周期 2、3 秒では、東北地方では、シミュレーション結果は観測をほぼ説明している。関東地方では、シミュレーション結果の方が観測より大きい。周期 5、8 秒では、全体に観測のシミュレーション結果の方が観測より大きい。関東地方でシミュレーション結果の方が観測より大きい一因として、経験式における観測点での地盤増幅率の算出の際に、長周期地震動が卓越している 2004 年紀伊半島沖の地震の本震、前震、余震の記録が大きいためと考えられる。

この考察のために、東京湾岸にある K-NET 東雲 TKY016 での、3 つの地震の観測速度波形と擬似速度応答スペクトルの比較の結果を紹介する(清水建設,2011)。図 2.2-11 には、東雲から震源距離がほぼ同じである、2011 年東北地方太平洋沖地震($M_w9.0$)と 2005 年宮城県沖地震($M_w7.1$)と 2004 年紀伊半島沖地震($M_w7.4$)の震源モデルと震源(破壊開始点)位置と示す。図 2.2-12 には、3 つの地震の東雲での速度波形と擬似速度応答スペクトルを示す。2011 年東北地方太平洋沖地震と 2005 年宮城県沖地震は、速度波形の形状もスペクトルの形状も類似している。一方、2004 年紀伊半島沖地震($M_w7.4$)は、これら 2 つの太平洋プレートの地震に比べ、周期 4 秒程度以上の長周期が相対的に大きくなっていることがわかる。2004 年紀伊半島沖地震などのフィリピン海プレートの地震は、付加体の影響で長周期地震動が効率よく伝播することが指摘されており、このような現象を表現するには、太平洋プレートとフィリピン海プレートの地震の伝播特性、地盤増幅特性を区別する必要があると考えられる。

また、周期 5 秒、8 秒で全体にシミュレーションが過大評価する原因として、 M_w を外挿していることが考えられる。 M_w の 1 次式を用いると M_w が大きくなると、過大評価になることが指摘されている(福島・田中, 1991; 福島・翠川,1993)。図 2.2-13 には、福島・田中(1991)による、 ω^{-2} モデルを考えた場合の、スケーリング則を示す。 M_w の 1 次式を用いると、 ω^{-2} モデルの場合に比べ、 M_w が大きいところで過大評価になることがわかる。 ω^{-2} モデルを考えた場合には、特に、長周期領域で、この傾向が顕著になる。そこで、 M_w^2 の項を導入したり(福島・翠川,1993)、 ω^{-2} モデルを導入する(壇・他,1986)ことが行われている。最近の NGA*(New Generation Attenuation:米国太平洋地震工学センター (PEER) が主導する。米国西海岸の地殻内地震を対象とする研究プロジェクト)による距離減衰式でも、 M_w^2 の項を導入したり、 M_w が大きい場合と小さい場合で M_w に関するモデルや回帰係数を変化させたりすることが行われている。経験式の改良には、このような震源項の改良も必要と考えられる。

2-2-4 まとめ

気象庁(2011a)の震源モデルを参考に、2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)を3つの巨視的断層面から成る連動型地震と考えて、カスケードモデルに基づき震源モデルを設定し、パブコメで公表されている旧経験式に基づき長周期地震動のシミュレーションを実施した。その結果、以下のことがわかった。

- ・周期5秒以下では東北地方でシミュレーション結果は観測をほぼ説明できる。
- ・周期5秒以上ではやや過大評価となる。
- ・特に関東平野では周期1秒以上で過大評価となる。
この原因として、以下の可能性を指摘した。
- ・経験式がMw8.2以下のデータセットから作成されているため、連動型の震源モデルを考えた場合もMwが外挿となる。一方、応答スペクトルの経験式がMwの項のみでモデル化されているため、 ω^2 モデルが成り立つとすると長周期で過大評価となる。
- ・関東平野では、太平洋プレートの地震とフィリピン海プレートの地震で、長周期の励起特性が異なる傾向がある。
- ・震源モデルが適切でない。

2-3節では、以上の結果を踏まえ、長周期地震動の経験式の改良を行うとともに、東北地方太平洋沖地震の震源モデルの改良を行う。

参考文献

- 浅野公之・岩田知孝(2011). 経験的グリーン関数法による2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデル, <http://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/k-asano/pdf/jpgu2011.pdf>
- 中央防災会議 東南海・南海地震等に関する専門調査会(2003). 第16回、資料3 図表集, pp.18-20. <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai>
- 壇一男・宮腰淳一・八代一彦(1996). 中小規模地震の観測記録から得られる地盤増幅特性に基づく大規模地震の応答スペクトルの簡易評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第480号, pp.35-46
- 福島美光・田中貞二(1991). 気象庁マグニチュードによる震源スペクトルのスケーリング則, 日本建築学会構造系論文報告集, 第425号, pp.19-25.
- 福島美光・翠川三郎(1993). 岩盤における観測記録に基づくMw²項を考慮した地震動応答スペクトルの予測式, 日本建築学会構造系論文報告集, 第447号, pp.39-49.
- Eshelby, J. D. (1957), The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems, Proceedings of the Royal Society, A241, pp.376-396.
- 入倉孝次郎・倉橋奨(2011). 2011年東北地方太平洋沖地震の強震動生成のための震源モデル, <http://www.kojiro-irikura.jp/pdf/irikura20110622.pdf>
- 釜江克宏・川辺秀憲(2011a). 2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)の震源のモデル化(強震動

生成域) (第1報), <http://www.rri.kyoto-u.ac.jp/jishin/eq/tohoku1/Tohoku-ver1-rev20110601.pdf>
釜江克宏・川辺秀憲(2011b). 2011年東北地方太平洋沖地震の震源パラメータの修正,
<http://www.rri.kyoto-u.ac.jp/jishin/eq/tohoku3/SourceParaRev20110617.pdf>
気象庁(2011). 「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」について(第28報),
<http://jma.go.jp/jma/press/1103/25b/kaisetsu201103251730.pdf>
栗山雅之・隈元崇・関口春子・岩田知孝(2008). 地震規模予測の考え方の違いが長大活断層で発生
する地震の強震動予測結果にもたらす影響の評価—糸魚川-静岡構造線活断層帯北部・中部を
震源断層として, 自然災害科学, J.JSND, 27-1, pp.45-67.
国土交通省(2010). 「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」に関するご意
見募集について http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000218.html
Murotani, S., H. Miyake, and K. Koketsu(2008). Scaling of characterized slip models for plate-boundary
earthquakes, Earth Planets Space, Vol.60, pp.987-991.
佐藤智美・大川出・西川孝夫・佐藤俊明・関松太郎(2010). 応答スペクトルと位相スペクトルの経
験式に基づく想定地震に対する長周期時刻歴波形の作成, 日本建築学会構造系論文集, 第
649号, pp.521-530.
佐藤智美(2011). 経験式に基づく2011年東北地方太平洋沖地震の長周期地震動の予測, 土木学会
第66回年次学術講演会, pp.965-966
清水建設株式会社(2011). 東北地方太平洋沖地震関連技術レポート,
<http://www.shimz.co.jp/theme/earthquake/pdf/report03.pdf>
地震調査研究推進本部(2009). 付録3 震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」),
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf

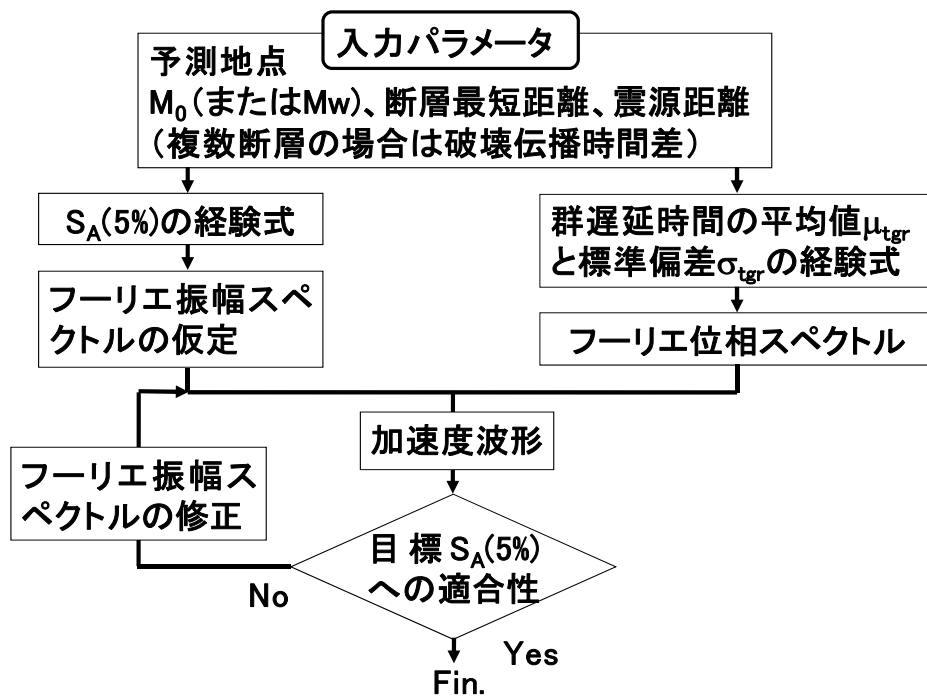


図 2. 2-1 経験式に基づく長周期地震動作成フロー

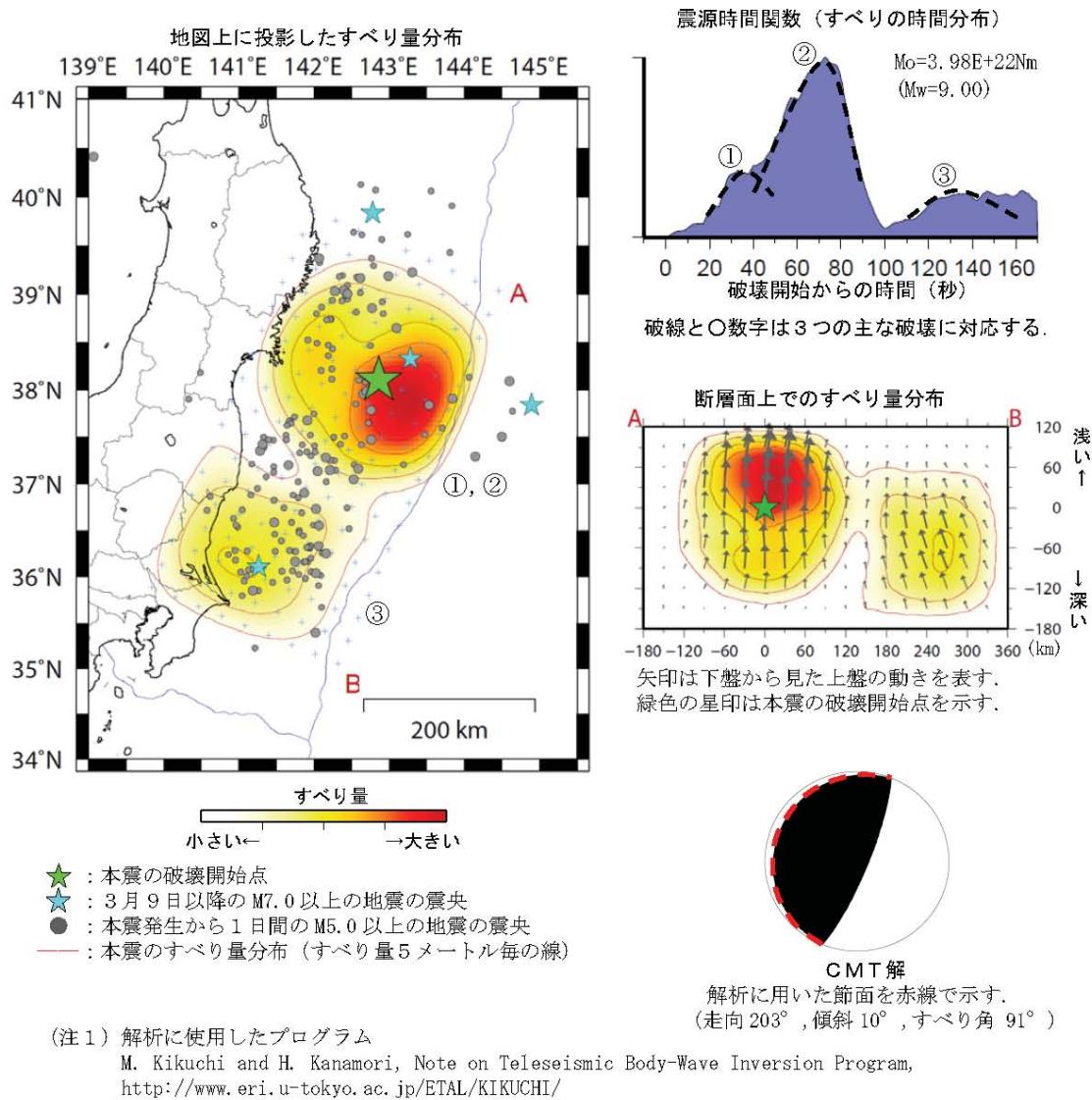


図 2.2-2 気象庁(2011)の遠地実体波を用いた2011年東北地方太平洋沖地震の震源インバージョン

強震動生成域(SMGA 1, 2, 3, and 4)の震源パラメータ

	L (km)	W (km)	Mo(Nm)	Stress Drop (MPa)	Delay time from Origin time (sec)
SMGA 1	62.40	41.60	2.31E+21	41.3	15.64
SMGA 2	41.60	41.60	7.05E+20	23.8	66.42
SMGA 3	93.60	52.00	4.34E+21	29.5	68.41
SMGA 4	38.50	38.50	3.83E+20	16.4	109.71
SMGA 5	33.60	33.60	3.99E+20	26.0	118.17

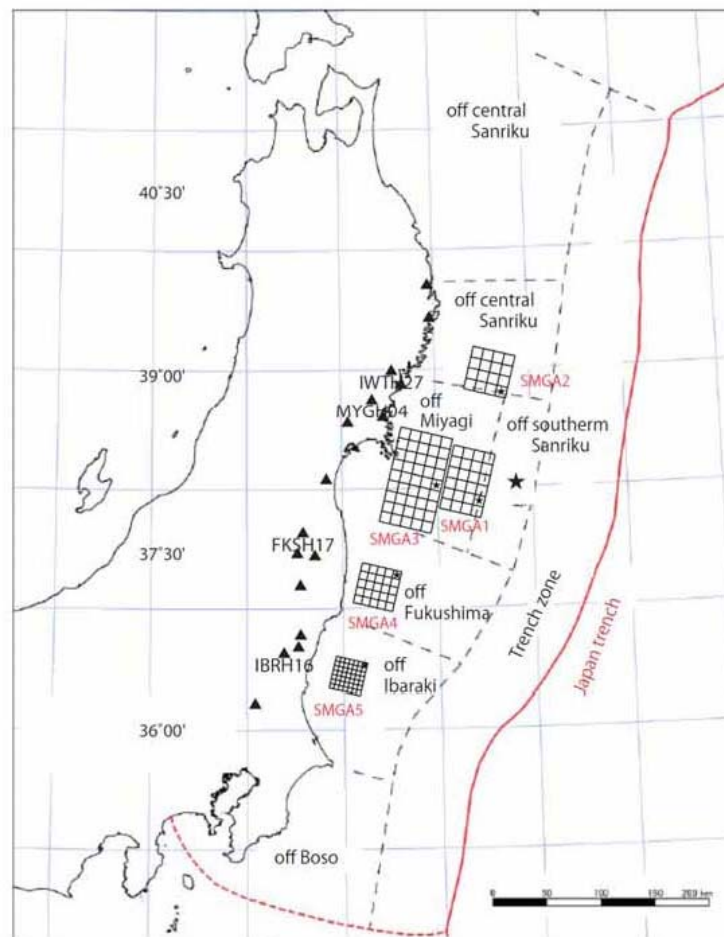


図 2.2-3 経験的グリーン関数法に基づく震源モデル(入倉・倉橋, 2011)

(表) 各強震動生成領域のパラメータ

	Length (km)	Width (km)	Area (km ²)	Rise Time (s)	M ₀ (Nm)	Δσ (MPa)	Rupture Starting Point of SMGA			Delay Time from Origin Time (s)
							Latitude (deg)	Longitude (deg)	Depth (km)	
SMGA1	39	39	1521	4.20	3.43x10 ²⁰	14.1	38.125	142.052	35.4	25.0
SMGA2	39	39	1521	4.20	6.09x10 ²⁰	25.0	38.102	142.494	29.0	67.2
SMGA3	52	52	2704	1.84	4.20x10 ²⁰	7.3	37.059	141.123	40.5	114.3

※各強震動生成領域内の破壊伝播速度は4.0 km/s

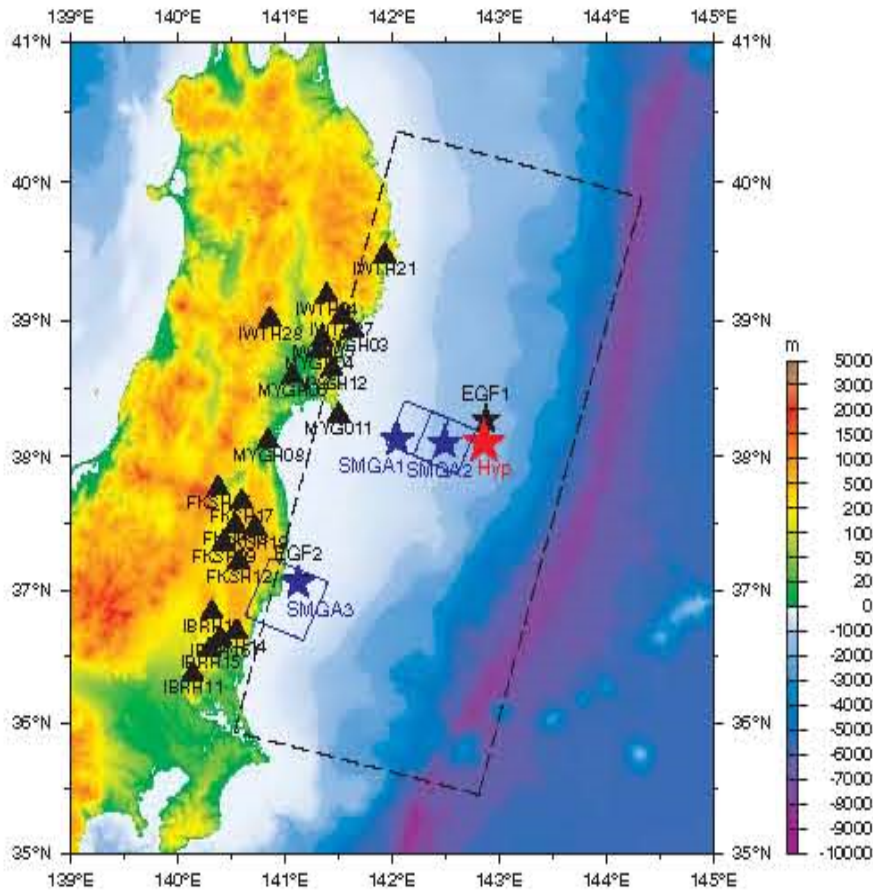


図 2.2-4 経験的グリーン関数法に基づく震源モデル(浅野・岩田, 2011)

表2 震源パラメータ (修正後)

	Asp1	Asp2	Asp3	Asp4	Asp5
走行 (°)	195	195	195	195	195
傾斜角 (°)	13	13	13	13	13
面積 (km ²)	40×40	50×50	20×20	30×30	30×30
地震モーメント (N・m)	4.93×10^{20}	1.10×10^{21}	8.8×10^{19}	1.19×10^{20}	2.58×10^{20}
応力降下量 (MPa)	18.9	21.6	27.0	10.8	23.1
ライズタイム (s)	3.6	4.5	1.8	2.7	2.7
破壊開始時間 (s)	0.0	35.0	57.0	87.0	102.0
経験的グリーン関数 として用いた地震	2011/03/10 3:16 M6.4	2011/03/10 3:16 M6.4	2011/03/10 3:16 M6.4	2011/03/10 3:16 M6.4	2005/10/19 20:44 M6.3

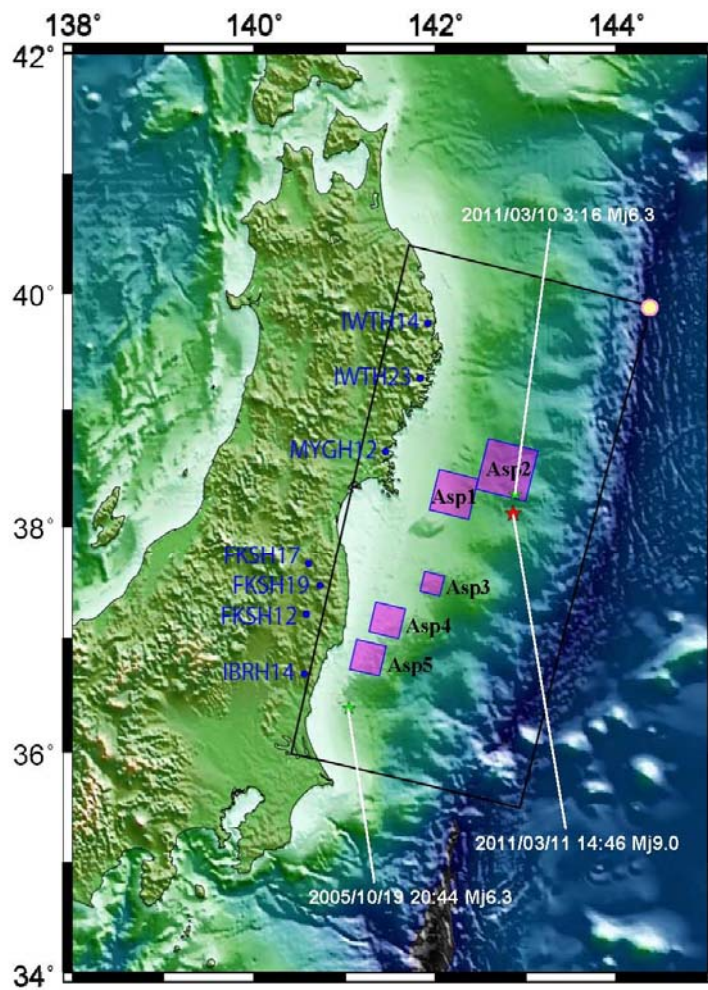


図2 本震及びグリーン関数として使用した地震の震央位置、KiK-net観測点、並びにアスペリティの位置

図 2.2-5 経験的グリーン関数法に基づく震源モデル(釜江・川辺, 2011a, 2011b)

表1 カスケードモデル($\Delta\sigma_i=1.4\text{MPa}$)

断層	パラメータ	記号	単位	値	設定根拠
全体	地震モーメント	M_0	$\text{N}\cdot\text{m}$	$4.00\text{E}+22$	気象庁(2011)
	静的応力降下量	$\Delta\sigma$	MPa	0.85	$M_0=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma S^{3/2}$
	面積	S	km^2	236468.8	$S=S_1+S_2+S_3$
	平均すべり量	D	cm	352	$D=M_0/(\mu S)$
	剛性率	μ	N/m	$4.80\text{E}+10$	$\mu=\rho\beta^2, \rho=3\text{g/cm}^3, \beta=4\text{km/s}$
断層1	地震モーメント	M_{01}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$8.00\text{E}+21$	$M_{01}=M_0 \times 1/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_1$	MPa	1.4	Murotani et al.(2008)
	面積	S_1	km^2	57868.6	$M_{01}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_1 S_1^{3/2}$
	長さ×幅	$L_1 \times W_1$	$\text{km} \times \text{km}$	241×240	$W_1=240\text{km}$ 固定
断層2	地震モーメント	M_{02}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$2.40\text{E}+22$	$M_{02}=M_0 \times 3/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_2$	MPa	1.4	Murotani et al.(2008)
	面積	S_2	km^2	120731.6	$M_{02}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_2 S_2^{3/2}$
	長さ×幅	$L_2 \times W_2$	$\text{km} \times \text{km}$	503×240	$W_2=240\text{km}$ 固定
断層3	地震モーメント	M_{03}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$8.00\text{E}+21$	$M_{03}=M_0 \times 1/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_3$	MPa	1.4	Murotani et al.(2008)
	面積	S_3	km^2	57868.6	$M_{03}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_3 S_3^{3/2}$
	長さ×幅	$L_3 \times W_3$	$\text{km} \times \text{km}$	241×240	$W_3=240\text{km}$ 固定
	平均すべり量	D_3	cm	288	$D_3=M_{03}/(\mu S_3)$

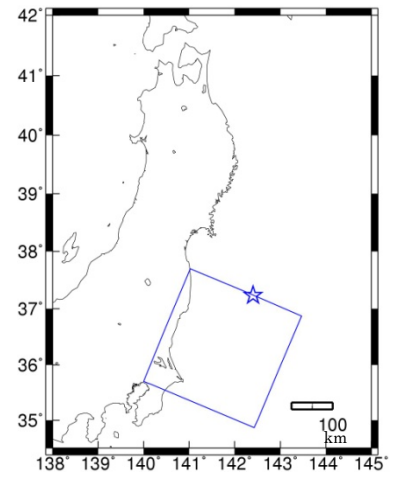
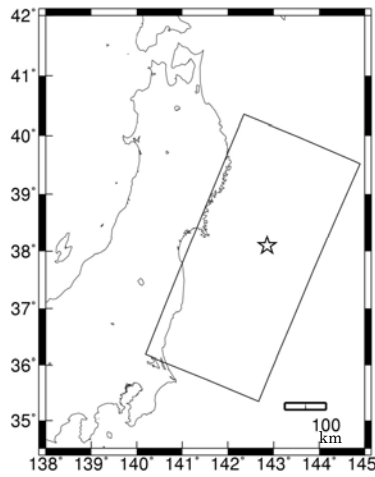
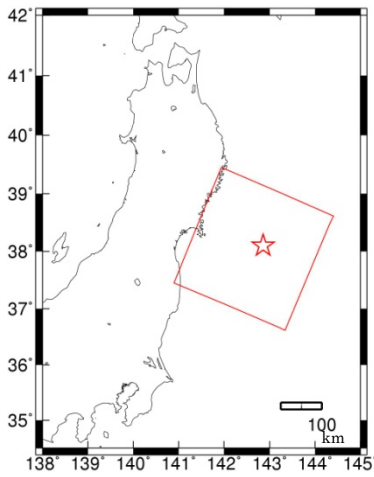
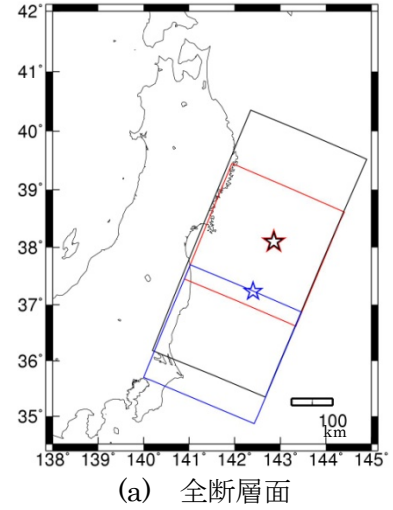
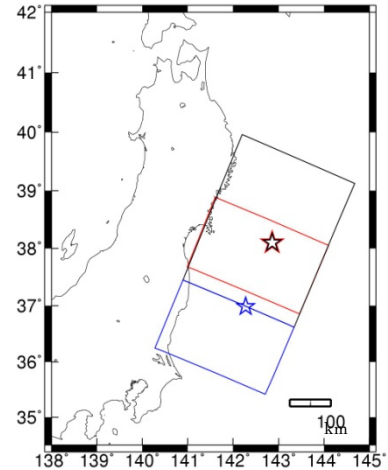


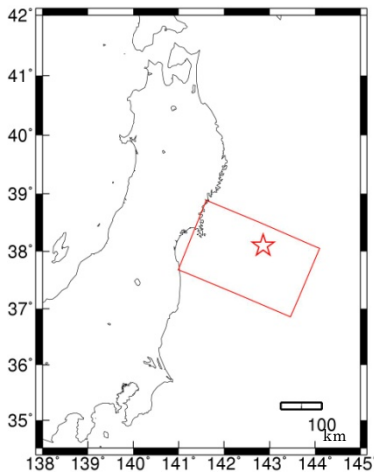
図2.2-6 カスケードモデル($\Delta\sigma_i=1.4\text{MPa}$)に基づく断層面位置
(星印は破壊開始点位置)

表2 カスケードモデル($\Delta\sigma_i=3.0\text{MPa}$)

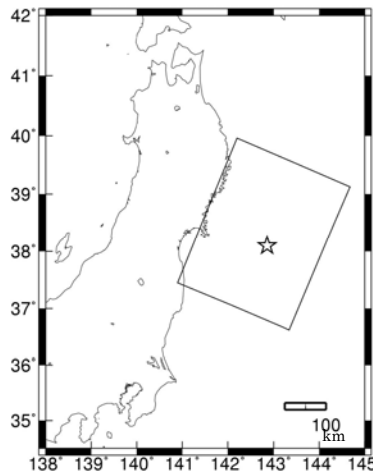
断層	パラメータ	記号	単位	値	設定根拠
全体	地震モーメント	M_0	$\text{N}\cdot\text{m}$	$4.00\text{E}+22$	気象庁(2011)
	静的応力降下量	$\Delta\sigma$	MPa	1.8	$M_0=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma S^{3/2}$
	面積	S	km^2	142053.0	$S=S_1+S_2+S_3$
	平均すべり量	D	cm	587	$D=M_0/(\mu S)$
	剛性率	μ	N/m	$4.80\text{E}+10$	$\mu=\rho\beta^2, \rho=3\text{g/cm}^3, \beta=4\text{km/s}$
断層1	地震モーメント	M_{01}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$8.00\text{E}+21$	$M_{01}=M_0 \times 1/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_1$	MPa	3.0	中央防災会議(2003)
	面積	S_1	km^2	34816.2	$M_{01}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_1 S_1^{3/2}$
	長さ×幅	$L_1 \times W_1$	$\text{km} \times \text{km}$	145×240	$W_1=240\text{km}$ 固定
	平均すべり量	D_1	cm	479	$D_1=M_{01}/(\mu S_1)$
断層2	地震モーメント	M_{02}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$2.40\text{E}+22$	$M_{02}=M_0 \times 3/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_2$	MPa	3.0	中央防災会議(2003)
	面積	S_2	km^2	72420.6	$M_{02}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_2 S_2^{3/2}$
	長さ×幅	$L_2 \times W_2$	$\text{km} \times \text{km}$	302×240	$W_2=240\text{km}$ 固定
	平均すべり量	D_2	cm	690	$D_2=M_{02}/(\mu S_2)$
断層3	地震モーメント	M_{03}	$\text{N}\cdot\text{m}$	$8.00\text{E}+21$	$M_{03}=M_0 \times 1/(1+3+1)$
	静的応力降下量	$\Delta\sigma_3$	MPa	3.0	中央防災会議(2003)
	面積	S_3	km^2	34816.2	$M_{03}=16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma_3 S_3^{3/2}$
	長さ×幅	$L_3 \times W_3$	$\text{km} \times \text{km}$	145×240	$W_3=240\text{km}$ 固定
	平均すべり量	D_3	cm	479	$D_3=M_{03}/(\mu S_3)$



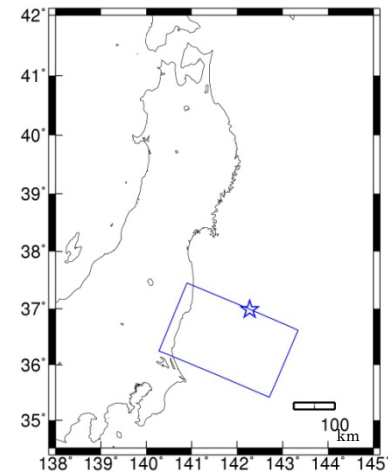
(a) 全断層面



(b) 断層1

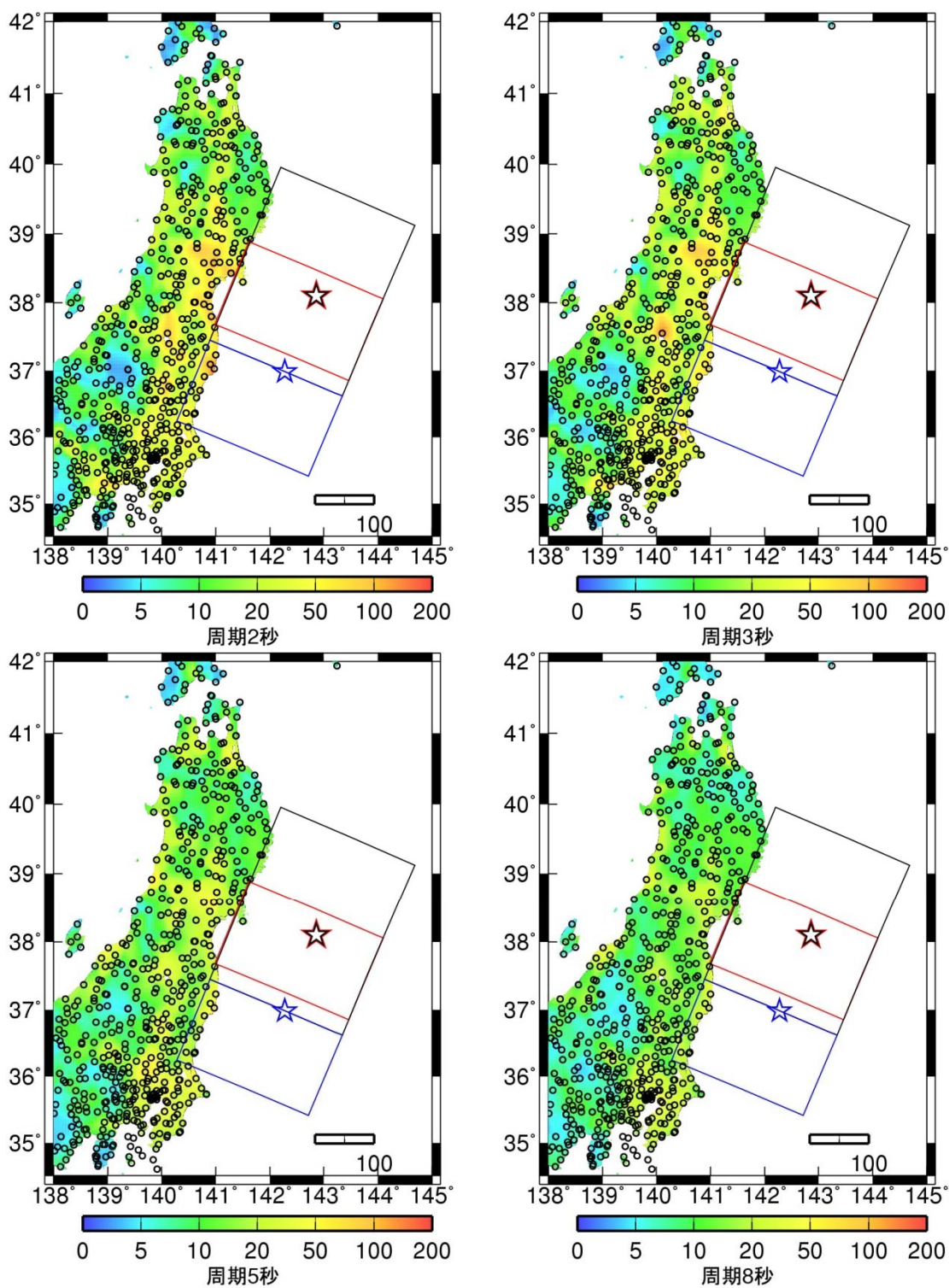


(c) 断層2



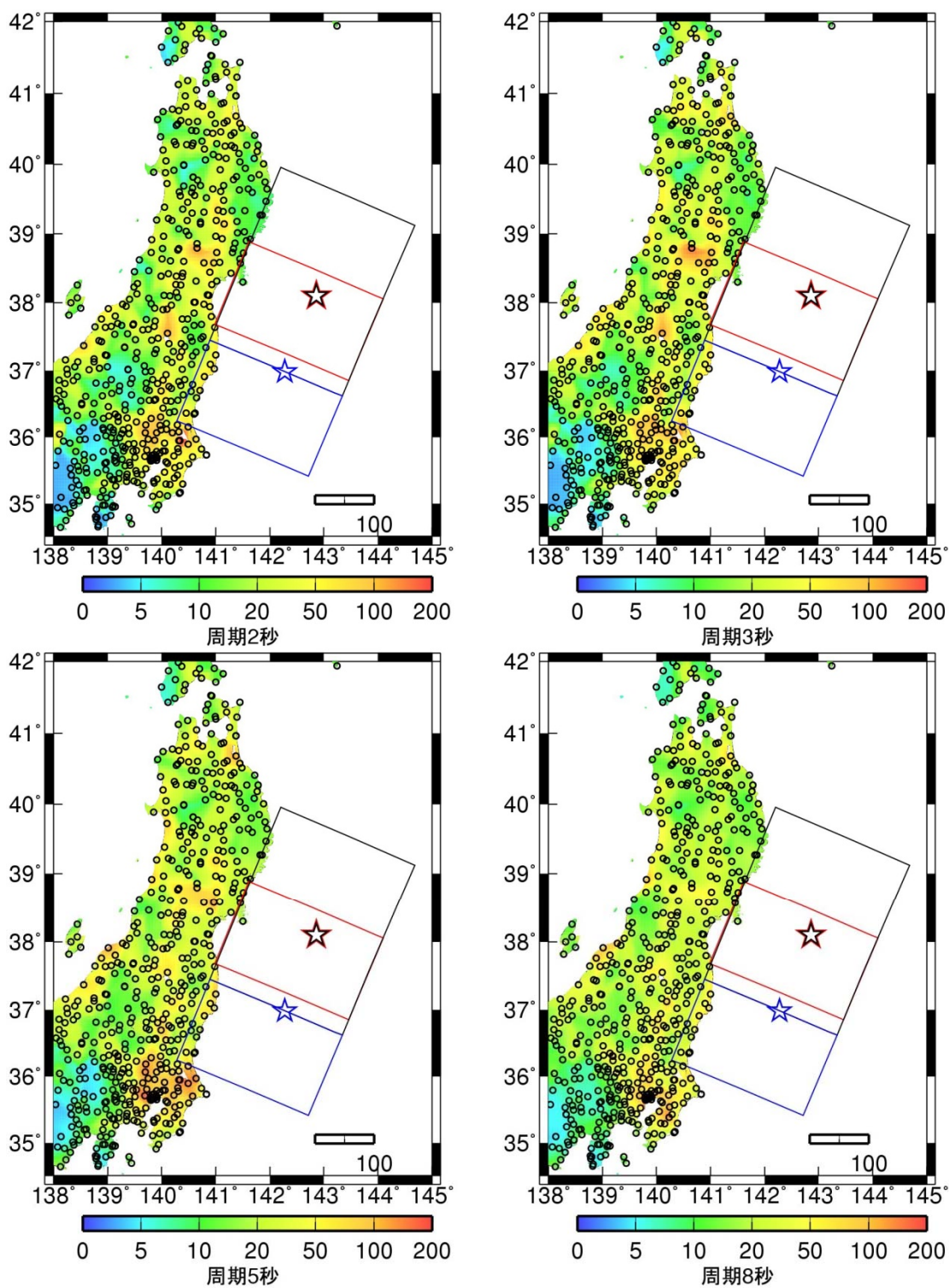
(d) 断層3

図2.2-7 カスケードモデル($\Delta\sigma_i=3.0\text{MPa}$)に基づく断層面位置
(星印は破壊開始点位置)



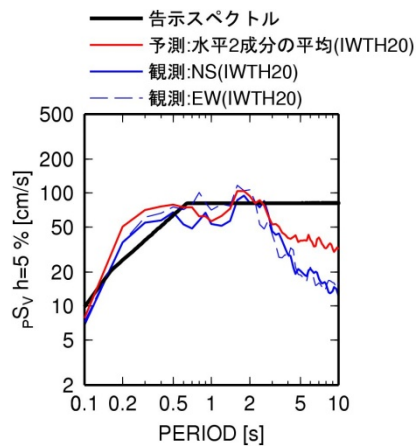
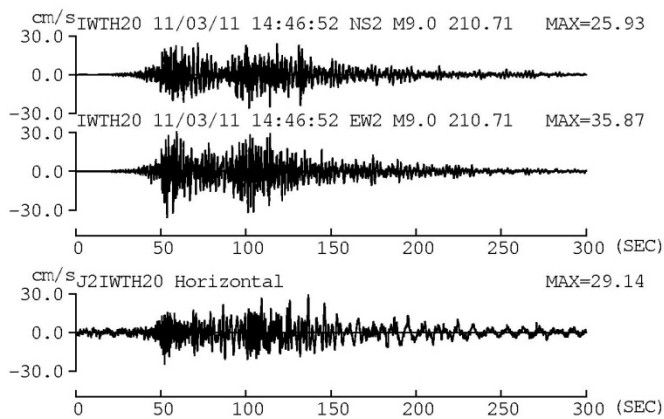
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$: 水平成分の平均(観測) [cm/s]

図 2.2-8 東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル分布

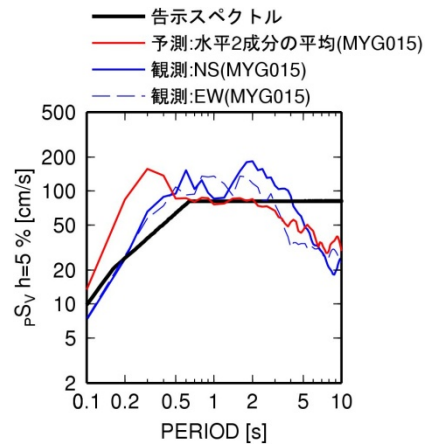
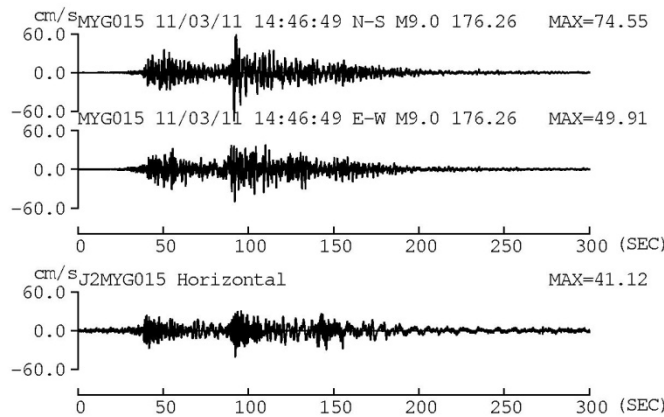


擬似速度応答スペクトル $h=5\%$: 水平成分の平均(予測) [cm/s]

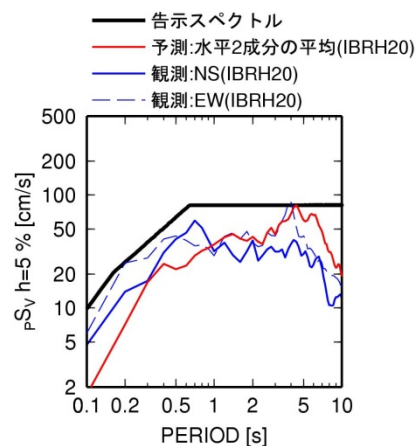
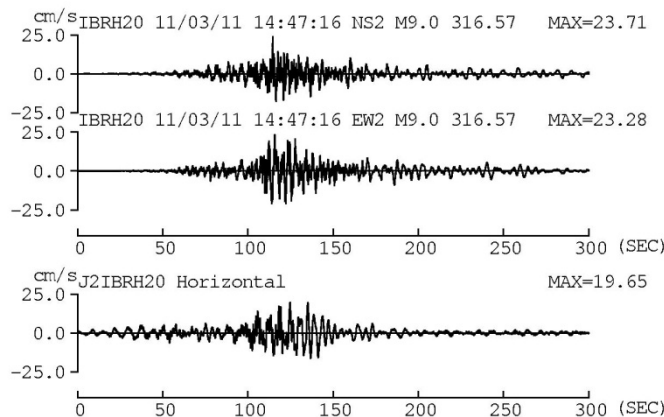
図 2.2-9 旧経験式に基づく東北地方太平洋沖地震の擬似速度応答スペクトル分布



(a) IWTH20(花巻南)



(b) MYG015(岩沼)



(c) IBRH20(波崎)

図 2.2-10 観測と旧経験式による予測の速度波形(左)と擬似速度応答スペクトル

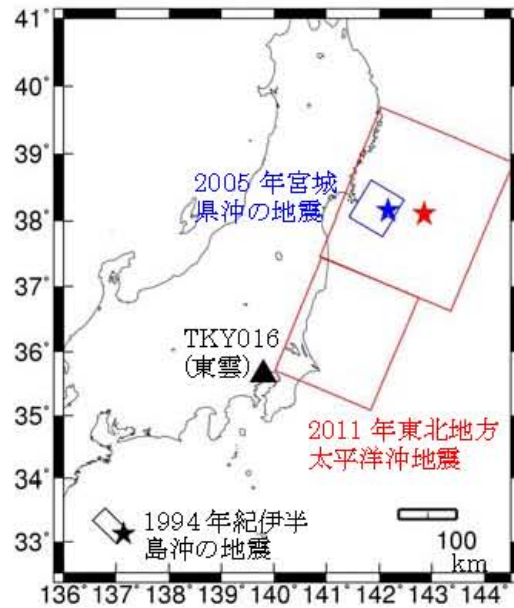


図 2.2-11 3つの地震の震源位置(星印)と断層面(と東雲(TKY016)の位置(矩形は断層面、★は震央位置)(清水建設, 2011)

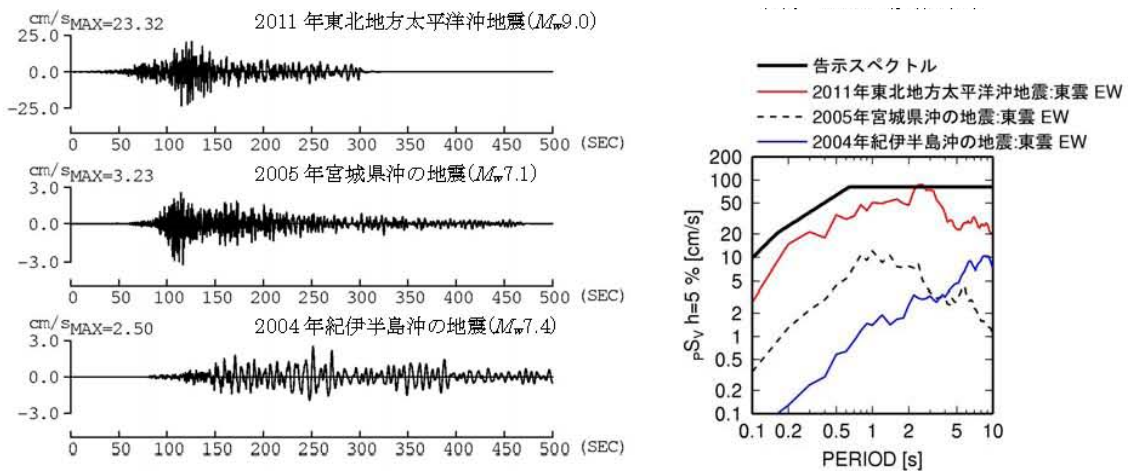


図 2.2-12 K-NET 東雲における震源距離がほぼ同じ3つの地震のEW成分の観測速度波形(左)と擬似速度応答スペクトル(右)の比較(清水建設, 2011)

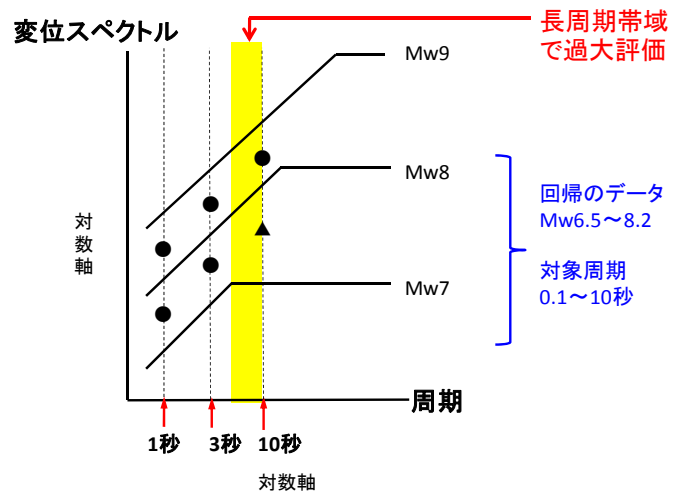


図 2.2-13 ω^2 モデルに基づく震源スペクトルのスケーリング則(福島・田中, 1991 に加筆・修正)

2-3 長周期地震動の経験式の改良

2-3-1 はじめに

2-2 節での、旧経験式による東北地方太平洋沖地震の長周期地震動の試算結果を踏まえ、長周期地震動の経験式の改良を行う。

2-3-2 データと検討方法

(a) データ

旧経験式作成後に発生した 2007 年 8 月から 2011 年 5 月までの海溝型地震について、旧経験式と同じ条件でデータを選択し、追加した。追加した地震の諸元を表 2.3-1 に、震央位置・メカニズム解を図 2.3-1 に示す。太平洋プレートの地震(M_w 6.1~7.8)が 17 個追加された。2011 年 3 月 9 日の宮城県沖の前震、2011 年 3 月 11 日 15 時 8 分の岩手県沖の余震は、気象庁(2011b, 2011c)による震源インバージョンで用いられている断層面を用いて、断層最短距離を計算した。表 2.3-1、表 2.3-2 には、旧経験式作成の際に用いられている地震の諸元を示す(佐藤・他,2010a)。旧経験式の回帰式は、はじめに、これらの地震のデータの KiK-net と K-NET と気象庁 87 型の記録から作成された(佐藤・他,2010a)。その後、2009 年駿河湾の地震の記録が追加され、地盤増幅率とサイト係数が修正されている(佐藤・他,2010b; 国土交通省,2010)。この修正の際には、関東平野では表 2.3-1、表 2.3-2 の地震も含めて気象庁 95 型の記録と新宿・工学院大学の観測点の記録が追加されている。

改良経験式で追加されたデータは、表 2.3-1 の地震の K-NET、KiK-net 観測点と、表 2.3-2、表 2.3-3 の地震、及び 2009 年駿河湾の地震の記録の濃尾平野、大阪平野の気象庁 95 型観測点での水平成分の記録である。

図 2.3-2 には、旧経験式作成に用いた地震と、追加した地震も含めた新データの地震の震央位置を示す。新データの地震数の合計は西側は 9 つ、東側は 42 個である。図 2.3-3 には、海溝型地震の全体と東、西のデータセットの断層最短距離と M_j 、断層最短距離 R と M_w の関係を示す。なお、水平成分のみを対象とした検討を行った。

なお、比較用ケースであるケース 5 と 6 で東北地方太平洋沖地震の記録を用いる際には、図 2.3-4 の気象庁(2011a)の震源モデルに基づき図 2.3-5 のような 1 枚断層面を仮定した。 M_w は 9.0、 $M_0=4 \times 10^{29}$ dyne・cm、長さ×幅は 480km×240km である。震源位置も気象庁の値を用いた。

(b) 加速度応答スペクトル($h=5\%$)の経験式

基本ケース(ケース 1~4)として、2011 年東北地方太平洋沖地震はいれず、経験式を作成する。これは、2011 年東北地方太平洋沖地震の断層モデルの構築が困難であるためである。比較用ケース(ケース 5 と 6)として、2011 年東北地方太平洋沖地震を追加して、経験式を作成する。

旧経験式(ケース 0)は、(1)式でモデル化されている。

固有周期 T での加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を $Y(T)$ とすると、

$$\log_{10}Y(T)=a(T)M_w+b(T)R-\log_{10}(R^{p(T)}+d(T)10^{0.5M_w})+c_0(T)+c_j(T) \quad (1)$$

ここで、 R は断層最短距離距離、 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $p(T)$ 、 $d(T)$ 、 $c_0(T)$ 、 $c_j(T)$ は回帰係数である。また、 $c_0(T)$ は、周期1秒以上で増幅がないと考えられる地震基盤相当のFKSH19でのサイト係数である。なお、海溝型地震と地殻内地震の経験式を作成し、 $c_j(T)$ は両者の地震数の重み付け平均値としている。周期1~10秒の $10^{c_j(T)}$ を地盤増幅率と呼ぶ。

一方、改良経験式（ケース1~6）は、以下の通りである。

（ケース1） M_w^2 項なし、東と西を分けない：(1)式を用いる。

（ケース2） M_w^2 項あり、東と西を分けない：

（ケース3） M_w^2 項なし、東と西を分ける

（ケース4） M_w^2 項あり、東と西を分ける

（ケース5） M_w^2 項あり、東と西を分ける、本震追加

（ケース6） M_w^2 項あり、東と西を分ける、本震追加、 M_w の頭打ち考慮(周期依存の最大 M_w)

ここで、 M_w^2 項を考慮した式は(2)式とする。

$$\log_{10}Y(T)=a_1(T)M_w+a_2(T)M_w^2+b(T)R-\log_{10}(R^{p(T)}+d(T)10^{0.5M_w})+c_0(T)+c_j(T) \quad (2)$$

東と西は、太平洋プレートの地震とフィリピン海プレートの地震を意味する。東と西を分ける場合は、 $b(T)$ と、関東平野で $Tz3.2 \geq 1.0$ の地点の $c_j(T)$ を区別する。 $Tz3.2$ は、昨年度定義した指標であり、 S 波速度 3.2km/s の地震基盤から工学的基盤までの S 波の伝播時間を意味する。 $Tz3.2$ の4倍が地盤の固有周期に相当する。2つのマグニチュード係数である $a_1(T)$ と $a_2(T)$ は、全国共通である。ケース5と6の $d(T)$ は、ケース4での推定値を用いる。地盤増幅率は、地殻内地震の旧経験式の地盤増幅率と新経験式の見溝型地震の地盤増幅率の地震数の重み付け平均値を基本とする。

(c) 群遅延時間の平均値と分散の経験式

東北地方太平洋沖地震の北側の観測点の記録は、明らかに2つの波群からなっているため、この本震を含めた解析は実施しない。

旧経験式は、中心周波数 f での群遅延時間の平均値 $\mu_{\text{gr}}(f)$ 、分散 $\sigma_{\text{gr}}^2(f)$ を $Z(f)$ として、(3)式でモデル化されている。

$$Z(f)=A(f)M_0^{1/3}+B(f)X+C_j(f) \quad (3)$$

ここで、 M_0 は地震モーメント、 X は震源距離、 $A(f)$ 、 $B(f)$ 、 $C_j(f)$ は回帰係数である。 $C_j(f)$ をサイト係数と呼ぶ。

改良回帰式は、旧経験式と同じ場合(case-a)と、応答スペクトルと同様に $B(f)$ と $C_j(f)$ を2つの震源域で区別した場合(case-b)について検討を行う。

(d) 加速度応答スペクトル(h=1%)とエネルギースペクトル

加速度応答スペクトル(h=1%)とエネルギースペクトルについては、加速度応答スペクトル(h=5%)の回帰式のうち、後述の理由で最適とされたケース4で同様に回帰分析を行う。

2-3-3 回帰結果

(a) 回帰係数

図 2.3-6 には、海溝型地震に対する旧経験式の応答スペクトル(ケース 0)の回帰係数を示す。

図 2.3-7 には、本震を追加していない基本ケース(ケース 1~4)の回帰係数を示す。ケース 0 とケース 1 は、回帰式の形は同じであるため、回帰係数も類似している。ケース 1~4の方がケース 0 より d が小さく、震源近傍での頭打ちがしにくい式となっている。また、ケース 1、3の方がケース 0 より a_1 が小さい。すなわち、ケース 1 や 3の方が、ケース 0 より M_w による違いが小さいことを意味している。ケース 0 とケース 1 は、データセットのみが異なるため、これは、追加した地震の特性を反映したものと考えられる。なお、ケース 0 と比べ、ケース 1~4 の回帰誤差が大きい。これは、1 観測点で 1 地震のみが観測されている場合は、観測記録との誤差が 0 となるためである。すなわち、地震数を増やしたことにより 1 観測点で 1 地震の地点が減少したためである。ケース 3 とケース 4 の b をみると、太平洋プレート(東)の方が、フィリピン海プレート(西)より、周期 5 秒以下で減衰が大きいことがわかる。

図 2.3-8 には、本震を追加した比較用ケース(ケース 5 と 6)の回帰係数と、ケース 4 の回帰係数の比較を示す。これらのケースは、 M_w^2 項を考慮し、伝播経路の違いも考慮している。 d は共通であり、 b もほとんど同じであったため、省略した。図中の m は、最大 M_w であり、 M_w の頭打ちを意味する。 m を 8.2 から 9.0 の範囲で 0.1 刻みで回帰係数を求め、回帰誤差 e が最小となる m を選択した。ただし、この場合、 m が右図の青線のように変動したため、赤線のようにスムーズ化した。長周期ほど最大 M_w は小さくなる。なお、周期 1 秒以下では、 m の違いによる回帰誤差 e の違いが小さいため 8.7 で一定とした。3 つのケースの回帰誤差の違いは小さい。

図 2.3-9 には、ケース 4 の回帰式を用いた場合の、減衰定数 5% の加速度応答スペクトル、減衰定数 1% の加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの回帰係数を示す。

群遅延時間の回帰係数を、旧経験式に対して図 2.3-10 に、ケース a と b の新経験式に対して図 2.3-11 を示す。3 つのケースの違いは小さい。

(b) 地盤増幅率及びサイト係数

図 2.3-12~図 2.3-20 には関東平野、図 2.3-21~図 2.3-23 には濃尾平野、図 2.3-24~図 2.3-26 には大阪平野の地盤増幅率分布を示す。図 2.3-12 はケース 0(旧経験式)の地盤増幅率である。ケース 0 では、海溝型地震と地殻内地震の地盤増幅率の観測点数の重み付け平均値が用いられているため、平均を取る前の、海溝型地震、地殻内地震それぞれに対する地盤増幅率を図 2.3-13、図 2.3-14 に示している。周期 8 秒では、地殻内地震の方が海溝型地震より地盤増幅率が大きい傾向がある。地殻内地震の方が、震源深さが浅いことが一因となっていると考えられる。図 2.3-15、図 2.3-16 には、ケース 1 と 2 の地盤増幅率を示す。この図も含めた図 2.3-15~図 2.3-26 の増幅率は全て、海溝型地震と地殻内地震の地盤増幅率の観測点数の重み付け平均値を用いた場合である。 M_w^2 項を考慮した場合

と考慮しない場合の地盤増幅率の違いはほとんどない。ケース 3 とケース 4 でも地盤増幅率の違いはほとんどなかった。そこで、ケース 4 の場合の地盤増幅率を図 2.3-17～図 2.3-20 に示す。図 2.3-17、図 2.3-18 は、東と西の地震で地盤増幅率が異なる観測点の結果であり、図 2.3-19、図 2.3-20 はこれらに共通の地盤増幅率の観測点を加えたものである。周期 5 秒と 8 秒では、東京都心部や千葉県中部などの堆積層の厚い地域では、西の地震の方で地盤増幅率が大きくなっている。しかし、周期 8 秒では、図 2.3-13、図 2.3-14 の比較で見られた海溝型地震と地殻内地震の地盤増幅率の差ほどの違いではない。

濃尾平野、大阪平野では、ケース 0(旧経験式)と、 M_w^2 項を考慮したケース 2 とケース 4 の地盤増幅率を示している。関東平野と同様に、 M_w^2 項を考慮した場合と考慮しない場合の地盤増幅率の違いは小さいため省略した。全国を一括回帰した場合(ケース 2)と比較して、東と西の伝播経路の違いを考慮した場合の地盤増幅率(ケース 4)の方が大きい傾向がある。なお、ケース 2 とケース 4 では、ケース 0(旧経験式)では含まれていなかった JMA95 型の観測点が追加されたため、ケース 0 の増幅率の分布形状とやや異なっている。

図 2.3-27～図 2.3-32 には、ケース 4 の回帰式を用いた場合の、エネルギースペクトルの増幅率を示す。増幅率の分布形状は、減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの増幅率と類似している。

図 2.3-33～図 2.3-38 には、関東平野における群遅延時間の平均値のサイト係数を示す。旧経験式に比べ、ケース a、ケース b とも、地盤増幅率の分布や堆積層厚分布と類似しており、都心部や千葉県中部で大きくなっている。西と東では西がやや大きい。図 2.3-39～図 2.3-41 の濃尾平野における群遅延時間の平均値のサイト係数は、旧経験式と、西と東を分けたケース b が類似している。図 2.3-42～図 2.3-44 の大阪平野における群遅延時間の平均値のサイト係数は、旧経験式に比べて、ケース a と b では観測点が増えた神戸付近で大きくなっている。また、周期 8 秒では、ケース b がケース a より大きい。

図 2.3-45～図 2.3-50 には、関東平野における群遅延時間の標準偏差のサイト係数を示す。群遅延時間の平均値の場合と同様に、旧経験式に比べ、ケース a、ケース b とも、地盤増幅率の分布や堆積層厚分布と類似しており、都心部や千葉県中部で大きくなっている。西と東の違いは小さい。図 2.3-51～図 2.3-53 の濃尾平野における群遅延時間の標準偏差のサイト係数は、ケース a と b ではほぼ同じである。旧経験式に比べ観測点が増えたため、ケース a と b の分布はやや旧経験式と異なっている。図 2.3-54～図 2.3-56 の大阪平野における群遅延時間の標準偏差のサイト係数も、ケース a と b ではほぼ同じである。ケース a と b は旧経験式に比べて、大きい傾向がある。

2-3-4 各ケースの長周期地震動(応答スペクトル)の比較

図 2.3-57～図 2.3-64 には、東雲(TKY016)、新宿(KGIN)、大手町(E4E)、横浜(E56)、津島(AIC003)、名古屋(AIC004)、此花(OSKH02)、大阪(OSK005)での、 $M_w 8.5$ の場合の各ケースの加速度応答スペクトルを示す。各図とも、(a)～(c)が断層最短距離 100km の場合であり、(d)は(b)と同じケースで断層最短距離 200km とした場合である。関東平野の観測点で、 M_w^2 項を考慮し、伝播経路の違いを考慮した

上段の(a)と(b)を比較すると、西の地震の方が東の地震より、スペクトルが大きいか同じであることがわかる。(c)をみても、 M_w^2 項を考慮しない場合でも、西の地震の方が東の地震よりスペクトルが大きい。ただし、 M_w^2 項を考慮しない場合は、考慮した場合より増幅率が大きい傾向がみられる。濃尾平野と大阪平野では、いずれのケースも旧経験式が今回のケースより大きいか同程度である。特に、本震の記録を含めた場合は、旧経験式よりかなり小さくなっている。

図 2.3-65～図 2.3-68 には、地盤増幅率を海溝型地震のみとした場合の東雲(TKY016)、新宿(KGIN)、津島(AIC003)、此花(OSKH02)での、 $M_w 8.5$ の場合の各ケースの加速度応答スペクトルを示す。地盤増幅率を海溝型地震のみとした場合には、西の海溝型地震の増幅率は、増幅率が大きい紀伊半島沖の地震群の影響を大きく受けて、顕著に大きくなることがわかる。紀伊半島沖地震は、プレート境界地震ではなく、トラフより南で発生したアウトワーライズの地震であるため、伝播過程で付加体の影響を大きく受けるため、地盤増幅率が大きくなっているものと考えられる。

2-3-5 経験式と観測記録及び既存の計算波との比較

昨年度までの検討で、旧経験式の経験式は、観測記録や既存の計算波と、平均的には整合していることを確認している。ここでは、その例を再掲載する。図 2.3-69～図 2.3-71 に示した旧経験式の経験式に基づく応答スペクトルは、既存の長周期地震動計算波より大きい場合と小さい場合があるが、平均的には整合している。

図 2.3-72 には、オリジナルの式とケース 4 を用いた、大手町、横浜での計算波の応答スペクトルと、大手町での復元波(Midorikawa et al., 2006)と地震本部の三次元有限差分法による計算波のスペクトルを示す。また、図 2.3-73 には、1944 年東南海地震の大手町、東金、横浜での観測波(古村・中村, 2006)の応答スペクトルを示す。オリジナルの式とケース 4 の違いは小さいが、横浜については、ケース 4 の方が観測に近い。一方、この周期 5～10 秒でさらに大きくなると考えられるケース 1～3 は、観測波を過大評価すると考えられる。

また、これまで、いくつかの地震に対して、オリジナルの式による計算波と三次元有限差分法や経験的グリーン関数法による計算波の比較を行っており、平均的には両者が整合していたことを考えると本震を含めたケース 5 と 6 は、過小評価になる懸念がある。

3-2 節では、地震本部の長周期地震動の計算波と、旧経験式と改良経験式(応答スペクトル=ケース 4、群遅延時間=ケース b)との比較を行うが、断層最短距離 50km 程度以下の震源近傍では、旧経験式が地震調本部の計算波と比べ周期 1～3 秒で小さくなる傾向があるが、改良経験式では同レベルとなっている。この点からも、改良経験式は旧経験式より改善されたものと考えられる。

以上の結果から、ケース 4 が最適な式と考えられる。表 2.3-4 に、加速度応答スペクトルの経験式の検討ケースと評価結果をまとめて示す。

2-3-6 考察

減衰定数 5%の加速度応答スペクトルに対するケース 4、群遅延時間の平均値と標準偏差に対する

ケース b の回帰係数について考察を行う。

図 2.3-74 には、東と西で異なる地盤増幅率が推定されている関東平野の観測点での地盤増幅率と $Tz3.2$ の関係を示す。図 2.3-75 には、東と西で共通の地盤増幅率が推定されている関東平野の観測点での地盤増幅率と $Tz3.2$ の関係を示す。また、図 2.3-76 には、東と西で異なる地盤増幅率が推定されている関東平野の観測点の地盤増幅率の比較を示す。東と西で異なる地盤増幅率が推定されている地点では、周期 8 秒で西の方が倍程度大きく、周期 3 秒でも西の方が大きいことが分かる。図 2.3-77 には、東と西で異なるサイト係数が推定されている関東平野の観測点での群遅延時間の平均値と $Tz3.2$ の関係、図 2.3-78 には、東と西で共通の地盤増幅率が推定されている関東平野の観測点での群遅延時間の平均値と $Tz3.2$ の関係を示す。同様に、図 2.3-79、図 2.3-80 には、群遅延時間の標準偏差を示す。周期 8 秒では、西の方が東より、群遅延時間の平均値、標準偏差のサイト係数とも大きい傾向がみられる。

図 2.3-81 には、オリジナル版とケース 4 の Mw8.5 の場合の周期 2 秒、3 秒、5 秒、8 秒での距離減衰特性を示す。周期 5 秒、8 秒では、オリジナル版とケース 4 の違いは小さい。一方、周期 2 秒、3 秒では、断層最短距離 50km 以下ではケース 4 の方が大きく、50km 以上ではケース 4 の方が小さく、特に西の方が小さい。

図 2.3-82 には、オリジナル版とケース 4 の断層最短距離 100km における地震基盤での Mw7.0、7.5、8.0、8.5 の加速度応答スペクトルを示す。ケース 4 の方が、長周期での Mw による違いが大きい。この原因を説明するため、図 2.3-83 には、地震モーメントと短周期レベルの関係を示す。図中のシンボルは、対象としている地震のうち、既往の研究(片岡・他, 2006; 佐藤・他, 2010b; 佐藤, 2012)で短周期レベルが推定されている地震である。佐藤(2010)の経験式は、Mw6.6~8.2 の太平洋プレートのプレート境界地震のデータから短周期レベルが $M_0^{1/3}$ に比例するとして作成されたものである。一方、片岡・他(2006)は、日本全国のプレート境界地震、スラブ内地震それぞれに対して、 M_0 のべき乗もパラメータとして経験式を作成している。図中のシンボルのデータには、 $M_0^{1/3}$ より傾きが大きい傾向がみられる。すなわち、Brune の応力降下量が Mw が大きいほど大きい。これにより、 Mw^2 項を考慮したケース 4 の方が、長周期での Mw による違いが大きいものと考えられる。

2-3-7 まとめ

東北地方太平洋沖地震や、その余震・前震を含めて、加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)に対する 6 つのケースの経験式を作成し、オリジナルの経験式との比較を行った。その結果、以下のことがわかった。

- ・ 東北地方太平洋沖地震は含めず、その余震・前震を含めて、 Mw^2 の項を考慮し、東と西の地震の伝播経路の違いを考慮したケース 4 が、最適と考えられる。最適と考えた理由は以下である。
- ・ ケース 4 は、全てのケースのうち 1944 年東南海地震の大手町・横浜の観測波のスペクトルと最もあう。他の本震の記録を含めないケースは、周期 5~10 秒で地震動が大きくなり、1944 年東南海地震の大手町・横浜をかなり過大評価すると考えられる。本震の記録を含めたケースでは、過小

評価となる。

- ・ オリジナルでは、大手町と新宿での地盤増幅率や地震動に大きな違いがみられたが、ケース 4 ではほぼ同じとなり、地下構造が大きく違わないことを考えると合理的な結果と考えられる。
- ・ 太平洋プレート(東)の地震とフィリピン海プレート(西)の地震の、伝播経路の違いを反映した距離減衰特性の違いや関東平野の堆積層の厚い地点での地盤増幅率の違いが考慮できる。
- ・ 本震の記録を含めた場合の式では、オリジナルの式と比べて長周期地震動がかなり小さくなる。オリジナルの式が既往の三次元差分法や経験的 G 関数法による計算波と平均的に整合していたことを考慮すると、過小評価の懸念がある。また、本震の震源モデルを 1 枚断層と仮定しているが、この震源モデルの妥当性や、予測の際の震源モデルとの整合性などの問題が解決されていないため、本震の記録を含めて式を作成するのは難しい。

3-2 節でも、地震本部の東海地震、東南海地震、南海地震の長周期地震動の計算波と、旧経験式と改良経験式(応答スペクトル=ケース 4、群遅延時間=case b)との比較から、改良経験式は旧経験式より改善されていることを示している。

参考文献

- 古村孝志・中村操(2006). 1944 年東南海地震記録の復元と関東の長周期地震動、物理探査、第 59 巻、第 4 号、pp. 337-352.
- 片岡正次郎・佐藤智美・松本俊輔・日下部毅明(2006). 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式、土木学会論文集 A、Vol. 62、NO. 4、pp. 740-757.
- 釜江克宏・川辺秀憲(2006). 南海地震における近畿圏の強震動予測、第 34 回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp. 35-40.
- 気象庁(2011a). 「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」について(第 28 報)、<http://jma.go.jp/jma/press/1103/25b/kaisetsu201103251730.pdf>
- 気象庁(2011b). 3 月 9 日 三陸沖の地震－遠地実体波および近地強震波形による震源過程解析(暫定)－<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/sourceprocess/event/20110309farandnear.pdf>
- 気象庁(2011c). 3 月 11 日 岩手県沖の地震－近地強震波形による震源過程解析(暫定)－<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/sourceprocess/event/201103111508near.pdf>
- Midorikawa, S., Akiba, S., Miura, H. and Masatsuki, T. (2006). Long-period Ground Motion at Tokyo during the 1944 Tonankai, Japan Earthquake, Proc. of the Third International Symposium on Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Vol.1, pp. 741-748.
- 宮腰淳一・中田猛・福和伸夫・柴田昭彦・白瀬陽一・斎藤賢二(2006). 名古屋市三の丸地区における耐震改修用の基準地震動の作成、日本地震工学会大会、pp. 394-395.
- 佐藤俊明・藤川智・渡辺基史・久保哲夫・福和伸夫(2006). 愛知県設計用入力地震動研究協議会による想定新東海地震に対する強震動予測、海溝型巨大地震を考える－広帯域強震動の予測 2－シンポジウム

論文集、pp. 101-107.

佐藤智美・大川出・西川孝夫・佐藤俊明・関松太郎(2010a). 応答スペクトルと位相スペクトルの経験式に基づく想定地震に対する長周期時刻歴波形の作成, 日本建築学会構造系論文集, 第 649 号, pp.521-530.

佐藤智美(2010b). 逆断層と横ずれ断層の違いを考慮した日本の地殻内地震の短周期レベルのスケールリング則、日本建築学会構造系論文集、第 651 号、pp. 923-932.

佐藤智美 (2012). 経験的グリーン関数法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル- プレート境界地震の短周期レベルに着目して - 日本建築学会構造系論文集、第 675 号(掲載予定)

関口春子・吉見雅行・吉田邦一・堀川晴央(2006). 海溝型巨大地震の広帯域地震動予測のためのマルチスケール不均質モデルと南海地震への適用、海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測 2ーシンポジウム論文集、pp. 61-73.

鶴来雅人・趙伯明・Petukhin A.・香川敬生(2005). 東南海・南海地震による大阪での強震動予測事例ー広帯域強震動の予測ーシンポジウム論文集、pp. 73-82.

地震調査研究推進本部(2009). 「長周期地震動予測地図」2009年試作版、

http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_choshuki/choshuki2009_c3.pdf

表 2.3-1 追加した海溝型地震の諸元

年	発震時		深さ km	M_J	地震名 震源域名	地震規模		
	月日	時：分				M_0 [dyne \cdot cm]	M_w	文献
2008	5月8日	1:45	50.6	7.0	茨城県沖	1.97E+26	6.8	F-net
2008	7月19日	11:39	31.6	6.9	福島県沖	2.39E+26	6.9	F-net
2008	9月11日	9:20	30.9	7.1	十勝沖	1.97E+26	6.8	F-net
2008	12月20日	19:29	0.0	6.6	関東東方沖	4.30E+25	6.4	F-net
2009	8月13日	7:48	57.3	6.6	八丈島東方沖	6.60E+25	6.5	F-net
2011	3月9日	11:45	8.3	7.3	宮城県沖	1.34E+27	7.4	気象庁
2011	3月10日	6:23	9.3	6.8	宮城県沖	5.51E+25	6.4	F-net
2011	3月11日	15:08	31.7	7.4	岩手県沖	1.34E+27	7.4	気象庁
2011	3月11日	15:15	43.2	7.7	茨城県沖	5.66E+27	7.8	F-net
2011	3月11日	20:36	24.0	6.7	岩手県沖	8.33E+25	6.5	F-net
2011	3月13日	10:26	11.2	6.6	茨城県沖	2.02E+25	6.1	F-net
2011	3月14日	15:12	7.0	6.5	宮城県沖	1.03E+25	5.9	F-net
2010	3月14日	17:08	39.8	6.7	福島県沖	6.83E+25	6.5	F-net
2011	3月22日	16:18	28.0	6.7	茨城県沖	3.43E+25	6.3	F-net
2011	3月22日	18:44	0.4	6.5	三陸沖	3.01E+25	6.3	F-net
2011	3月28日	7:23	31.7	6.5	宮城県沖	1.66E+25	6.1	F-net
2011	3月29日	19:54	13.4	6.6	宮城県沖	1.99E+25	6.1	F-net

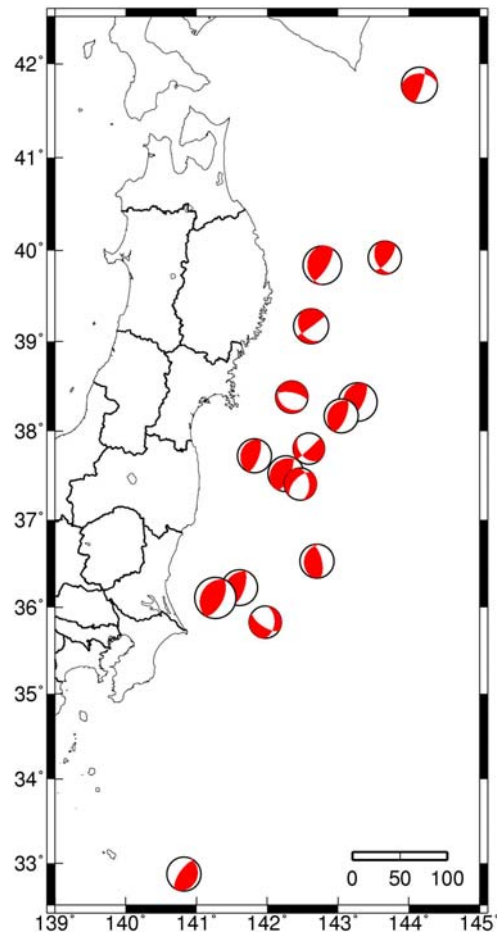


図 2.3-1 追加した海溝型地震の震央位置(気象庁)と CMT 解(F-net)

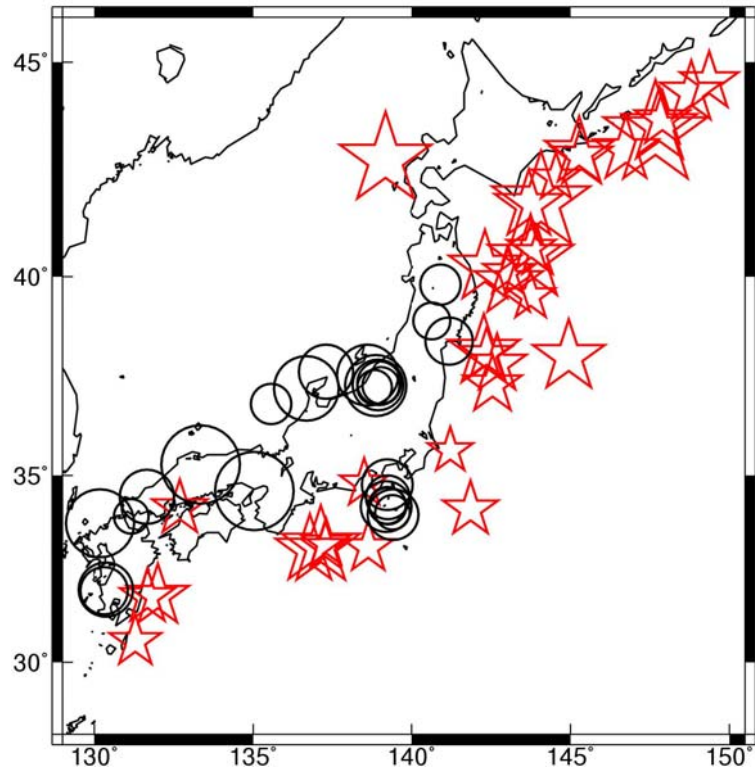
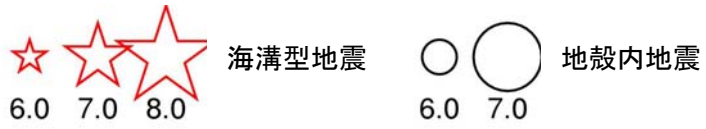
表 2.3-2 旧経験式作成に用いた海溝型地震の地震諸元 (地盤増幅率の推定にはこれに駿河湾地震が追加)

地震番号	発震時		東経			北緯			震源深さ km	M_J	地震名 震源域名	地震規模 (F-net or Harvard)		M_0	観測点 数		
	年	月日	時	分	秒	度	分	秒				度	分			秒	M_r
101	1996	10月19日	23:44	41.4	132	0	30	31	47	55	34.0	6.9	日向灘	1.43E+26	6.7		149
102	1996	12月3日	7:17	58.1	131	40	50	31	46	11	38.0	6.7	日向灘	1.23E+26	6.7		107
103	1999	1月24日	9:37	6.1	131	17	24	30	34	7	40.0	6.6	種子島近海	6.58E+25	6.5		58
104	2000	1月28日	23:21	8.8	146	44	40	43	0	29	58.5	7.0	根室半島南東沖	1.21E+26	6.7		61
105	2001	3月24日	15:27	54.5	132	41	37	34	7	56	46.5	6.7	平成13年(2001年)芸予地震	1.51E+26	6.7	関口・岩田(2002)	465
106	2001	5月25日	9:40	52.9	148	48	48	44	18	58	30.0	6.9	択捉南東沖	8.71E+25	6.6		12
107	2003	9月26日	4:50	7.4	144	4	43	41	46	43	45.1	8.0	平成15年(2003年)十勝沖地震	8.21E+27	7.9	Koketsu et al.(2004)	375
108	2003	9月26日	6:08	1.8	143	41	29	41	42	35	21.4	7.1	同余震	1.15E+27	7.3		366
109	2003	9月29日	11:36	55.1	144	33	11	42	21	35	42.5	6.5	同余震	4.96E+25	6.4		175
110	2003	10月31日	10:06	30.7	142	41	46	37	49	56	33.3	6.8	宮城県沖	1.42E+26	6.7		258
111	2004	9月5日	19:07	7.5	136	47	52	33	1	59	37.6	7.1	紀伊半島沖(三重県南東沖)	7.54E+26	7.2	山中(2005)	524
112	2004	9月5日	23:57	16.8	137	8	29	33	8	15	43.5	7.4	紀伊半島沖(三重県南東沖)	1.69E+27	7.4	山中(2005)	516
113	2004	9月7日	8:29	36.3	137	17	34	33	12	33	41.0	6.5	紀伊半島沖(三重県南東沖)	6.00E+25	6.5		351
114	2004	9月8日	23:58	23.2	137	17	15	33	7	4	36.1	6.5	紀伊半島沖(三重県南東沖)	1.62E+25	6.1		254
115	2004	11月29日	3:32	14.5	145	16	32	42	56	46	48.2	7.1	根室半島沖	3.36E+26	7.0		208
116	2004	12月6日	23:15	11.8	145	20	34	42	50	52	45.8	6.9	根室半島沖	1.41E+26	6.7		199
117	2005	8月16日	11:46	25.7	142	16	40	38	8	58	42.0	7.2	宮城県沖	5.43E+26	7.1	国土地理院(2005)	427
118	2005	11月15日	6:38	51.4	144	56	41	38	1	38	45.0	7.2	三陸はるか沖	4.06E+26	7.0		95
120	2005	12月2日	22:13	7.9	142	21	13	38	4	22	40.3	6.6	宮城県沖	5.39E+25	6.4		255
121	1989	10月29日	14:25	37.8	143	44	36	39	31	6	0.0	6.5	三陸はるか沖	5.76E+25	6.4		8
122	1989	11月2日	3:25	33.5	143	3	24	39	51	18	0.0	7.1	三陸はるか沖	1.36E+27	7.4		13
123	1990	9月24日	6:13	6.7	138	38	0	33	6	12	60.0	6.6	東海地方南方はるか沖	7.08E+25	6.5		16
124	1993	7月12日	22:17	11.7	139	11	0	42	46	48	35.1	7.8	平成5年(1993年)北海道南西沖地震	4.65E+27	7.7	Mendoza et al.(1993)	9
125	1994	4月8日	10:10	41.2	143	57	24	40	34	6	2.5	6.5	三陸はるか沖	4.62E+25	6.4		6
126	1994	10月4日	22:22	56.9	147	40	42	43	22	18	28.0	8.2	平成6年(1994年)北海道東方沖地震	3.00E+28	8.3	菊地・金森(1995)	3
127	1994	10月9日	16:55	39.0	147	48	24	43	33	18	0.0	7.3	北海道東方沖	9.38E+26	7.2		3
128	1994	12月28日	21:19	20.9	143	44	54	40	25	36	0.0	7.6	平成6年(1994年)三陸はるか沖地震	4.89E+27	7.7	Nakamura et al.(1997)	15
129	1994	12月29日	5:52	26.3	143	1	24	40	6	48	0.0	6.5	岩手県北東沖	2.06E+25	6.1		10
130	1995	1月7日	7:37	37.2	142	18	33	40	13	14	47.8	7.2	岩手県北東沖	3.33E+26	6.9		17
131	1995	4月29日	1:30	0.8	147	53	13	43	42	28	3.0	6.7	北海道東方沖	2.77E+26	6.9		2
136	1995	12月30日	21:11	4.8	143	45	22	40	41	52	0.0	6.5	三陸はるか沖	3.61E+25	6.3		5
137	1996	2月17日	0:22	58.2	142	33	4	37	18	23	58.0	6.8	福島県東方沖	1.33E+26	6.7		17
138	1996	9月11日	11:37	14.3	141	13	1	35	38	20	52.0	6.4	銚子付近	1.97E+25	6.1		167

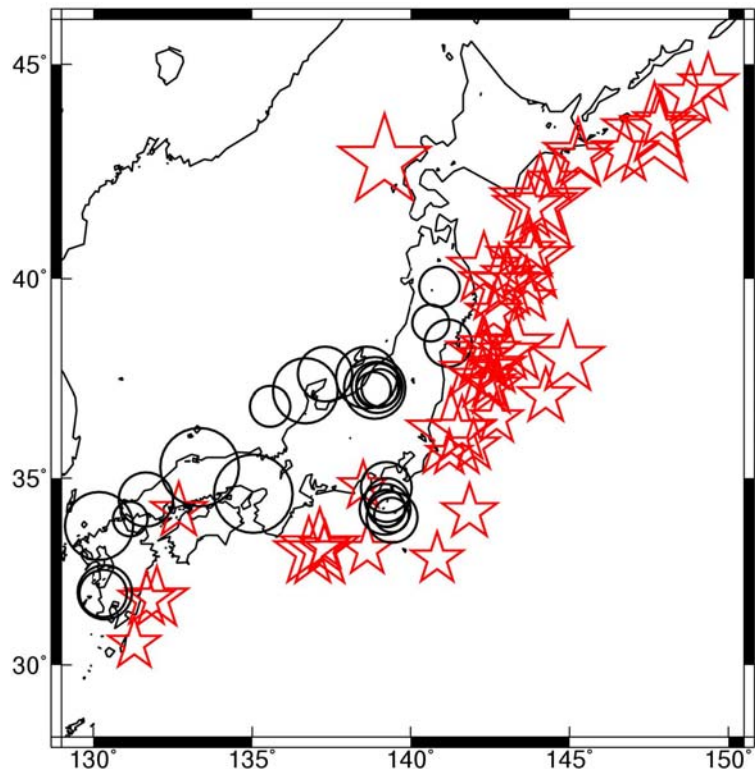
表 2.3-3 旧経験式作成に用いた地殻内地震の地震諸元

地震 番号	発震時			東経			北緯			震源深さ km	M_J	地震名 震源域名	地震規模 (F-net or Harvard)			地震規模 (震源インバージョン) 文献		観測点 数	
	年	月	日	時	分	秒	度	分	秒				度	分	秒	M_w	M_0		M_w
1	1996	8月11日	3:12	18.0	140	38	1	38	54	29	8.6	6.1	秋田県内陸南部	9.51E+24	5.9			88	
2	1997	3月26日	17:31	47.9	130	21	32	31	58	22	11.9	6.6	鹿児島県薩摩地方	1.40E+25	6.0	1.50E+25	6.1	Hotikawa(2001)	123
3	1997	5月13日	14:38	27.6	130	18	10	31	56	54	9.2	6.4	鹿児島県薩摩地方	1.22E+25	6.0			107	
4	1997	6月25日	18:50	12.8	131	39	58	34	26	29	8.3	6.6	山口県北部	5.66E+24	5.8			170	
5	1998	9月3日	16:58	17.2	140	54	4	39	48	22	7.9	6.2	岩手県内陸北部	7.53E+24	5.9			66	
6	2000	6月7日	6:16	43.2	135	33	47	36	49	35	21.3	6.2	石川県西方沖	5.93E+24	5.8			235	
7	2000	7月1日	16:01	56.3	139	11	37	34	11	24	16.1	6.5	新島・神津島近海	2.28E+25	6.2			78	
8	2000	7月9日	3:57	44.9	139	13	50	34	12	43	15.4	6.1	新島・神津島近海	7.79E+24	5.9			51	
9	2000	7月15日	10:30	32.0	139	14	31	34	25	24	9.7	6.3	新島・神津島近海	1.24E+25	6.0			123	
10	2000	7月30日	9:18	2.3	139	24	7	34	1	49	11.1	6.0	三宅島近海	4.28E+24	5.7			30	
11	2000	7月30日	21:25	46.6	139	24	39	33	58	16	17.0	6.5	三宅島近海	5.02E+25	6.4			138	
12	2000	8月18日	10:52	22.6	139	14	26	34	12	5	12.4	6.1	新島・神津島近海	4.65E+24	5.7			30	
13	2000	10月16日	13:30	17.9	133	20	56	35	16	27	9.0	7.3	平成12年(2000年)鳥取県西部地震	8.62E+25	6.6	1.61E+26	6.7	岩田・関口(2002)	431
15	2003	7月26日	7:13	31.5	141	10	16	38	24	18	11.9	6.4	宮城県北部〔宮城県中部〕	1.53E+25	6.1	2.32E+25	6.2		332
16	2004	10月23日	17:56	0.3	138	52	2	37	17	33	13.1	6.8	平成16年(2004年)新潟県中越地震	7.53E+25	6.5	8.80E+25	6.6	Hikima and Koketsu(2005)	574
17	2004	10月23日	18:03	12.7	138	59	0	37	21	14	9.4	6.3	同余震	9.33E+24	5.9	8.50E+24	5.9	Hikima and Koketsu(2005)	447
18	2004	10月23日	18:11	56.8	138	49	46	37	15	11	11.5	6.0	同余震	4.11E+24	5.7			406	
19	2004	10月23日	18:34	5.7	138	55	48	37	18	23	14.2	6.5	同余震	2.93E+25	6.2	3.20E+25	6.3	Hikima and Koketsu(2005)	536
20	2004	10月27日	10:40	50.2	139	2	0	37	17	31	11.6	6.1	同余震	6.34E+24	5.8	7.50E+24	5.9	Hikima and Koketsu(2005)	457
22	2005	3月20日	10:53	40.3	130	10	35	33	44	21	9.2	7.0	福岡県西方沖	7.80E+25	6.5	1.15E+26	6.6	Asano and Iwata(2006)	354
23	2007	3月25日	9:41	57.9	136	41	10	37	13	14	10.7	6.9	平成19年(2007年)能登半島地震	1.36E+26	6.7	1.06E+26	6.6	青井・関口(2007)	542
27	2007	7月16日	10:13	22.5	138	36	34	37	33	25	16.8	6.8	平成19年(2007年)新潟県中越沖地震	9.30E+25	6.6	1.43E+26	6.7	国土地理院(2008)	621
28	1990	2月20日	15:53	39.8	139	14	0	34	45	36	5.8	6.5	伊豆大島近海	4.33E+25	6.4	4.00E+25	6.3	Fukuyama et al.(1993)	25
29	1991	10月28日	10:09	12.8	131	10	0	33	55	12	18.5	6.0	周防灘	7.48E+23	5.2			14	
30	1993	2月7日	22:27	43.7	137	18	0	37	39	12	24.8	6.6	能登半島沖	3.41E+25	6.3			26	
31	1995	1月17日	5:46	51.9	135	2	16	34	35	43	16.1	7.3	平成7年(1995年)兵庫県南部地震	2.43E+26	6.9	3.30E+26	6.9	Sekiguchi et al.(2002)	25

1、28、29、30、31がHarvard, その他はF-net

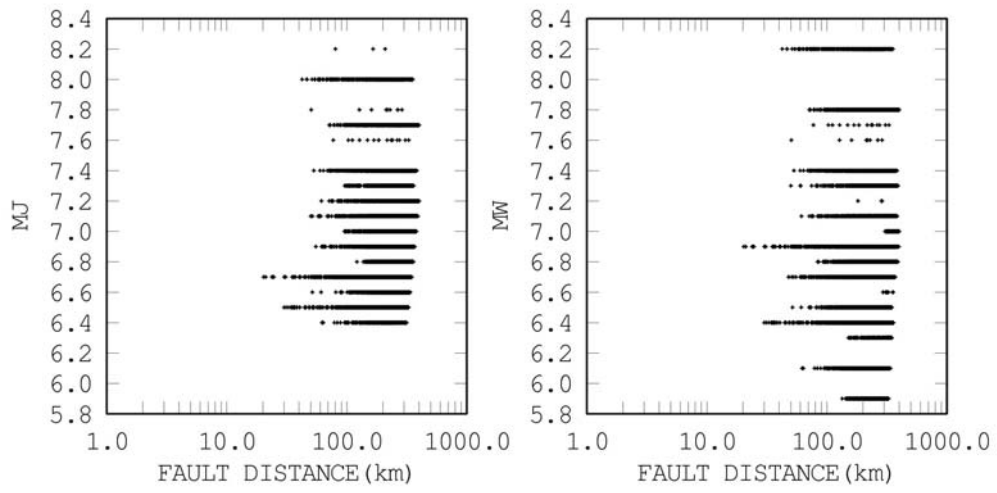


(a) 旧データ (表 2.3-2 と表 2.3-3)

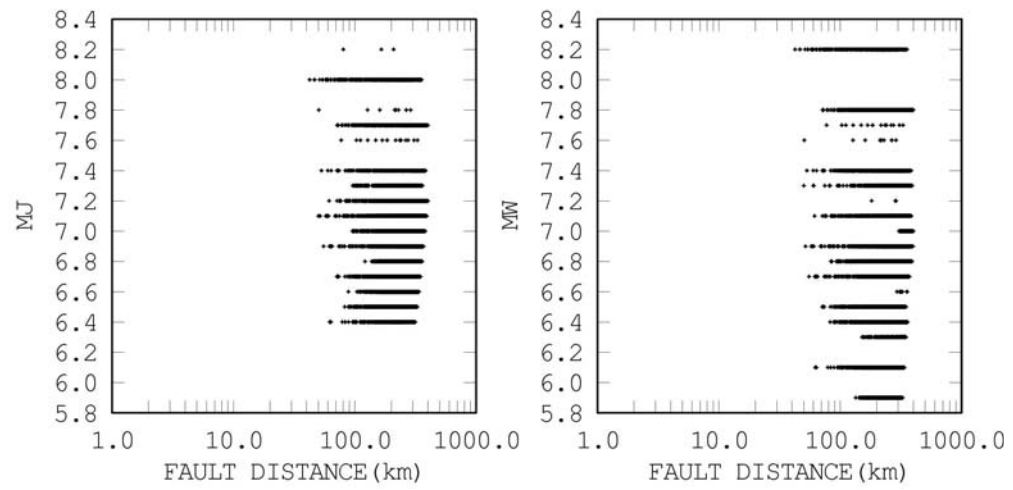


(b) 新データ (表 2.3-1 と表 2.3-2 と表 2.3-3)

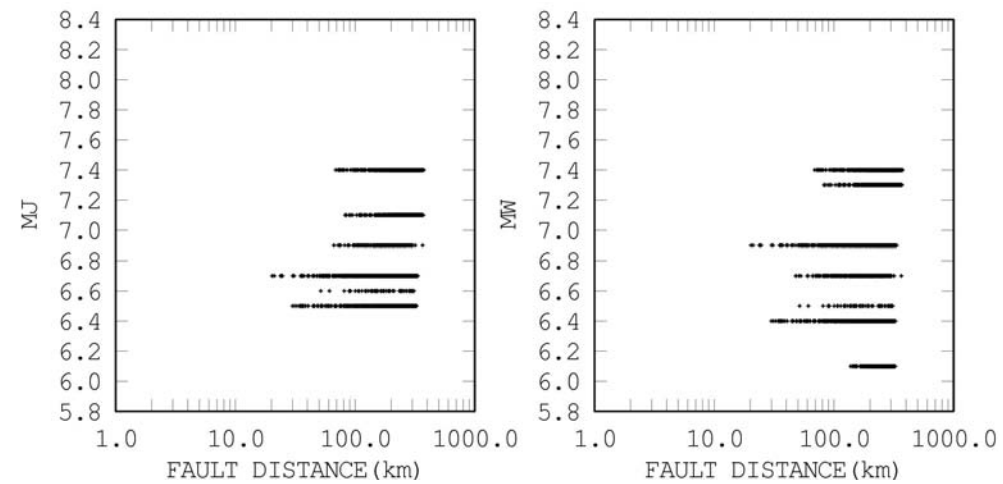
図 2.3-2 震央位置



(a) 全体



(b) 東の地震



(c) 西の地震

図 2.3-3 追加したデータを含めた海溝型地震の新データセット

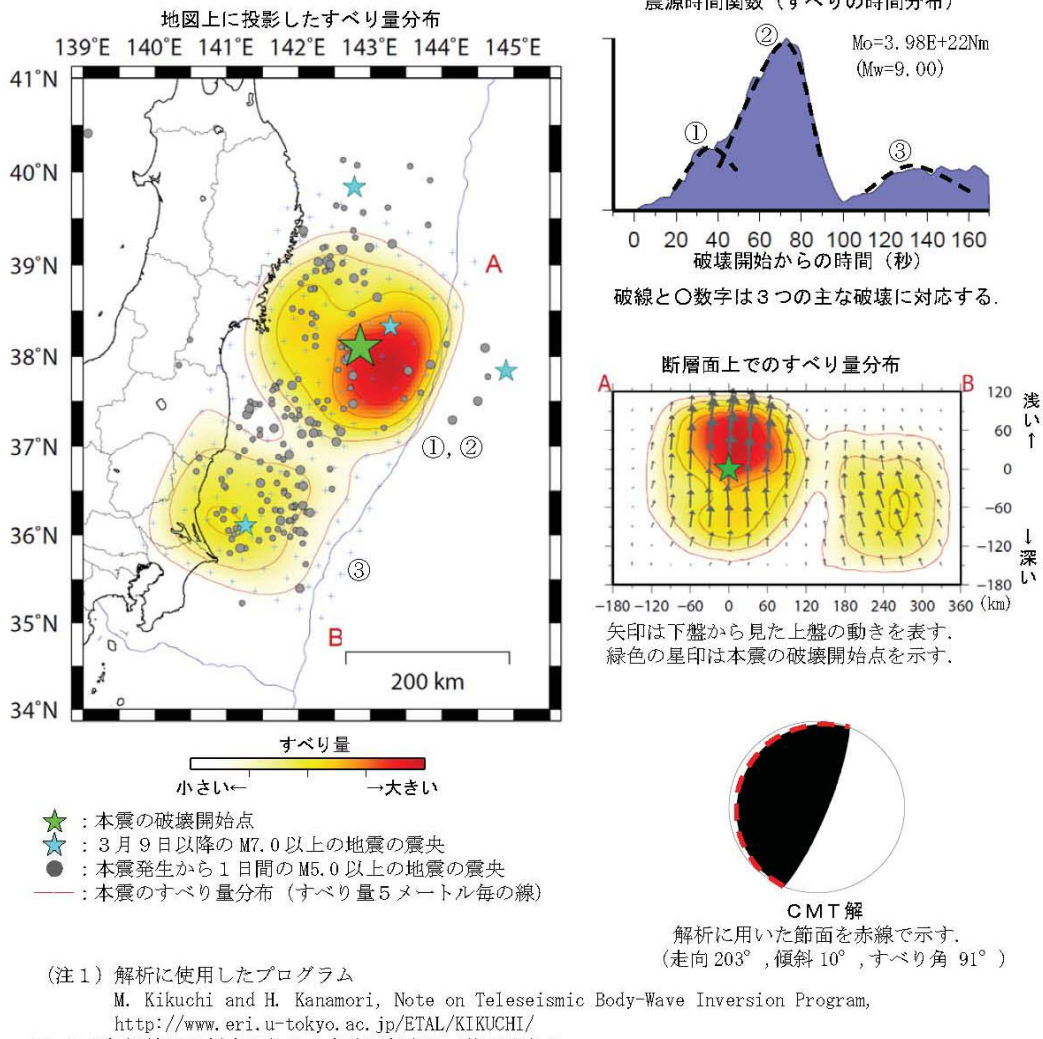


図 2.3-4 気象庁(2011a)の遠地実体波を用いた東北地方太平洋沖地震の震源インバージョン結果

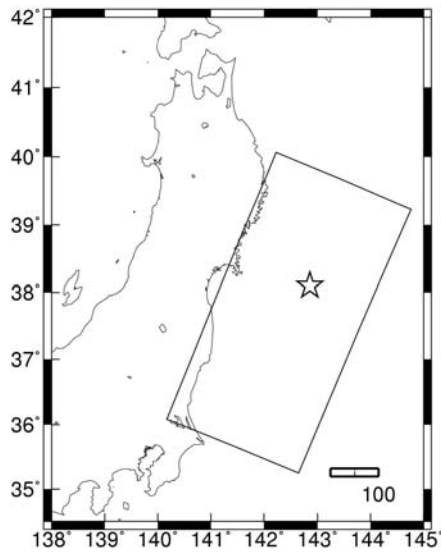


図 2.3-5 気象庁(2011a)の遠地実体波を用いた震源インバージョンの震源モデルに基づき設定した東北地方太平洋沖地震の巨視的断層面(☆は気象庁の震央位置)

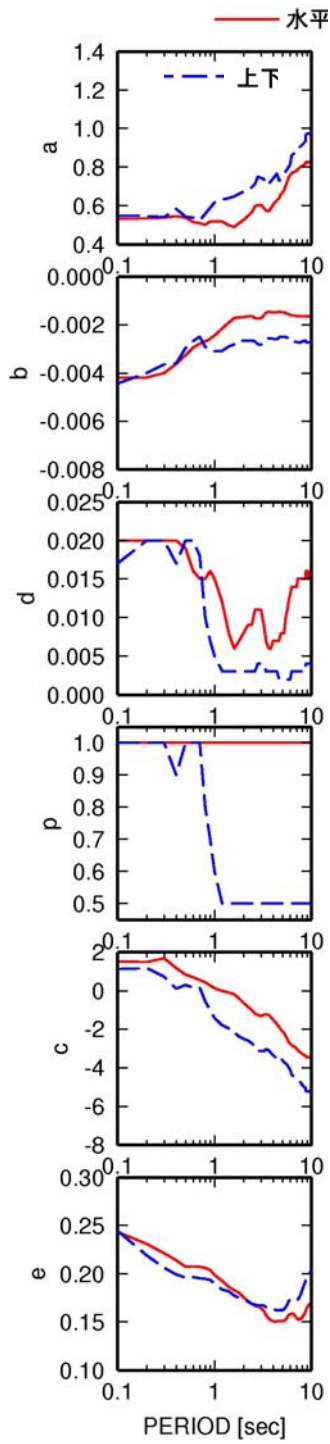
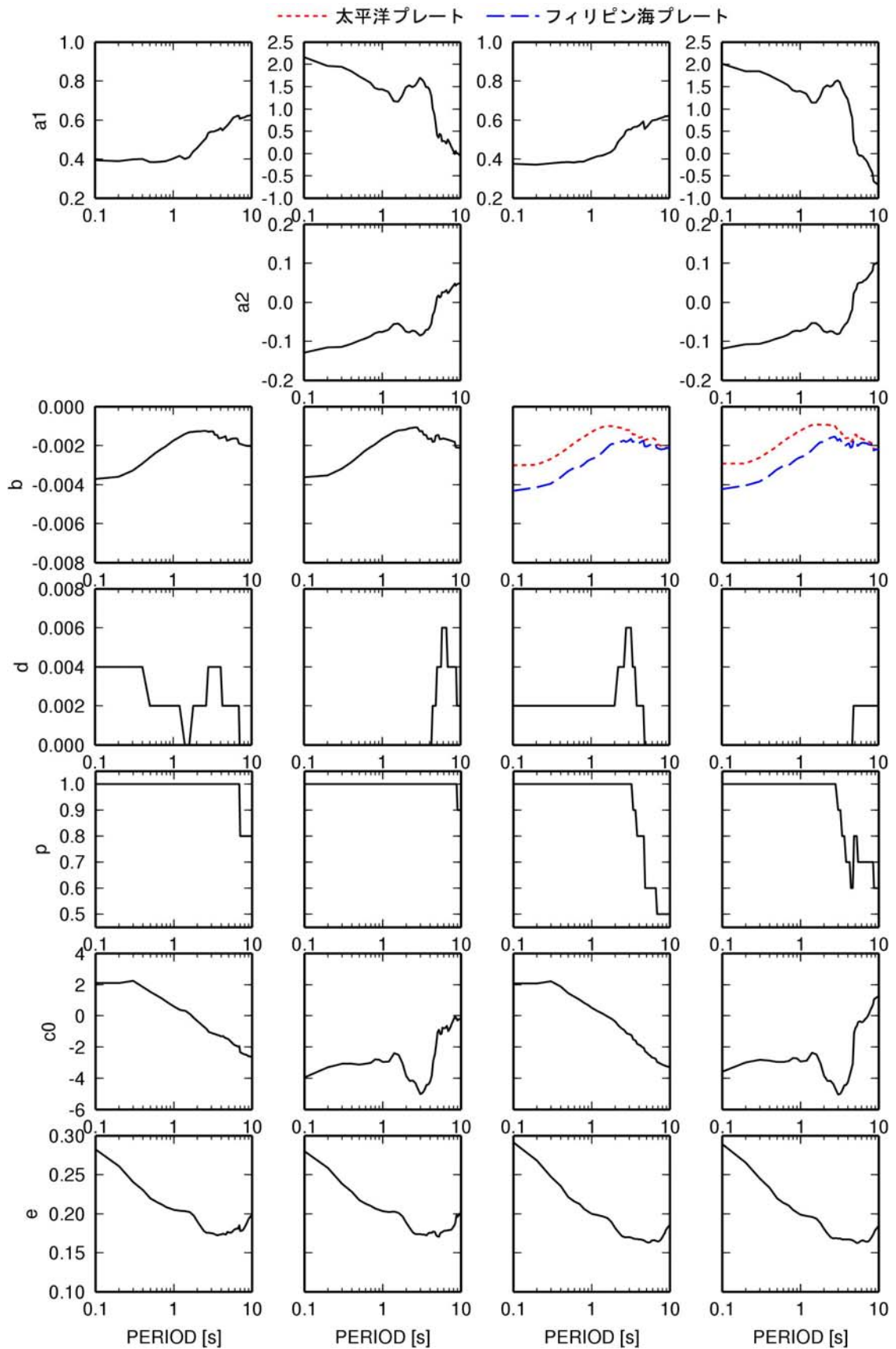


図 2.3-6 旧経験式(ケース 0)の加速度応答スペクトルの経験式の回帰係数(海溝型地震)



ケース 1 (M_w^2 項なし) ケース 2 (M_w^2 項あり) ケース 3 (M_w^2 項なし) ケース 4 (M_w^2 項あり)

(a) 伝播経路の違いなし

(b) 伝播経路の違いあり

図 2.3-7 ケース 1~4(本震をいれない基本ケース)の加速度応答スペクトルの回帰係数

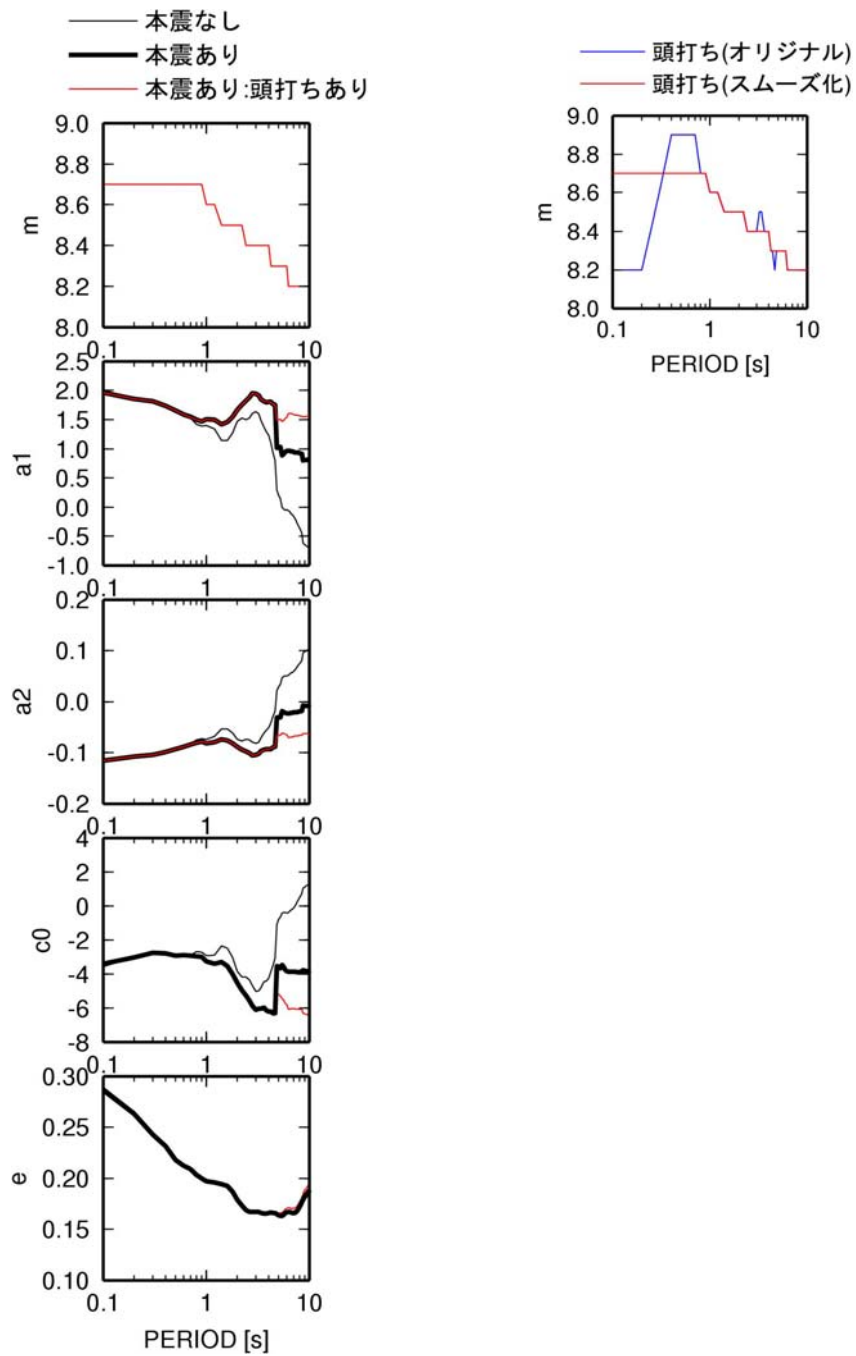
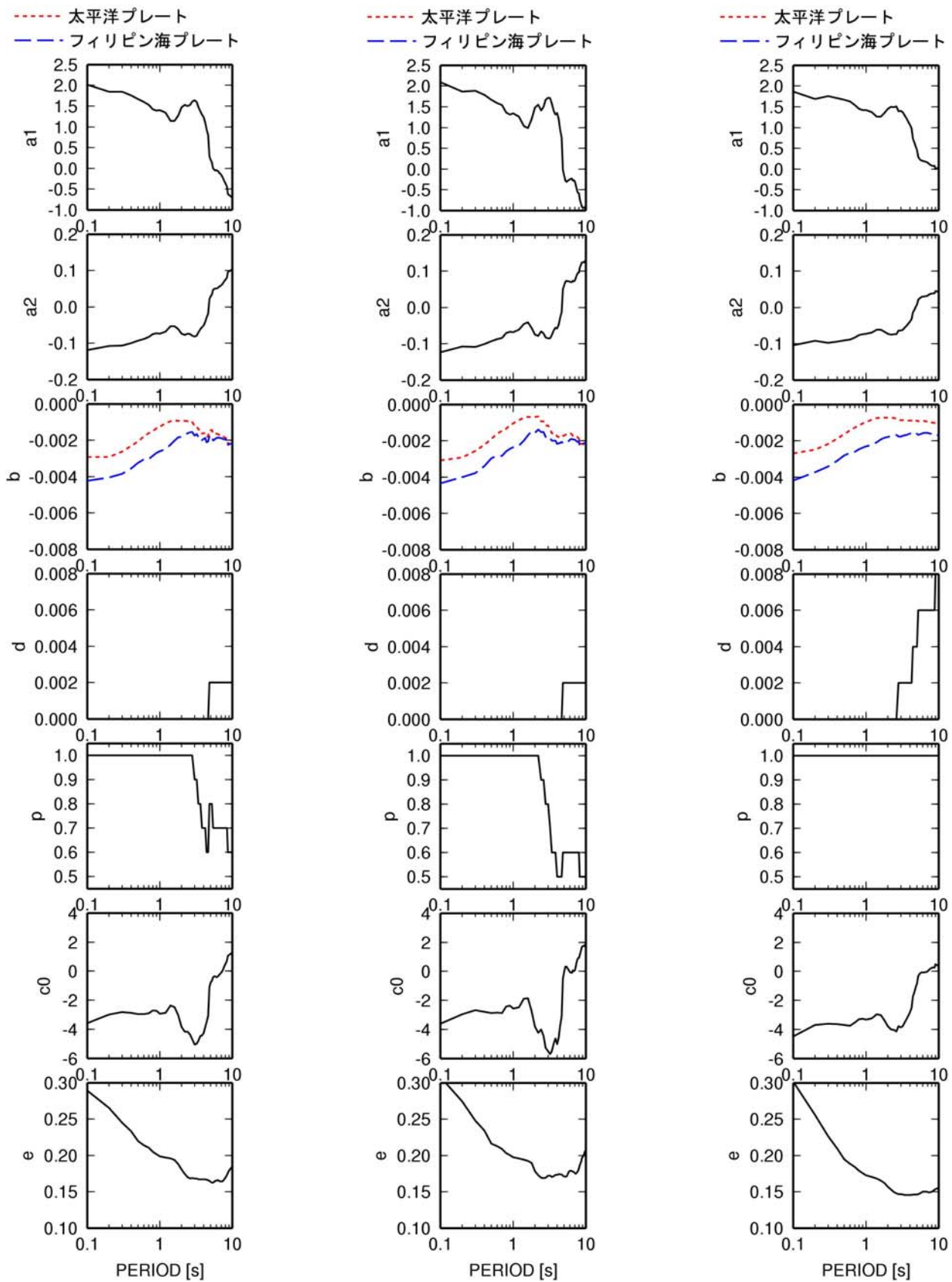


図 2.3-8 ケース 5 と 6 (本震を加え、 M_w^2 項、伝播経路の違いを考慮した比較用ケース) の加速度応答スペクトルの回帰係数 (m は最大 M_w)

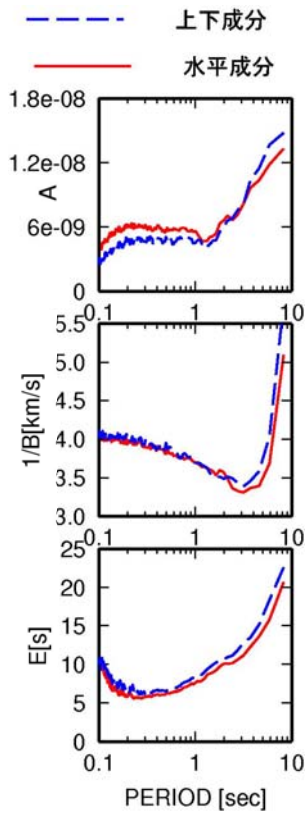


(a) $h=5\%$ の S_a

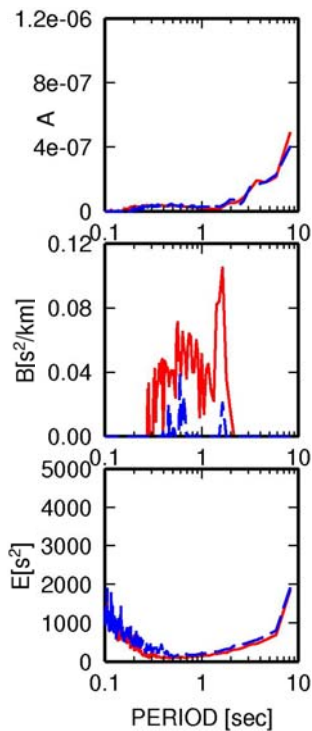
(b) $h=1\%$ の S_a

(c) エネルギースペクトル

図 2.3-9 ケース 4 の経験式の回帰係数

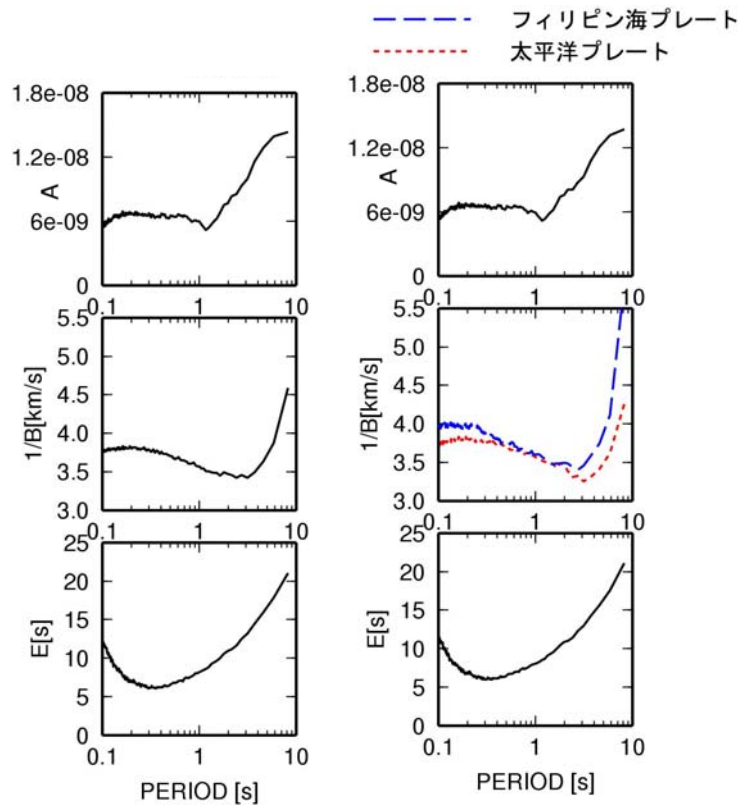


(a) 平均値 $\mu_{t_{gr}}$

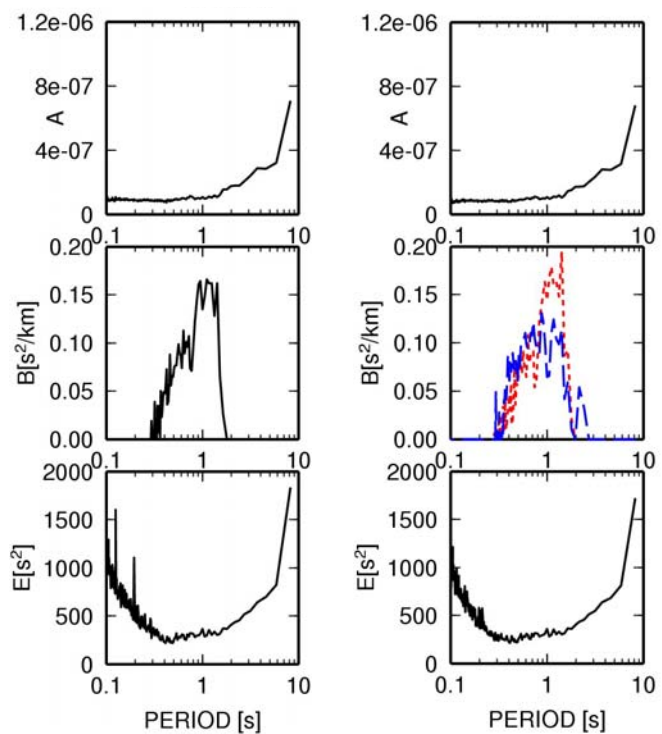


(b) 分散 $\sigma_{t_{gr}}^2$

図 2.3-10 旧経験式の群遅延時間の回帰係数



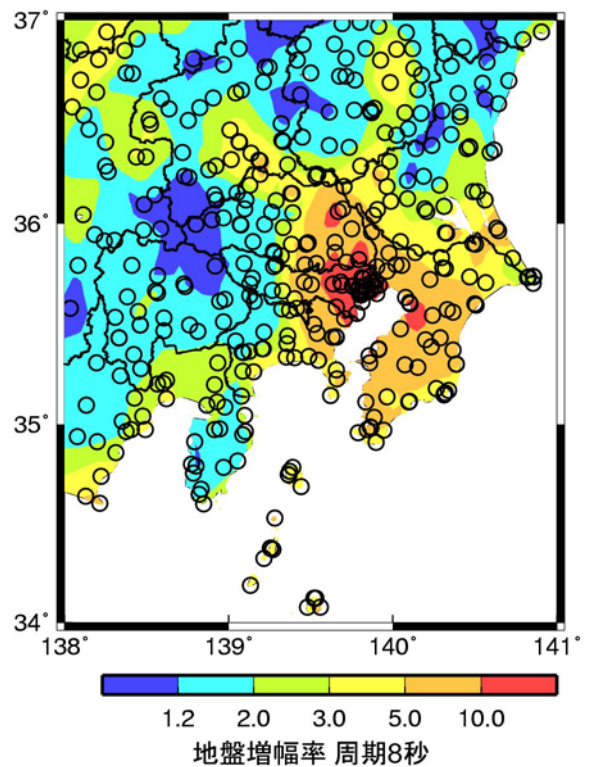
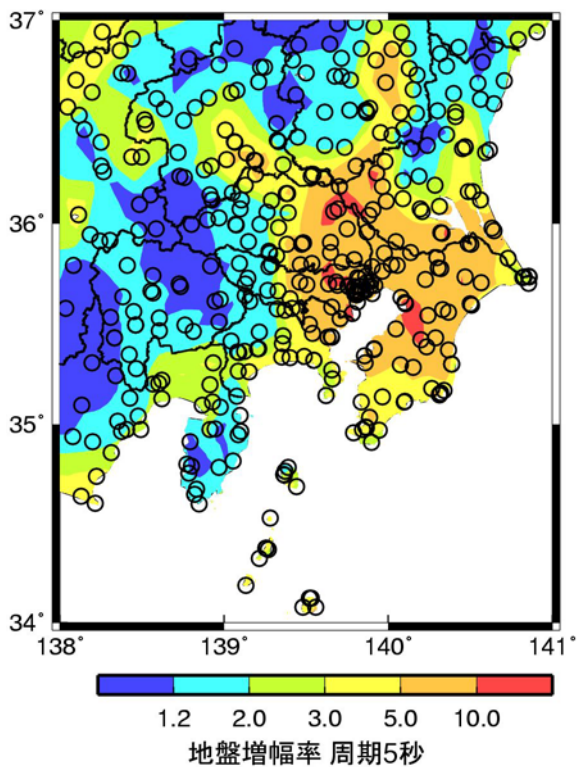
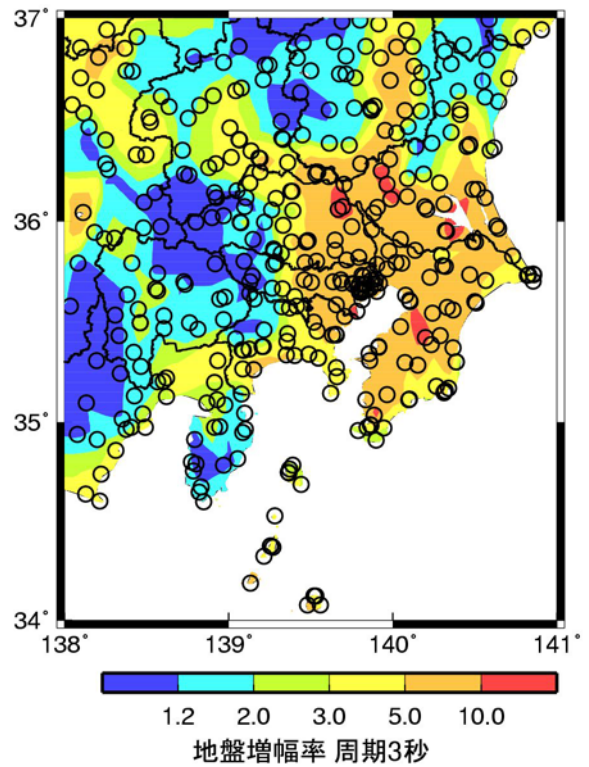
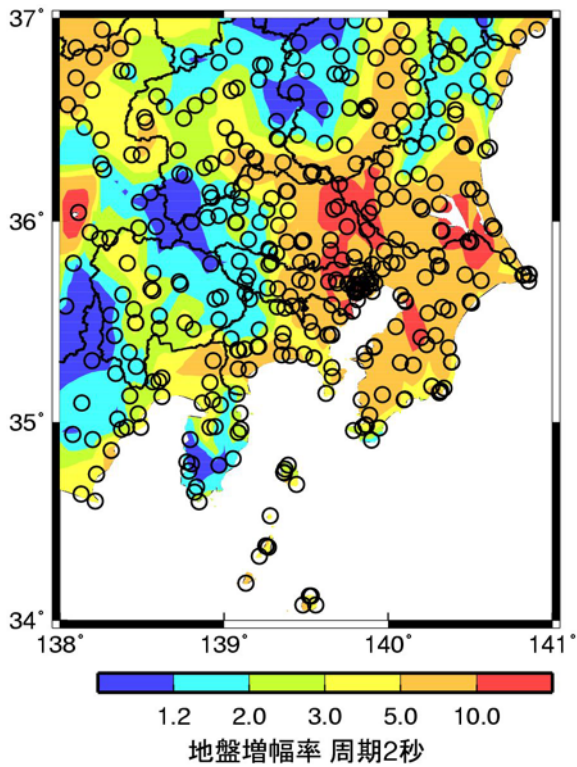
(a) 平均値 $\mu_{t_{gr}}$



(b) 分散 $\sigma_{t_{gr}}^2$

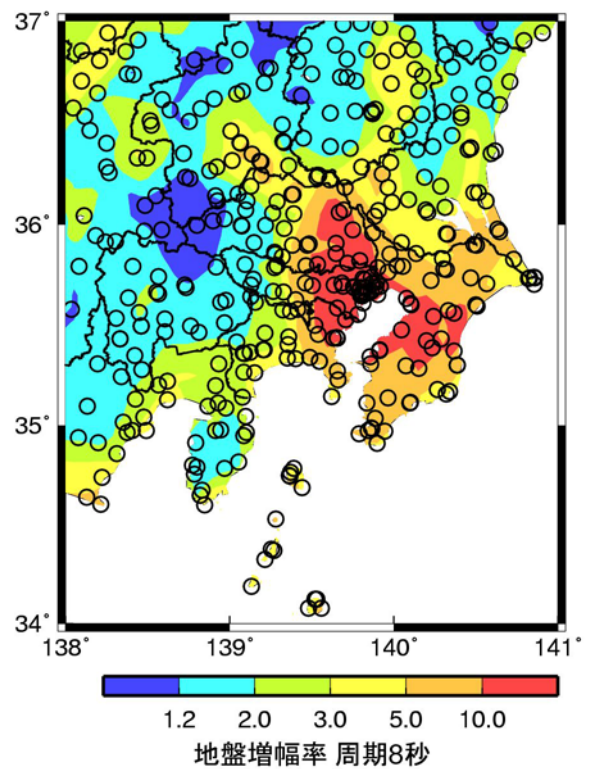
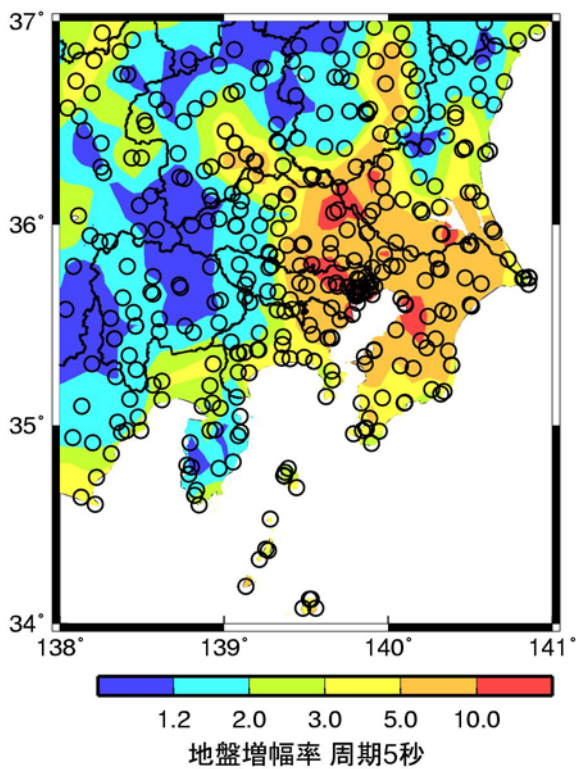
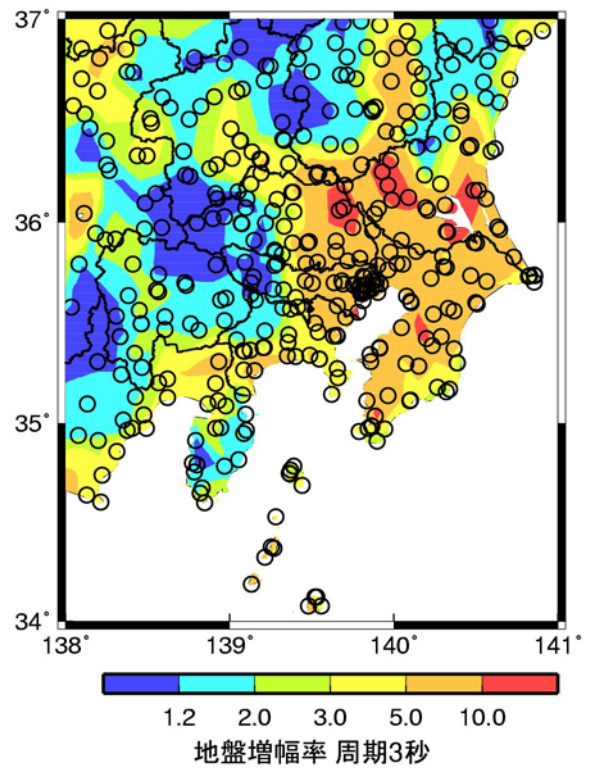
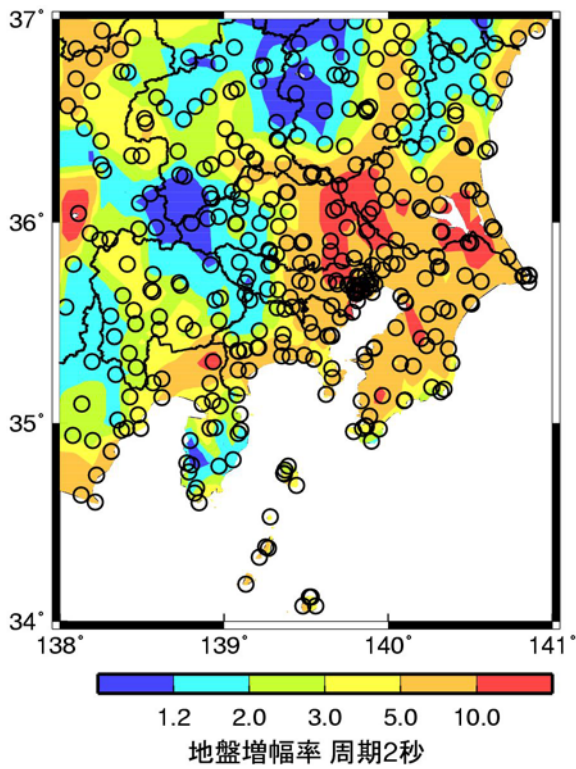
伝播経路の違いなし(ケース a) 伝播経路の違いあり(ケース b)

図 2.3-11 改良経験式の群遅延時間の回帰係数



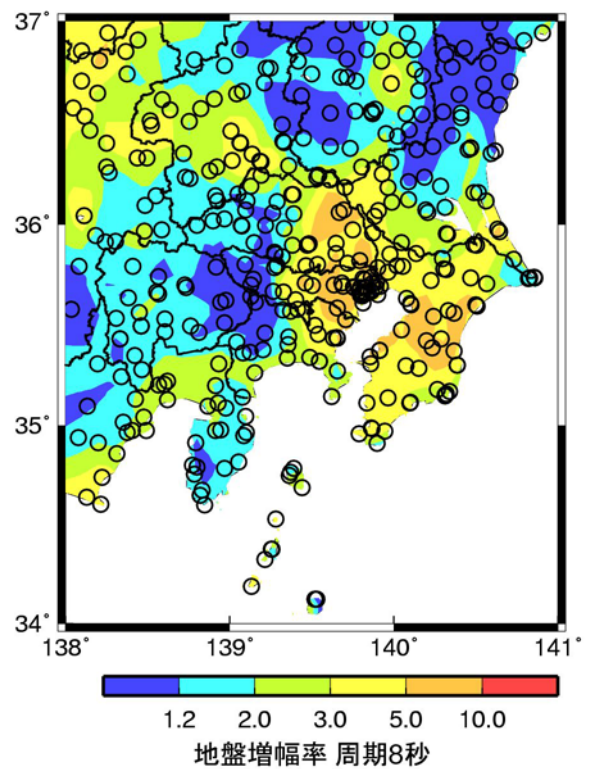
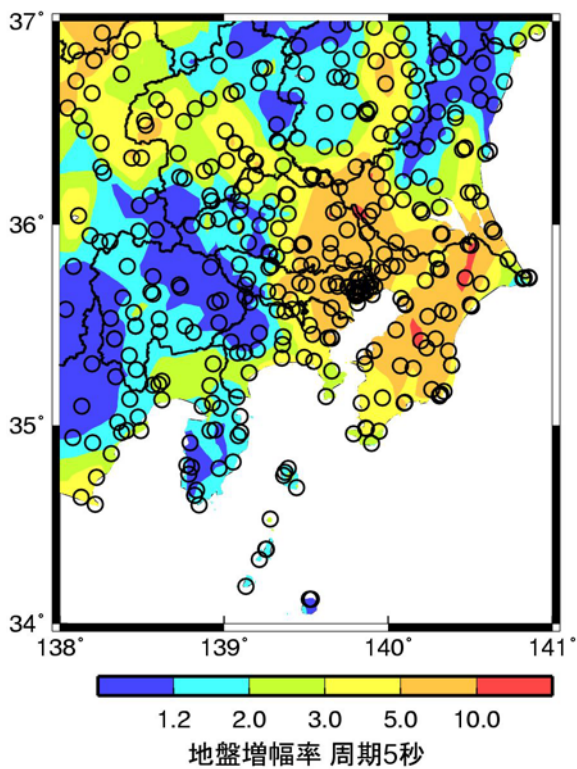
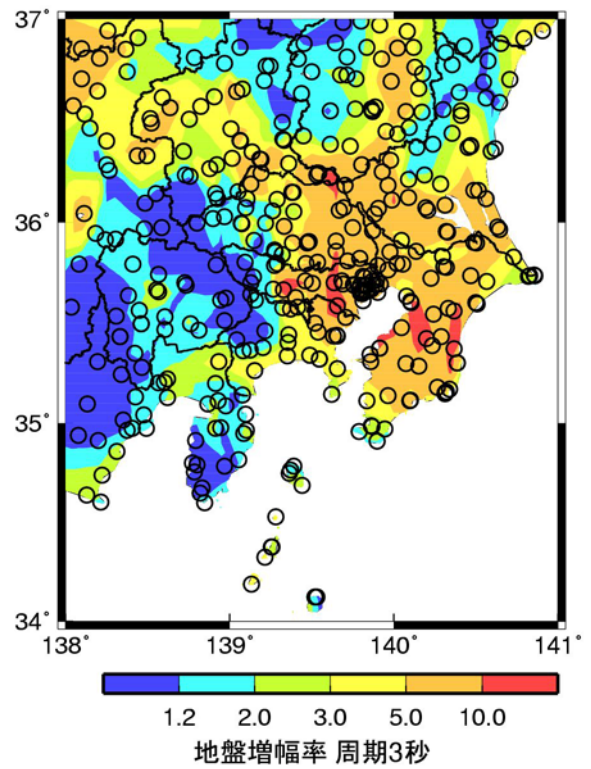
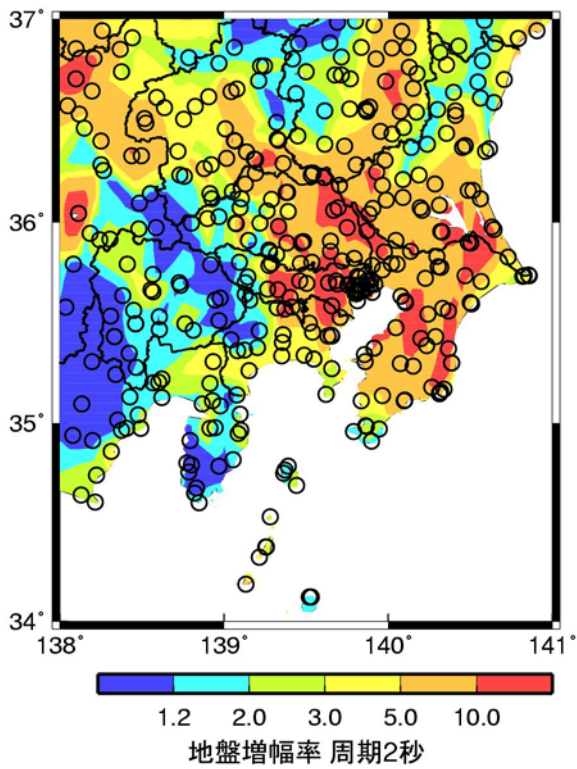
S_A h=5 %: 水平成分(Mw : 海溝型+地殻内全て,2010版)

図 2.3-12 ケース 0(旧経験式)の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率



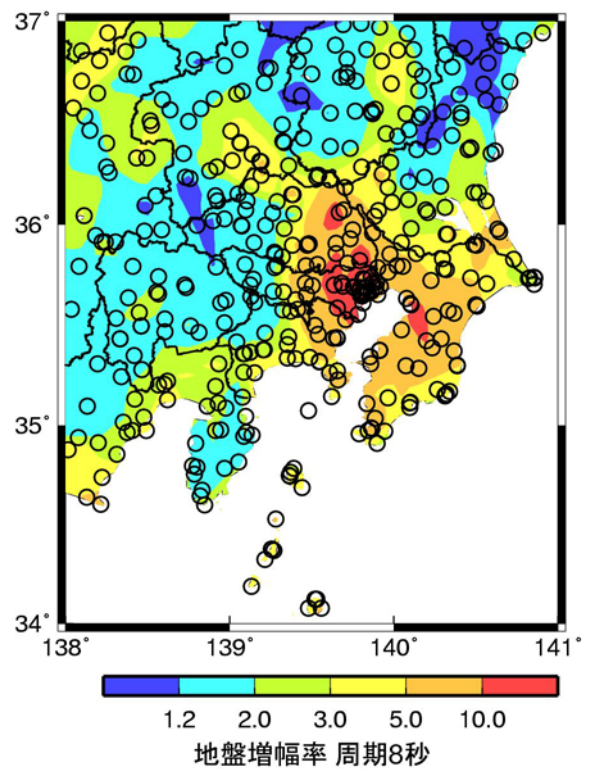
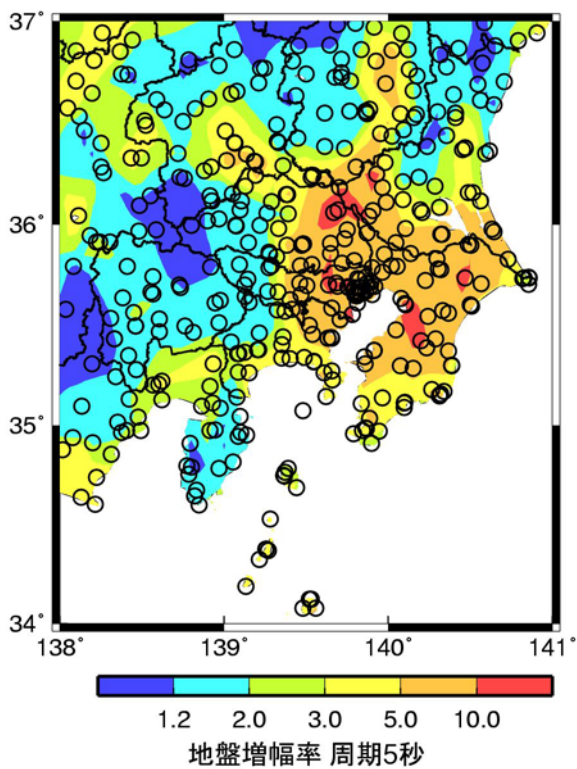
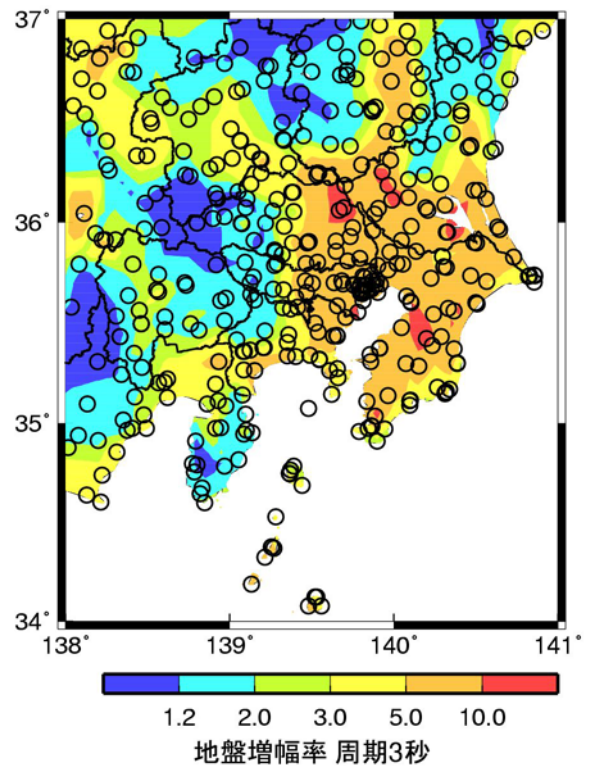
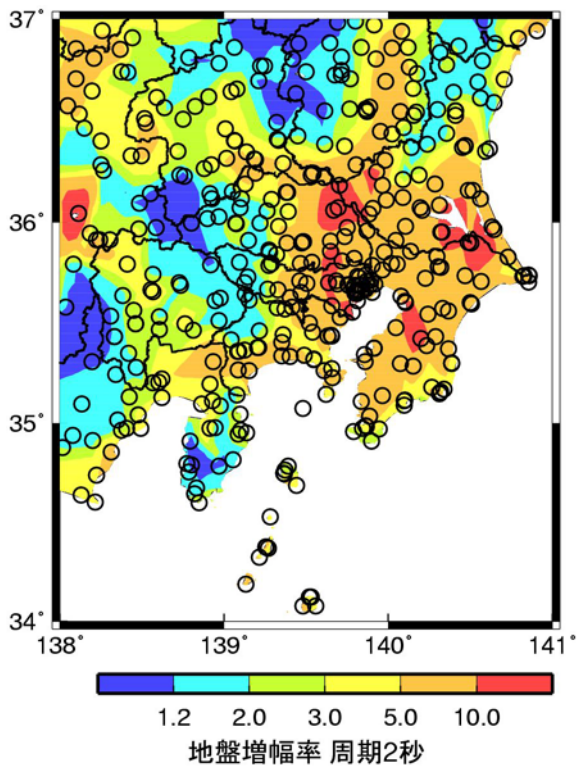
S_A h=5 %: 水平成分(Mw :地殻内地震, 2010版)

図 2.3-13 ケース0(旧経験式)の応答スペクトルの地盤増幅率のうち地殻内地震のみの関東平野における増幅率



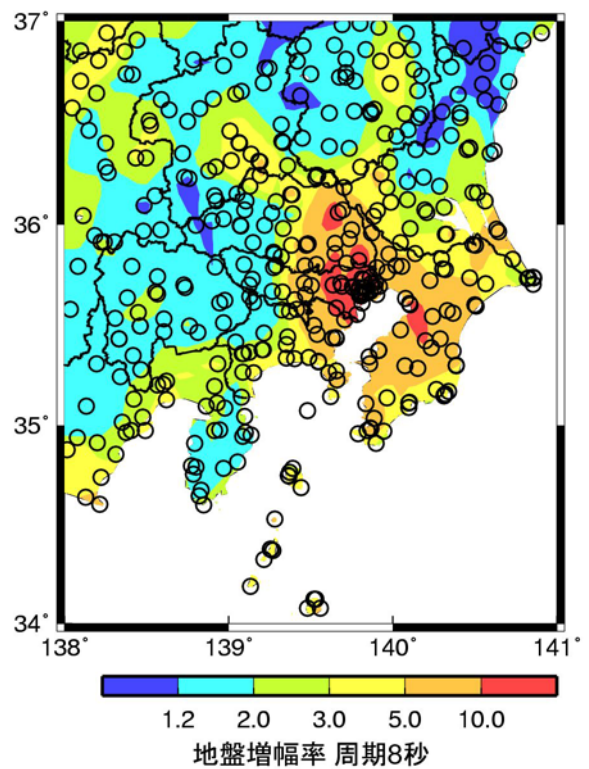
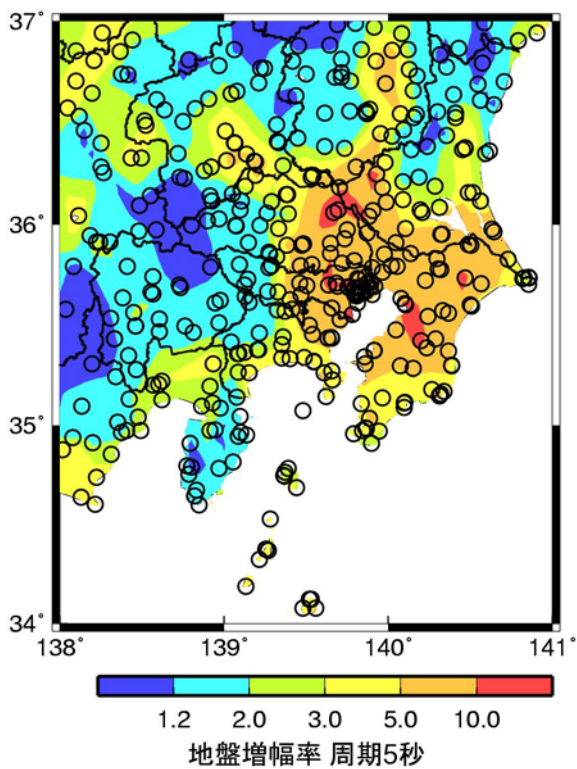
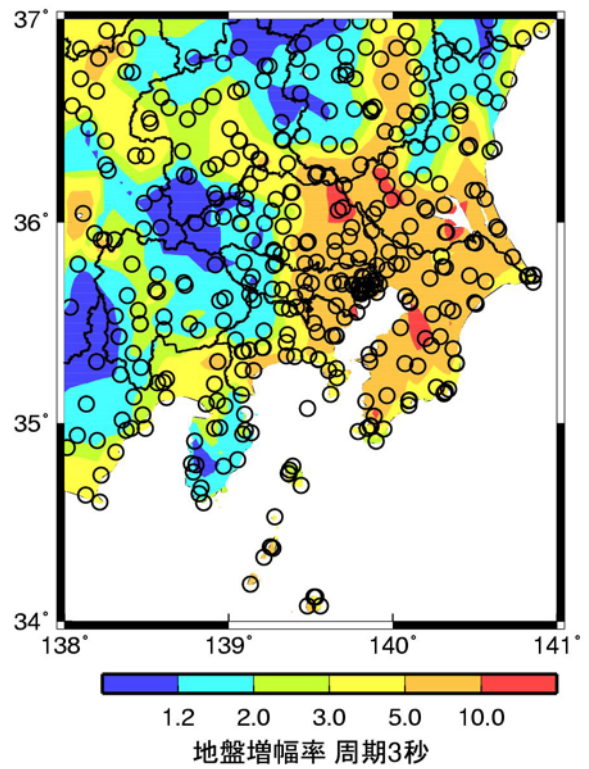
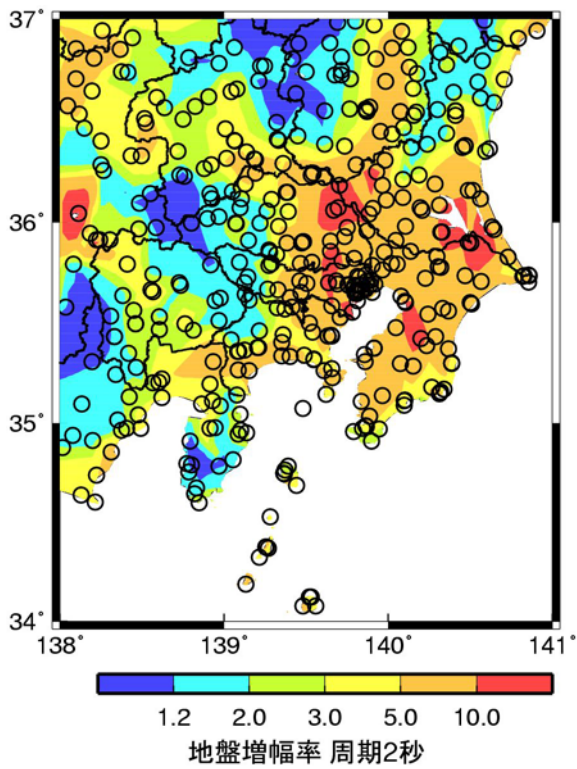
S_A h=5 %: 水平成分(Mw :海溝型地震, 2010版)

図 2.3-14 ケース0(旧経験式)の応答スペクトルの地盤増幅率のうち海溝型地震のみの関東平野における幅率



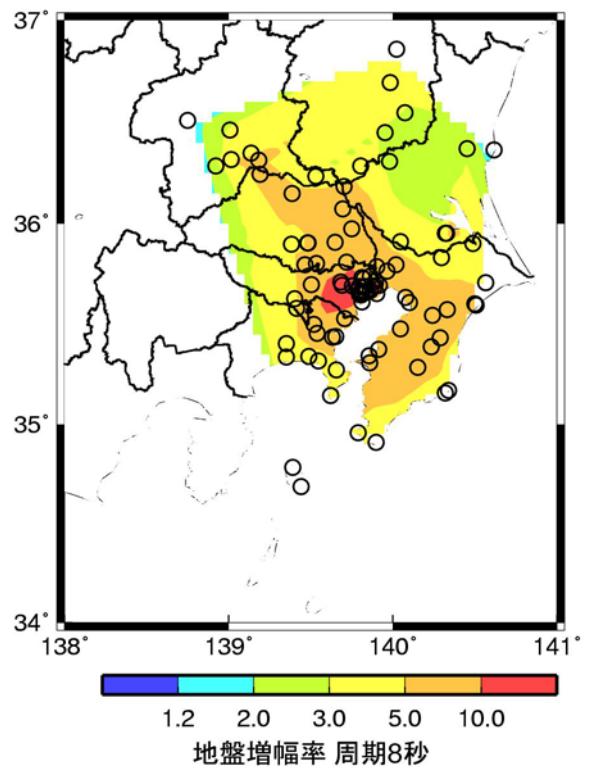
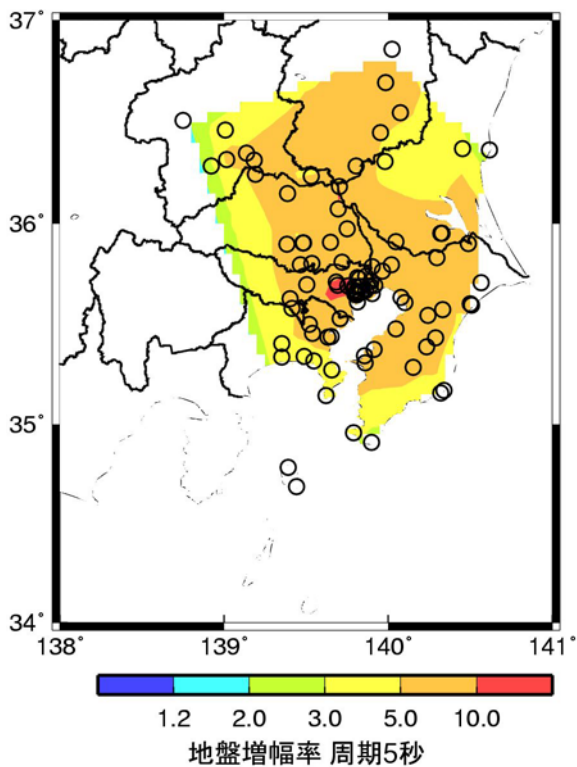
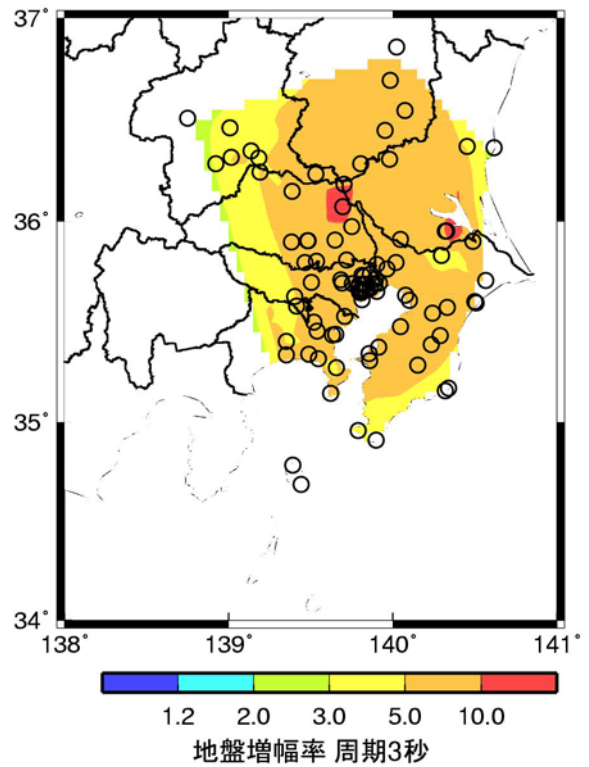
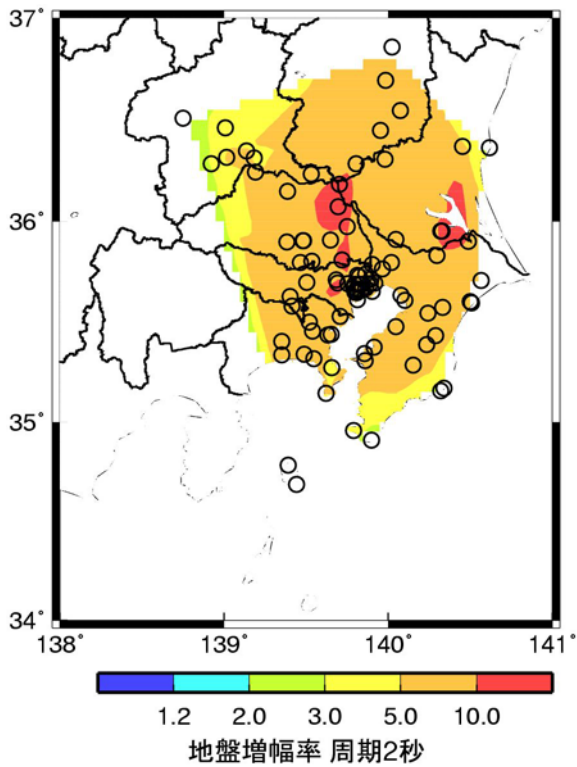
S_A h=5 %: 水平成分(Mw : 海溝型地震全て+地殻内地震)

図 2.3-15 ケース 1 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率



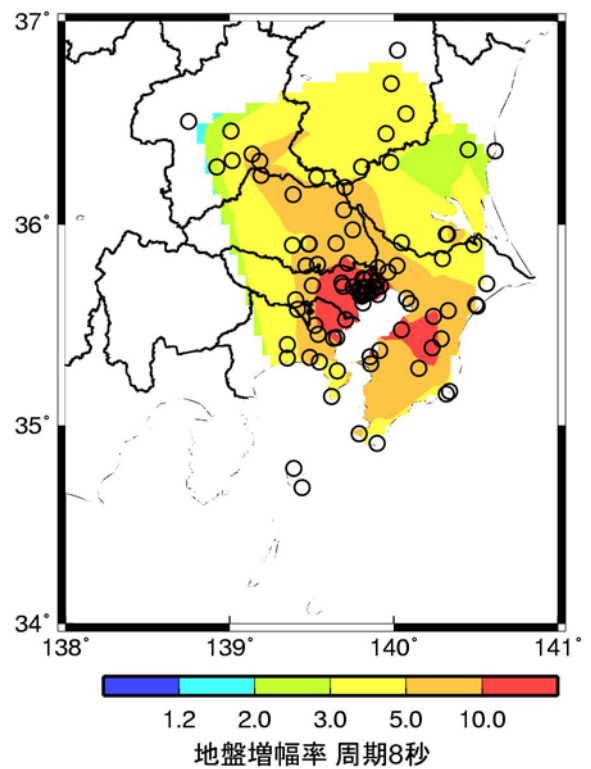
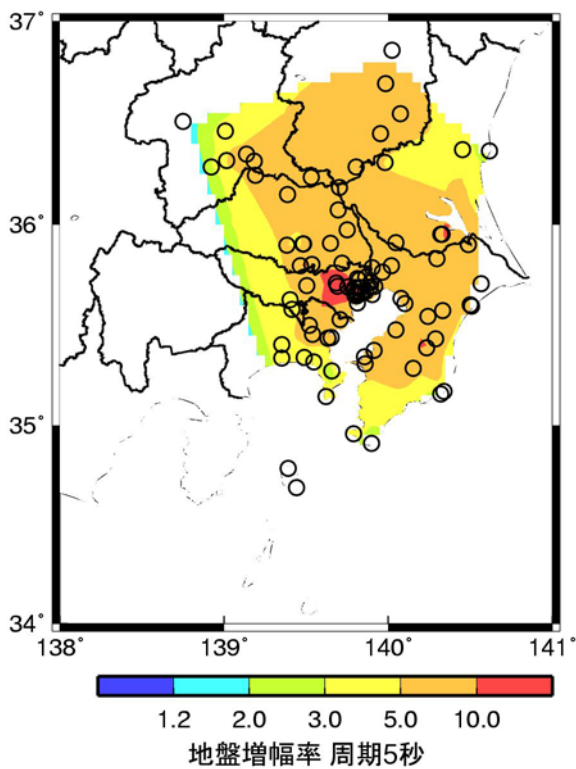
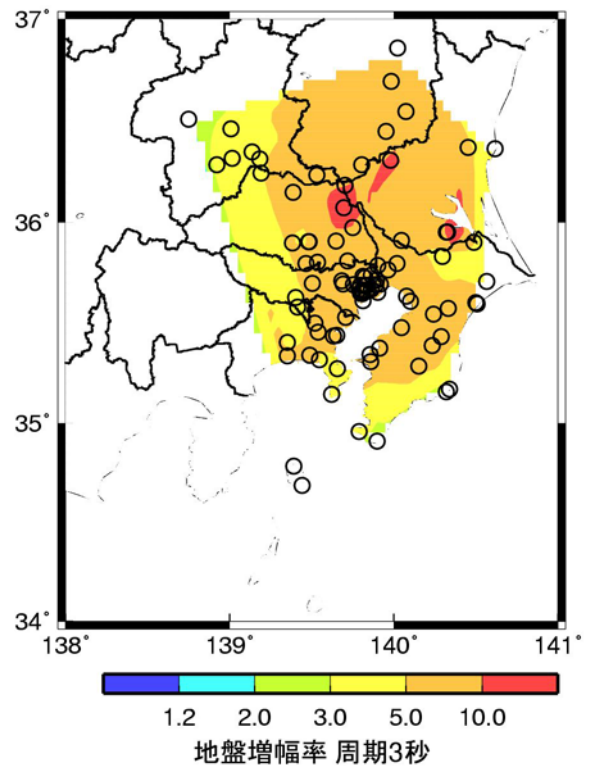
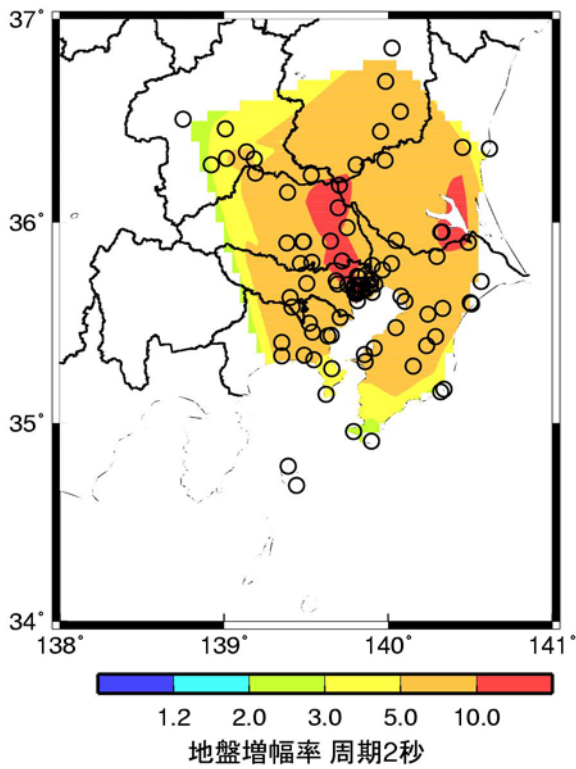
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型地震全て+地殻内地震)

図 2.3-16 ケース 2 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率



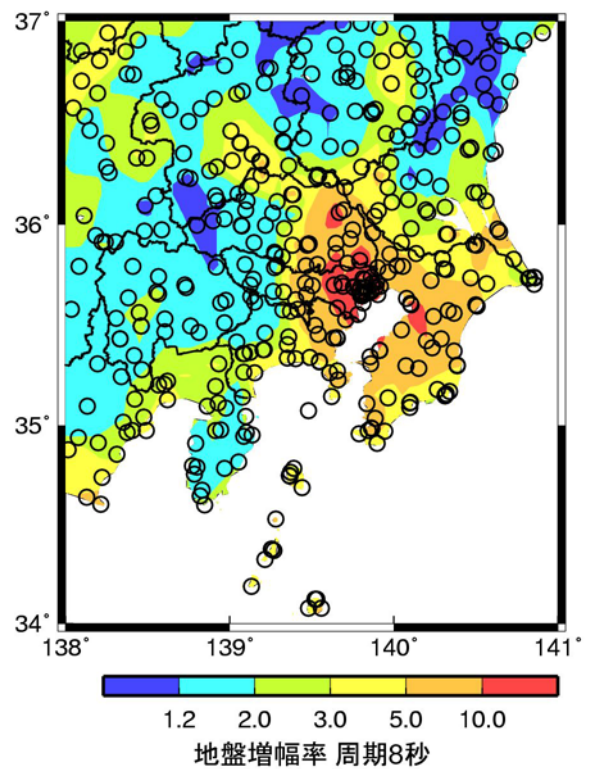
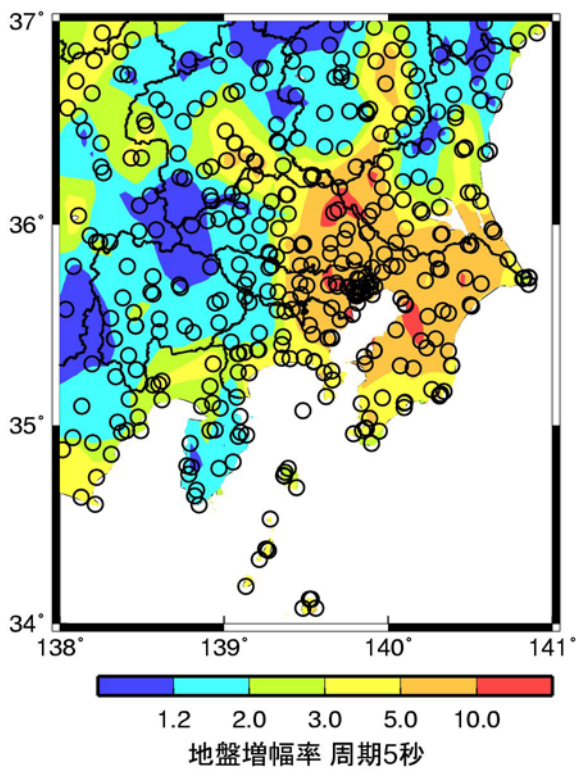
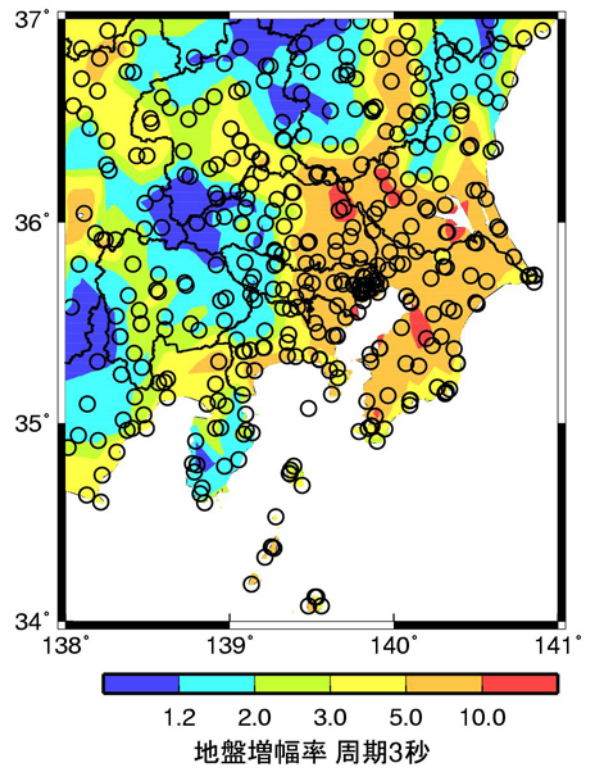
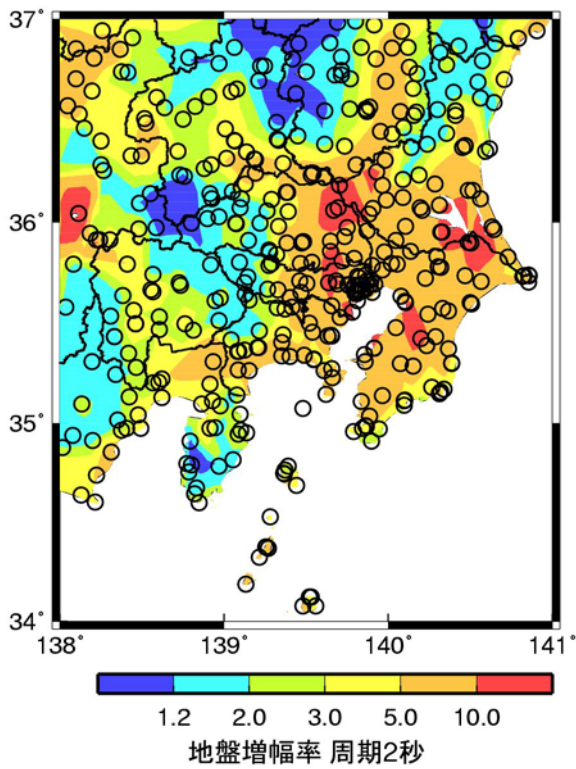
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路東のみ+地殻内地震)

図 2.3-17 ケース 4 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち東の地震のみに対する
地盤増幅率



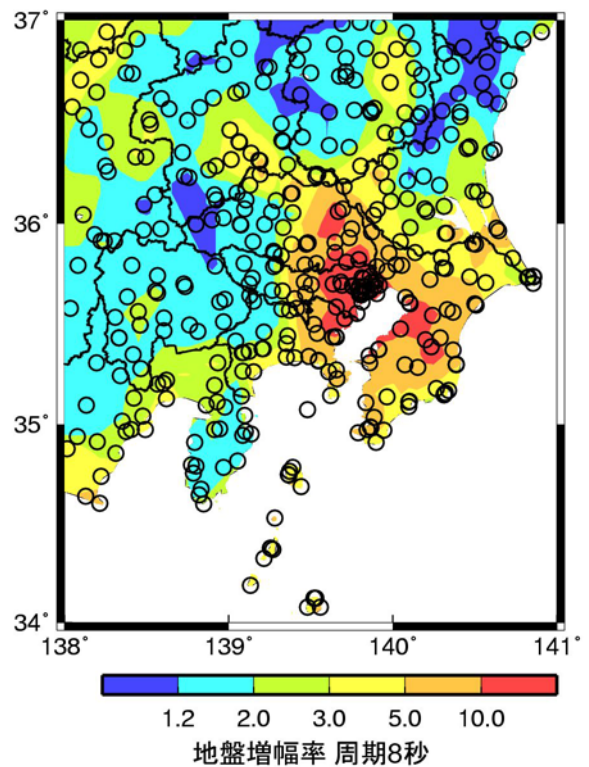
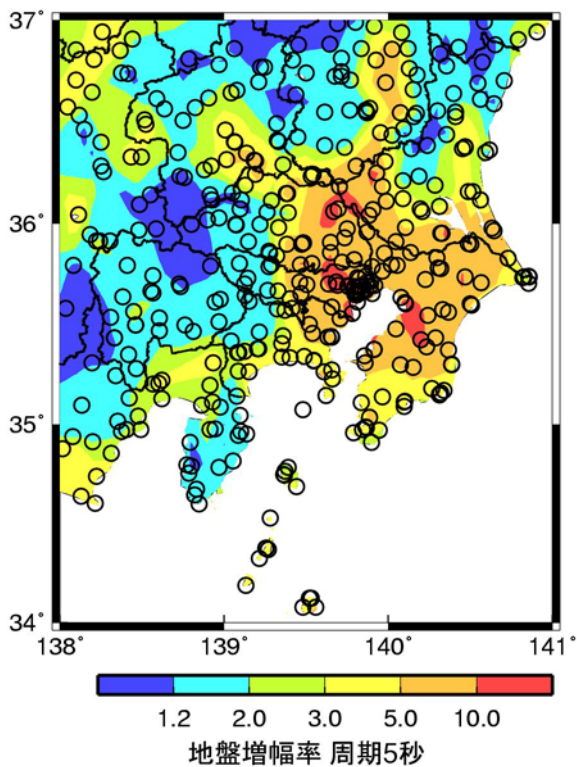
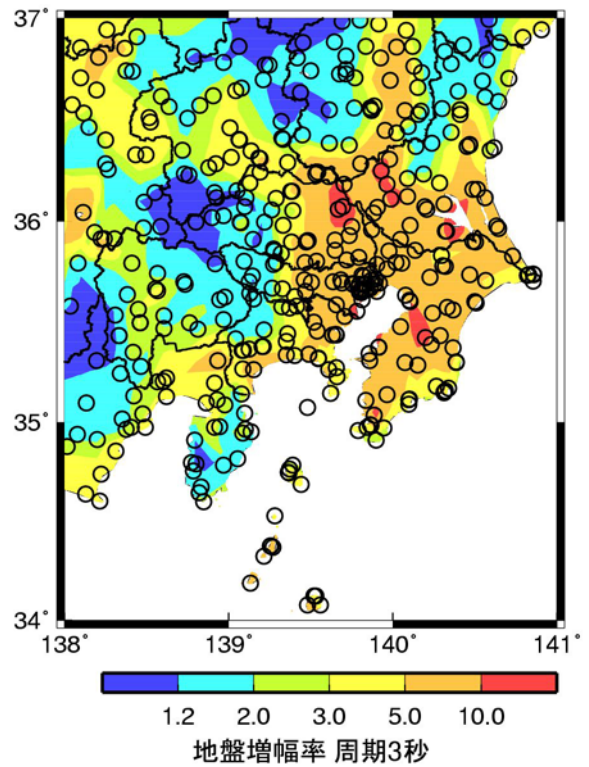
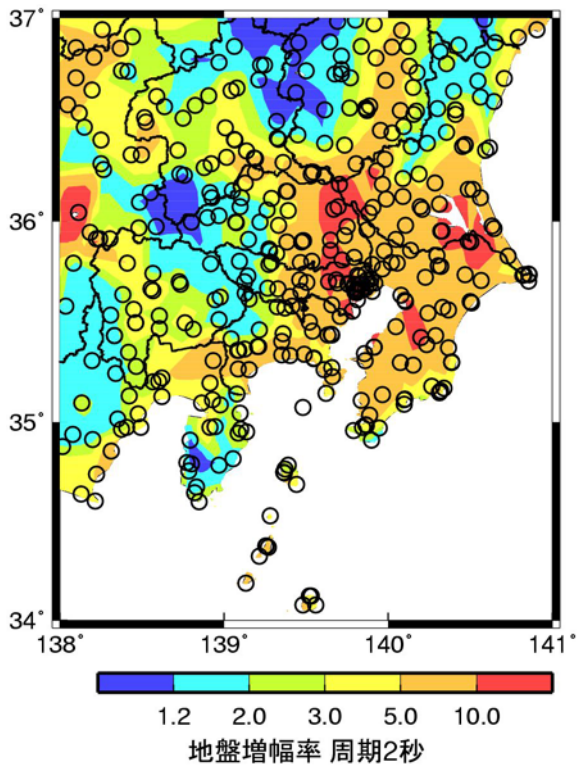
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路西のみ+地殻内地震)

図 2.3-18 ケース 4 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち西の地震のみに対する地盤増幅率



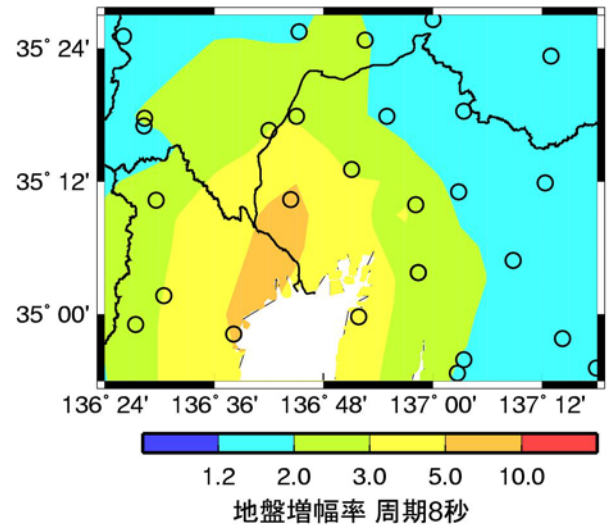
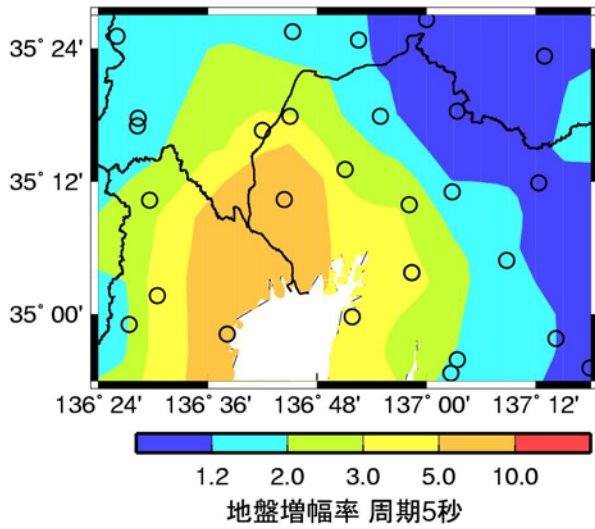
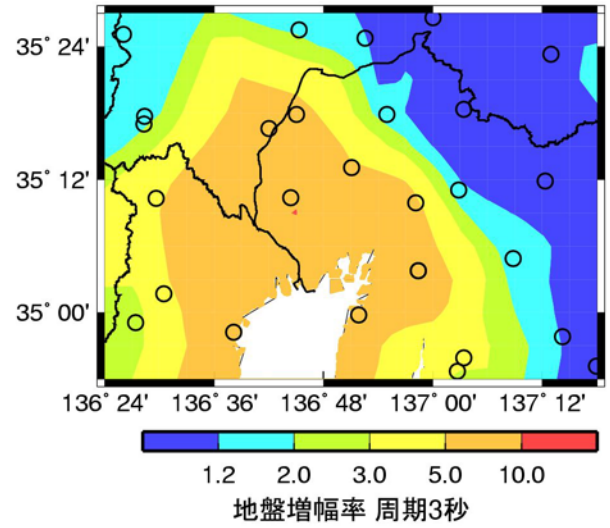
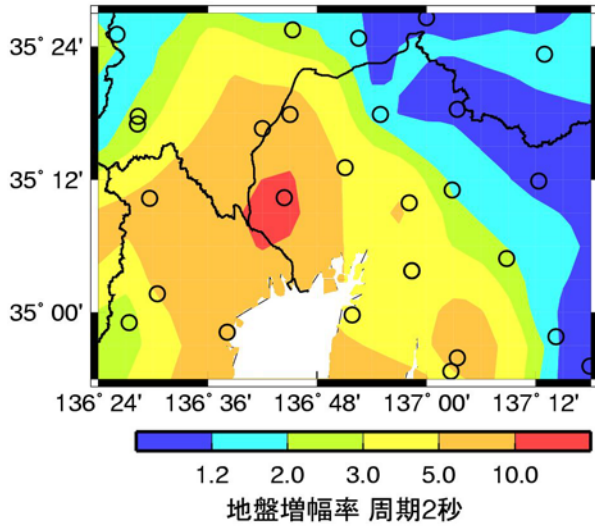
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路東+地殻内地震)

図 2.3-19 ケース 4 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち東の地震に対する地盤増幅率



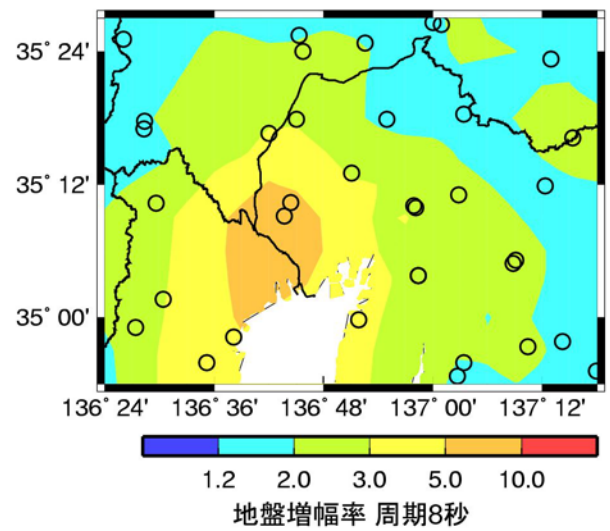
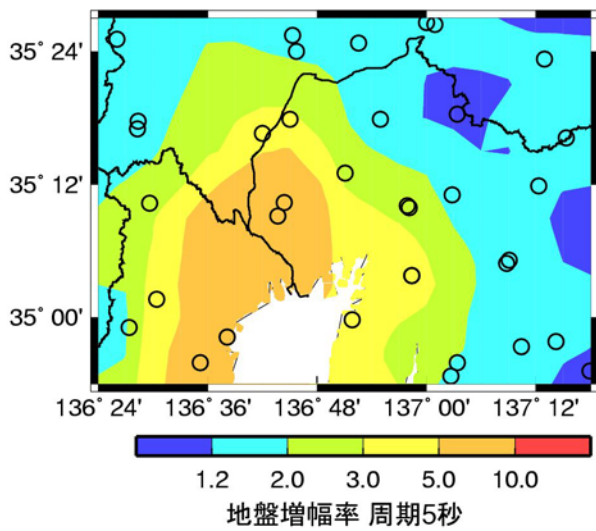
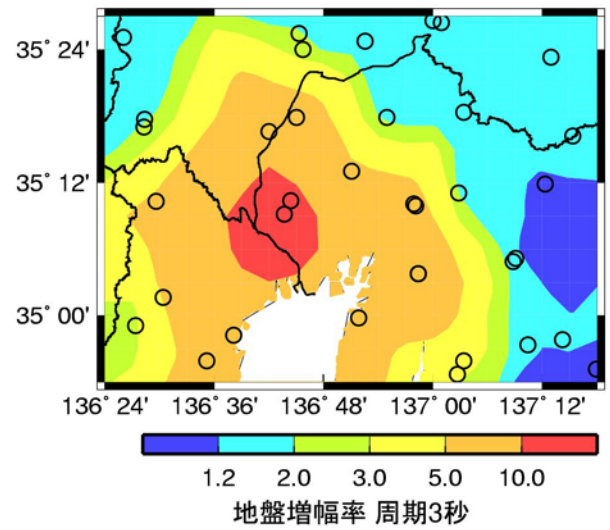
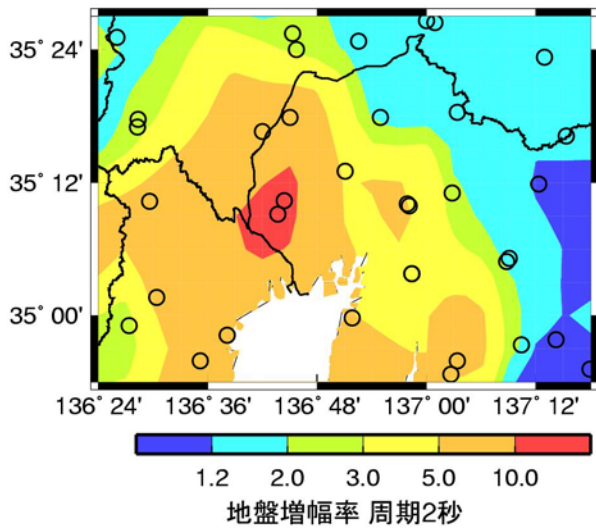
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型地震全ては伝播経路西+地殻内地震)

図 2.3-20 ケース 4 の応答スペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち西の地震のみに対する
地盤増幅率



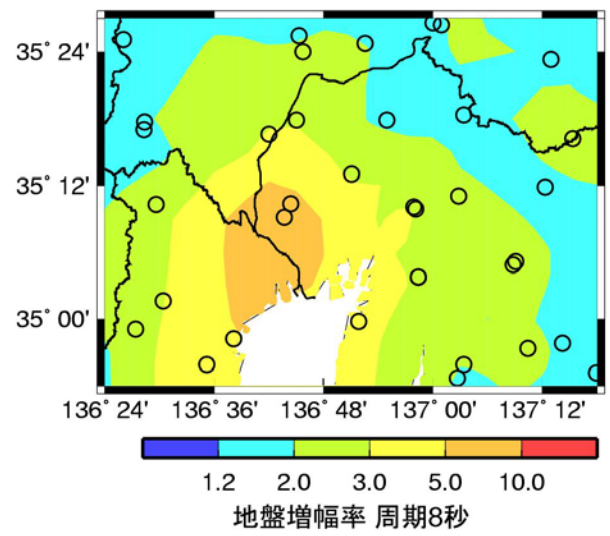
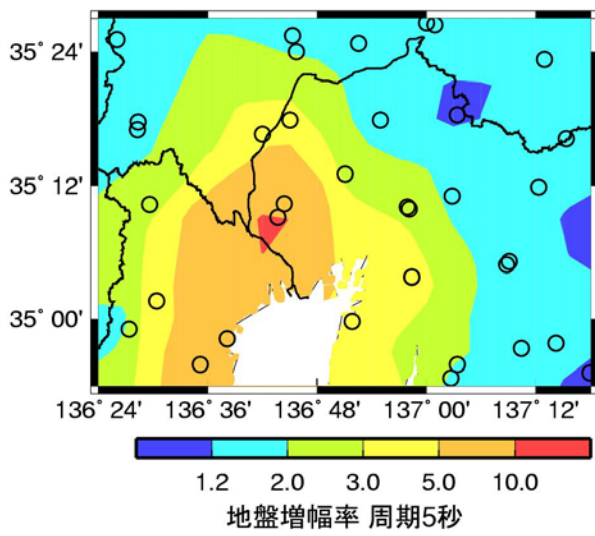
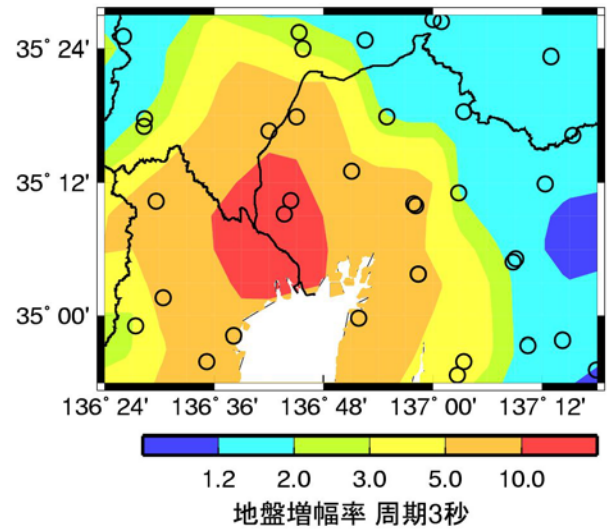
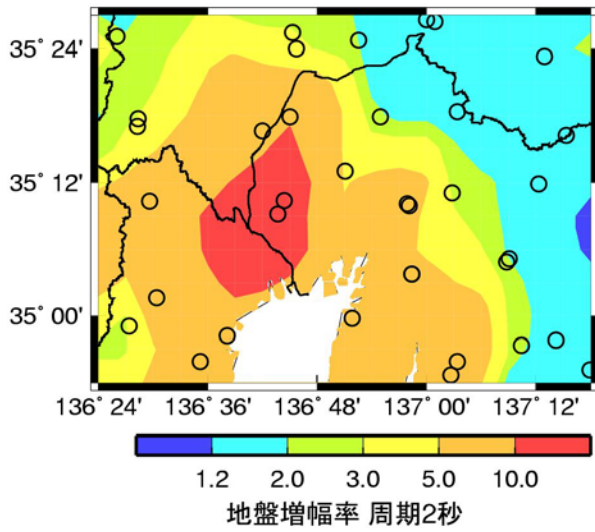
S_A h=5 %: 水平成分(Mw : 海溝型+地殻内全て,2010版)

図 2.3-21 ケース0(旧経験式)の応答スペクトルの濃尾平野における地盤増幅率



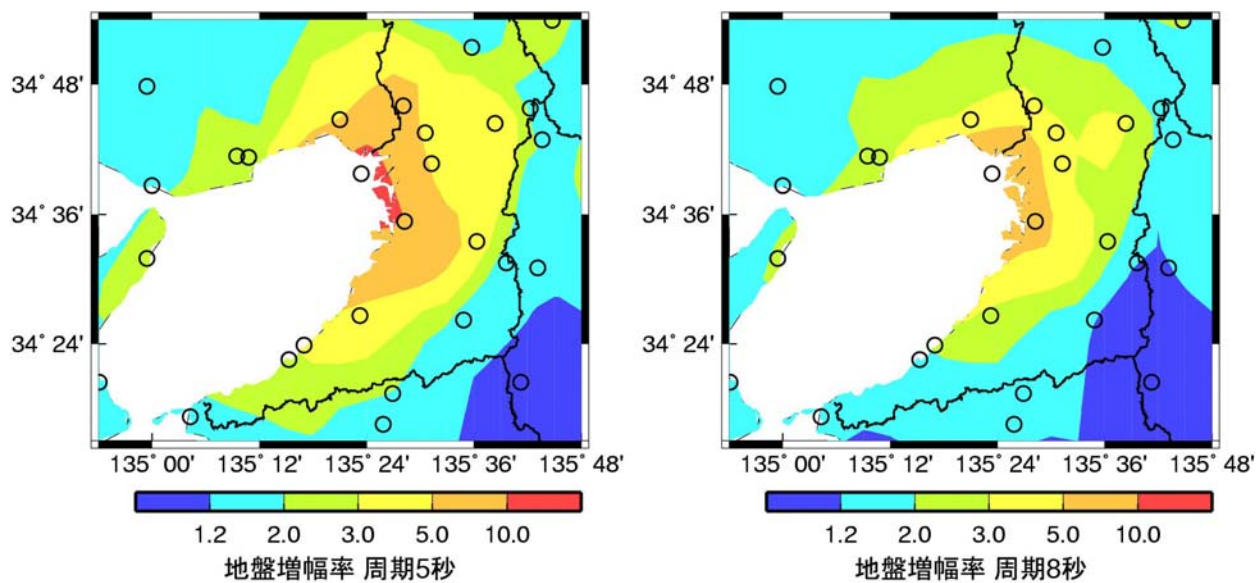
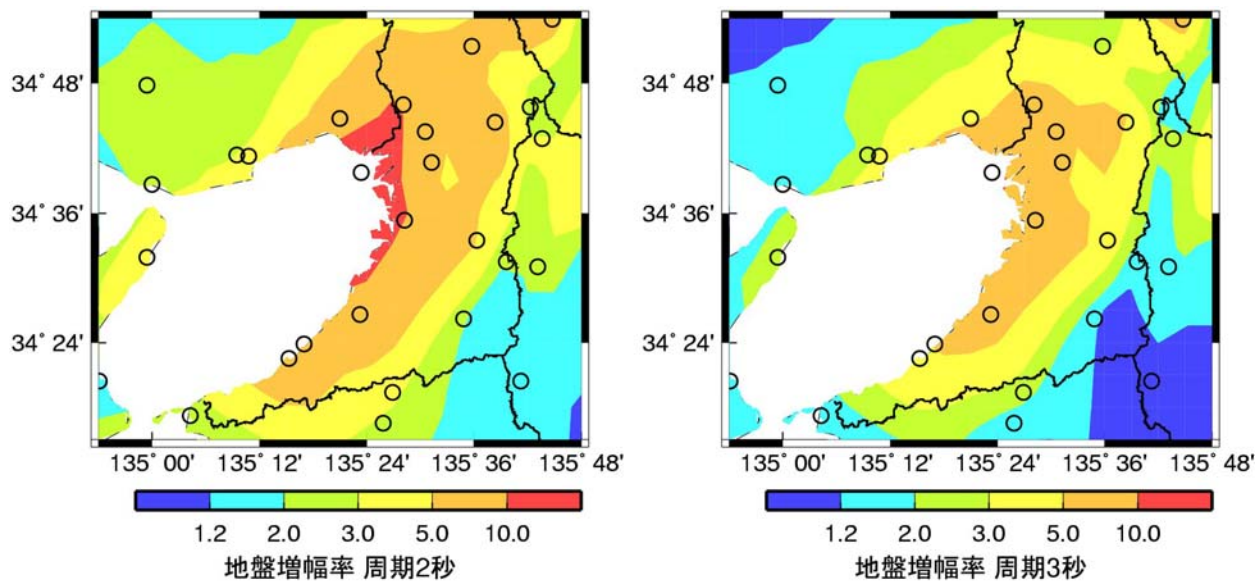
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型全て+地殻内地震)

図 2.3-22 ケース 2 の応答スペクトルの濃尾平野における地盤増幅率



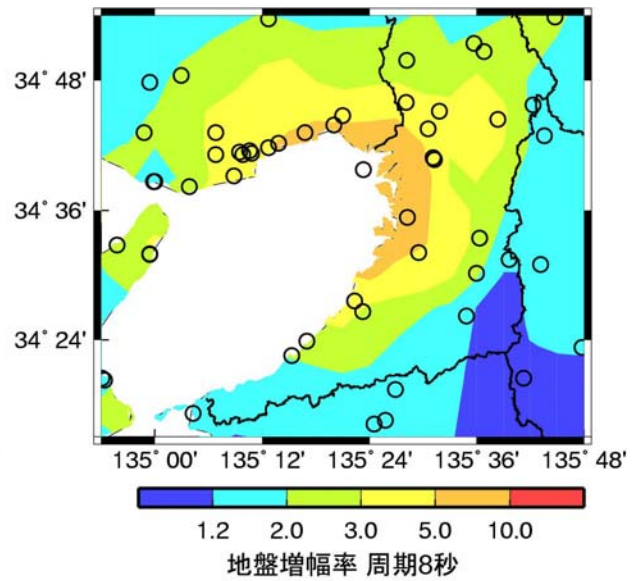
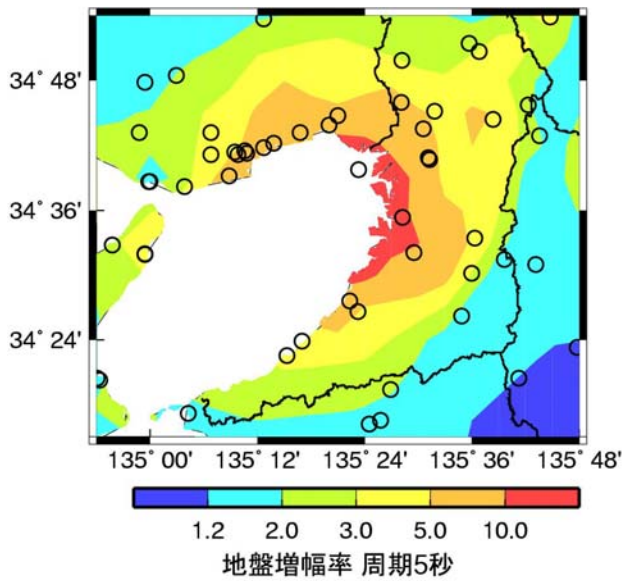
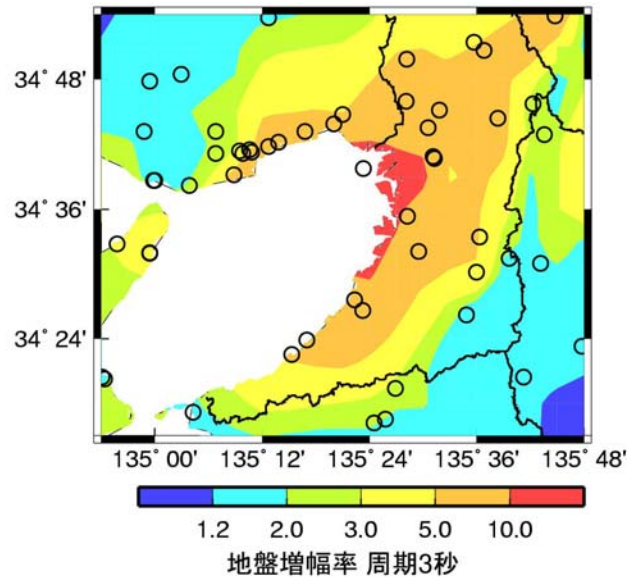
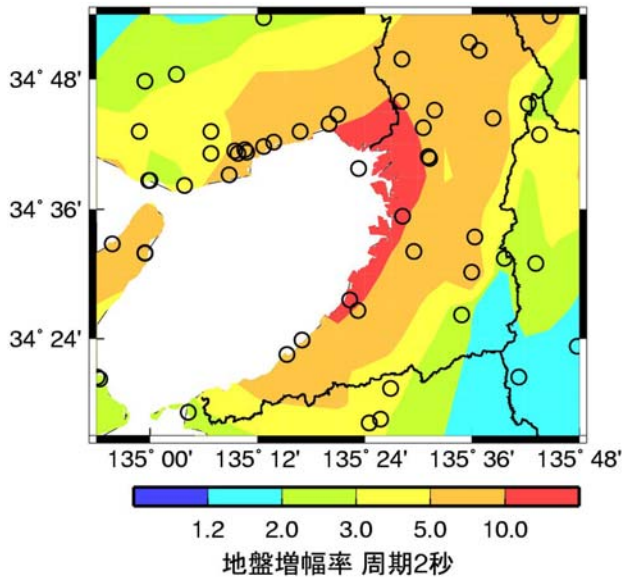
S_A $h=5\%$: 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路西+地殻内地震)

図 2.3-23 ケース 4 の応答スペクトルの濃尾平野における地盤増幅率



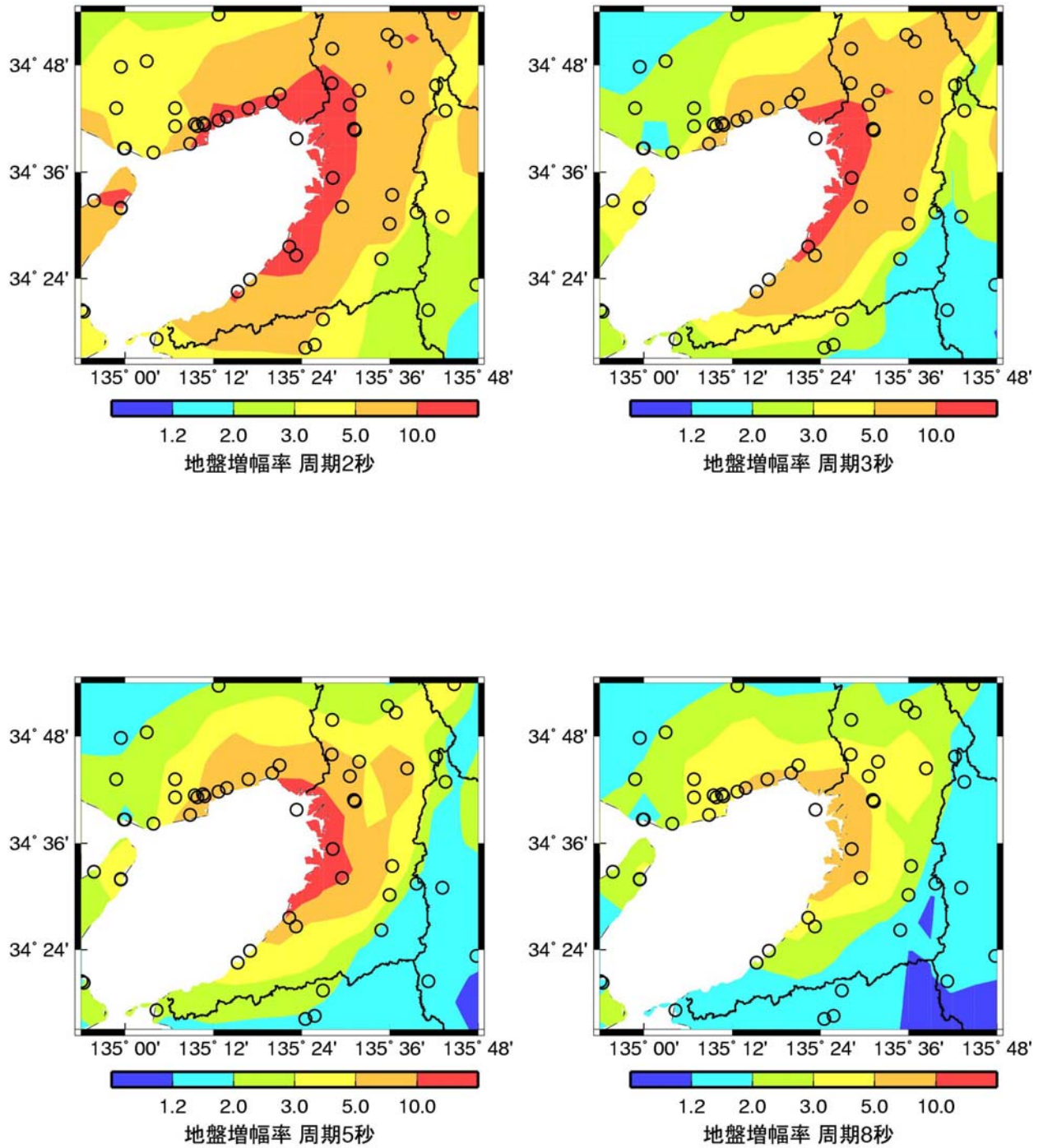
S_A h=5 %: 水平成分(Mw : 海溝型+地殻内全て,2010版)

図 2.3-24 ケース 0(旧経験式)の応答スペクトルの大阪平野における地盤増幅率



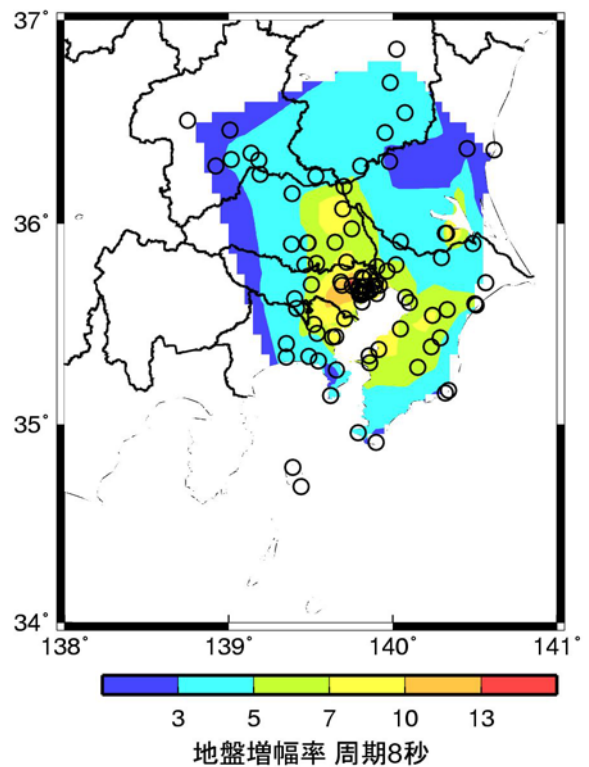
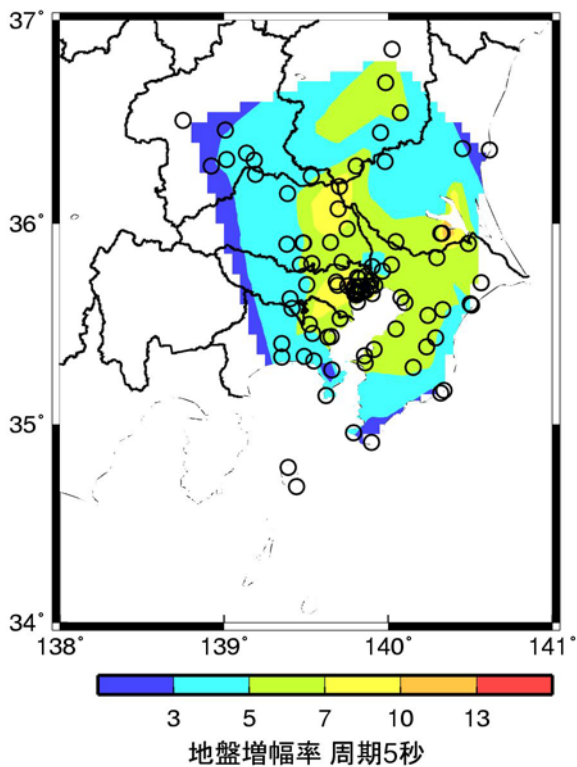
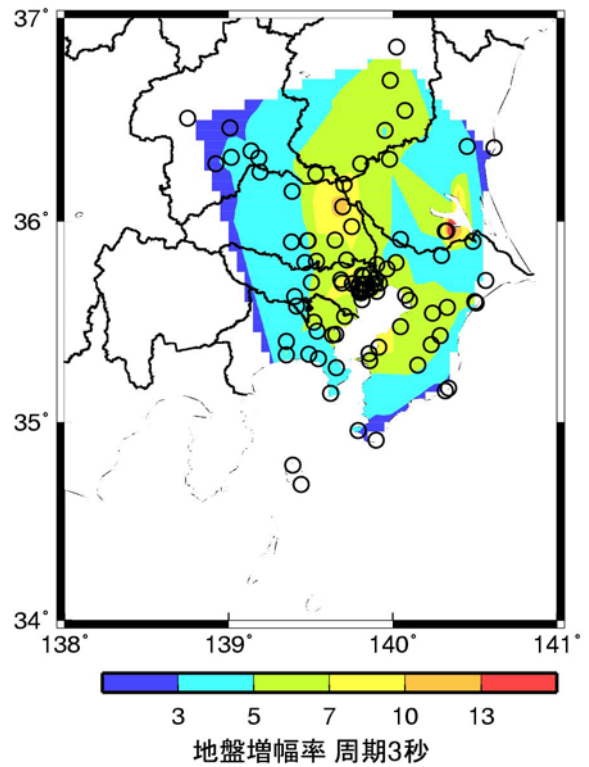
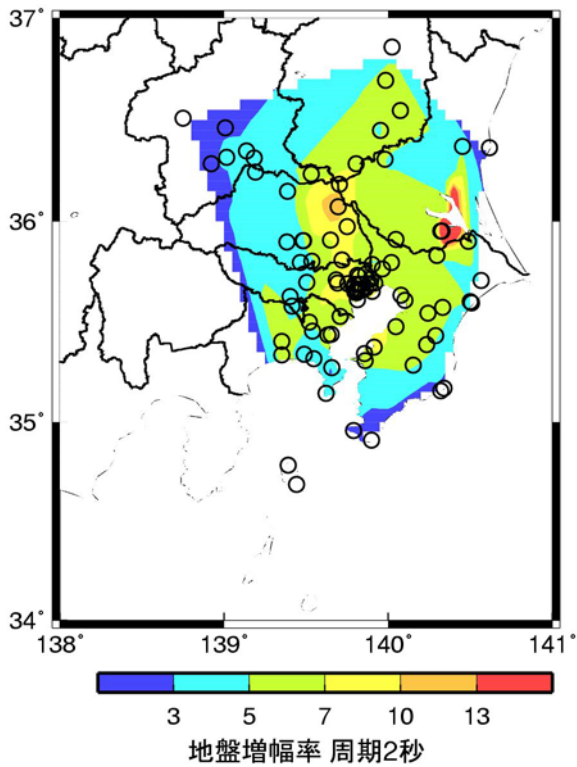
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2: 海溝型全て+地殻内地震)

図 2.3-25 ケース 2 の応答スペクトルの大阪平野における地盤増幅率



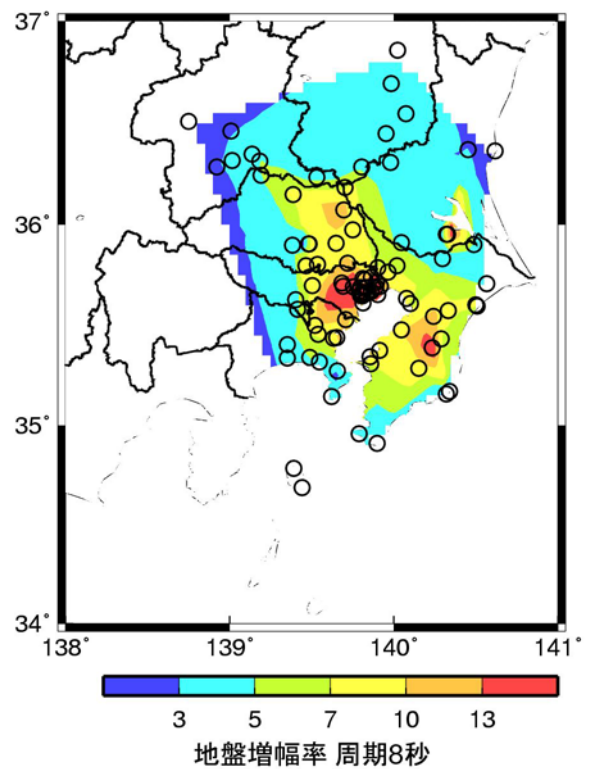
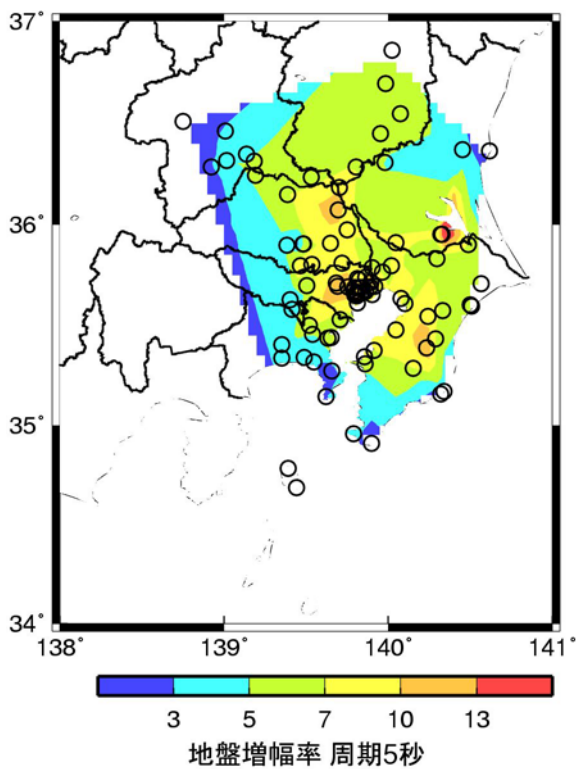
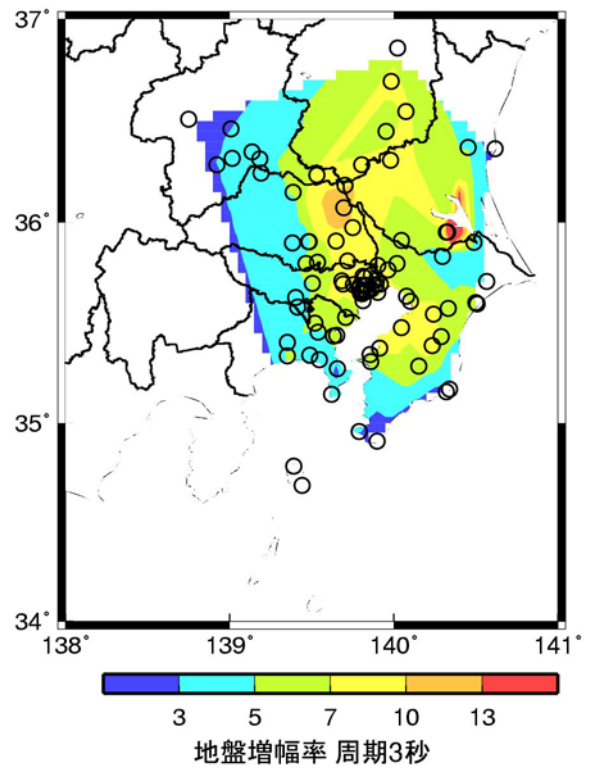
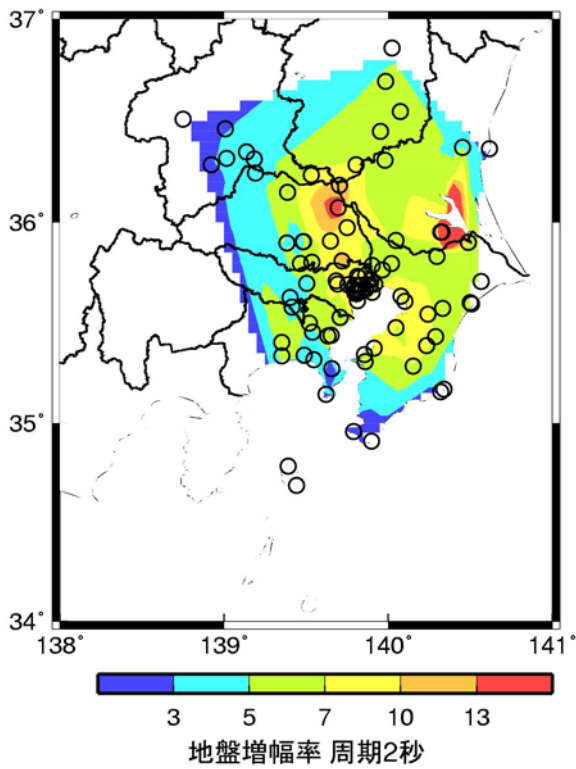
S_A h=5 %: 水平成分(Mw2:海溝型地震は伝播経路西十地殻内地震)

図 2.3-26 ケース 4 の応答スペクトルの大阪平野における地盤増幅率



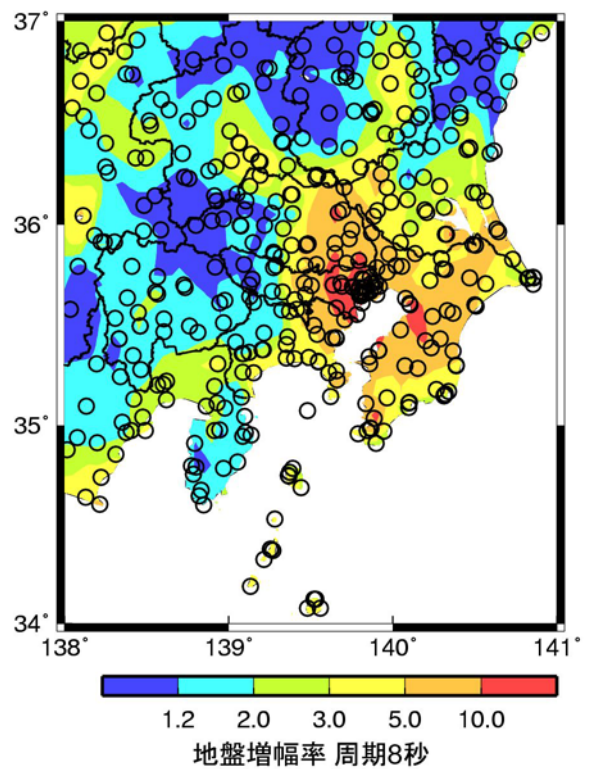
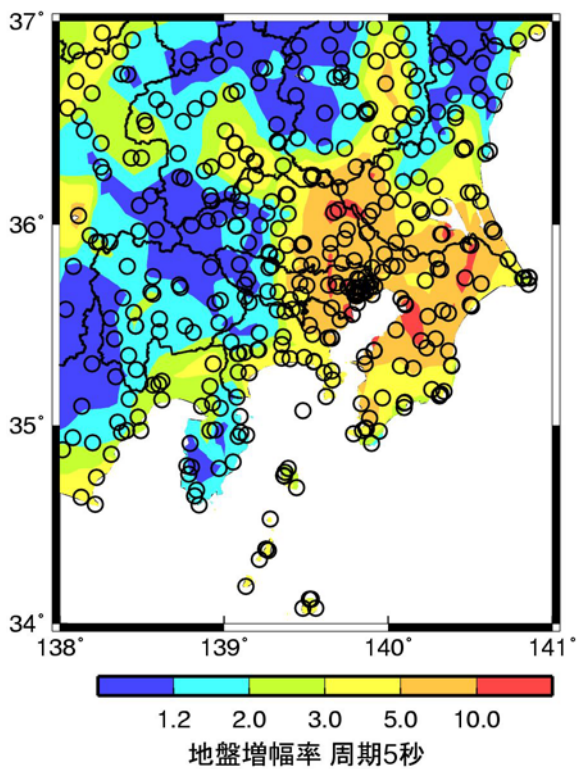
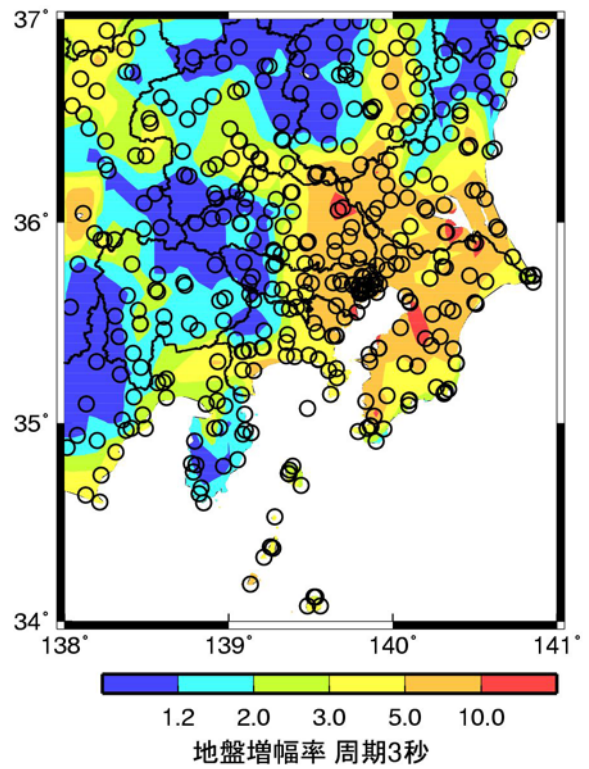
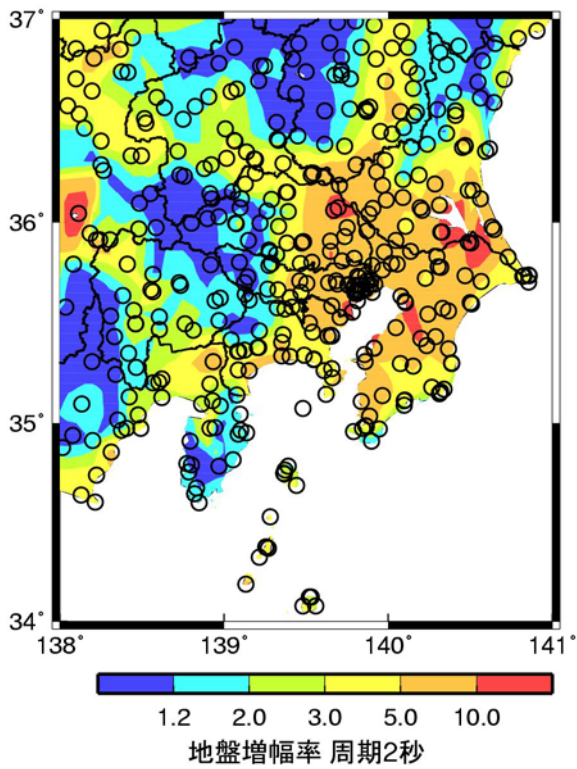
V_E : 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路東のみ+地殻内地震)

図 2.3-27 ケース 4 のエネルギースペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち東の地震のみに対する地盤増幅率



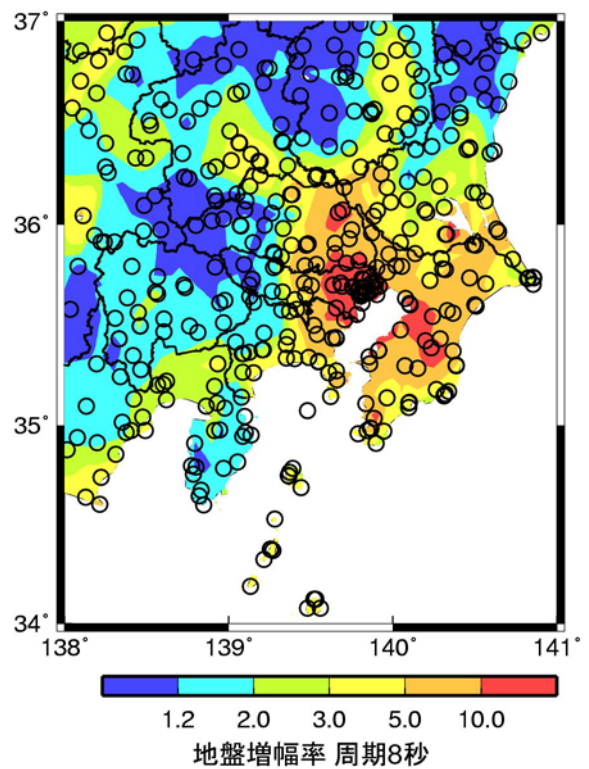
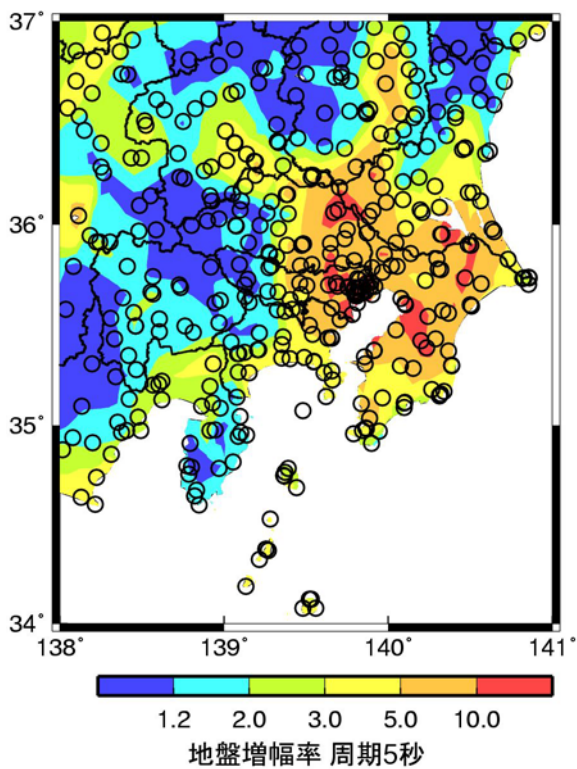
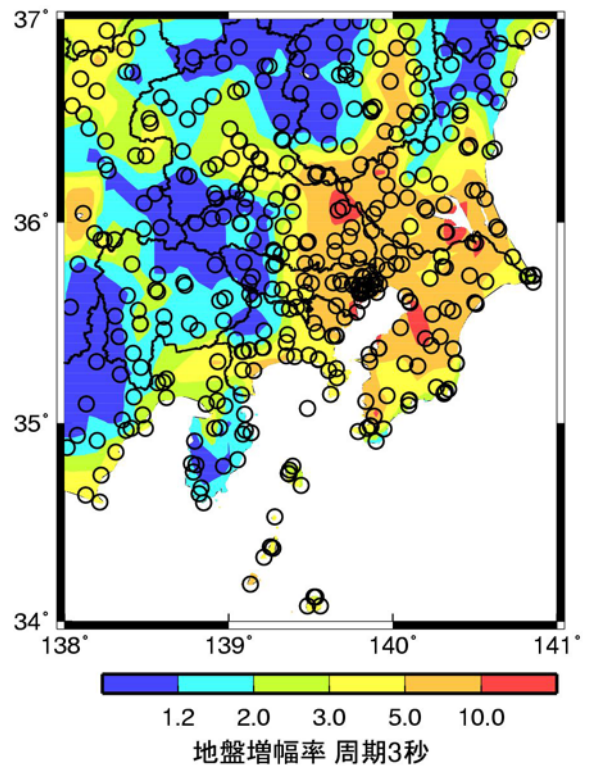
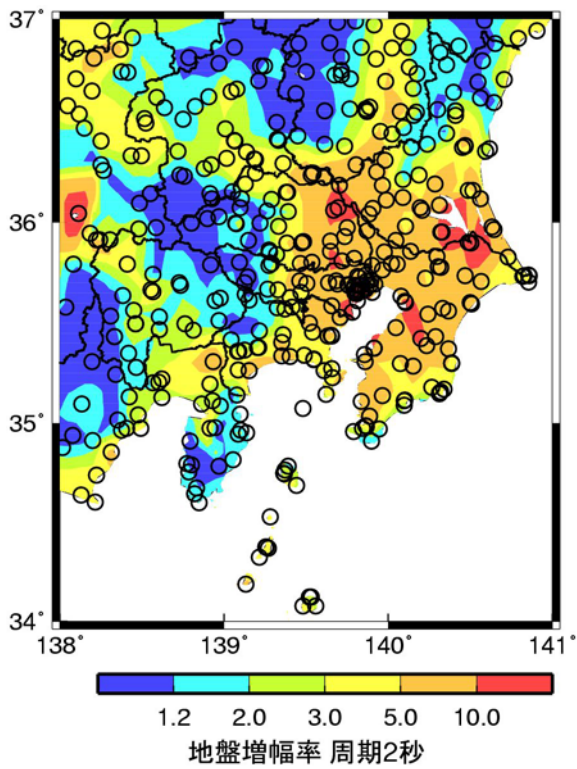
V_E : 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路西のみ+地殻内地震)

図2.3-28 ケース4のエネルギースペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち西の地震のみに対する地盤増幅率



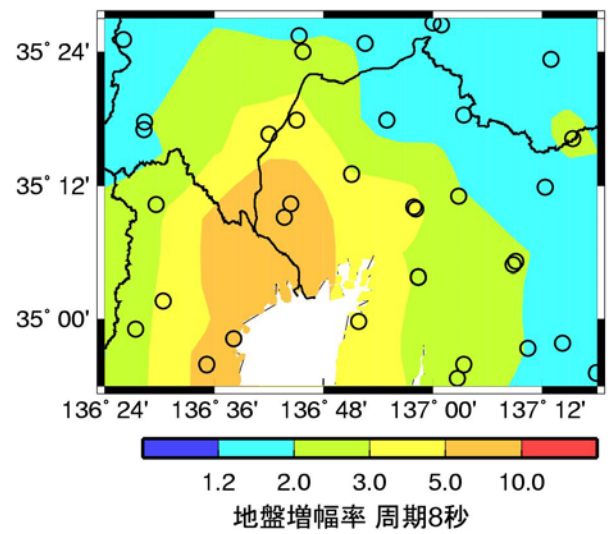
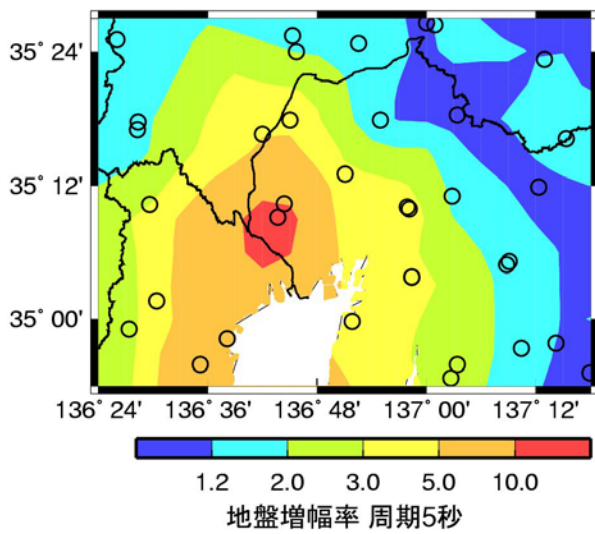
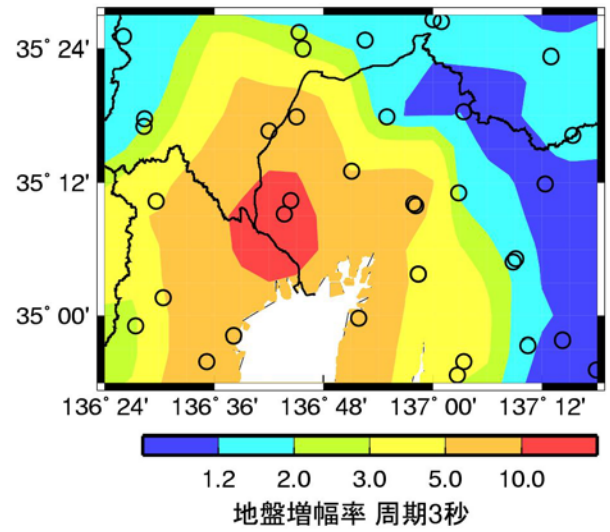
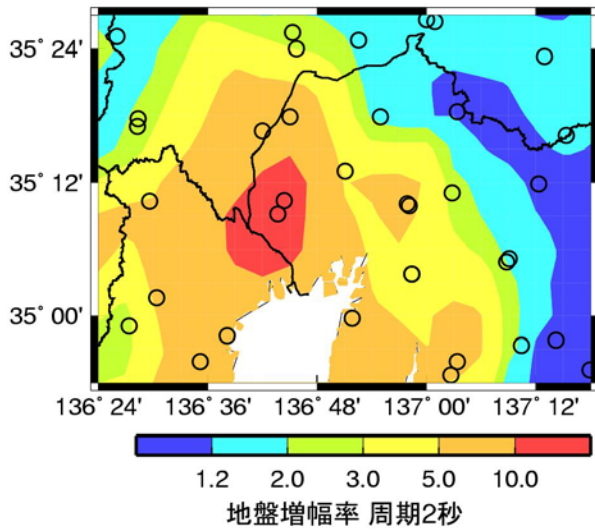
V_E : 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路東+地殻内地震)

図2.3-29 ケース4のエネルギースペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち東の地震に対する地盤増幅率



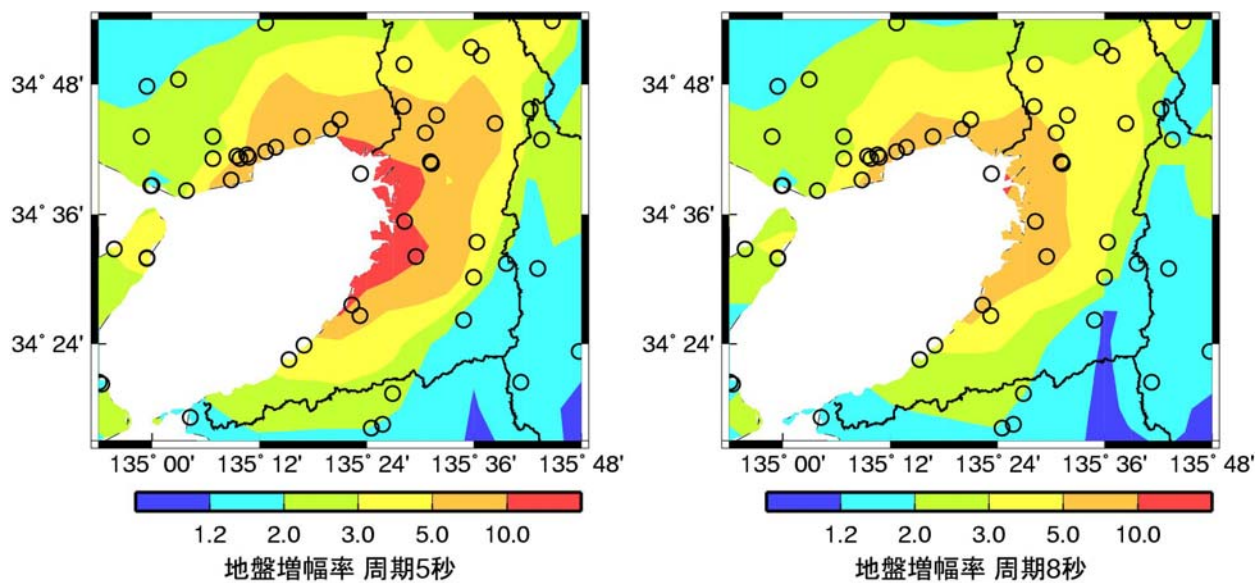
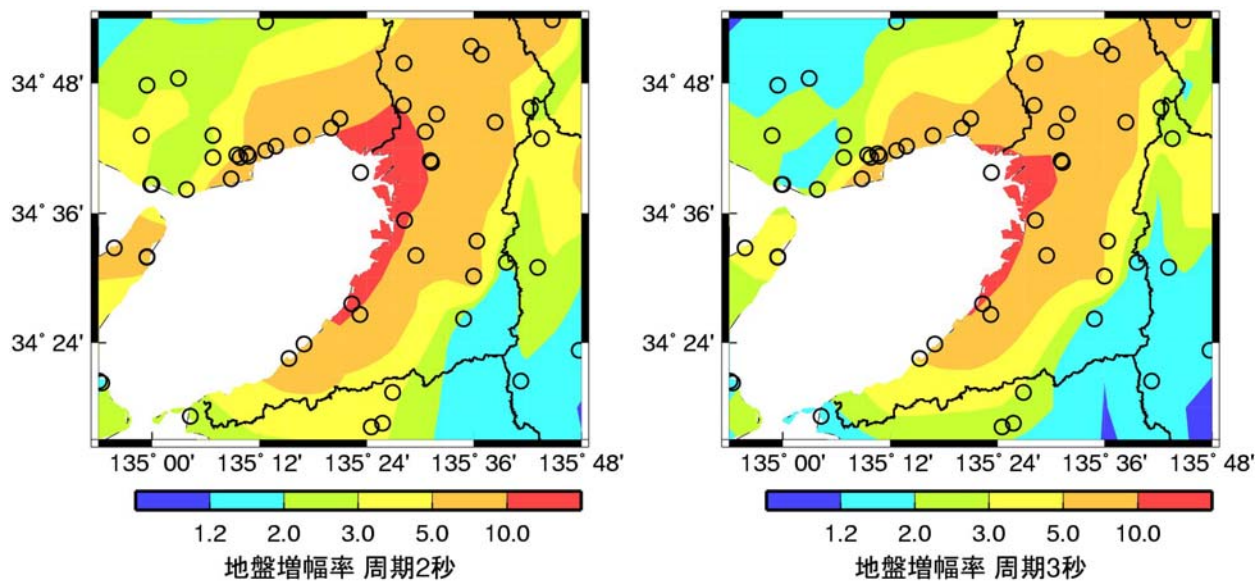
V_E : 水平成分(Mw2: 海溝型地震全ては伝播経路西+地殻内地震)

図2.3-30 ケース4のエネルギースペクトルの関東平野における地盤増幅率のうち西の地震に対する地盤増幅率



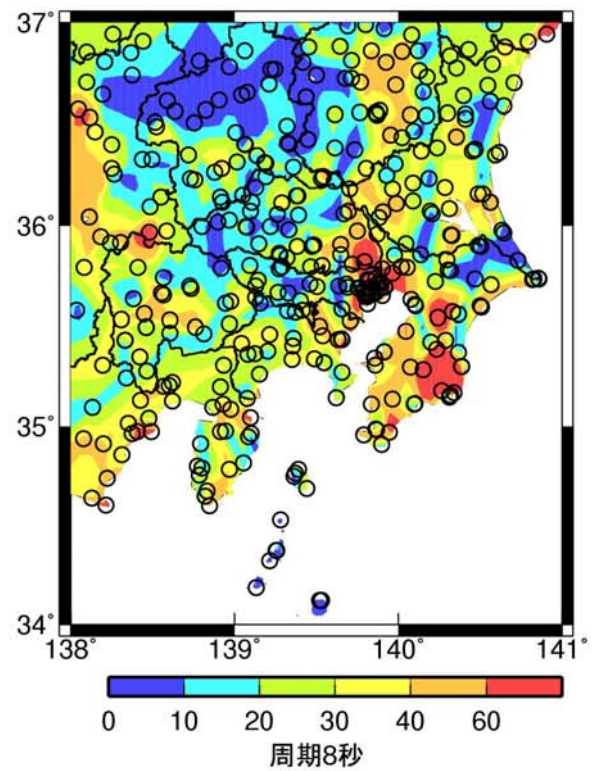
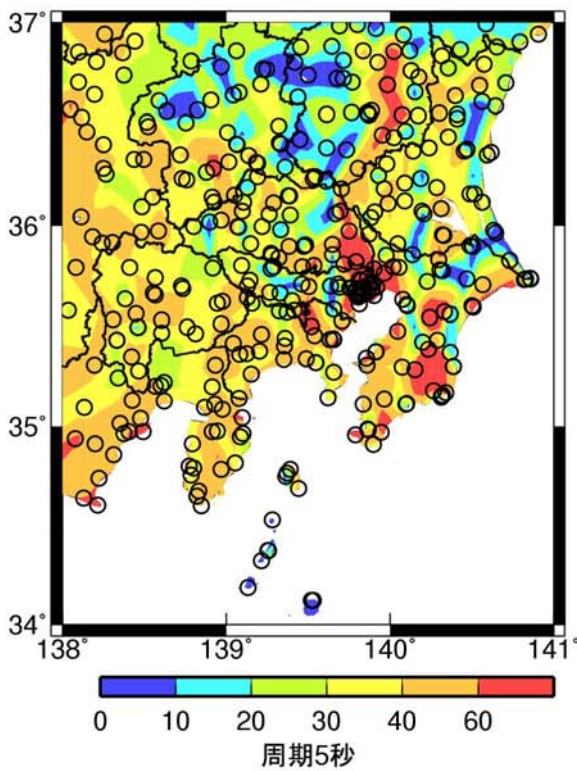
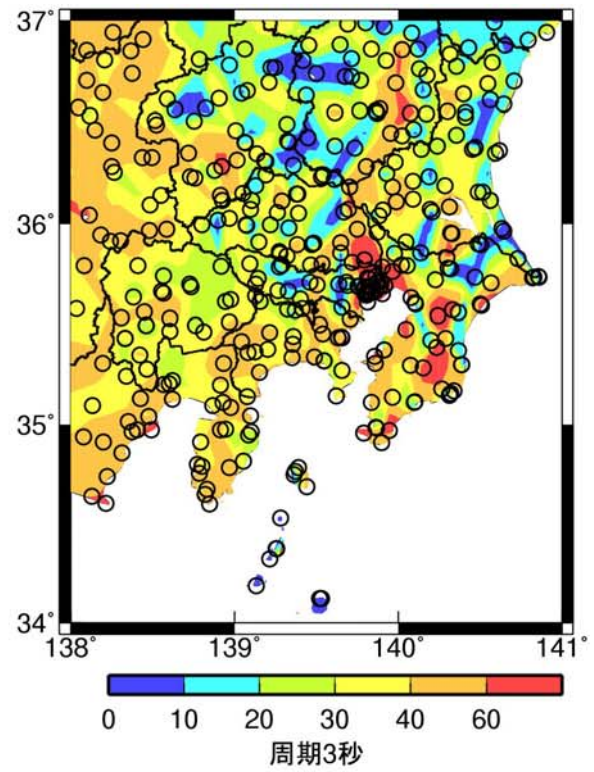
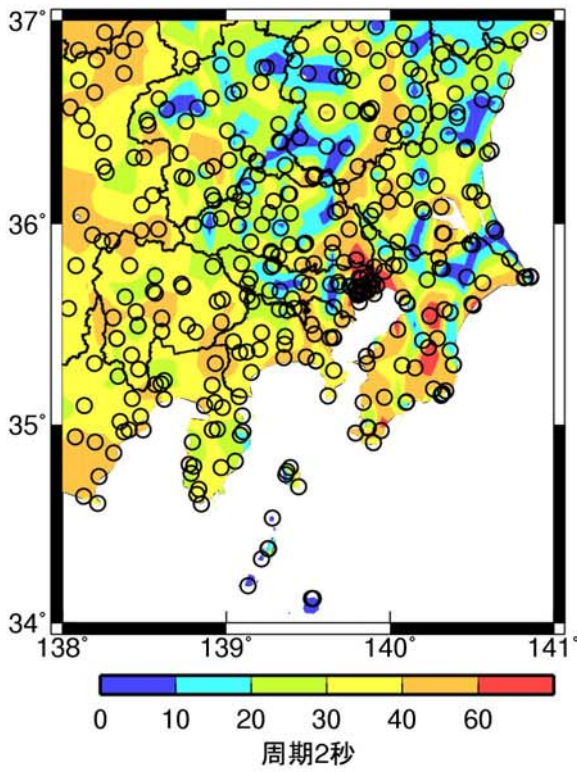
V_E : 水平成分(Mw2: 海溝型地震は伝播経路西十地殻内地震)

図 2.3-31 ケース 4 のエネルギースペクトル濃尾平野における地盤増幅率



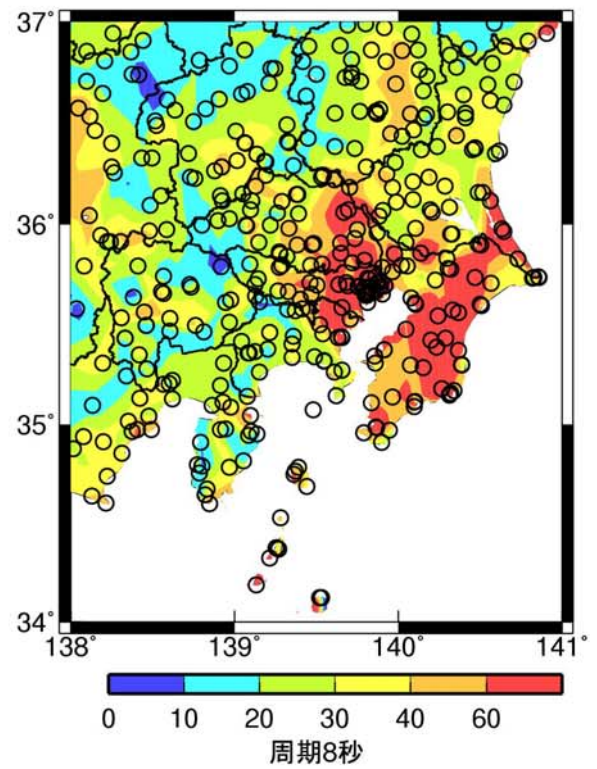
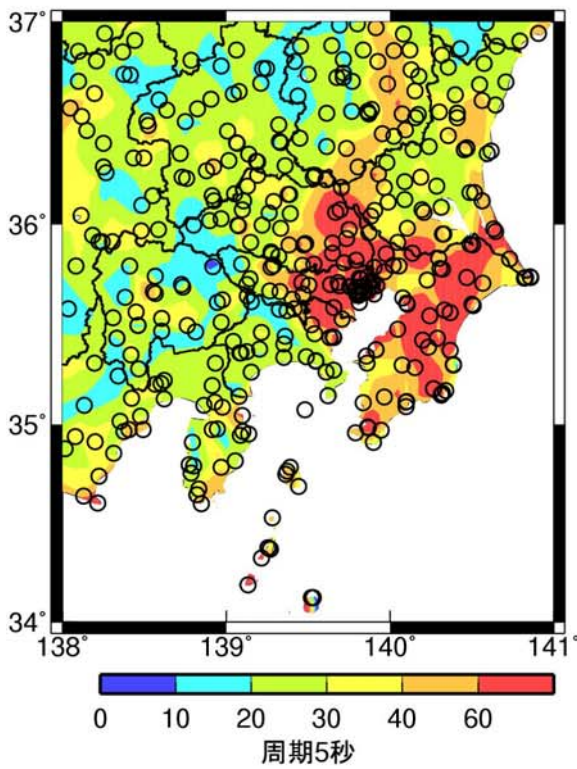
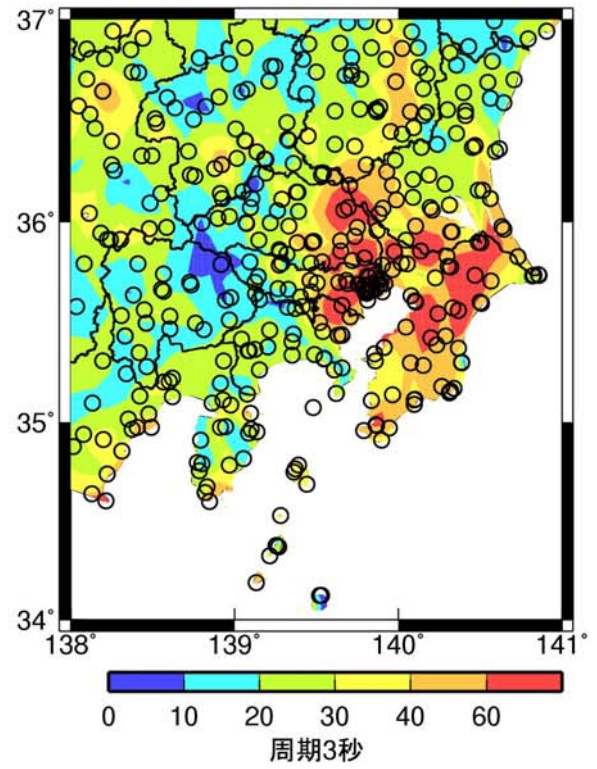
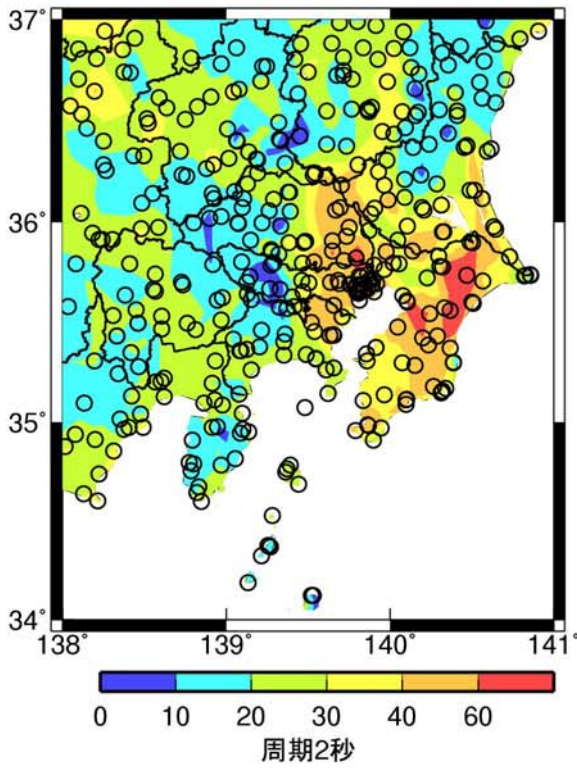
V_E : 水平成分(Mw2:海溝型地震は伝播経路西+地殻内地震)

図 2.3-32 ケース 4 のエネルギースペクトル大阪平野における地盤増幅



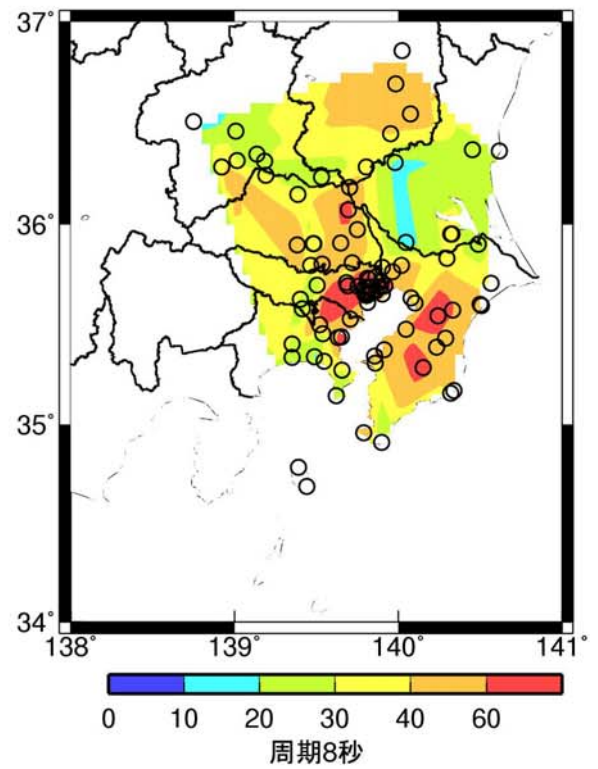
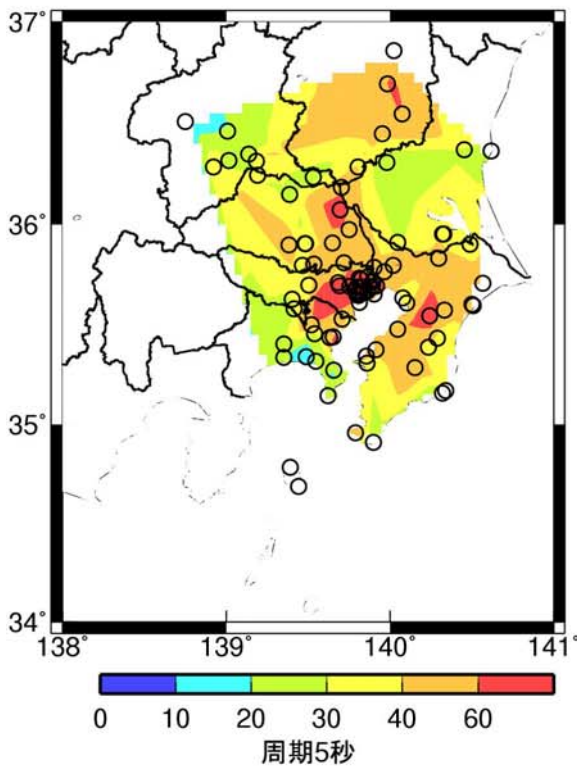
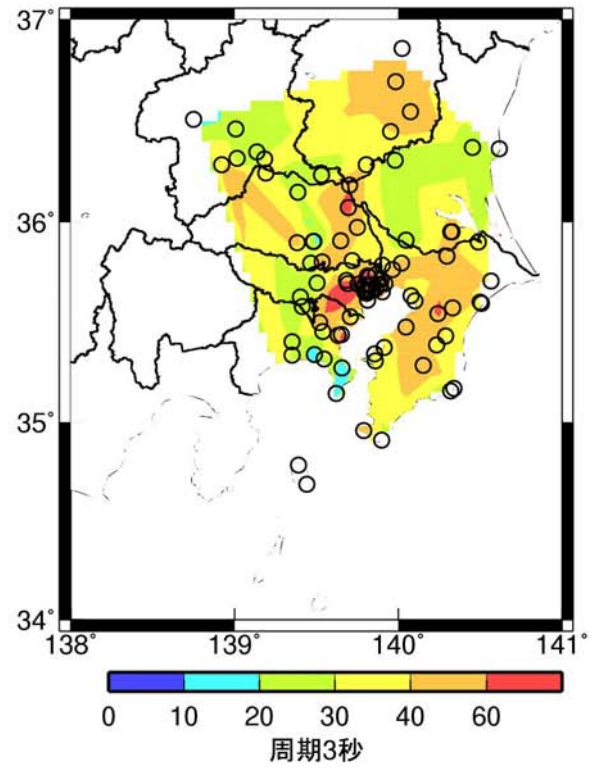
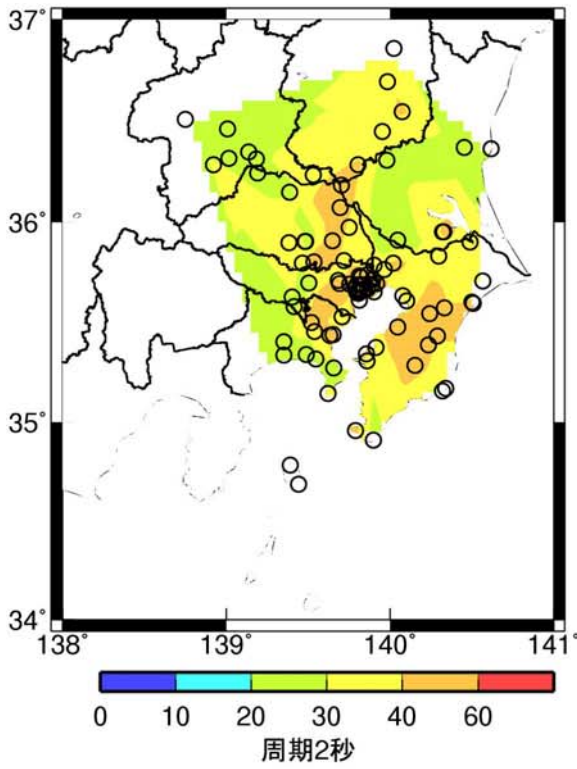
群遅延時間の平均値:2010版

図 2.3-33 旧経験式の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数



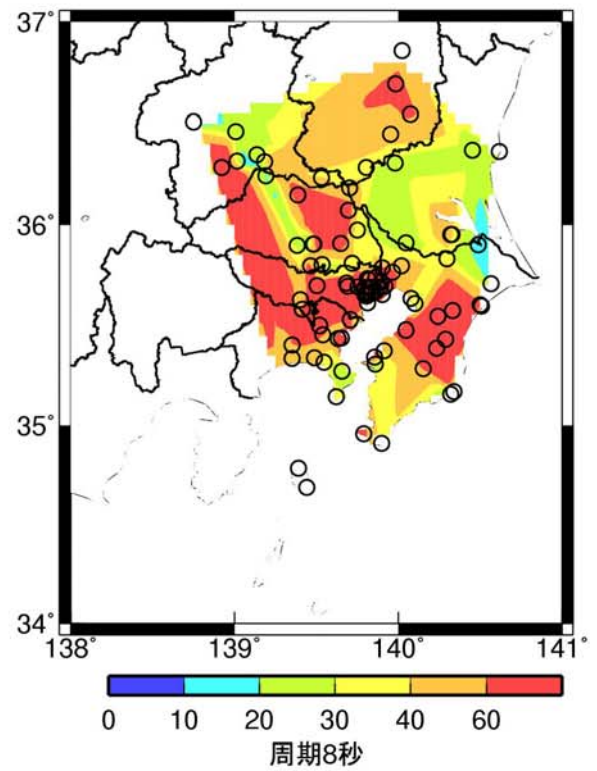
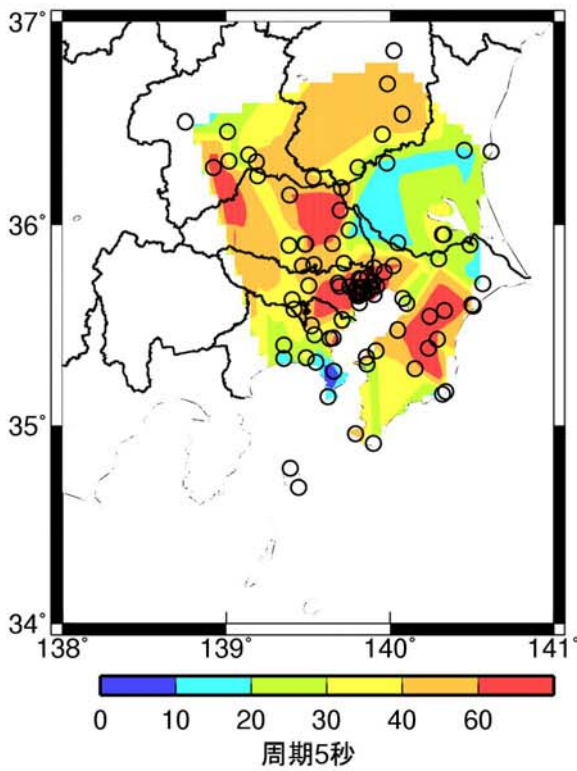
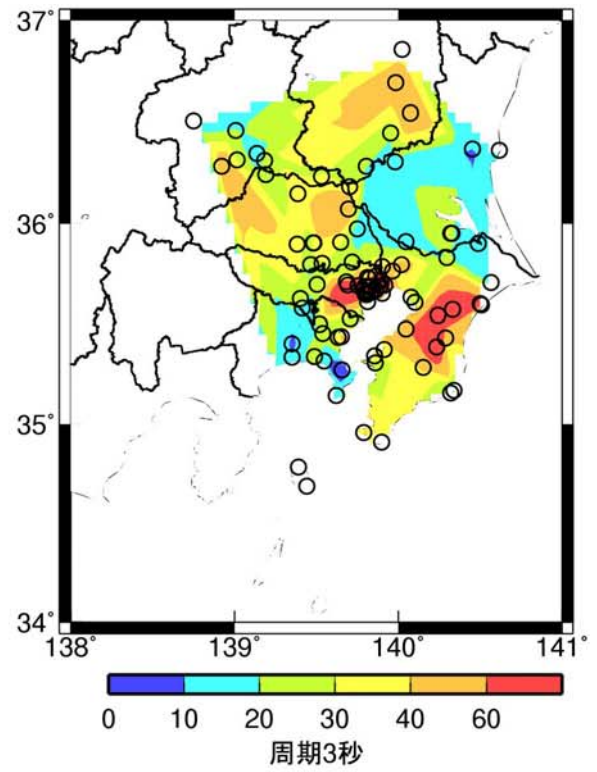
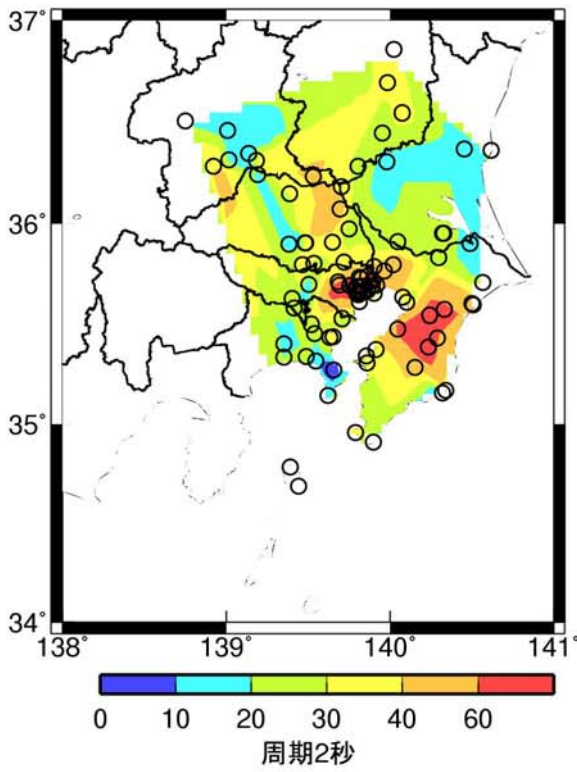
群遅延時間の平均値: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-34 ケース a の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数



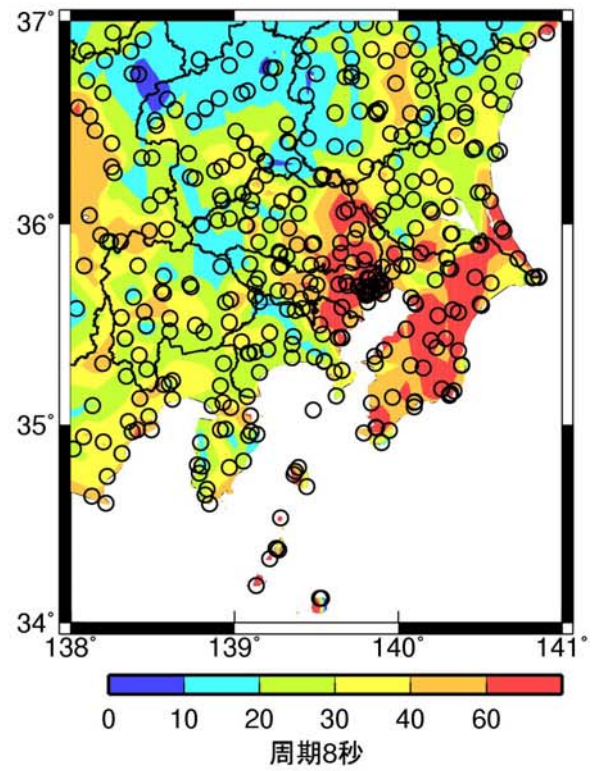
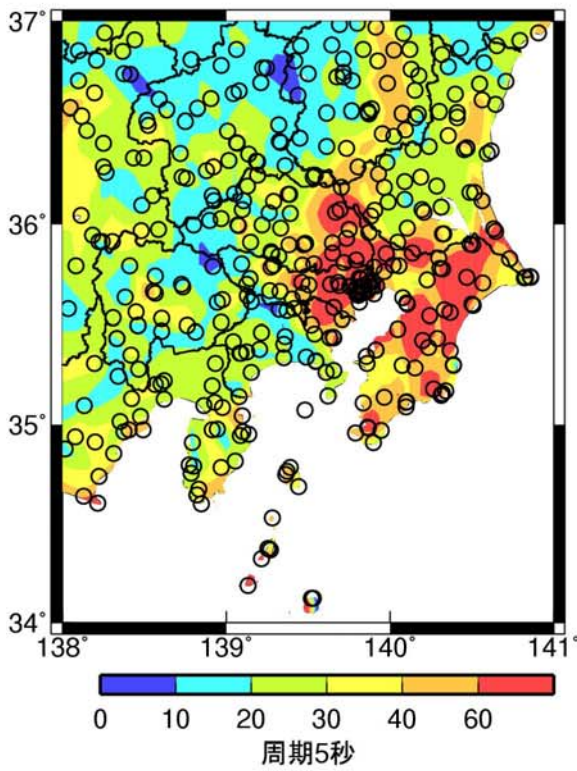
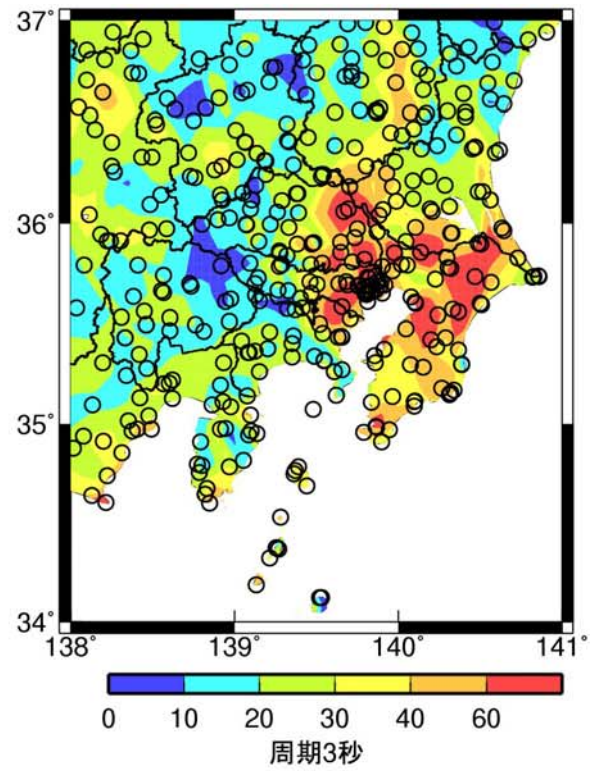
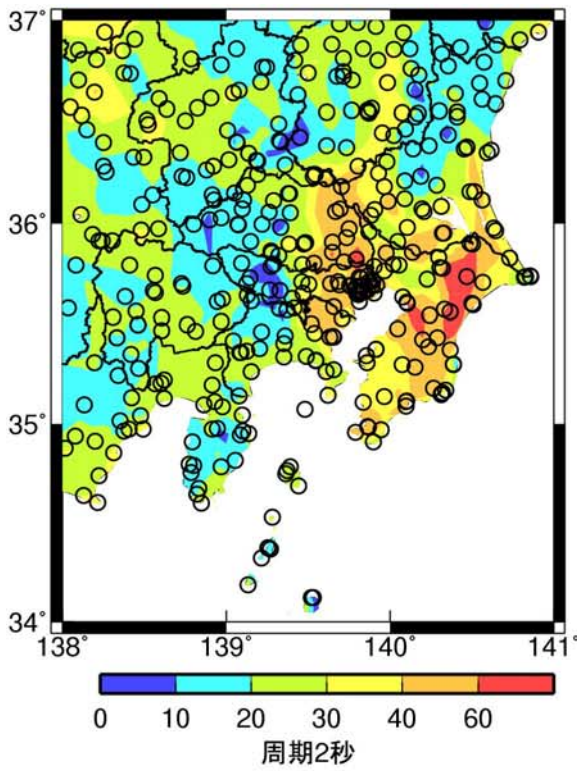
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路東のみ)

図 2. 3-35 ケース b の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数のうち東の地震のみに対するサイト係数



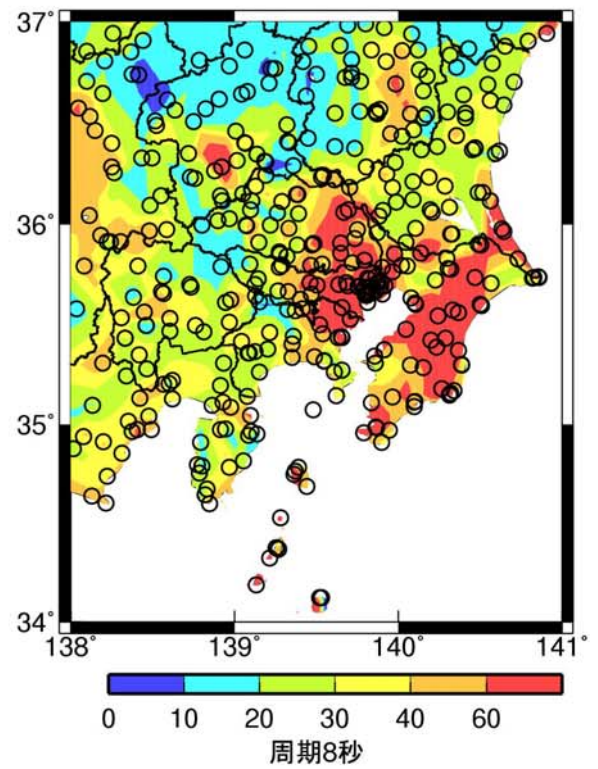
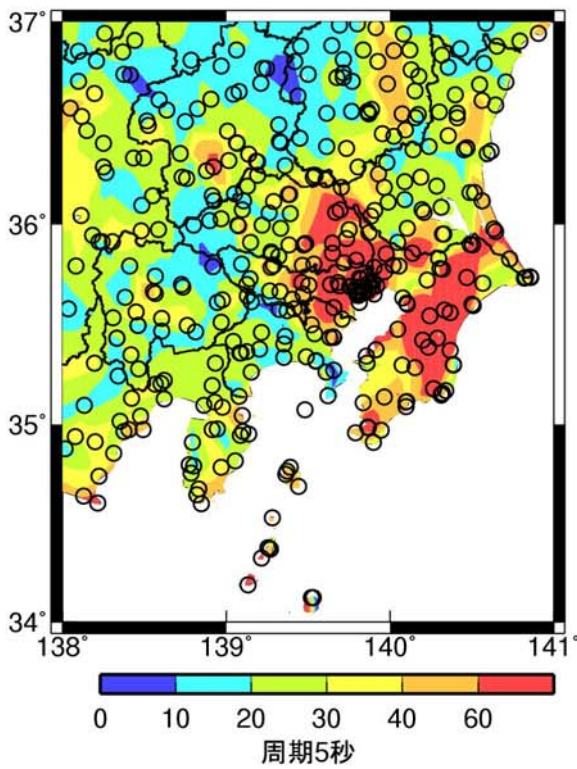
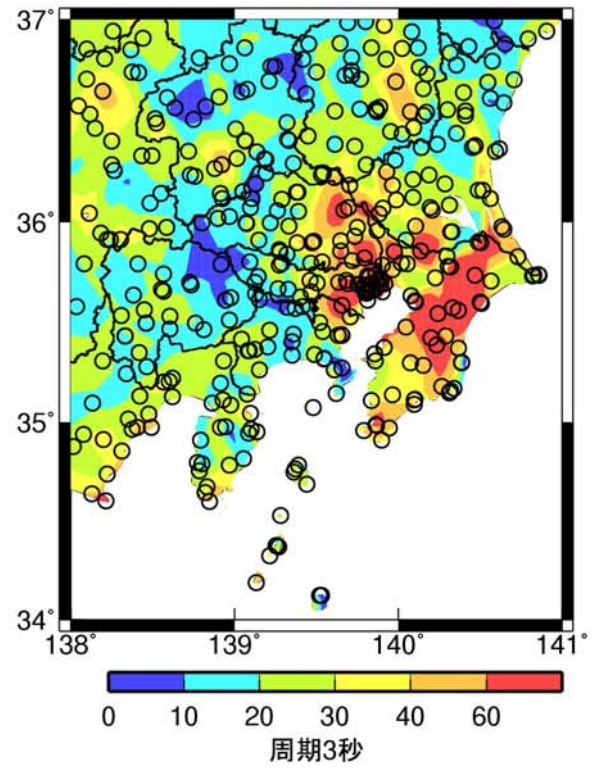
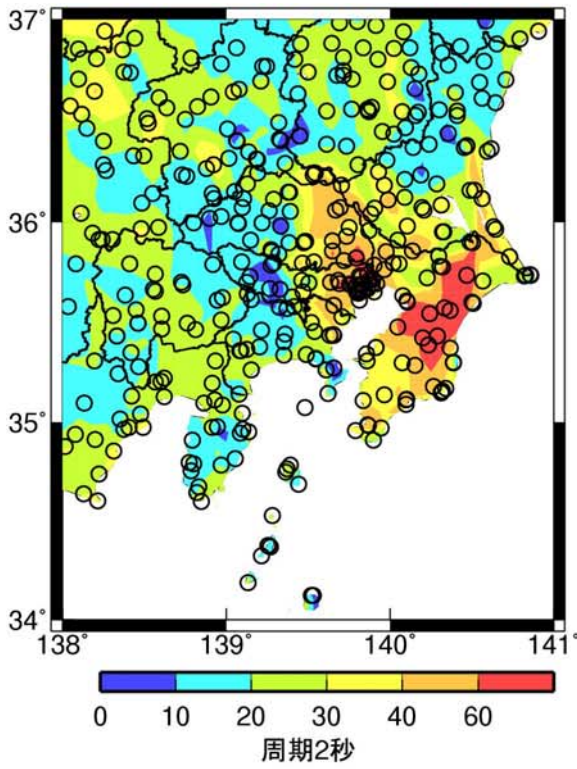
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路西のみ)

図 2. 3-36 ケース b の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数のうち西の地震のみに対するサイト係数



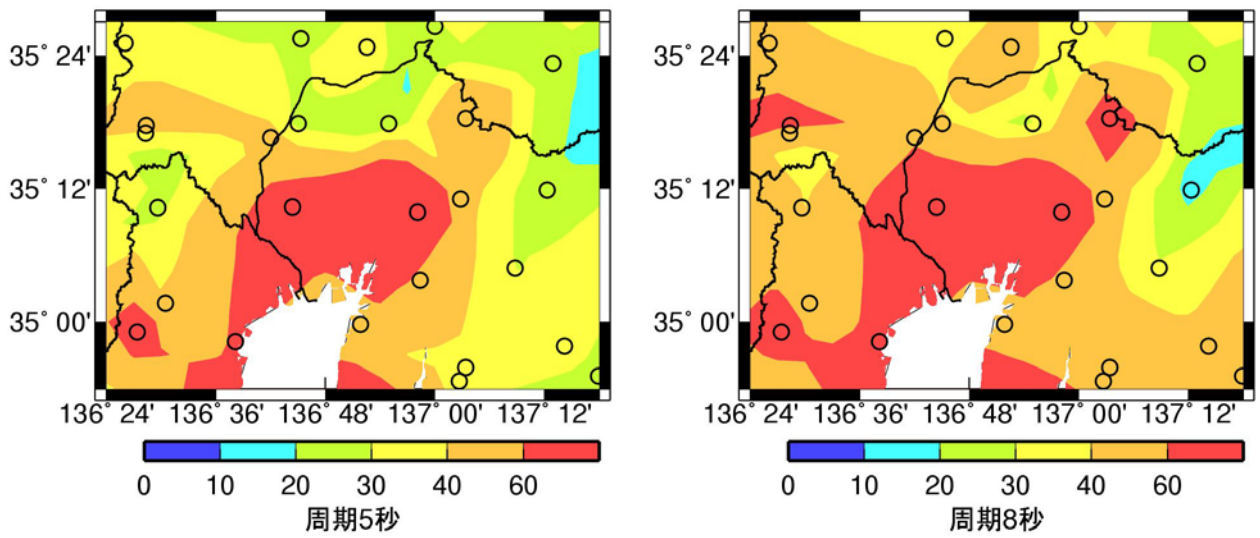
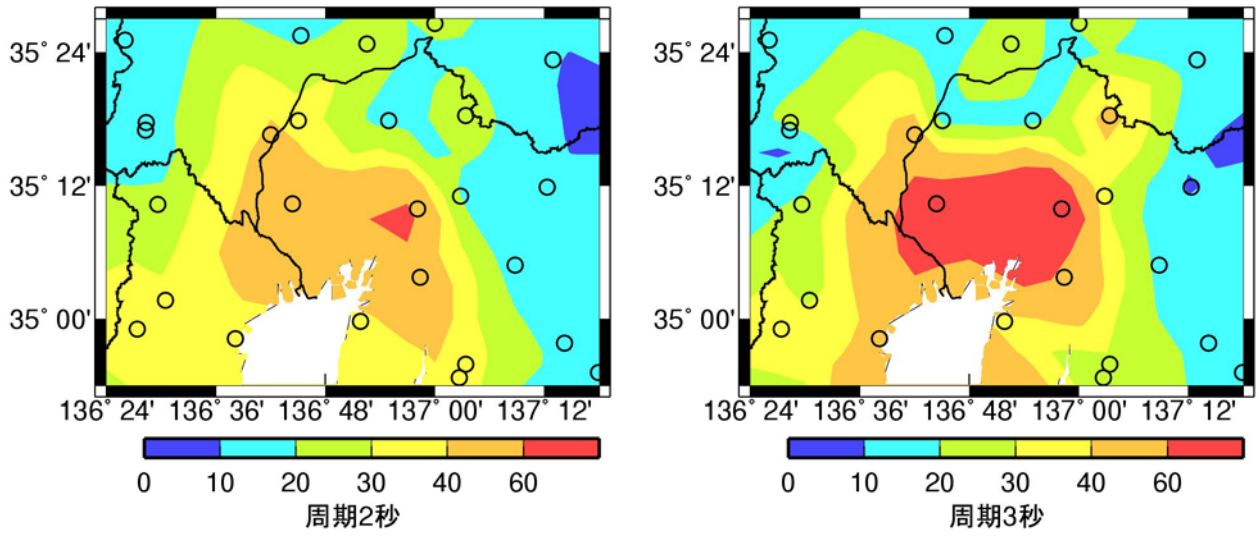
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路東)

図 2. 3-37 ケース b の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数のうち東の地震に対する
サイト係数



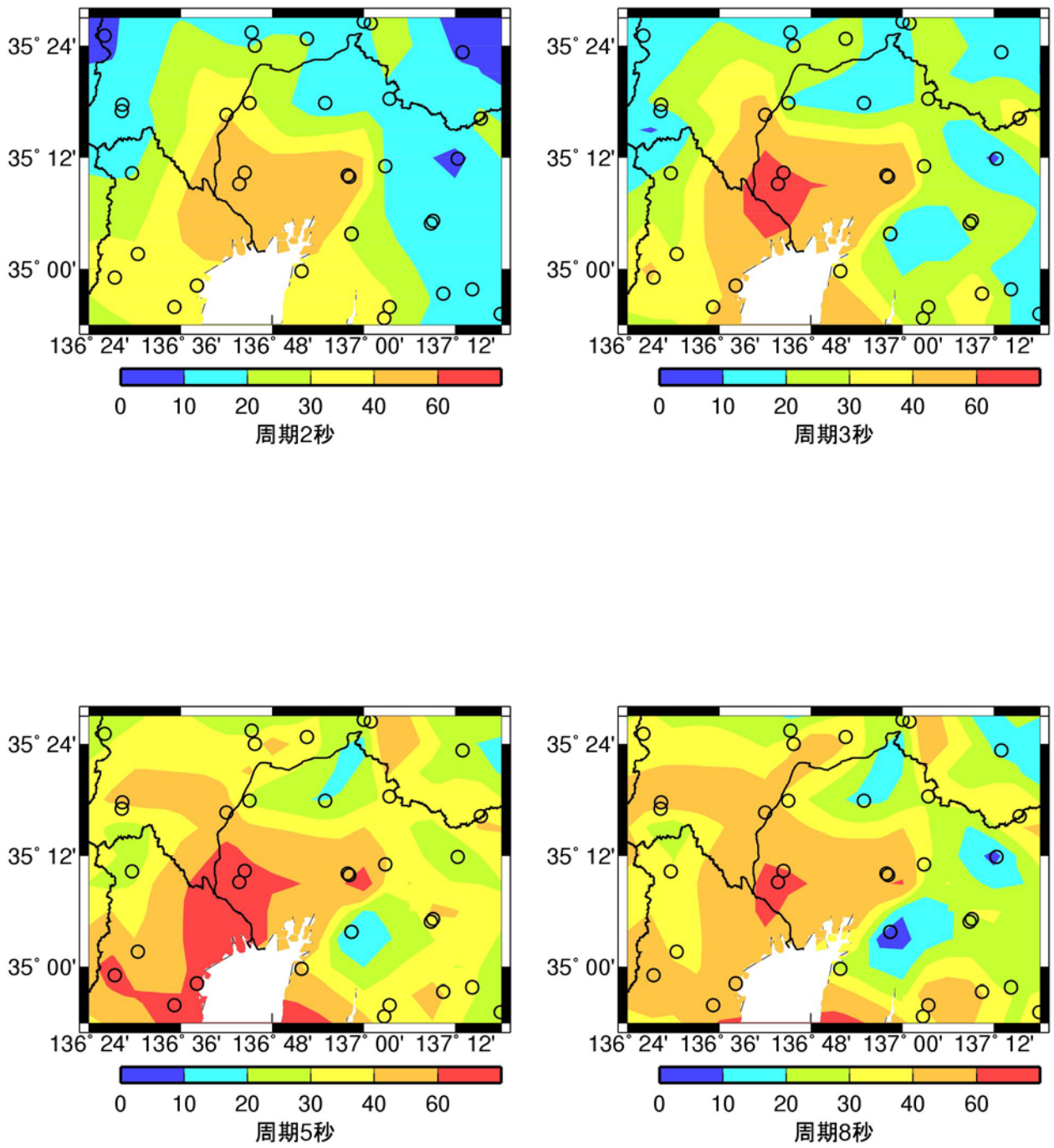
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路西)

図 2. 3-38 ケース b の群遅延時間の平均値の関東平野におけるサイト係数のうち西の地震に対するサイト係数



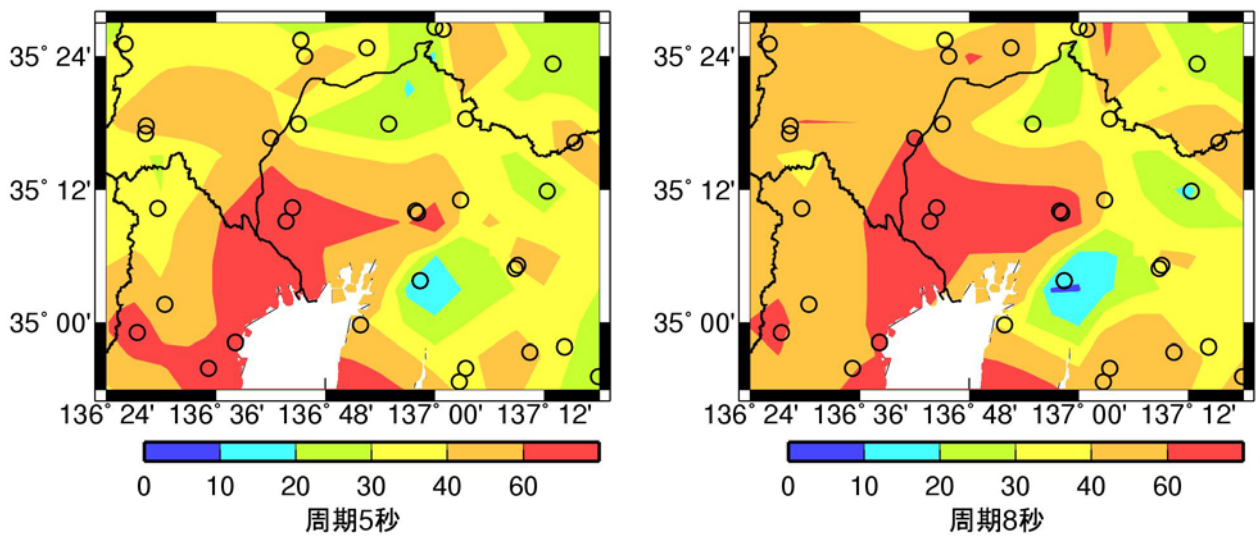
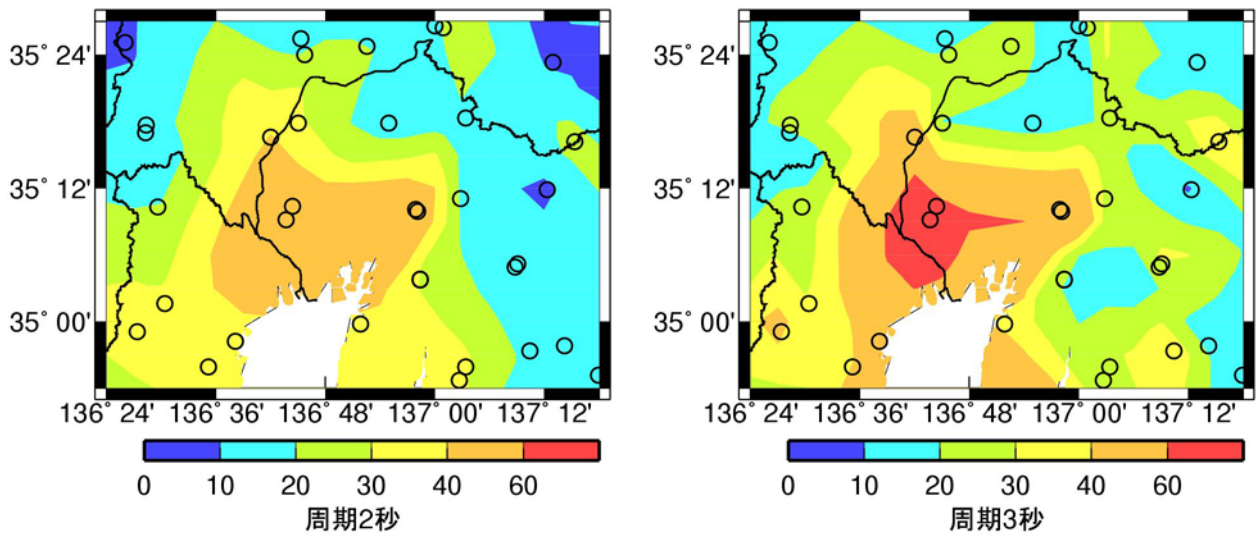
群遅延時間の平均値:2010版

図 2.3-39 旧経験式の群遅延時間の平均値の濃尾平野におけるサイト係数



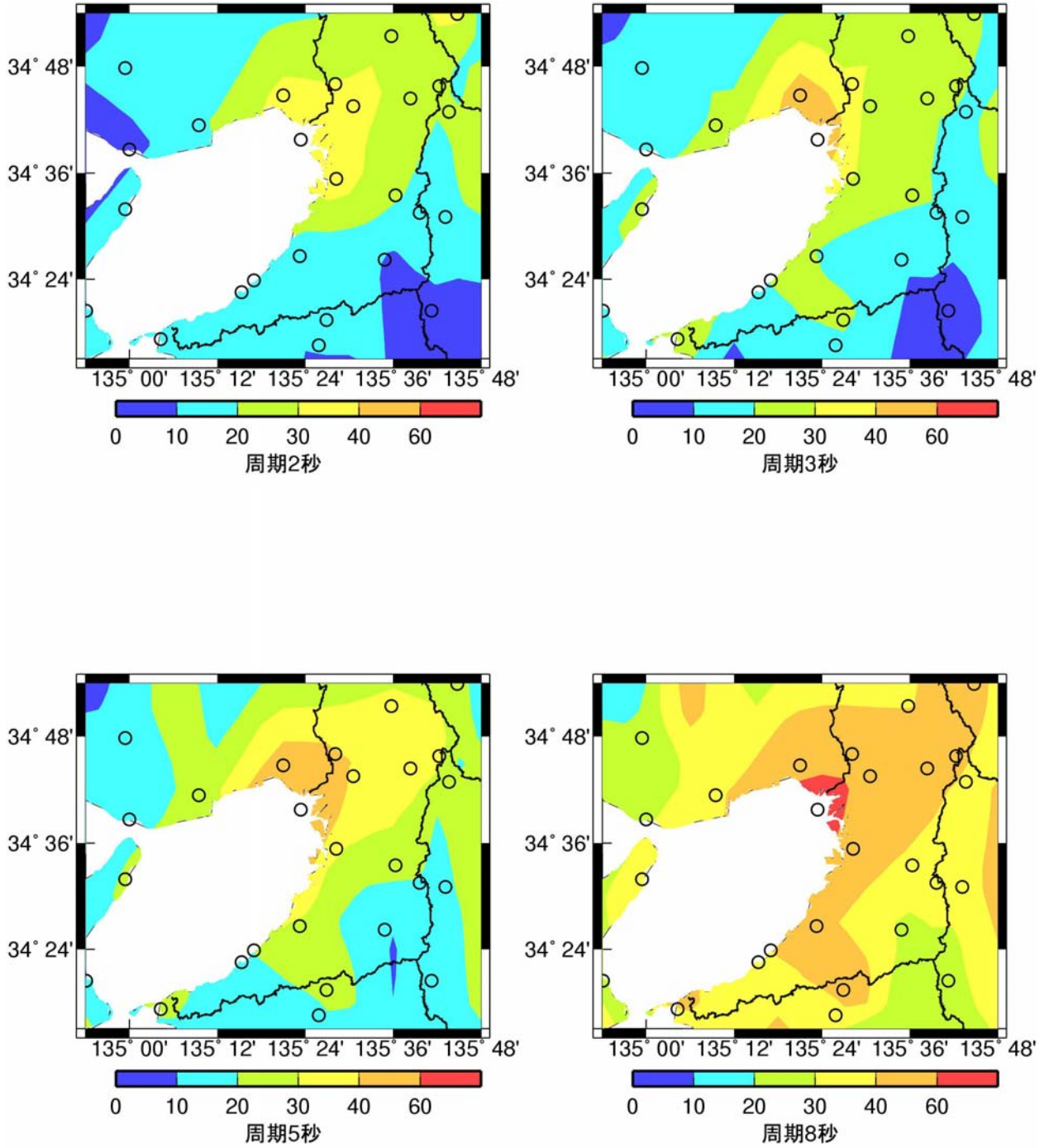
群遅延時間の平均値: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-40 ケース a の群遅延時間の平均値の濃尾平野におけるサイト係数



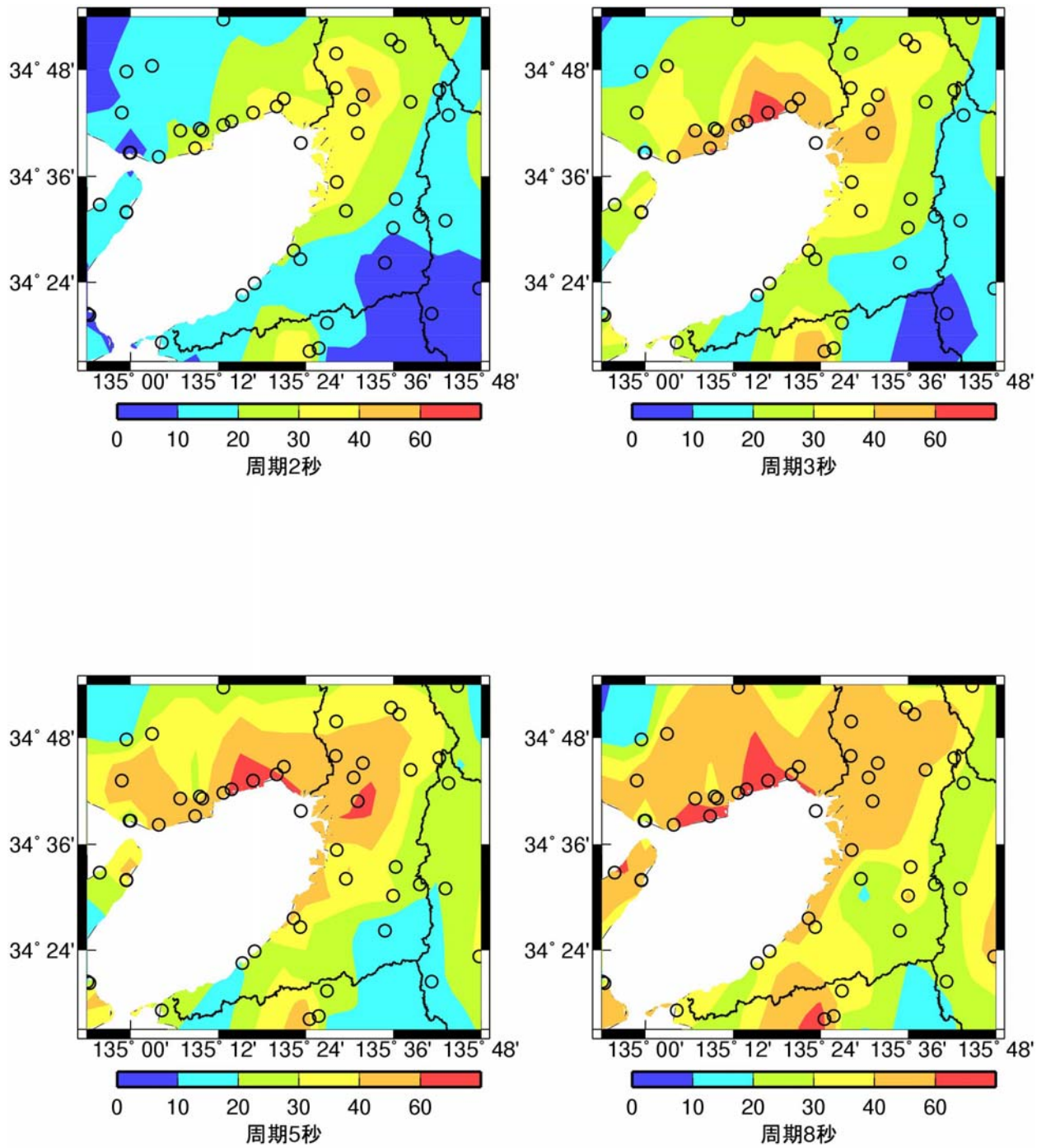
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路西)

図 2.3-41 ケース b の群遅延時間の平均値の濃尾平野におけるサイト係数



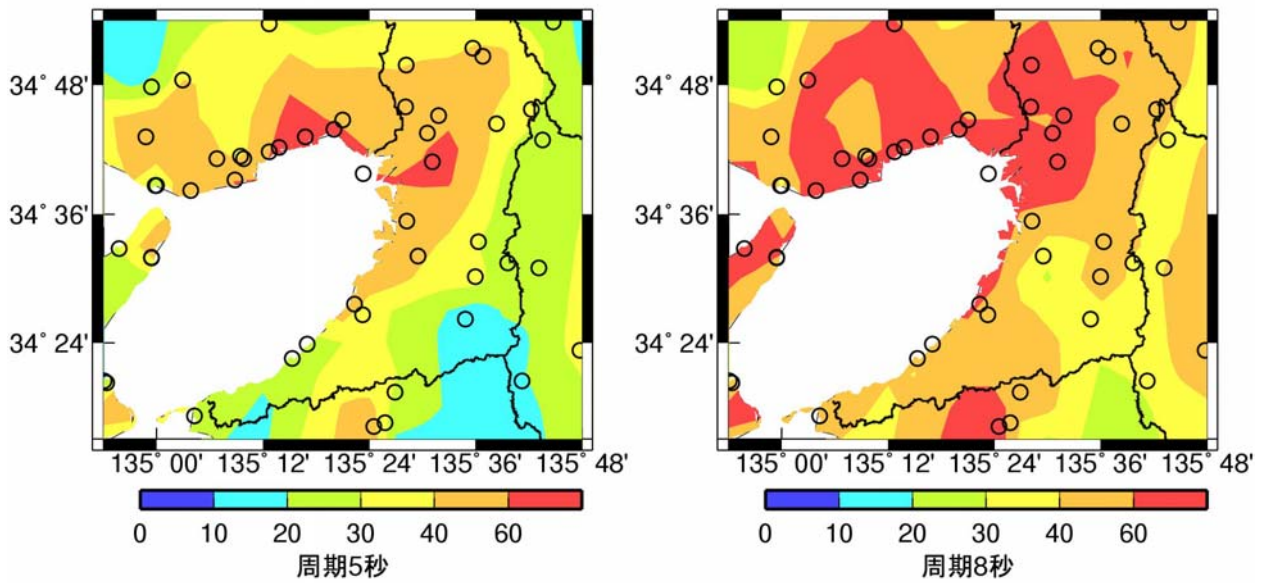
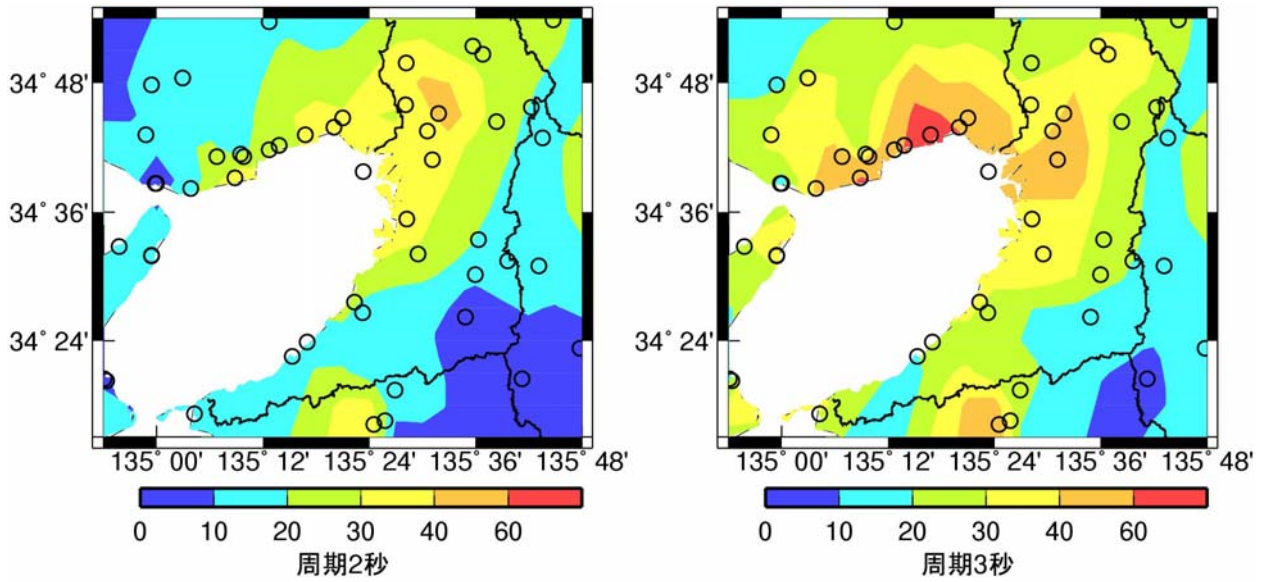
群遅延時間の平均値:2010版

図 2.3-42 旧経験式の群遅延時間の平均値の大阪平野におけるサイト係数



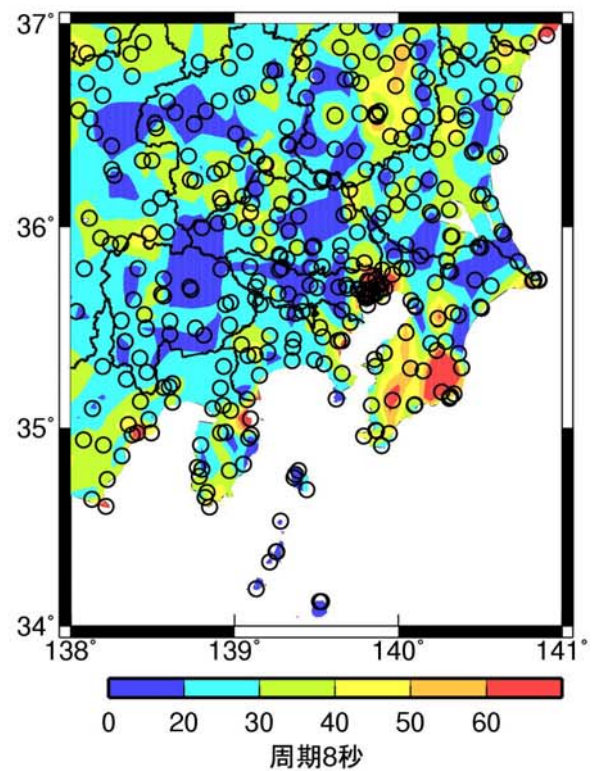
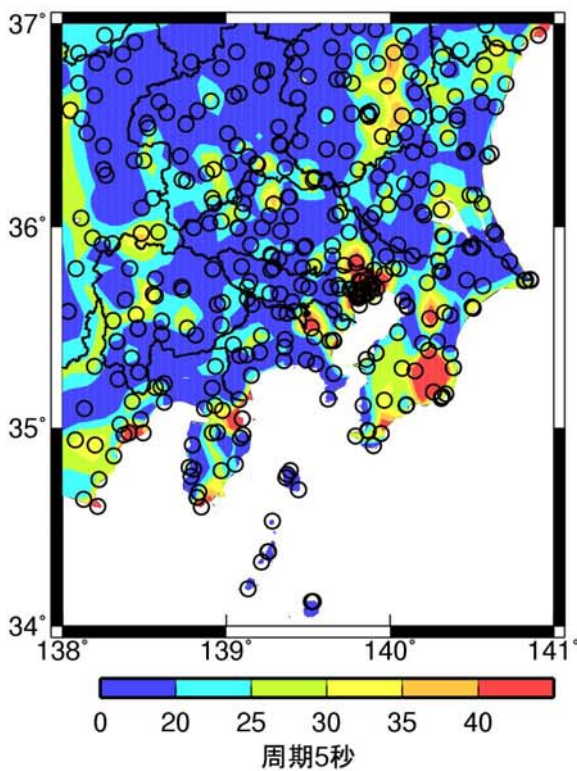
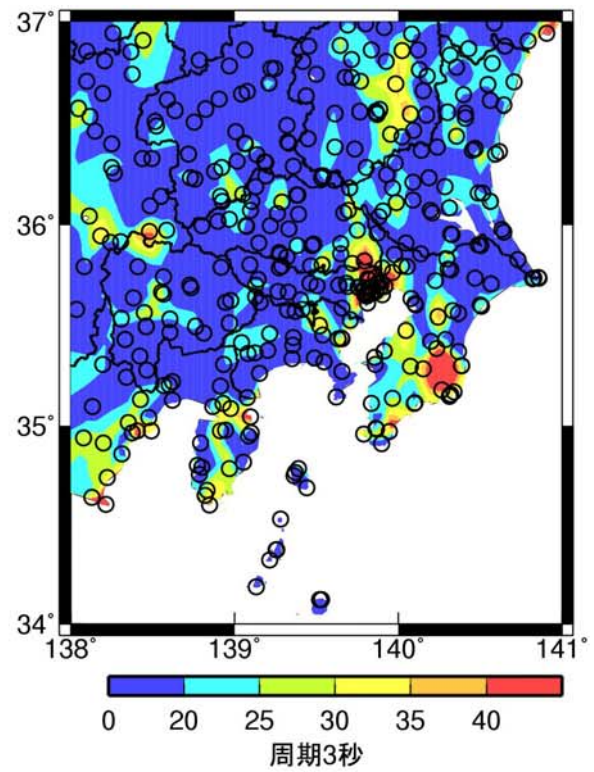
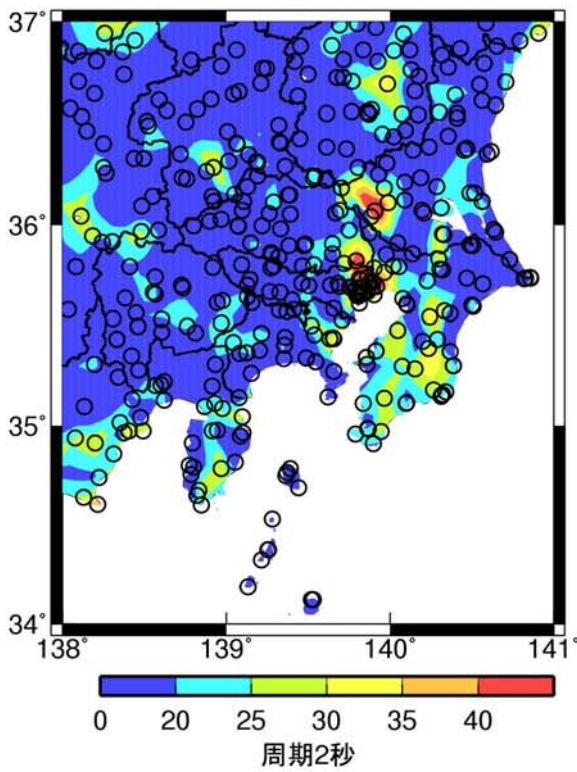
群遅延時間の平均値: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-43 ケース a の群遅延時間の平均値の大阪平野におけるサイト係数



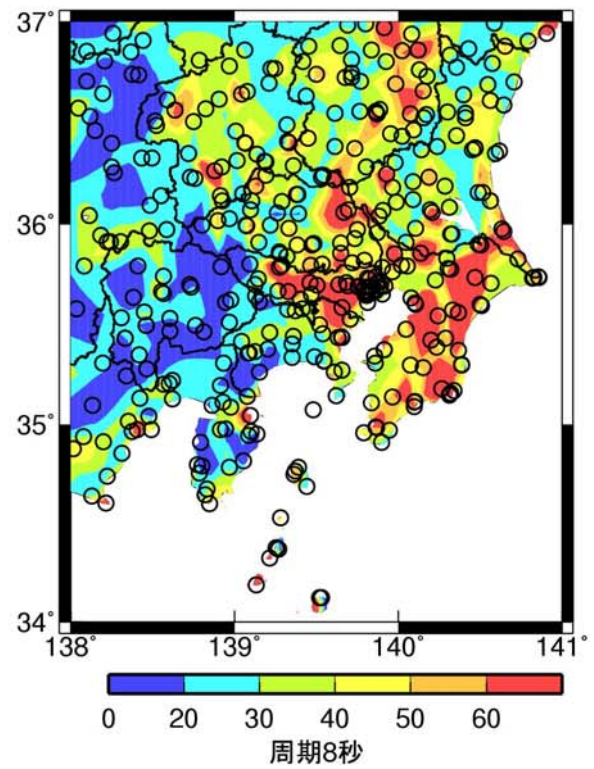
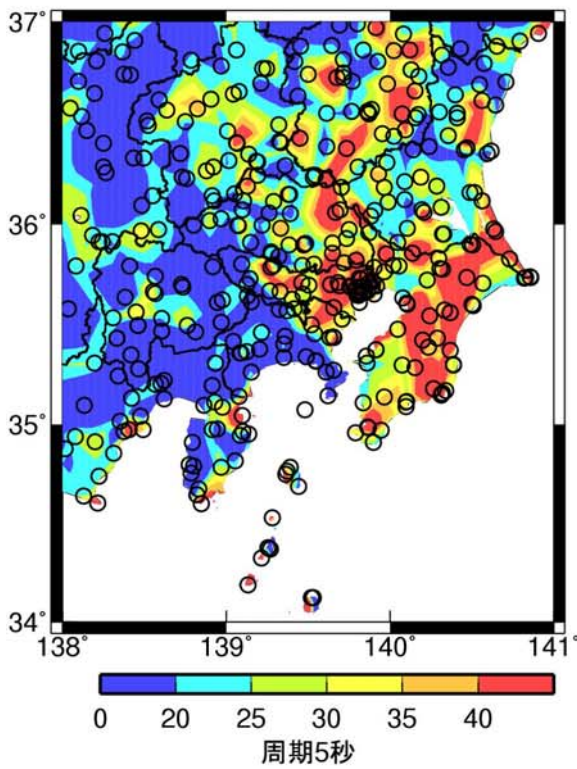
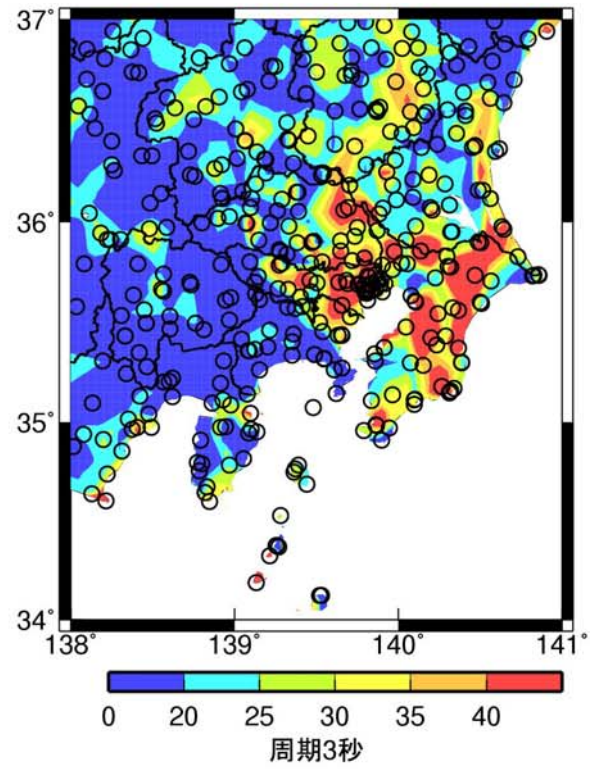
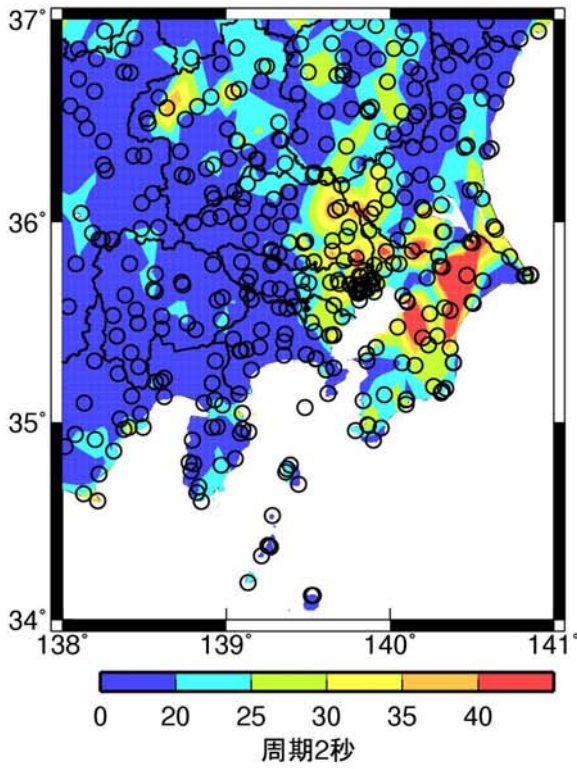
群遅延時間の平均値: 水平成分(伝播経路西)

図 2.3-44 ケース b の群遅延時間の平均値の大阪平野におけるサイト係数



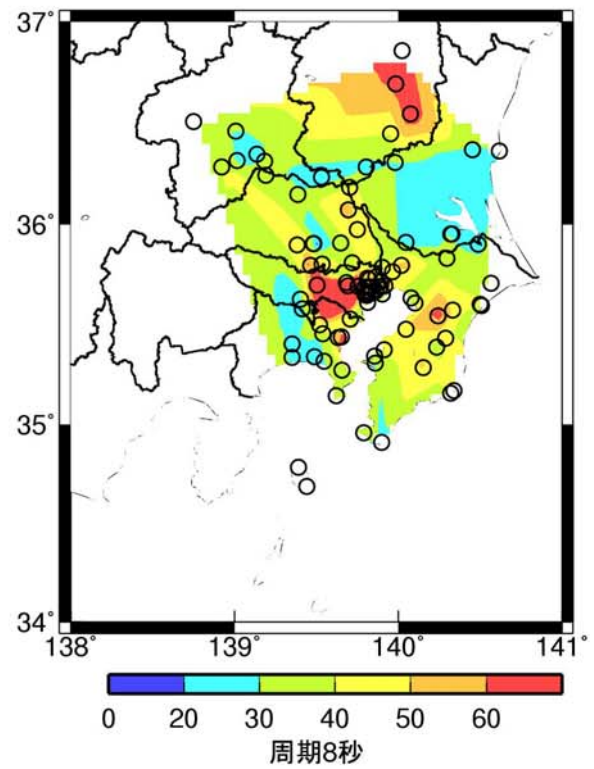
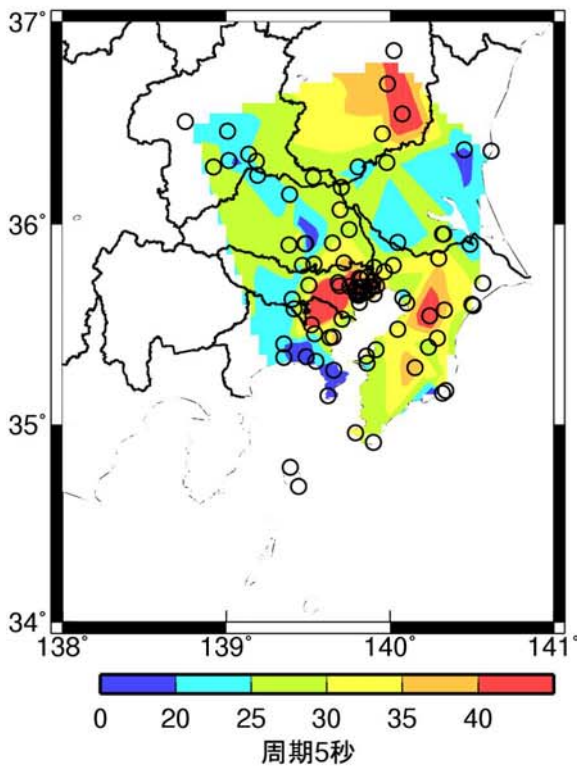
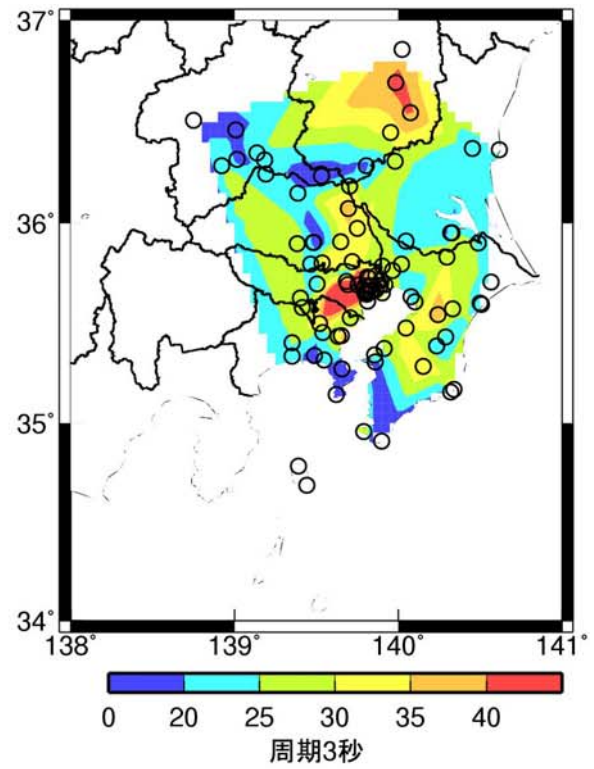
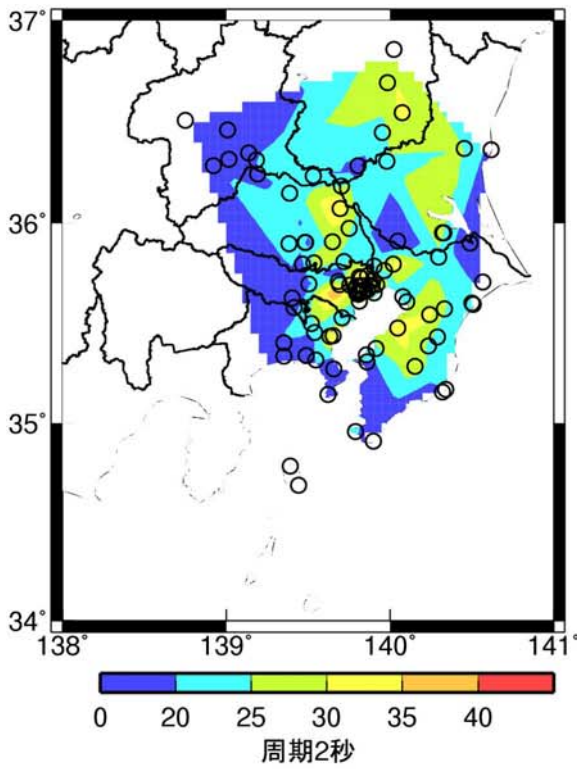
群遅延時間の標準偏差:2010版

図 2.3-45 旧経験式の群遅延時間の標準偏差の関東平野におけるサイト係数



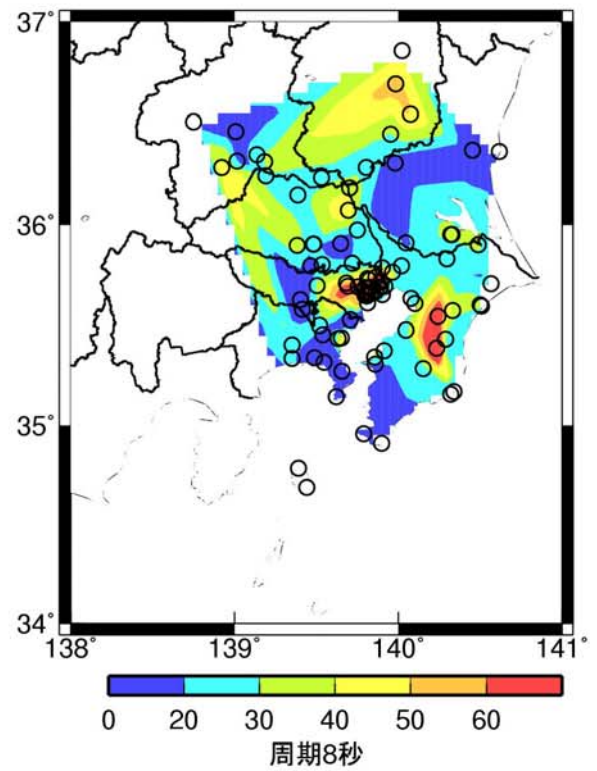
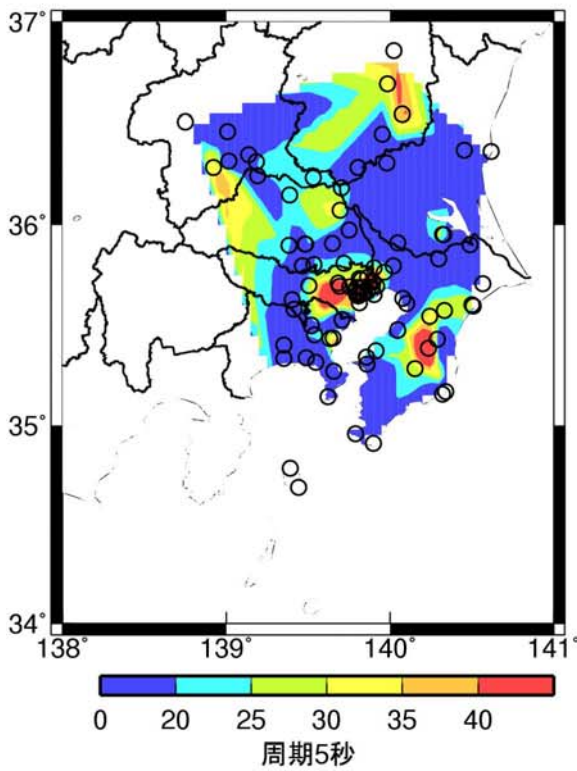
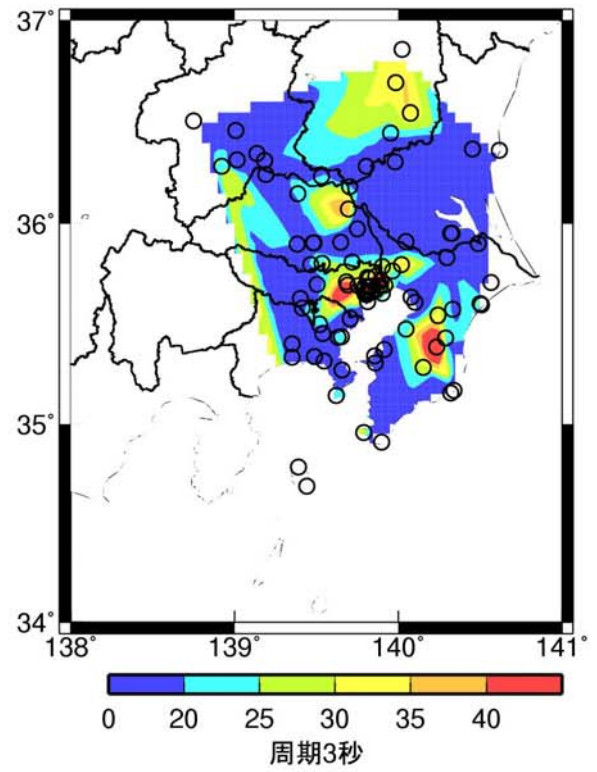
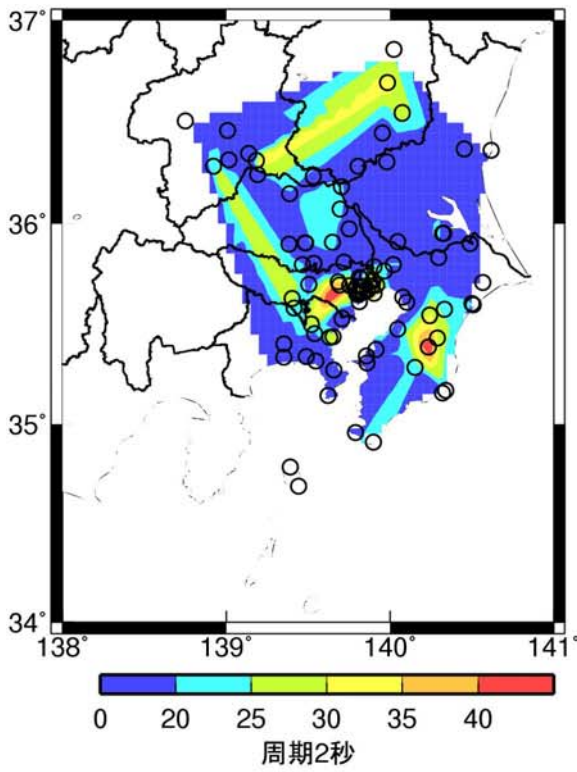
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-46 ケース a の群遅延時間標準偏差の関東平野におけるサイト係数



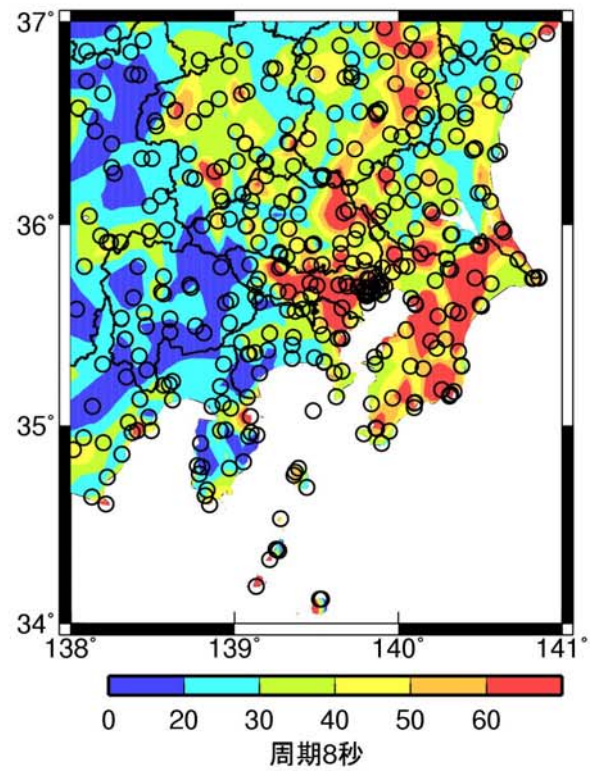
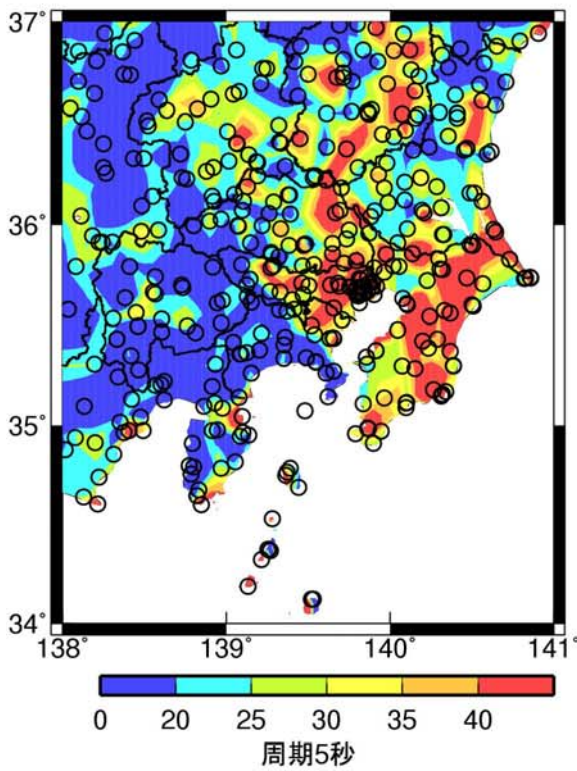
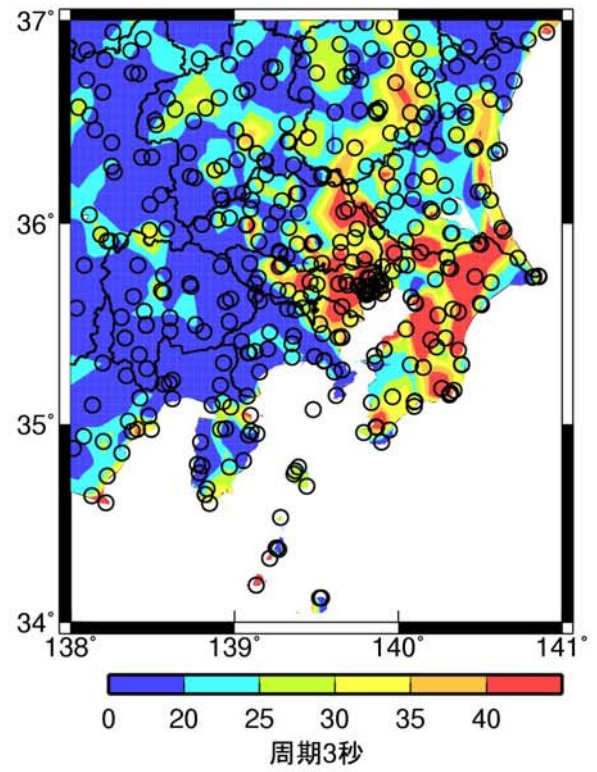
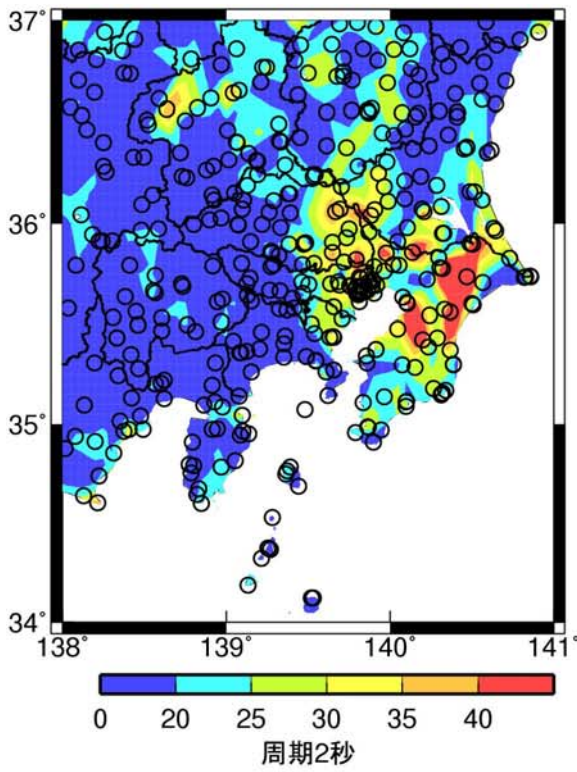
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路東のみ)

図 2. 3-47 ケース b の群遅延時間の標準偏差の関東平野におけるサイト係数のうち東の地震のみに
対するサイト係数



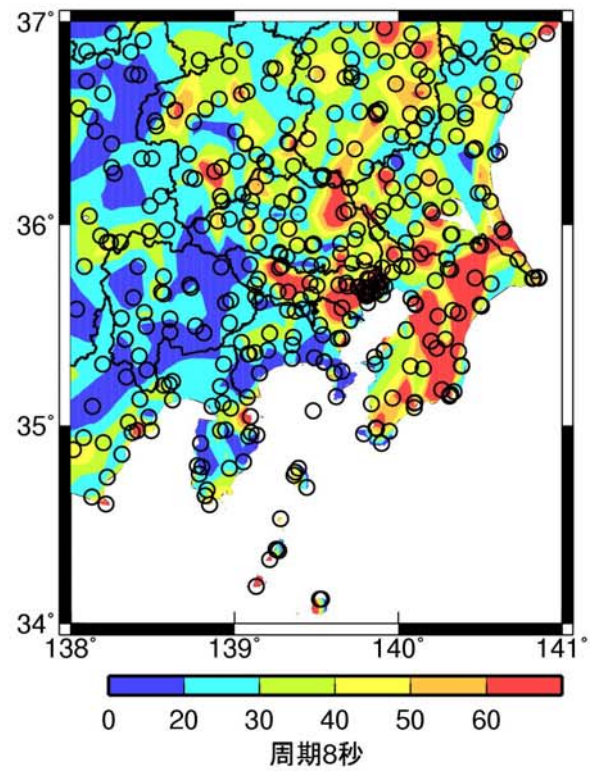
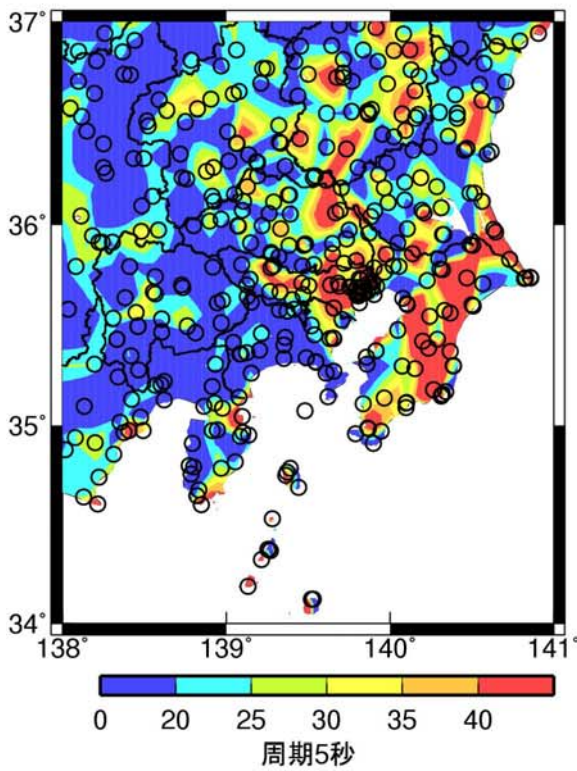
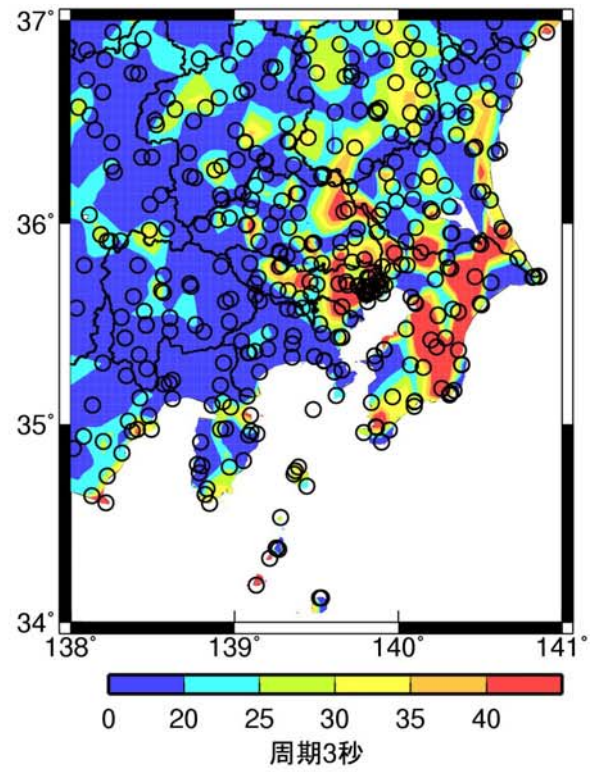
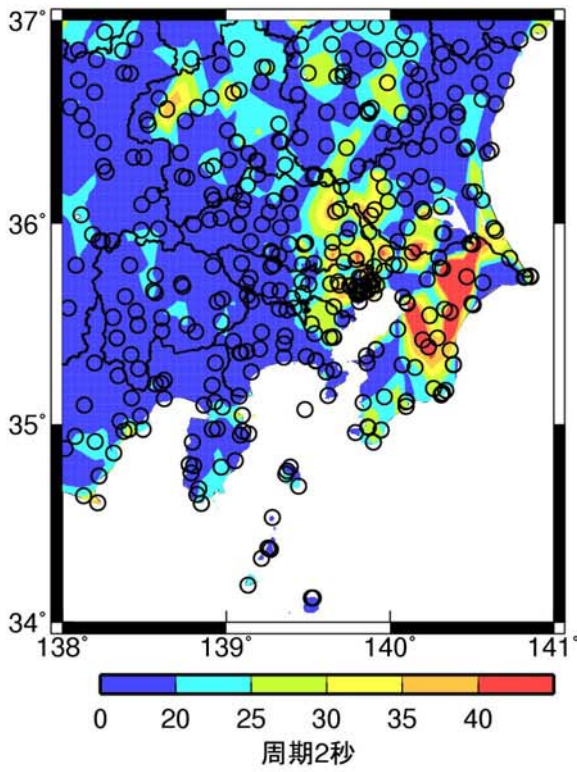
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路西のみ)

図 2. 3-48 ケース b の群遅延時間の標準偏差の関東平野におけるサイト係数のうちとう西の地震のみに対するサイト係数



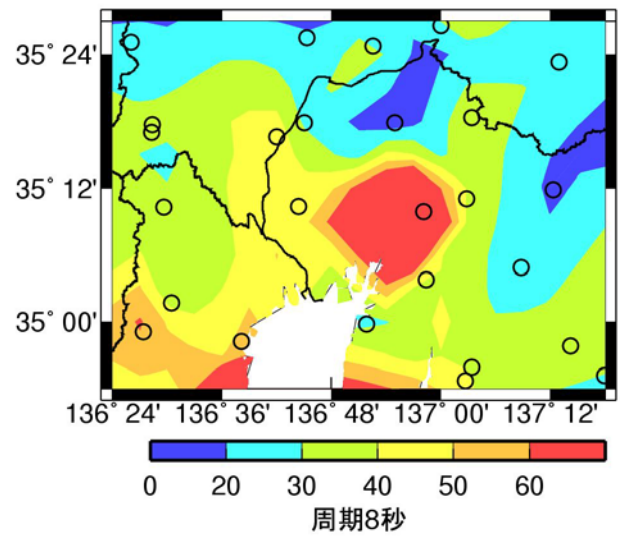
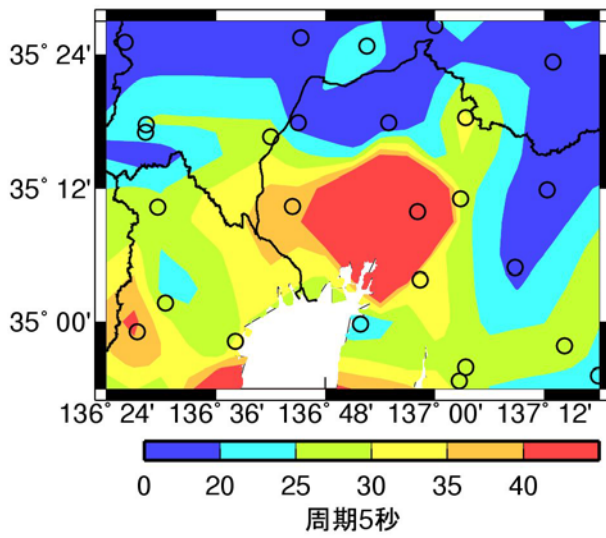
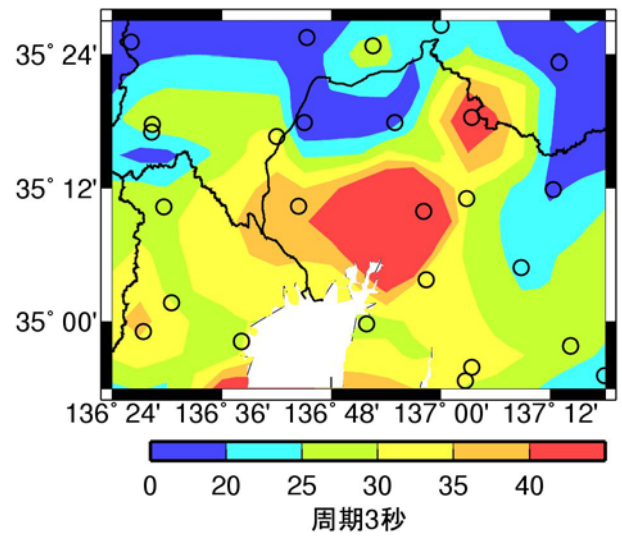
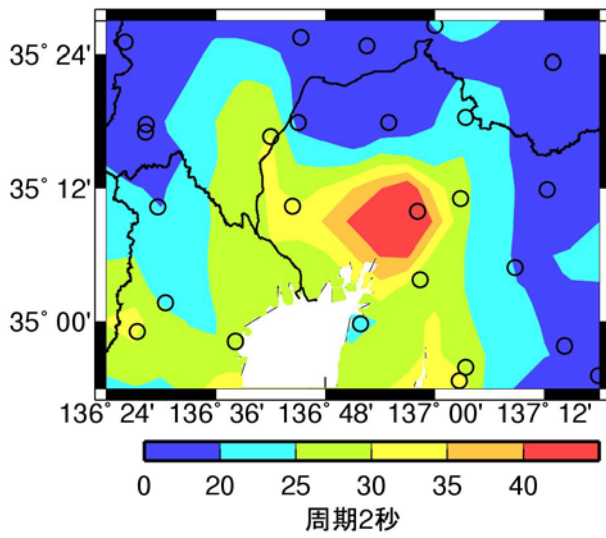
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路東)

図 2. 3-49 ケース b の群遅延時間の標準偏差の関東平野におけるサイト係数のうち東の地震に対するサイト係数



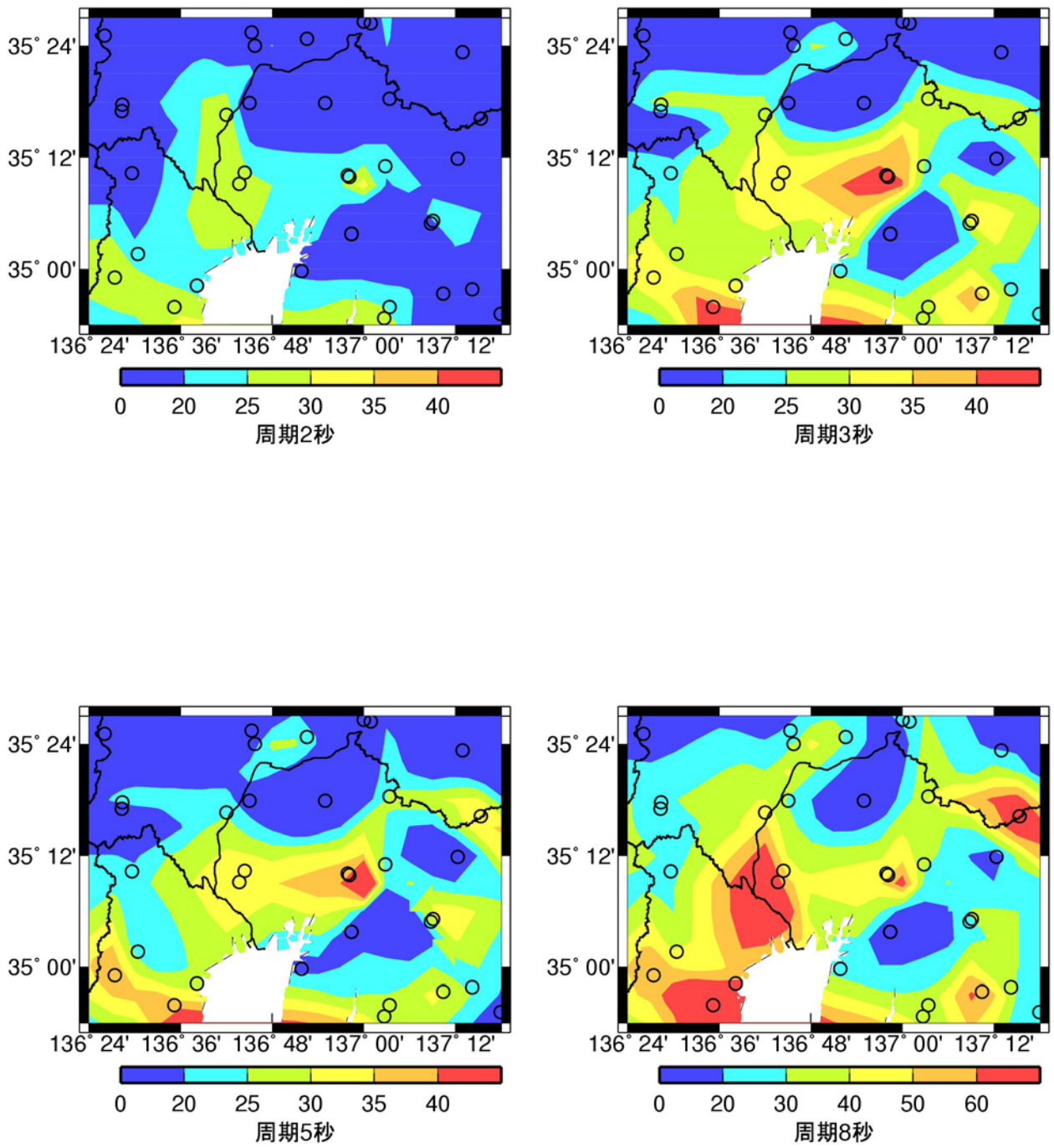
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路西)

図 2. 3-50 ケース b の群遅延時間の標準偏差の関東平野におけるサイト係数のうち西の地震に対するサイト係数



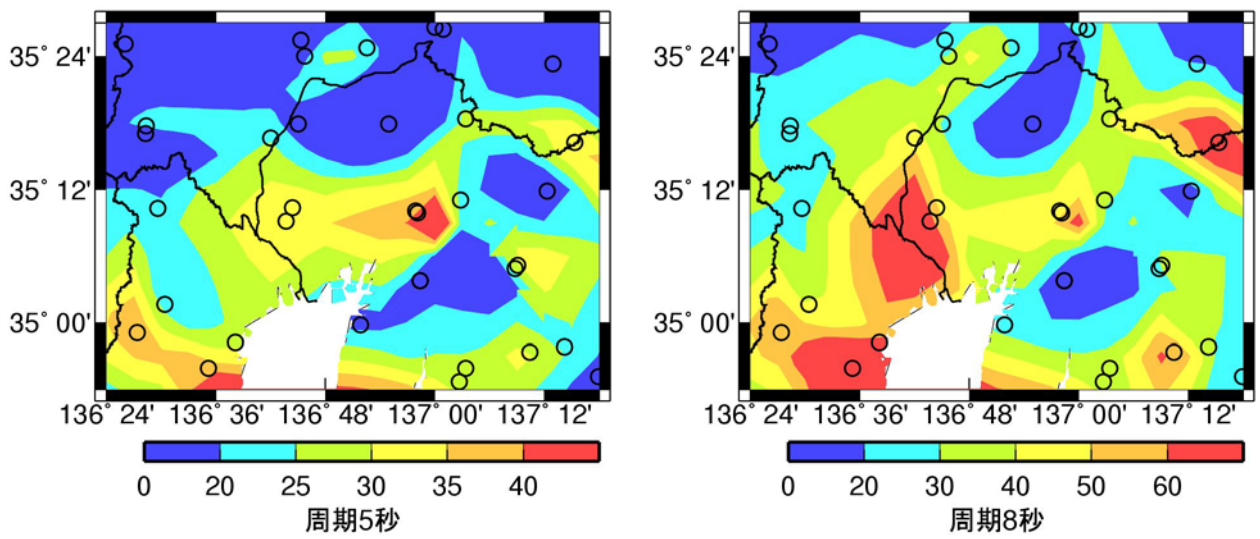
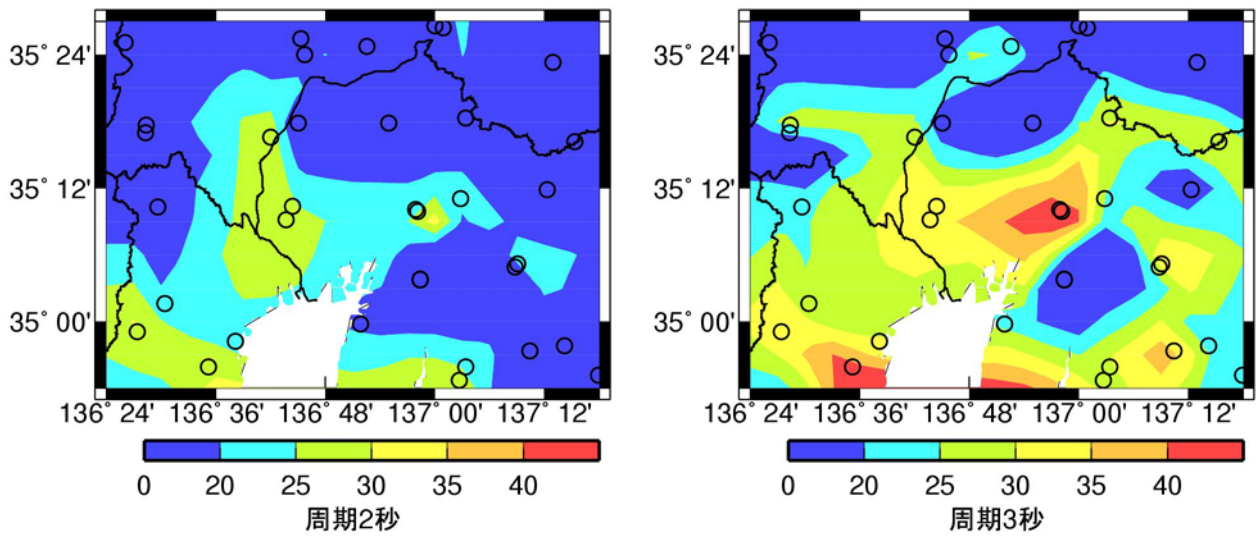
群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 2.3-51 旧経験式の群遅延時間の標準偏差の濃尾平野におけるサイト係数



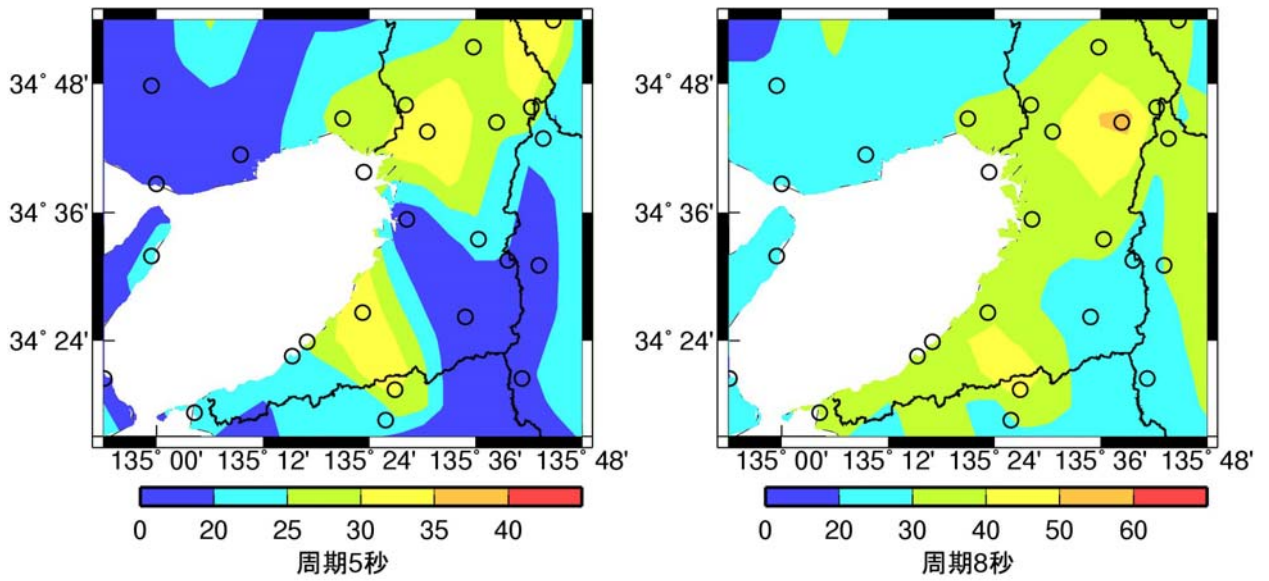
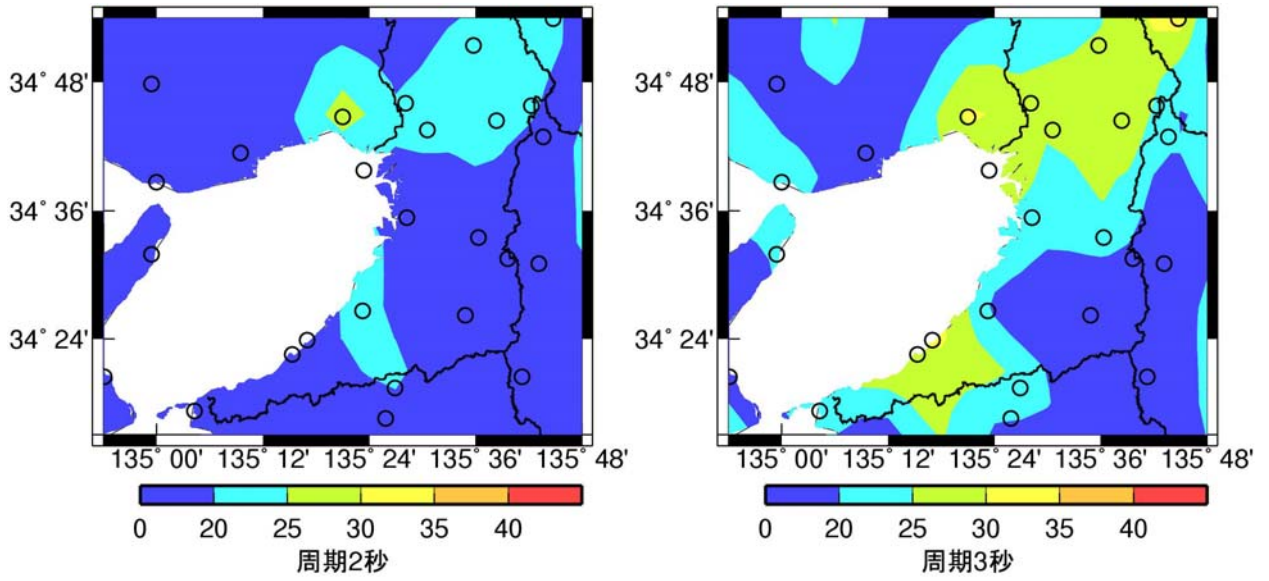
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-52 ケース a の群遅延時間の標準偏差の濃尾平野におけるサイト係数



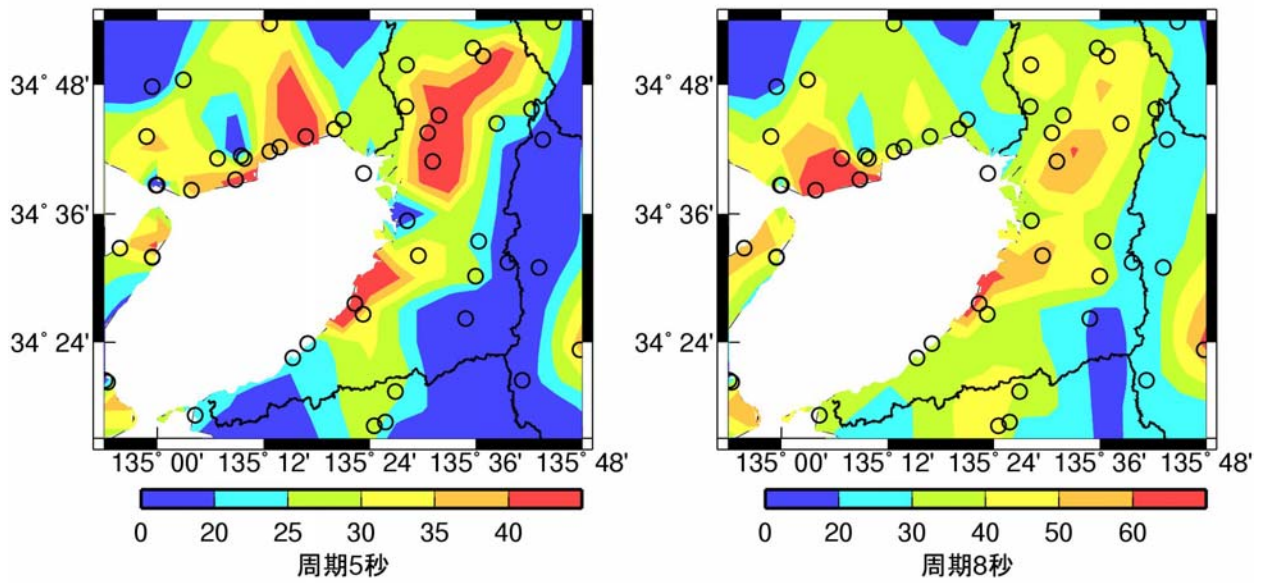
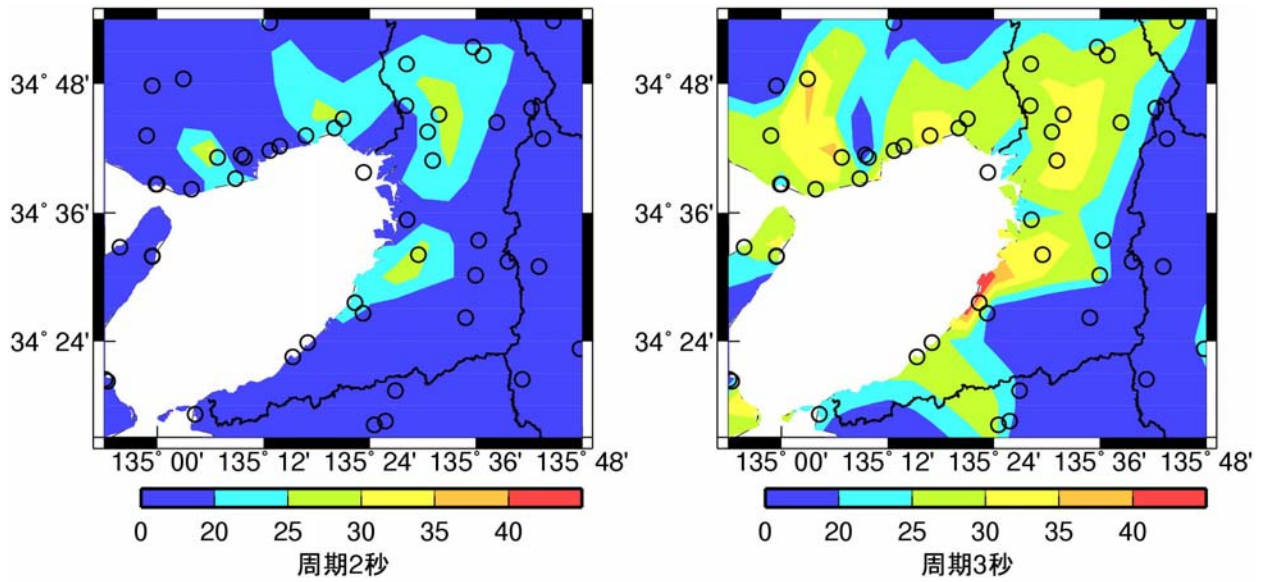
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路西)

図 2.3-53 ケース b の群遅延時間の標準偏差の濃尾平野におけるサイト係数



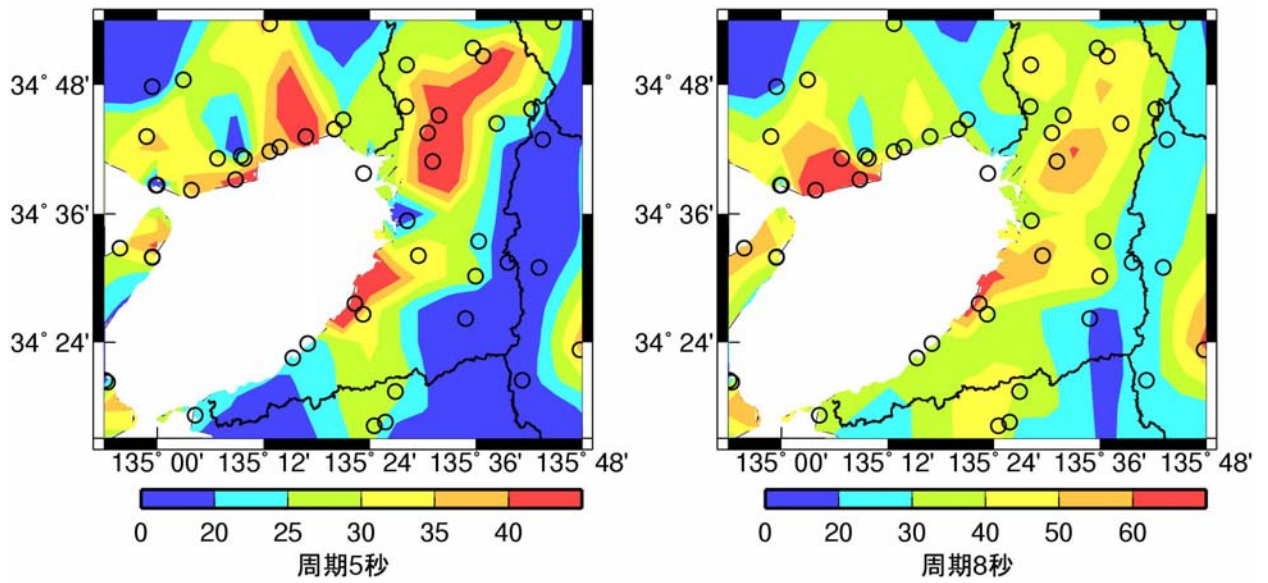
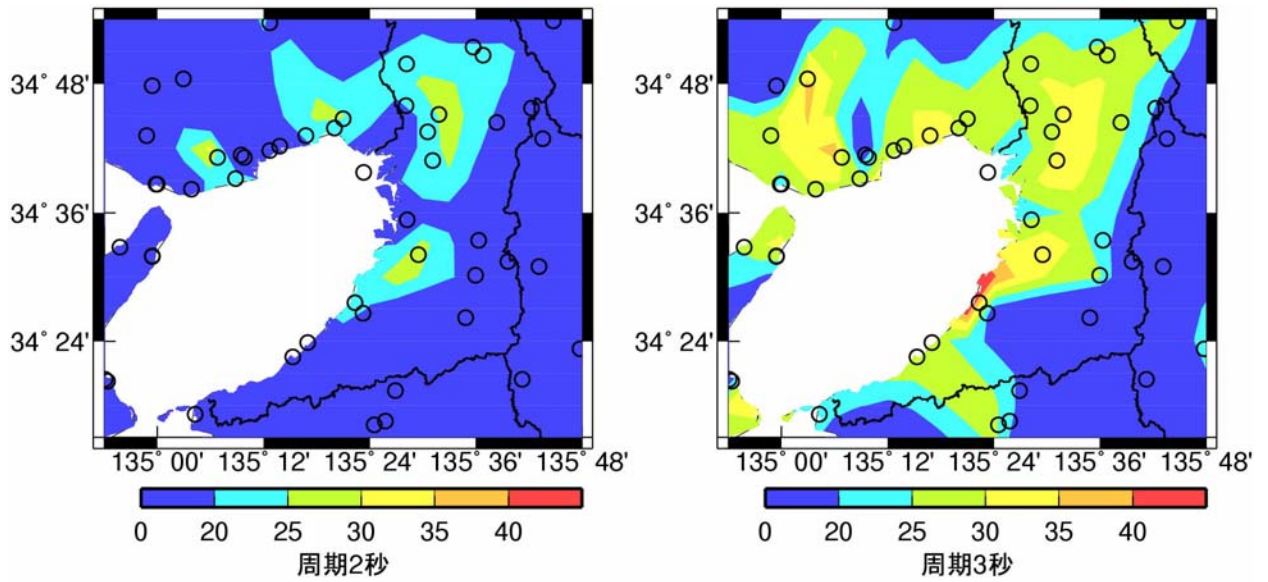
群遅延時間の標準偏差:2010版

図 2.3-54 旧経験式の群遅延時間の標準偏差の大阪平野におけるサイト係数



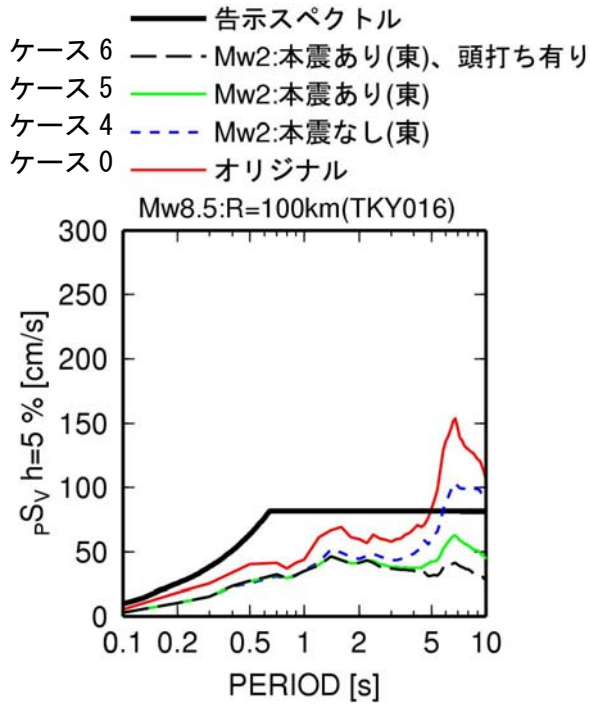
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(海溝型地震全て)

図 2.3-55 ケース a の群遅延時間の標準偏差の大阪平野におけるサイト係数

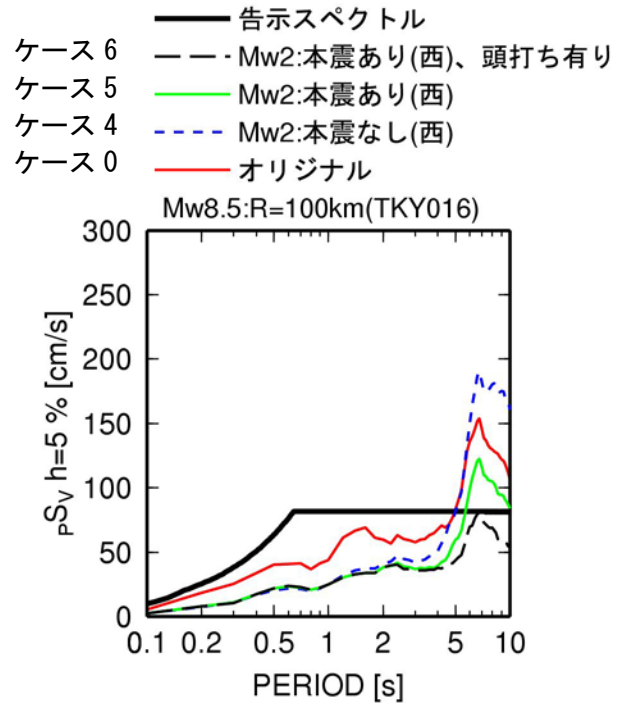


群遅延時間の標準偏差: 水平成分(伝播経路西)

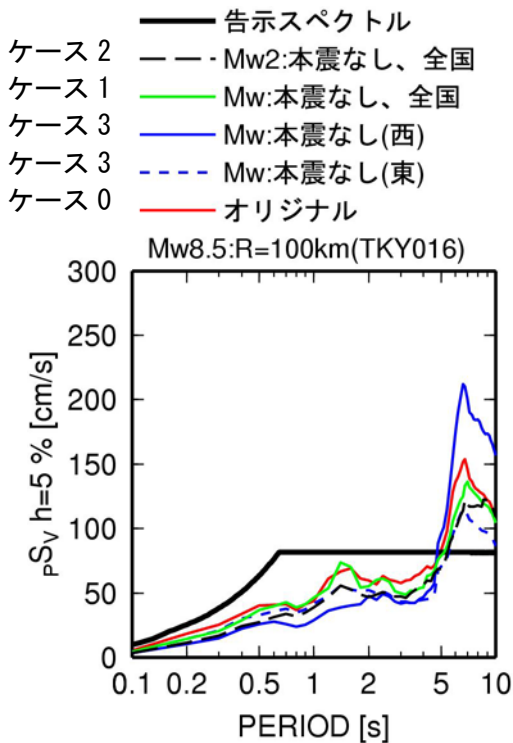
図 2.3-56 ケース b の群遅延時間の標準偏差の大阪平野におけるサイト係数



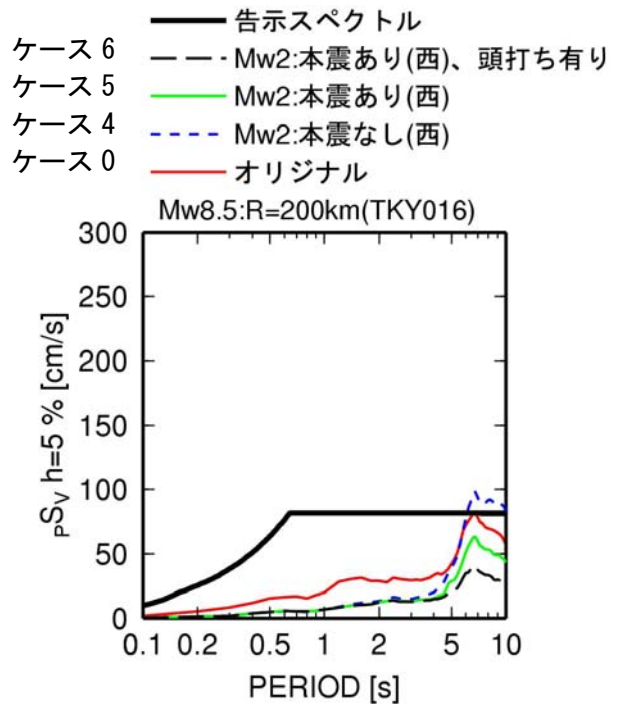
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

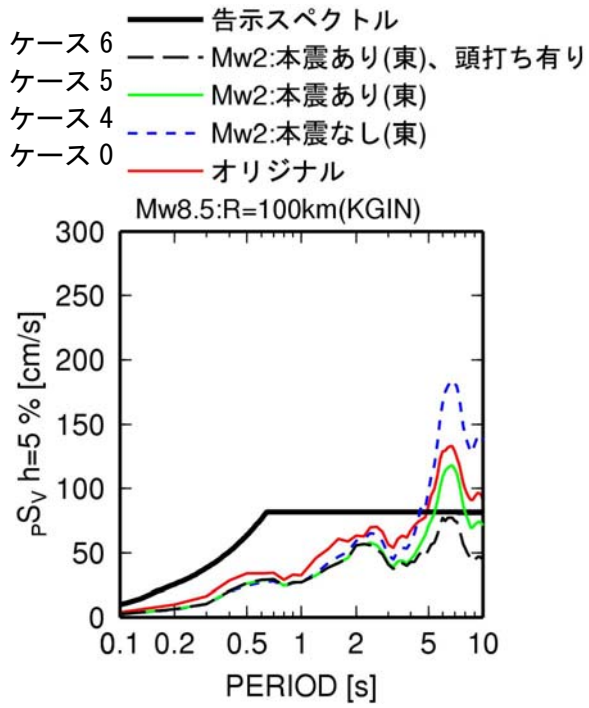


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

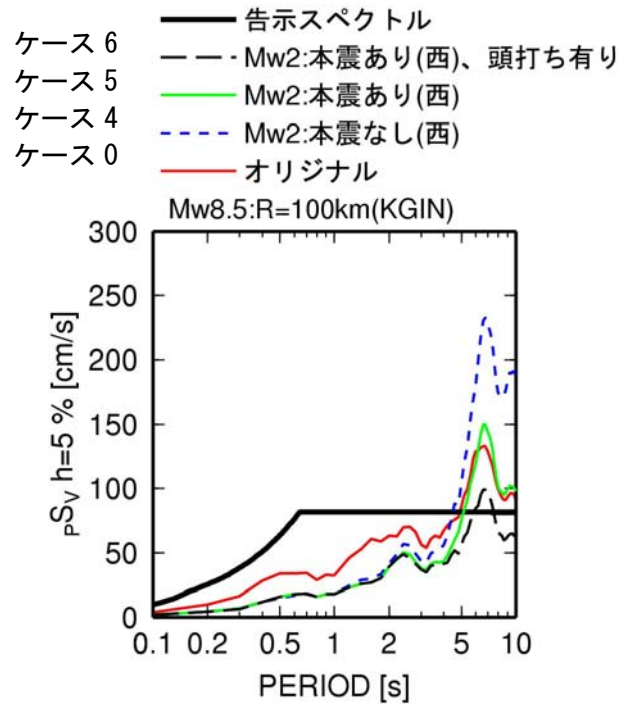


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

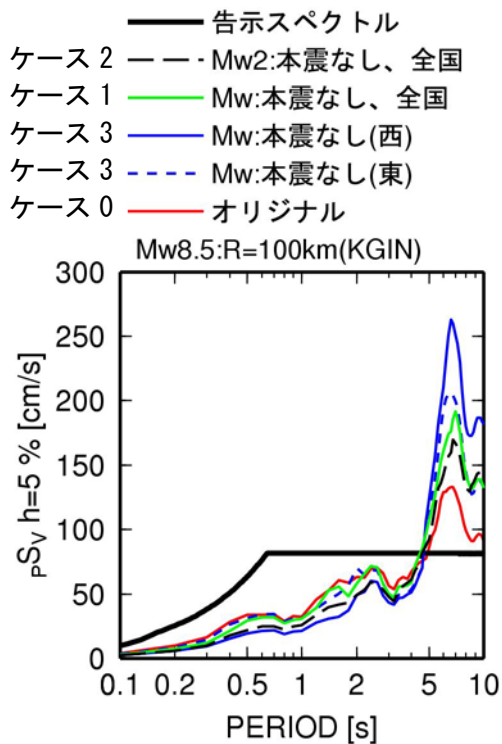
図 2.3-57 東雲(TKY016)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル



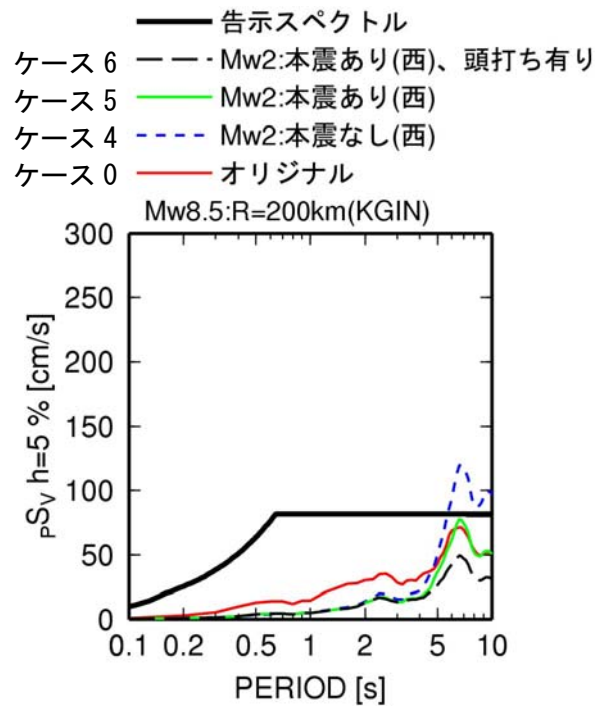
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

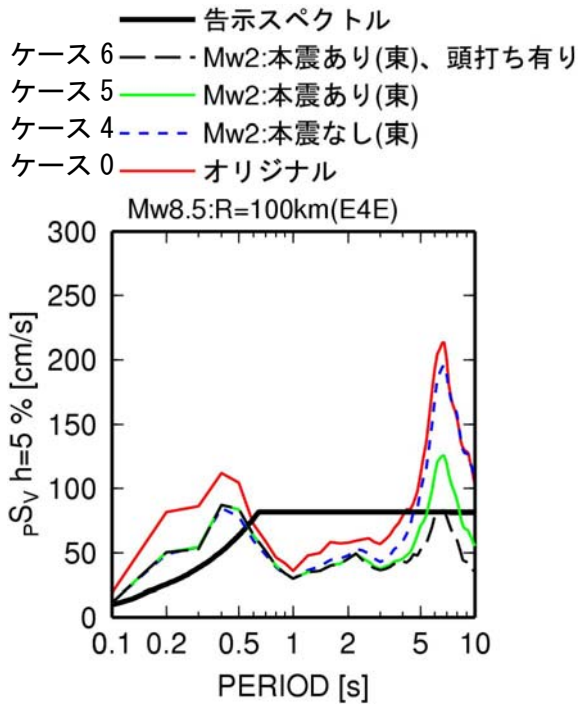


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

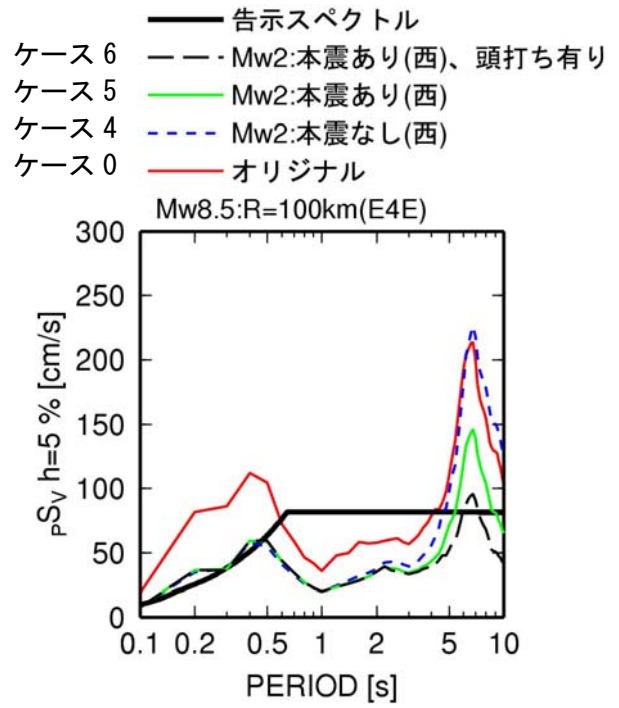


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

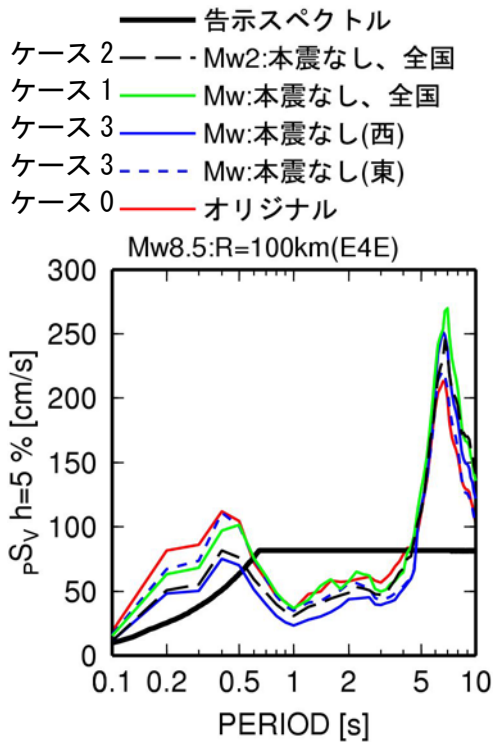
図 2.3-58 新宿(KGIN)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル



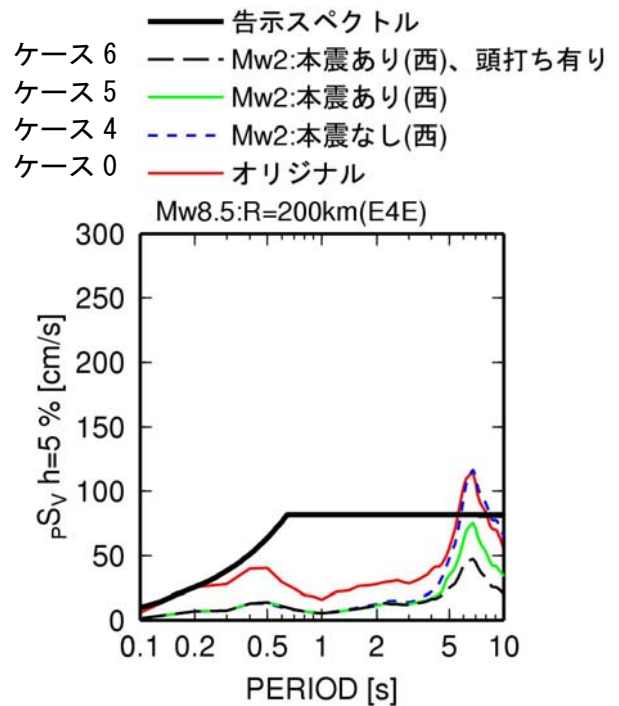
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

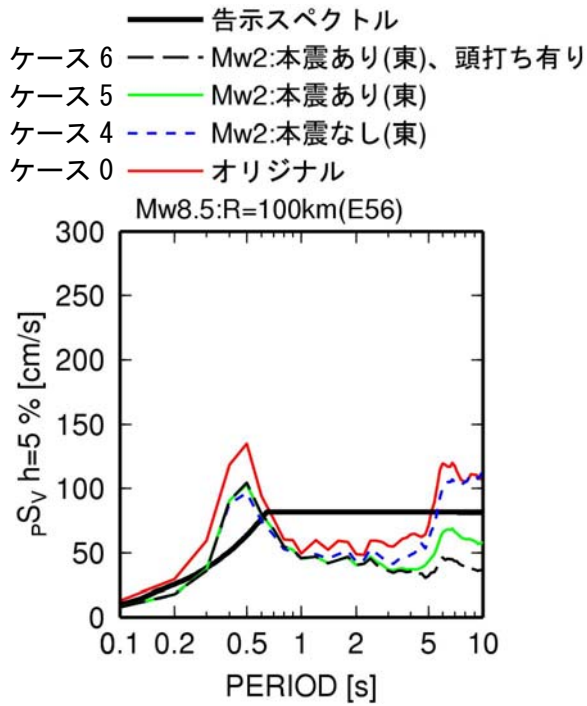


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

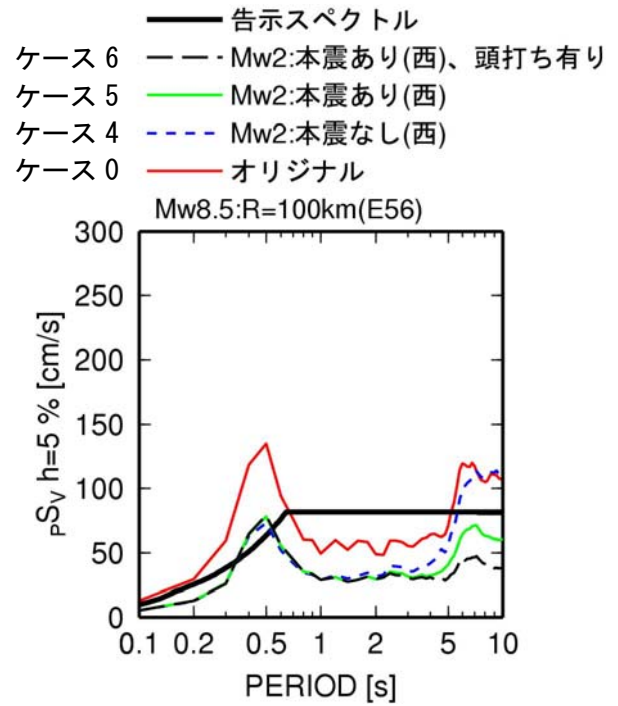


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

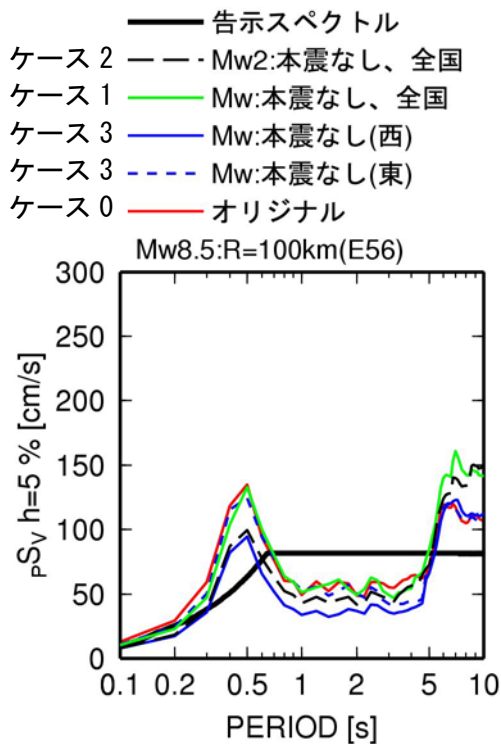
図 2.3-59 大手町 (E4E) における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル



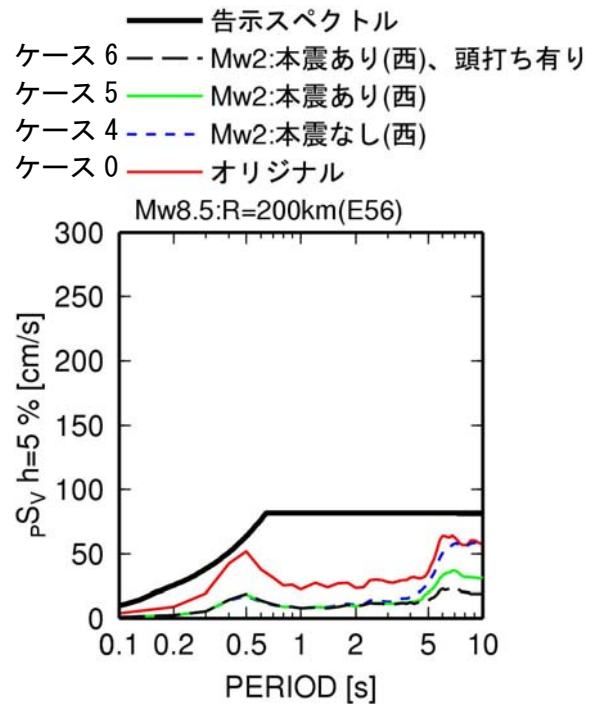
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

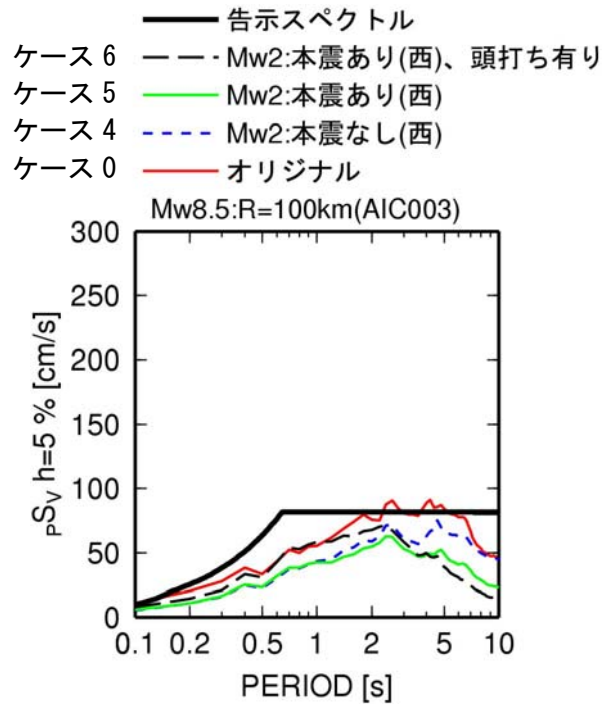


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

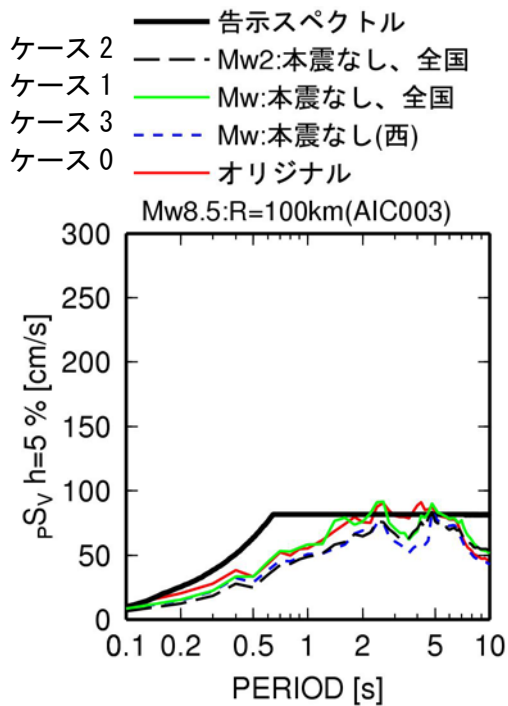


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

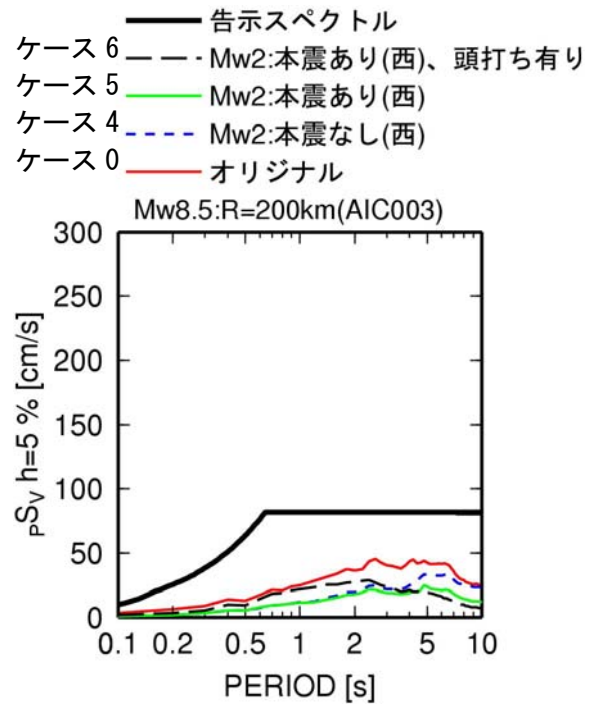
図 2.3-60 横浜 (E56) における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震(R=100km)

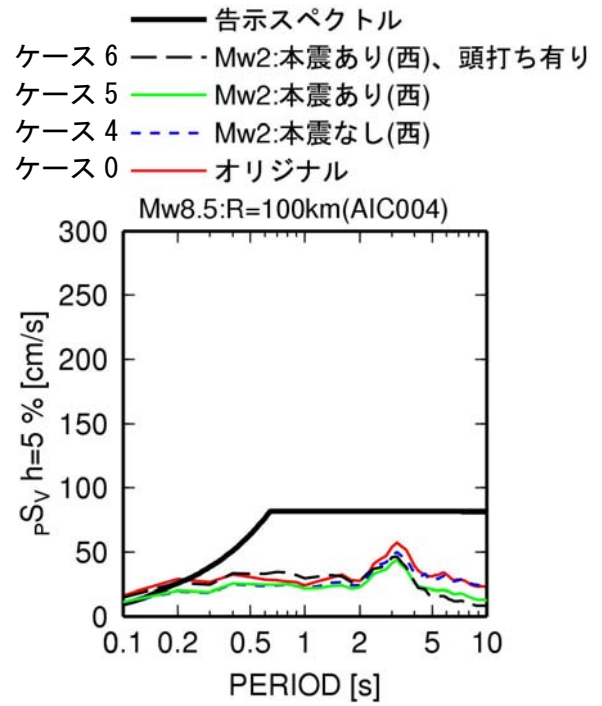


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

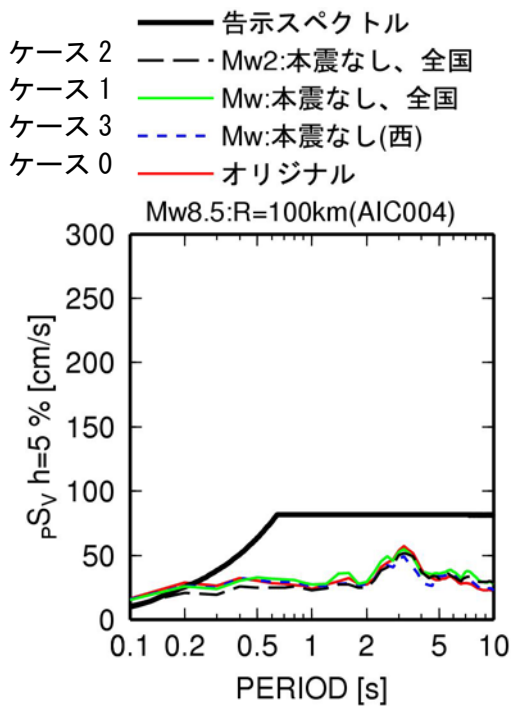


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震(R=200km)

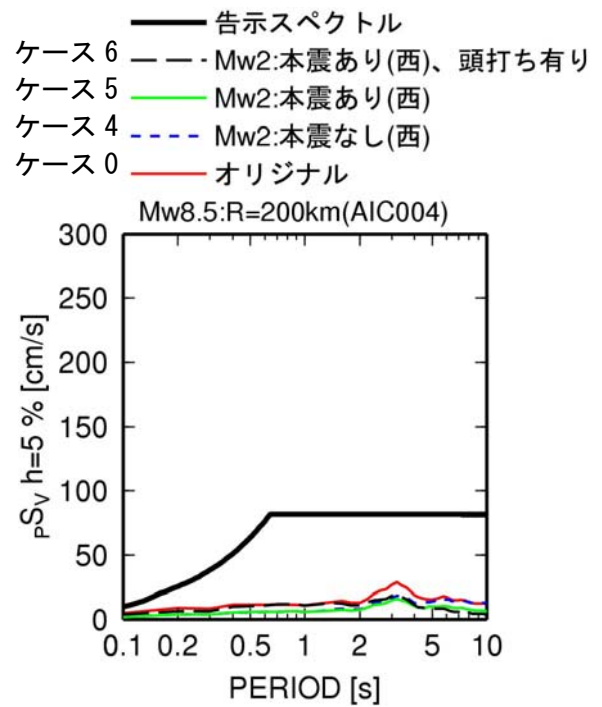
図 2.3-61 津島(AIC003)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震(R=100km)



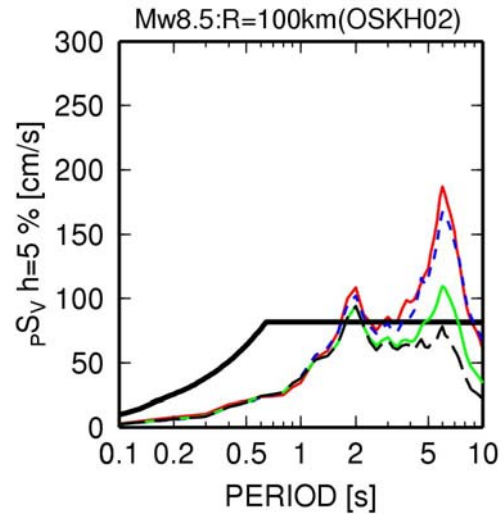
(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震(R=200km)

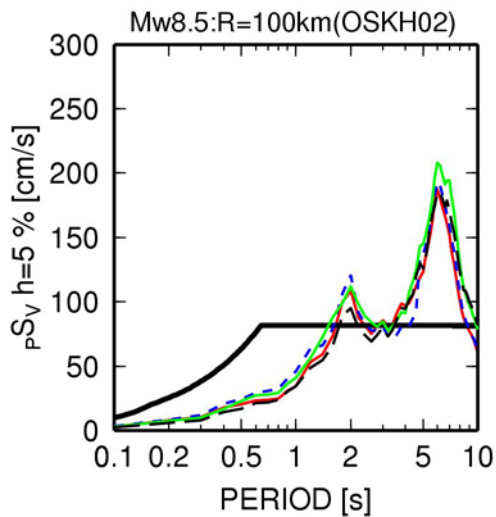
図 2.3-62 名古屋(AIC004)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル

- 告示スペクトル
- ケース 6 --- Mw2:本震あり(西)、頭打ち有り
- ケース 5 — Mw2:本震あり(西)
- ケース 4 - - - Mw2:本震なし(西)
- ケース 0 ——— オリジナル



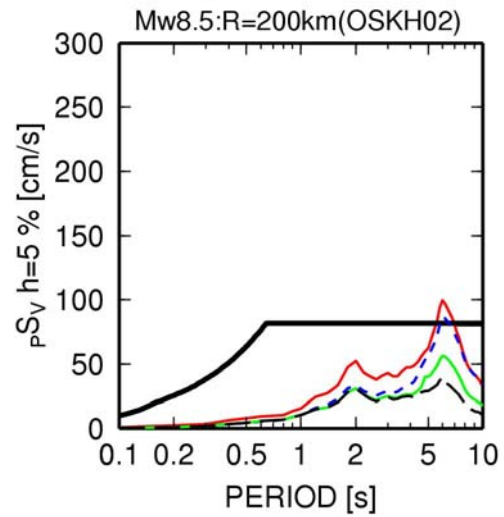
(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

- 告示スペクトル
- ケース 2 --- Mw2:本震なし、全国
- ケース 1 — Mw:本震なし、全国
- ケース 3 - - - Mw:本震なし(西)
- ケース 0 ——— オリジナル



(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

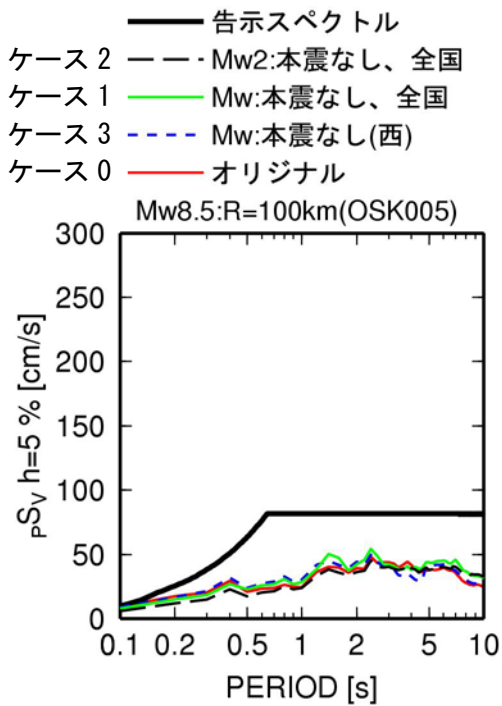
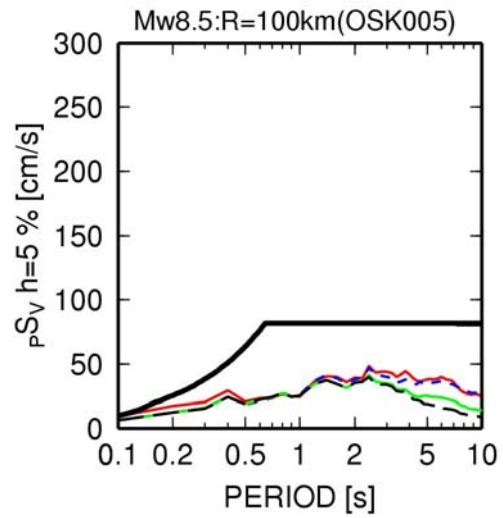
- 告示スペクトル
- ケース 6 --- Mw2:本震あり(西)、頭打ち有り
- ケース 5 — Mw2:本震あり(西)
- ケース 4 - - - Mw2:本震なし(西)
- ケース 0 ——— オリジナル



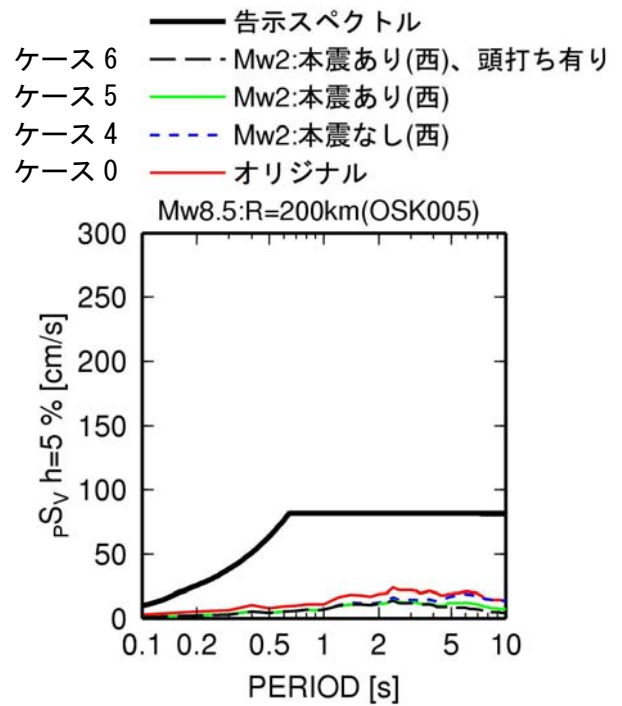
(d) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

図 2.3-63 此花(OSKH02)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル

- 告示スペクトル
- ケース 6 - - - Mw2:本震あり(西)、頭打ち有り
- ケース 5 ——— Mw2:本震あり(西)
- ケース 4 - - - Mw2:本震なし(西)
- ケース 0 ——— オリジナル



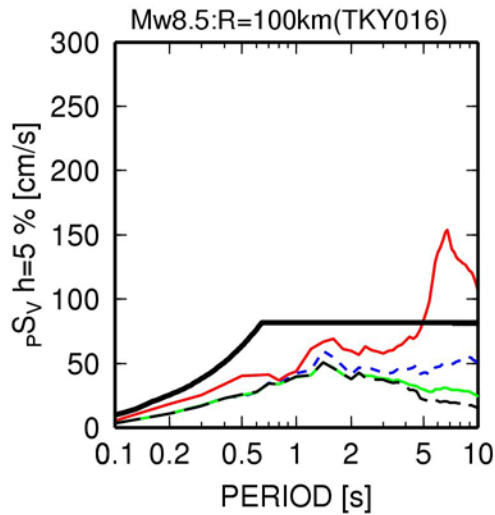
(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)



(d) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

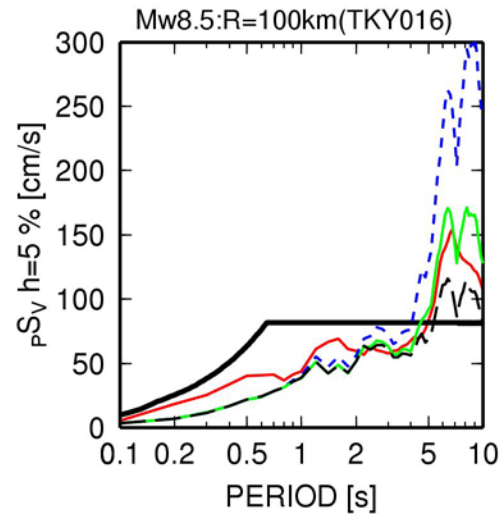
図 2.3-64 大阪(OSK005)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル

告示スペクトル
 ケース 6 ー ー ー Mw2:本震あり(東)、頭打ち有り
 ケース 5 ー ー ー Mw2:本震あり(東)
 ケース 4 ー ー ー Mw2:本震なし(東)
 ケース 0 ー ー ー オリジナル



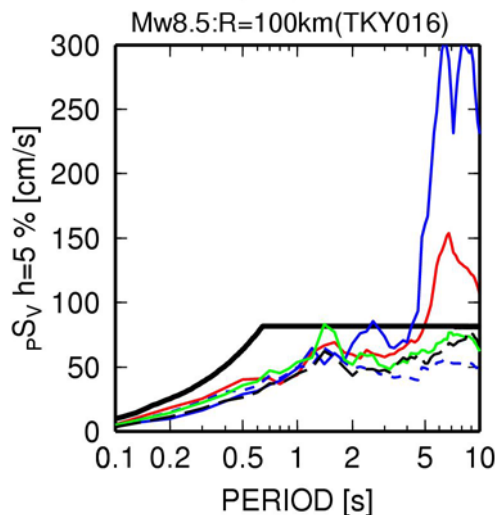
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)

告示スペクトル
 ケース 6 ー ー ー Mw2:本震あり(西)、頭打ち有り
 ケース 5 ー ー ー Mw2:本震あり(西)
 ケース 4 ー ー ー Mw2:本震なし(西)
 ケース 0 ー ー ー オリジナル



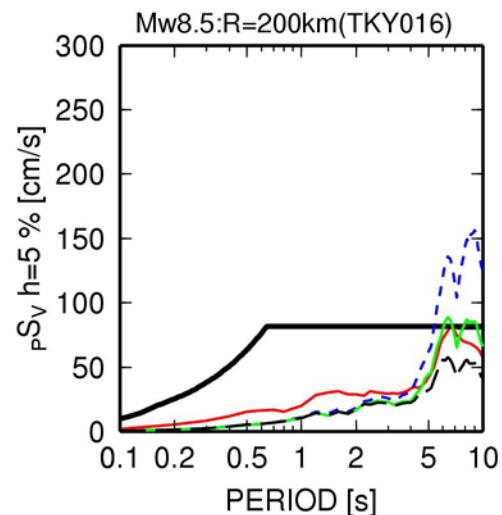
(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

告示スペクトル
 ケース 2 ー ー ー Mw2:本震なし、全国
 ケース 1 ー ー ー Mw:本震なし、全国
 ケース 3 ー ー ー Mw:本震なし(西)
 ケース 3 ー ー ー Mw:本震なし(東)
 ケース 0 ー ー ー オリジナル



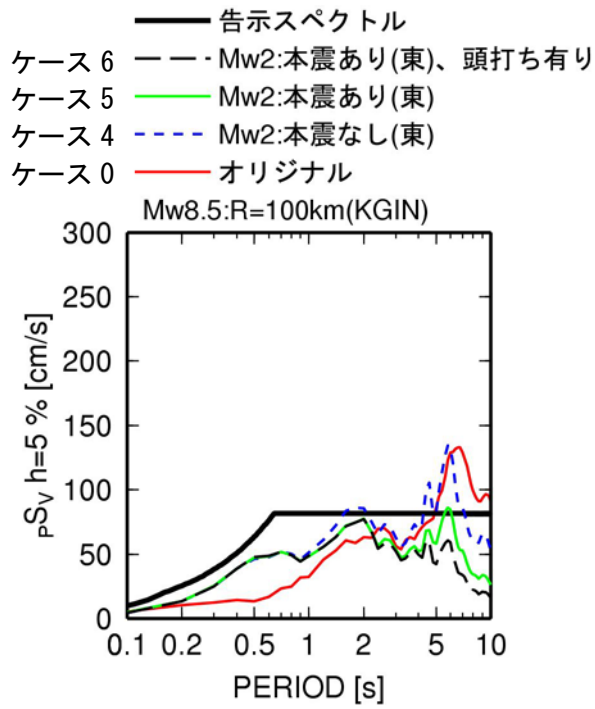
(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

告示スペクトル
 ケース 6 ー ー ー Mw2:本震あり(西)、頭打ち有り
 ケース 5 ー ー ー Mw2:本震あり(西)
 ケース 4 ー ー ー Mw2:本震なし(西)
 ケース 0 ー ー ー オリジナル

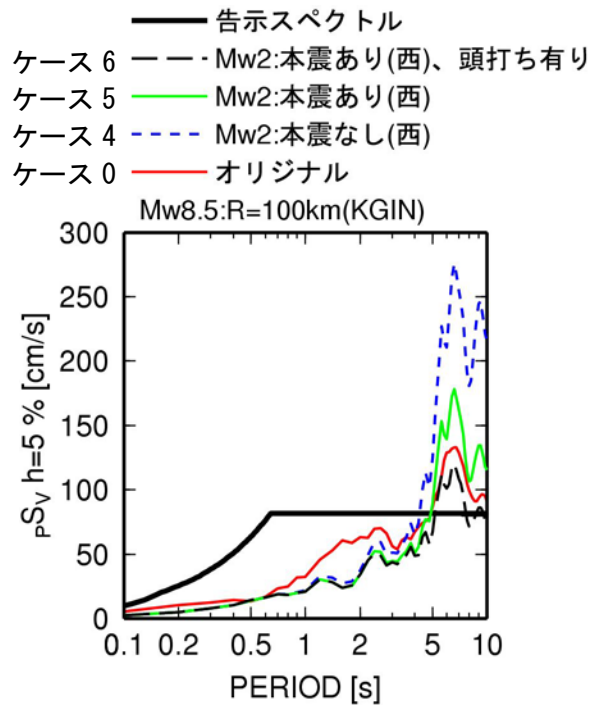


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

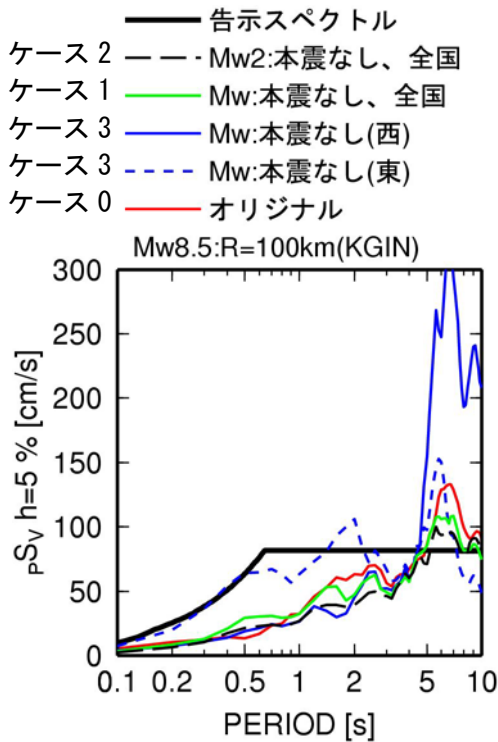
図 2.3-65 東雲(TKY016)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル
 (地盤増幅率が海溝型地震のみの場合)



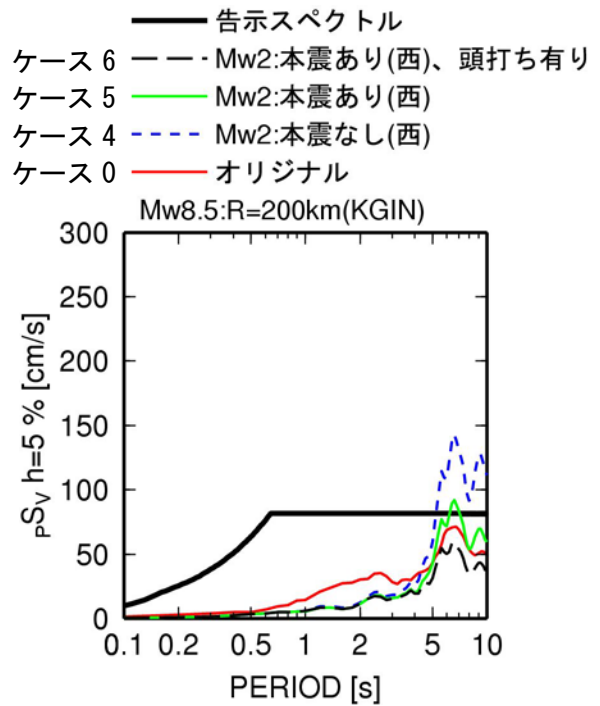
(a) ケース 0, 4, 5, 6 の東の地震 (R=100km)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

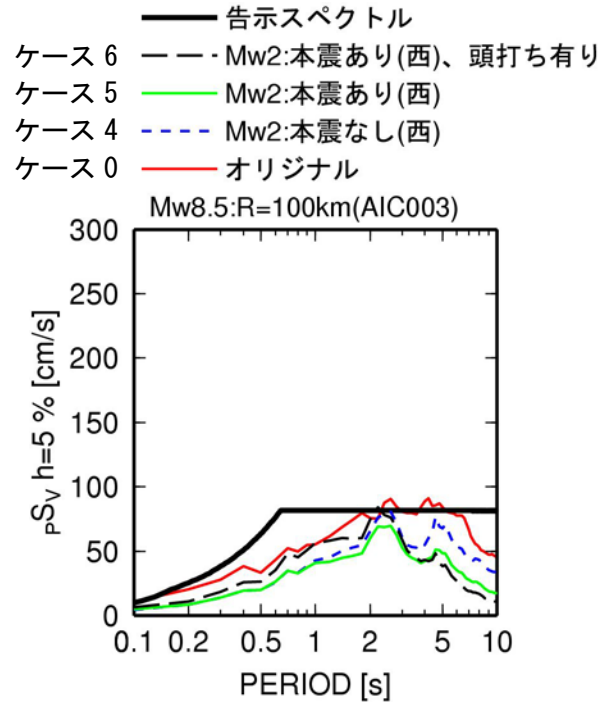


(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)

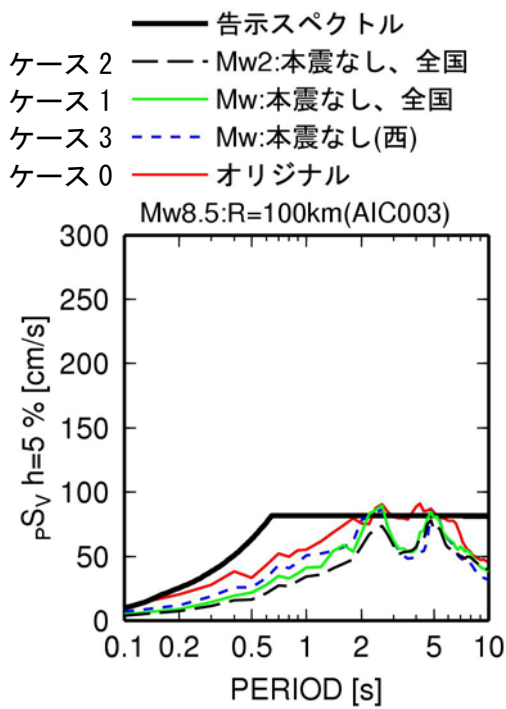


(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=200km)

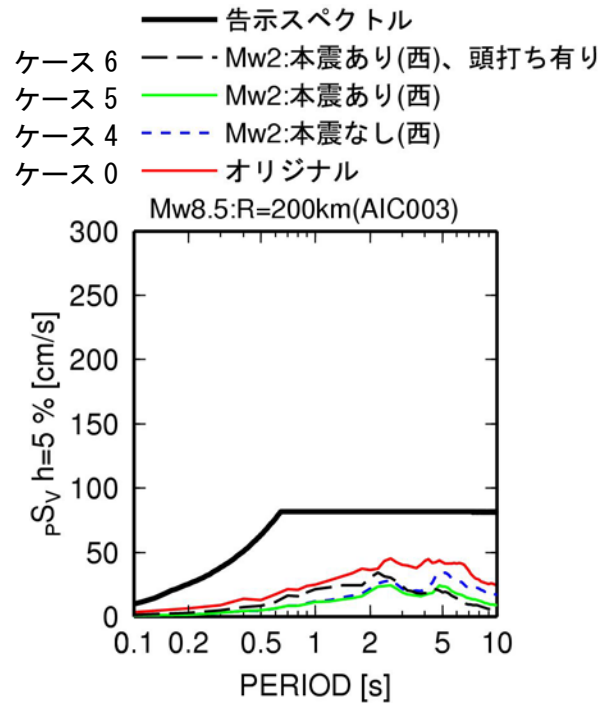
図 2.3-66 新宿(KGIN)における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル
(地盤増幅率が海溝型地震のみの場合)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)



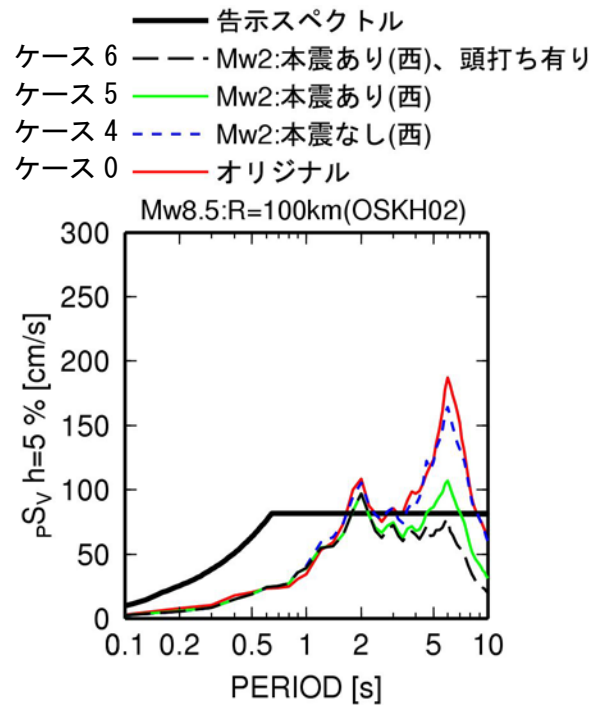
(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)



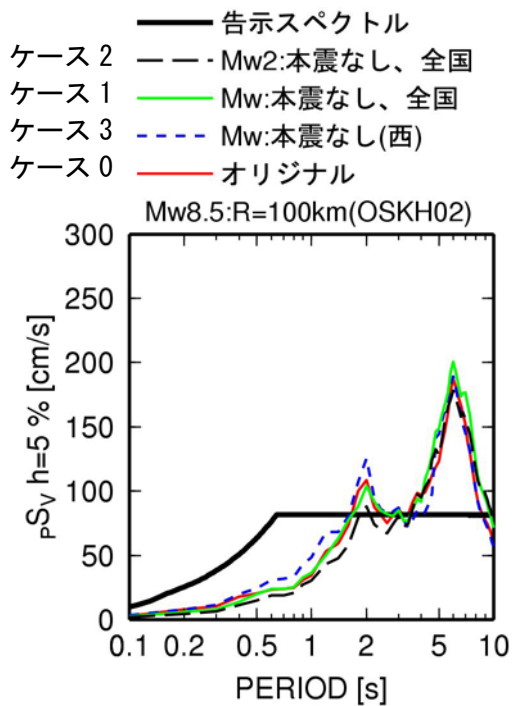
(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

図 2.3-67 津島 (AIC003) における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル

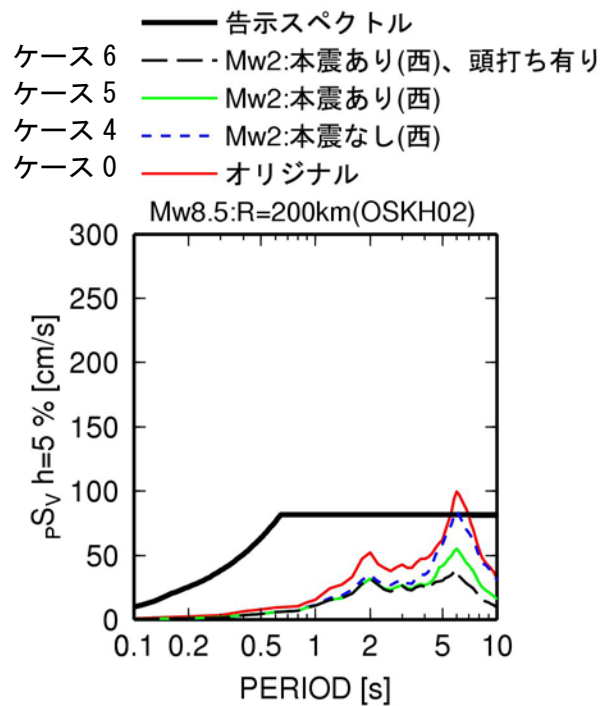
(地盤増幅率が海溝型地震のみの場合)



(b) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)



(c) ケース 0, 1, 2, 3 (R=100km)



(d) ケース 0, 4, 5, 6 の西の地震 (R=100km)

図 2.3-68 此花 (OSKH02) における Mw8.5 の場合の各ケースの擬似速度応答スペクトル
(地盤増幅率が海溝型地震のみの場合)

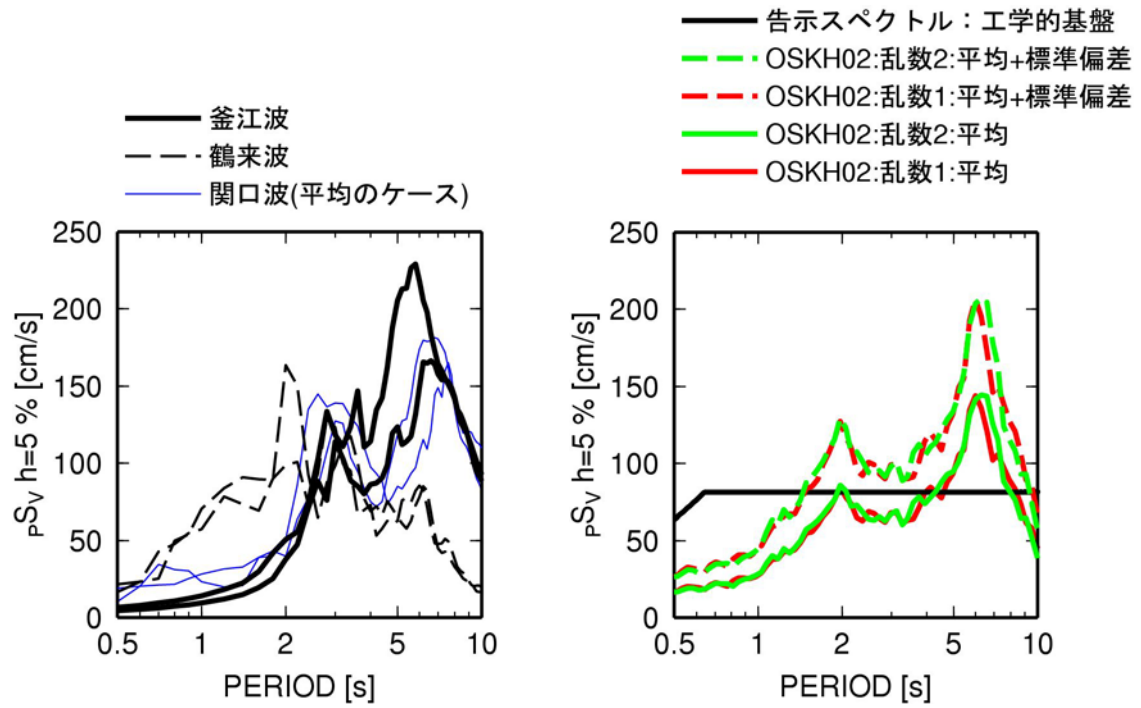


図 2.3-69 南海地震(Mw8.6)の既往の計算波(鶴来・他, 2005;釜江・川辺, 2006;関口・他, 2006)とオリジナルの経験式による此花(OSKH02)での擬似速度応答スペクトルの比較

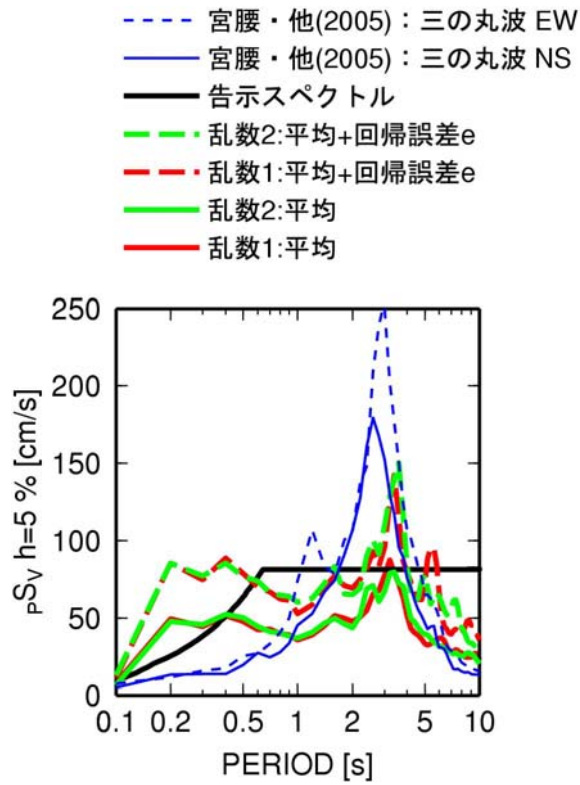


図 2.3-70 東海・東南海地震(Mw8.6)の既往の計算波(宮腰・他, 2005)とオリジナル(ケース0)の名古屋(AIC004)での擬似速度応答スペクトルの比較

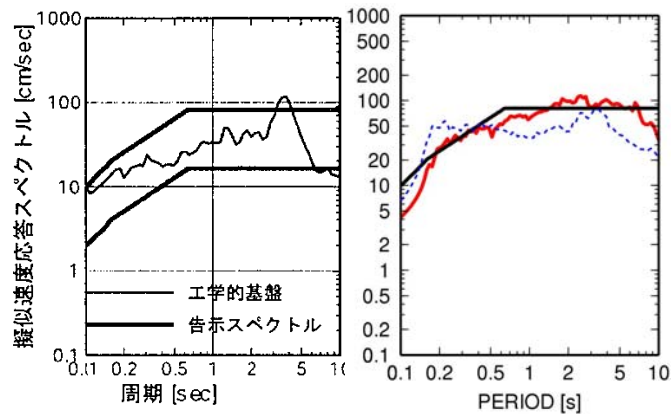
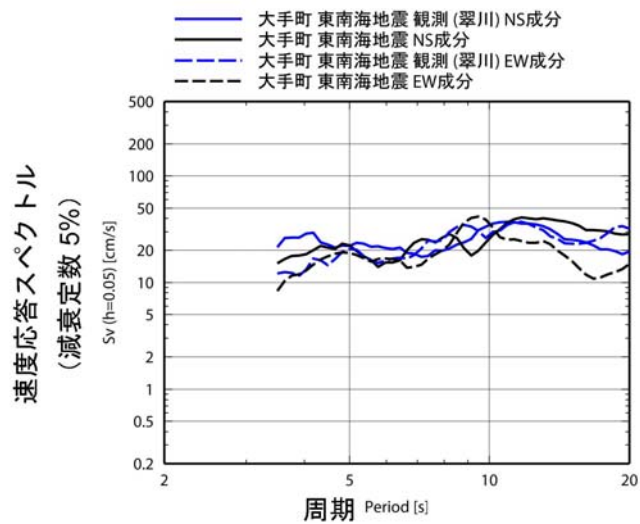
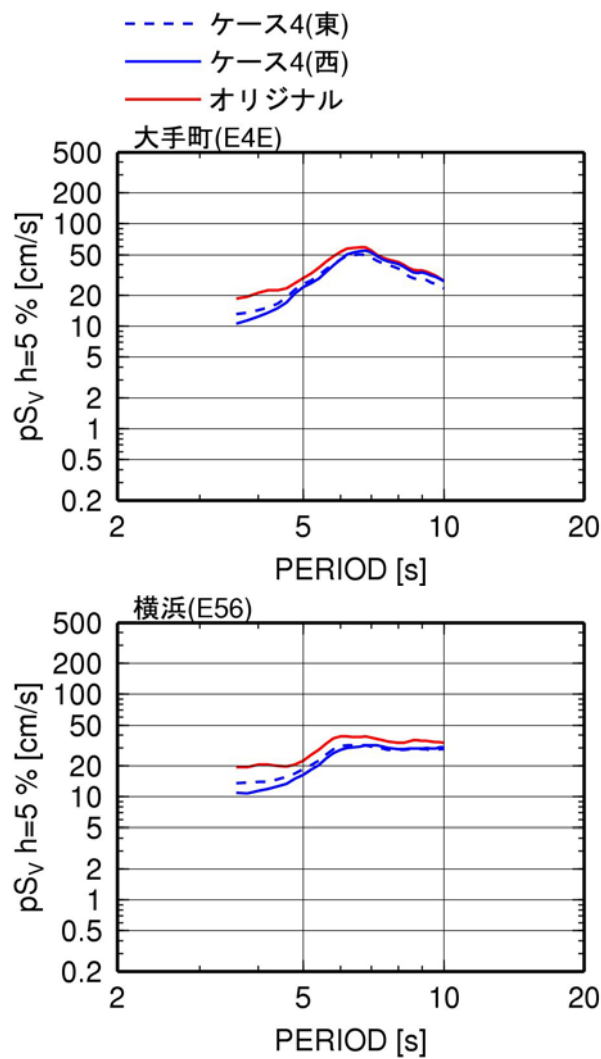


図 2.3-71 東海・東南海地震(Mw8.6)の既往の計算波(佐藤・他, 2006)とオリジナル(ケース0)の名古屋(AIC004)での擬似速度応答スペクトルの比較



(a) 地震本部: 大手町と Midorikawa et al. (2006) の復元波



(b) 本検討: 大手町 (E4E) と横浜 (E56)

図 2.3-72 東南海地震の地震本部の大手町での予測波及び翠川 (Midorikawa et al., 2006) の大手町での復元波の速度応答スペクトル (減衰定数 5%) 及と本検討の大手町 (E4E) と横浜 (E56) での計算波の擬似速度応答スペクトルの比較

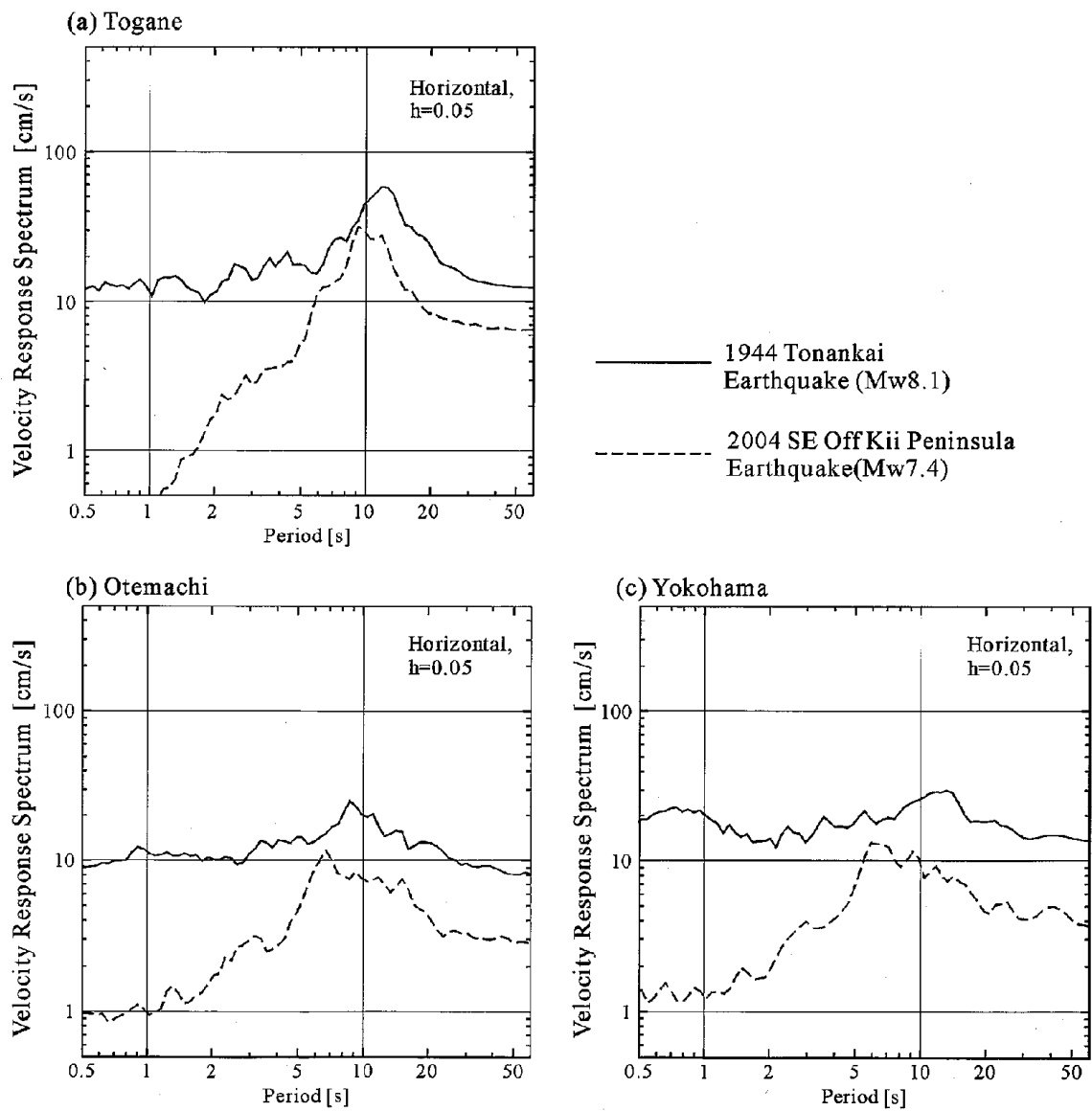


Fig. 12 Velocity response spectra of horizontal ground motions at (a) Togane, (b) Otemachi and (c) Yokohama during the 1944 Tonankai earthquake (solid lines) and the 2004 SE Off Kii Peninsula earthquake (broken lines).

図 2.3-73 1944 年の東南海地震の復元記録と 2004 年紀伊半島沖地震の記録の速度応答スペクトル (減衰定数 5%) (古村・中村, 2006)

表 2.3-4 加速度応答スペクトルの経験式の検討ケースと評価結果

ケース	Mw ² 項	東と西の 違い	余震 等	本震	Mwの頭 打ち	オリジナルとの関係	1944年東南海 地震の観測波 との対応関係	地震本部 の波との 比較	設計用の 式として の評価
0	×	×	×	×	×	オリジナル(パプコメ2010年度版)	○	○	○
1	×	×	○	×	×	・オリジナルと類似 ・関東平野では周期5秒以上で大きい ・新宿と大手町での違いが残る			○
2	○	×	○	×	×	・オリジナルと類似 ・関東平野では周期5秒以上で大きい ・新宿と大手町での違いが残る			○
3	×	○	○	×	×	・関東では、フィリピン海プレート 地震でかなり大きい ・震源近傍で大きく、遠方で小さい。			△
4	○	○	○	×	×	・関東では、フィリピン海プレート 地震でやや大きいか同じ ・フィリピン海プレート地震に対す る大手町ではほぼ同じであり、新宿 と大手町での違いが小さくなった ・震源近傍で大きく、遠方で小さい	○	◎	◎
5	○	○	○	○	×	・Mw大きいと小さい			×
6	○	○	○	○	○	・Mw大きいとかなり小さい			×

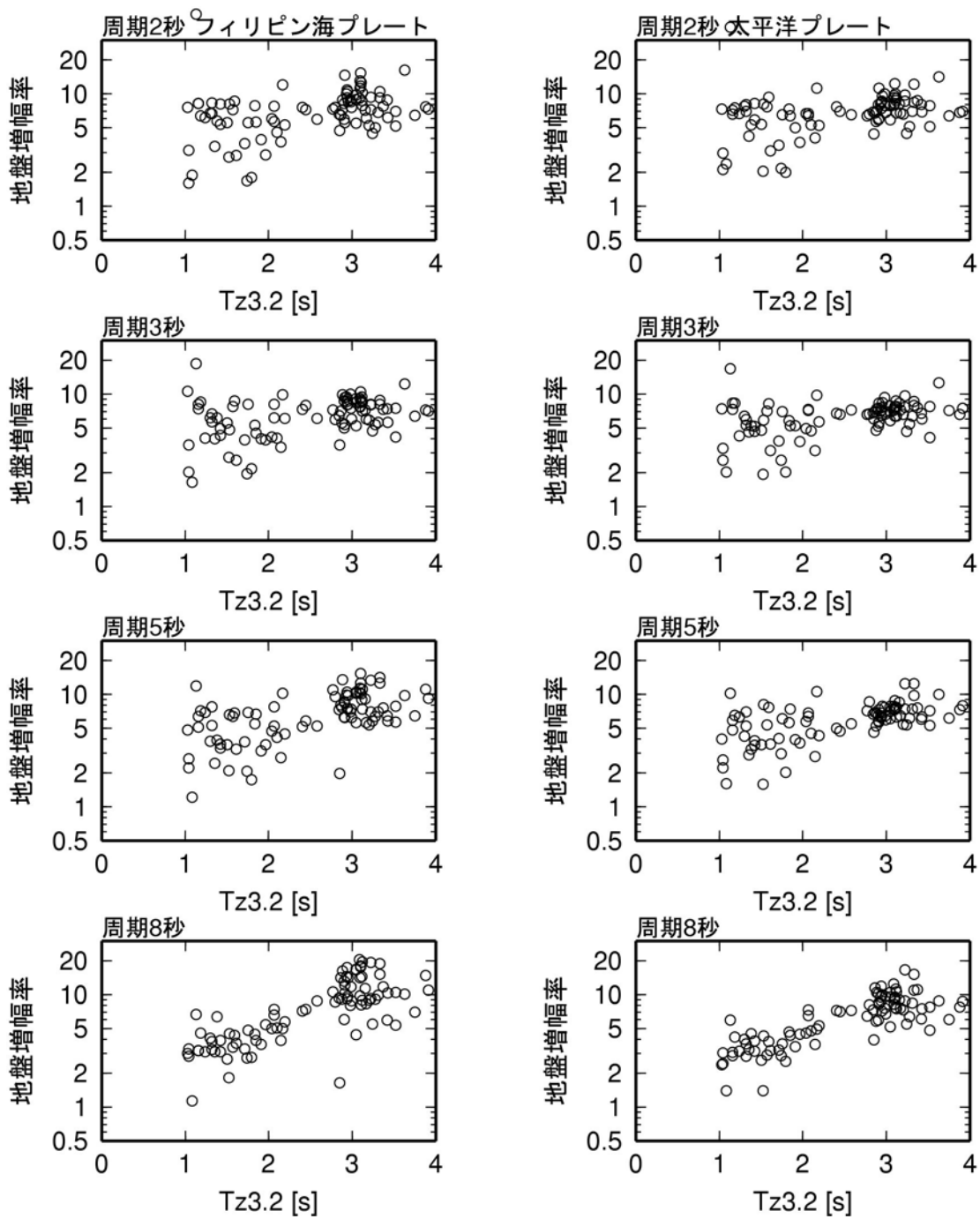


図 2.3-74 関東平野の地盤増幅率と $T_{z3.2}$ の関係 (東と西で異なる地盤増幅率が推定されている地点)

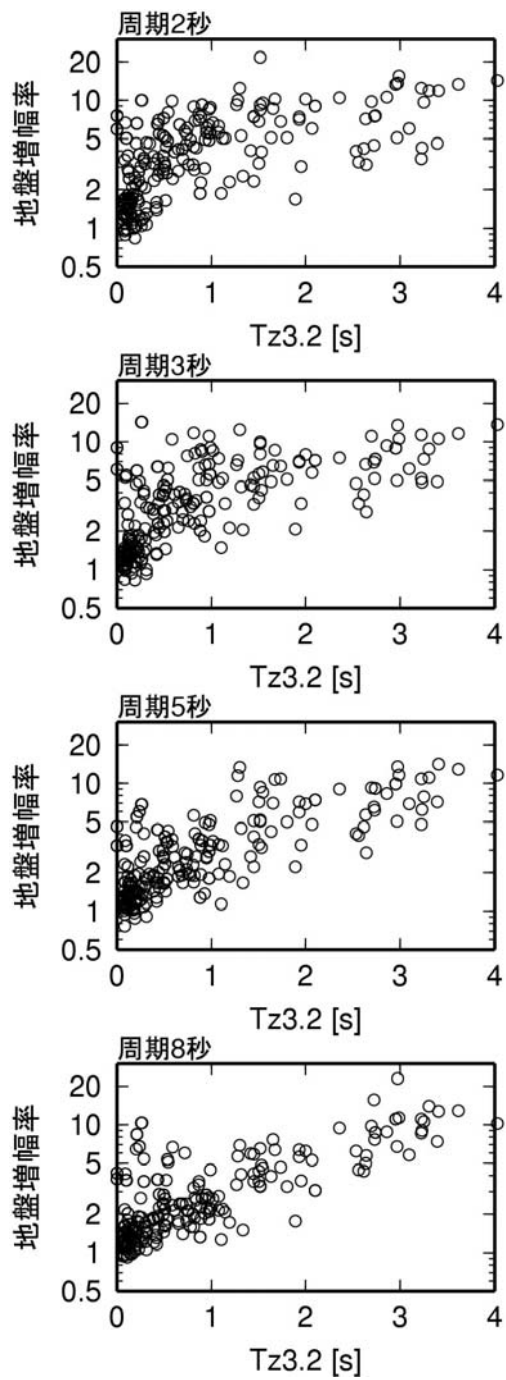


図 2.3-75 関東平野の地盤増幅率と Tz3.2 の関係 (東と西で共通の地盤増幅率が推定されている地点)

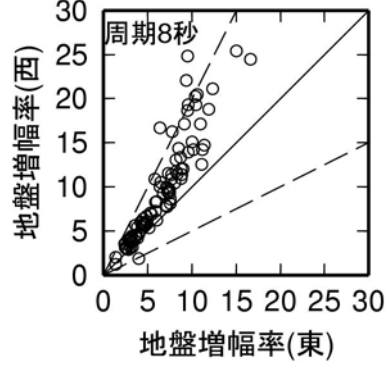
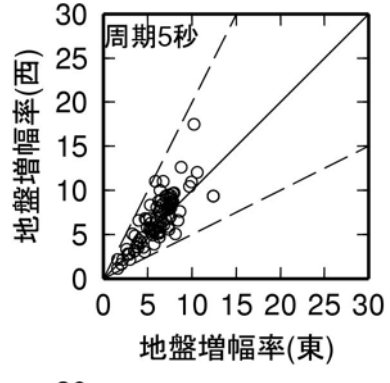
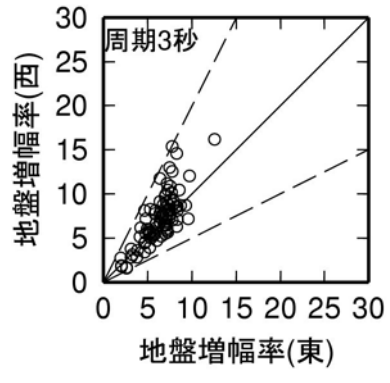
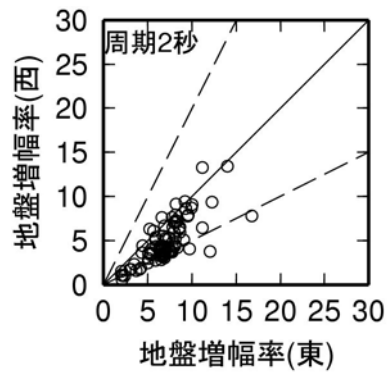


図 2.3-76 東と西で異なる地盤増幅率が推定されている地点での増幅率の比較

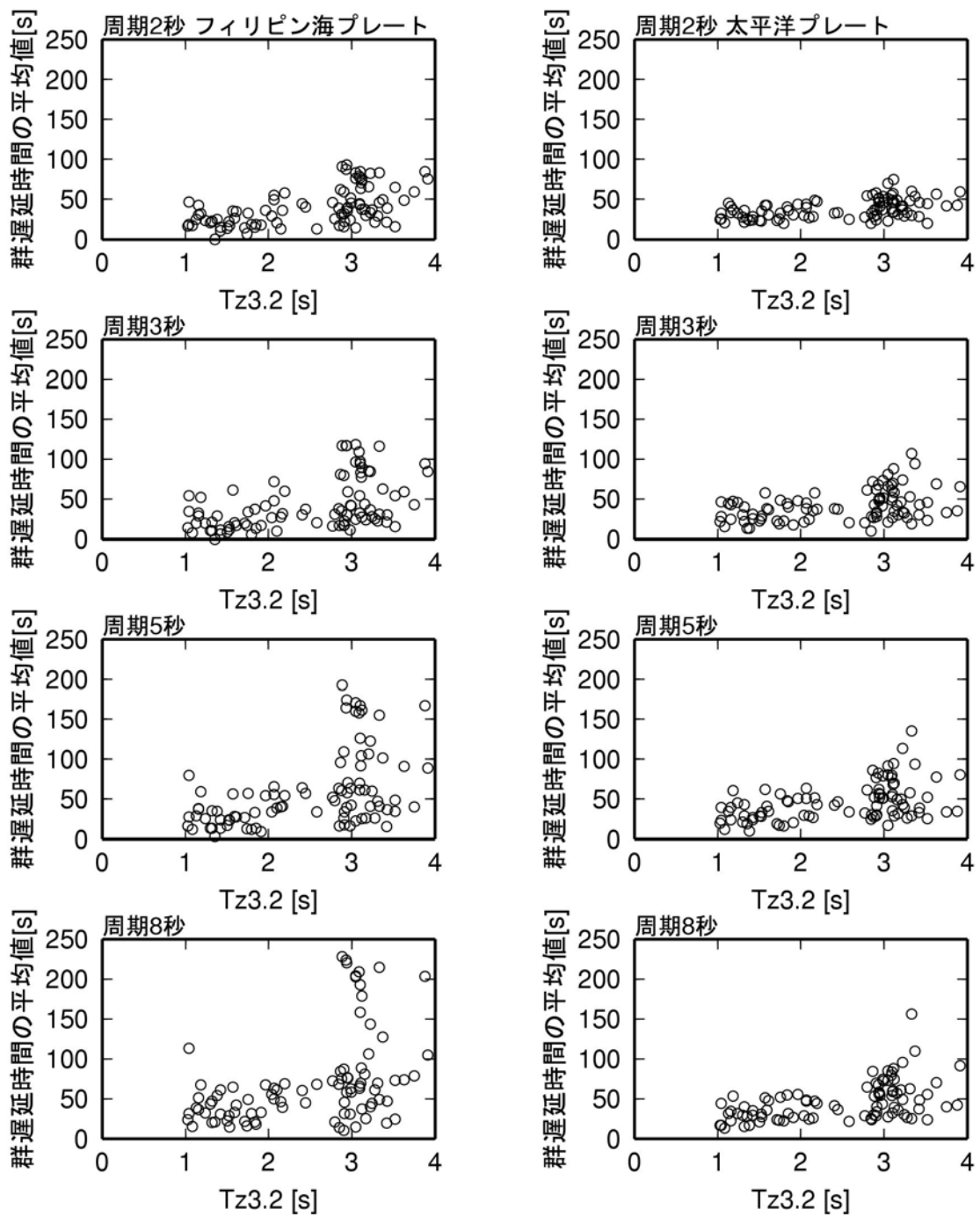


図 2.3-77 関東平野の群遅延時間の平均値のサイト係数と $Tz_{3.2}$ の関係 (東と西で異なる地盤増幅率が推定されている地点)

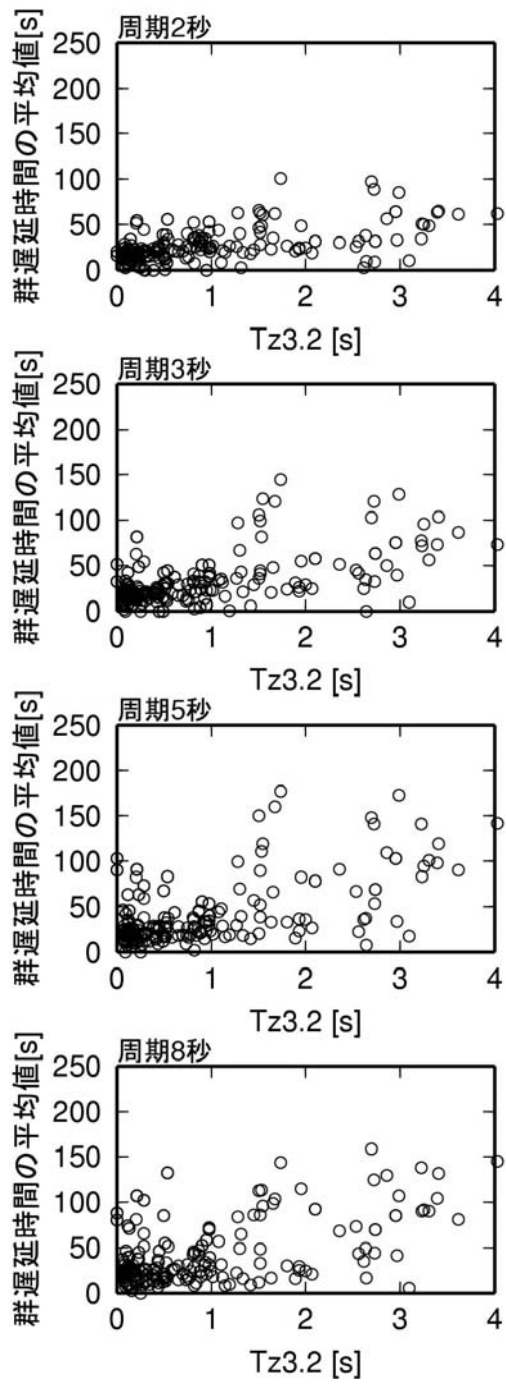


図 2.3-78 関東平野の群遅延時間のひょうじゅんへんさ平均値のサイト係数と $Tz_{3.2}$ の関係（東と西で共通の地盤増幅率が推定されている地点）

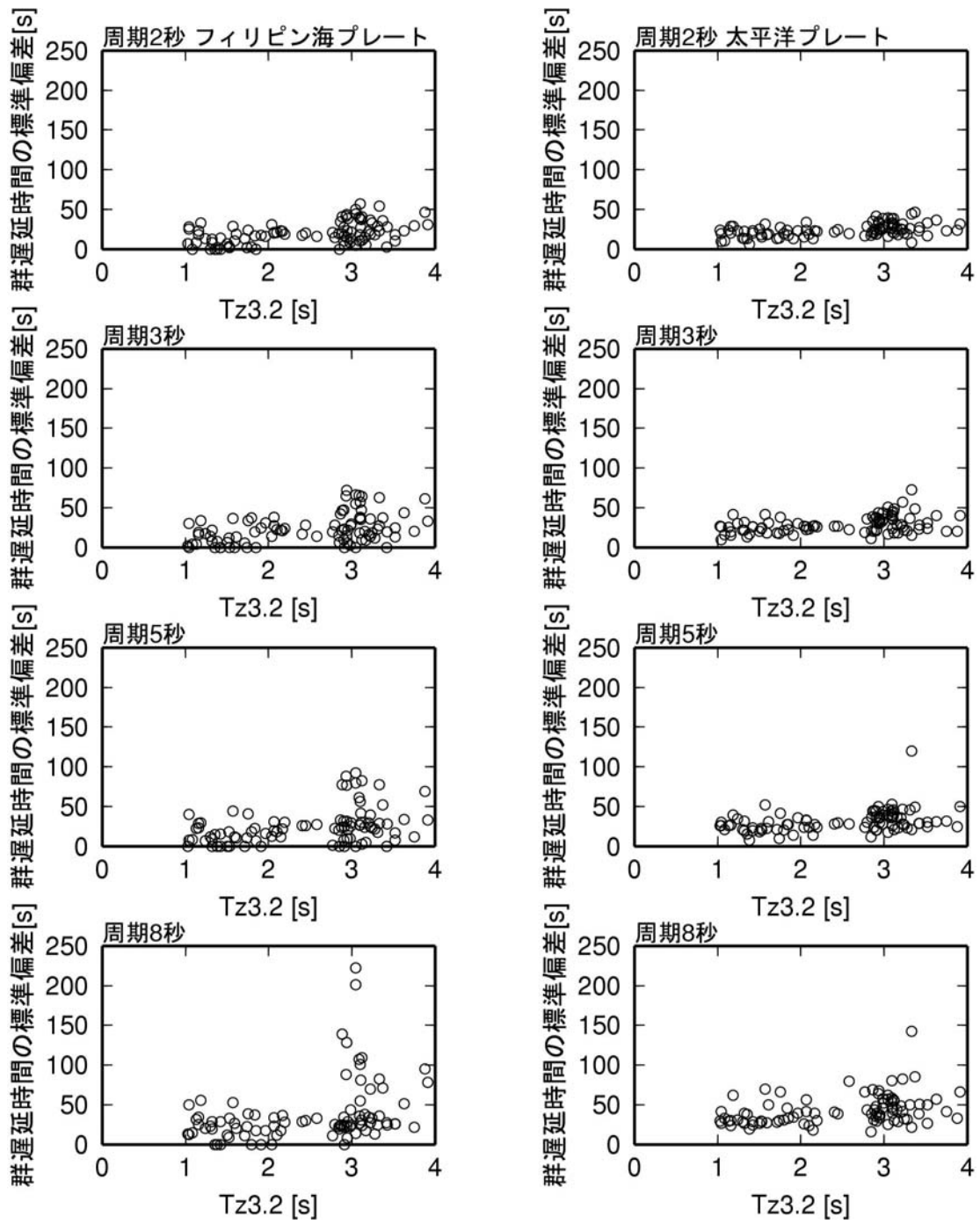


図 2.3-79 関東平野の群遅延時間の標準偏差のサイト係数と $Tz_{3.2}$ の関係（東と西で異なる地盤増幅率が推定されている地点）

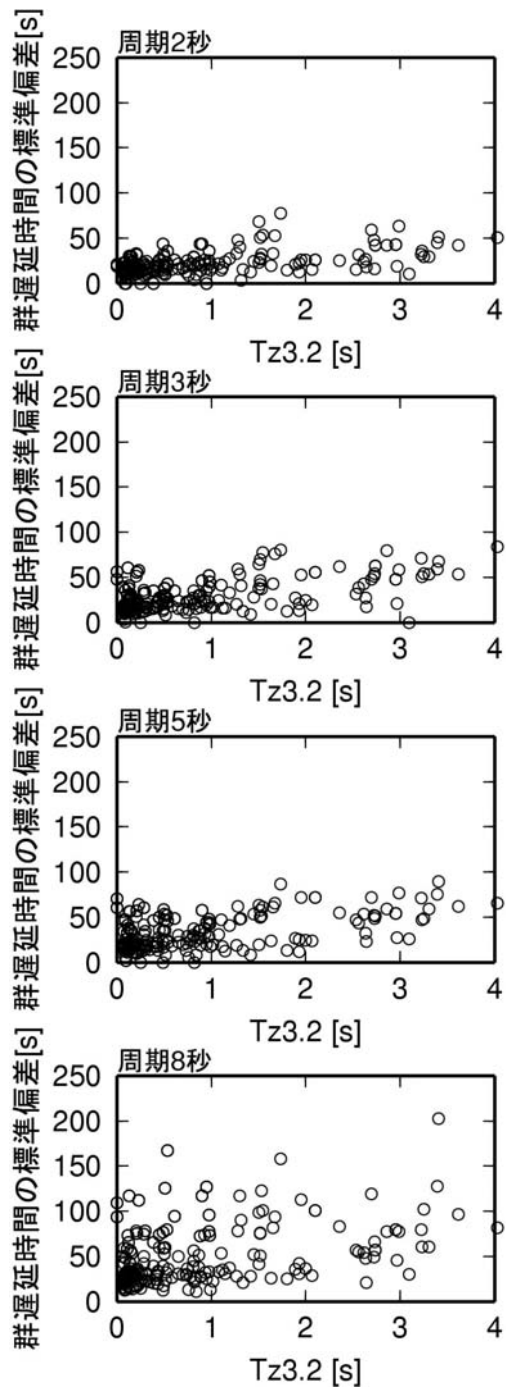


図 2.3-80 関東平野の群遅延時間の標準偏差のサイト係数と $Tz_{3.2}$ の関係（東と西で共通の地盤増幅率が推定されている地点）

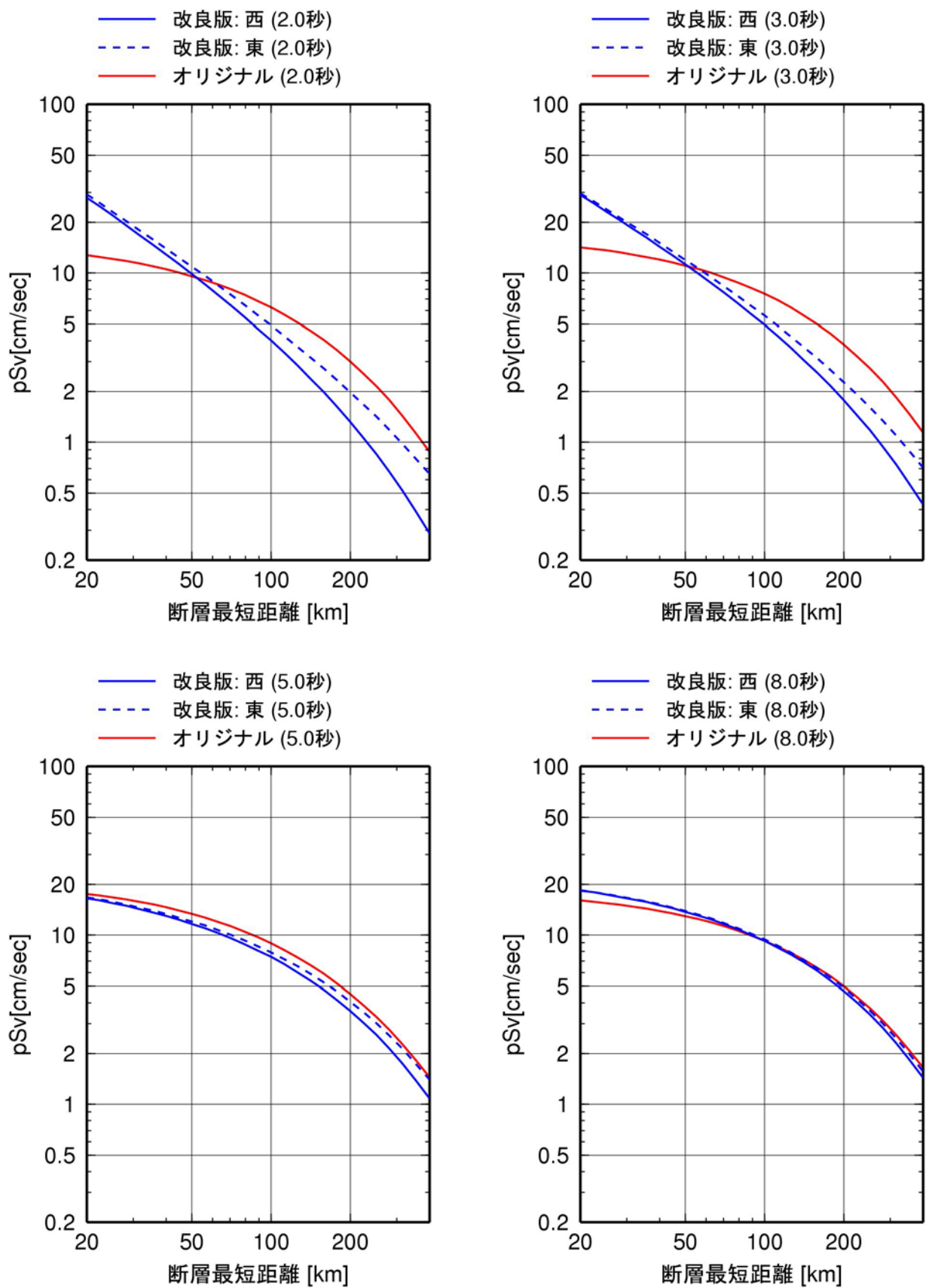


図 2.3-81 オリジナルの式(ケース 0)と改良版(ケース 4)の擬似速度応答スペクトルの距離減衰特性 ($M_w 8.5$ の場合)

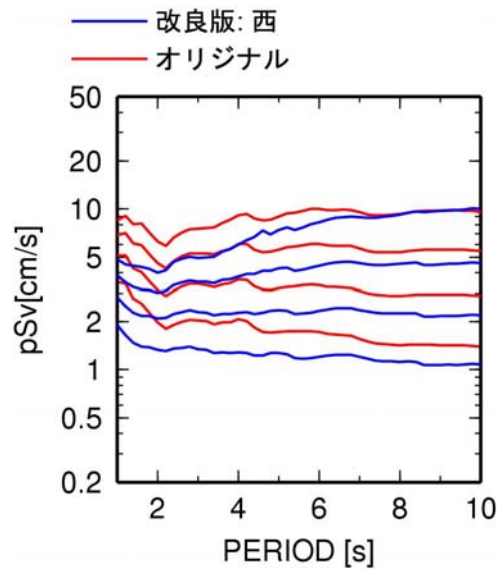
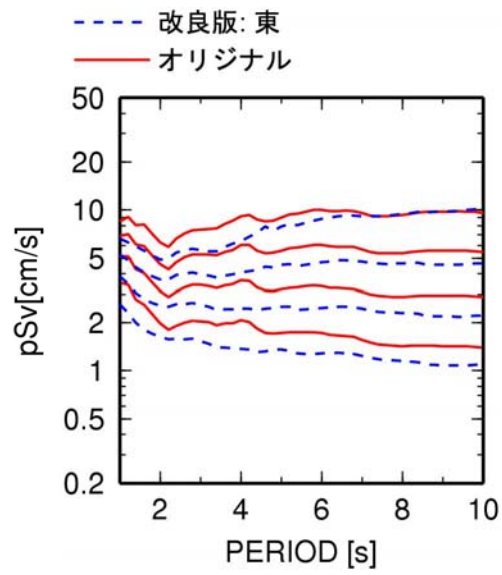


図 2.3-82 Mw7.0、Mw7.5、Mw8.0、Mw8.5 の断層最短距離 100km における地震基盤での擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

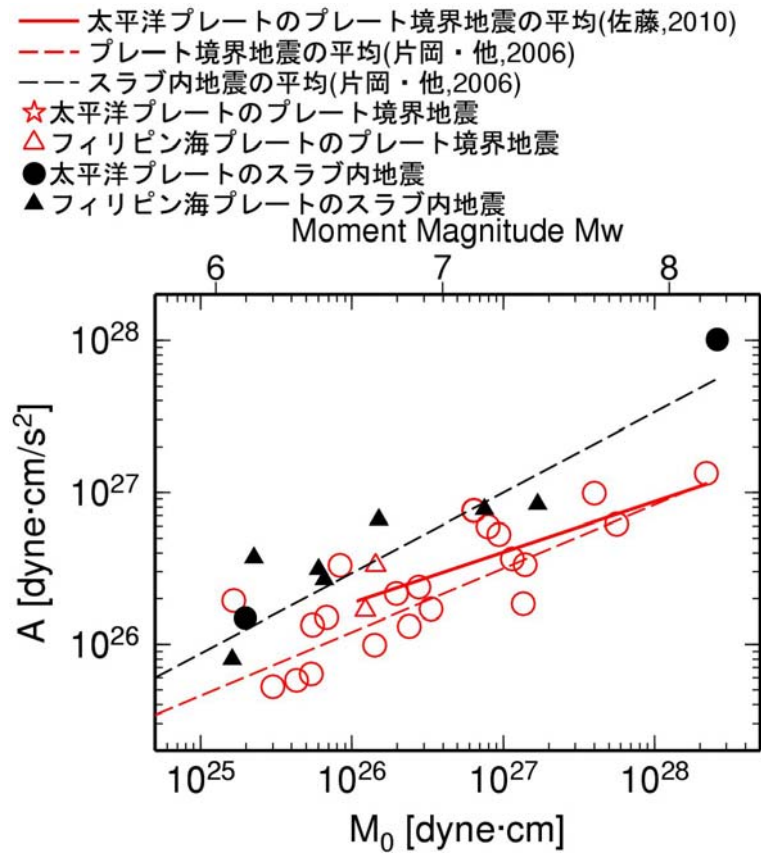


図 2.3-83 地震モーメント M_0 と短周期レベル A の関係(片岡・他, 2006; 佐藤・他, 2010b; 佐藤, 2012)

2-4 改良経験式による東北地方太平洋沖地震の長周期地震動のシミュレーション

2-4-1 はじめに

改良した経験式(新経験式)と、昨年度までの経験式(旧経験式)を用いて、3月9日の三陸沖の前震(Mw7.4)、最大余震である3月11日15時15分の茨城県沖の余震(Mw7.8)、東北地方太平洋沖地震の長周期地震動のシミュレーションを行い、経験式の適用性を検討する。

2-4-2 断層モデルの設定

経験式に基づく長周期地震動作成フローを図 2.4-1 に示す。連動型地震に対して、ある地点で長周期地震動を計算するために必要なパラメータは、各断層の地震モーメント M_0 、各断層からの断層最短距離、各断層の破壊開始点からの震源距離、各断層の破壊開始時間差である。

(a) 前震、余震の断層パラメータ

3月9日の三陸沖の前震(Mw7.4)については、図 2.4-2 に示すように、気象庁(2011)により震源過程解析がなされているため、この地震規模と破壊開始点、断層面を用いた。

3月11日15時15分の余震については、震源過程解析がなされていないため、 M_0 と M_w は F-net を用いた。F-net の傾斜角 49° はプレートの沈みこみ角度に比べ大きいと考えられるため、Harvard 大学の CMT 解に基づき断層の走向、傾斜角を設定した。また、破壊開始点は、気象庁の震源位置とした。断層面積は、静的応力降下量 3MPa(中央防災会議,2003)を仮定して計算し、正方形断層として断層長さ l と幅 w を決めた。破壊開始点は中心においた。

表 2.4-1 に、これら2つの地震の断層パラメータをまとめて示す。

(b) 本震の断層パラメータ

本震は、佐藤(2012)の経験的 G 関数法に基づく震源モデルに基づき、巨視的断層を設定し、それぞれの巨視的断層のパラメータを地震本部(2009)のレシピに基づき設定した。表 2.4-2、図 2.4-3 に佐藤(2012)の震源モデルを示す。佐藤(2012)の震源モデルの第3、第4強震動生成領域は、ほぼ同じ時間に破壊していることから、1つの断層に2つの強震動生成領域があると仮定した。すなわち、3連動モデルを仮定した。静的応力降下量は中央防災会議(2003)の東海・東南海・南海地震の3連動地震の震源モデルと同じ 3MPa とした。表 2.4-3 に設定した震源モデルを示す。

経験式の最大 M_w は 8.2 であることから、 $M_w 8.2$ 以上では外挿となる。 M_w^2 項が考慮されているものの、この回帰係数も $M_w 8.2$ までのデータで求められており、 $M_w 8.2$ 以上での拘束がない。そこで、 M_w の頭打ちを 8.2~8.8 まで 0.1 刻みで与えてシミュレーションを実施した。その結果、 $M_w 8.4$ 程度で、本震の長周期地震動がほぼ説明できることから、改良経験式では頭打ちの M_w を 8.4 とした。この頭打ちが必要となるのは、 $M_w 8.8$ となる断層面 2 である。

各断層のパラメータの設定方法は以下の通りである。各断層の巨視的断層面の面積 S は、静的応力降下量 $\Delta\sigma$ と、強震動生成領域の面積 S_a と応力降下量 $\Delta\sigma_a$ を用いて、次式により設定する。

$$\Delta\sigma S = \Delta\sigma_a S_a \quad (1)$$

断層は正方形を基本とし、断層幅が 200km を超える場合には、断層幅を 200km として長さを計算した。断層の位置は、長さ方向は強震動生成領域が中心となるように設定し、幅方向は陸側に接するように設定した。

巨視的断層面の地震モーメント M_0 は、(2)式により計算する(Eshelby, 1957)。

$$M_0 = 16/(7\pi^{3/2})\Delta\sigma S^{3/2} \quad (2)$$

2-4-3 長周期地震動のシミュレーション

長周期地震動のシミュレーションは、経験式で地盤増幅率が得られている K-NET、KIK-net(地表)観測点で実施した。周期 2、3、5、8 秒における減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル分布で比較を行った。

図 2.4-4、図 2.4-5、図 2.4-6 には、それぞれ、3月9日の地震の観測、旧経験式、新経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布を示す。矩形が断層面、星印が破壊開始点である。同様に、3月11日の茨城県沖の最大余震の結果を、図 2.4-7、図 2.4-8、図 2.4-9 に示す。いずれの地震の場合も、旧経験式によるものがやや大きめであるのに対して、新経験式の方が観測をより再現している。

同様に、太平洋沖地震の結果を、図 2.4-10、図 2.4-11、図 2.4-12 に示す。長周期側で、いずれの経験式もやや過大評価であるが新経験式の方が観測により合っている。特に、旧経験式が関東平野で過大評価になる傾向があるのに対して、新経験式では、それがやや改善されている。

図 2.4-13 には、太平洋沖地震の観測とシミュレーションの比較を行う観測点と周期 3 秒での地盤増幅率分布を示す。長周期が比較的大きい観測点を選択した。図 2.4-14 には、観測とシミュレーションの擬似速度応答スペクトルと速度波形(周期 0.1~10 秒)の比較を示す。地盤の非線形性の影響が大きいと考えられる MYG006 と TCGH16 では、本震時の表層地盤の非線形性野影響を考慮した補正を行った結果を示す。MYG006 では、経験式作成に用いたデータの H/V と本震(経験式作成には用いていない)の第 2 波群の H/V の比で断層 2 に対するターゲット応答スペクトルを補正し、シミュレーション波を作成した。TCGH16 では、経験式作成に用いたデータの H/V と本震の H/V の比でシミュレーション波の応答スペクトルを補正し、シミュレーション波の位相を使って、補正シミュレーション波を作成した。TCGH16 では、地中に対する地表のスペクトル比を用いた補正シミュレーション波を作成した。いずれもの観測点でも、スペクトル形状はほぼ再現している。非線形性の大きい 2 つの観測点では、波形の形状の再現性がやや良くないが、それ以外の観測点ではほぼ波形形状を再現している。

図 2.4-15 には、TKY018 での新経験式と旧経験式の地盤増幅率の比較を示す。新経験式のフィリピン海プレートの地震に対する増幅率が一番大きく、旧経験式の地盤増幅率は中間レベルになっている。図 2.4-14 の TKY018 のシミュレーション結果は長周期でやや過大評価であるが、地盤増幅率とフィリピン海プレートと太平洋プレートで区別したことで、改善されていると考えられる。

2-4-4 まとめ

旧経験式と新経験式で、3月9日の地震(Mw7.4)と3月11日の茨城県沖の最大余震(Mw7.7)、東北地方太平洋沖地震の長周期地震動シミュレーションを実施した。東北地方太平洋沖地震は、3連動を仮定し、静的応力降下量を3MPaとするとともに、Mw8.5で頭打ちを考慮した。いずれの3地震も、旧経験式より新経験式の方が観測をよく表現できることがわかった。特に、本震では、関東平野で過大評価となる傾向が、新経験式では改善される方向の結果となった。

参考文献

中央防災会議(2003). 東南海・南海地震等に関する専門調査会. 第16回、資料3 図表集、pp.18-20.

<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai>

Eshelby, J. D. (1957), The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems, *Proceedings of the Royal Society*, A241, pp.376-396.

気象庁(2011). 3月9日 三陸沖の地震－遠地実体波および近地強震波形による震源過程解析(暫定)－, <http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/sourceprocess/event/20110309farandnear.pdf>

佐藤智美 (2012). 経験的グリーン関数法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデル-プレート境界地震の短周期レベルに着目して-, 日本建築学会構造系論文集, 第675号(掲載予定)

地震調査研究推進本部(2009). 付録3 震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」), http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf

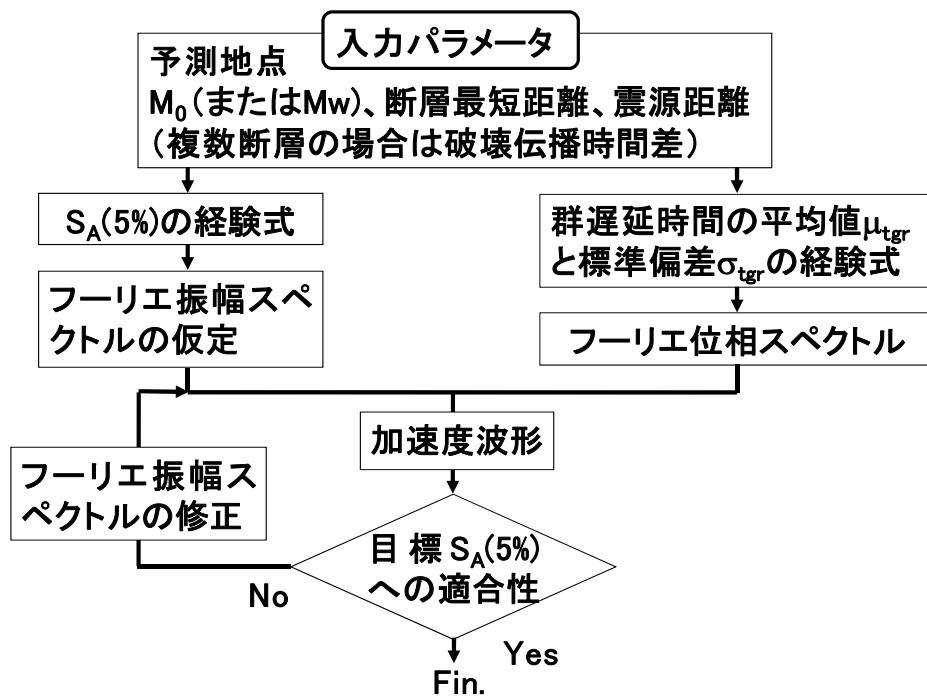


図 2. 4-1 経験式に基づく長周期地震動作成フロー

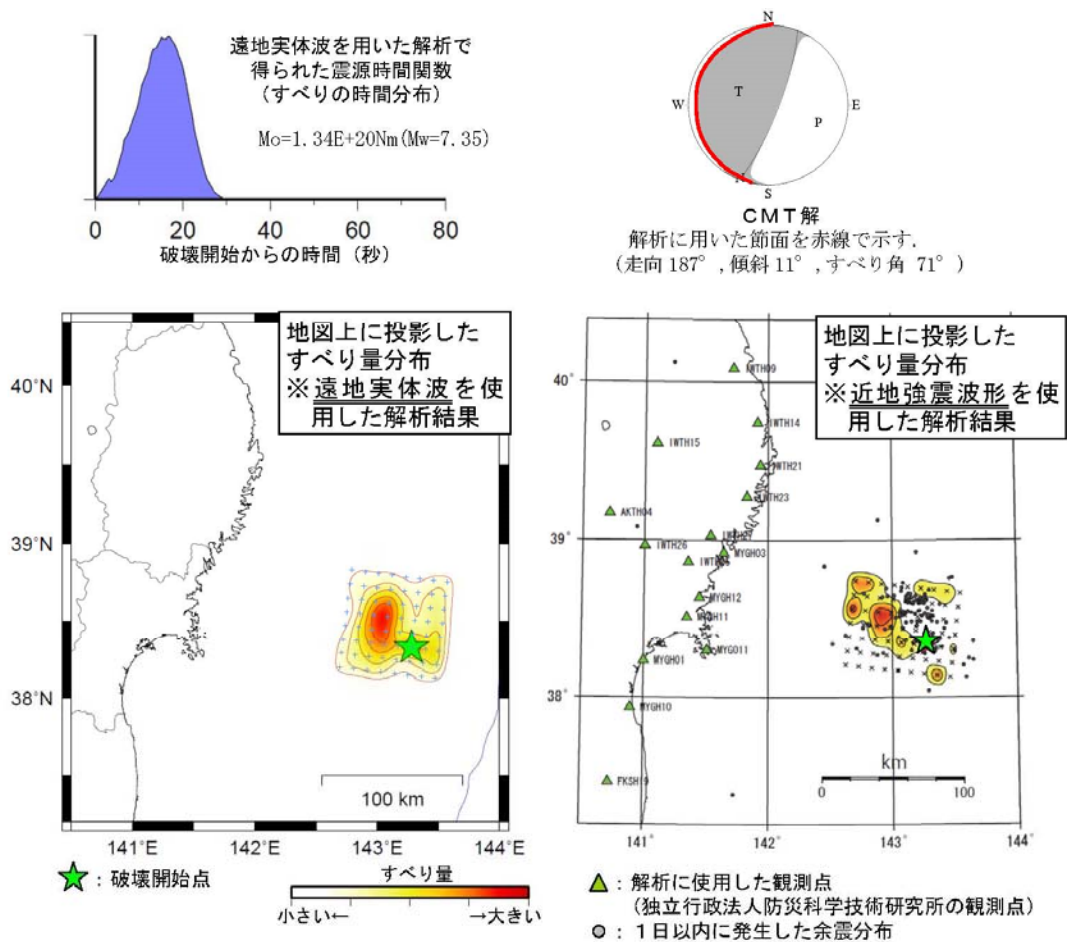


図 2.4-2 長周期波形インバージョンに基づく 3 月 9 日の地震の震源モデル(気象庁)

表 2.4-1 巨視的断層モデル

		3月9日三陸 沖の地震	3月11日の 茨城県沖の 最大余震
M_0	Nm	$1.34E+20$	$5.66E+27$
M_w		7.4	7.8
面積		4900	5960
長さ	km	70	77.2
幅	km	70	77.2
走向	$^\circ$	187	199
傾斜角	$^\circ$	11	17

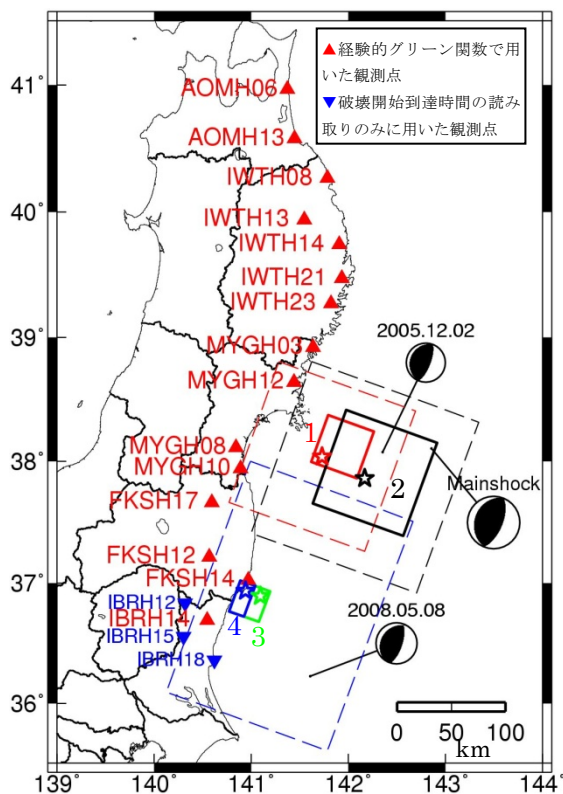


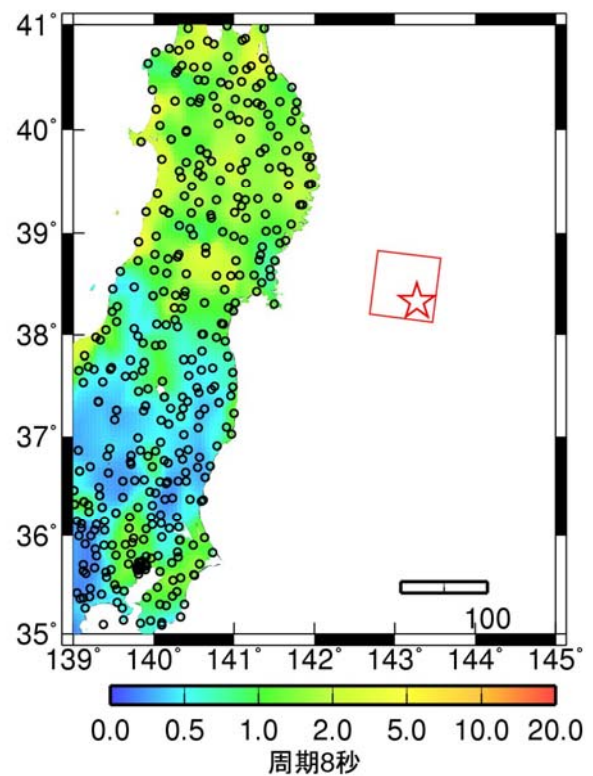
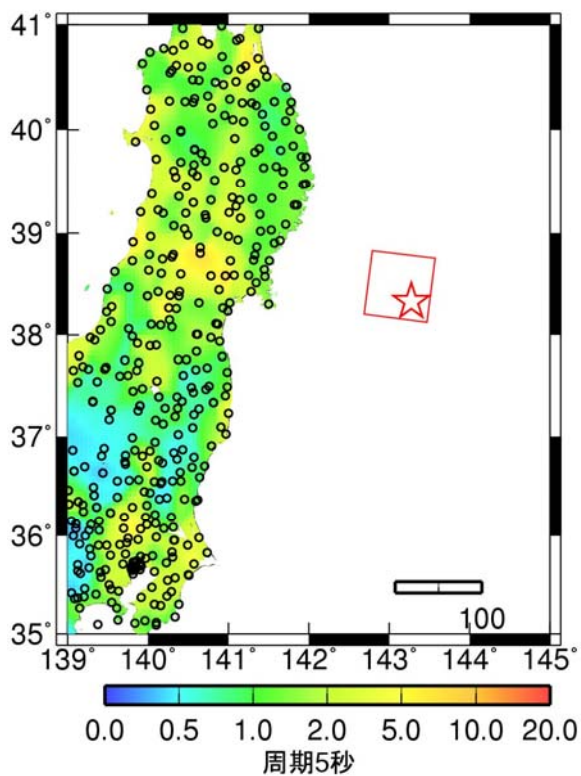
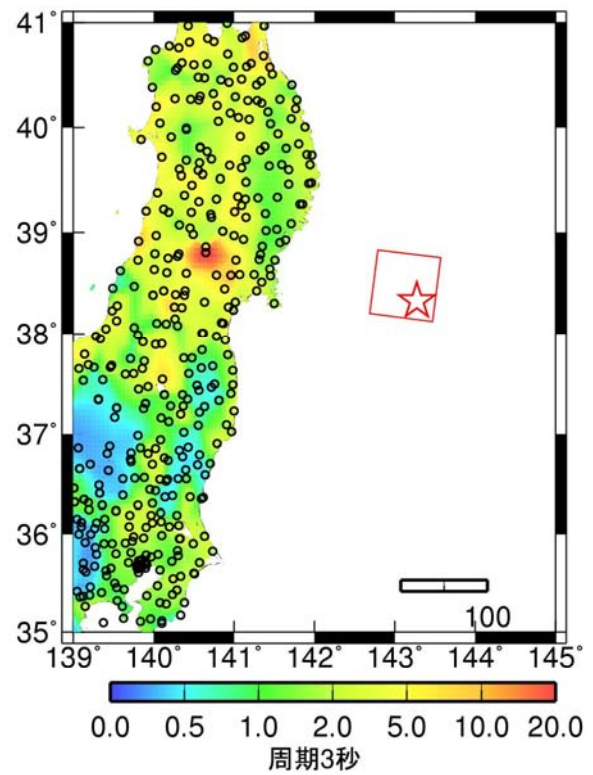
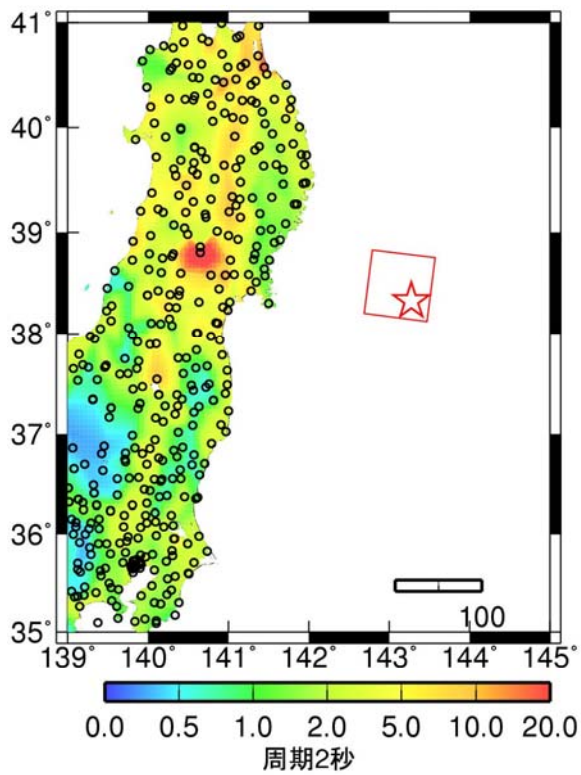
図 2.4-3 佐藤(2012)の経験的 G 関数法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル
(実線の矩形が強震動生成領域 1~4、星印が破壊開始点)

表 2.4-2 佐藤(2012)の震源モデルのパラメータ

パラメータ	強震動生成領域 1	強震動生成領域 2	強震動生成領域 3	強震動生成領域 4	強震動生成領域全体	
長さ [km]	45.0	90.0	30.0	15.0	—	
幅 [km]	45.0	90.0	30.0	30.0	—	
面積 [km ²]	2025.0	8100.0	900.0	450.0	11475.0	
地震モーメント [dyne・cm]	1.49E+28	7.73E+28	3.23E+27	8.06E+26	9.63E+28	
応力降下量 [bar]	397.7	258.5	291.0	205.7	—	
すべり量 [cm]	1530.3	1989.5	746.6	373.2	—	
短周期レベル [dyne・cm/s ²]	2.03E+27	2.64E+27	9.90E+26	4.95E+26	3.51E+27	
破壊開始時間 [s]	28.0	58.0	103.4	107.9	—	
破壊伝播速度 [km/s]	3.0	2.0	2.0	2.0	—	
破壊開始点	経度 [度]	141.729	142.168	141.093	140.941	—
	緯度 [度]	38.036	37.863	36.892	36.937	—
	深さ [km]	48.0	36.6	50.9	54.8	—

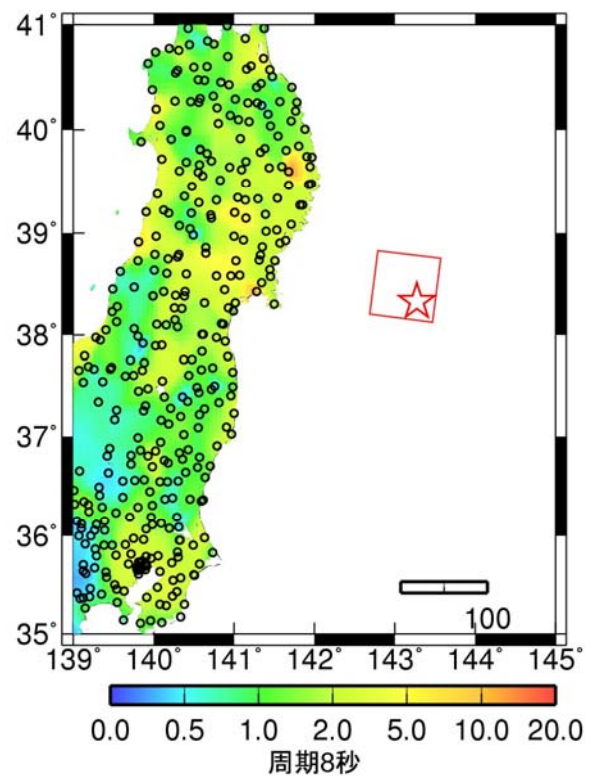
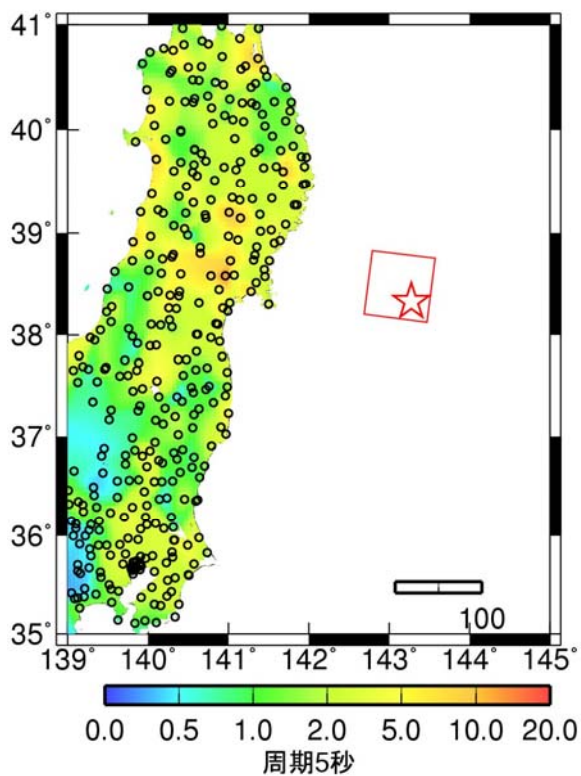
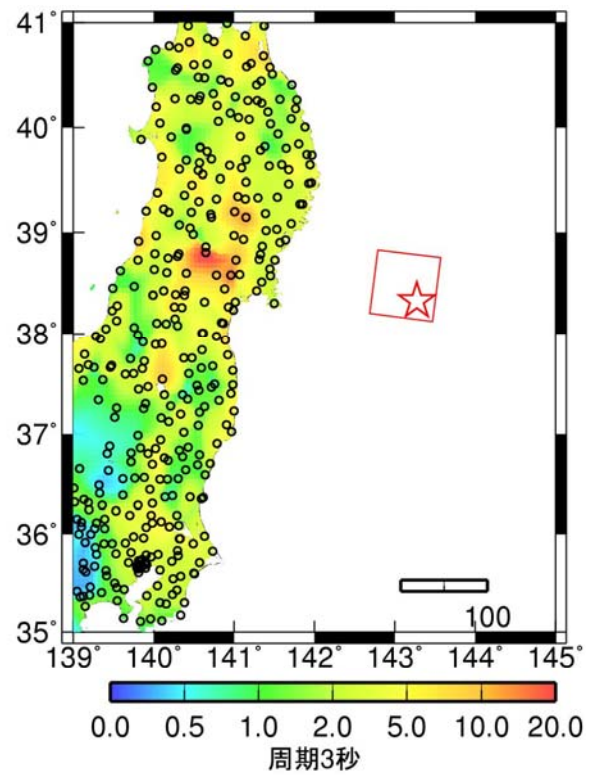
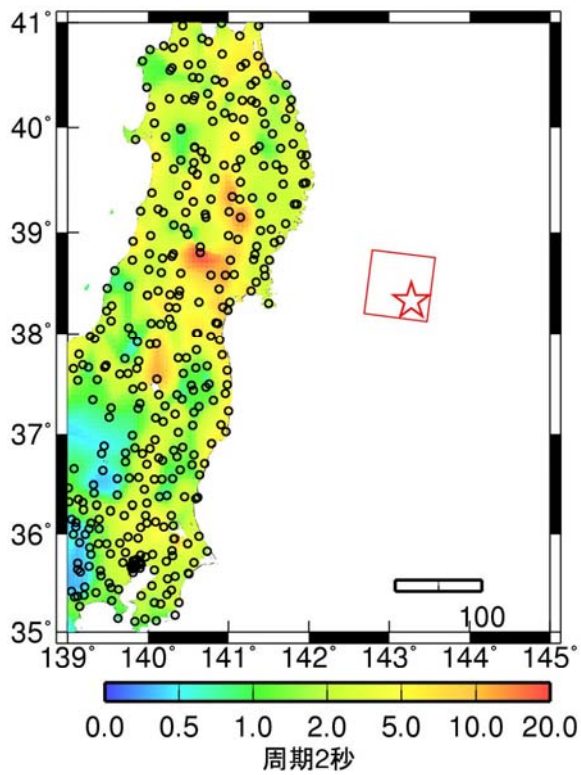
表 2.4-3 静的応力降下量 3MP a を仮定し
 佐藤(2012)に基づき 3つの断層を仮定した本震の震源モデル
 (改良経験式では頭打ちを考慮したカッコ内の値を使用)

	パラメータ	単位	本震
全体	M ₀	dyne・cm	2.97E+29 (1.20E+29)
	M _w		8.9 (8.7)
	走向	°	200.0
	傾斜角	°	15.0
断層1	M ₀	dyne・cm	5.42E+28
	M _w		8.4
	面積	km ²	26844.8
	長さ	km	163.8
	幅	km	163.8
断層2	M ₀	dyne・cm	2.27E+29 (5.01E+28)
	M _w		8.8 (8.4)
	面積	km ²	69795.0
	長さ	km	349.0
	幅	km	200.0
断層3	M ₀	dyne・cm	1.58E+28
	M _w		8.1
	面積	km ²	11815.5
	長さ	km	108.7
	幅	km	108.7



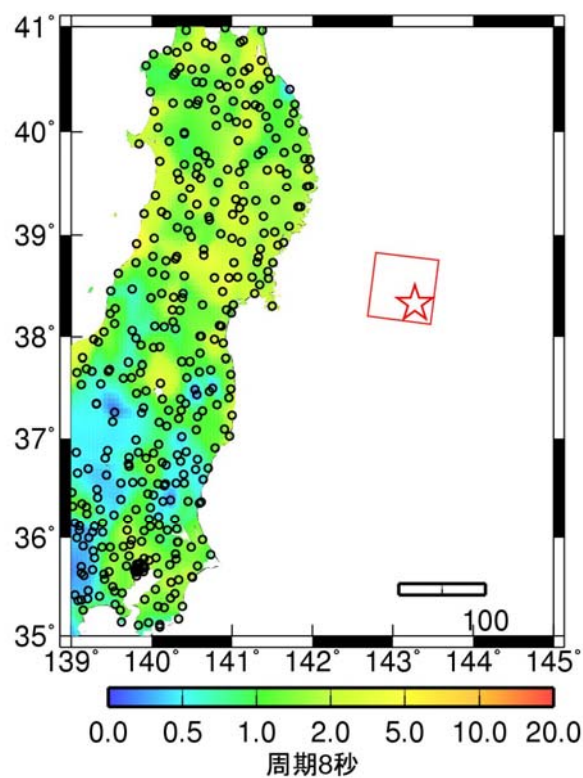
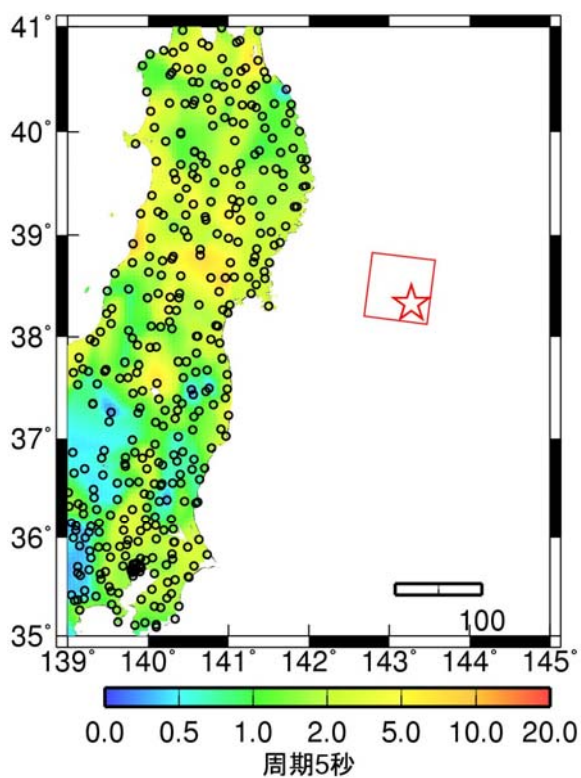
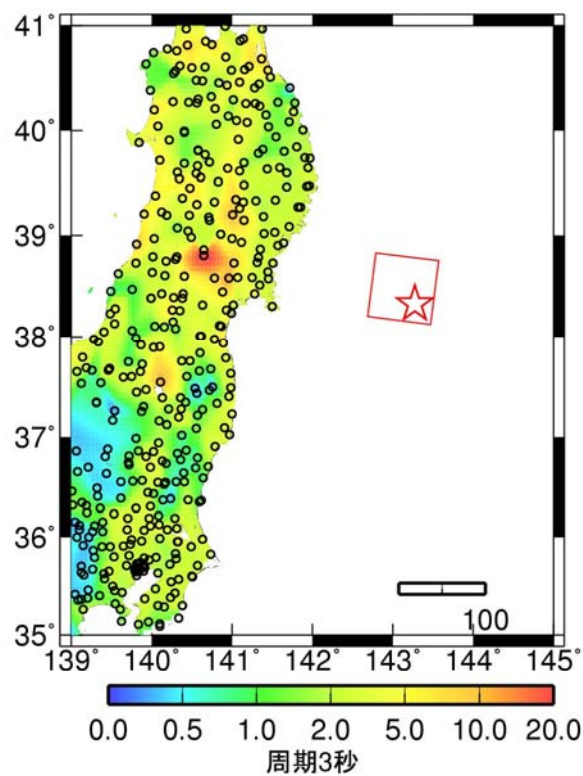
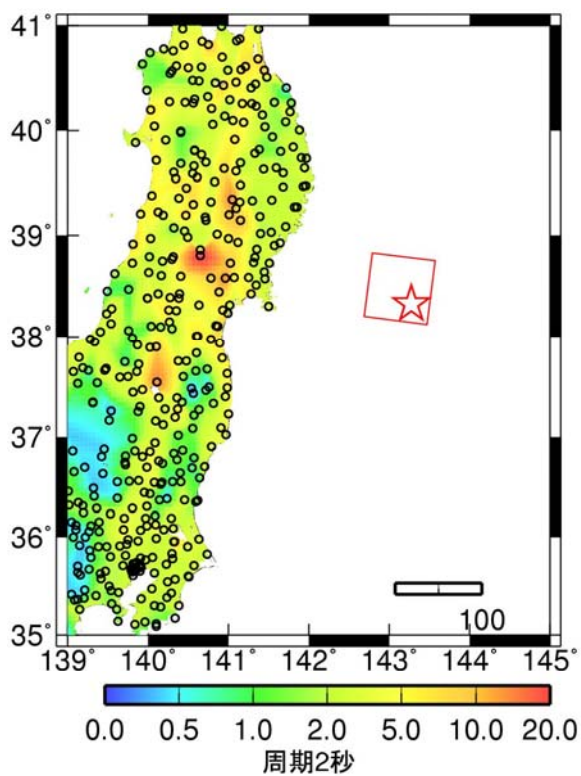
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(観測) [cm/s]

図 2.4-4 3月9日の地震の観測擬似速度応答スペクトル分布



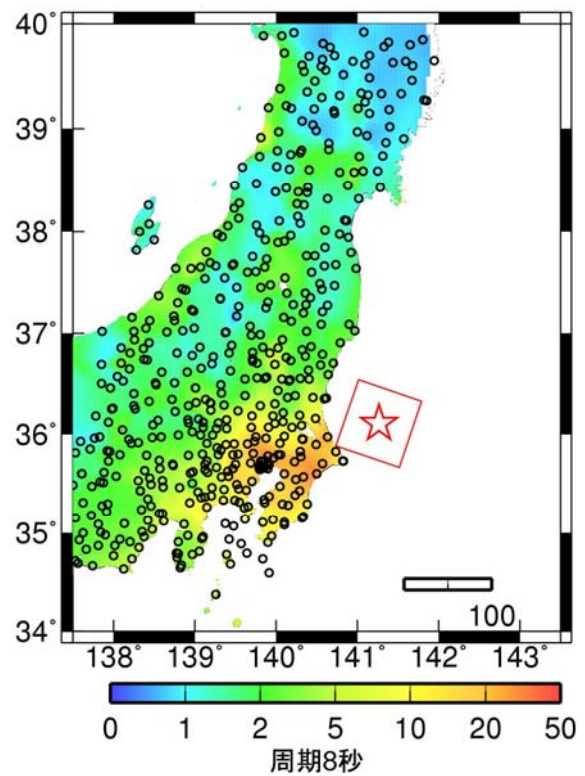
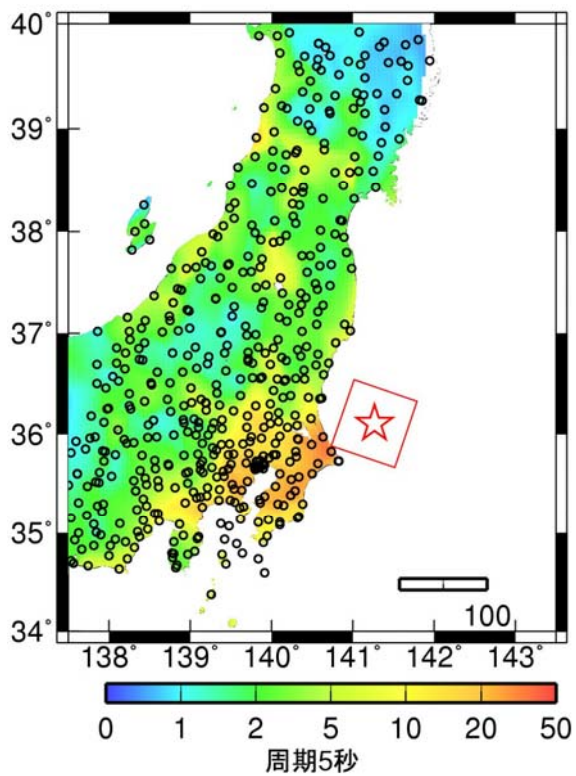
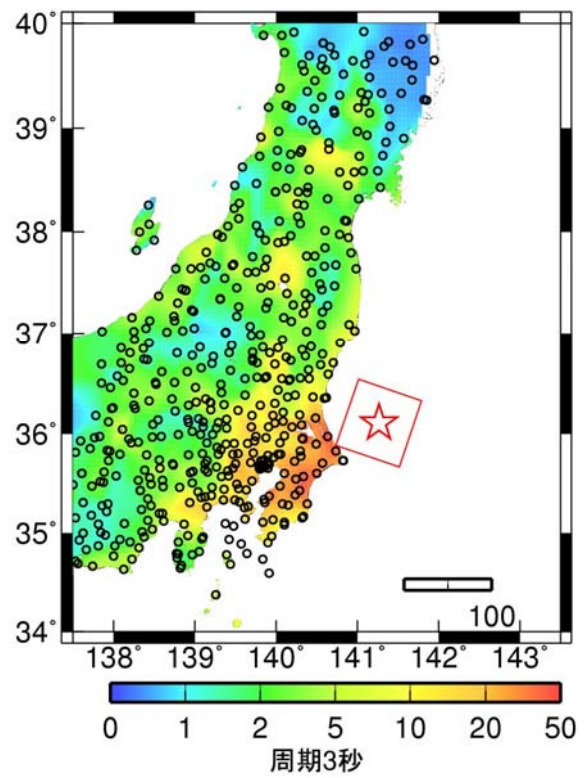
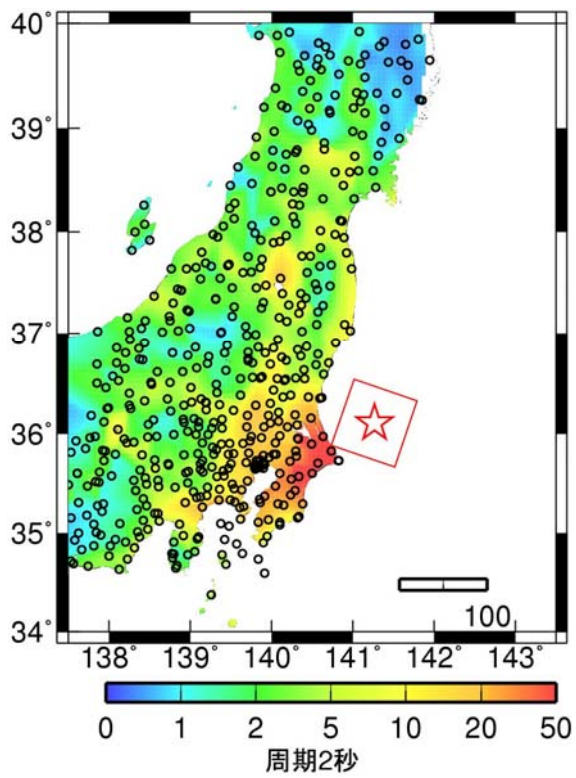
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 旧 [cm/s]

図 2.4-5 3月9日の地震の旧経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布



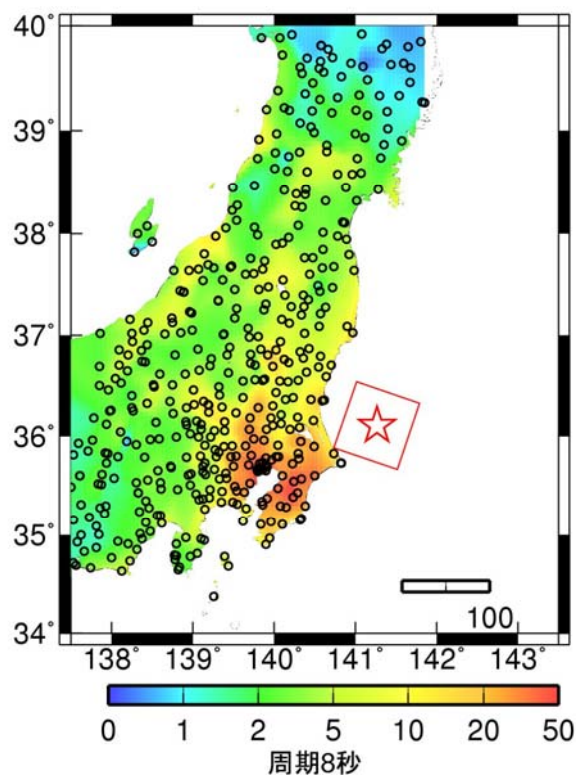
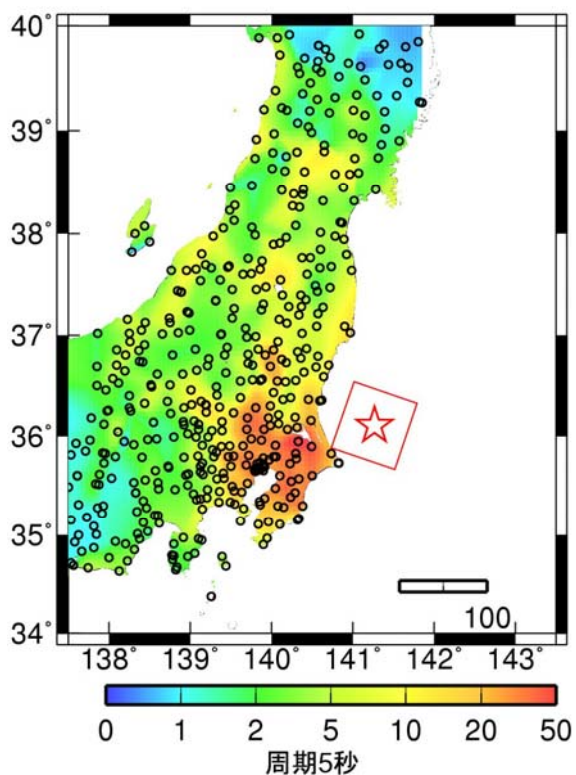
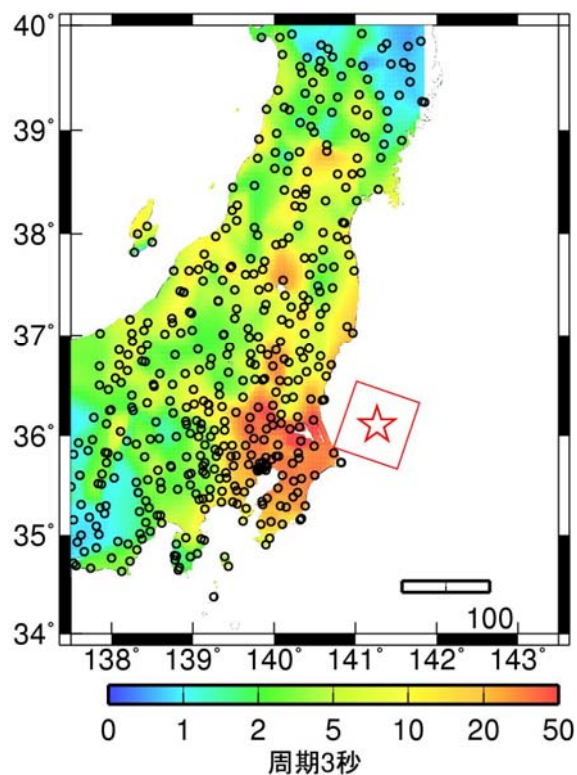
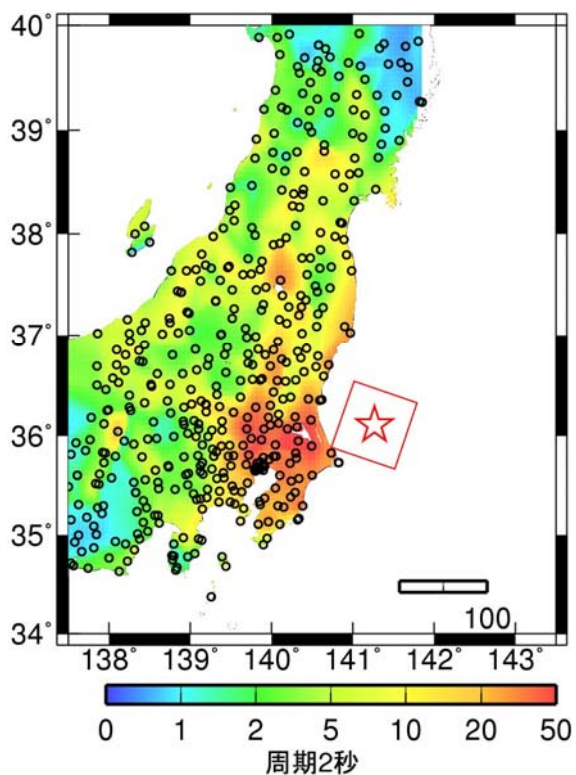
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 新 [cm/s]

図 2.4-6 3月9日の地震の新経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布



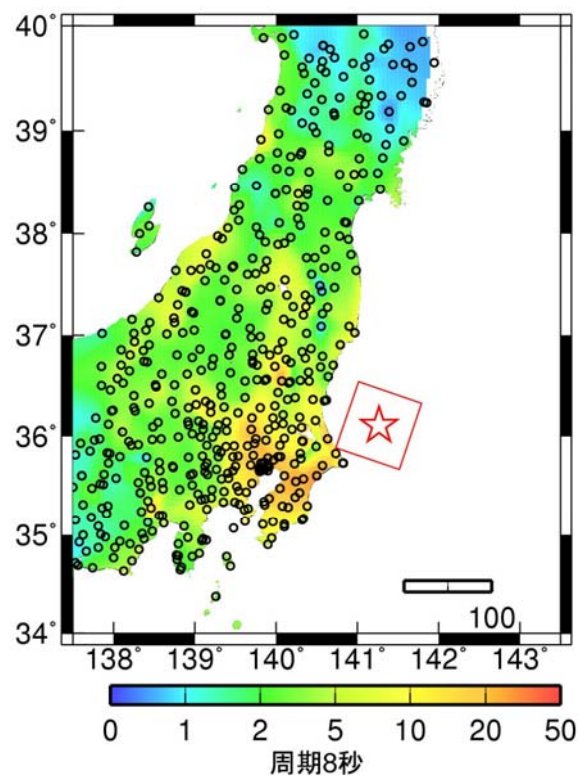
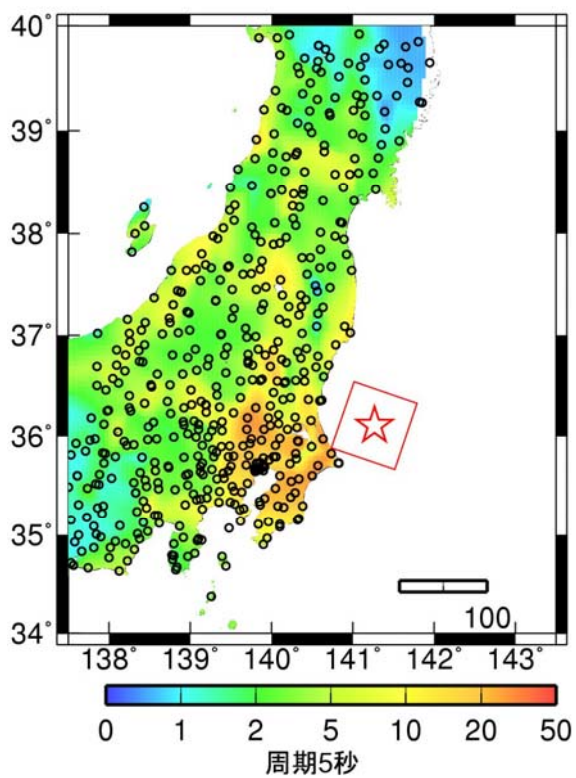
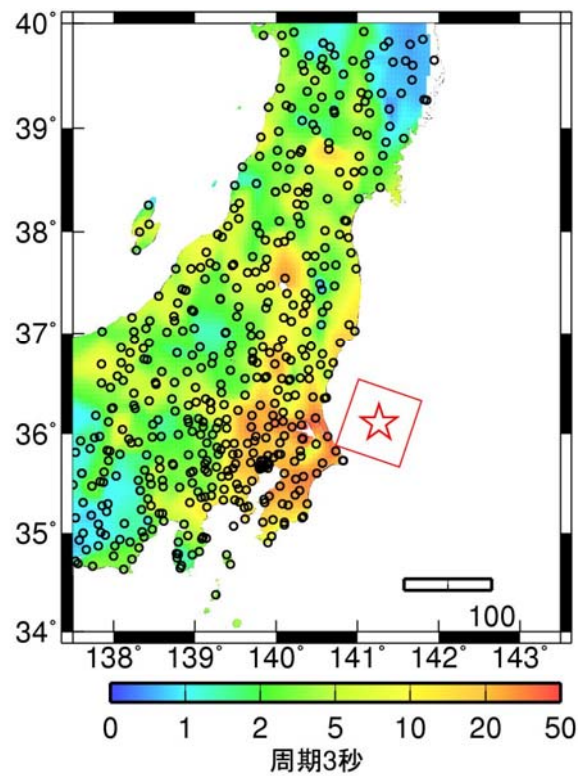
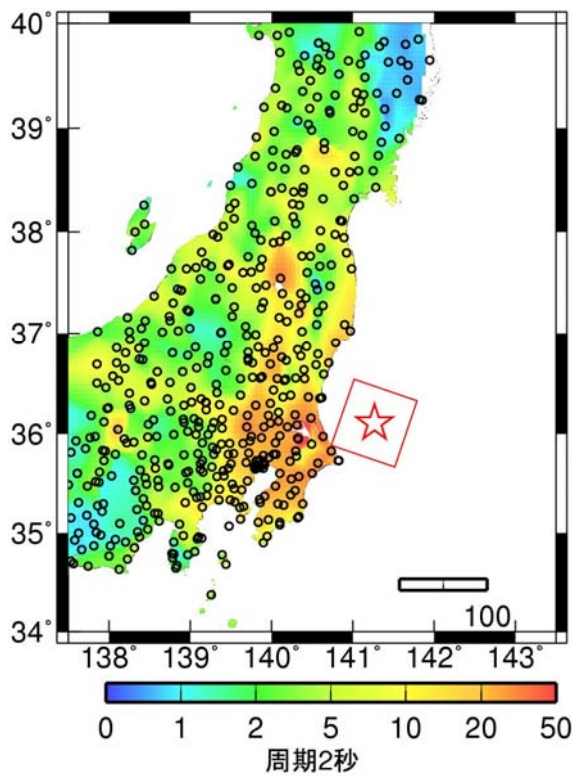
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(観測) [cm/s]

図 2.4-7 3月11日の最大余震の観測擬似速度応答スペクトル分布



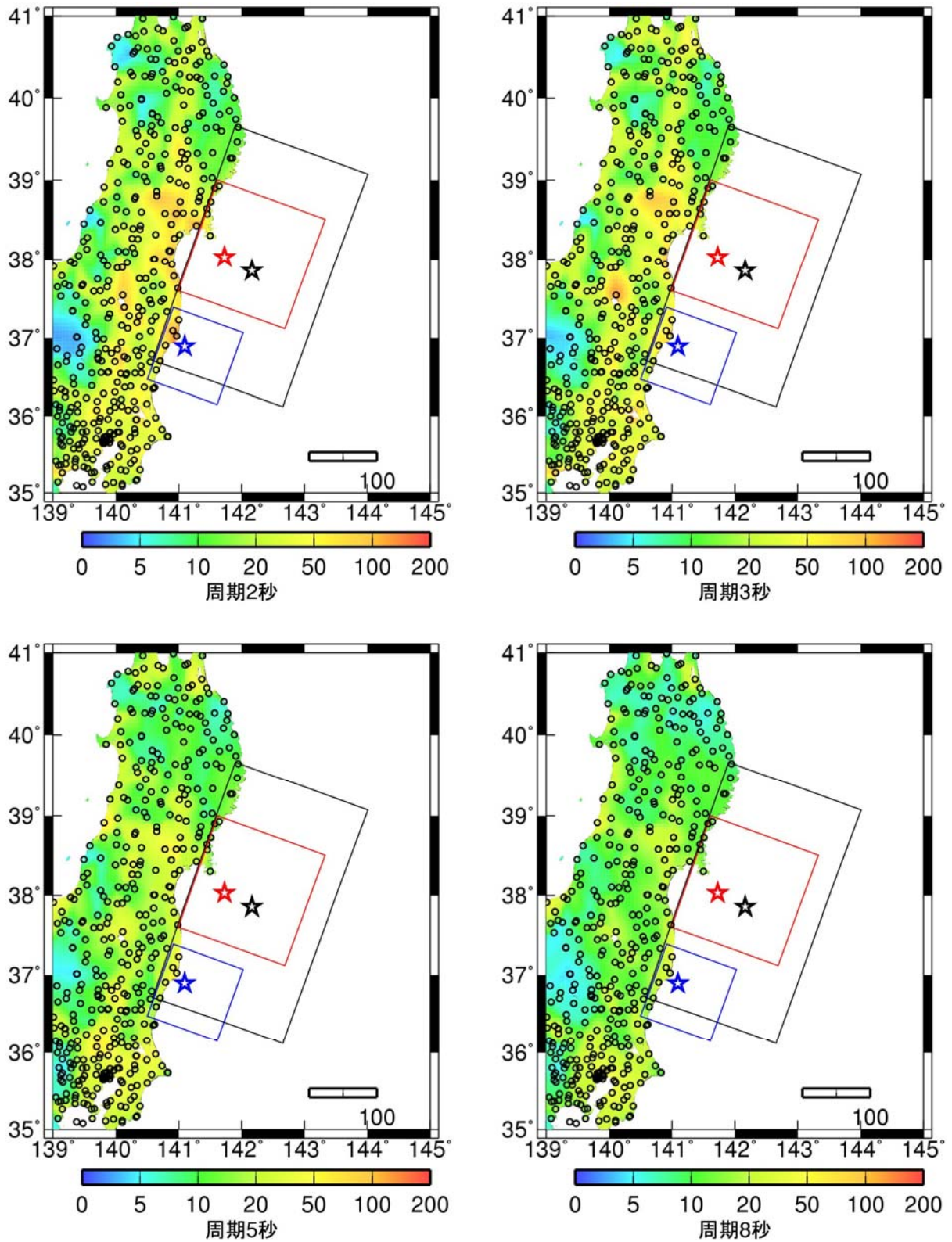
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 旧 [cm/s]

図 2.4-8 3月11日の最大余震の旧経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布



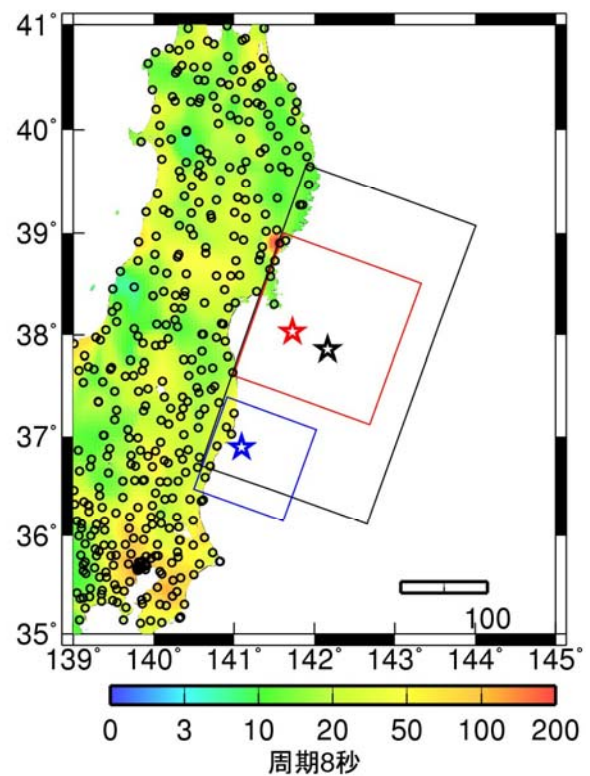
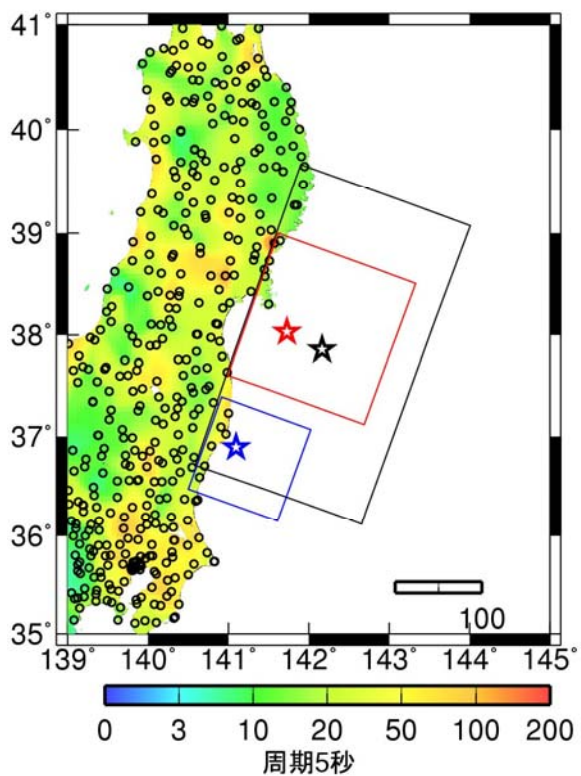
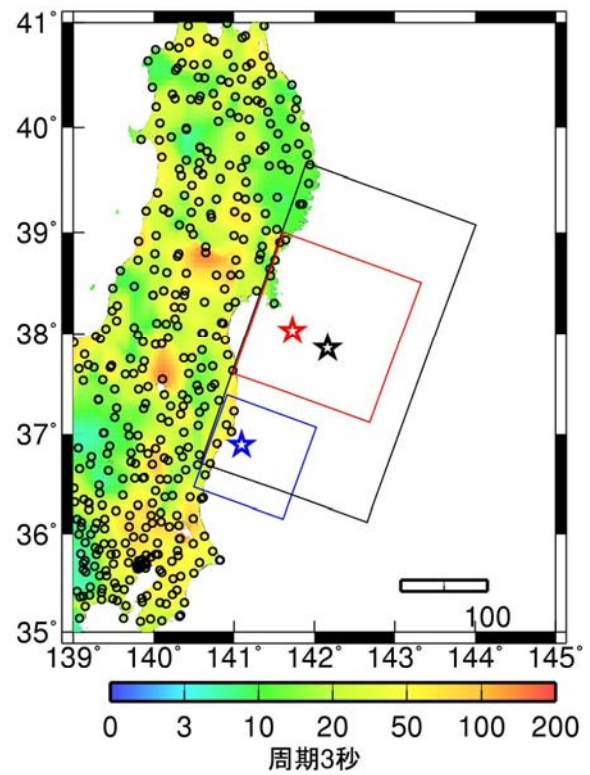
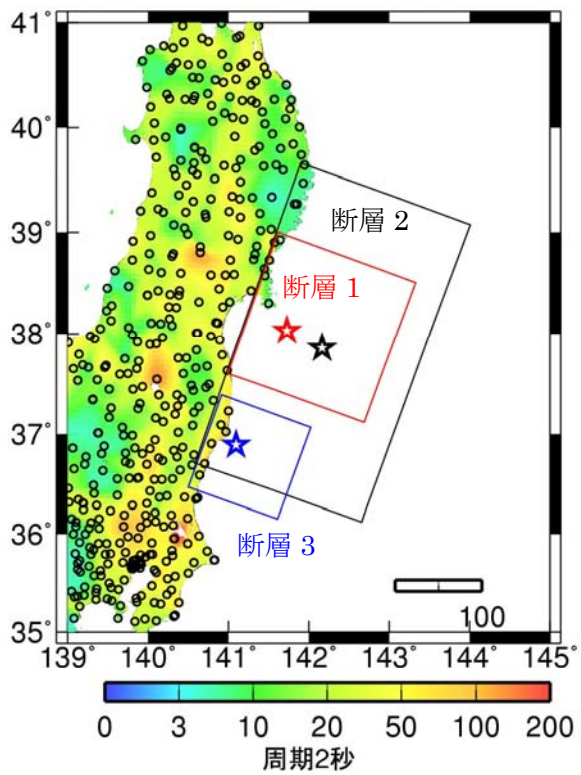
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 新[cm/s]

図 2.4-9 3月11日の最大余震の新経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布



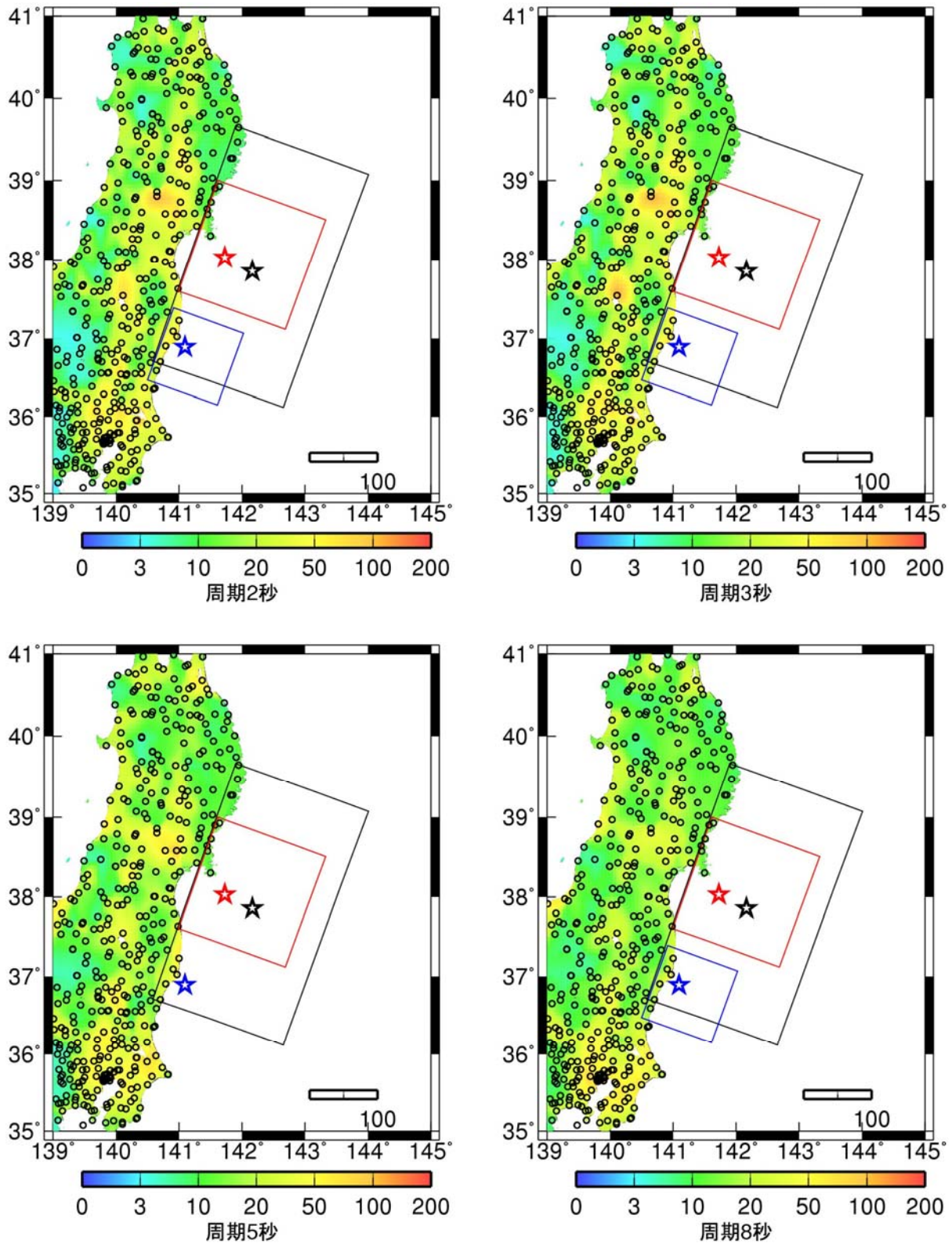
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(観測) [cm/s]

図 2.4-10 東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル分布



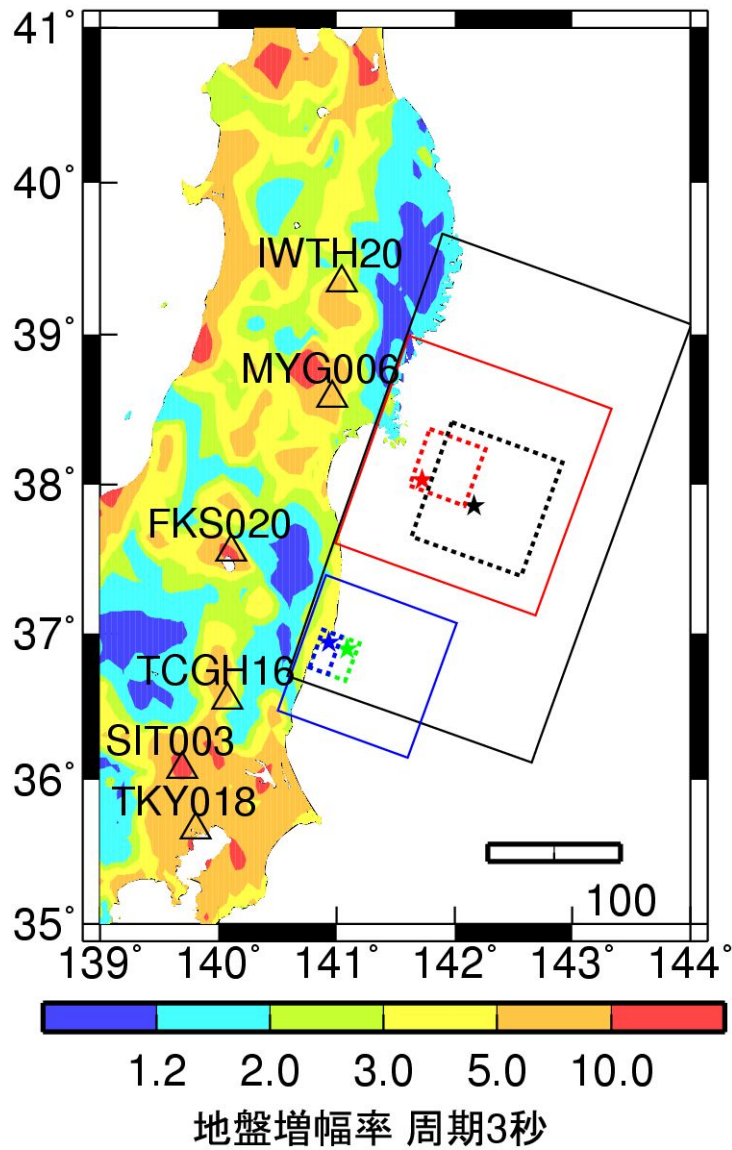
擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 旧 [cm/s]

図 2.4-11 太平洋沖地震の旧経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布



擬似速度応答スペクトル $h=5\%$:(予測) 新 [cm/s]

図 2.4-12 太平洋沖地震の新経験式に基づく擬似速度応答スペクトル分布(Mw の頭打ちあり)



破線の矩形と星印（佐藤(2012)の強震動生成領域と破壊開始点）

実線の矩形（本業務で設定した巨視的断層面）

図 2.4-13 観測とシミュレーションの比較を行う観測点と周期 3 秒での地盤増幅率分布

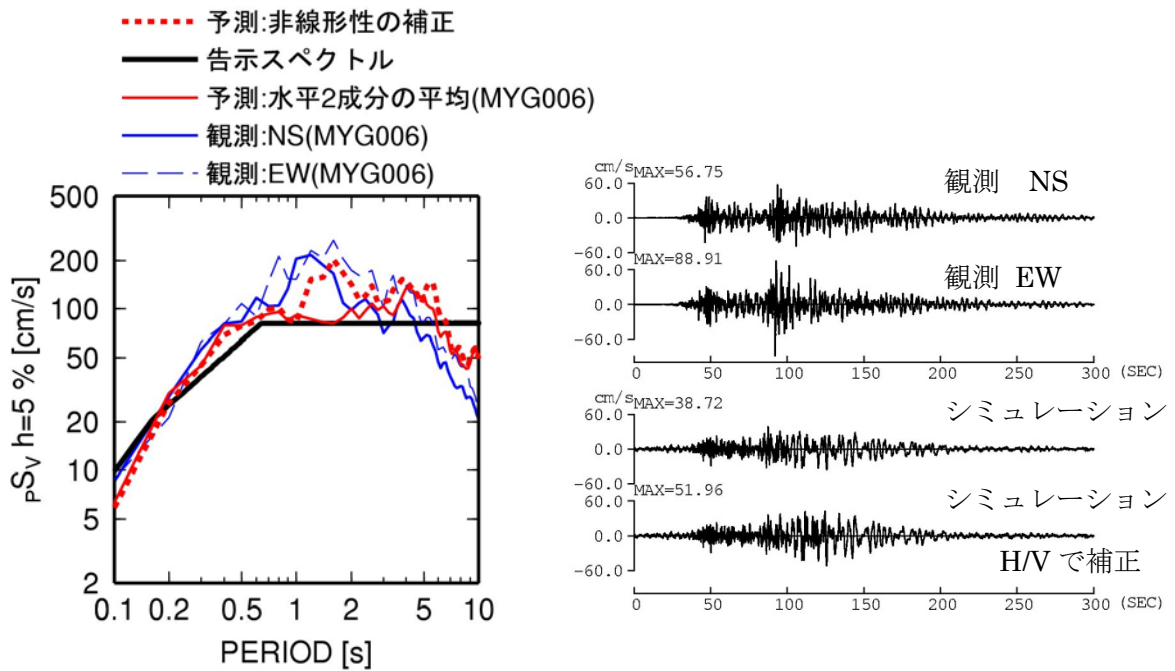
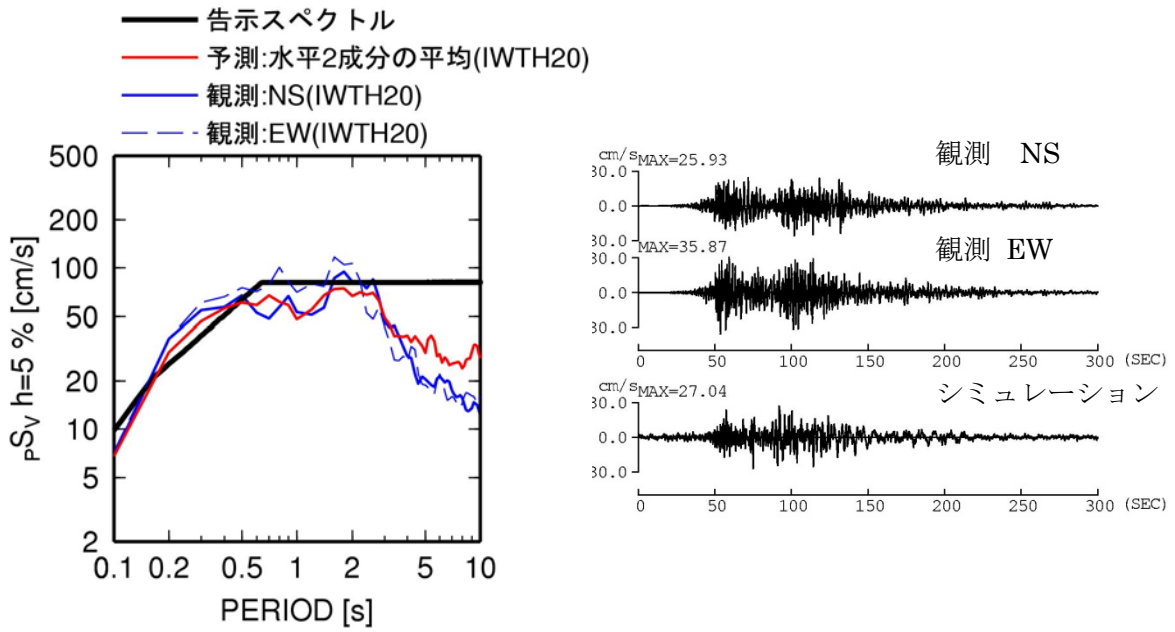


図 2.4-14 観測とシミュレーションの擬似速度応答スペクトルと速度波形の比較

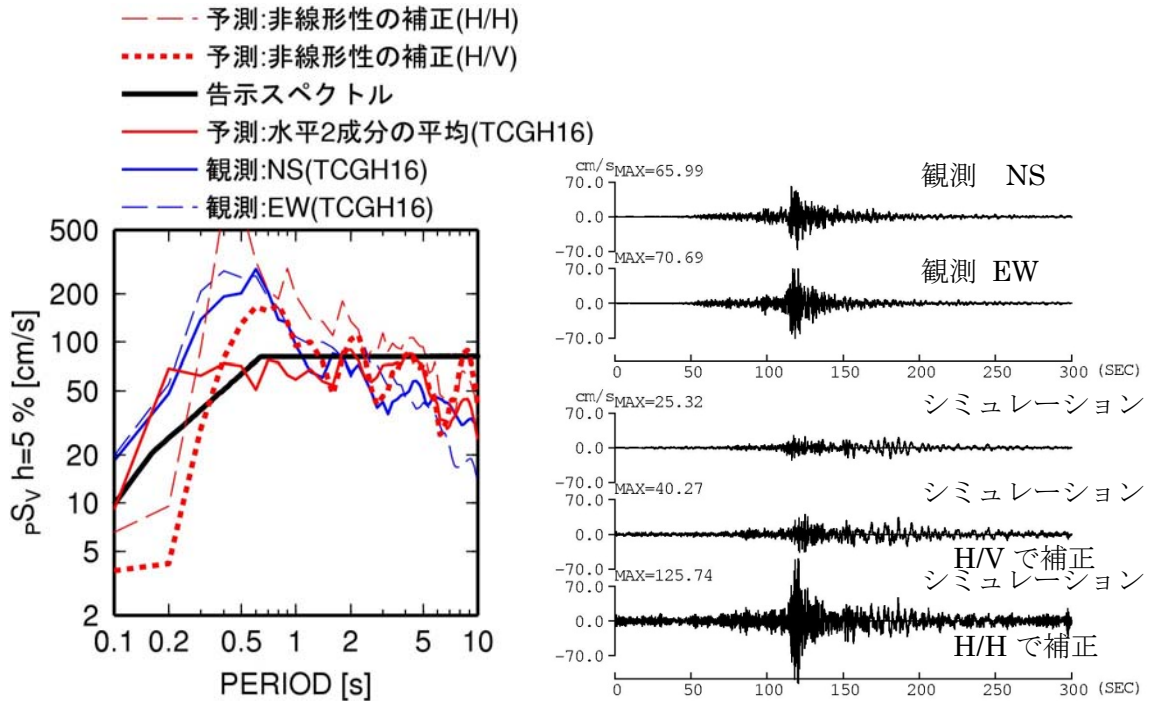
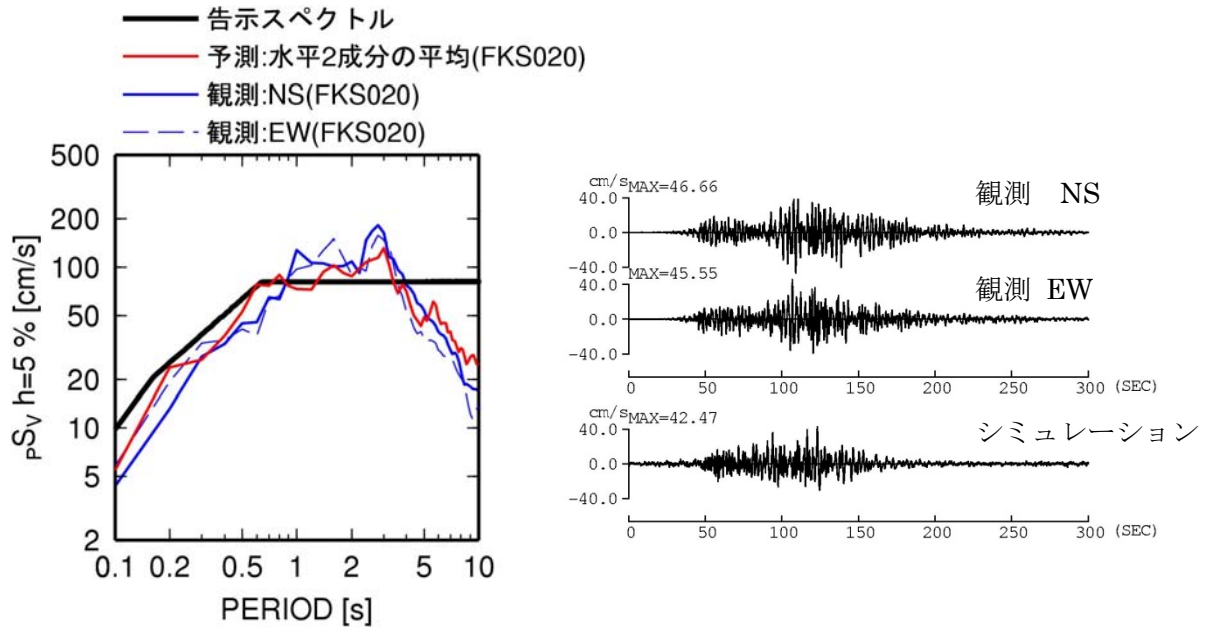


図 2.4-14 観測とシミュレーションの擬似速度応答スペクトルと速度波形の比較(続き)

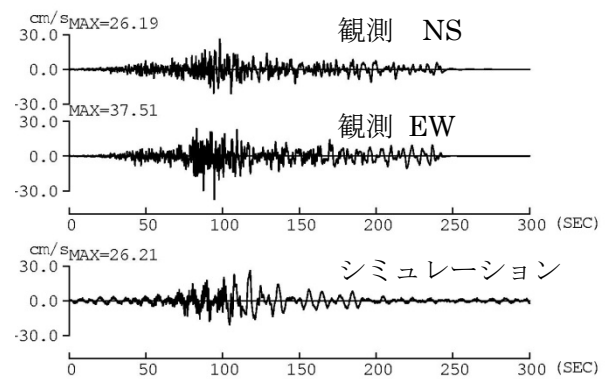
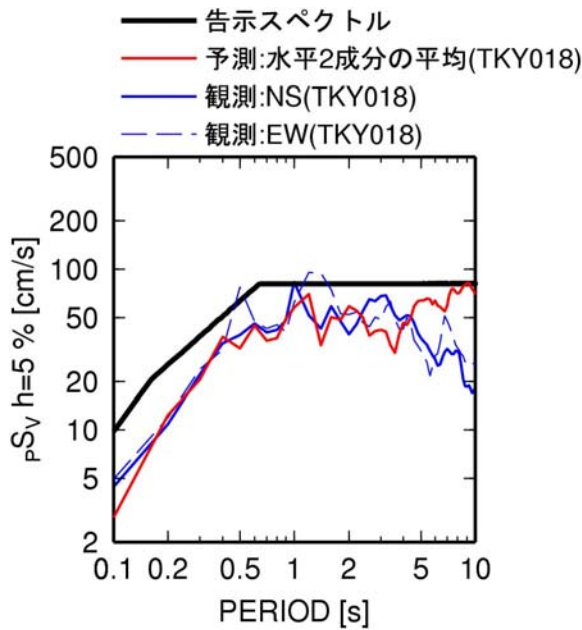
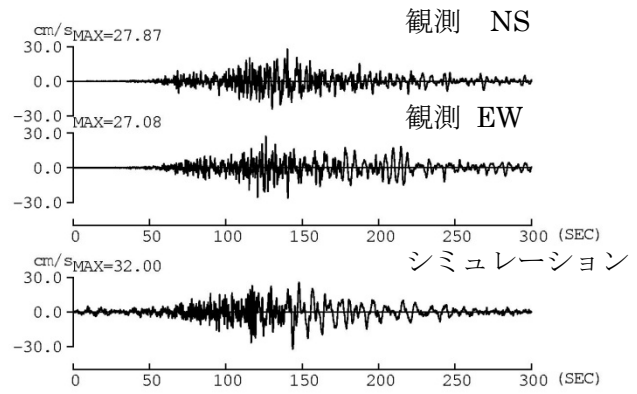
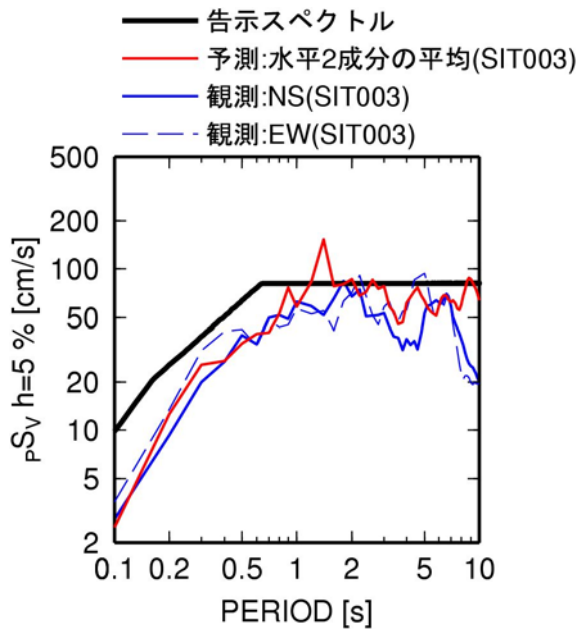


図 2.4-14 観測とシミュレーションの擬似速度応答スペクトルと速度波形の比較(続き)

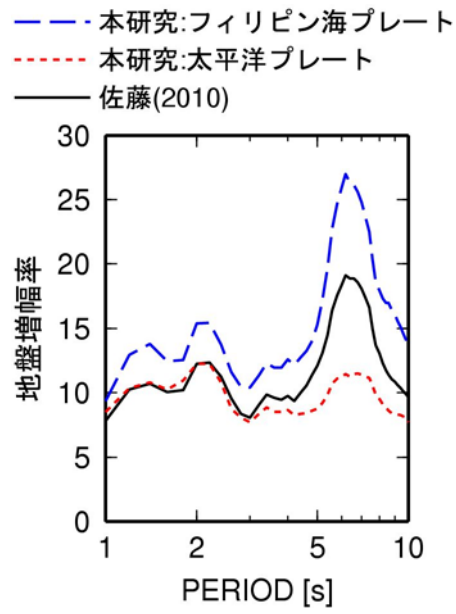


図 2.4-15 TKY018 での地盤増幅率

2-5 工学的基盤のパラメータ・地震動と建物入力地震動について

2-5-1 はじめに

2-4 節までは、地表での長周期地震動作成のための経験式について記述した。

現行では、稀または極めて稀な地震動として、工学的基盤における地震動に表層地盤の影響を考慮している。

本検討の”長周期地震動”については、地表観測記録を用いた分析結果が評価法の基本資料となっているので、上記と同様に表層地盤の影響を考慮できるように、工学的基盤への適用方法を検討している。その考え方は下記のとおりである。

国交省発表資料「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」（平成22年12月21日）

別紙5 2. 3 工学的基盤のサイト係数の算定方法

「超高層建築物などは、工学的基盤などの剛強地盤に建物を支持させることが一般的である。したがって、入力地震動も工学的基盤面で設定することが求められる。ただし、工学的基盤以浅の地盤による増幅は一般に短周期部分が対象であるので、ここでは周期1秒以上については、地震基盤から工学的基盤への増幅は地震基盤から地表面への増幅と等しいものと仮定した。また、回帰式(2-1)を求めるのに用いた地震データの観測地点から工学的基盤相当と考えられる観測地点を選び、それらの平均的な地盤増幅率を工学的基盤のサイト増幅率とした。工学的基盤から地表までの増幅は周期1秒以下に対しては考慮するものとした。その結果、周期0.5秒までは地震基盤から平均的な工学的基盤への地盤増幅率として全国一律に与えることとした。また、周期0.5秒から1秒は、全国一律からサイト固有の増幅特性の遷移領域として、後述するマッチングフィルターにより滑らかに接続することとした。」

実際の適用方法を次に例を使って説明する。

2-5-2 適用方法と設定例

本事業提案の建物の応答評価に用いる”長周期地震動”としての入力地震動は図2-5-1のように設定する。Step-1で工学的基盤の模擬地震動を設定する。Step-2では工学的基盤以浅の表層地盤の影響を考慮するために地盤応答解析を行う。

Step-1の工学的基盤の地盤増幅率とサイト係数は、上記平成22年国交省資料では別紙3の付録に用意された。また、東海地震または東南海地震を対象とした区域を代表する模擬地震動の例も同別紙2に用意された。ただし、上記の考え方から周期1秒以上では地表面と同等の地震動とできる。これは、地震動の長周期成分が深い地盤（地震基盤以浅）の影響が特に大きいと考えられていることによる。Step-2の地盤応答解析を周期1秒以下のみで行うことはできないのでStep-1の $a_1(t)$ を用いるが、その結果の $a_2(t)$ をそのまま用いずに、上記考え方から $a_1(t)$ と $a_2(t)$ のフーリエスペクトルに再度マッチングフィルターを通して接続した地震動を用いることができる。ただし、 $a_2(t)$ をそのまま用いることは安全側と考えることができるので許容される。

図2.5-2以後に図2.5-1の流れに従った計算例を示す。

本検討で用いた観測データは、すべて地表面で記録されたものである。観測地点により地盤条件が異なり、表層部分が軟弱な観測点もあれば、地震基盤のような硬い地盤上の観測点もある。それらのうち、工学的基盤相当とみなされる観測地点に対応した、地震基盤から地表面(この場合は工学的基盤相当になる)へのサイト増幅率および群遅延時間に関するサイト係数において、周期 0.5 秒以下(振動数 2 Hz 以上)については全国共通の係数として与える。また周期 1 秒以上(振動数 1 Hz 以下)については、本検討で求めた地震基盤—地表面のサイト増幅率および群遅延時間に関するサイト係数と同等とする。さらに周期 0.5 秒~1 秒(振動数 1~2 Hz)については、端部でそれぞれの係数と滑らかにつながるようにいわゆるマッチングフィルター(図 2.5-5)を適用することとした。このようにして、工学的基盤における地震動(応答スペクトルと時刻歴)を求めた上で、さらに工学的基盤以浅の表層地盤による増幅を考慮することになるが、周期 1 秒以上は、工学的基盤と地表面とが同等としているので、増幅を無視してもよいが、周期 1 秒以上に影響する増幅特性をそのまま用いてもよい。

2-5-3 改良経験式の工学的基盤の地盤増幅率とサイト係数

これまで算出している観測点毎の地盤増幅率や、群遅延時間の平均値・標準偏差のサイト係数は、地表でのものである。そこで、旧経験式と同じ手法により、K-NET、KiK-net 観測点での S 波検層結果を用いて、工学的基盤での地盤増幅率・サイト係数の算出を行った。

はじめに、K-NET、KiK-net 観測点での S 波検層結果に S 波速度 400m/s 以上の基盤が存在し、この層上面からの 1 次周期が 0.067 秒以下(15Hz 以上)の観測点を工学的基盤の観測点として選択した。これは、本検討では 0.1~10Hz を対象としていることから、この範囲では工学的基盤から地表までの増幅がほとんど無視できると考えられるためである。図 2-5-6 には、旧経験式と新経験式のスペクトルの地盤増幅率が求められている工学的基盤の観測点の分布を示す。図 2-5-7 には、群遅延時間のサイト係数が求められている工学的基盤の観測点の分布を示す。旧経験式と新経験式の工学的基盤の観測点はほぼ同じである。

旧経験式と新経験式の工学的基盤補正係数を図 2.5-8、図 2.5-9 に示す。スペクトルの地盤増幅率、群遅延時間のサイト係数とも旧経験式と新経験式の違いは小さい。

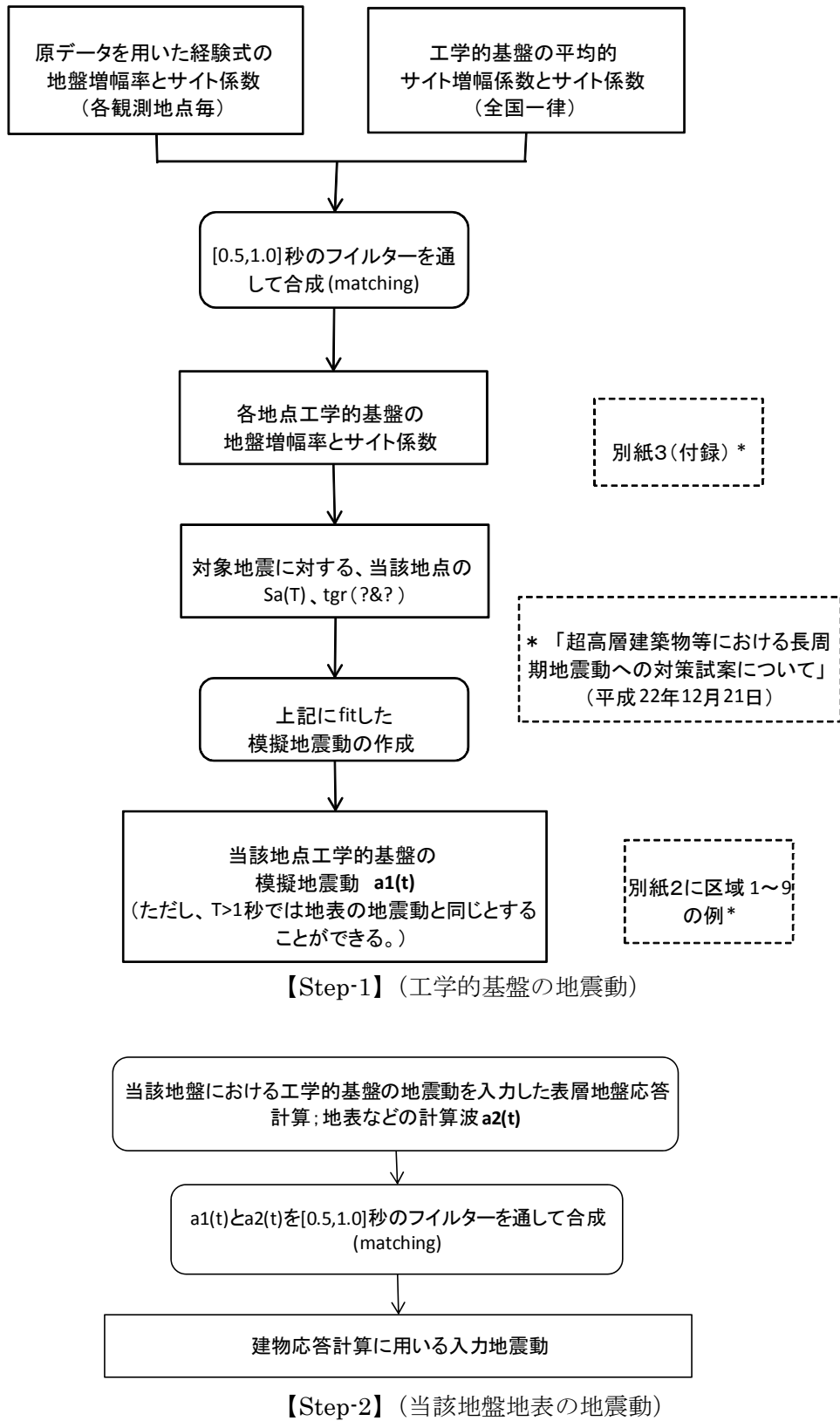


図 2.5-1 工学的基盤および当該地盤地表地震動設定の流れ

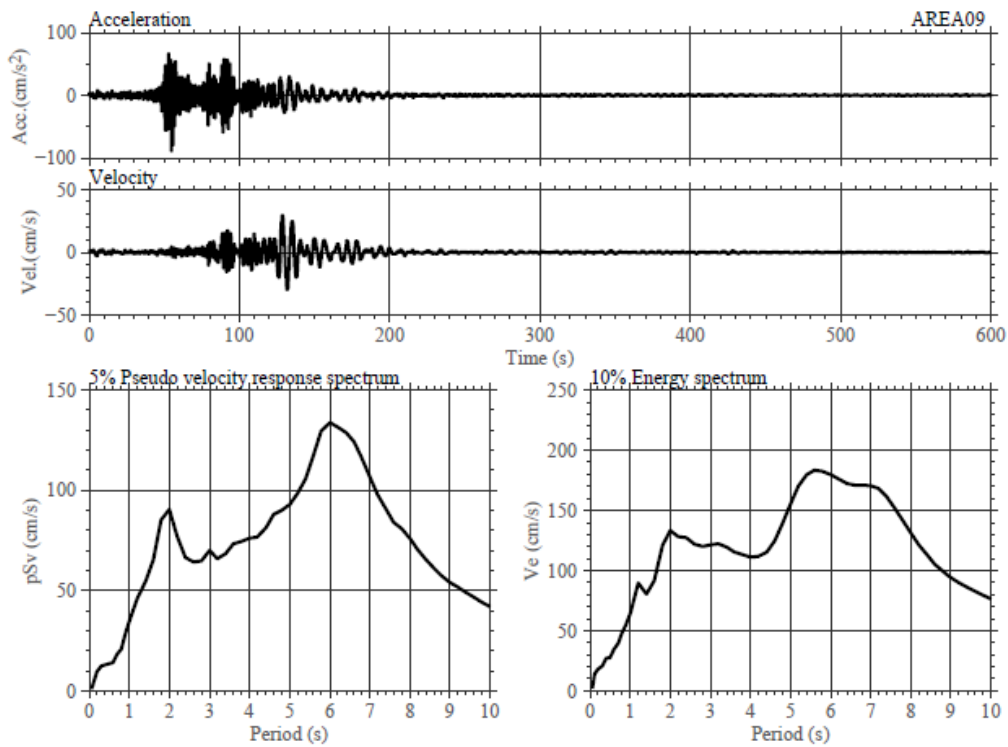


図 9(b) 区域 9 の設計用長周期地震動の加速度波形(上段)、速度波形(中段)、減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトル(下段左)、及び減衰定数 10% のエネルギースペクトル(下段右)

図 2.5-2 Step-1 の結果の例 (平成 22 年 12 月 21 日) ; 工学的基盤波 (パプコメ公表波) a1(t)

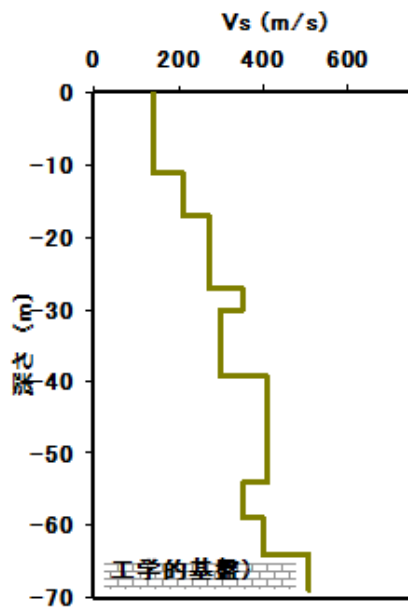


図 2.5-3 Step-2 の計算例に用いた地盤 (T=0.73 秒)

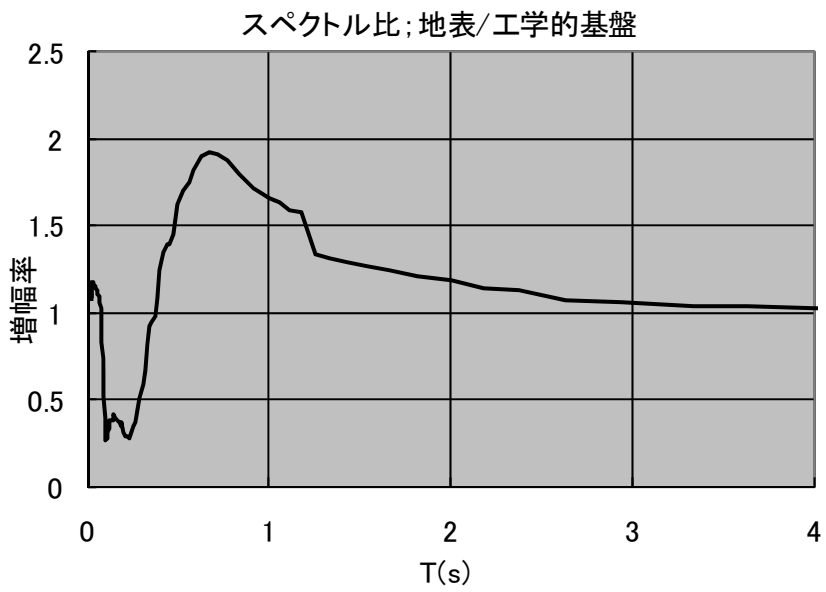
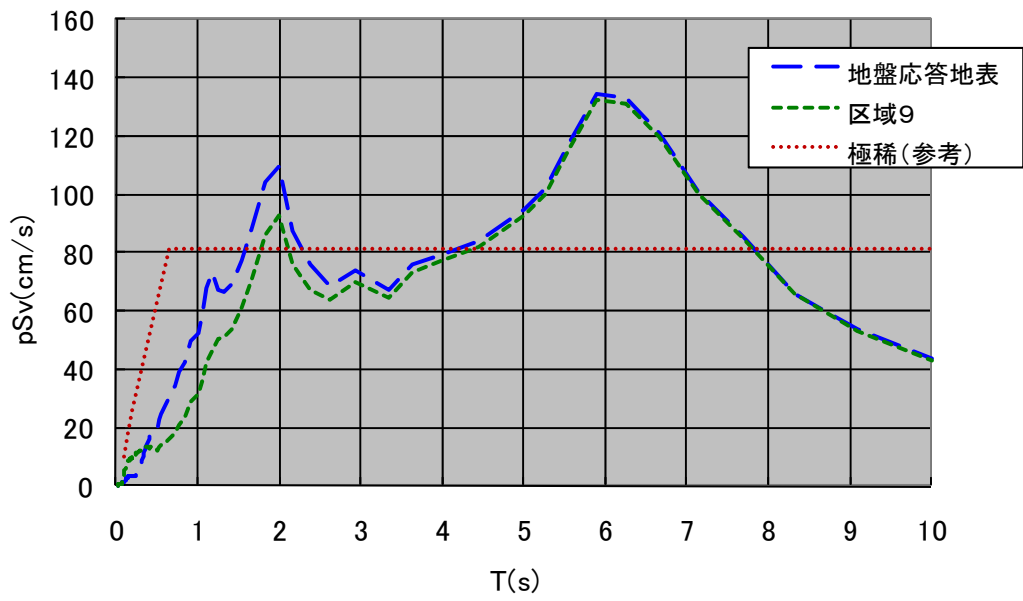


図 2.5-4 地盤応答計算例; 地表の地震動 $a_2(t)$

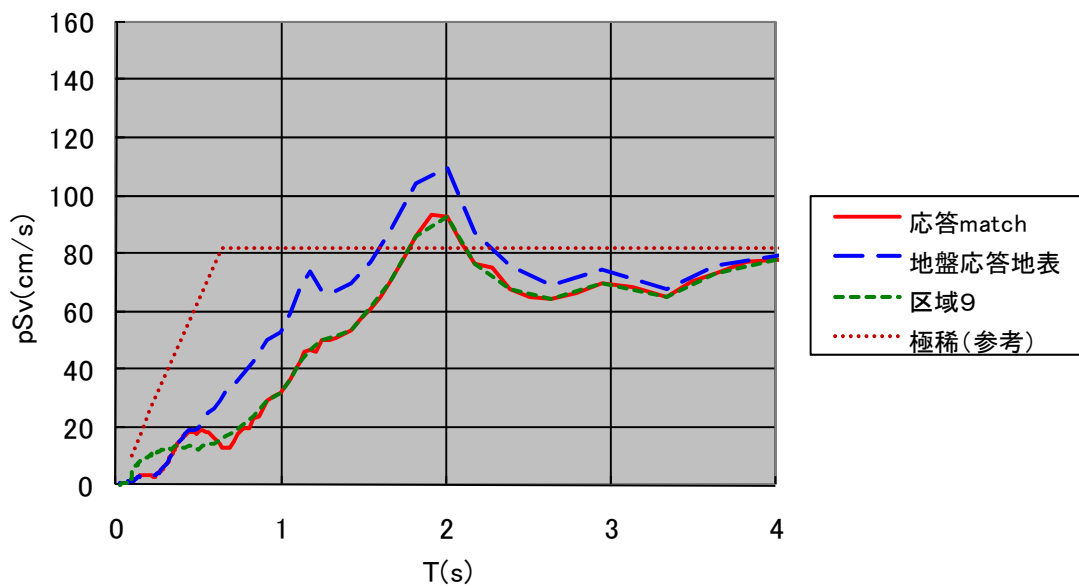
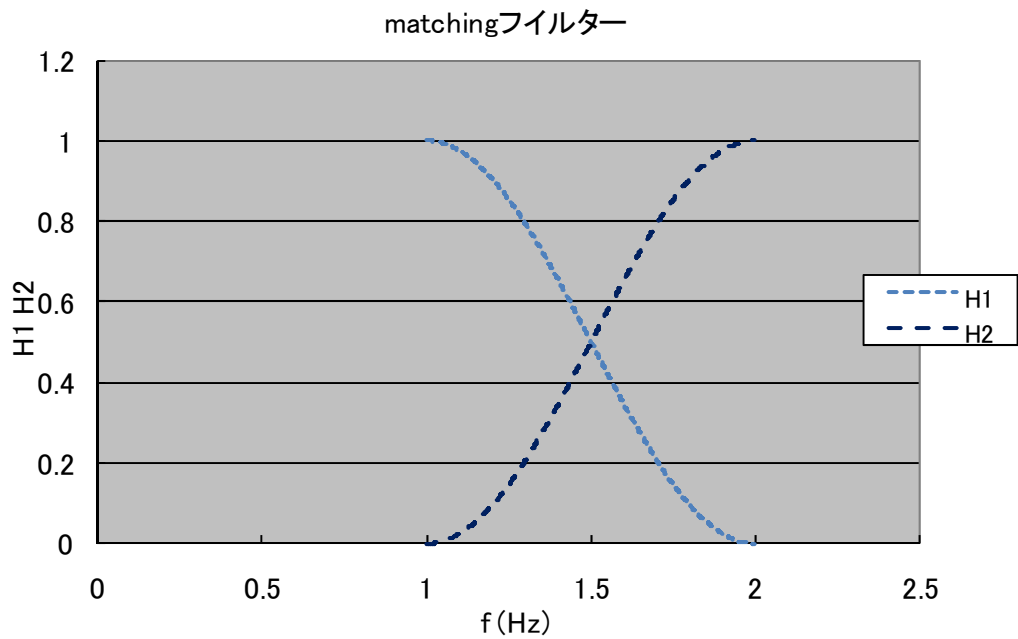
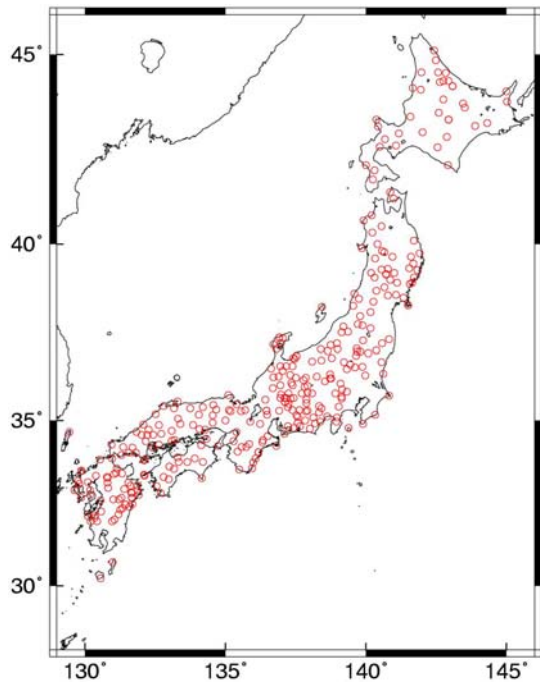
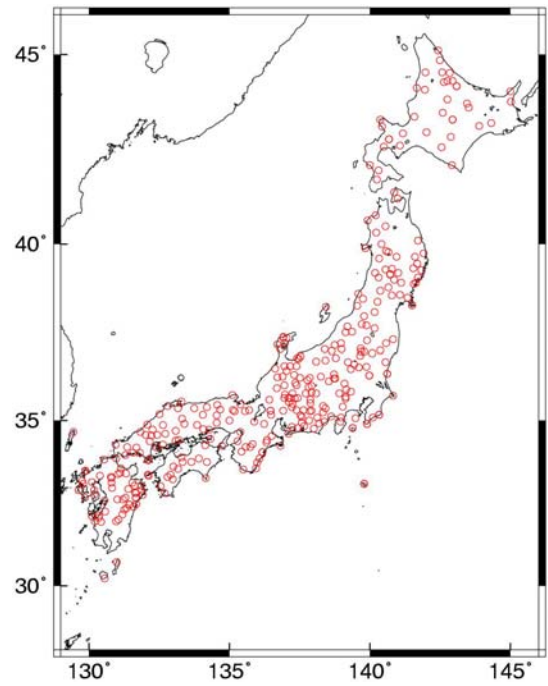


図 2.5-5 Step2 の結果 ; マッチングフィルターで接続した、建物用入力地震動の設定結果

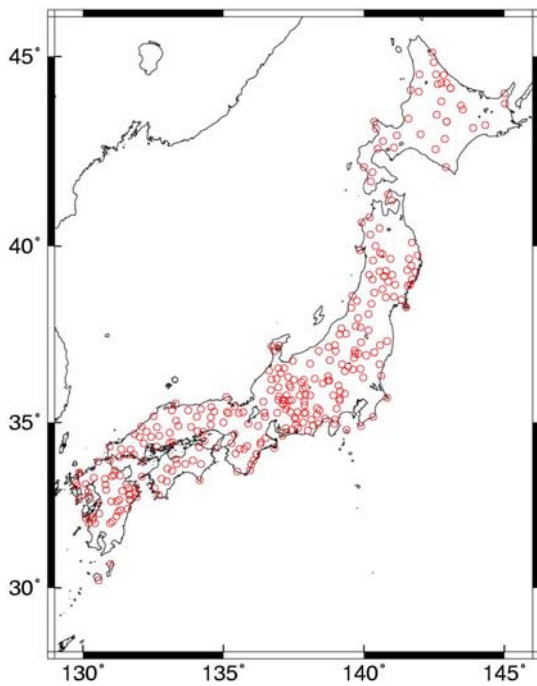


(a) 旧経験式

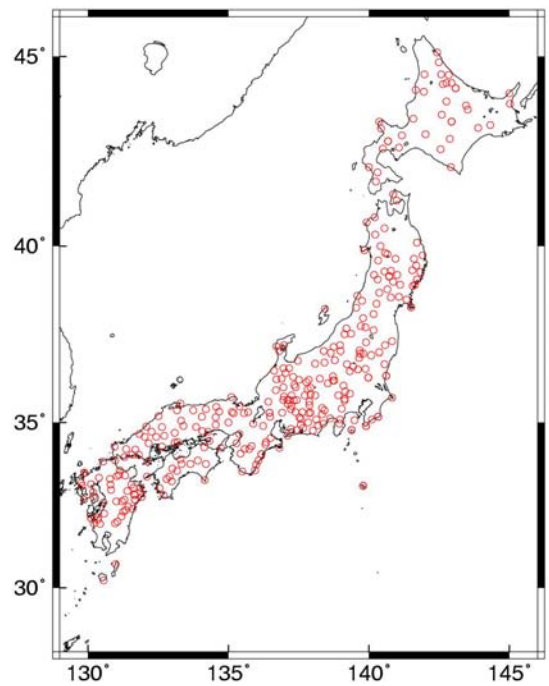


(b) 新経験式

図 2.5-6 スペクトルの工学的基盤の地盤増幅率のサイト係数算出に用いた工学的基盤の観測点



(a) 旧経験式



(b) 新経験式

図 2.5-7 群遅延時間のサイト係数算出に用いた工学的基盤の観測点

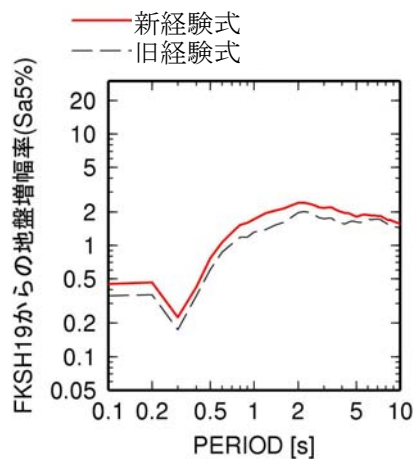


図 2.5-8 スペクトルの経験式の工学的基盤での地盤増幅率

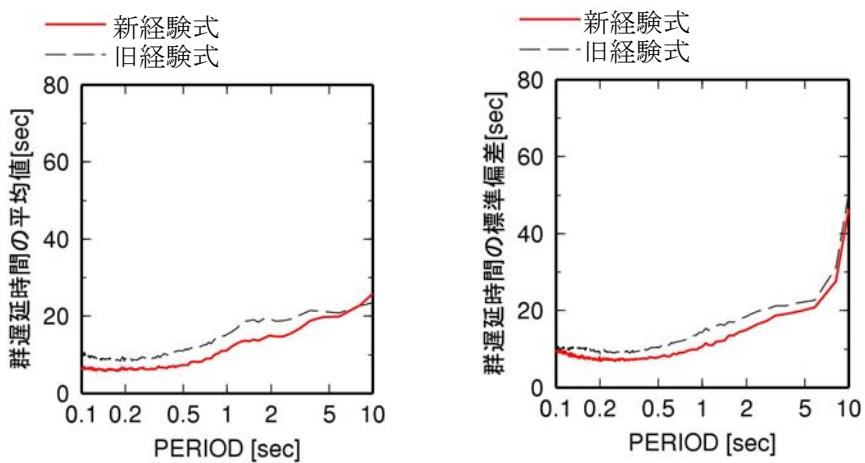


図 2.5-9 群遅延時間の経験式の工学的基盤でのサイト係数

第3章 長周期地震動の作成

3-1. 背景・目的

地震調査研究推進本部(以下地震本部)で公開している東南海地震、想定東海地震、南海地震の長周期地震動と、2章で作成された改良経験式と旧経験式に基づき作成した長周期地震動との比較を行う。

また、改良経験式と旧経験式に基づき東海・東南海・南海地震の長周期地震動を作成する。この際には、それぞれの地点で21波ずつ作成し、作成波のばらつきについても考察する。また、作成波と東北地方太平洋沖地震の観測波との比較も行う。

3-2 地震本部の長周期地震動予測地図の計算波との比較

3-2-1 はじめに

地震本部では、2009年に東南海地震、想定東海地震、宮城県沖地震、2012年に南海地震の長周期予測地図を公開している。一方、2011年に東北地方太平洋沖地震が発生した。そこで、本節では、その震源域に含まれる宮城県沖地震以外の3つの地震に対して、本検討の旧経験式(オリジナル版)と改良経験式(改良版)に基づき長周期地震動を計算し、地震本部の計算波との比較を行う。

3-2-2 計算条件

表 3.2-1 には、地震本部(2009)による東南海地震、想定東海地震の震源モデルの地震規模と参照されている文献を示す。図 3.2-1、図 3.2-2 には、地震本部による東南海地震、想定東海地震の震源モデルと、本検討で用いる震源モデル及び計算地点を示す。本検討で用いる東南海地震の震源モデルは地震本部と同じである。東海地震については、断層面は地震本部の震源モデルを包絡するように矩形に修正している。本検討の計算波は、オリジナル版と今年度の改良版の経験式の両方で計算した。ともに、平均の式を用い、2つの異なる乱数を用いて、各地点で2波ずつ計算した。

図 3.2-3 には、地震本部(2012)による南海地震の震源モデルと、周期3秒での減衰定数5%の速度応答スペクトル分布を示す。図 3.2-4 には、波形が公開されている地点を示す。図 3.2-3 の震源モデルは矩形ではなく、20km四方の小断層に分割され、フィリピン海プレートのプレート上面より1km浅い場所に配置されている。本検討では、これを矩形1枚断層に置き換えて計算を行った。図 3.2-5 には、地震本部(2012)によるフィリピン海プレートのプレート上面深さ分布と、本検討で設定した震源モデルを示す。設定した断層面上端深さは3.4km、下端深さは28.5kmである。フィリピン海プレートのプレート上面深さは、和歌山県北部で深いため、矩形1枚断層から大阪平野までの断層最短距離は、小断層から形成されている地震本部の断層からの断層最短距離より小さい。南海地震については、これまで、中央防災会議(2003)の震源モデルから作成されている鶴来・他(2005)の震源モデルに基づき、長周期地震動を計算していることから、この震源モデルでもオリジナル版と改良版の経験式により長周期地震動を計算し、震源モデルの違いについても考察することとした。図 3.2-6 には、地震本部(2012)に基づき設定した震源モデルと、鶴来・他(2005)に基づき設定している震源モデルを示す。図中には、地震本部(2012)から速度波形が公開されている地点と、これらの地点に近い本検討で計算を行う地震観測点位置も示している。表 3.2-2 には、地震本部(2012)に基づき設定した震源モデルと、鶴来・他(2005)に基づき設定している震源モデルのパラメータを示す。鶴来・他(2005)の震源モデルは2枚断層であり、東断層が最初に破壊するモデルとなっている。東断層の破壊開始点と西断層の破壊開始点の破壊時間差は、2つの破壊開始点の距離173.74kmを破壊伝播速度2.7km/s(中央防災会議, 2003; 鶴来・他, 2005)で除した値(64.3秒)である。全体の地震モーメントは、鶴来・他(2005)の方が地震本部(2012)より大きい。東断層の規模、大きさが小さく、陸域から離れている。経験式の最大Mwは8.2であるから、Mw8.4の震調査研究推進本部(2012)の震源モデル、鶴来・他(2005)の

震源モデルの西断層は外挿である。

改良経験式のデータの断層最短距離、震源距離の最小値は、それぞれ、20.2km、30.0kmであり、断層最短距離が15.4kmの潮岬、19.8kmの室戸岬は、外挿となる。東南海地震、想定東海地震など単独型の地震では、乱数による計算波の違いが小さいため、南海地震では平均の式を用い、各地点で1波ずつ計算した。

なお、地震本部による計算波は、三次元有限差分法によるものであり、東海地震、東南海地震では周期3.5秒以上、南海地震では周期2秒以上が有効周期である。ただし、実際に信頼できる周期範囲は、東海地震、東南海地震では周期5秒以上、南海地震では周期3秒以上である。

3-2-3 計算波の比較

(a) 東南海地震

図3.2-7、図3.2-8、図3.2-9には、東南海地震による大阪平野、濃尾平野、関東平野での本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)の比較を示す。本検討の予測波は、断層最短距離が29kmと震源近傍にある名古屋(AIC004)を除きオリジナル版と改良版での違いは小さい。名古屋(AIC004)で違いが大きいのは、オリジナル版では短周期帯域での距離減衰が小さく、断層最短距離50km程度以下ではオリジナル版が大きくなるという特徴を反映したものである。名古屋(AIC004)での改良版の経験式に基づくスペクトルのさらなる考察については、後述する。地震本部の予測波より本検討の予測波は大きいと同レベルであり、名古屋(AIC004)と新宿・工学院大(KGIN)とを除き、改良版の方が地震本部の予測波に近い。図3.2-10~18には、東南海地震による本検討と地震本部の予測波の周期3.5~10秒のバンドパスフィルターを通した速度波形の比較を示す。オリジナル版と改良版での違いは小さい。

(b) 想定東海地震

図3.2-19、図3.2-20には、想定東海地震による本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)の比較を示す。新宿においては土方・他(2006)の予測波もあわせて示す。地震本部の予測波と比較して、短周期帯域では、震源に近い地点ではオリジナル版に比べ改良版の方が大きく、遠い地点では改良版の方が小さい特徴が確認できる。関東平野では、周期7秒程度以上で地震本部の予測波が大きい。静岡では、周期3.5秒以上のすべての周期帯域で地震本部の予測波が大きい。これは、破壊伝播効果の影響と推測される。ただし、静岡での断層最短距離14kmは、データセットの最短である20kmより小さいため外挿である。

新宿での予測波は、周期7秒程度以上はオリジナル版で土方波より小さかったのが改良版ではやや大きいレベルとなっている。なお、新宿での土方波の周期3秒付近は、経験的グリーン関数として用いた別の観測点での地盤増幅の影響である。(土方・他(2006)) 四日市では、オリジナル版より改良版が地震本部の予測波と近いレベルとなっている。

静岡(SZ014)での改良版の予測波が大きかったため、その考察のため、図3.2-21には、予測波と

2009年駿河湾の地震の観測波の擬似速度応答スペクトルの比較を示した。2009年駿河湾の地震(Mw6.2)より東海地震(Mw8.0)は、Mwは1.8大きい。周期1~3秒の回帰係数で概算するとスペクトルレベルは8倍となる。これは、東海地震の改良版の計算波と2009年駿河湾の地震の観測波のスペクトルレベルの違いにほぼ相当している。なお、2009年駿河湾の地震の断層最短距離は33km、東海地震の断層最短距離は14kmであることも考えると、改良版の方がオリジナル版より良い予測結果となっていると考えられる。改良版では、静岡(SZ014)で2009年駿河湾の地震の記録が追加されたことで、改良されたものと考えられる。

また、東南海地震の名古屋(AIC004)の改良版の予測波のスペクトルがオリジナル版に比べ大きかった(図3.2-8(b))ことを考察するために、静岡(SZ014)に対する名古屋(AIC004)の改良版の地盤増幅率の比を図3.2-22に示す。東南海地震の名古屋(AIC004)の断層最短距離は2009年駿河湾の地震の静岡(SZ014)の断層最短距離29kmと近く、増幅率は名古屋(AIC004)の方が周期4秒以下で2倍以上である。東南海地震のMwが8.1、東海地震のMwが8.0であることも考慮すると、東南海地震の名古屋(AIC004)の改良版の予測波のスペクトルのレベルは妥当であると考えられる。

(c) 南海地震

図3.2-23~36には、地震本部(2012)の計算波と本検討の計算波の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルと周期2~10秒の速度フィルター波を示す。地震本部(2012)の計算波は、三次元有限差分法により計算されており、有効周期は2秒以上である。なお、鶴来・他(2005)の震源モデルは、地震本部(2012)に基づく震源モデルとは異なるため、地震本部(2012)の計算波との直接の比較はしない。

スペクトルについてみると、地震本部(2012)に基づく震源モデルでは、多くの観測点で、改良版の方がオリジナル版より地震本部(2012)の計算波と類似している。特に、断層に近い、和歌山県庁、潮岬、徳島県庁、室戸岬では、周期2~5秒で、オリジナル版は地震本部(2012)の計算波より小さいが、改良版では同レベルになっていることがわかる。地震本部(2012)に基づく震源モデルと鶴来・他(2005)に基づく震源モデルによる計算波を比較すると、室戸岬を除く近畿地方、濃尾平野では、地震本部(2012)に基づく震源モデルを用いた方が大きい。これは、地震本部(2012)に基づく震源モデルの方が、特に東側の断層が陸域に近く、かつ、鶴来・他(2005)に基づく震源モデルの東断層の地震モーメントより大きいためと考えられる。

経時特性についてみると、地震本部(2012)設定の震源モデルに基づく予測波では、地震本部(2012)の公開している計算波と比べ、継続時間が短い。オリジナル版と改良版の違いは小さい。一方、鶴来・他(2005)に基づく震源モデルでは、最大値は小さい傾向にあるが、近畿地方、濃尾平野の多くの観測点で2つの断層から来る波群がみられ、地震本部(2012)に基づく震源モデルより、計算波の継続時間が長くなっている。

図3.2-37には、地震本部(2012)の計算波と本検討の計算波のエネルギースペクトルを示す。1枚断層モデルの地震本部の震源モデルを用いた場合、本検討の計算波の継続時間が短くなるため、応答スペクトルでやや過大評価であった此花などの地点では、地震本部の計算波と同レベルになる。

南海地震に対する OSKH02 地点での、釜江、鶴来、関口、地震本部による既往の計算波と、改良版の式を用いた本検討の計算波の擬似速度応答スペクトルを図 3. 2-38 に、速度波形を図 3. 2-39 に示す。地震本部の震源モデルに基づく本検討の計算波のスペクトルは、既往の計算波より大きめであり、鶴来・他(2005)の震源モデルを用いた本検討の計算波のスペクトルは、既往の計算波より小さめである。継続時間は、上述のように、2 枚断層モデルの鶴来・他(2005)の震源モデルを用いた場合には、既往の計算波と同程度であるが、1 枚断層モデルの地震本部の震源モデルを用いた場合には、既往の計算波より短い。

図 3. 2-40 に、周期 0. 5～2 秒で擬似速度応答スペクトルが 250cm/s 以上と大きい南海地震の高知と徳島での計算波と、既往の観測波の擬似速度応答スペクトルを示す。フィリピン海プレートは、太平洋プレートより陸域付近での深さが浅く、距離が近くなることもあり、東北地方太平洋沖地震の観測のスペクトルレベルが大きくなっているものと考えられる。ただし、2004 年新潟県中越地震の川口町役場でも、このレベルの観測記録が得られている。なお、この周期帯域では、観測記録には浅い地盤の非線形性の影響があることに注意が必要である。

3-2-4 まとめ

オリジナル版と改良版の経験式に基づく長周期地震動計算波と地震本部長周期地震動計算波との比較を行った。

周期 3. 5 秒以上で有効な計算がなされている地震本部の東海地震(Mw8. 0)、東南海地震(Mw8. 1)の長周期地震動との比較では、遠方の地点では改良版の方がオリジナル版よりやや小さく、震源近傍で改良版の方がオリジナル版より大きく、改良版の方が地震本部の波に近いことを示した。また、周期 2 秒以上で有効な計算がなされている地震本部の南海地震(Mw8. 4)の長周期地震動との比較では、震源近傍の観測点では、オリジナル版では周期 2～4 秒で地震本部の計算波より小さい傾向があったが、改良版では同レベルとなることを示した。

継続時間については、震源モデルを 1 枚断層とした地震本部に基づくモデルでは、地震本部の計算波より短くなる傾向がみられた。南海地震については、震源モデルが 2 枚断層である鶴来・他(2005)に基づくモデルを用いた計算も行なった結果、継続時間が長くなり、地震本部による計算波の継続時間に近づくことがわかった。地震本部の南海地震は Mw が 8. 4 と、経験式の最大 Mw である 8. 2 より大きく、外挿となっていることも、継続時間の過小評価の原因である可能性もある。

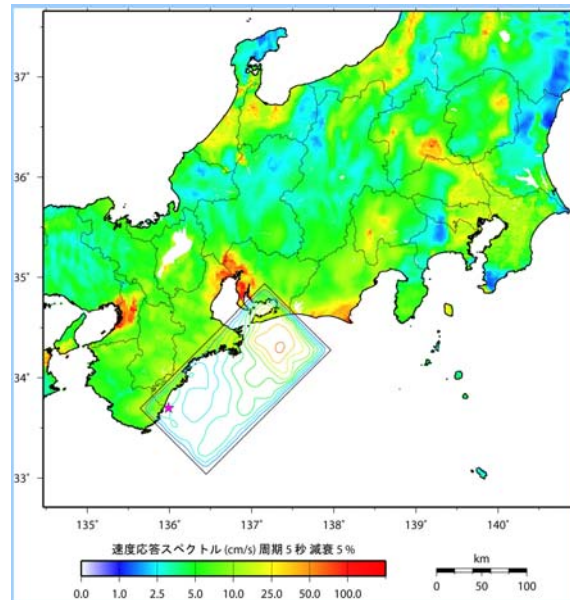
以上の結果から、改良版はオリジナル版と比較して、震源近傍の周期 2～4 秒で地震本部の計算波と平均的に同レベルとなり、改良されていることが確認された。ただし、継続時間については、特に経験式の最大 Mw である 8. 2 を超えるような巨大地震の場合、1 枚断層では過小評価となり、2 枚断層等の連動型を考える必要があることがわかった。このように、巨大地震の断層面の設定にあたっては、2011 年東北地方太平洋沖地震のシミュレーションの場合のように、アスペリティ分布等に基づき震源モデルを連動型にモデル化することが必要となると考えられる。

参考文献

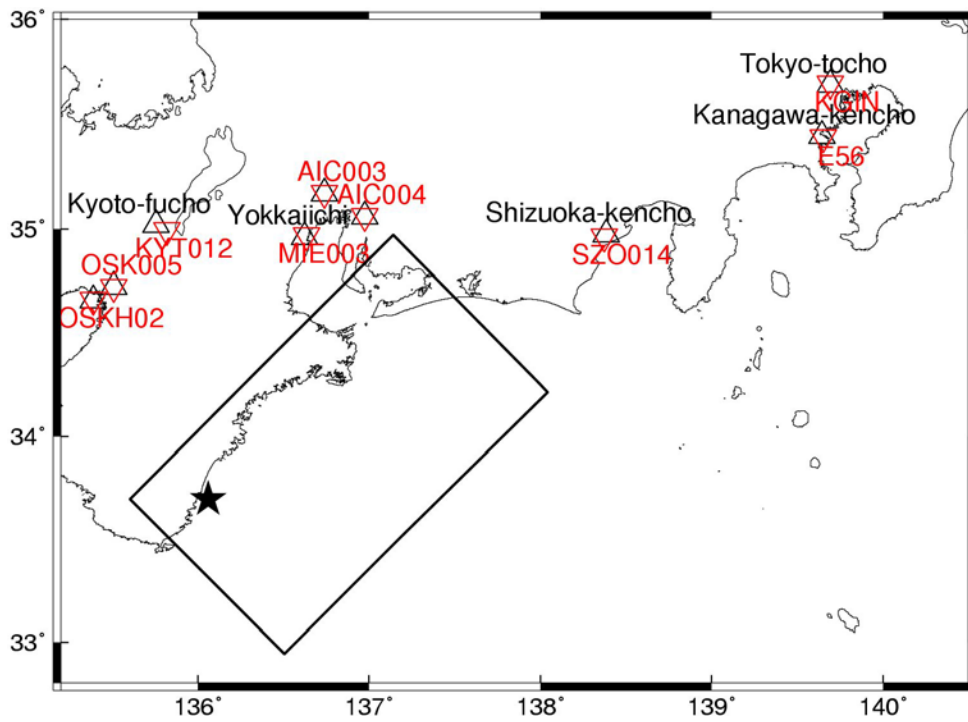
- 中央防災会議 東南海・南海地震等に関する専門調査会(2003). 第16回、資料3 図表集、pp. 18-20.
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai>
- 土方勝一郎・植竹富一・金谷淳二・真下貢・早川崇・渡辺基史・佐藤俊明(2006). 想定東海地震の関東平野における広帯域地震動予測、海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測2ーシンポジウム論文集、pp. 83-90.
- 釜江克宏・川辺秀憲(2006). 南海地震における近畿圏の強震動予測、第34回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp. 35-40.
- 鶴来雅人・趙伯明・Petukhin A.・香川敬生(2005). 東南海・南海地震による大阪での強震動予測事例ー広帯域強震動の予測ーシンポジウム論文集、pp. 73-82.
- 関口春子・吉見雅行・吉田邦一・堀川晴央(2006). 海溝型巨大地震の広帯域地震動予測のためのマルチスケール不均質モデルと南海地震への適用、海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測2ーシンポジウム論文集、pp. 61-73.
- 山中佳子(2004). 1944年東南海地震と1945年三河地震の震源過程、月刊 地球、Vol. 26、No. 11、pp. 739-745.
- 地震調査研究推進本部(2009). 「長周期地震動予測地図」2009年試作版、
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_choshuki/choshuki2009_c3.pdf
- 地震調査研究推進本部(2012). 「長周期地震動予測地図」2012年試作版、http://www.jishin.go.jp/main/chousa/12_choshuki/choshuki2012.pdf

表 3.2-1 長周期地震動計算に用いる地震本部の震源モデル

	M_0 [dyne · cm]	Mw	備考	震源モデルの参考
東南海地震	1.48×10^{28}	8.1	1944年東南海地震の再現	山中(2004)
想定東海地震	1.12×10^{28}	8.0	レシピに基づく	中央防災会議(2003)



(a) 地震本部の震源モデル

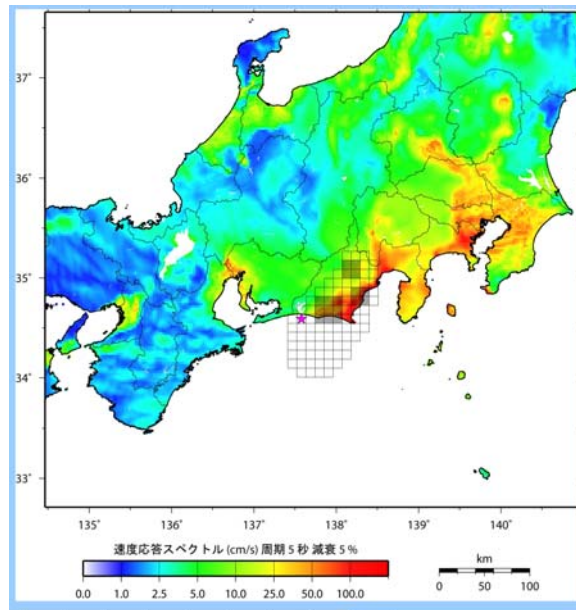


(b) 地震本部の震源モデルに基づく本検討の震源モデルと計算地点

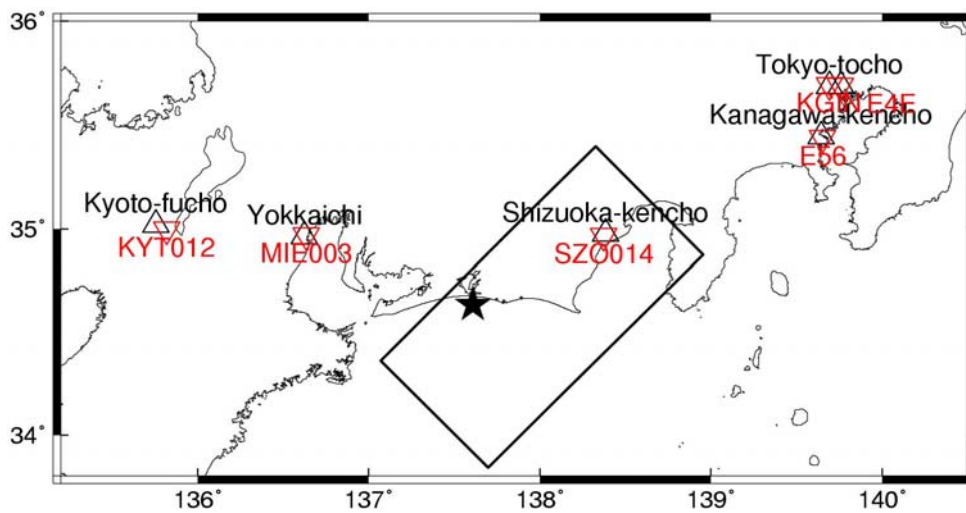
黒文字：地震本部の公開計算地点

赤文字：本検討の計算地点および地震本部から計算波を個別に頂いた地点

図 3.2-1 東南海地震の震源モデルと計算地点



(a) 地震本部の震源モデル



(b) 地震本部の震源モデルに基づく本検討の震源モデルと計算地点

黒文字：地震本部の公開計算地点

赤文字：本検討の計算地点および地震本部から計算波を個別に頂いた地点

図 3.2-2 東海地震の震源モデルと計算地点

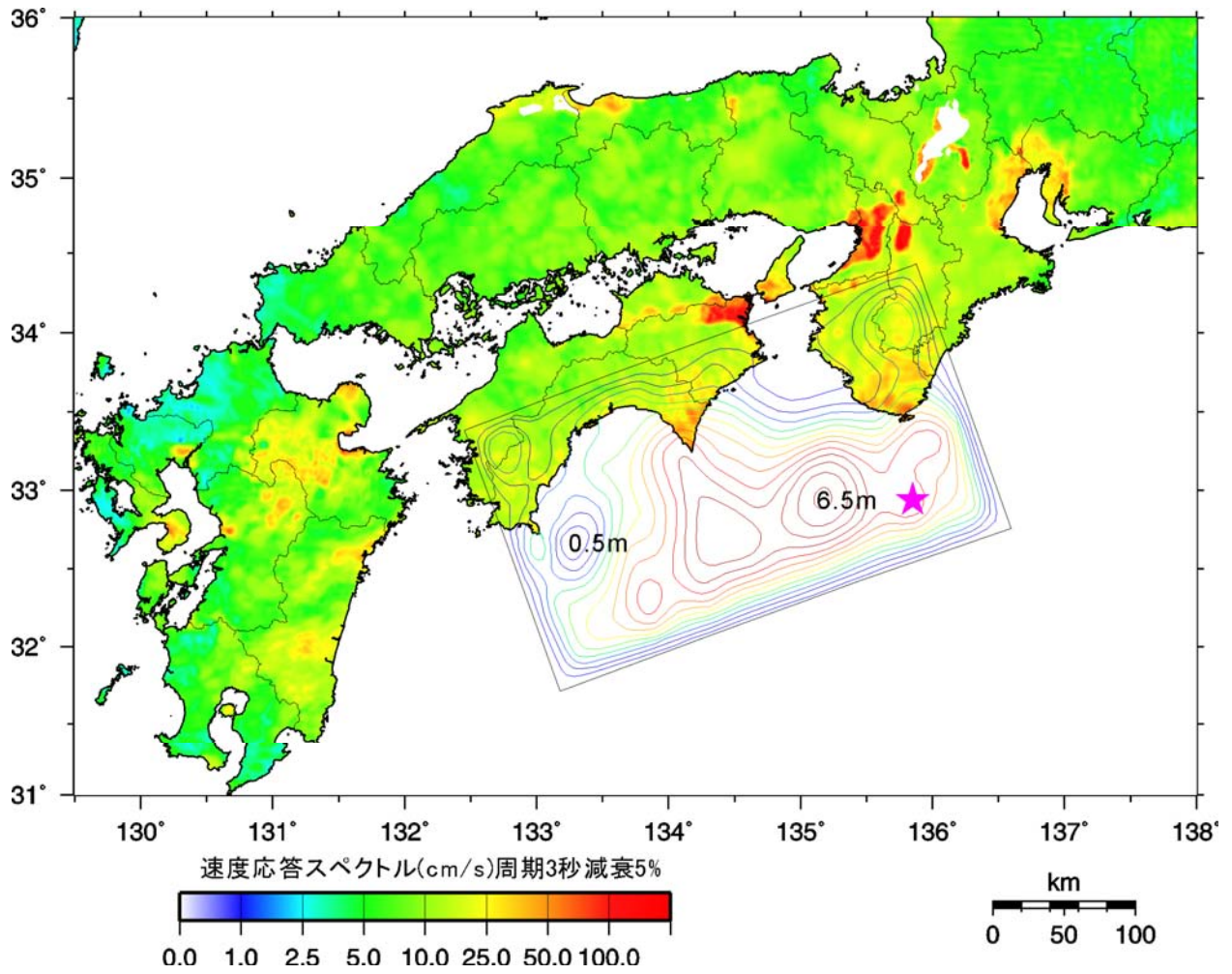


図 3.2-3 地震本部(2012)による南海地震の周期 3 秒の速度応答スペクトル(h=5%)分布

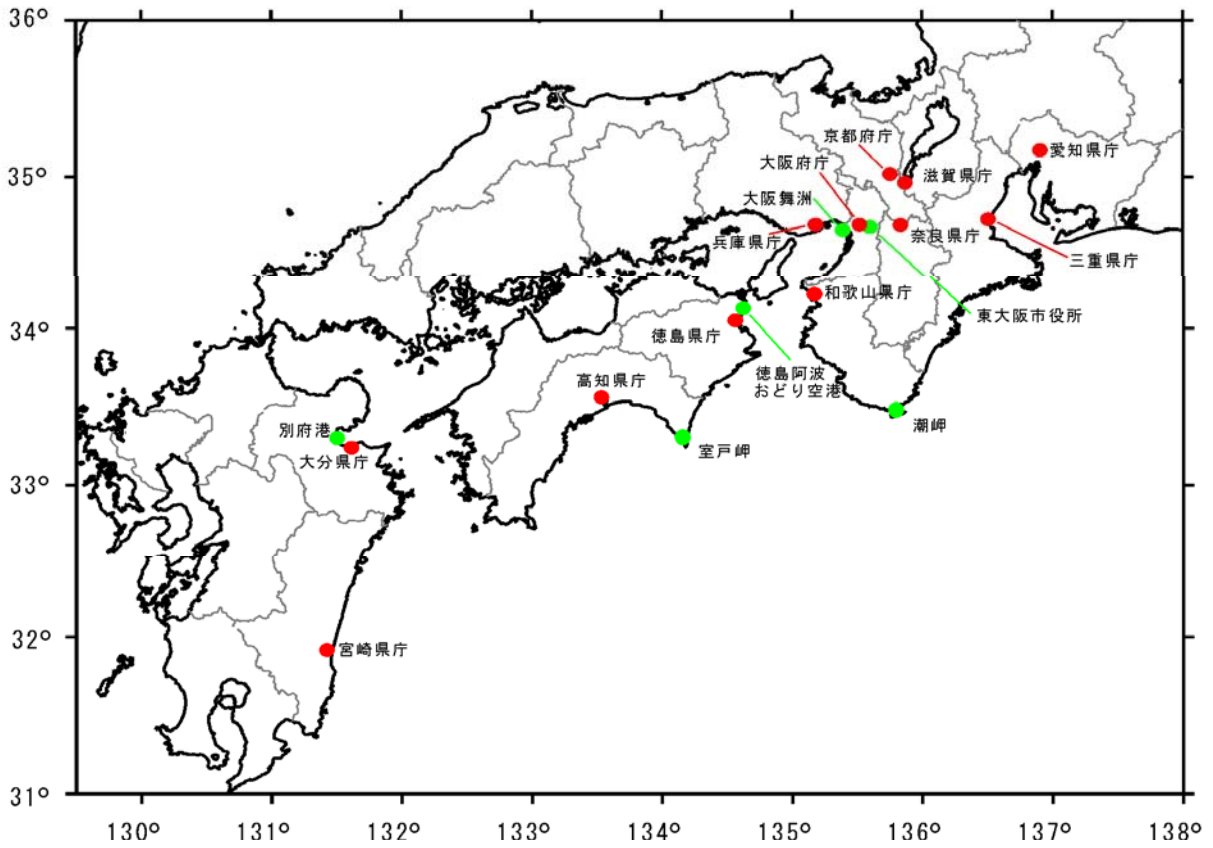


図 3.2-4 地震本部(2012)による南海地震の計算長周期地震動公開地点

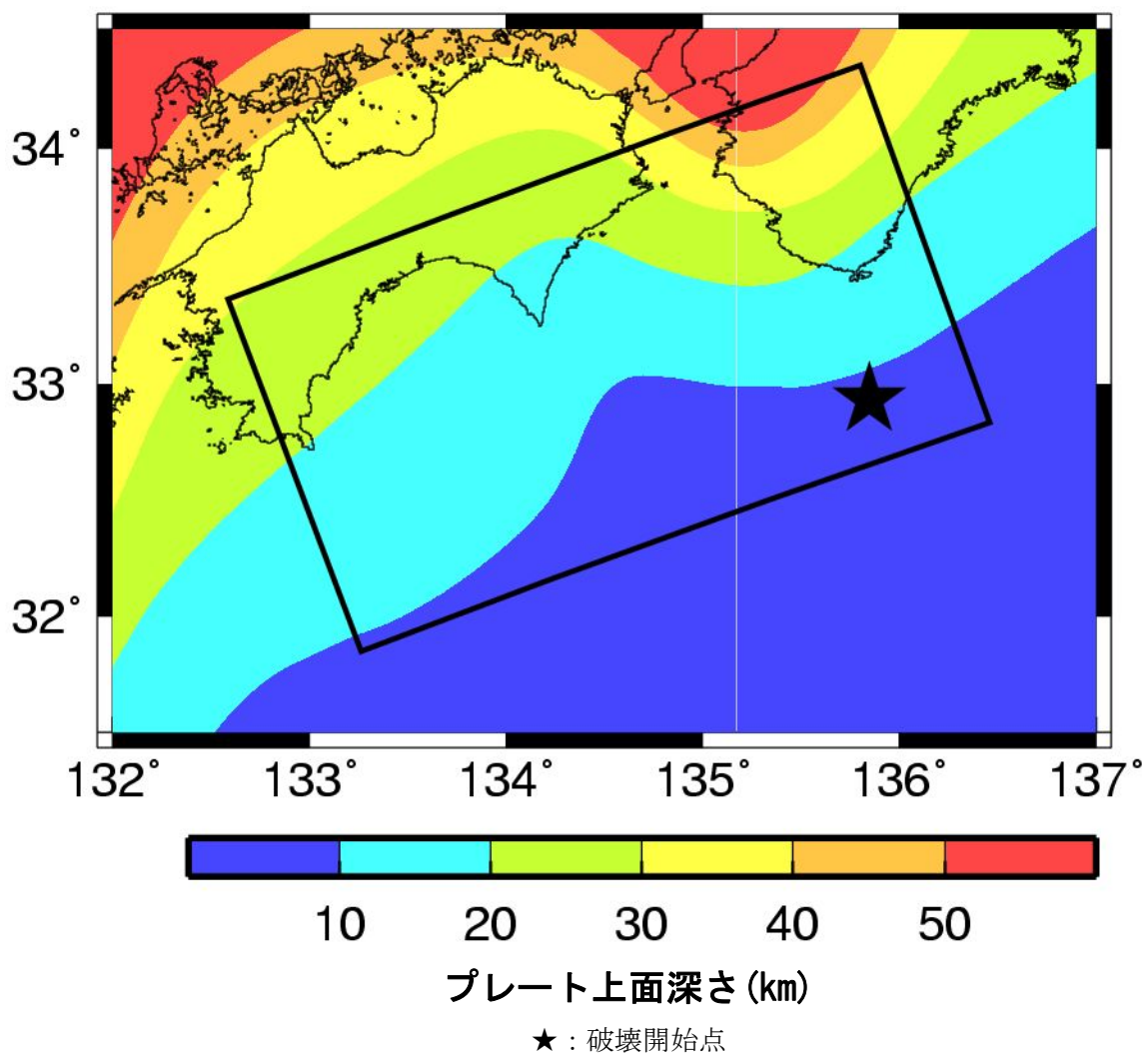
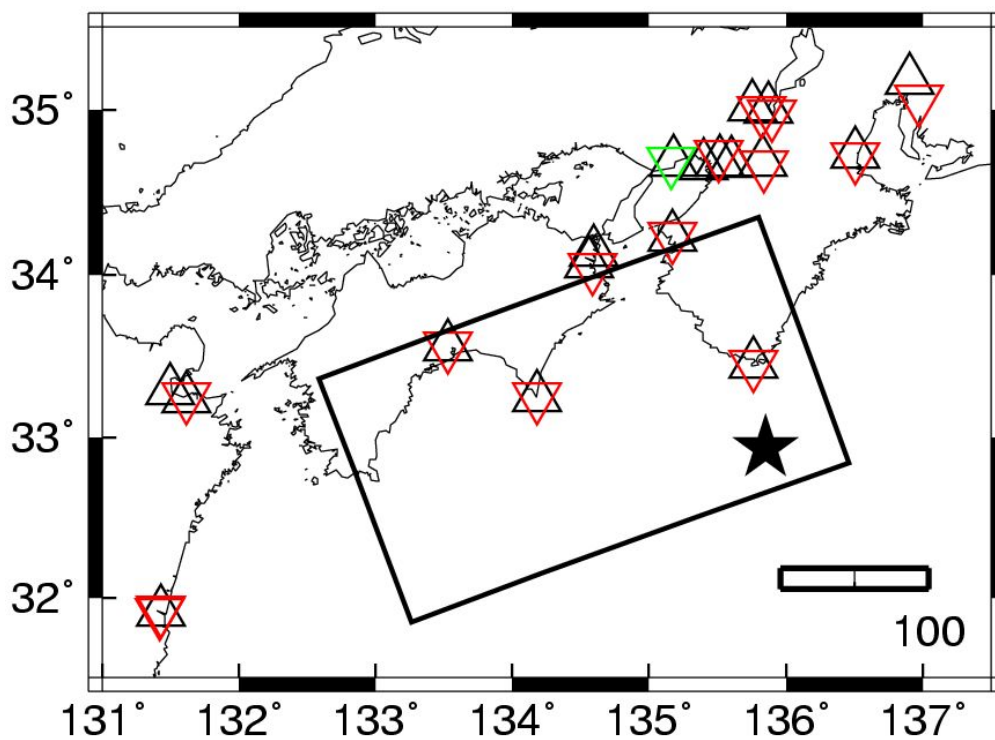
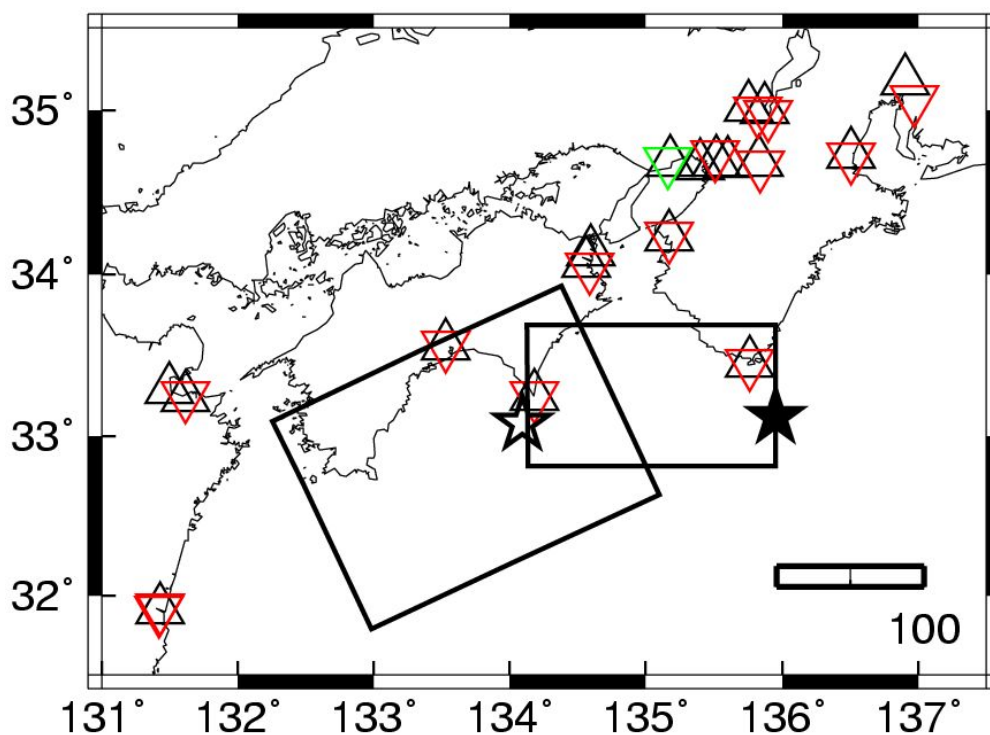


図 3.2-5 地震本部(2012)による南海地震の長周期地震動予測地図作成に用いられた3次元地下構造モデルに基づくフィリピン海プレート上面深さ分布と、地震本部の曲面断層面に基づき本検討で設定した南海地震に対する矩形震源モデル



(a) 地震本部の断層面に基づき本検討で設定した断層面



(b) 中央防災会議(2003)に基づき鶴来・他(2005)で設定した震源モデルに基づく断層面

△=地震本部による計算地点

▽=旧経験式と改良経験式による本検討による計算地点

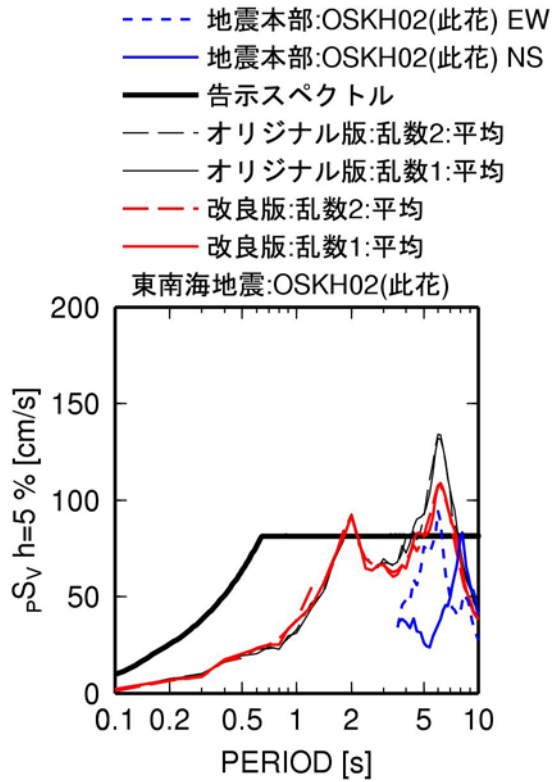
▽=改良経験式による本検討による計算地点

★第1破壊開始点、☆第2破壊開始点

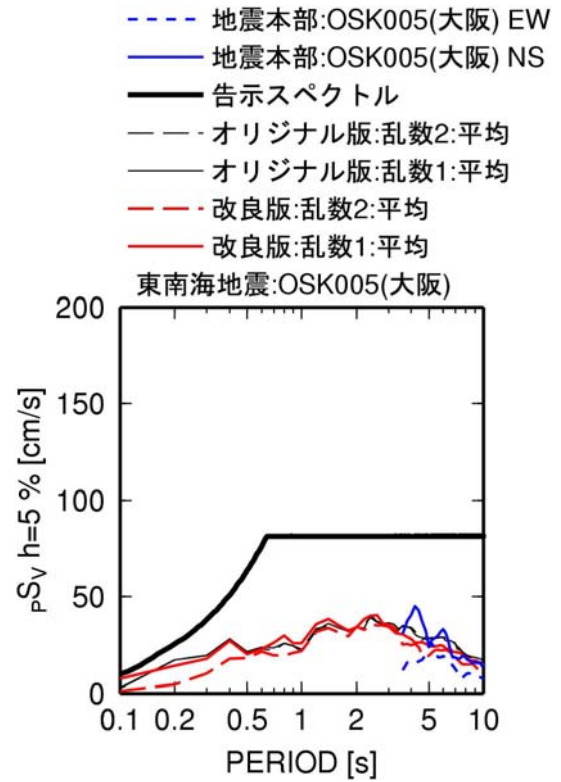
図 3.2-6 計算に用いる断層面と計算地点

表 3.2-2 地震本部(2012)と鶴来・他(2005)に基づく南海地震の断層パラメータ

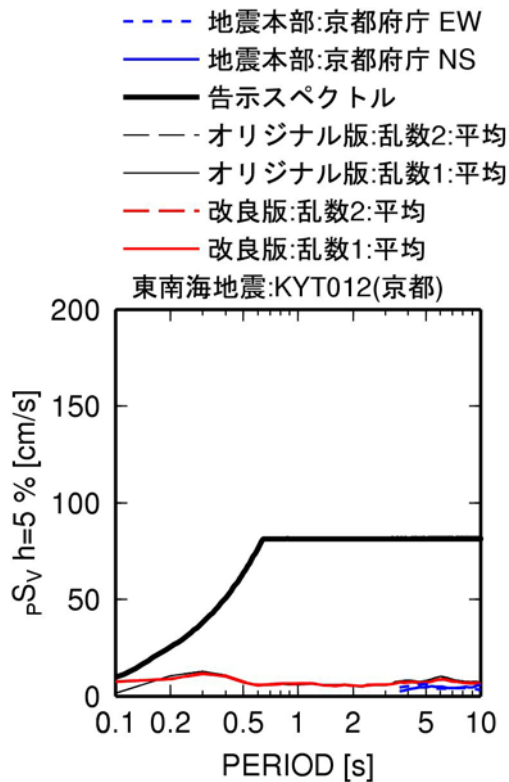
		Mw	M ₀	長さ	幅	参照
			dyne・cm	km	km	
地震本部(2012)に基づくモデル		8.4	5.01E+28	320	180	
鶴来・他(2005)に基づくモデル	東断層	8.2	2.91E+28	170	100	中央防災会議(2003)
	西断層	8.4	5.46E+28	220	160	



(a) OSKH02 (此花)

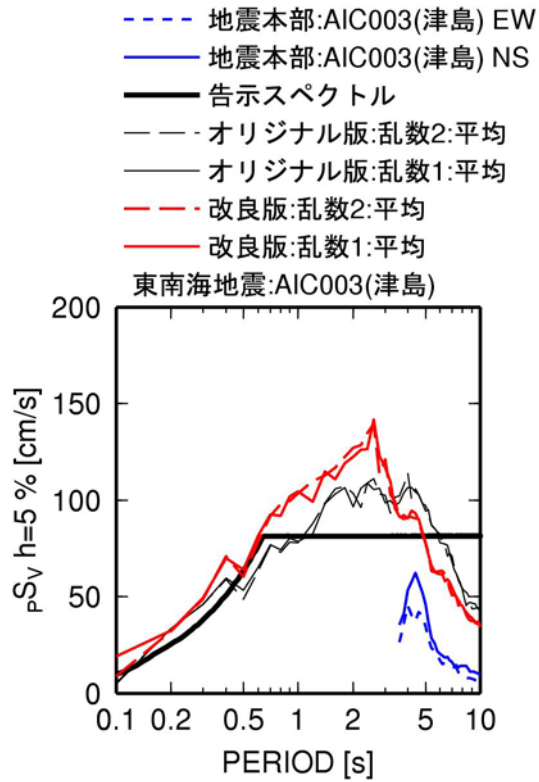


(b) OSK005 (大阪)

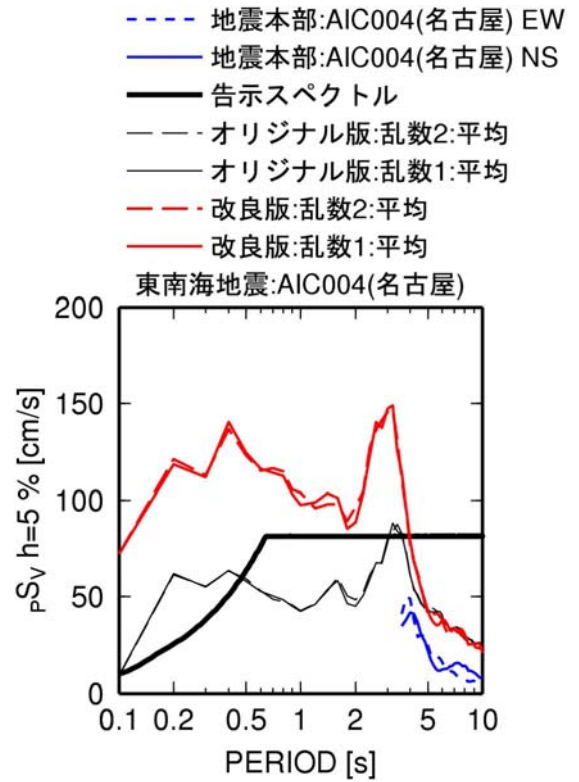


(c) KYT012(京都)

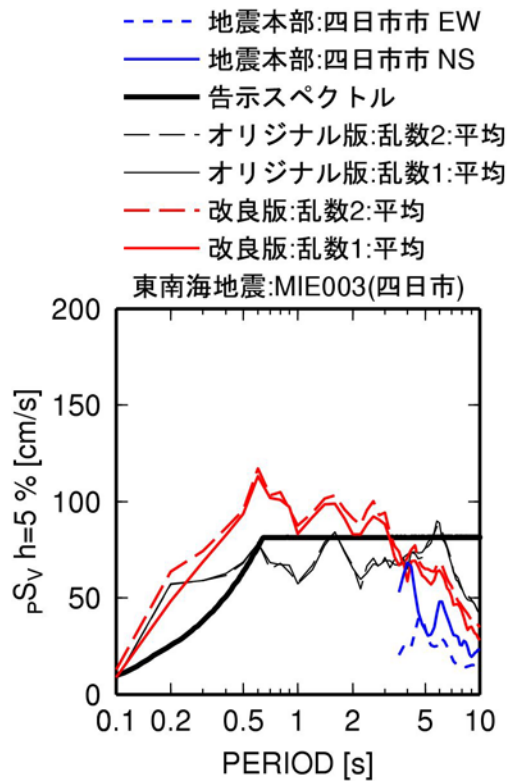
図 3.2-7 東南海地震による大阪平野での本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較



(a) AIC003 (津島)

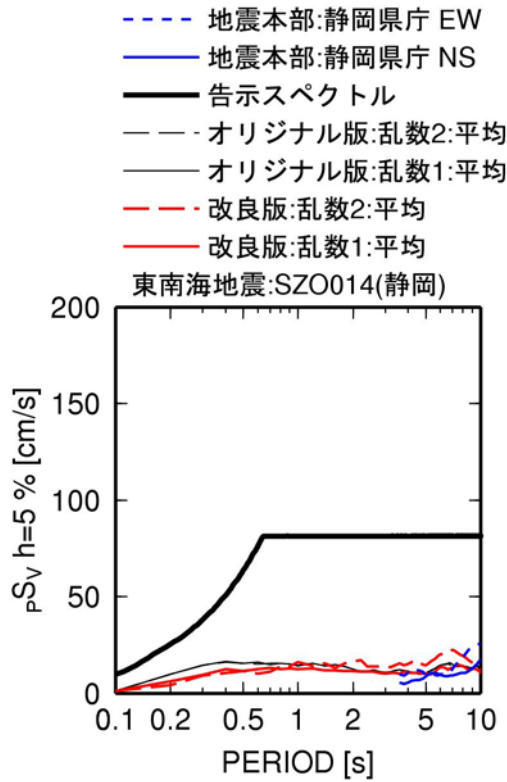


(b) AIC004 (名古屋)

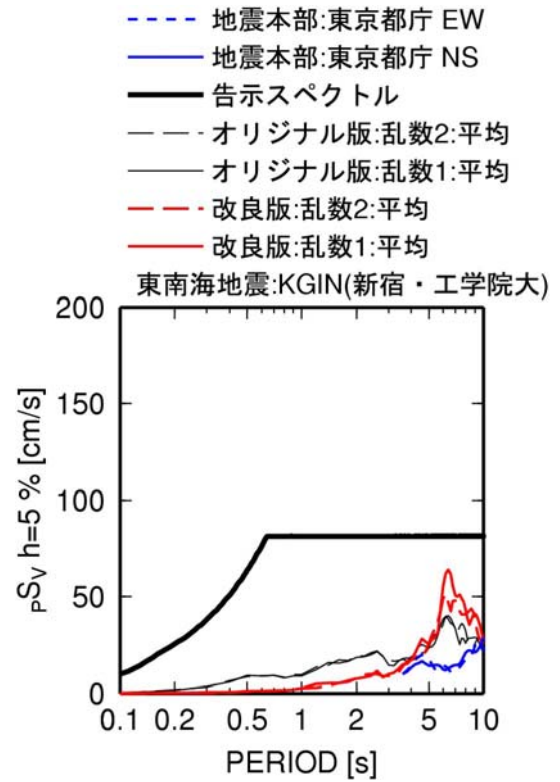


(c) MIE003 (四日市)

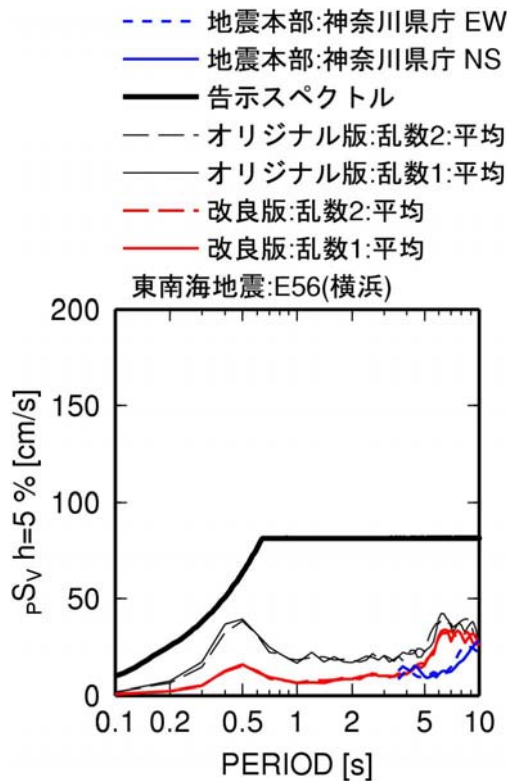
図 3.2-8 東南海地震による濃尾平野での本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較



(a) SZO014 (静岡)

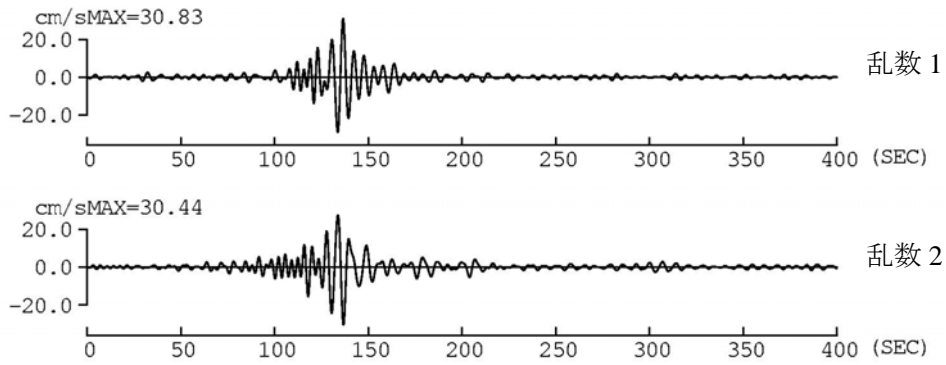


(b) KGIN (新宿・工学院大学)

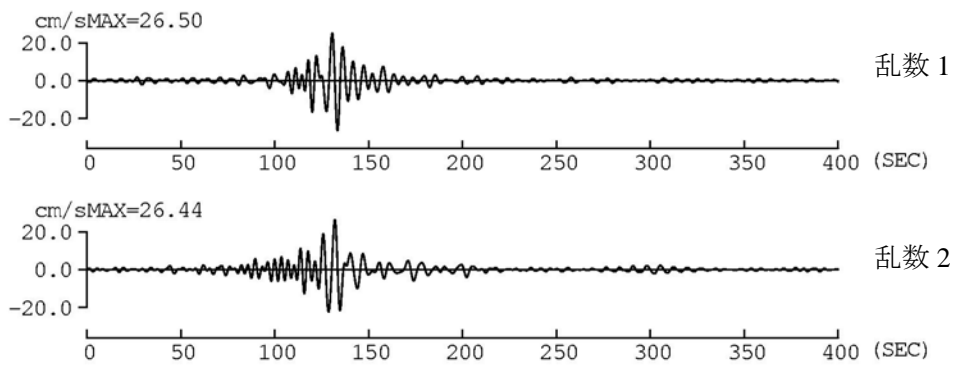


(c) 横浜(E56)

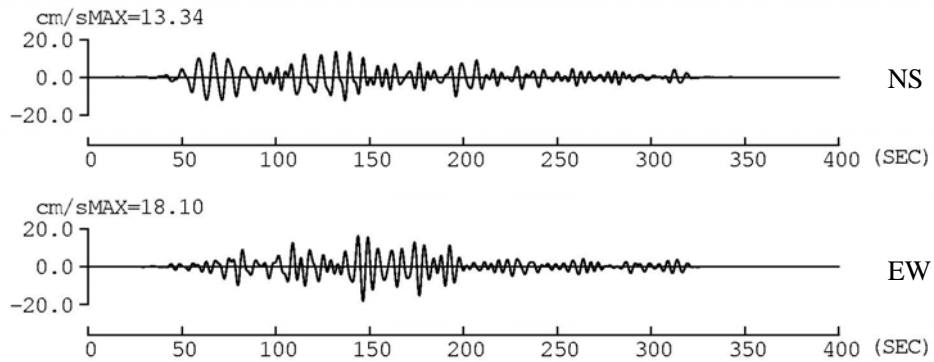
図 3.2-9 東南海地震による本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較



(a) オリジナル版 : OSKH02

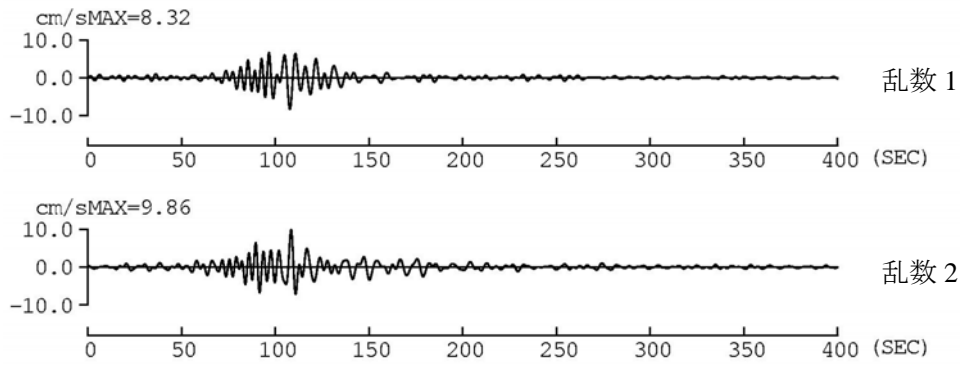


(b) 改良版 : OSKH02

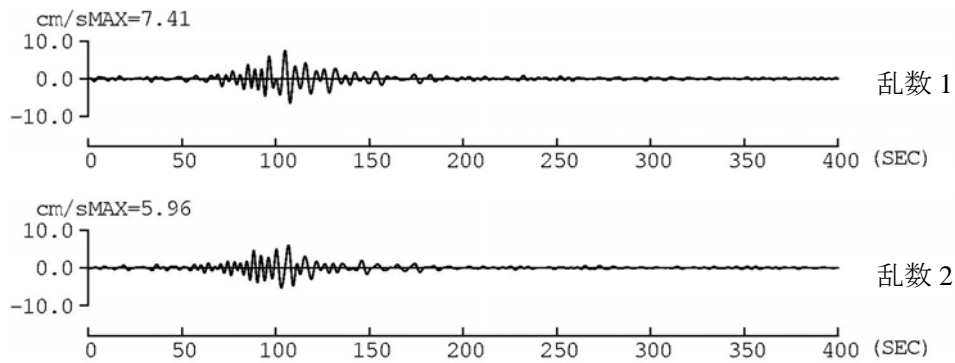


(c) 地震本部 : OSKH02

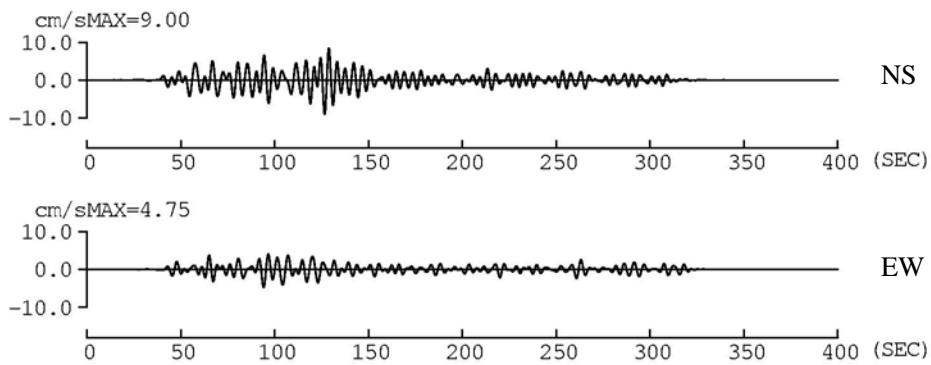
図 3.2-10 東南海地震の OSKH02(此花)における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナルの式 : OSK005

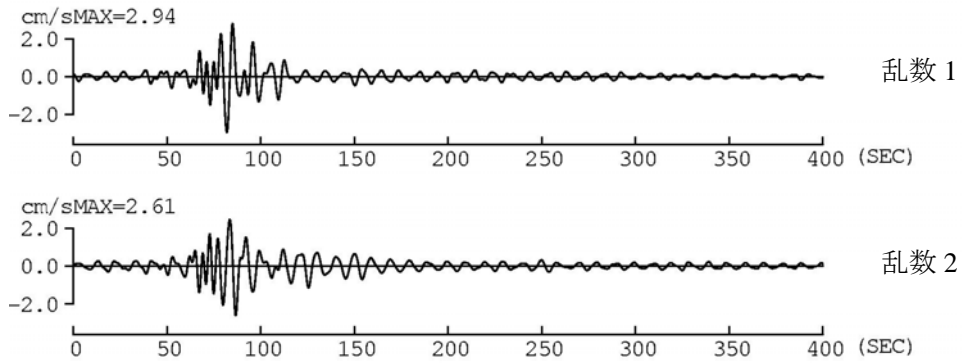


(b) 改良式 : OSK005

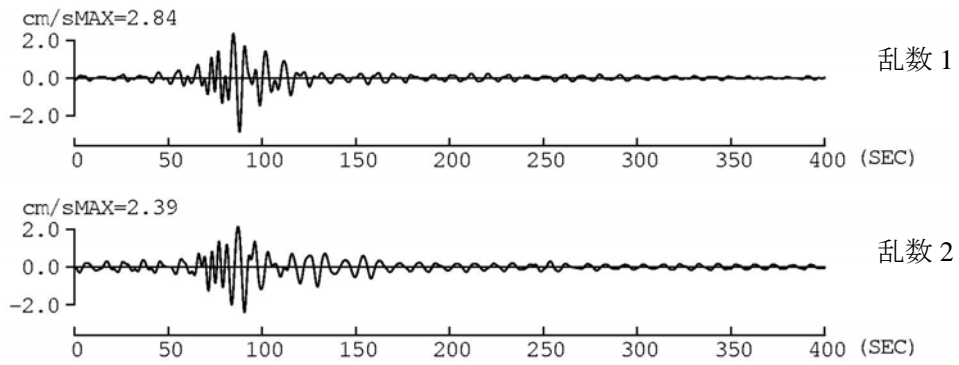


(c) 地震本部 : OSK005

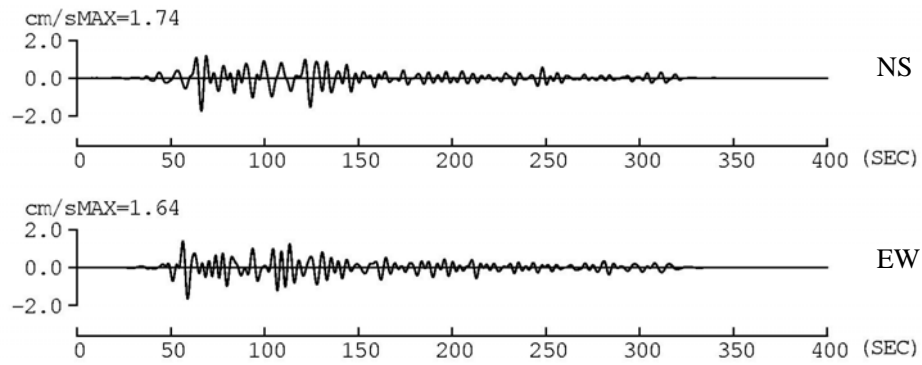
図 3.2-11 東南海地震の OSK005(大阪)における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナル版：KYT012

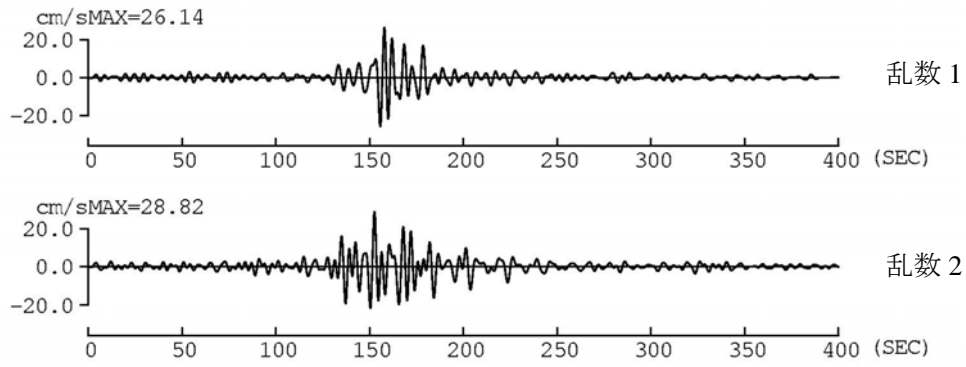


(b) 改良版：KYT012

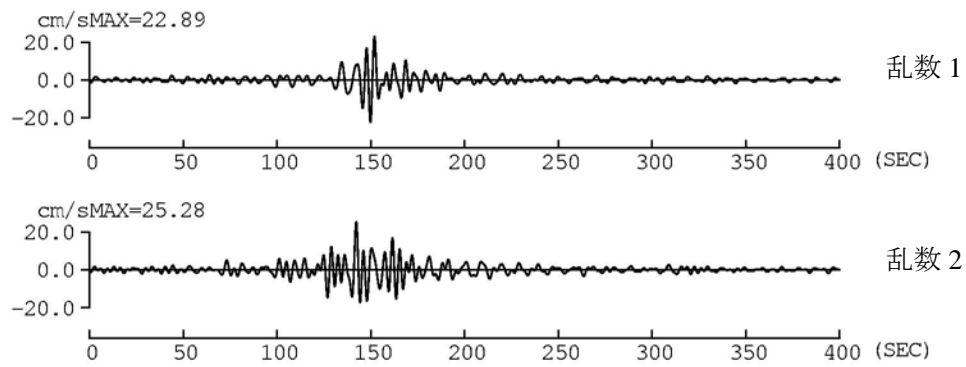


(c) 地震本部：京都府庁

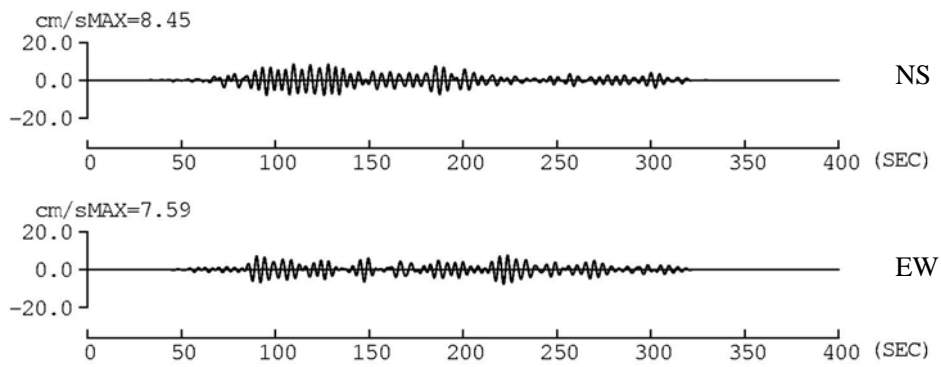
図 3.2-12 東南海地震の京都における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナル版 : AIC003

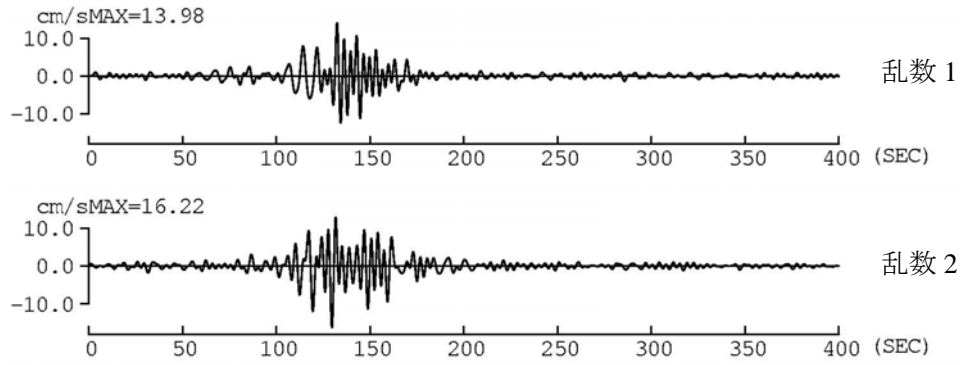


(b) 改良版 : AIC003

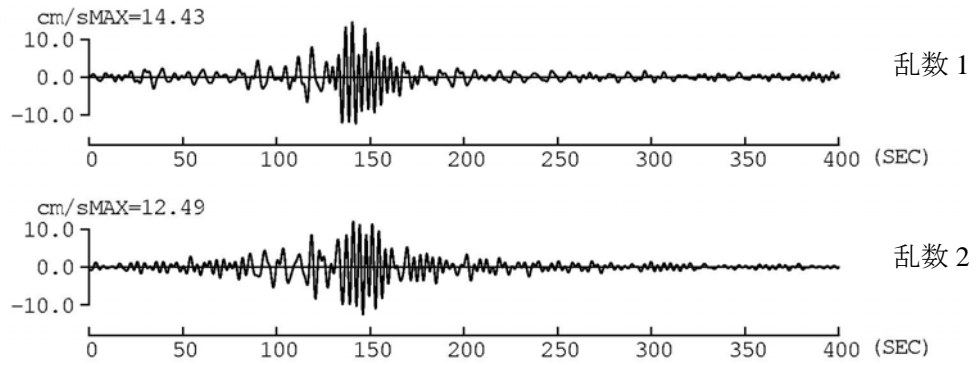


(c) 地震本部 : AIC003

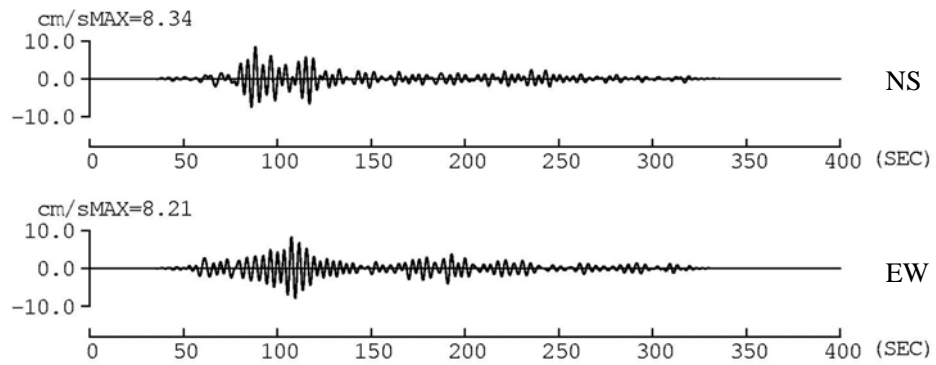
図3.2-13 東南海地震のAIC003(津島)における本検討と地震本部の予測波(周期3.5~10秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナルの式 : AIC004

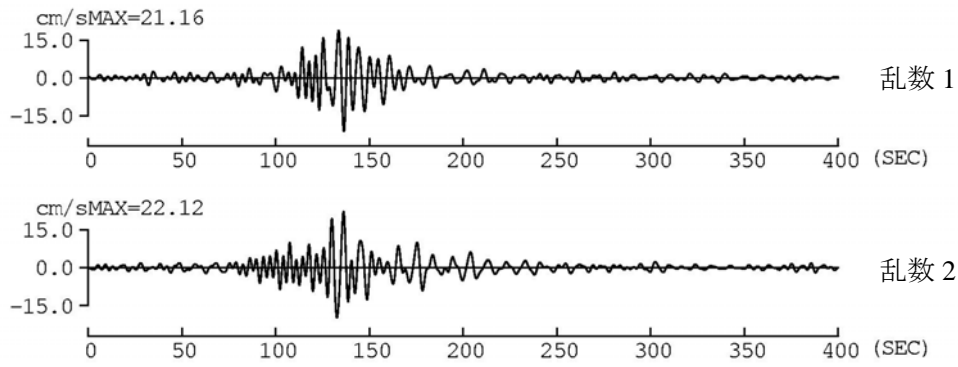


(b) 改良式 : AIC004

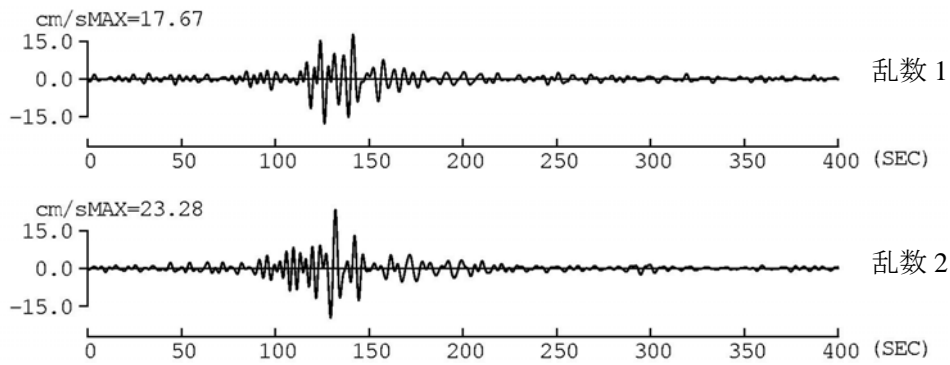


(c) 地震本部 : AIC004

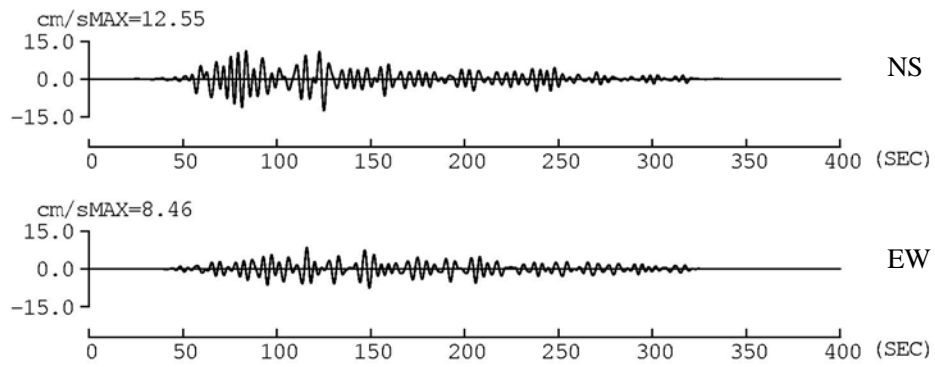
図3.2-14 東南海地震のAIC004(名古屋)における本検討と地震本部の予測波(周期3.5~10秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナル版 : MIE003

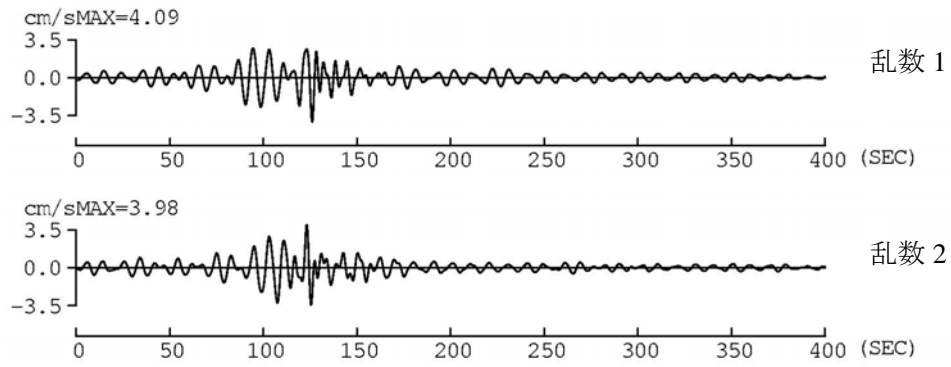


(b) 改良版 : MIE003

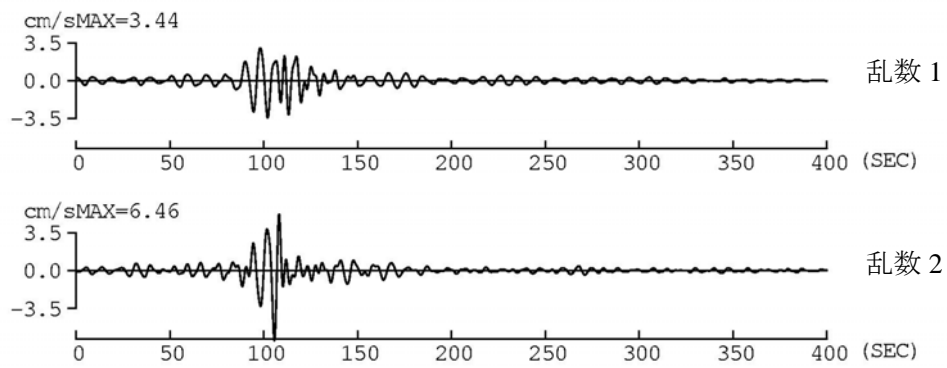


(c) 地震本部 : 四日市

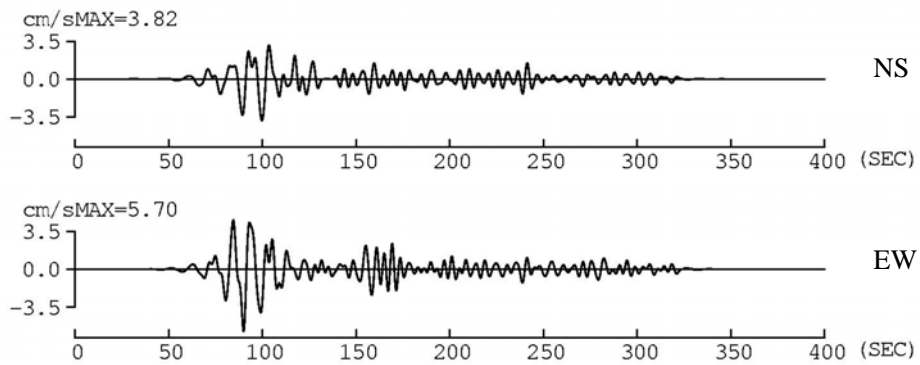
図 3.2-15 東南海地震の四日市における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナル版：SZ0014

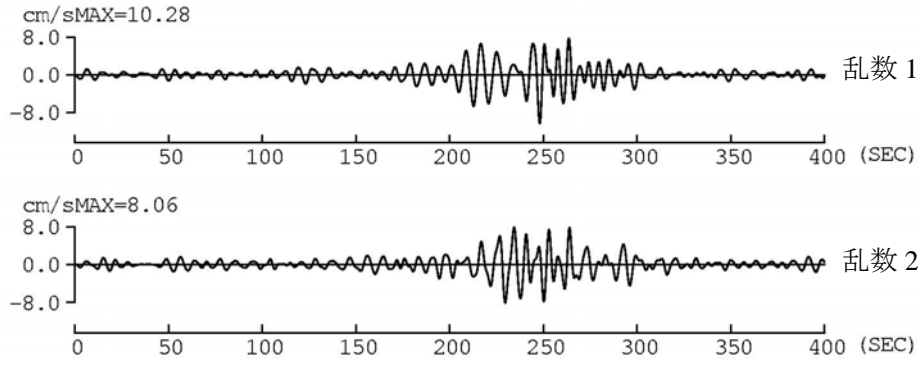


(b) 改良版：SZ0014

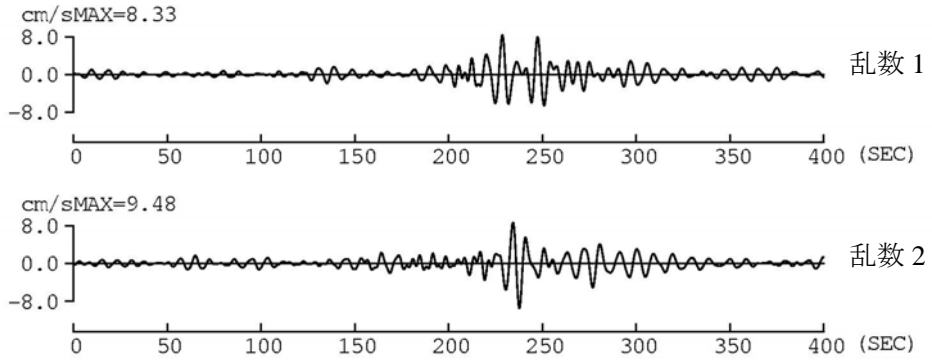


(b) 地震本部：静岡県庁

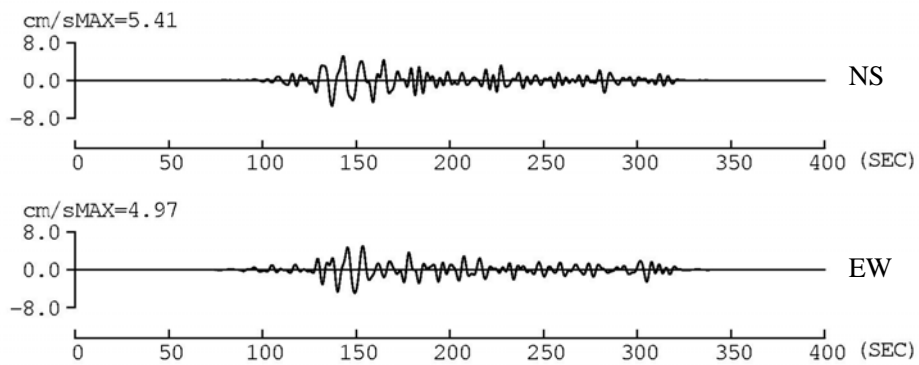
図3.2-16 東南海地震の静岡市における本検討と地震本部の予測波(周期3.5~10秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナル版 : E56(横浜)

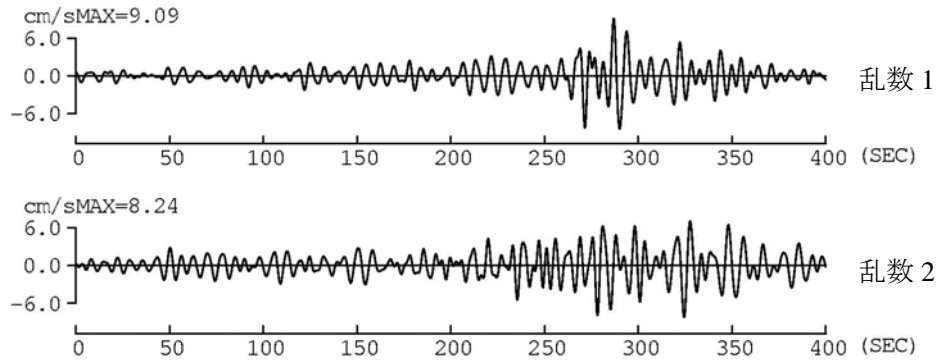


(b) 改良版 : E56(JMA 横浜)

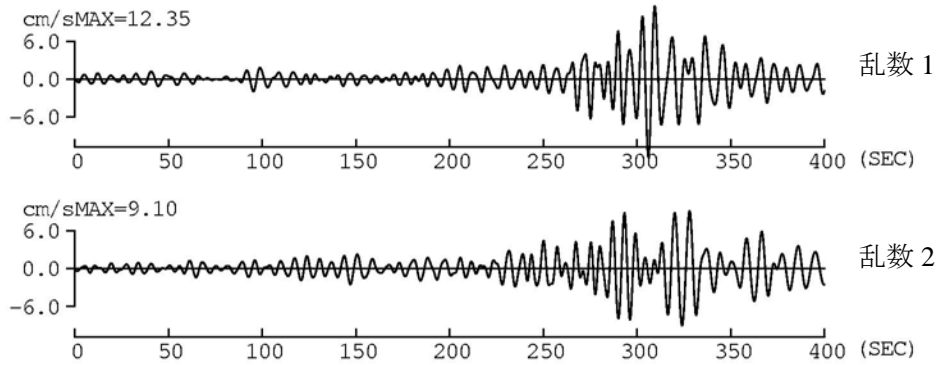


(b) 地震本部 : 神奈川県庁

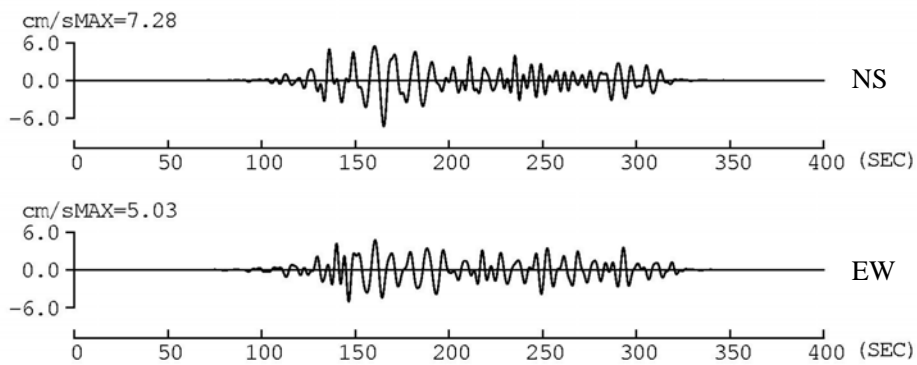
図 3.2-17 東南海地震の横浜における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較



(a) オリジナルの式 : KGIN(工学院大学)



(b) 改良版 : E56(JMA 横浜)



(b) 地震本部 : 東京都庁

図 3.2-18 東南海地震の新宿における本検討と地震本部の予測波(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波形)の比較

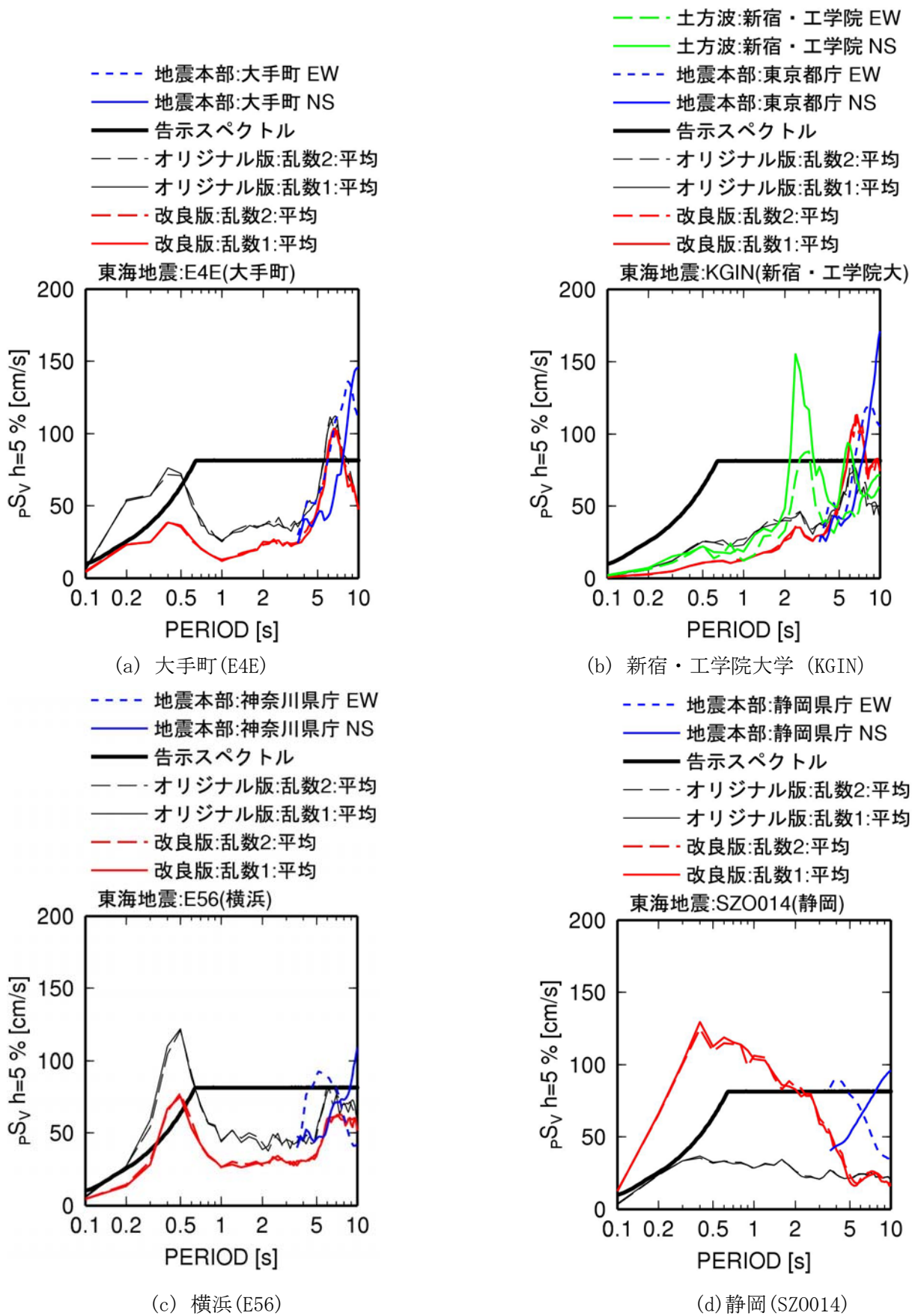


図 3.2-19 東海地震による本検討と地震本部及び土方・他(2006)の予測波の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較(震央より東側の観測点)

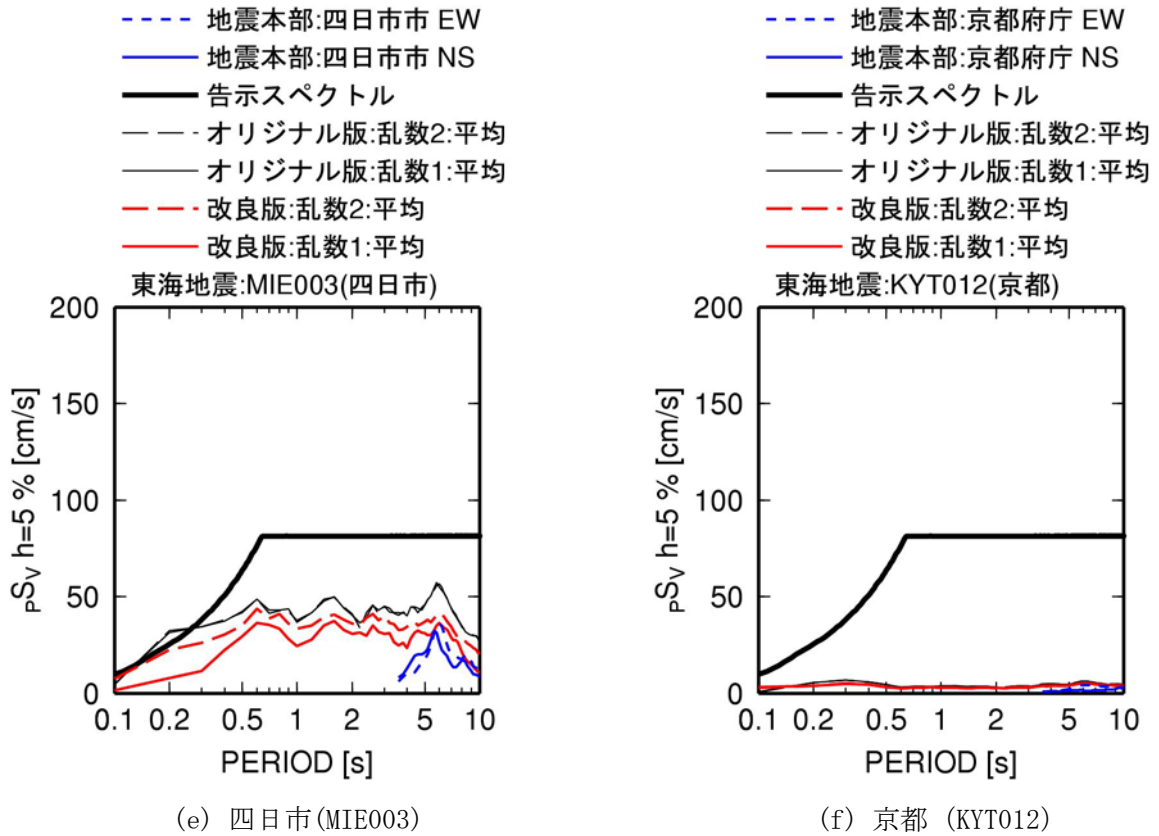


図 3. 2-20 東海地震による本検討と地震本部の予測波の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較(震央より西側の観測点)

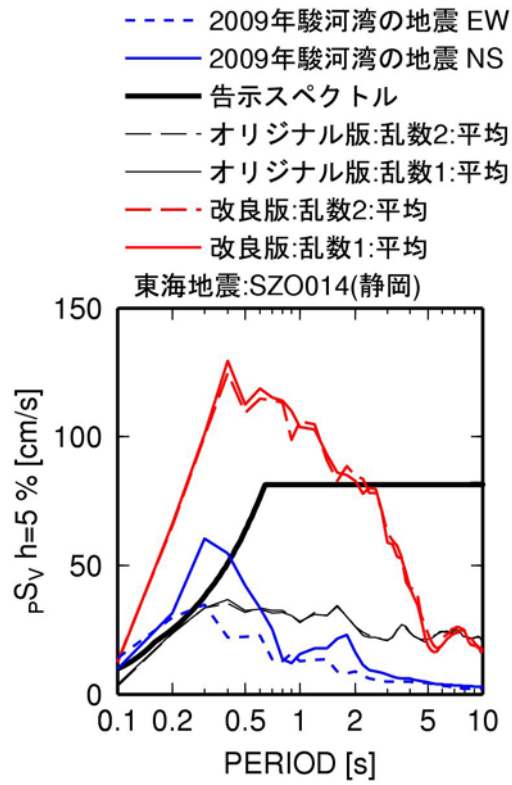


図 3.2-21 東海地震による本検討の予測波と 2009 年駿河湾の地震 (Mw6.2) の観測波の擬似速度応答スペクトル (h=5%) の比較

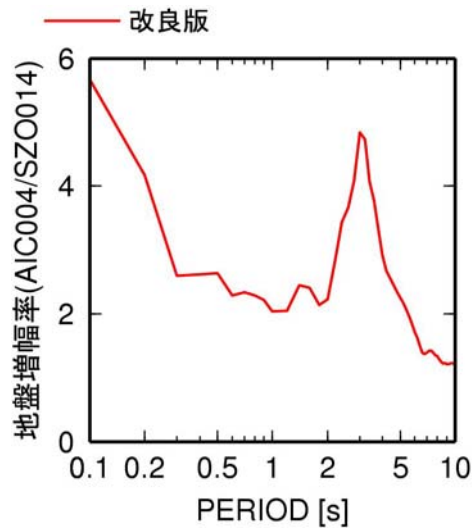


図 3.2-22 改良版の経験式の静岡 (SZO014) に対する名古屋 (AIC004) の地盤増幅率の比較

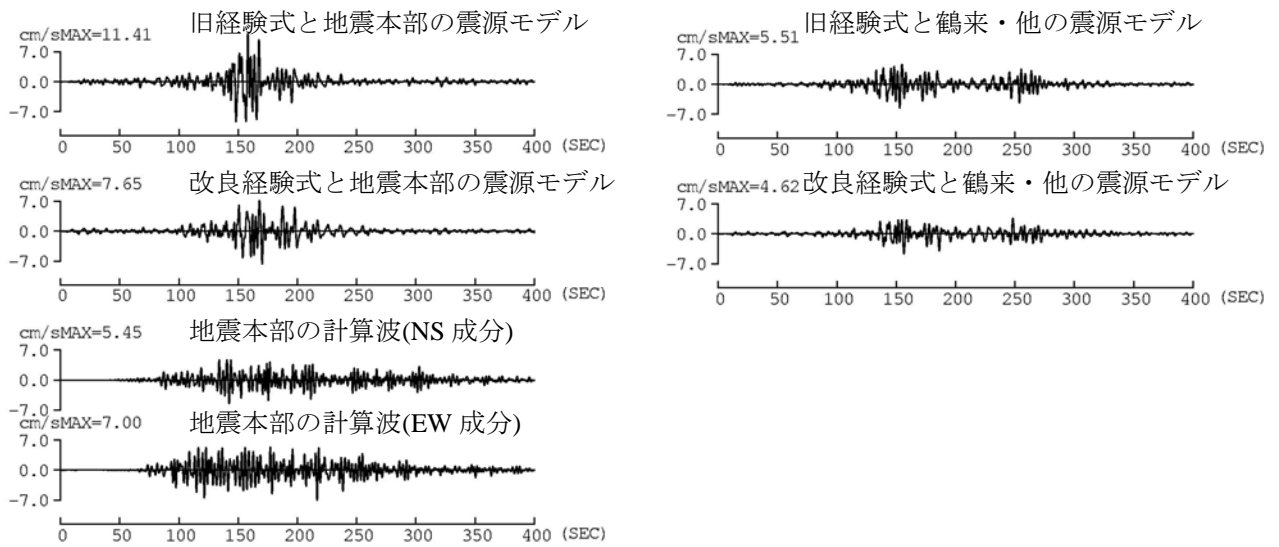
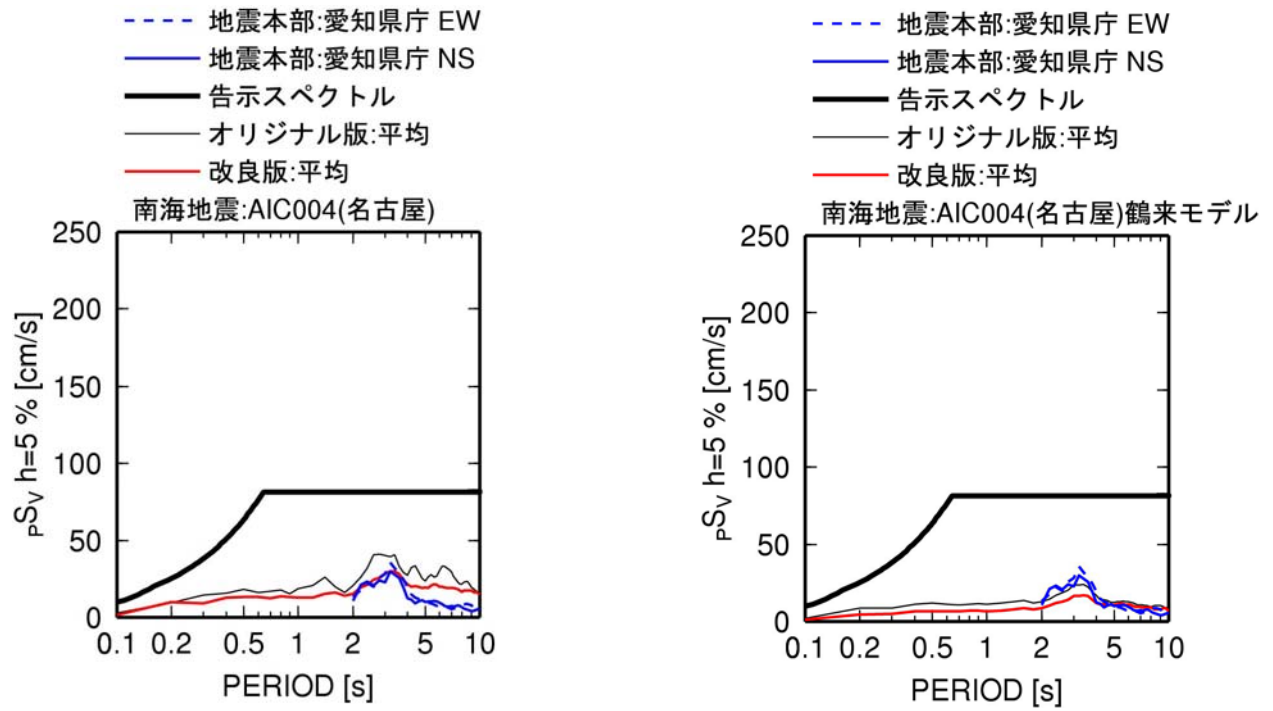


図 3.2-23 地震本部の計算波(愛知県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(AIC004)の擬似速度応答スペクトルと周期2~10秒の速度波形の比較

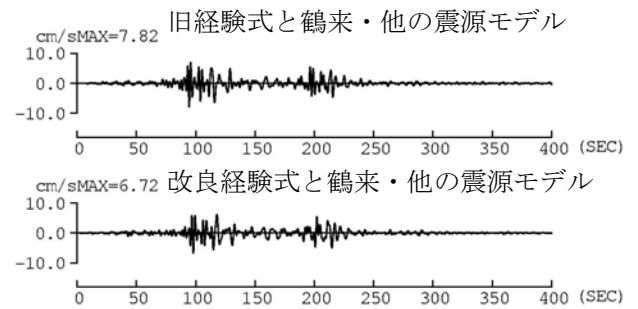
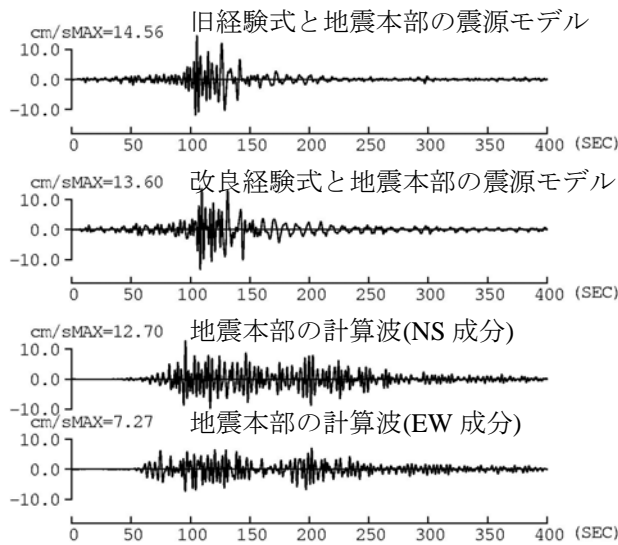
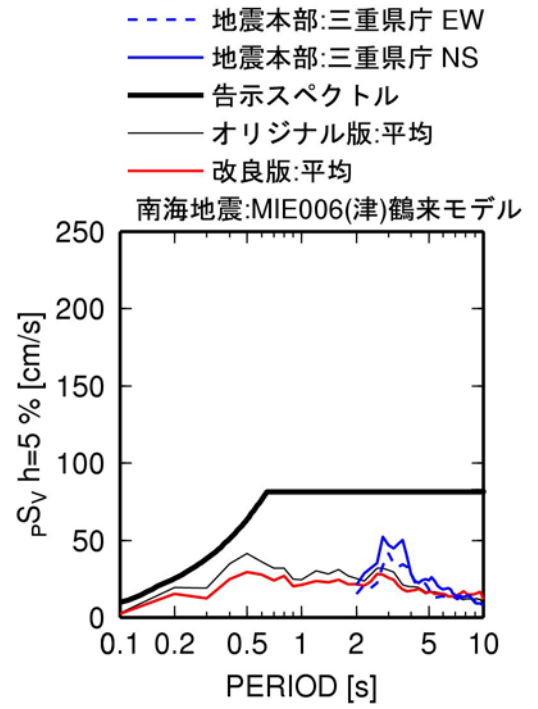
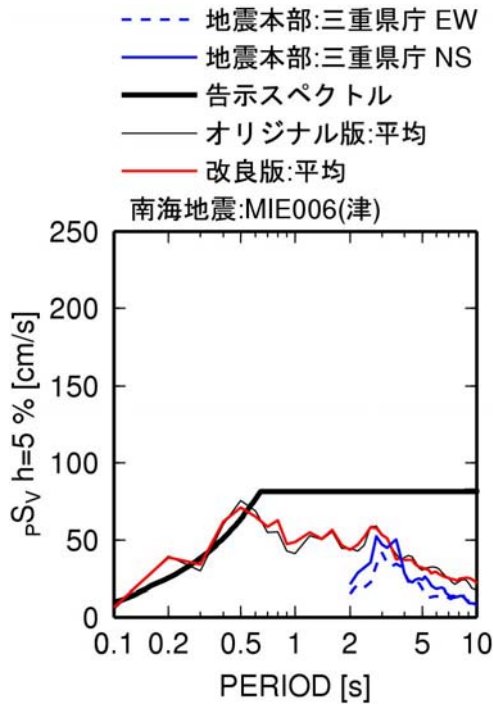


図 3.2-24 地震本部の計算波(三重県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(MIE006)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

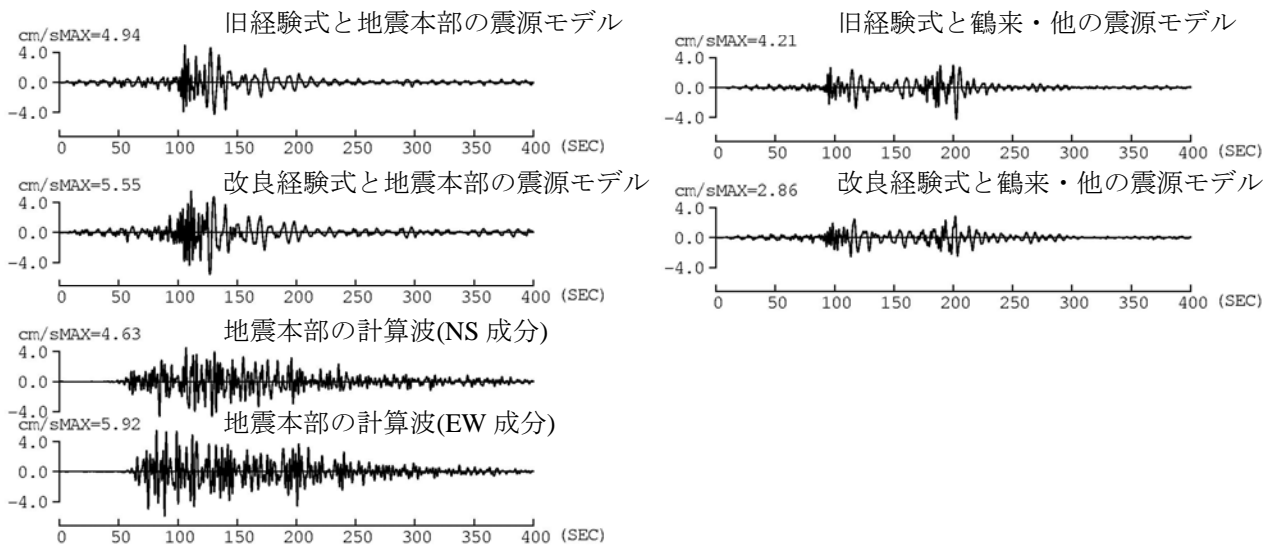
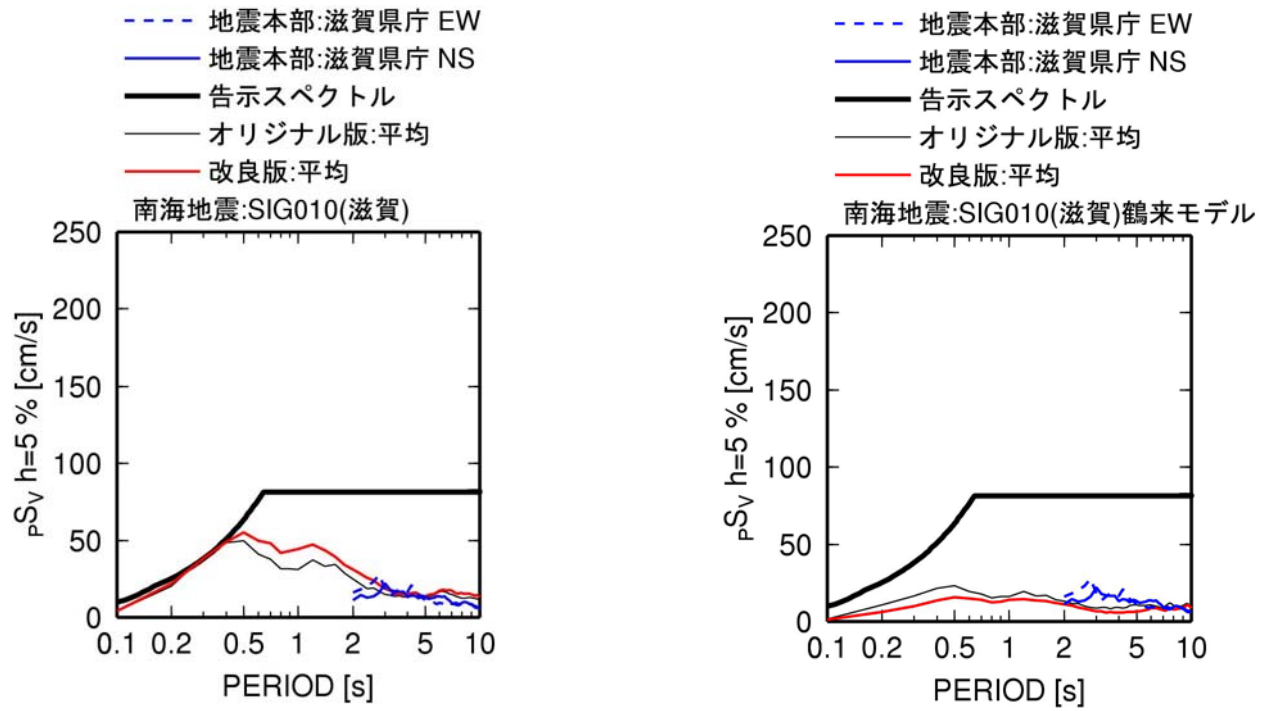


図 3. 2-25 地震本部の計算波(滋賀県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(SIG010)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

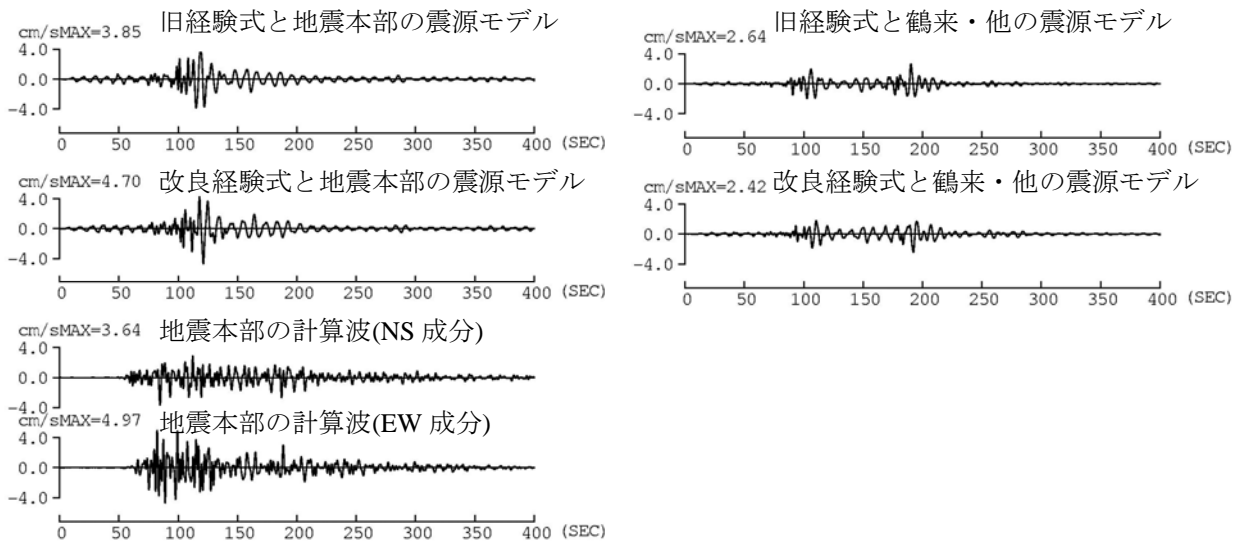
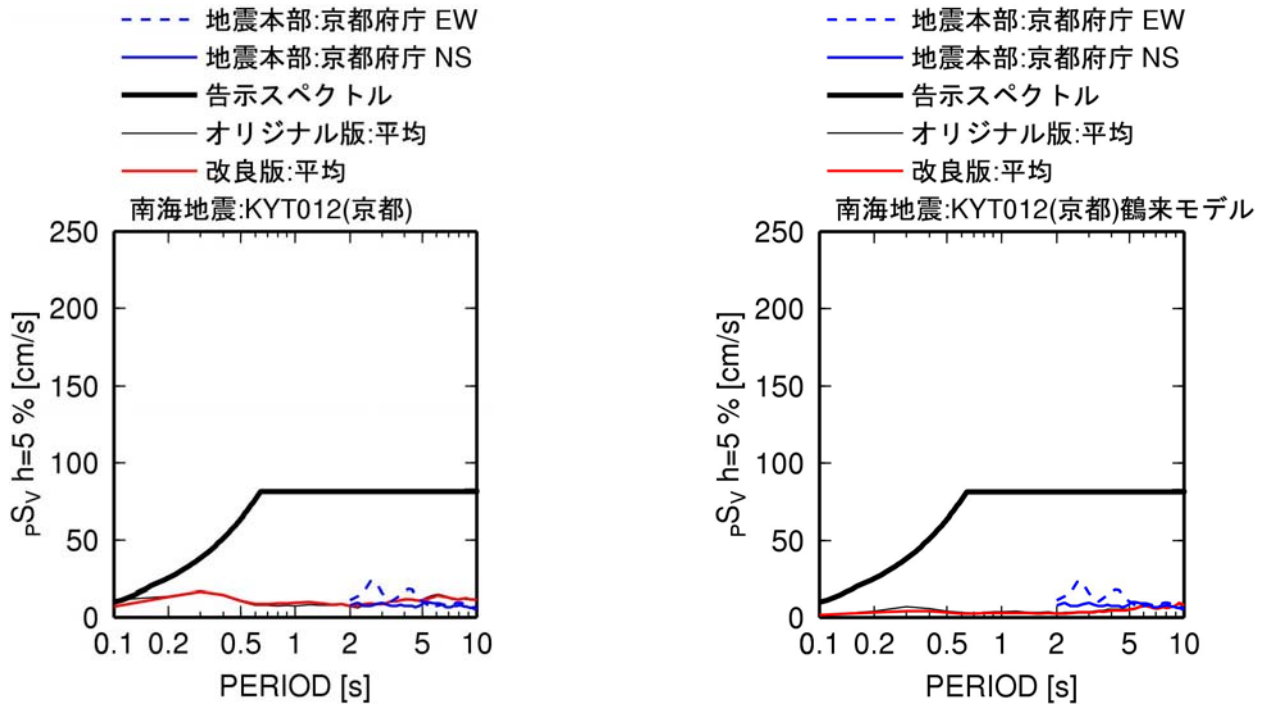


図 3. 2-26 地震本部の計算波(京都府庁)と本検討の経験式に基づく計算波(KYT012)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

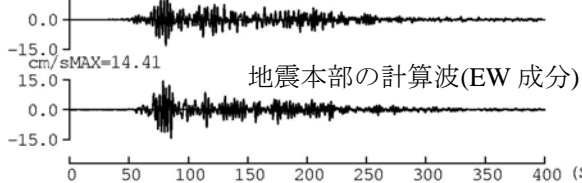
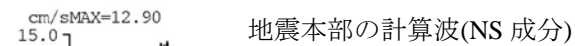
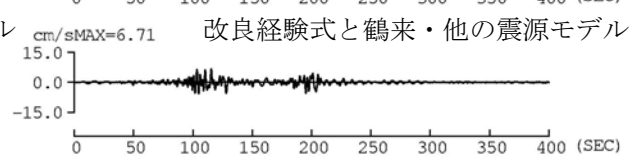
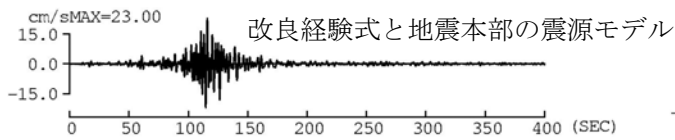
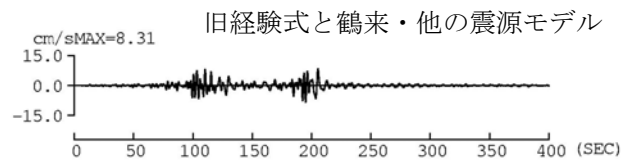
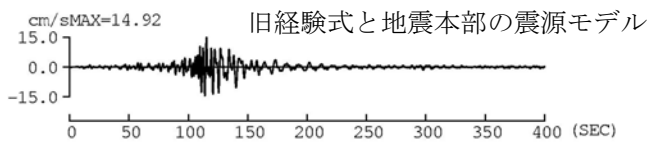
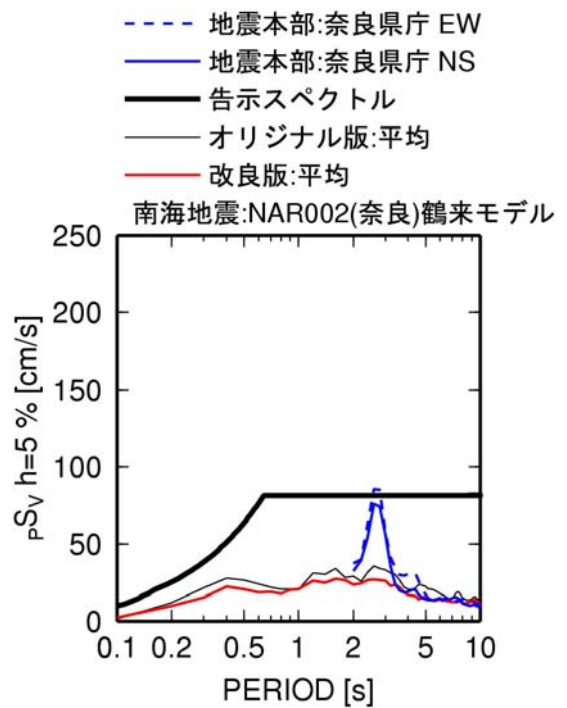
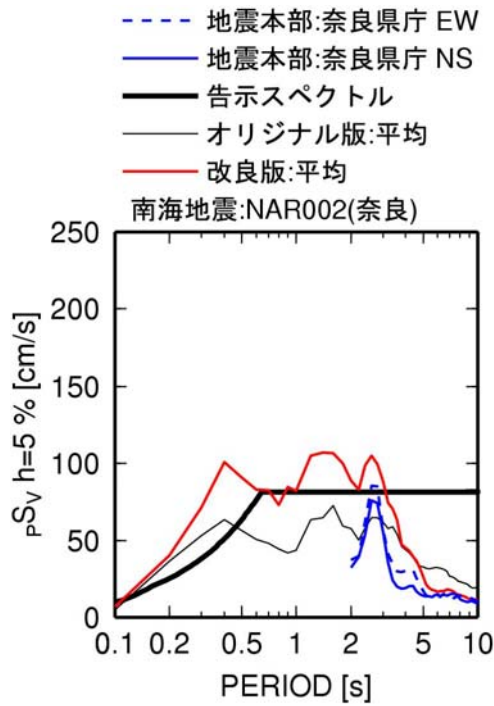


図 3.2-27 地震本部の計算波(奈良県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(NAR002)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

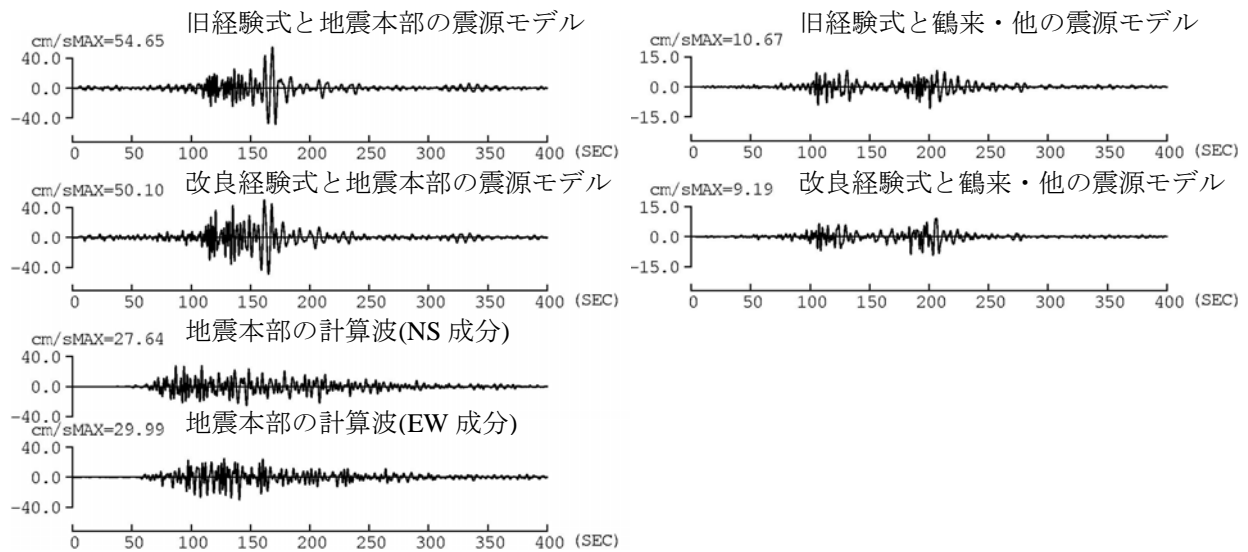
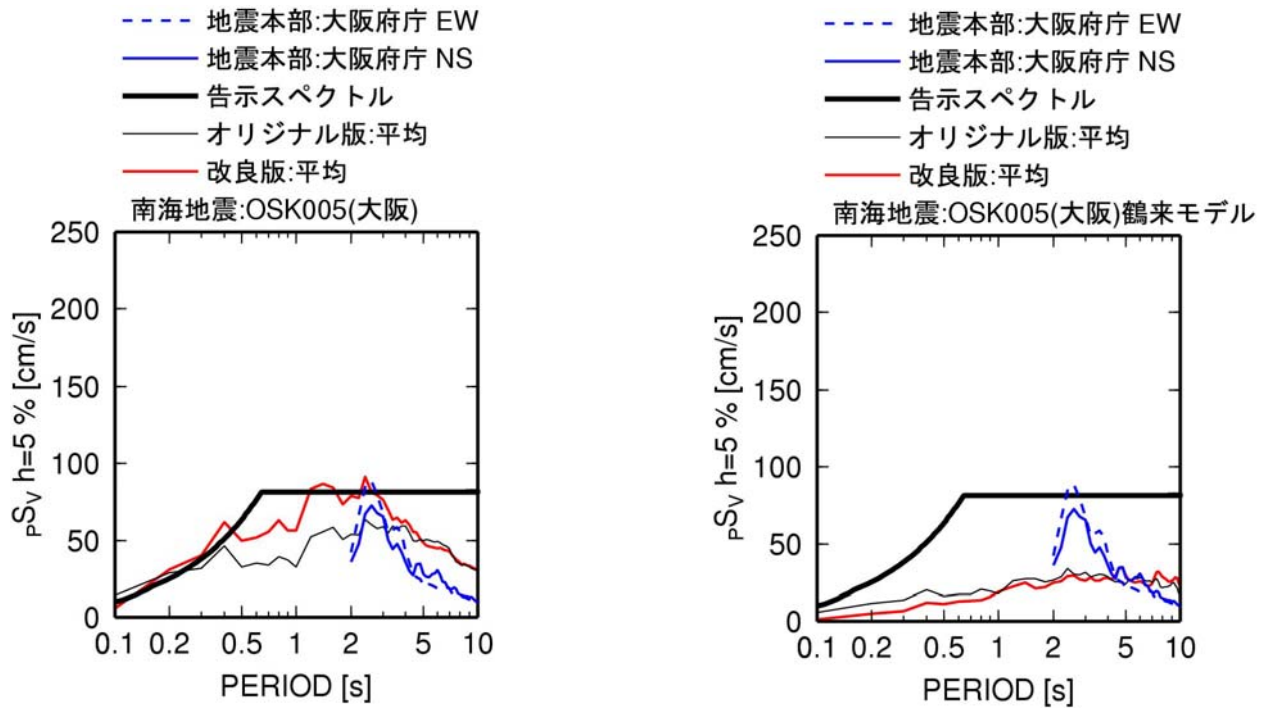


図 3.2-28 地震本部の計算波(大阪府庁)と本検討の経験式に基づく計算波(OSK005)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

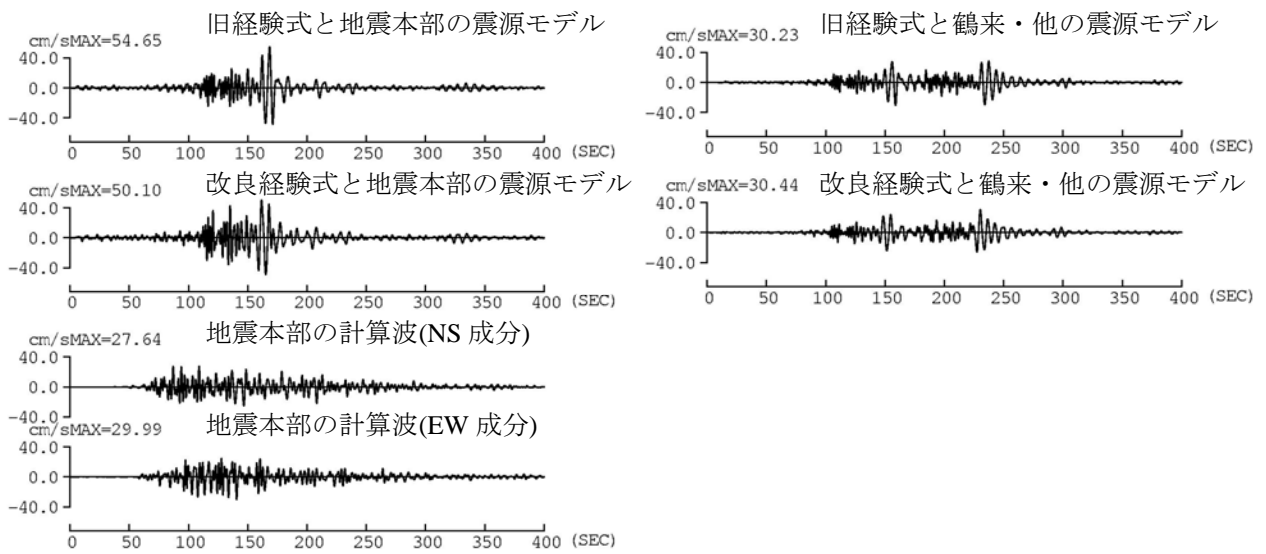
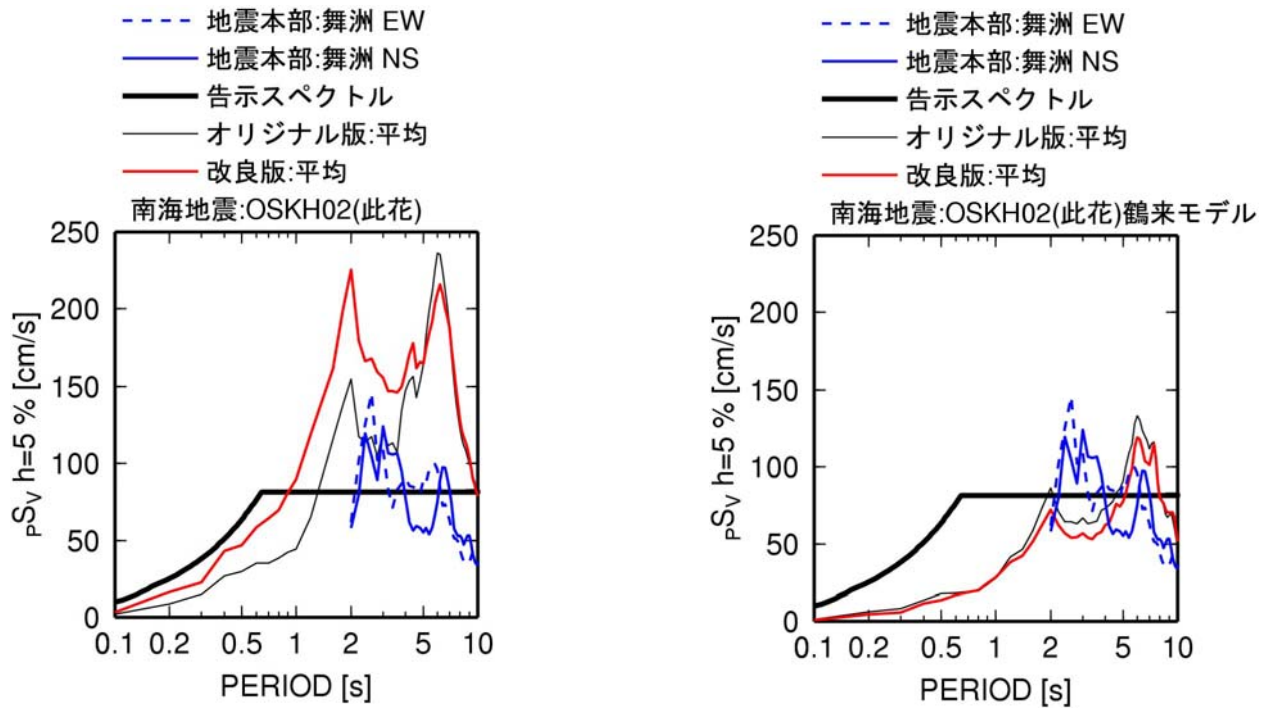


図 3.2-29 地震本部の計算波(舞洲)と本検討の経験式に基づく計算波(OSKH02)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

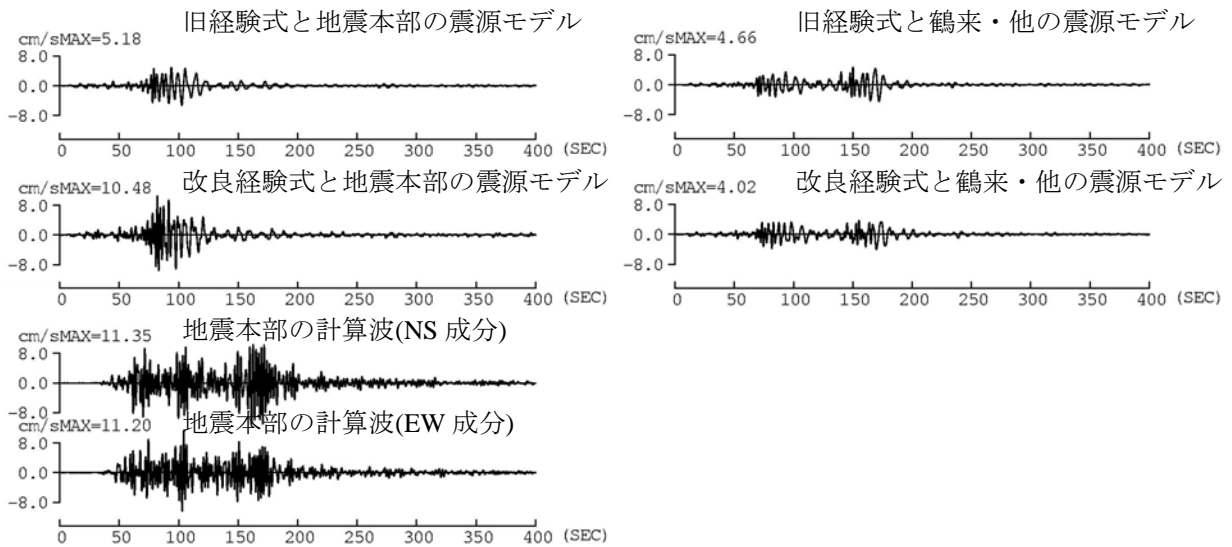
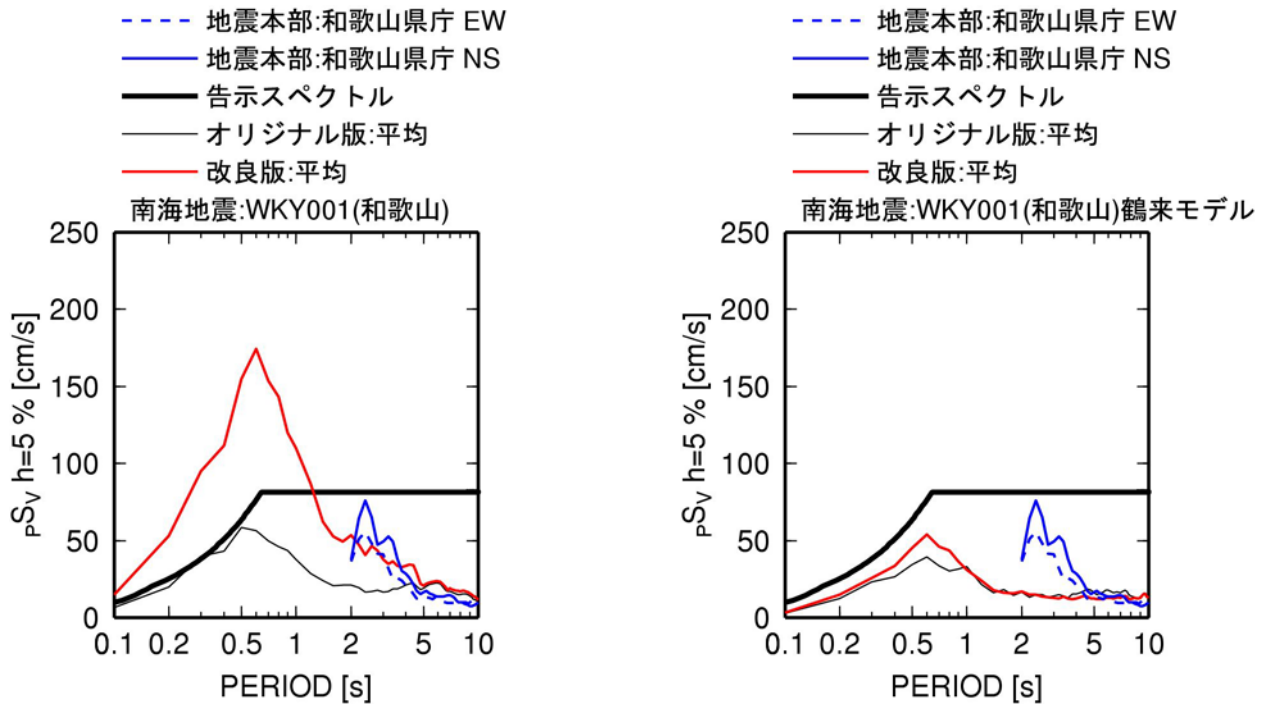


図 3. 2-30 地震本部の計算波(和歌山県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(WKY001)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

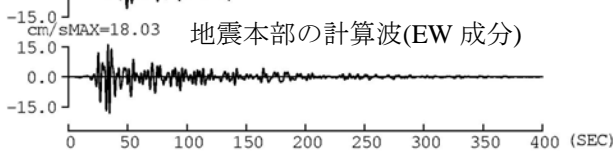
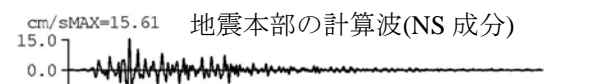
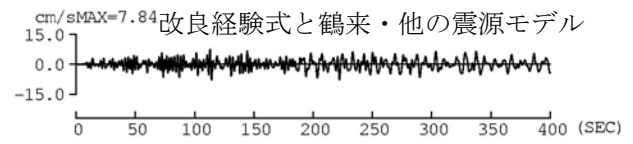
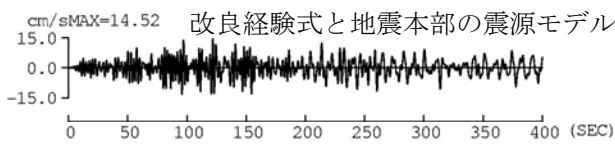
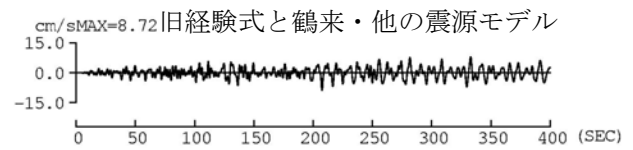
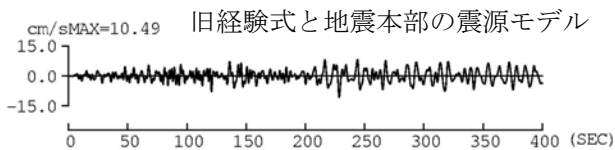
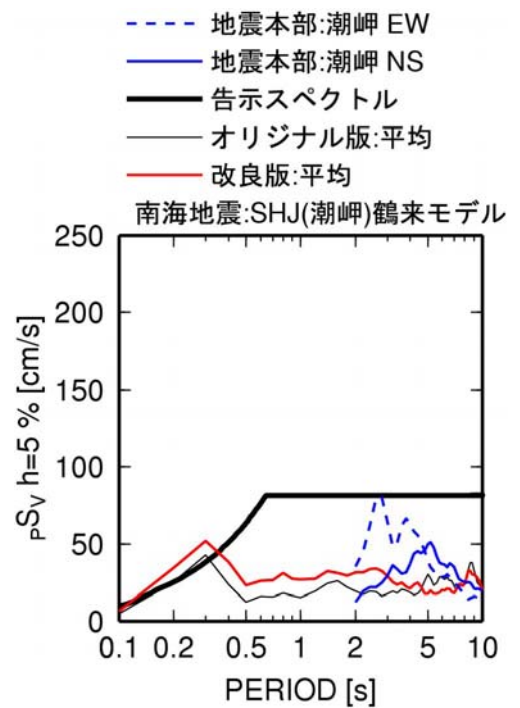
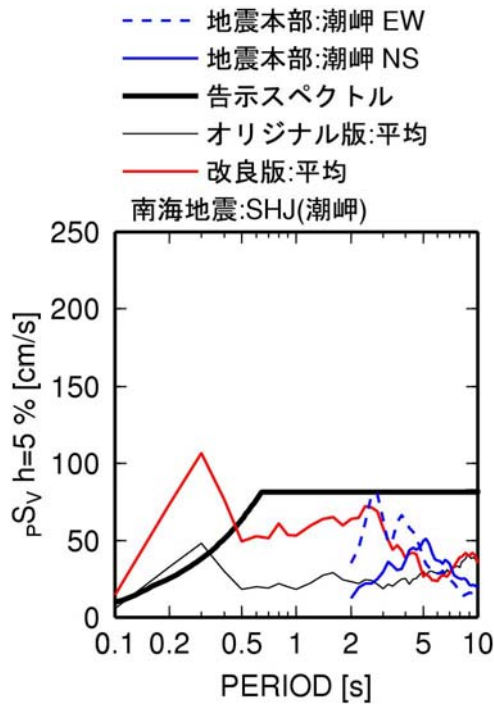


図 3.2-31 地震本部の計算波(潮岬)と本検討の経験式に基づく計算波(SHJ)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

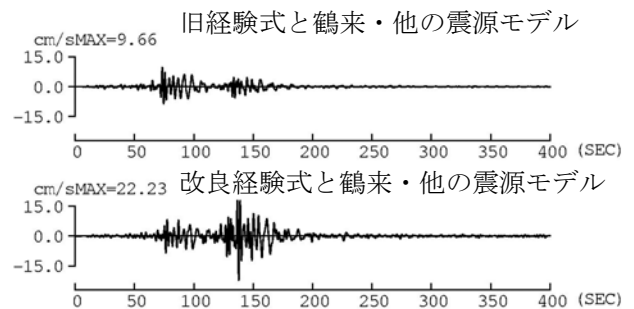
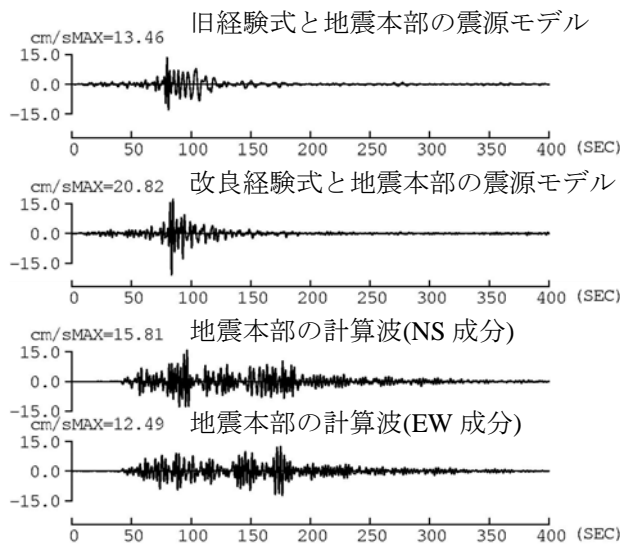
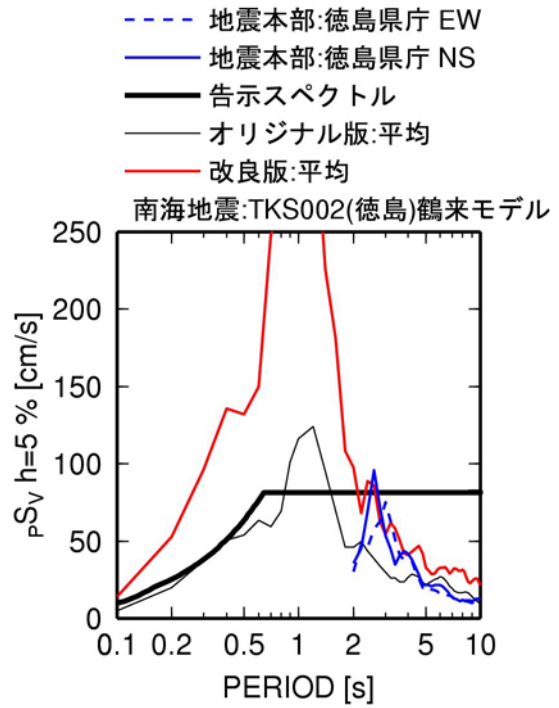
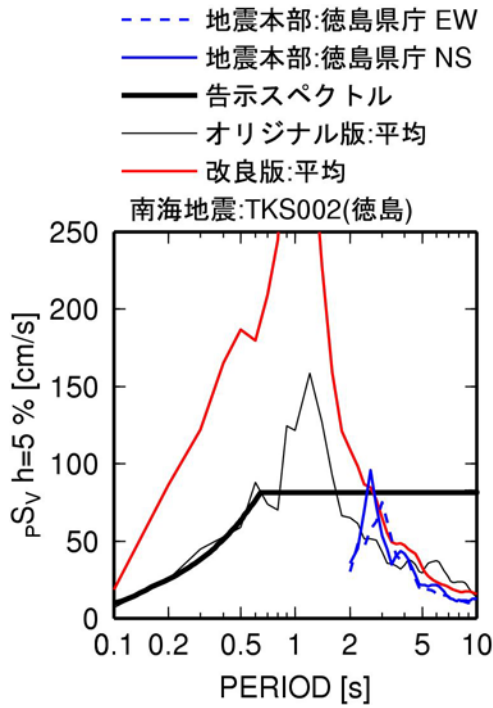


図 3.2-32 地震本部の計算波(徳島県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(TKS002)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

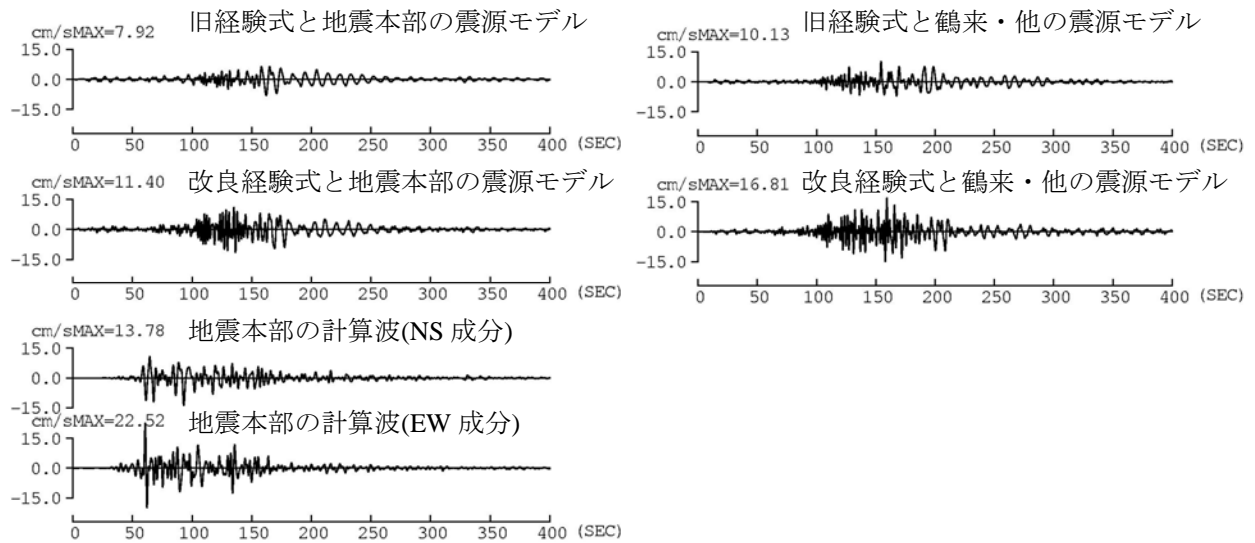
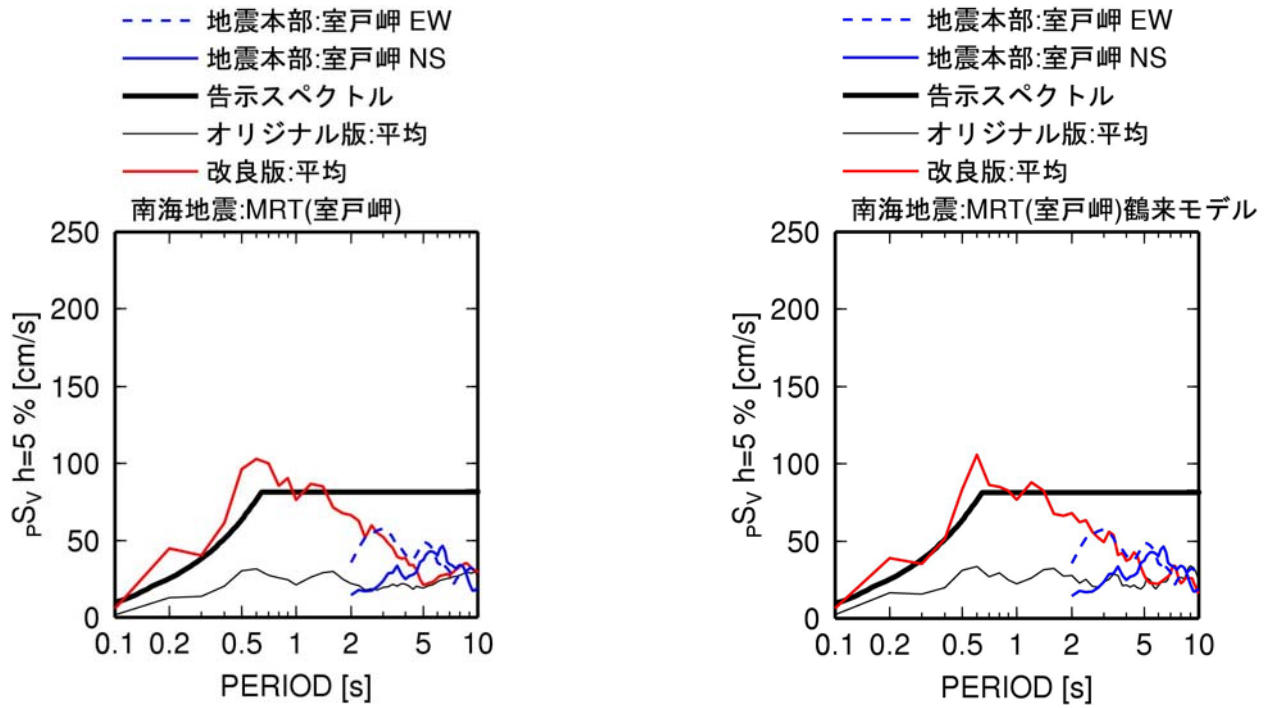


図 3. 2-33 地震本部の計算波(室戸岬)と本検討の経験式に基づく計算波(MRT)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

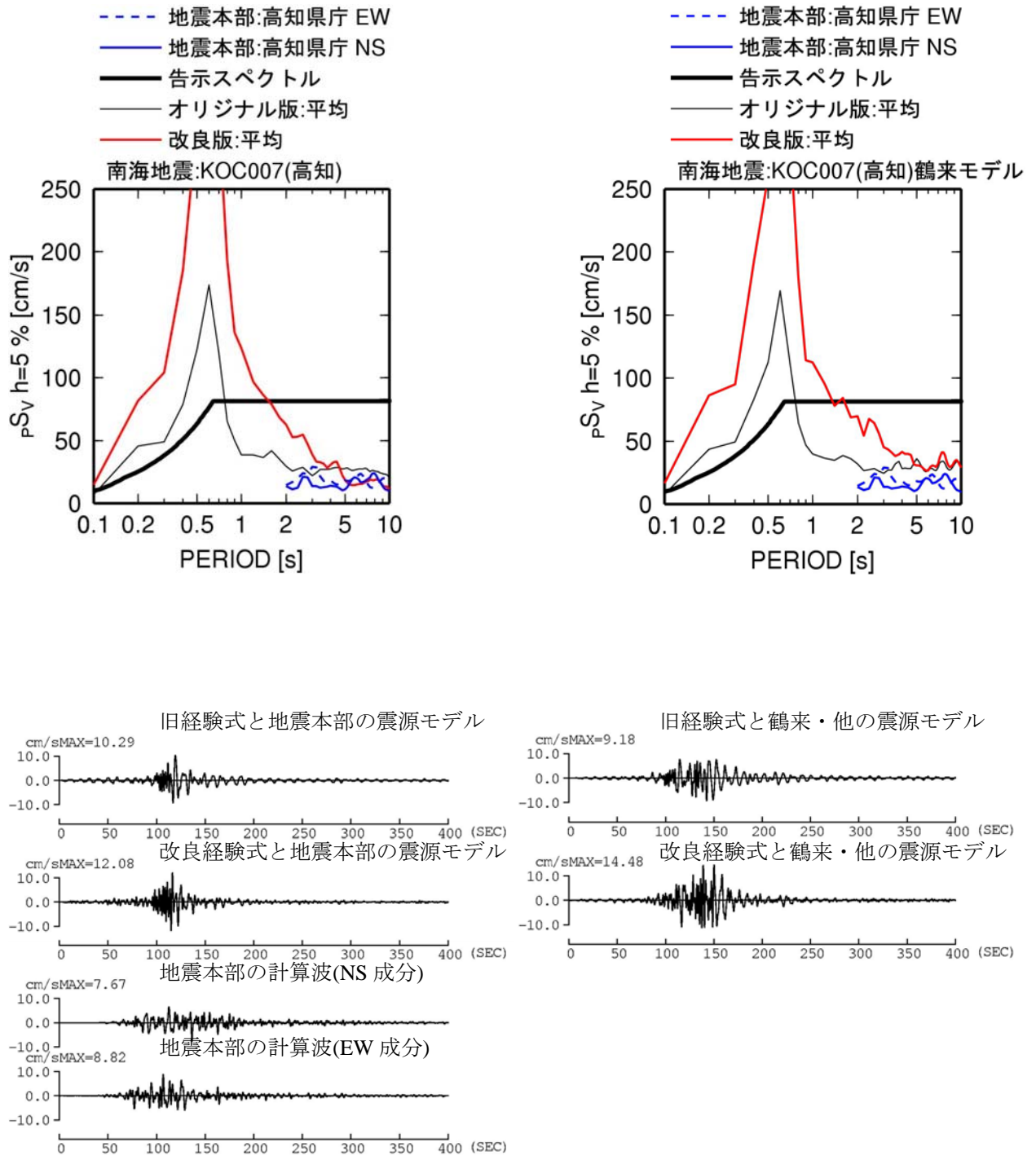


図 3. 2-34 地震本部の計算波(高知県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(KOC007)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

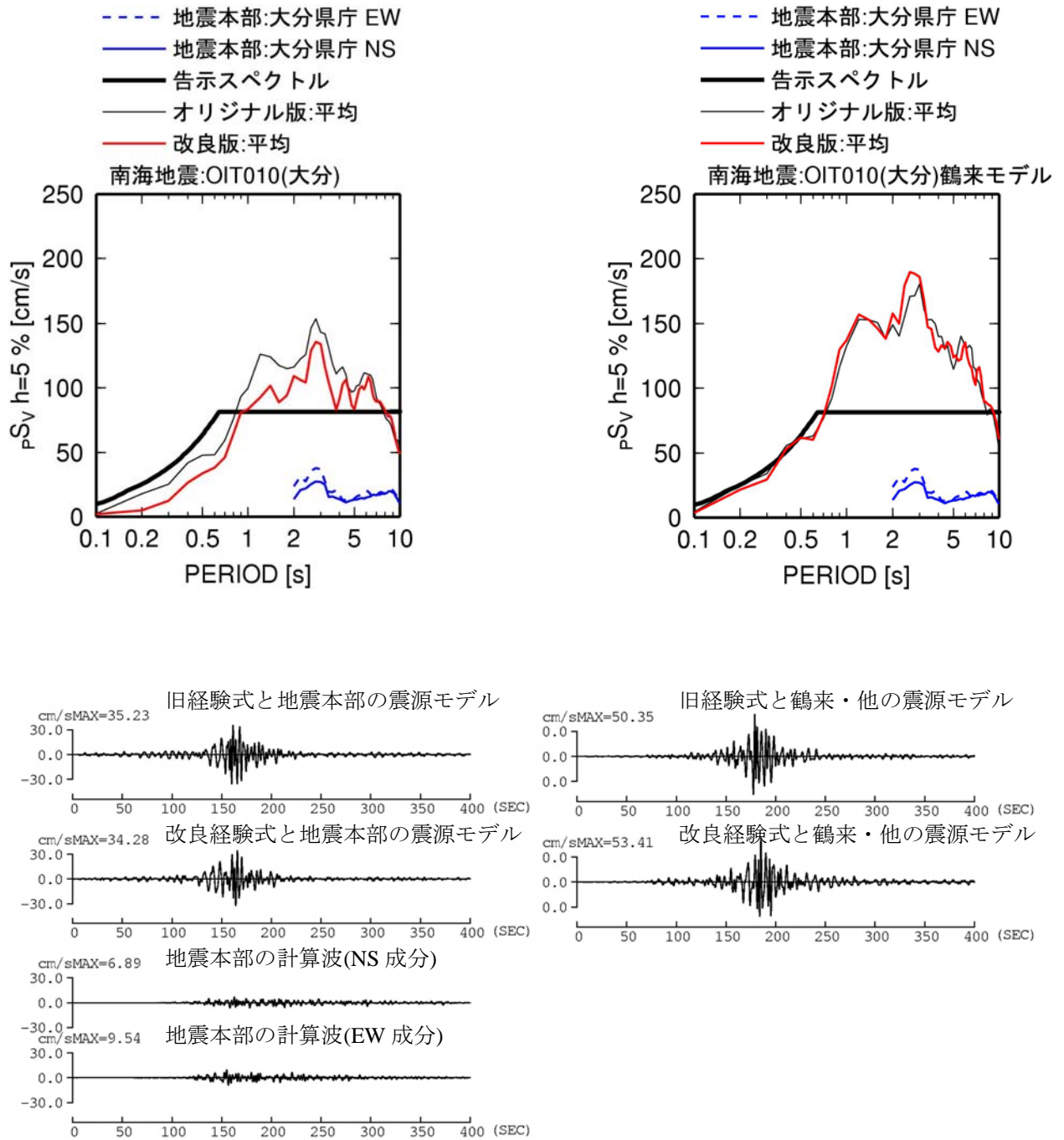


図 3.2-35 地震本部の計算波(大分県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(OIT010)の擬似速度応答スペクトルと周期2~10秒の速度波形の比較

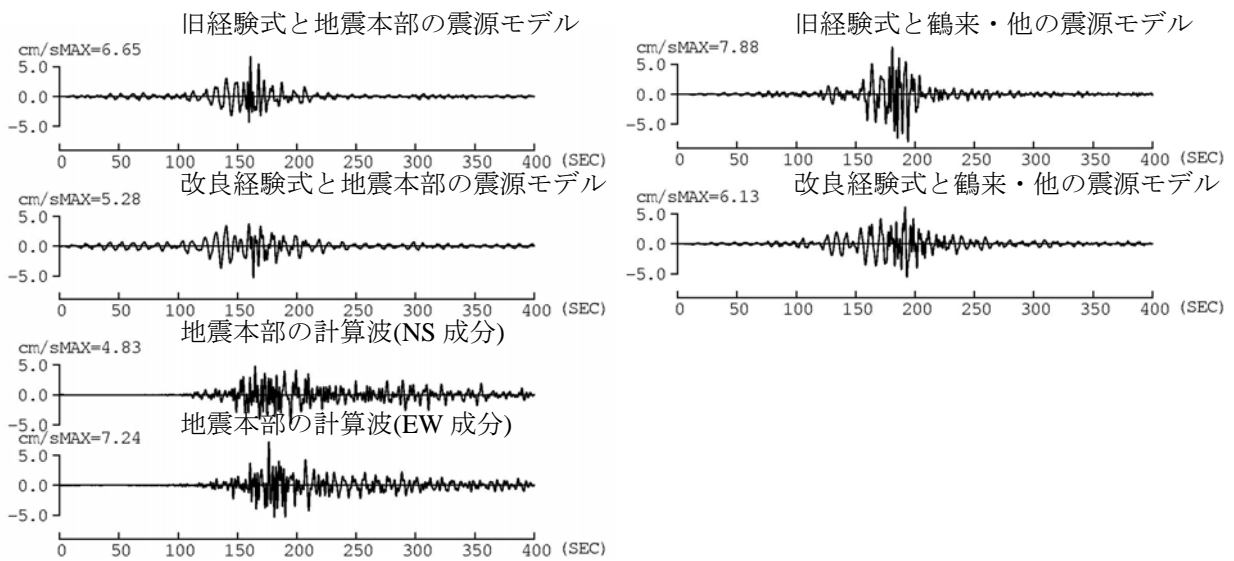
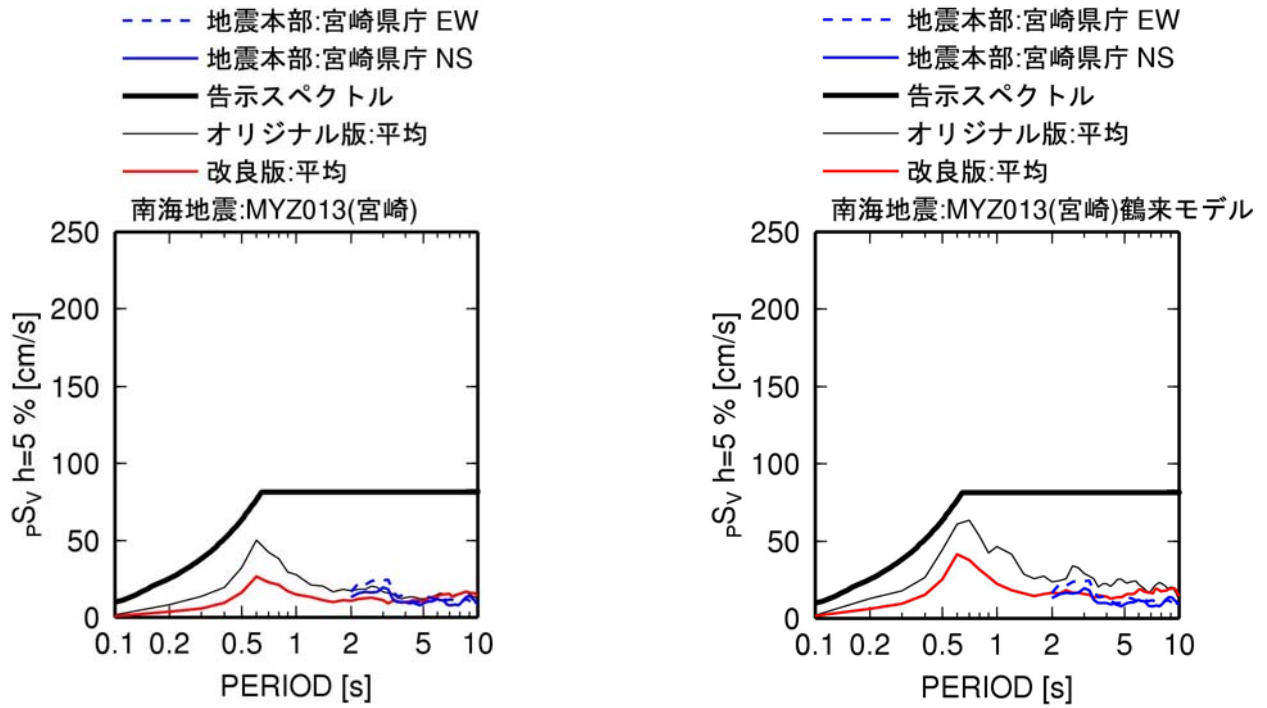


図 3. 2-36 地震本部の計算波(宮崎県庁)と本検討の経験式に基づく計算波(MYX013)の擬似速度応答スペクトルと周期 2~10 秒の速度波形の比較

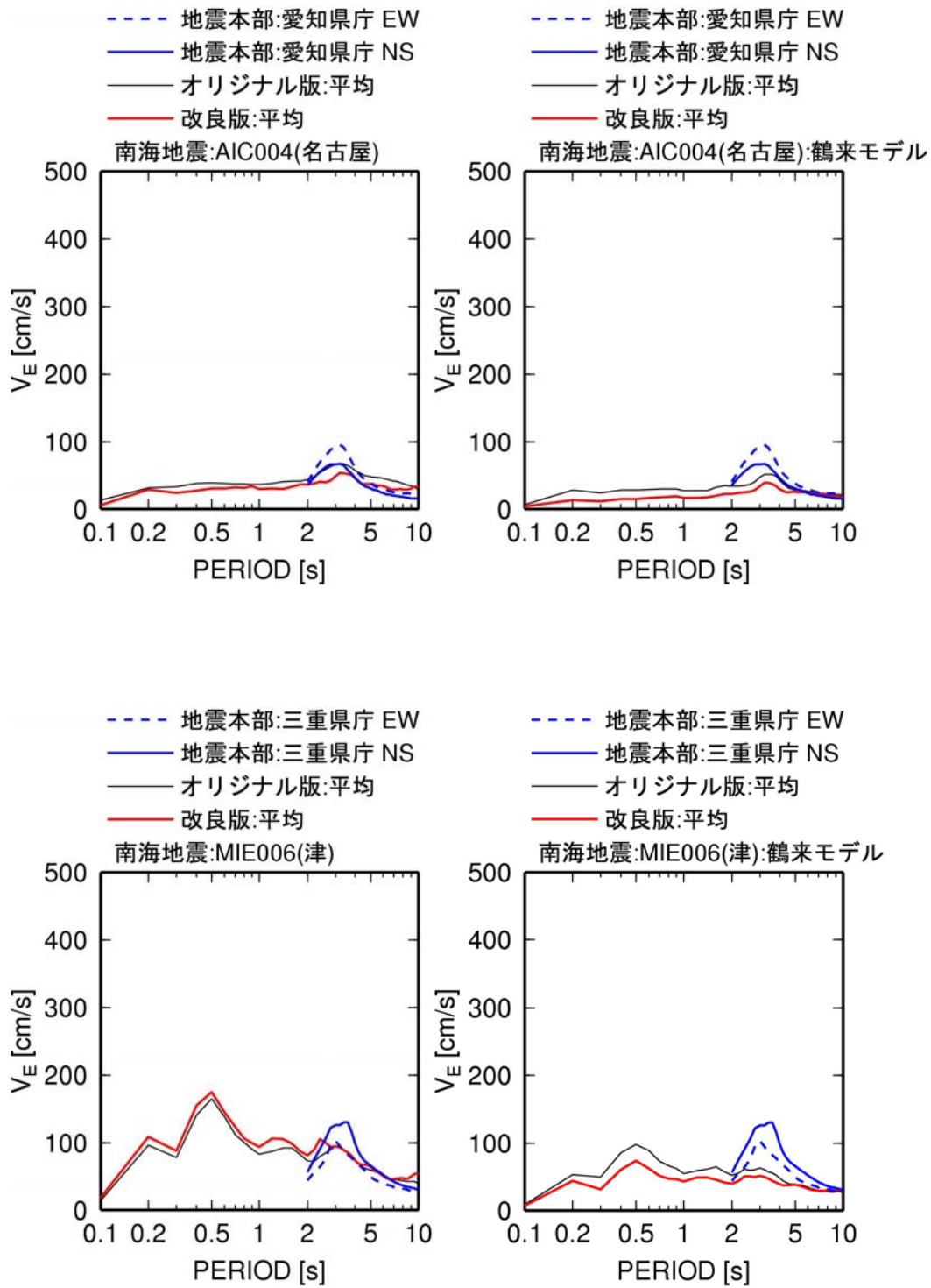


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較

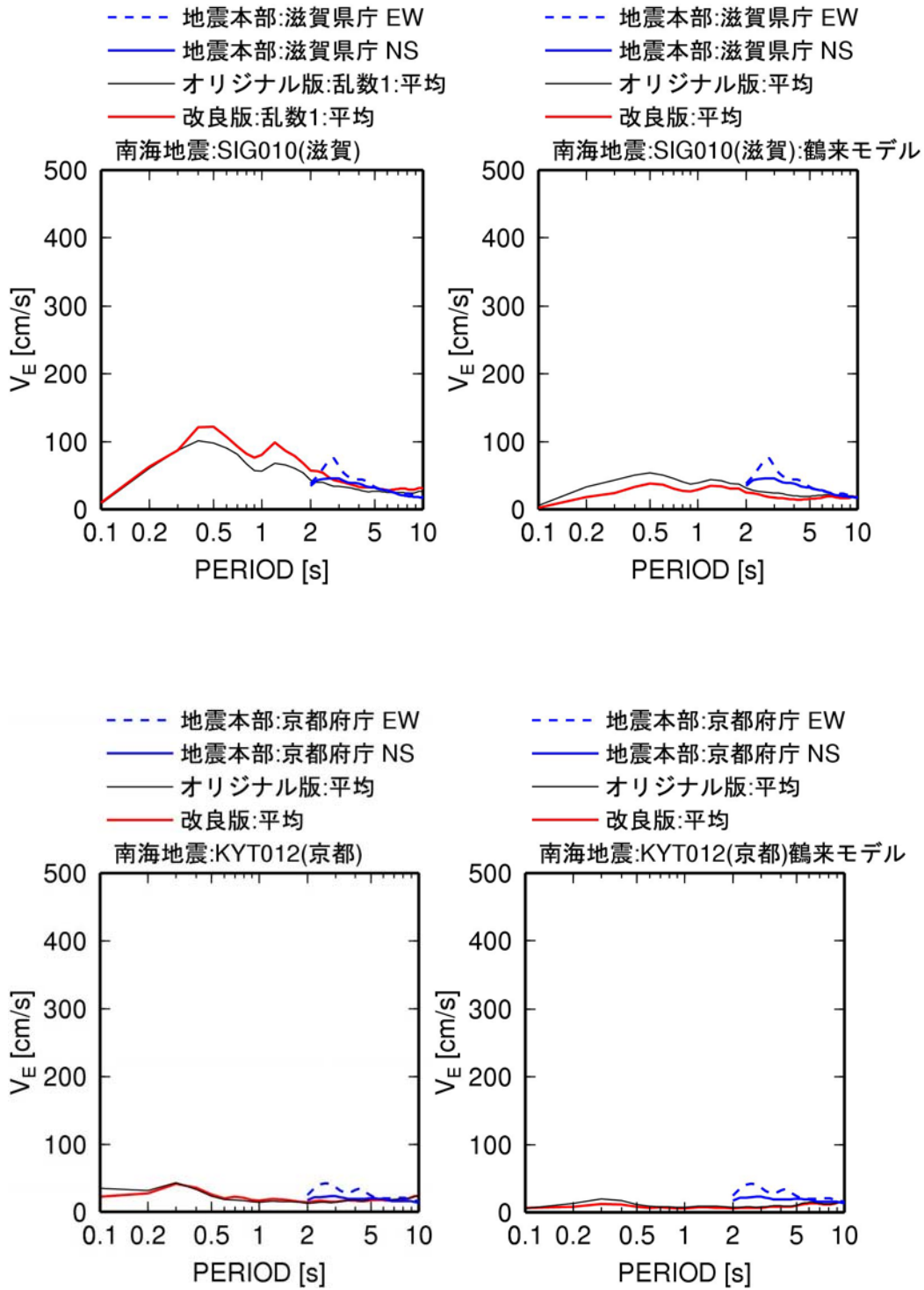


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

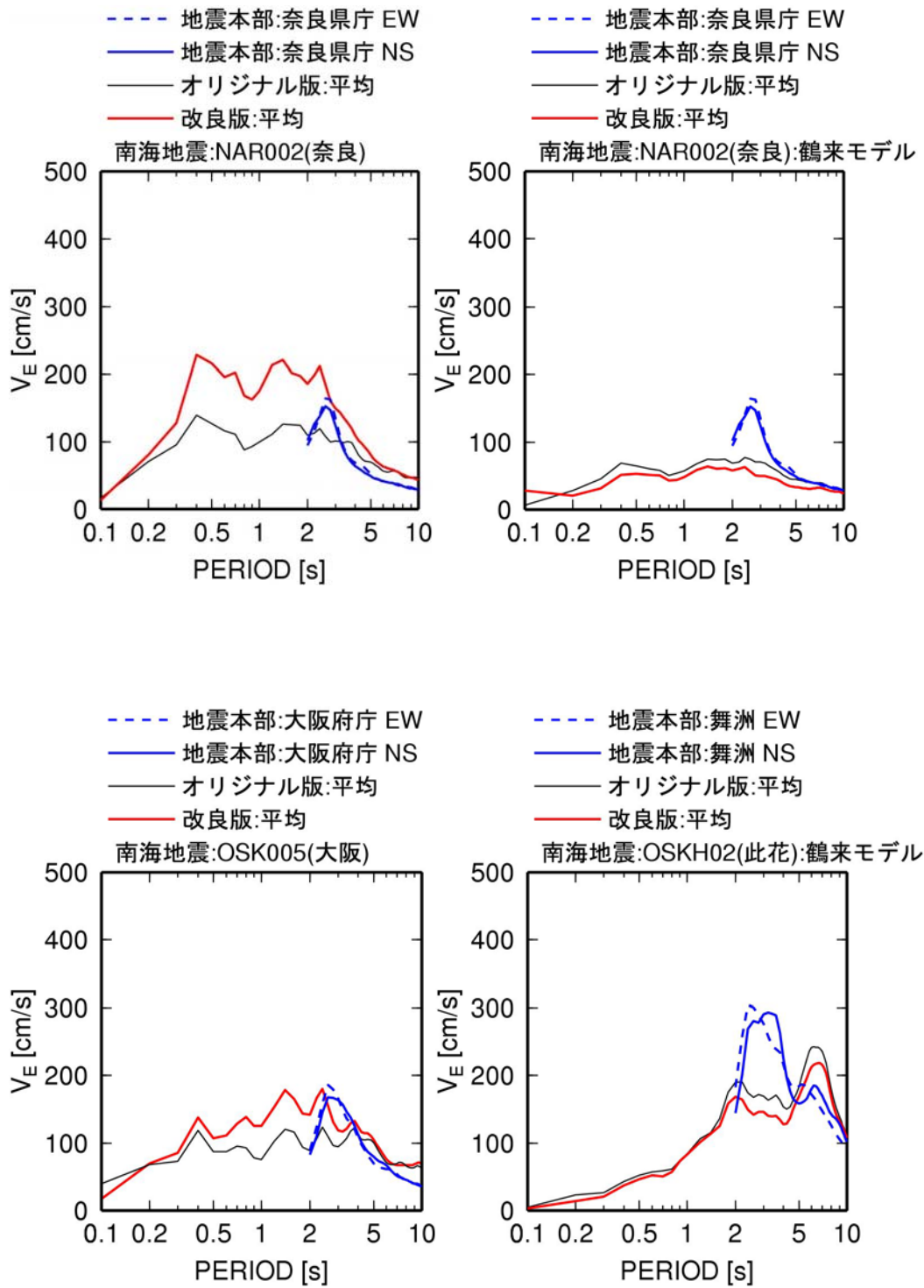


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

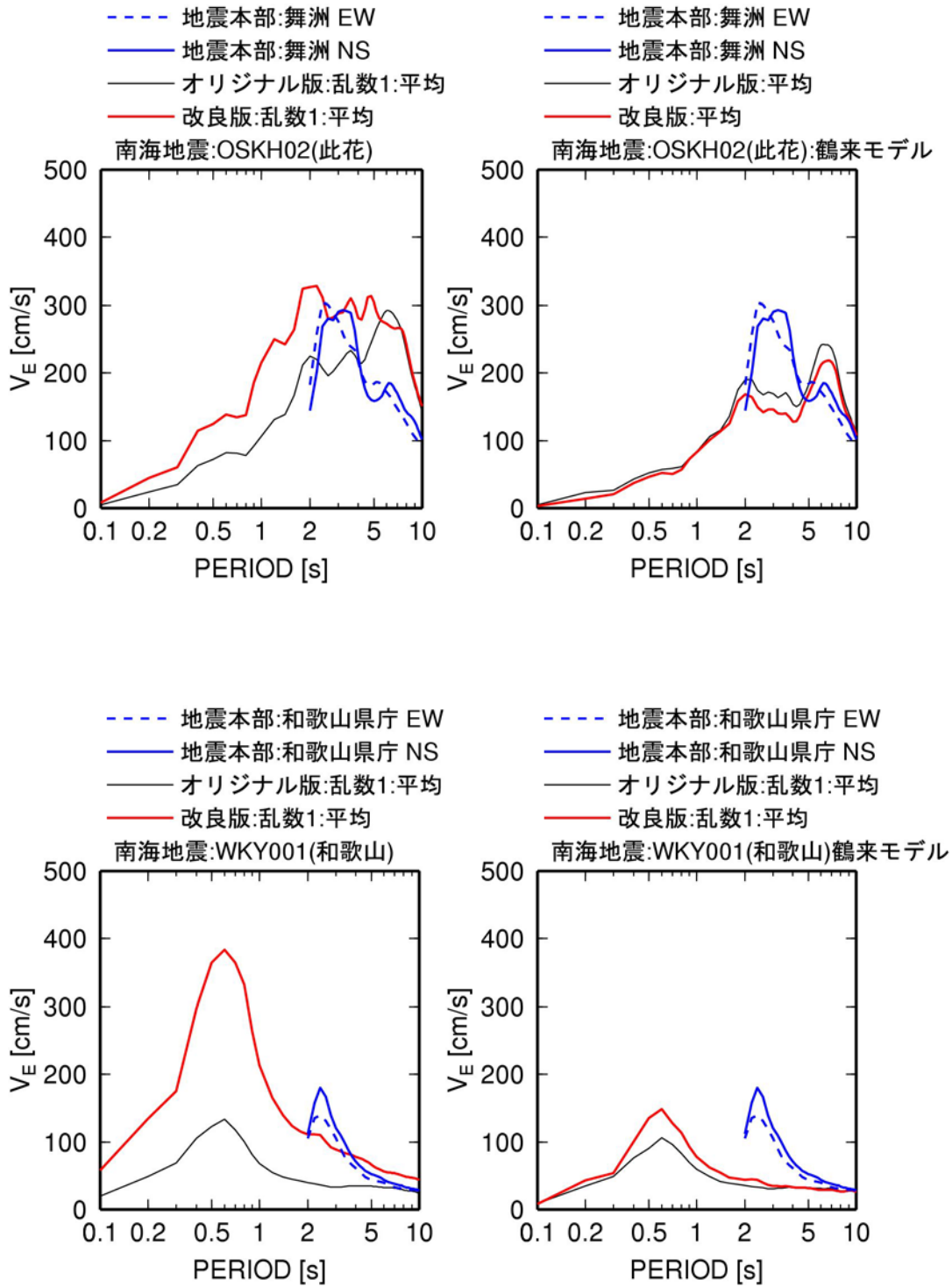


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

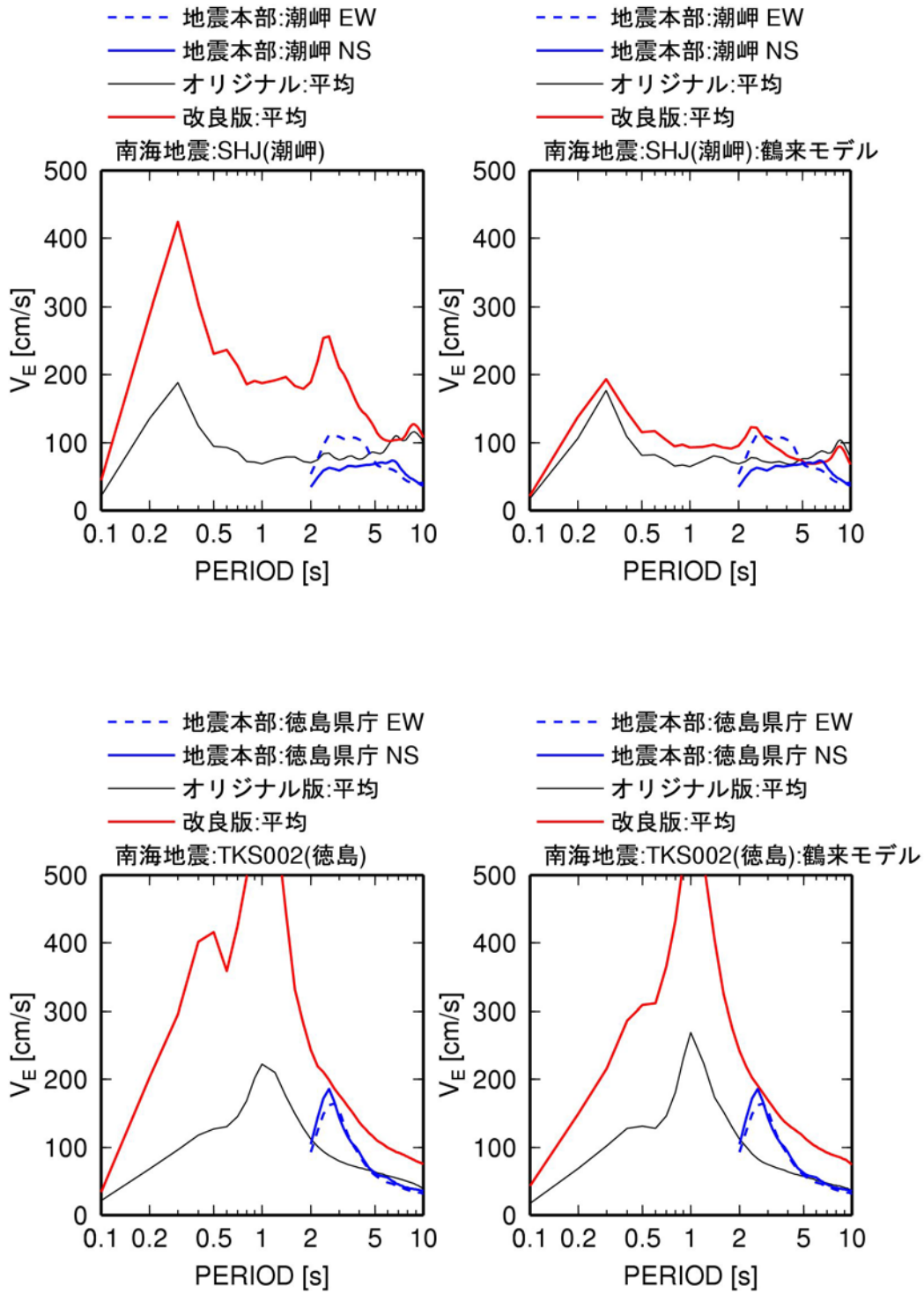


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

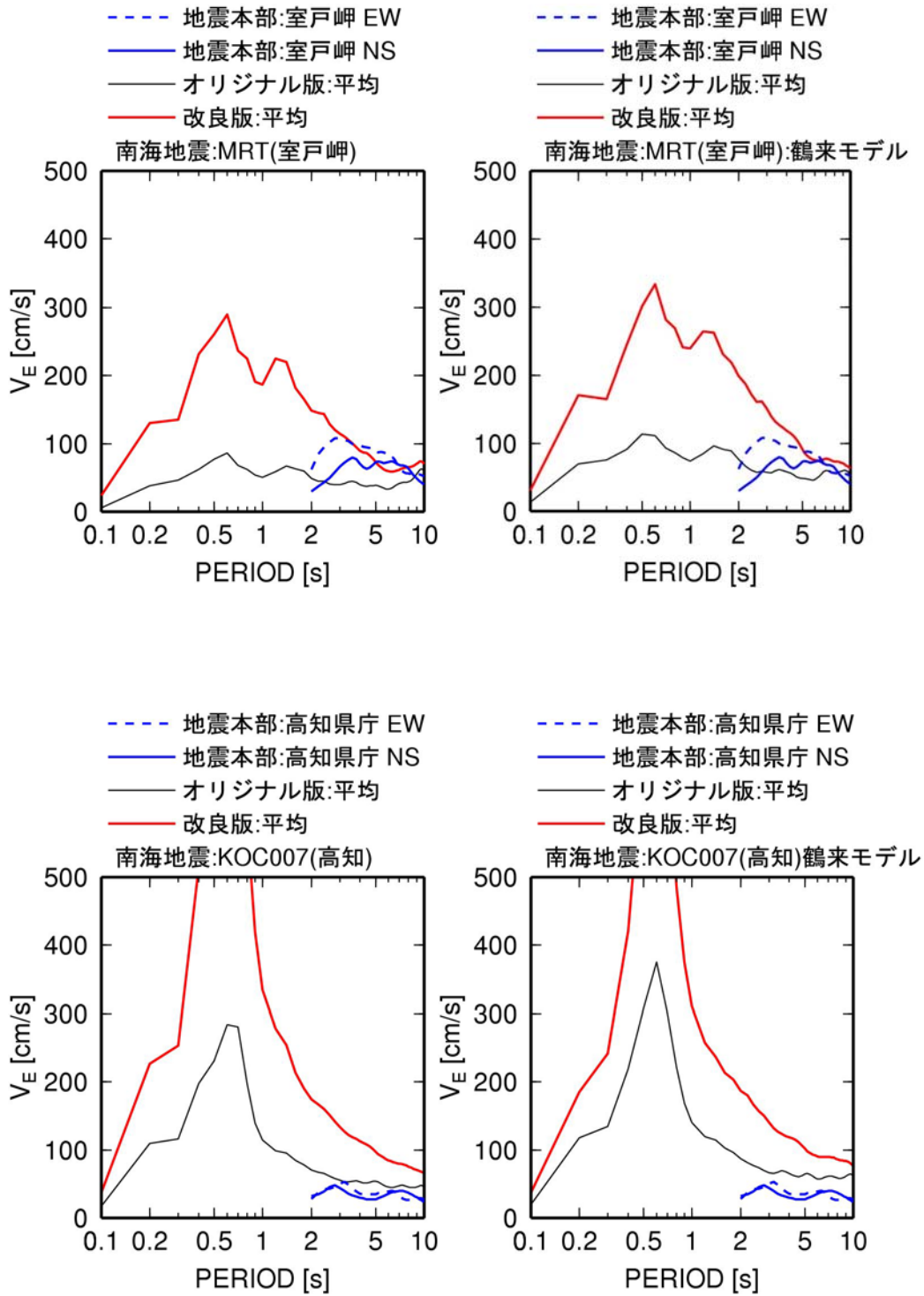


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

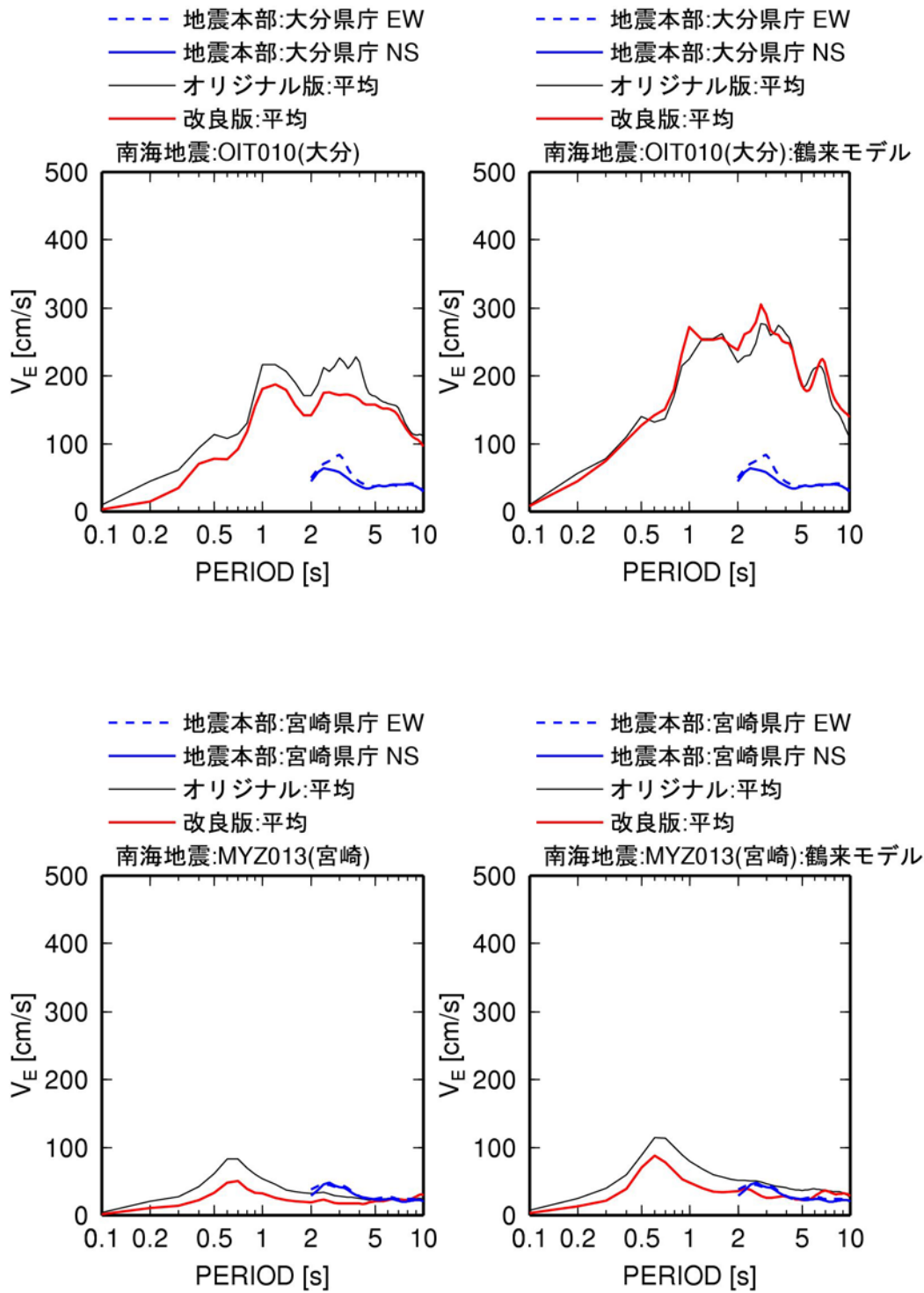


図 3.2-37 南海地震に対する地震本部の計算波と本検討の経験式に基づく計算波のエネルギースペクトルの比較(続き)

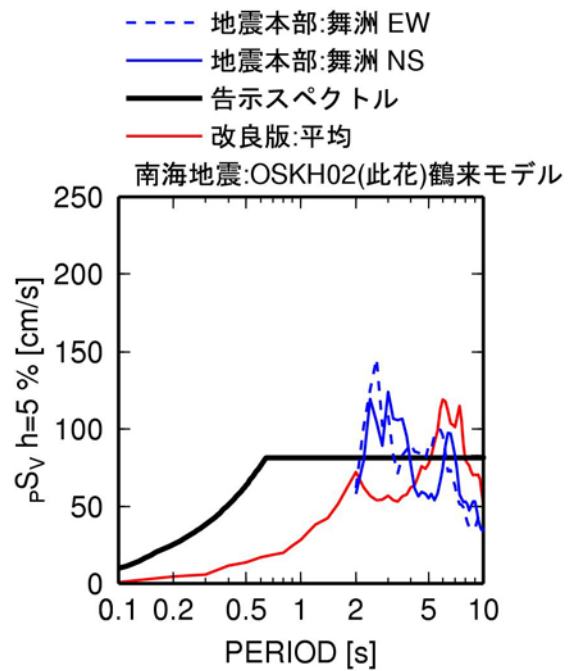
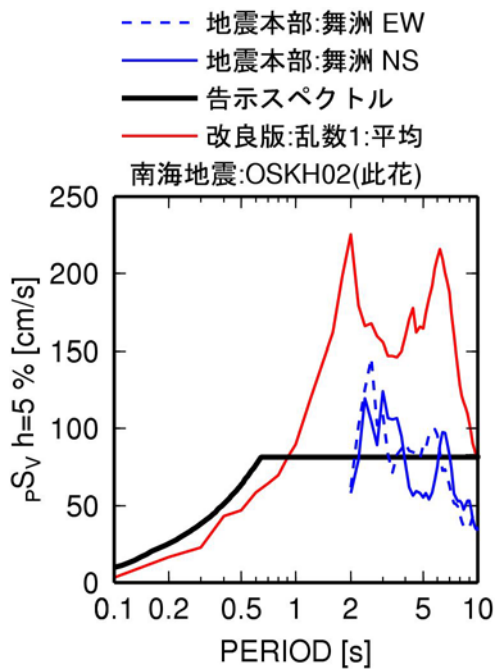
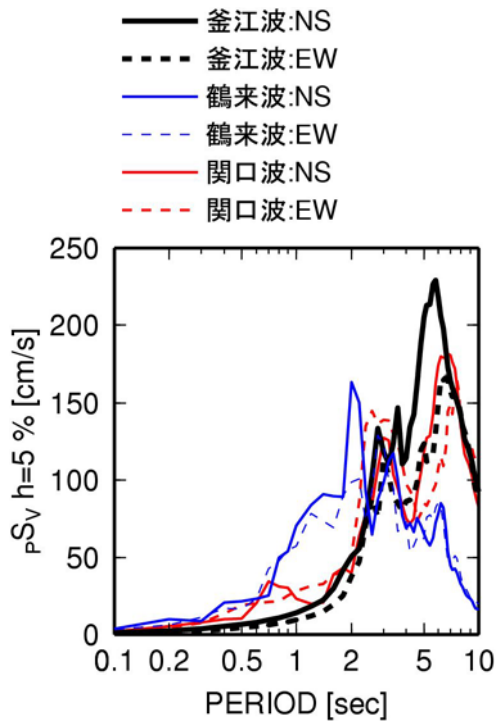
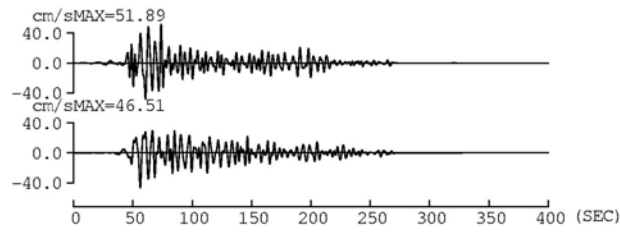


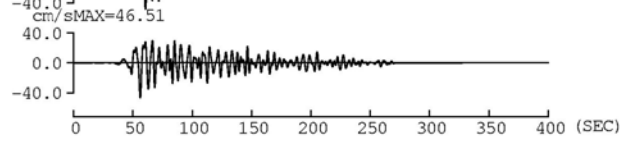
図 3. 2-38 南海地震に対する既往の計算波 (OSKH02) と本検討の改良経験式に基づく地震本部の震源モデルを用いた計算波 (OSKH02) の擬似速度応答スペクトルの比較

釜江波 (OSKH02)

NS

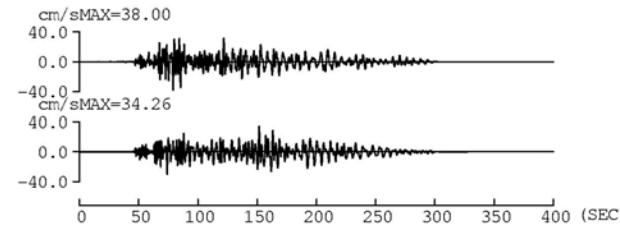


EW

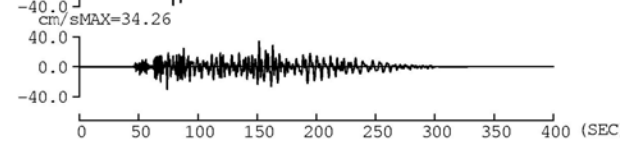


鶴来波 (OSKH02)

NS

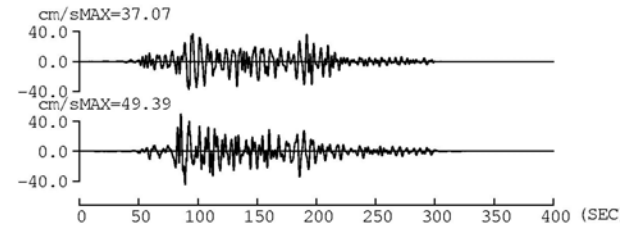


EW

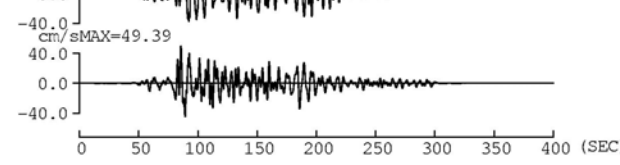


関口波 (OSKH02)

NS

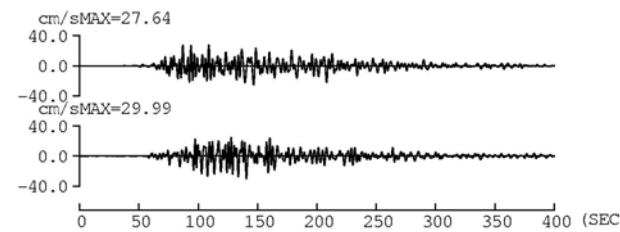


EW



地震本部 (舞洲)

NS



EW

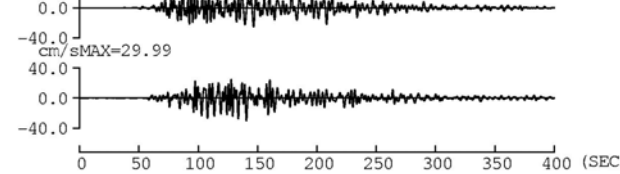


図 3.2-39 南海地震に対する既往の計算波 (OSKH02) と本検討 (改良版) の計算波 (OSKH02) の周期 0.1 ~ 10 秒の速度波形の比較 (ただし、釜江波は 2.5~10 秒、地震本部の波は 2~10 秒)

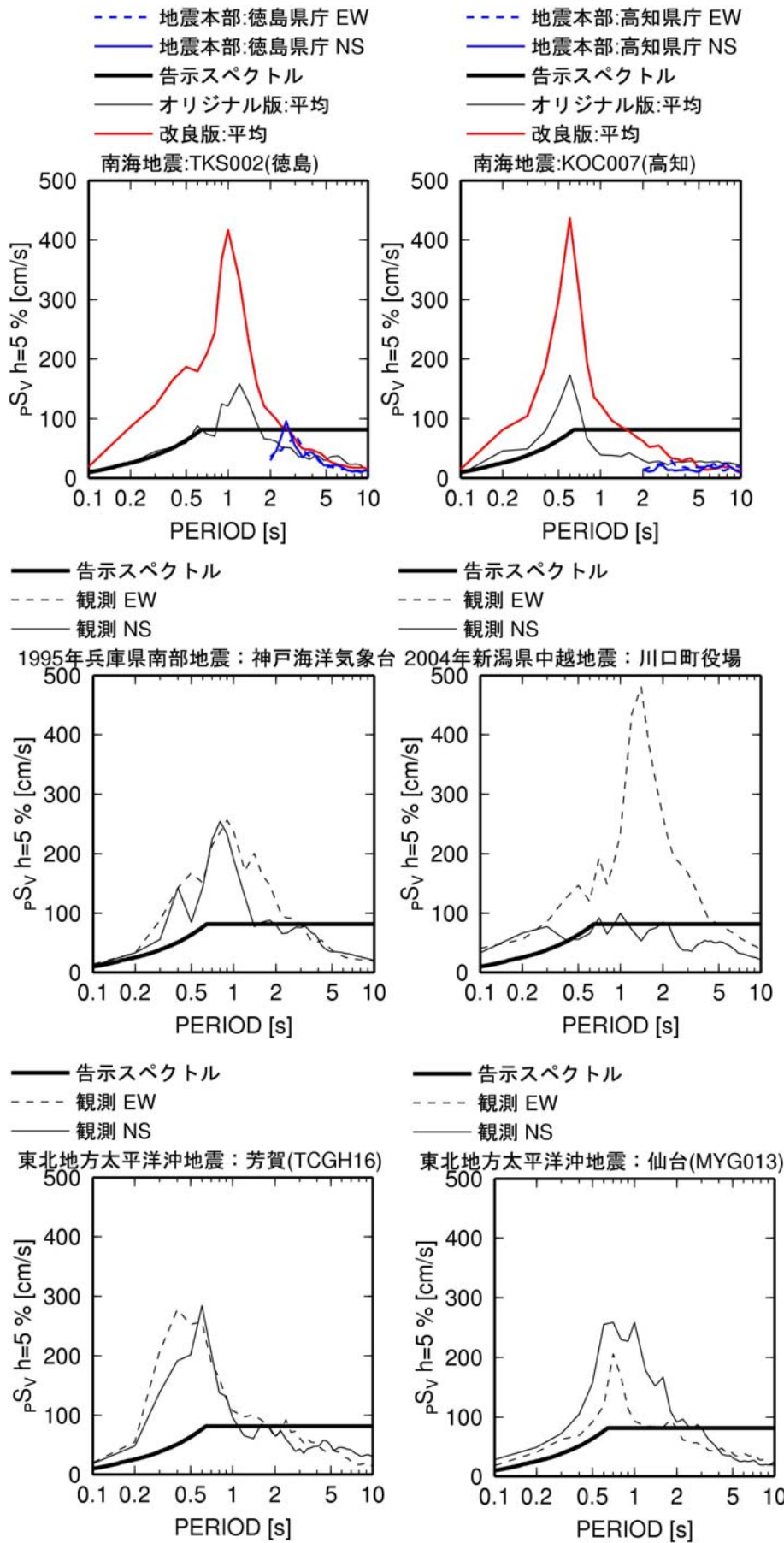


図 3.2-40 周期 0.5~2 秒で大きい南海地震の計算波と既往の観測波の擬似速度応答スペクトル

3-3 東海・東南海・南海3連動地震の長周期地震動波形の計算

3-3-1 はじめに

改良経験式と旧経験式に基づき東海・東南海・南海3連動地震の長周期地震動を作成する。この際には、それぞれの地点で21波ずつ作成し、作成波のばらつきについても考察する。また、作成波と東北地方太平洋沖地震の観測波との比較も行う。

作成した計算波の一部は、本報告書の中で、超高層建物と免震建物の応答解析に用いられている。

3-3-2 計算条件

南海トラフ沿いの巨大地震については、中央防災会議(2011)により、2011年東北地方太平洋沖地震の知見を反映させて、図3.3-1に示すような従来よりも拡大された震源域案が発表されている。しかし、計算上に必要な震源パラメータは、現時点では決定されていない。そこで、本検討では昨年度用いた震源モデルで、東海・東南海・南海地震の長周期地震動を計算する。表3.3-1に震源モデルを、図3.3-2に震源モデルと計算地点を示す。断層面は、南海・東南海地震は中央防災会議(2003)に基づく鶴来・他(2005)、東海地震は地震調査研究推進本部(2009)のモデルを矩形化したものである。東海地震はなすび型の震源域が含まれるように矩形化しているため、大きめに設定していることになる。破壊伝播速度は、中央防災会議に基づき2.7km/sとしている。破壊パターンは、中央防災会議で用いられている破壊パターンである。

計算地点を表3.3-2に示す。黄色の観測点は、昨年度まで代表観測点として用いていた観測点であり、昨年度この8観測点で、オリジナル版を用いて同じ震源モデルで長周期地震動を作成済みである。その他の観測点は、超高層建物が多い地域あるいは地盤増幅率が大きい地域から選択した。図3.3-3には浜松(SZO024)を除く、関東平野、濃尾平野、大阪平野における計算地点位置を、改良版の周期5秒での地盤増幅率分布(フィリピン海プレートの地震の場合)とともに示す。

この震源モデルで、経験式の平均と平均+標準偏差(回帰誤差)の地震動を作成するものとする。なお、昨年度は工学的基盤で作成していたが、今年度は地表で作成する。地震動は、21個の乱数を用いて計算し、擬似速度応答スペクトル(h=5%)、エネルギースペクトルの21波の平均値を算出する。そして以下の優先順位で、平均的な1波を選択した。

- ・各波の擬似速度応答スペクトルから擬似速度応答スペクトルの平均値を引いた周期1~10秒での残差の和が正で、残差の絶対値が小さい波を選択
- ・各波のエネルギースペクトルからエネルギースペクトルの平均値を引いた周期1~10秒での残差の和が正で、残差の絶対値が小さい波を選択

3-3-3 長周期地震動の計算波とそのばらつき

図3.3-4~図3.3-19には、代表8観測点でのオリジナル版と改良版の東海・東南海・南海地震の長周期地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)とエネルギースペクトルを示す。オリジナル版では、

工学的基盤での波であるため、直接比較ができるのは周期 1～10 秒である。大手町と新宿・工学院大（図 3.3-4～図 3.3-7）を比較すると、オリジナル版でみられた両地点での違いは改良版では小さくなっている。両地点での地下構造の違いが小さいことから合理的な結果と考えられる。関東平野では、周期 1～5 秒では改良版がやや小さい。濃尾平野、大阪平野では、周期 5 秒以上で改良版がやや小さいか同じであり、周期 1～5 秒では改良版がやや大きいか同じである。

図 3.3-20～図 3.3-47 には、他の追加観測点での改良版の東海・東南海・南海地震の長周期地震動の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトルを示す。関東平野の追加観測点では、代表観測点より、スペクトルレベルは概して小さい。断層最短距離 19.4km、震源距離 24.1km で断層面直上にある浜松では、経験式の平均を用いた場合でも周期 0.5～3.5 秒で擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)が 100～150cm/s と大きい。名古屋(E34)や四日市(MIE003,E64)では、長周期で擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)が 100cm/s を越える周期帯域が広い。

図 3.3-48～図 3.3-59 には、計算波の速度波形と加速度波形を示す。いずれも周期 0.1～10 秒のフィルター波形である。

3-3-4 既往の計算波及び観測波

表 3.3-3、表 3.3-4 には、オリジナル版の経験式に基づく建物応答用に提供している計算波の地震と計算地点を、波形の最大速度とともに黄色で示す。図 3.3-60 には、これらの波と同じ計算地点における今回計算した東海・東南海・南海地震の計算波の擬似速度応答スペクトルの比較を示す。

図 3.3-61 には、比較のために、既往の計算波の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)を示す。(a)は南海地震(Mw8.6)の此花(OSKH02)における断層モデルに基づく既往の計算波である。(b)は東海・東南海地震(Mw8.3)の三の丸における断層モデルに基づく既往の計算波とオリジナル版に基づく名古屋(AIC004)での計算波の比較である。

また、図 3.3-62 には、比較のために、2003 年十勝沖地震の苫小牧における観測擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)を示す。新宿・工学院大での平均値と類似している。図 3.3-63 には、東北地方太平洋沖地震による観測記録の周期 2 秒での擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)の分布を、観測点位置とともに示す。図 3.3-64 が、東北地方太平洋沖地震による観測記録の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)である。東北地方太平洋沖地震では、周期 5 秒以上で告示スペクトルを越える観測点はほとんどみられないが、周期 5 秒以下では告示スペクトルを大きく越える観測点が多数みられる。古川(MYG006)の観測記録では、周期 0.5～4 秒の広い帯域で擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)が 100cm/s を越えており、これは、東海・東南海・南海地震の SZO024(浜松)での計算波以上に大きい。

3-3-5 まとめ

改良版の経験式に基づき、東海・東南海・南海 3 連動地震(Mw8.7)の長周期地震動の候補を試作した。また、これらと、オリジナル版の経験式に基づく東海・東南海・南海 3 連動地震の長周期地震動の計算波や、これまで建物応答用に提供してきた計算波、巨大海溝型地震に対する既往の断層モデル

に基づく計算波、巨大海溝型地震の観測波と比較を行った。

参考文献

- 中央防災会議 東南海・南海地震等に関する専門調査会(2003). 第 16 回、資料 3 図表集, pp.18-20,
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai>
- 中央防災会議 南海トラフの巨大地震モデル検討会(2011). 第 7 回 南海トラフの巨大地震モデル検討会 中間とりまとめ(案), http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai_trough/7/1.pdf
- 釜江克宏・川辺秀憲(2006). 南海地震における近畿圏の強震動予測, 第 34 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp.35-40.
- 気象庁(2011). 「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」について (第 28 報) , <http://jma.go.jp/jma/press/1103/25b/kaisetsu201103251730.pdf>
- 宮腰淳一・中田猛・福和伸夫・柴田昭彦・白瀬陽一・斎藤賢二(2006). 名古屋市三の丸地区における耐震改修用の基準地震動の作成, 日本地震工学会大会, pp.394-395.
- 関口春子・吉見雅行・吉田邦一・堀川晴央(2006). 海溝型巨大地震の広帯域地震動予測のためのマルチスケール不均質モデルと南海地震への適用, 海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測 2ーシンポジウム論文集, pp.61-73.
- 鶴来雅人・趙伯明・Petukhin A.・香川敬生(2005). 東南海・南海地震による大阪での強震動予測事例ー広帯域強震動の予測ーシンポジウム論文集, pp.73-82.
- 地震調査研究推進本部(2009). 「長周期地震動予測地図」2009 年試作版,
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_choshuki/choshuki2009_c3.pdf

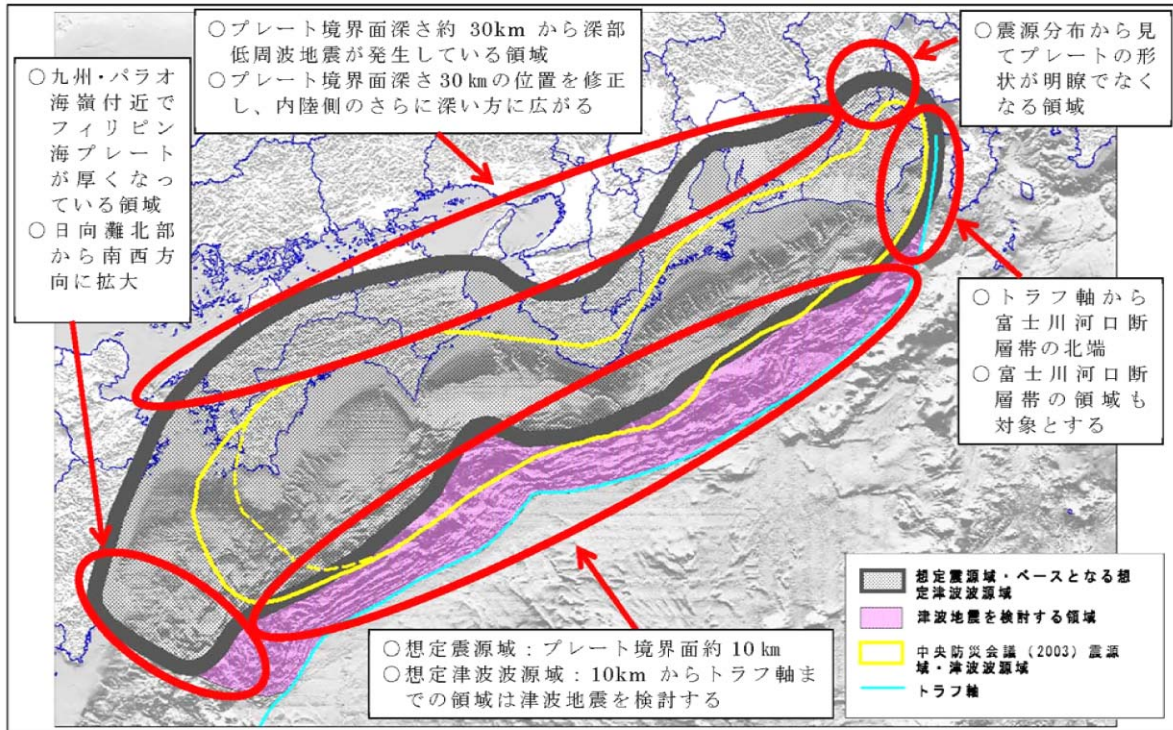


図 V.1 新たな想定震源域・想定津波波源域

※海底地形図は海上保安庁提供データによる

図 3.3-1 中央防災会議(2011)による、南海トラフの新たな想定震源域・想定津波波源域

表 3.3-1 東海・東南海・南海地震の震源モデル

			地震モーメントdyne・cm (Mw)	参考文献
本検討(3連動)	南海	東断層	2.91×10^{28} (8.2)	鶴来・他(2005)
		西断層	5.46×10^{28} (8.4)	鶴来・他(2005)
	東南海	東断層	9.01×10^{27} (7.9)	鶴来・他(2005)
		西断層	1.48×10^{28} (8.0)	鶴来・他(2005)
	東海		1.12×10^{28} (8.0)	地震本部(2009)
	全体		1.2×10^{29} (8.7)	

*鶴来・他(2005)は中央防災会議(2003)に基づいている。地震本部(2009)も中央防災会議に基づいている。

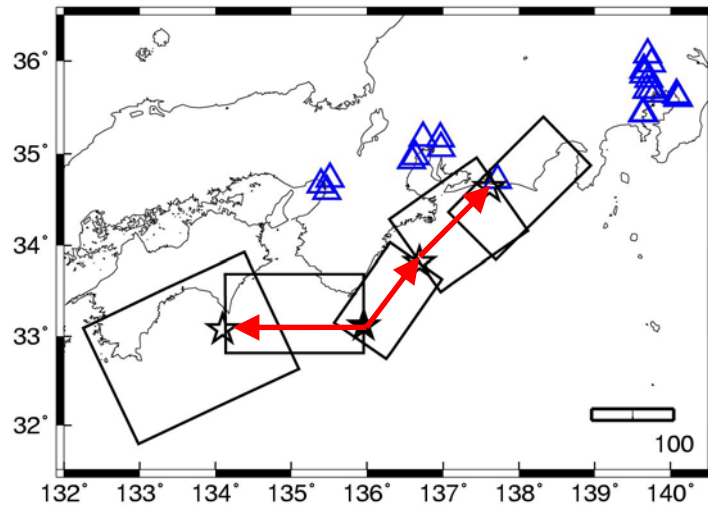
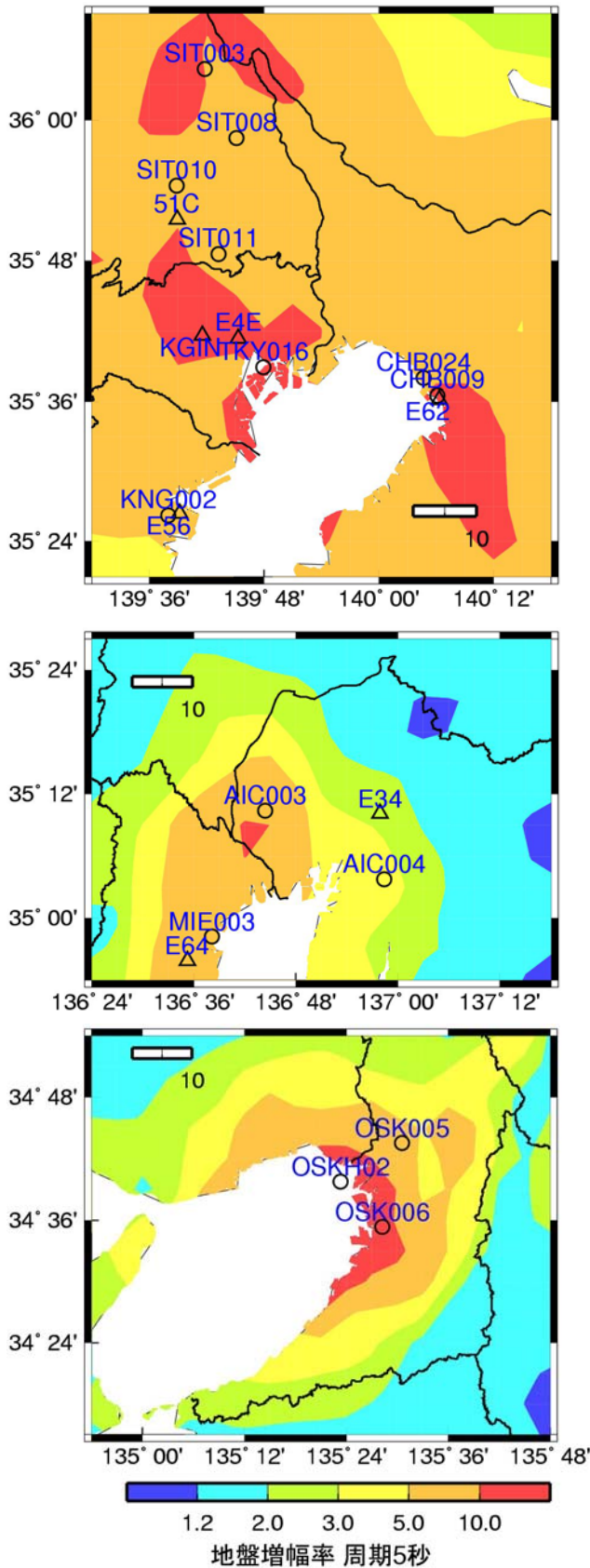


図 3.3-2 東海・東南海・南海地震の震源モデルと破壊パターン及び計算地点（矩形は断層面、☆は破壊開始点、矢印は破壊伝播方向、△は計算地点）

表 3.3-2 東海・東南海・南海地震の計算地点

(黄は、代表 8 観測点)

E62	千葉
CHB009	千葉
CHB024	稲毛
SIT003	久喜
SIT008	春日部
SIT010	大宮
51C	さいたま
SIT011	川口
E4E	大手町
KGIN	新宿
TKY016	東雲
E56	横浜
KNG002	横浜
SZ0024	浜松
E34	JMA名古屋
AIC004	名古屋
AIC003	津島
MIE003	四日市
E64	四日市
OSK005	大阪
OSKH02	此花
OSK006	堺



○K-NET, KiK-net △気象庁, 工学院大

図 3.3-3 関東平野、濃尾平野、大阪平野における東海・東南海・南海地震地震の計算地点と周期 5 秒での地盤増幅率

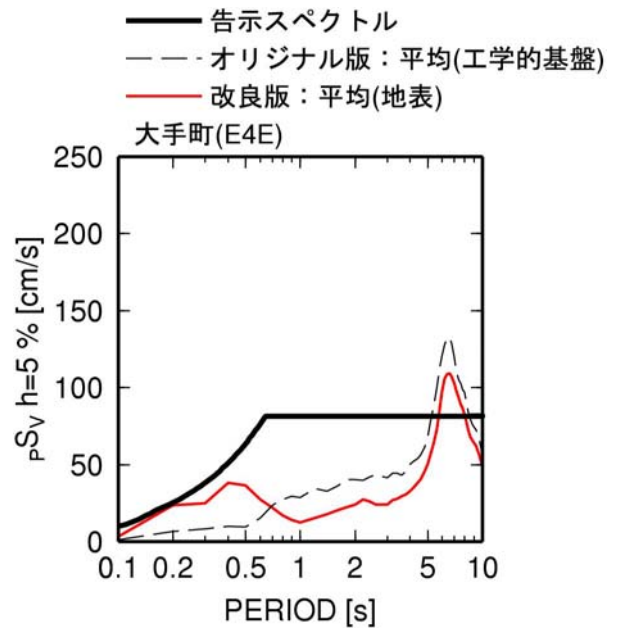
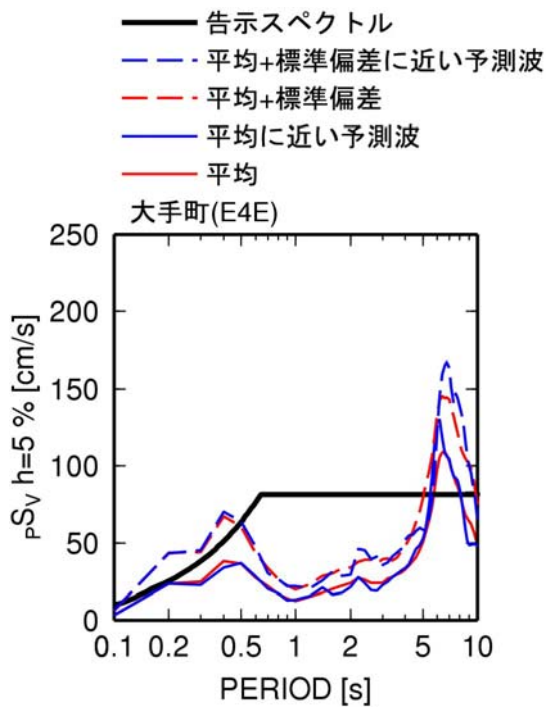
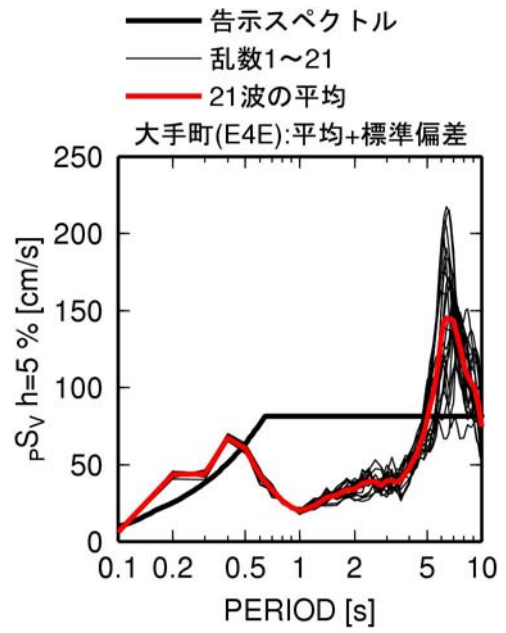
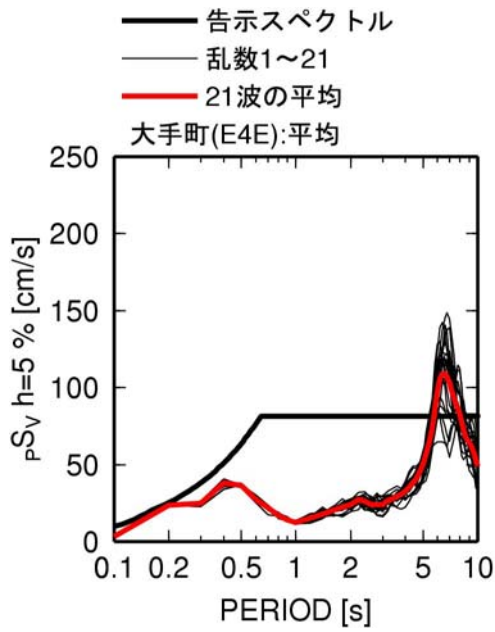


図 3. 3-4 大手町(E4E)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

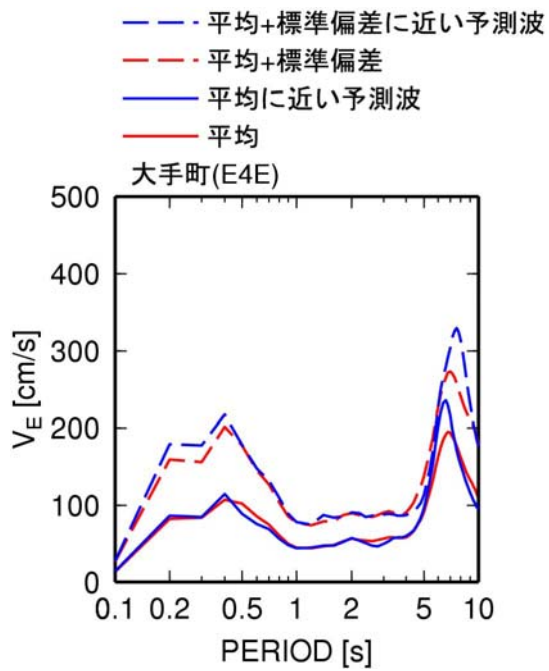
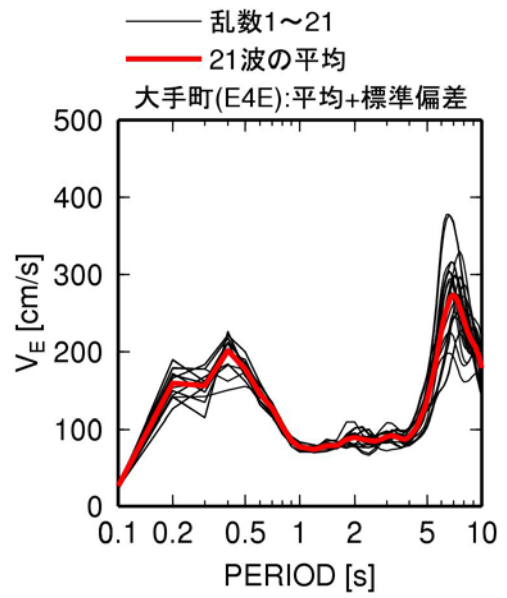
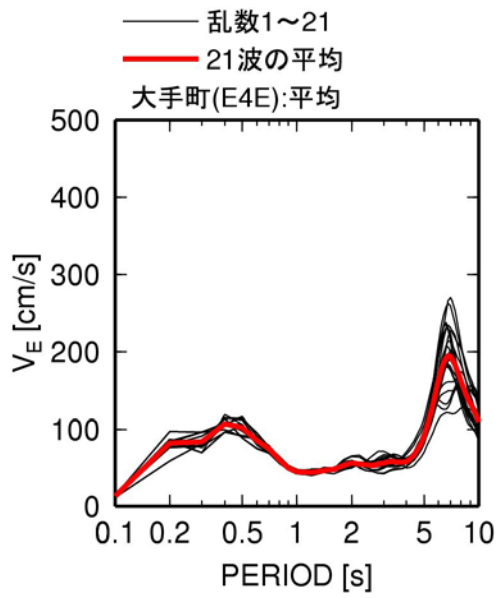


図 3.3-5 大手町 (E4E) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

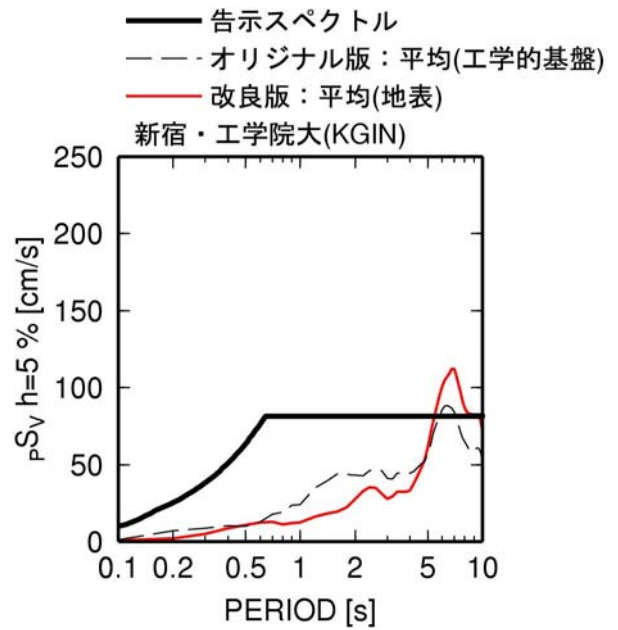
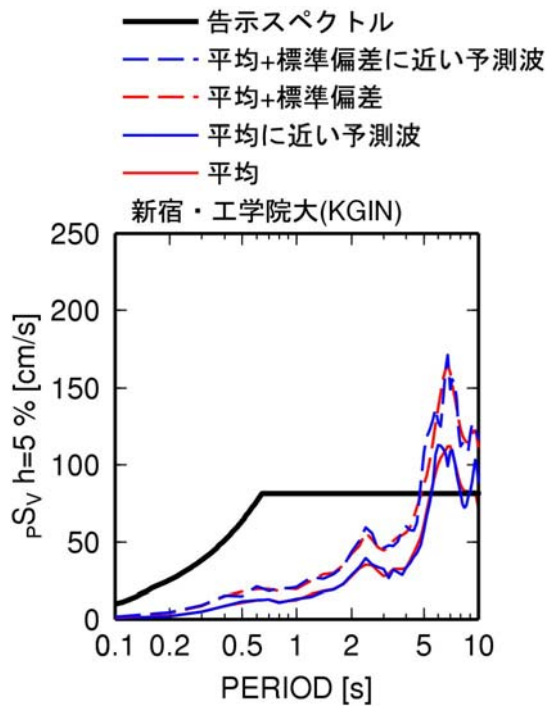
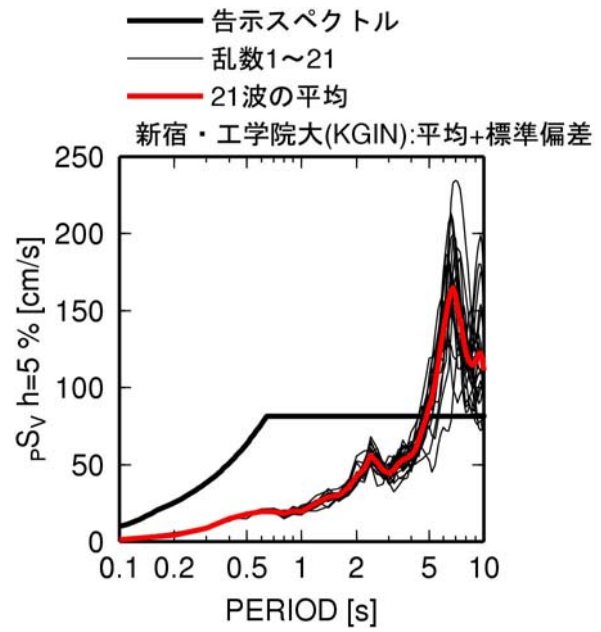
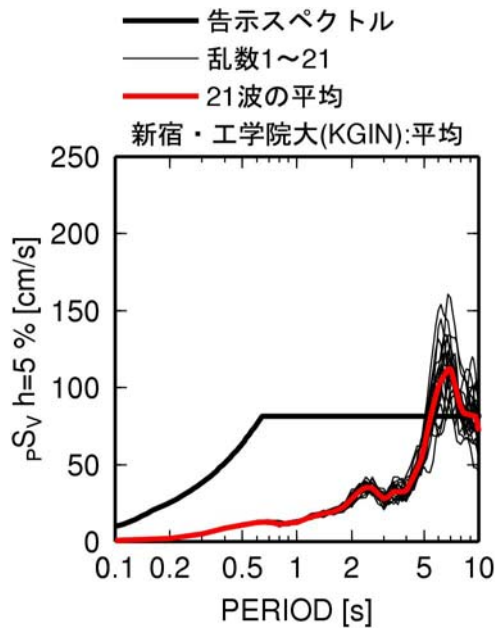


図 3.3-6 新宿・工学院大(KGIN)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

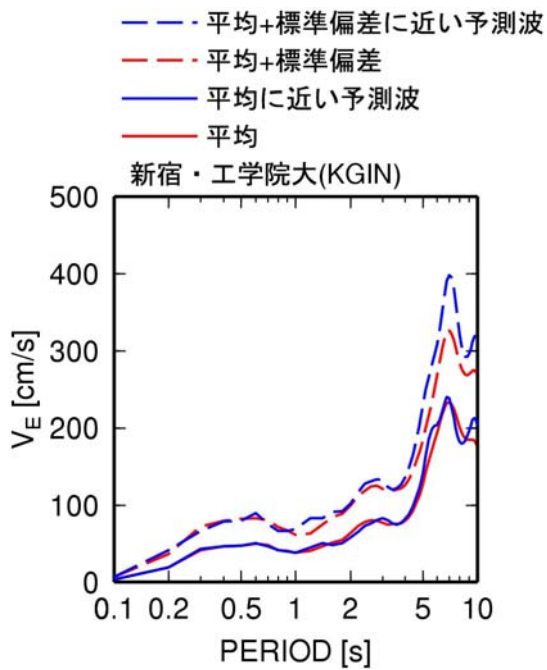
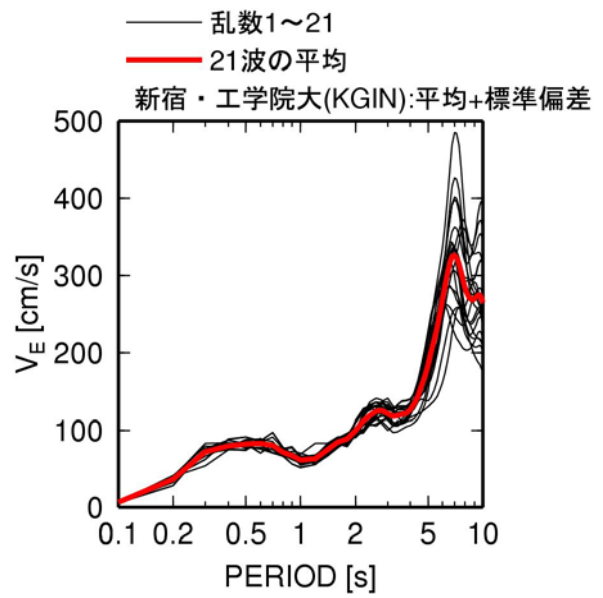
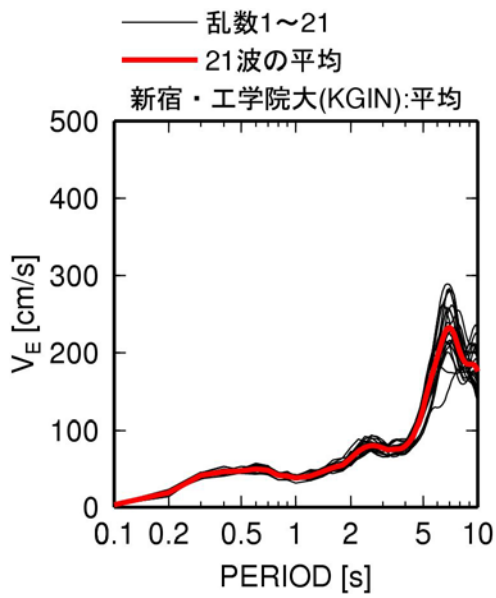


図 3.3-7 新宿・工学院大(KGIN)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

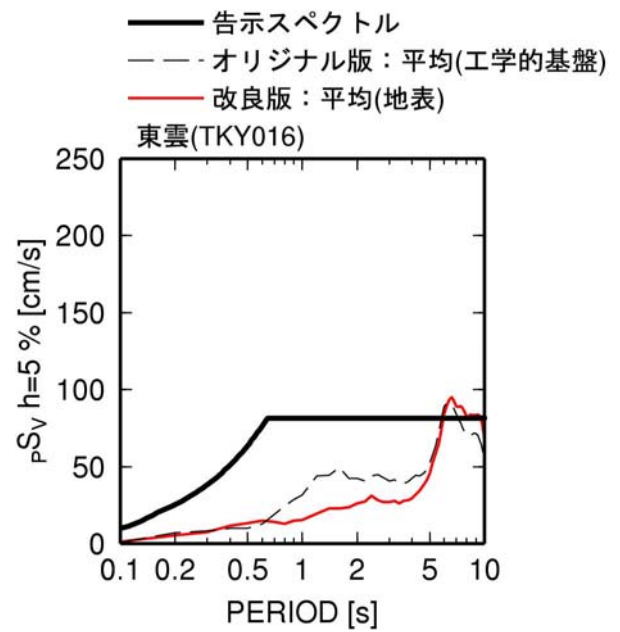
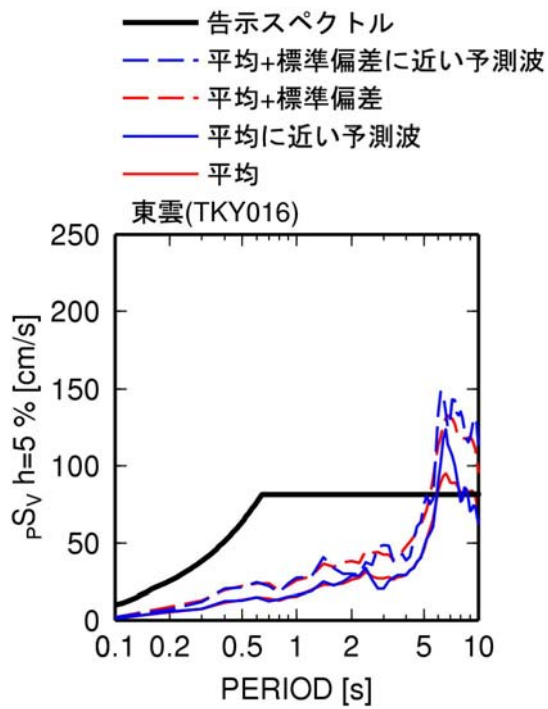
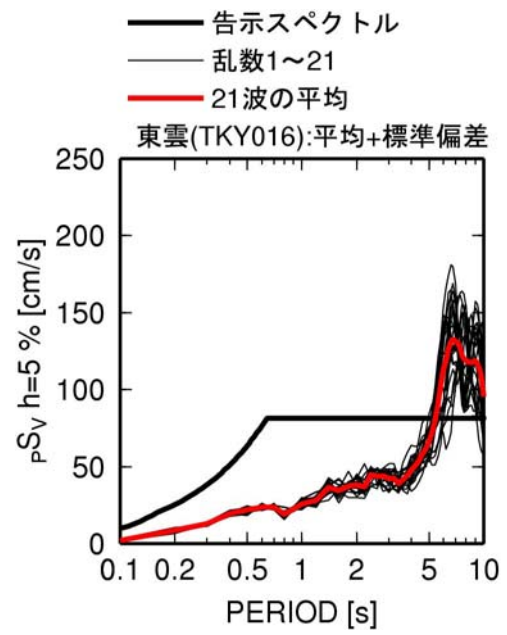
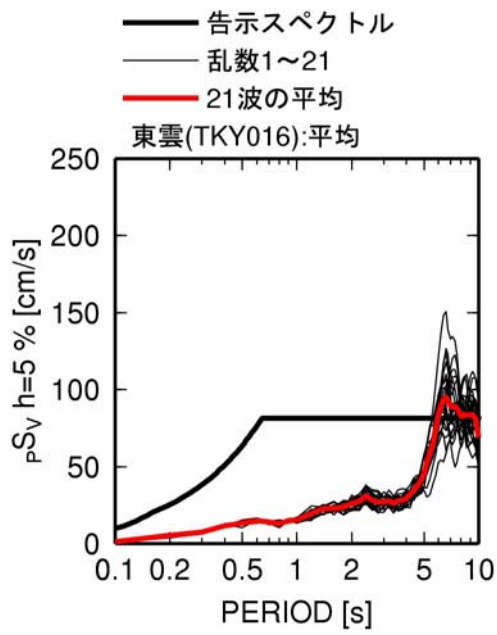


図 3.3-8 東雲(TKY016)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

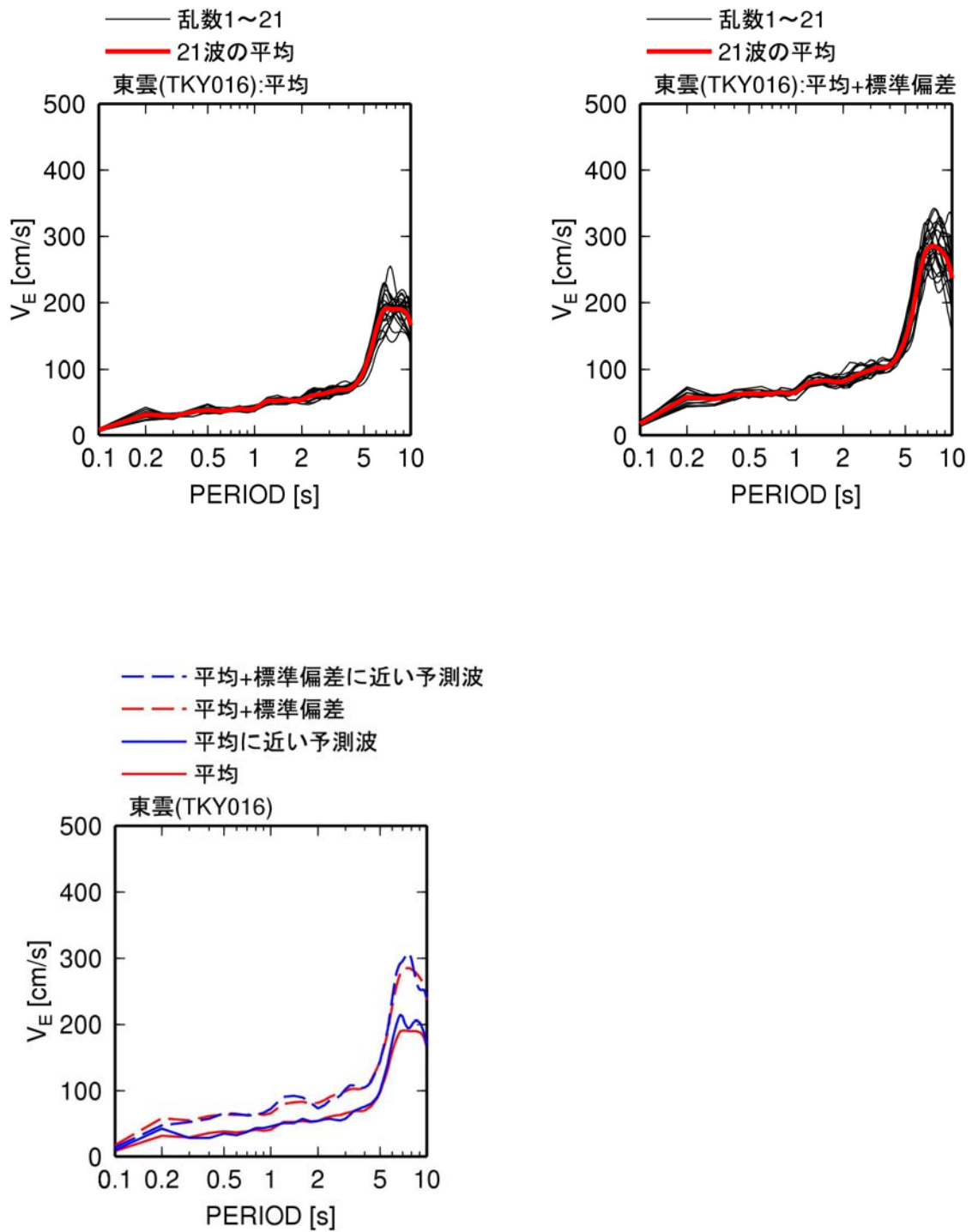


図 3.3-9 東雲 (TKY016) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

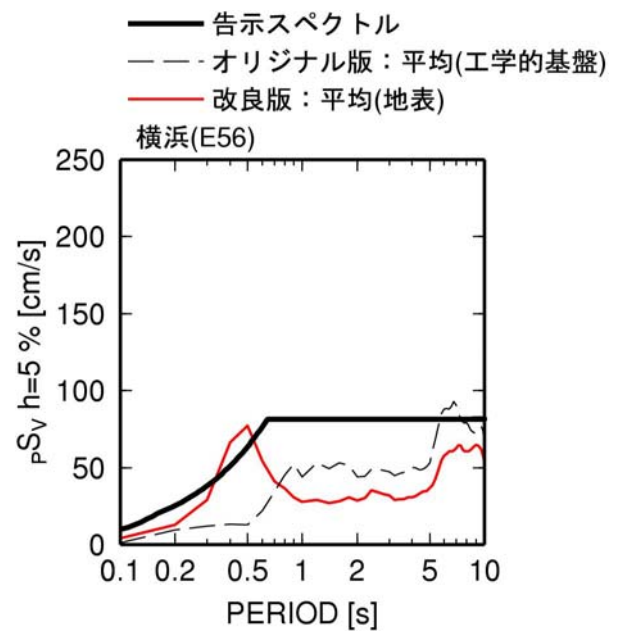
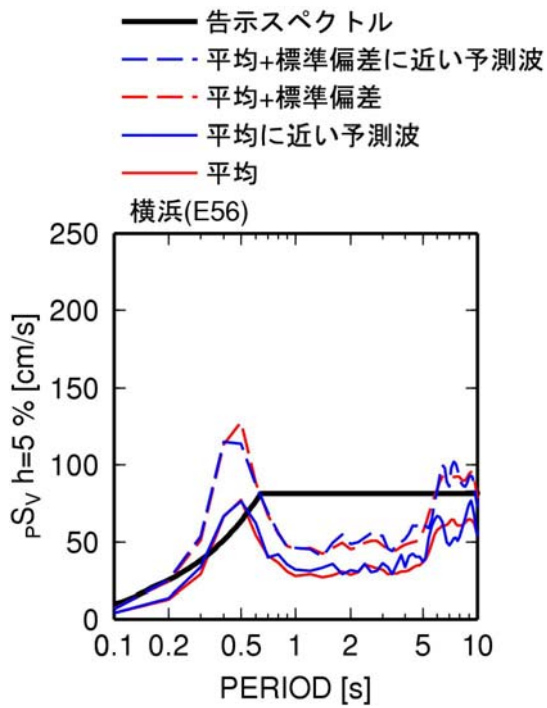
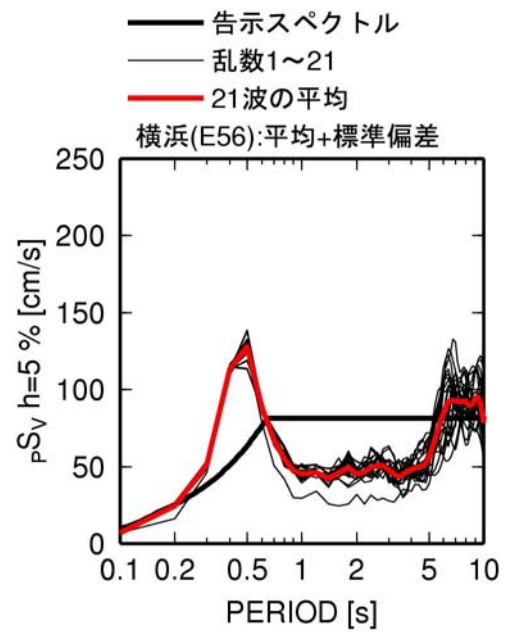
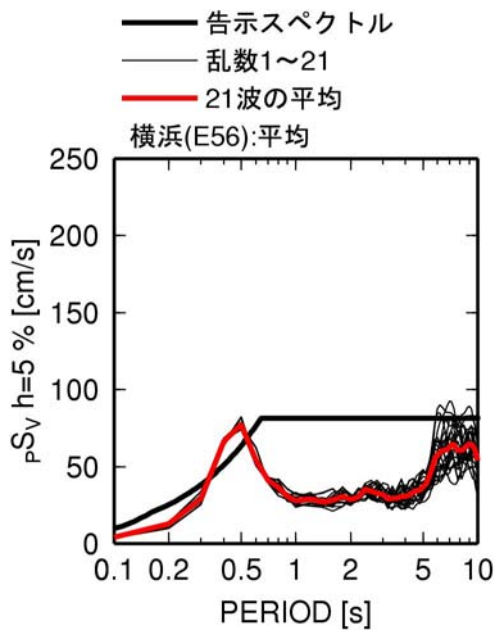


図 3.3-10 横浜 (E56) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

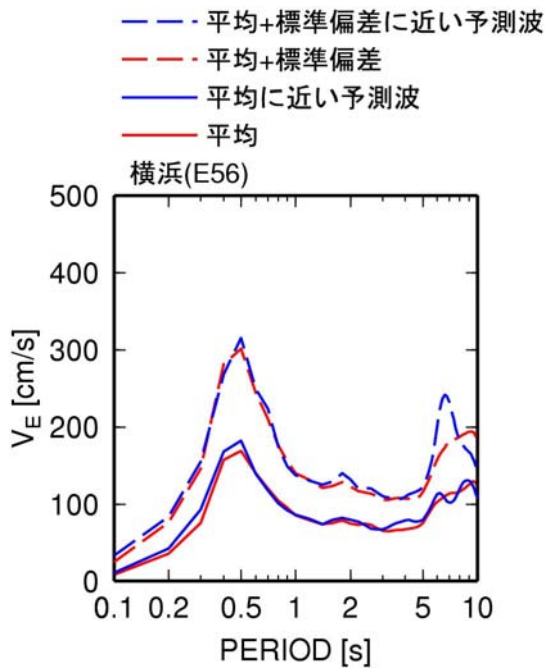
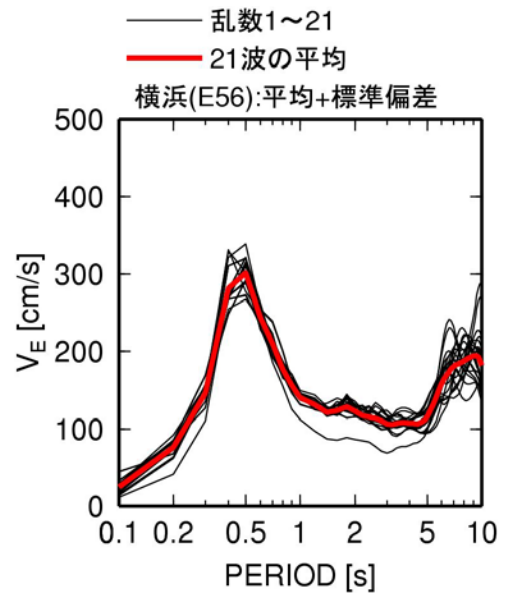
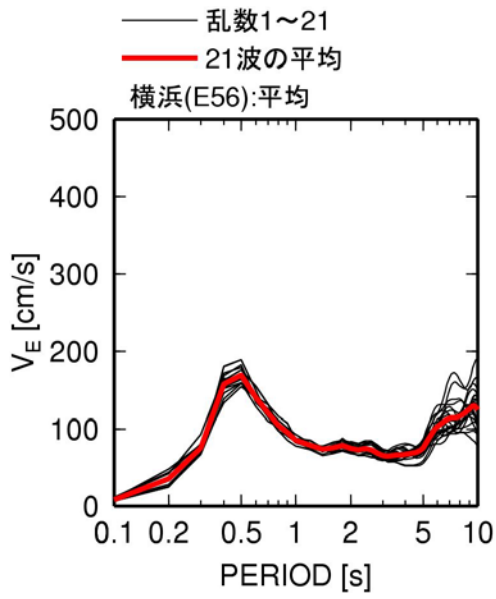


図 3. 3-11 横浜 (E56) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

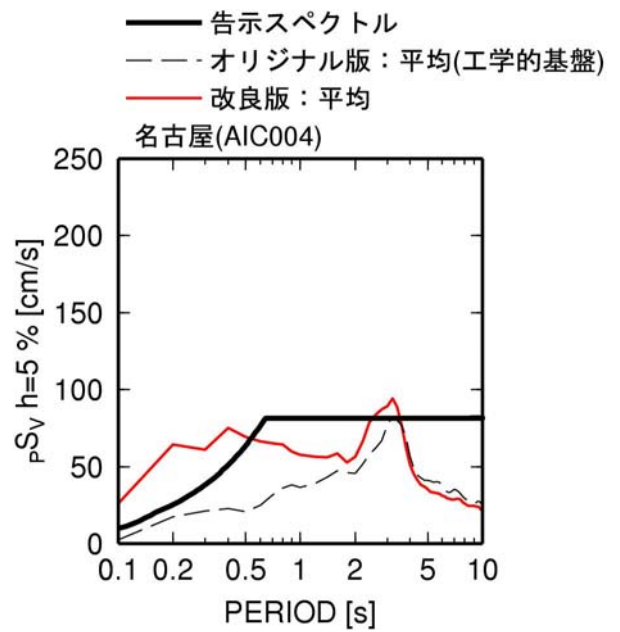
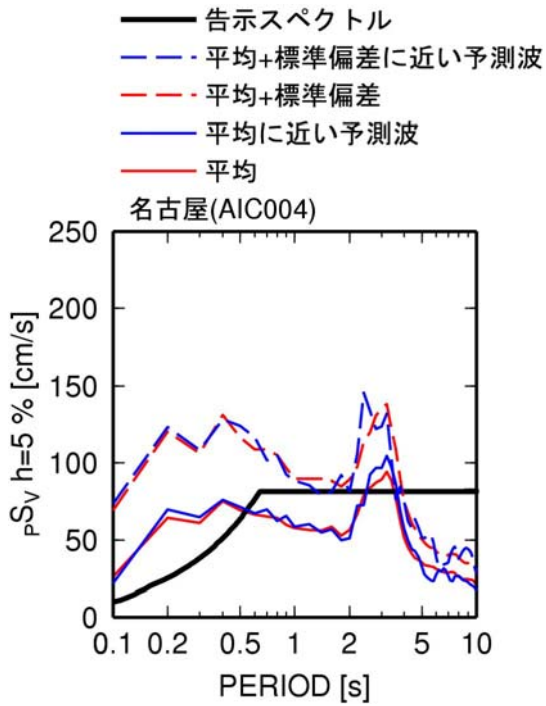
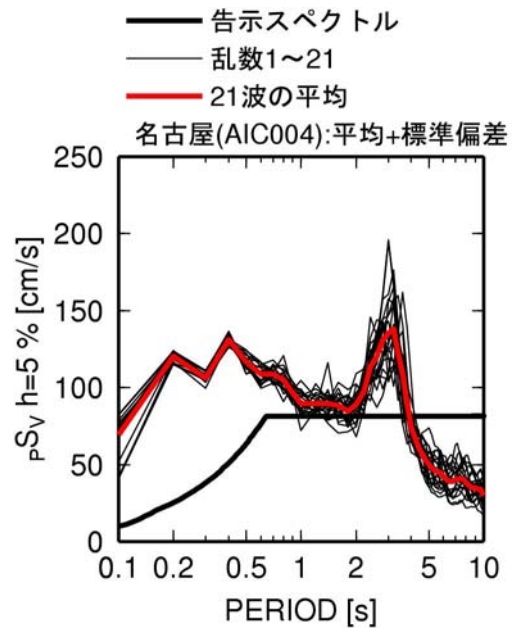
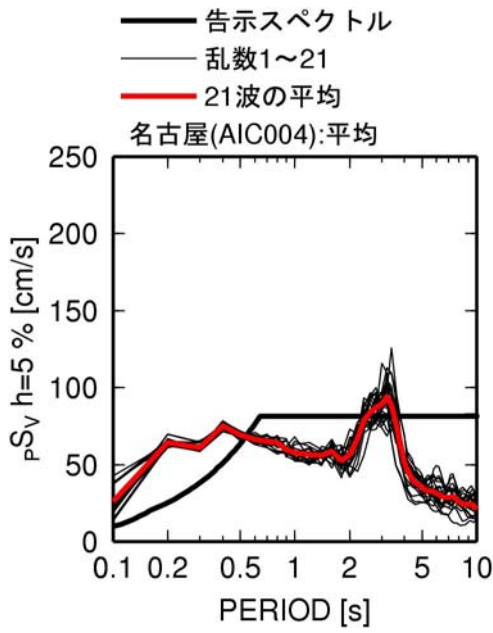


図 3. 3-12 名古屋(AIC004)の東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

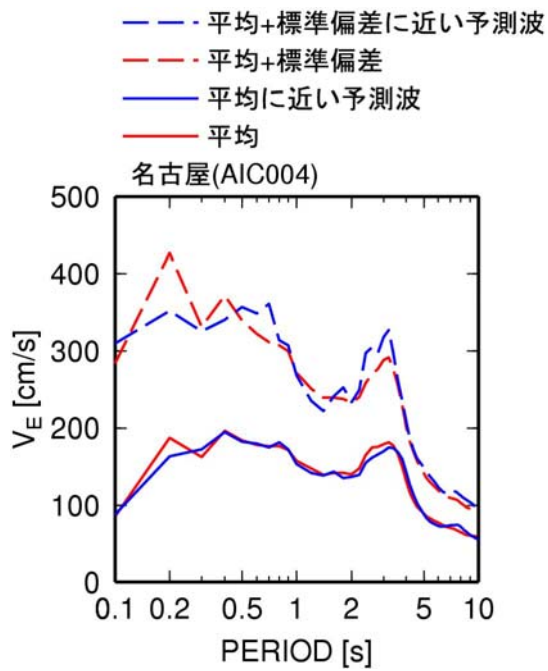
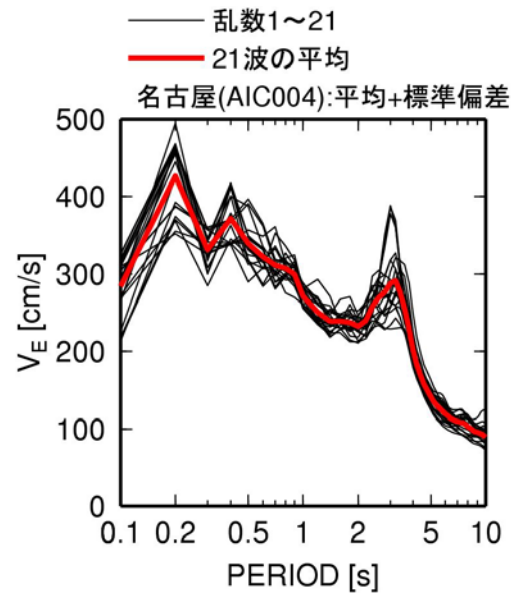
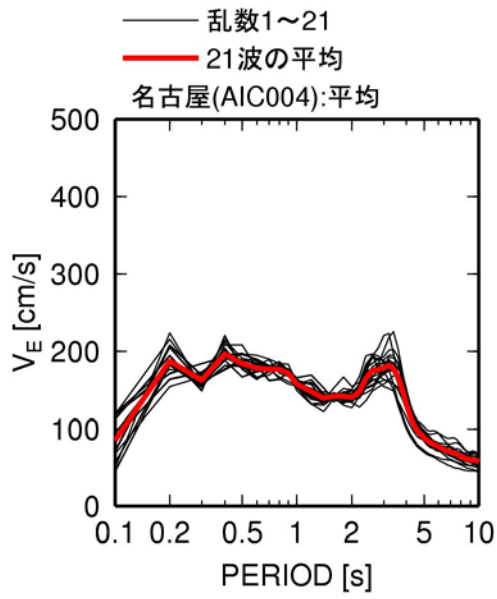


図 3. 3-13 名古屋(AIC004)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

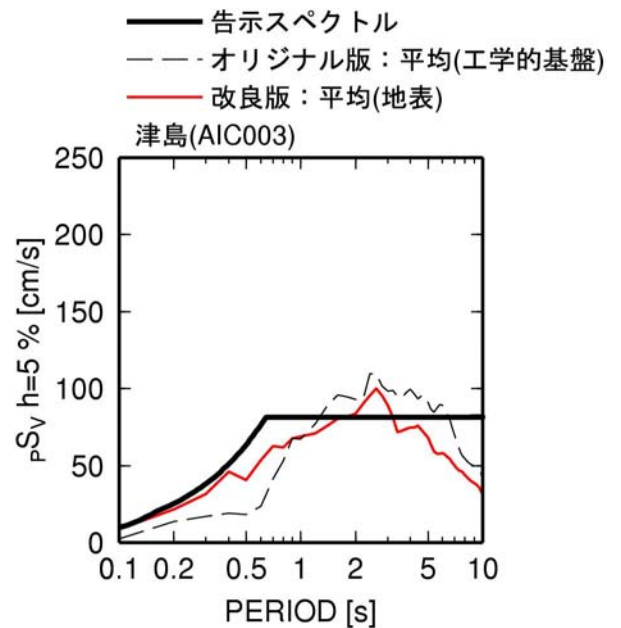
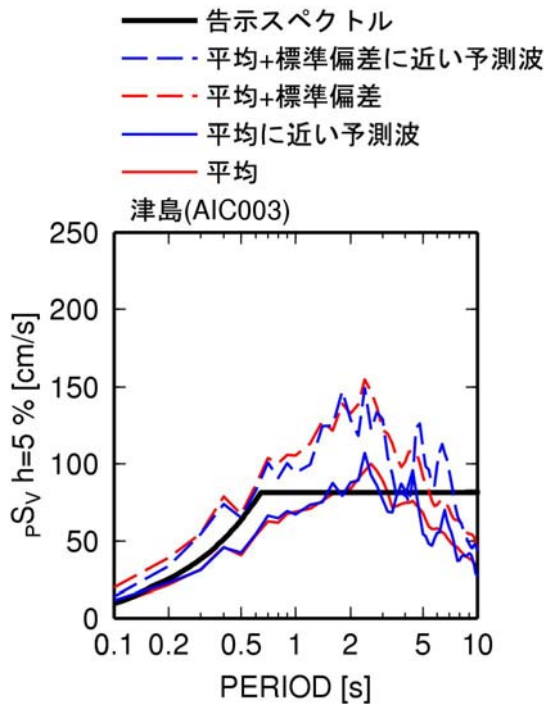
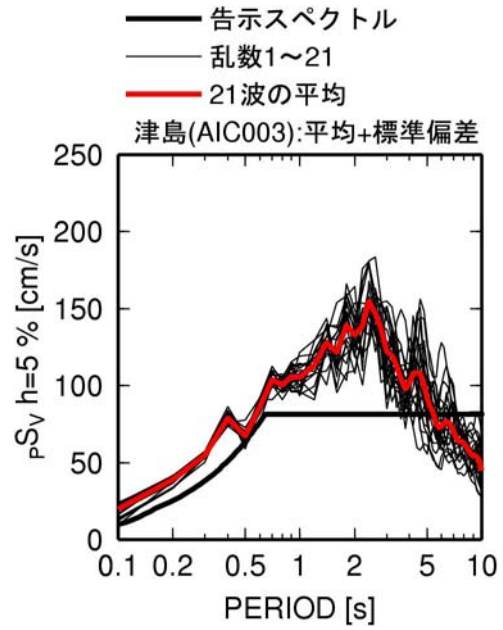
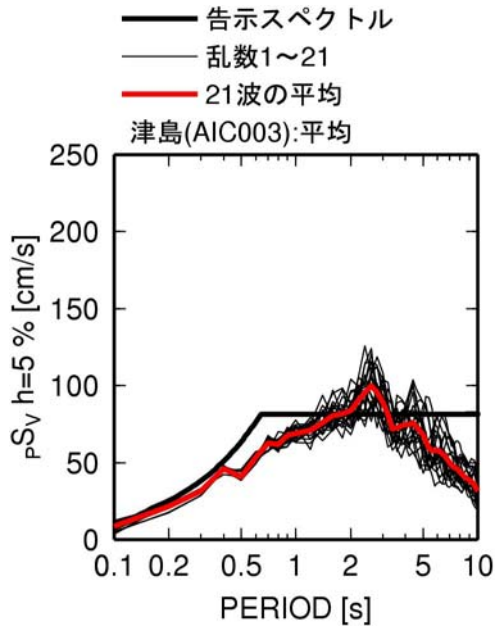


図 3.3-14 津島(AIC003)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

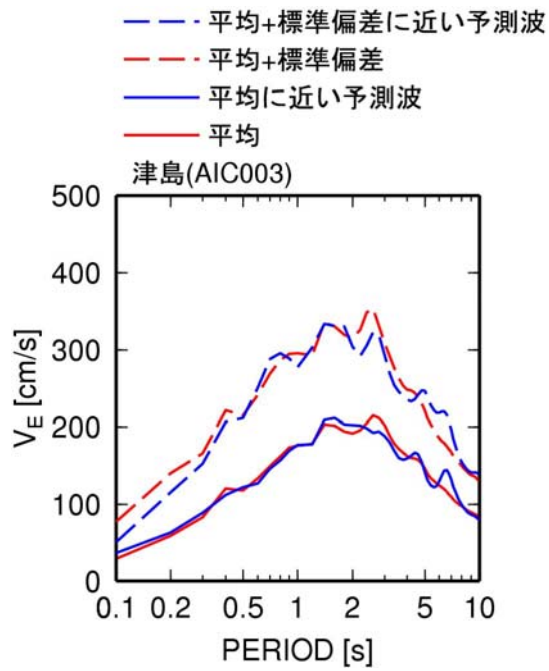
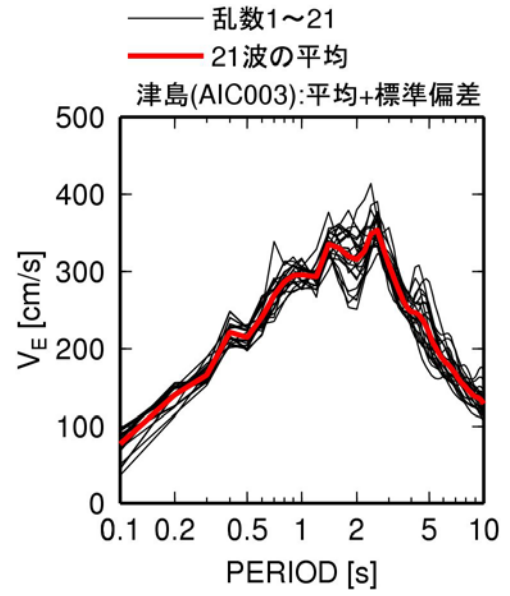
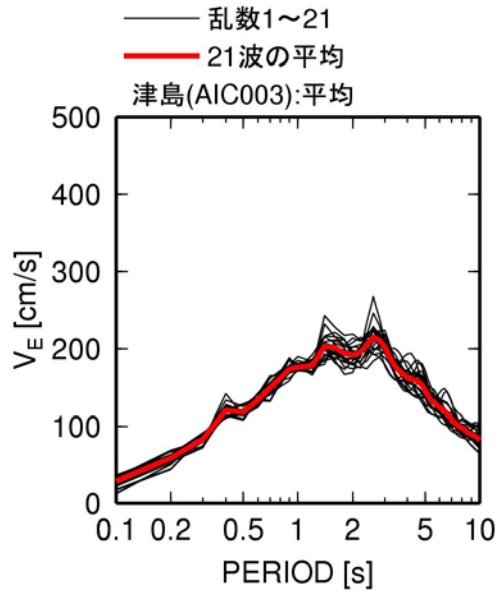


図 3. 3-15 津島(AIC003)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

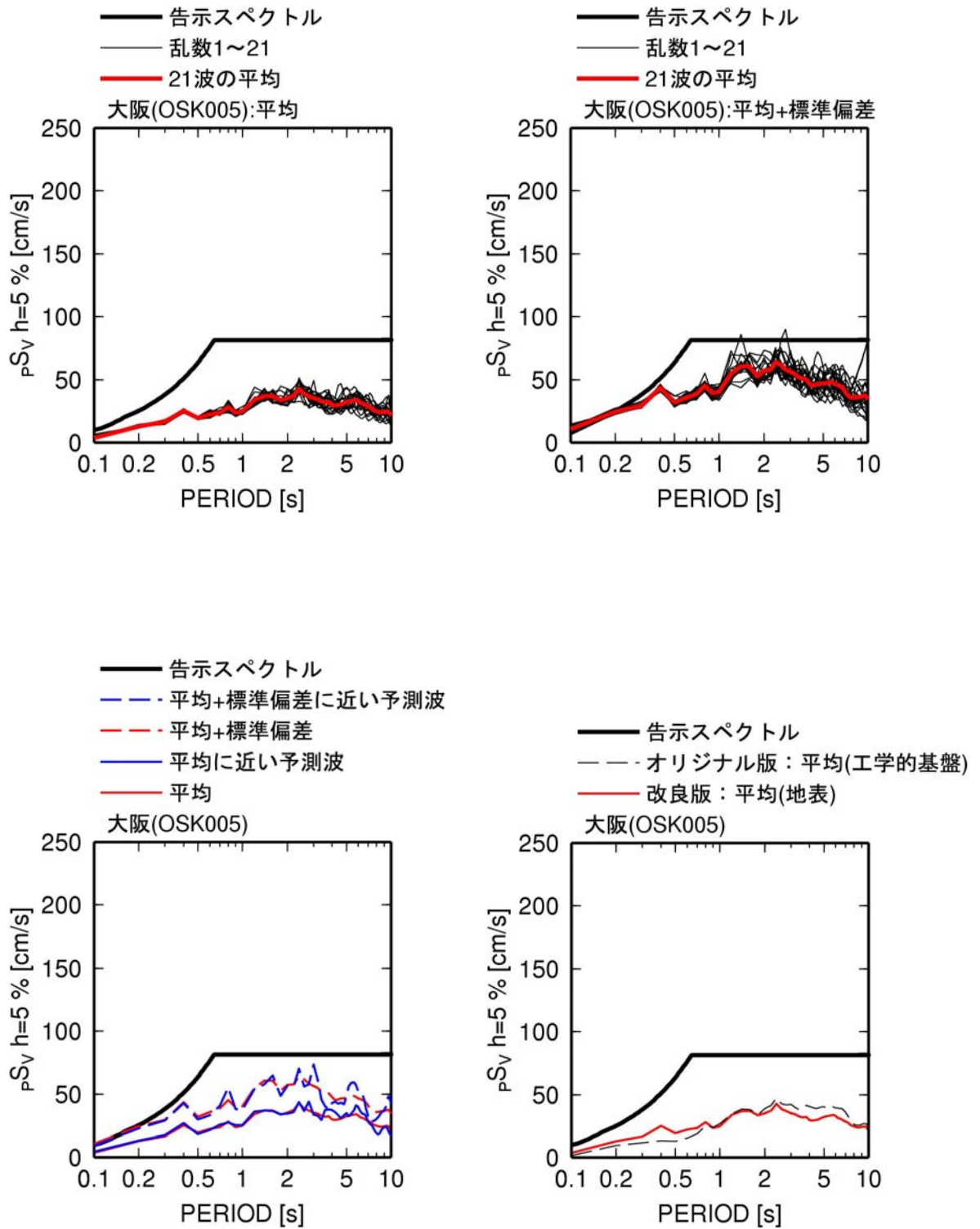


図 3.3-16 大阪 (OSK005) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)

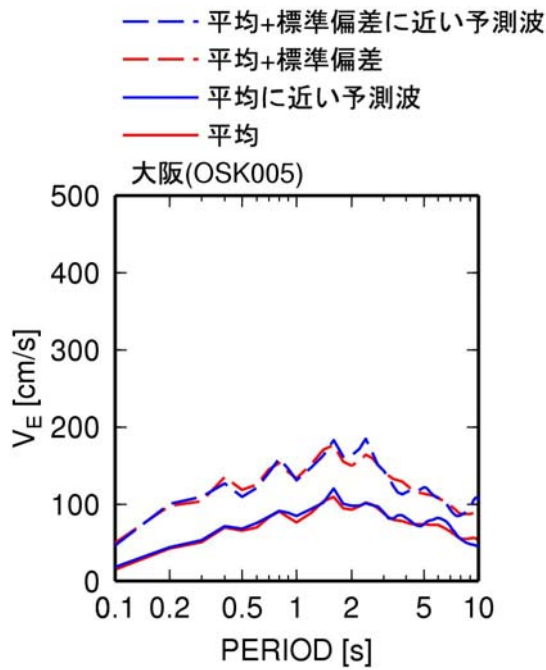
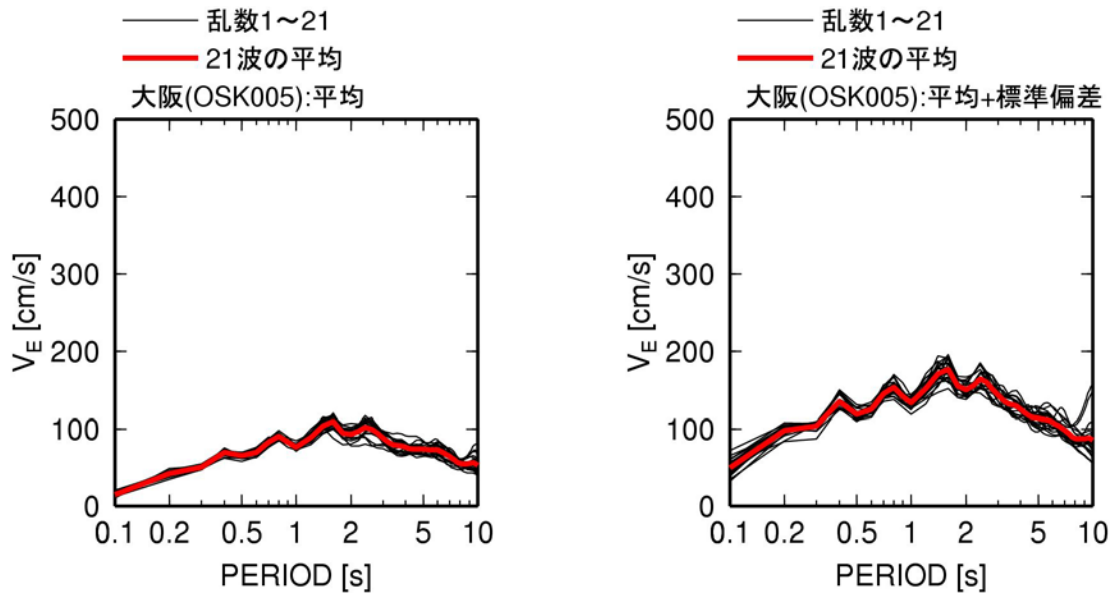


図 3.3-17 大阪(OSK005)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

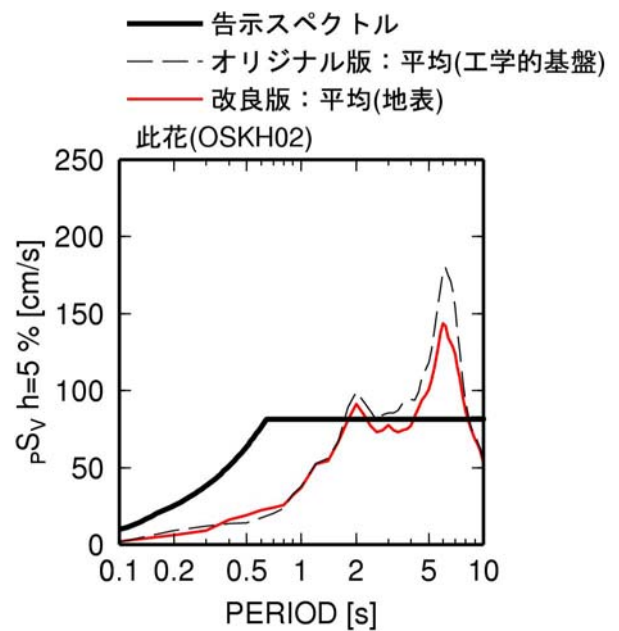
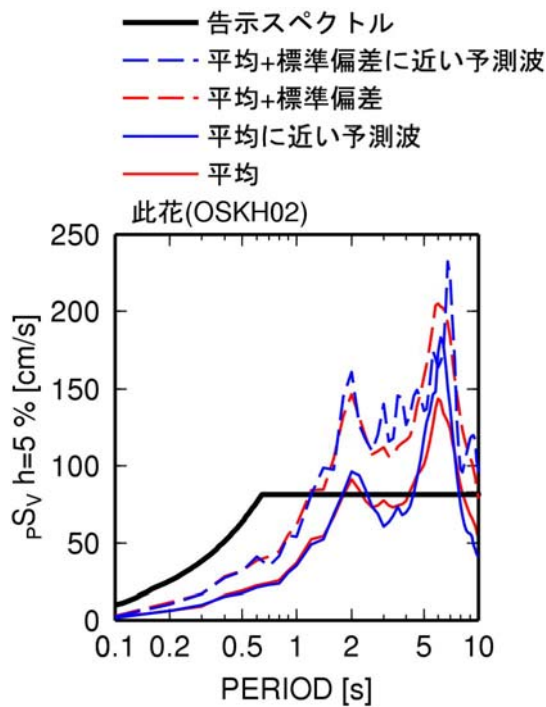
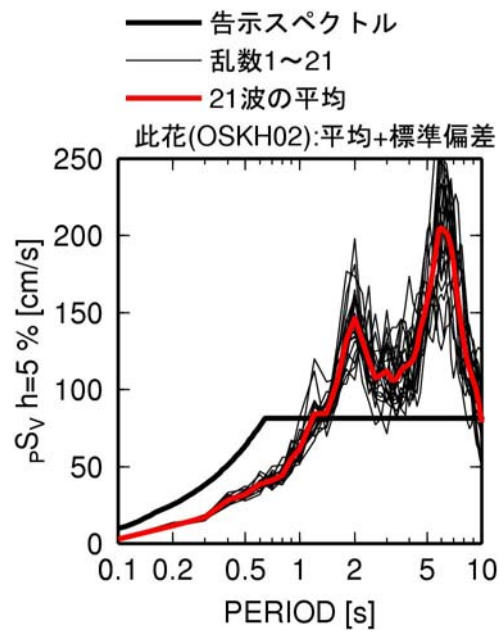
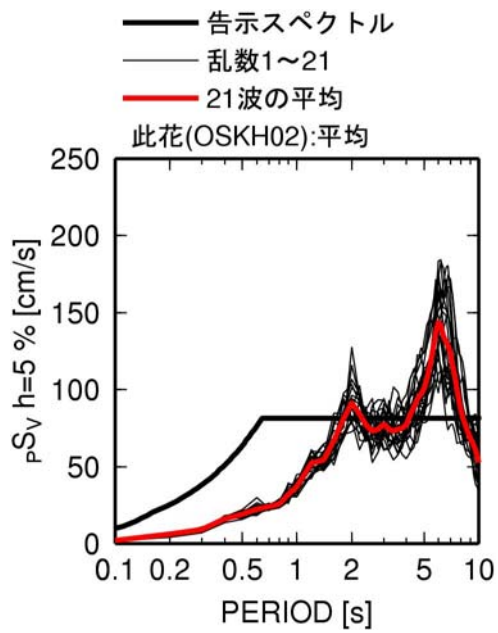


図 3.3-18 此花(OSKH02)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

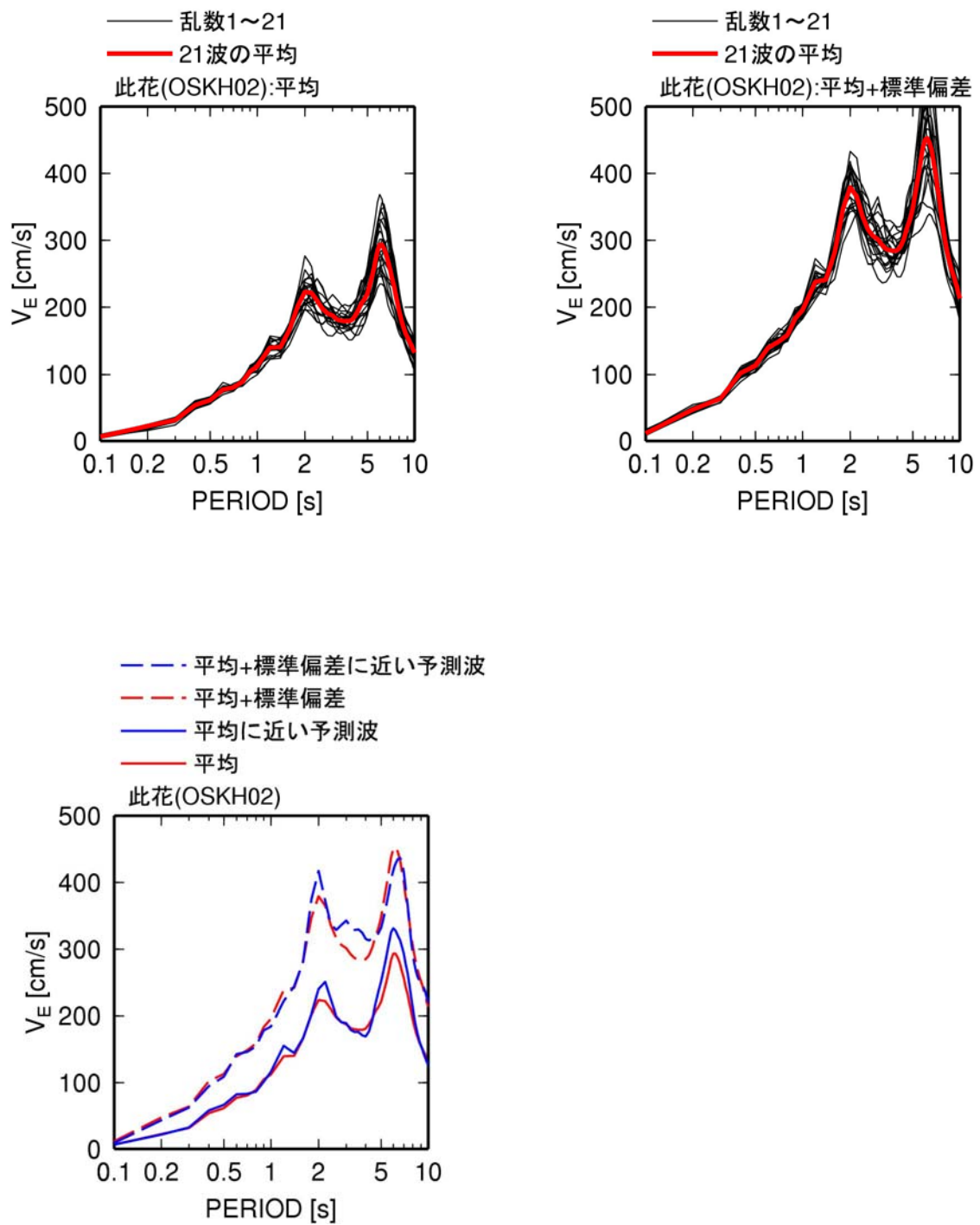


図 3.3-19 此花(OSKH02)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

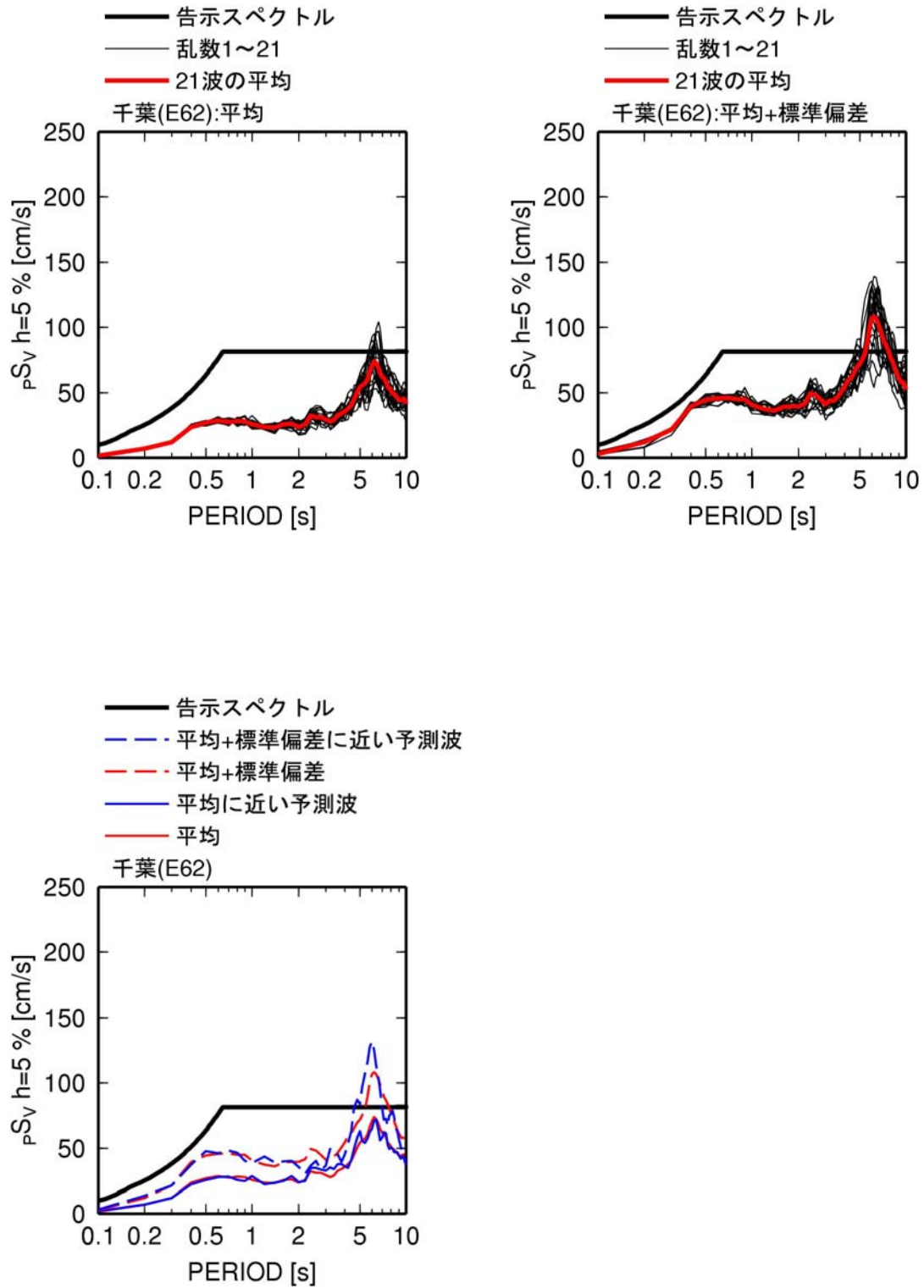


図 3.3-20 千葉(E62)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

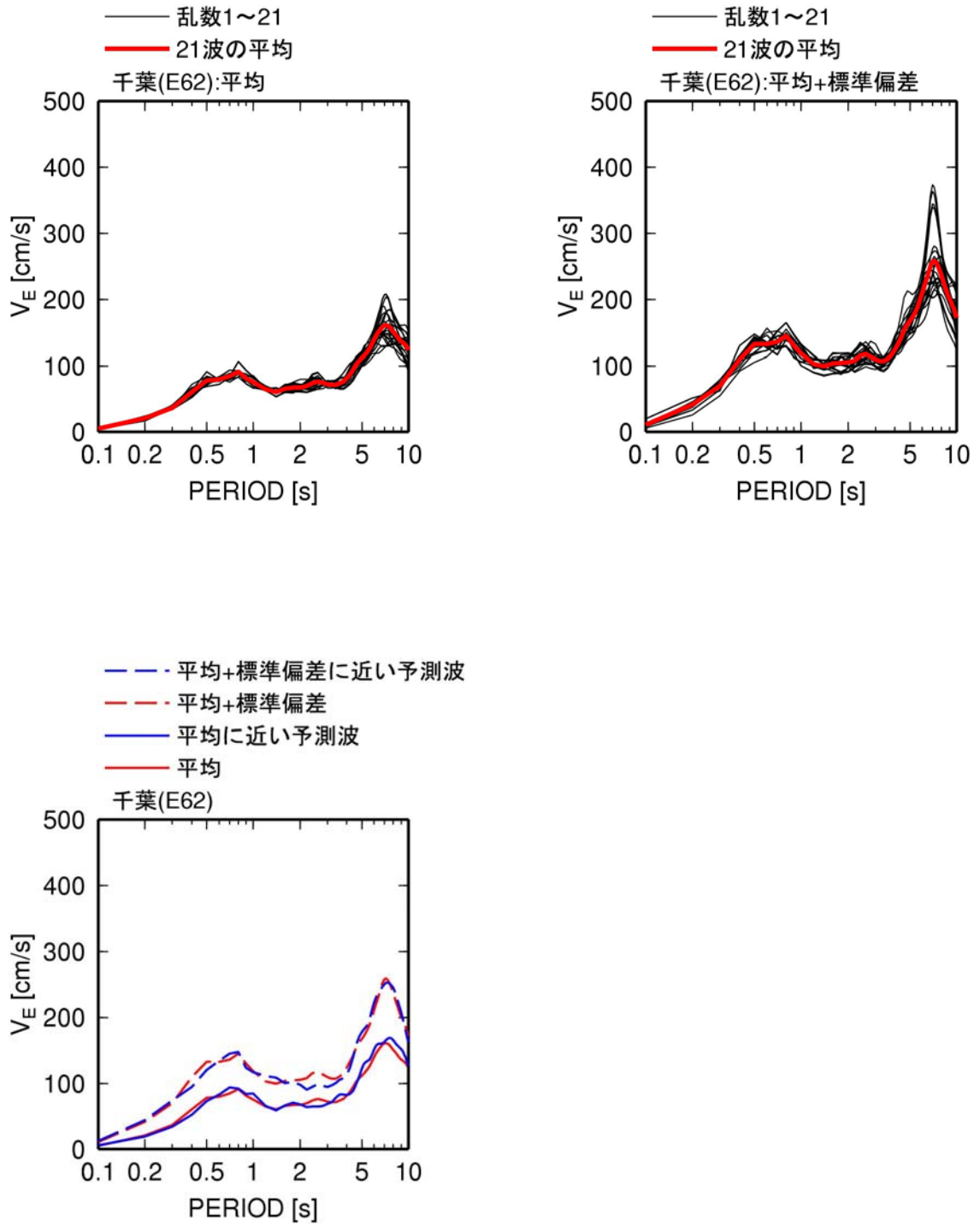


図 3.3-21 千葉(E62)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

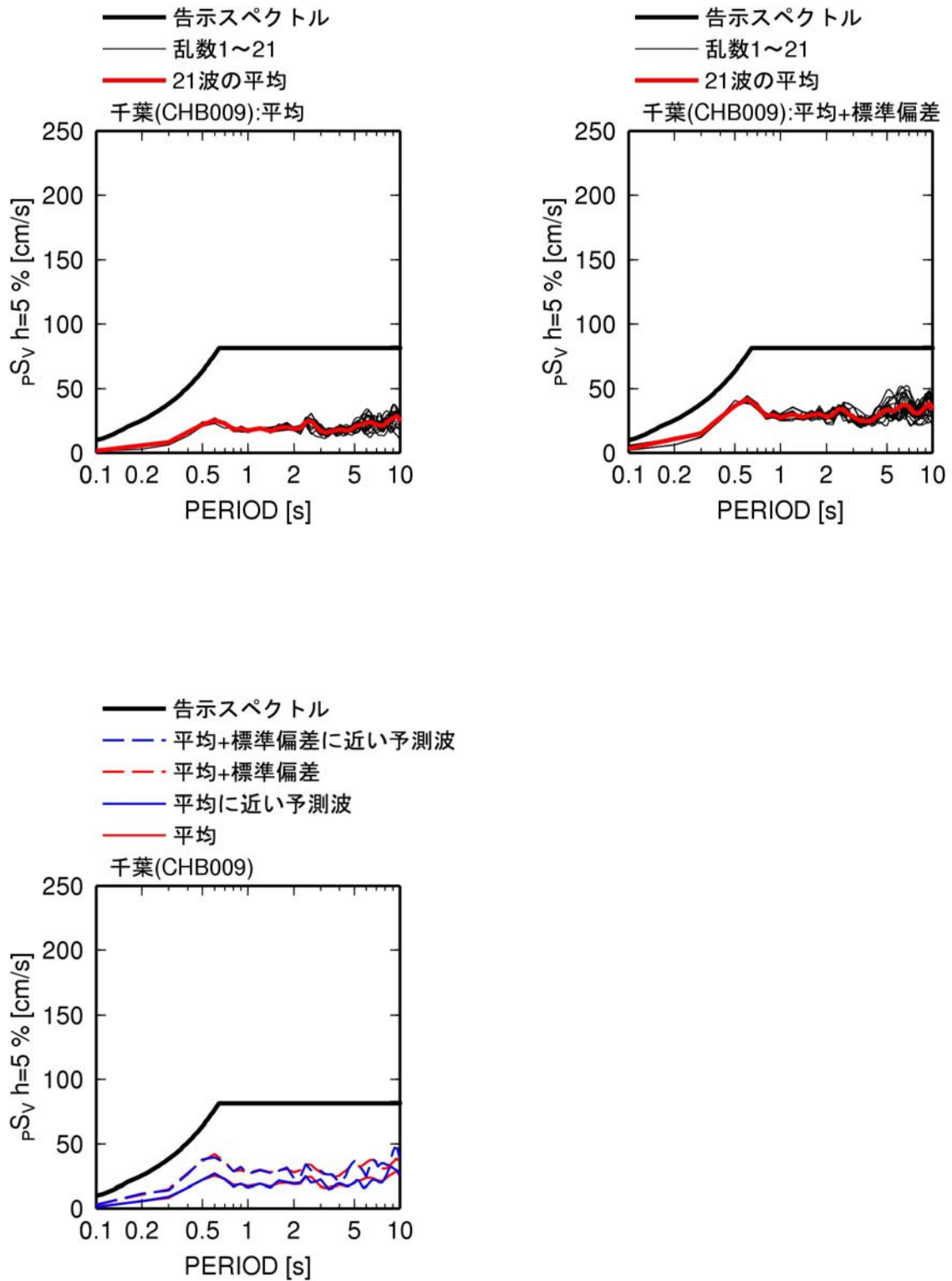


図 3.3-22 千葉(CHB009)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

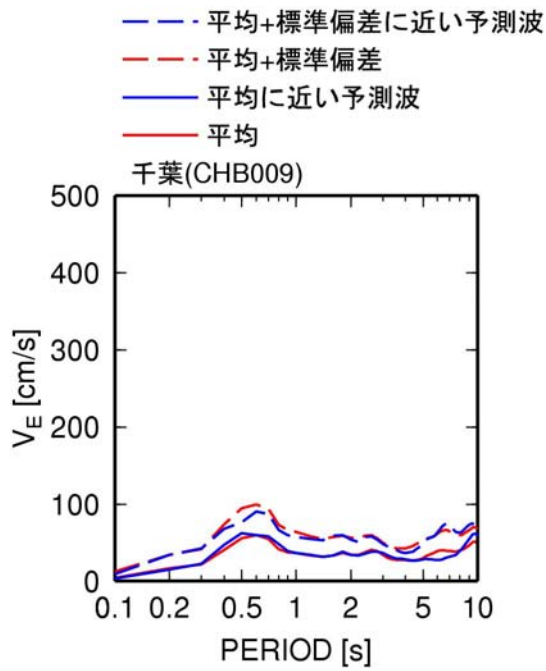
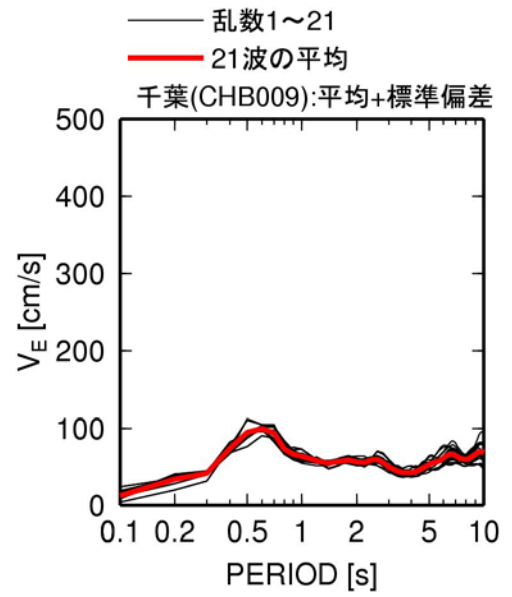
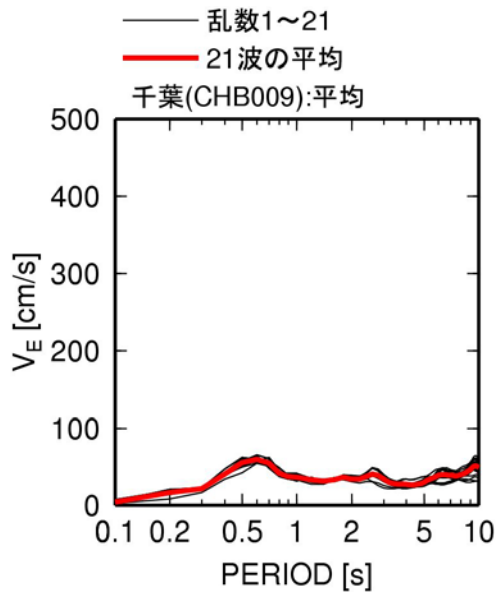


図 3. 3-23 千葉(CHB009)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

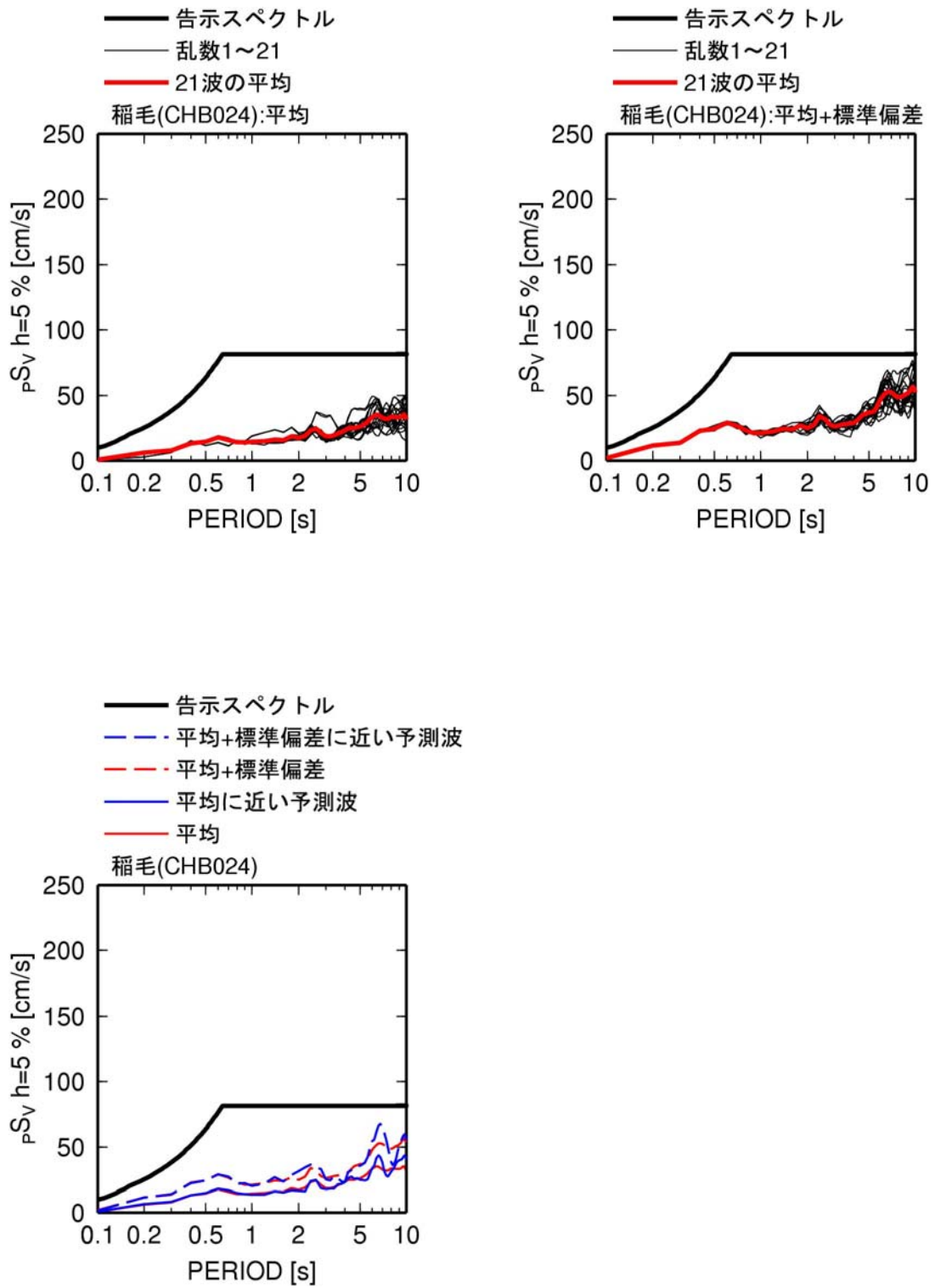


図 3.3-24 稲毛(CHB024)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

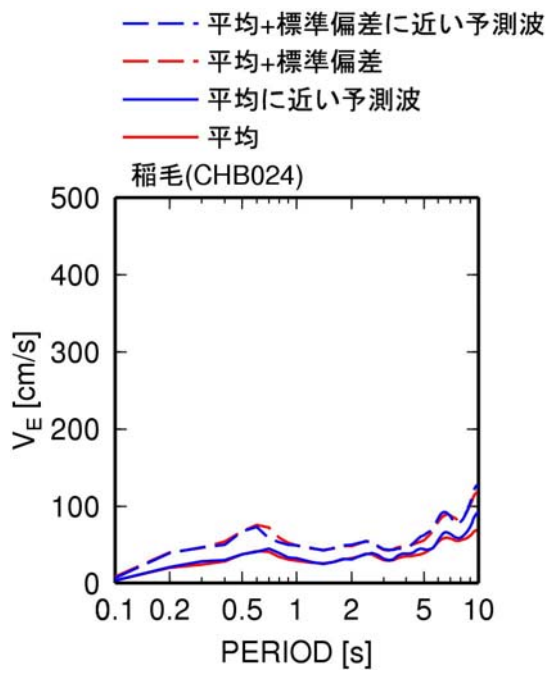
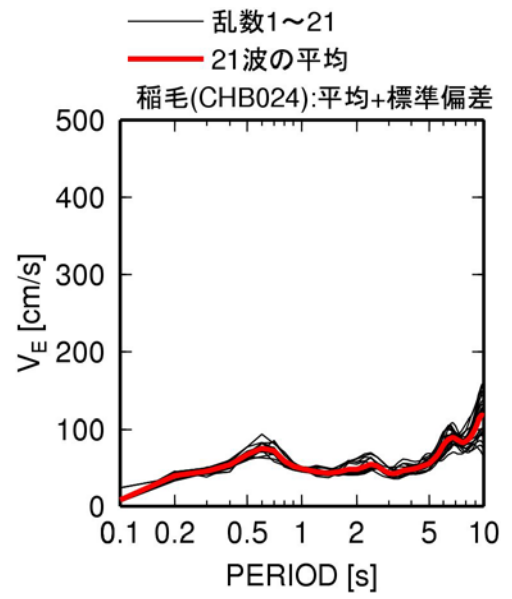
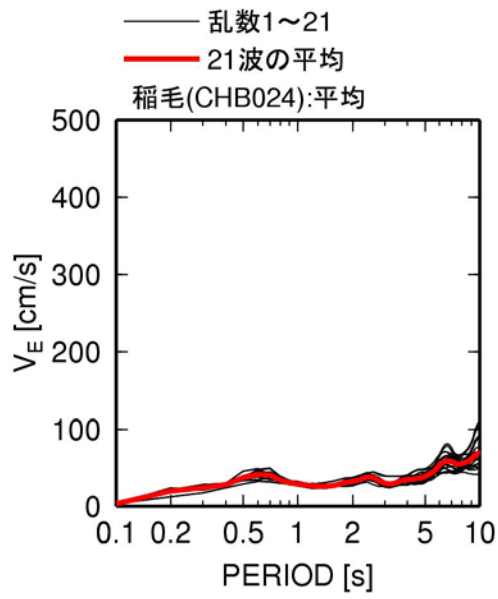


図 3. 3-25 稲毛 (CHB024) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

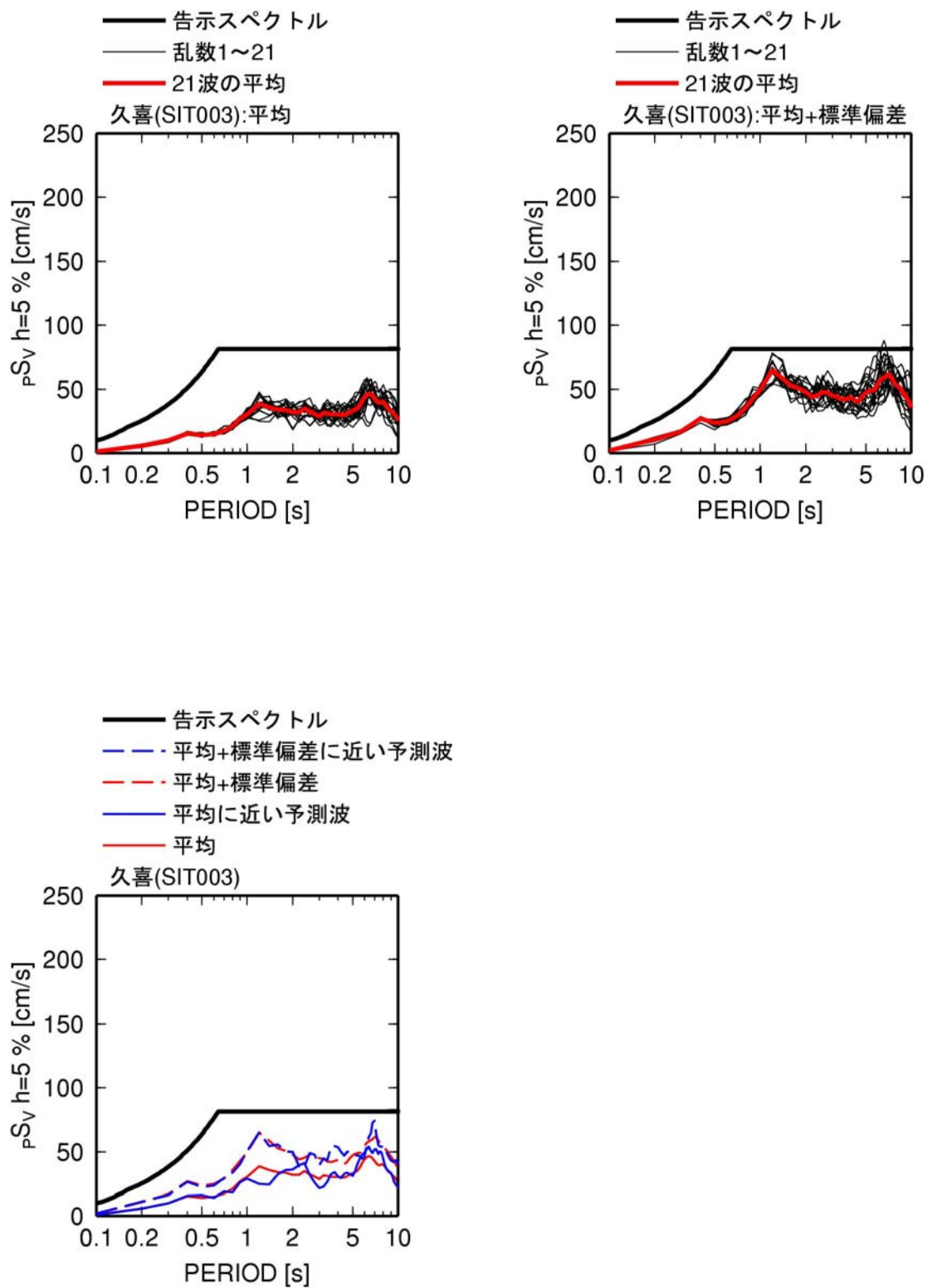


図 3.3-26 久喜(SIT003)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

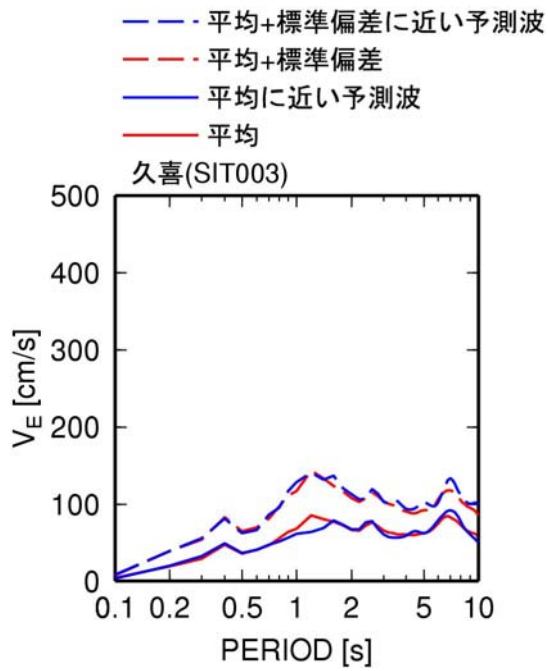
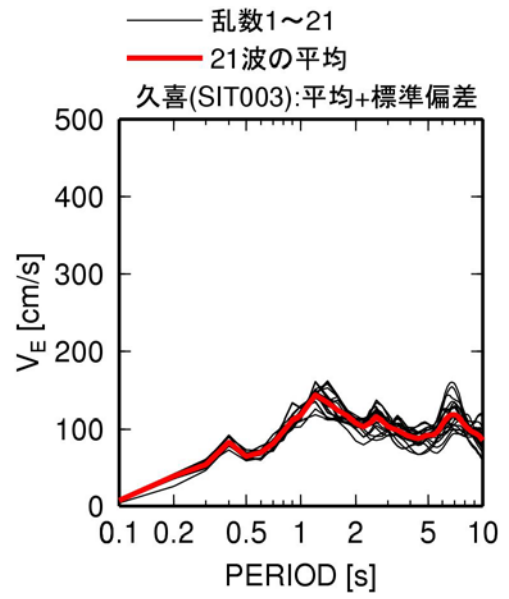
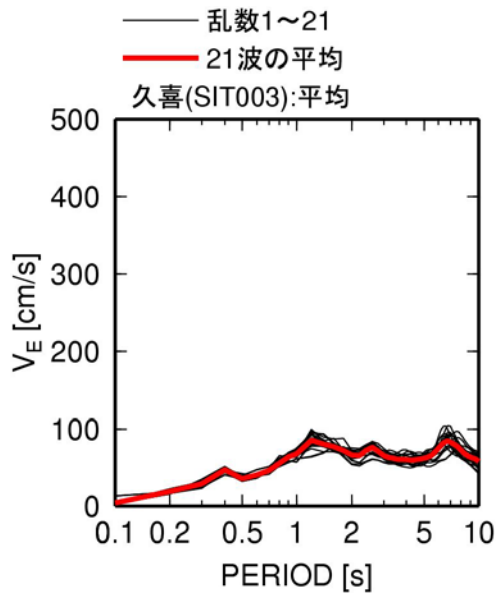


図 3. 3-27 久喜(SIT003)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

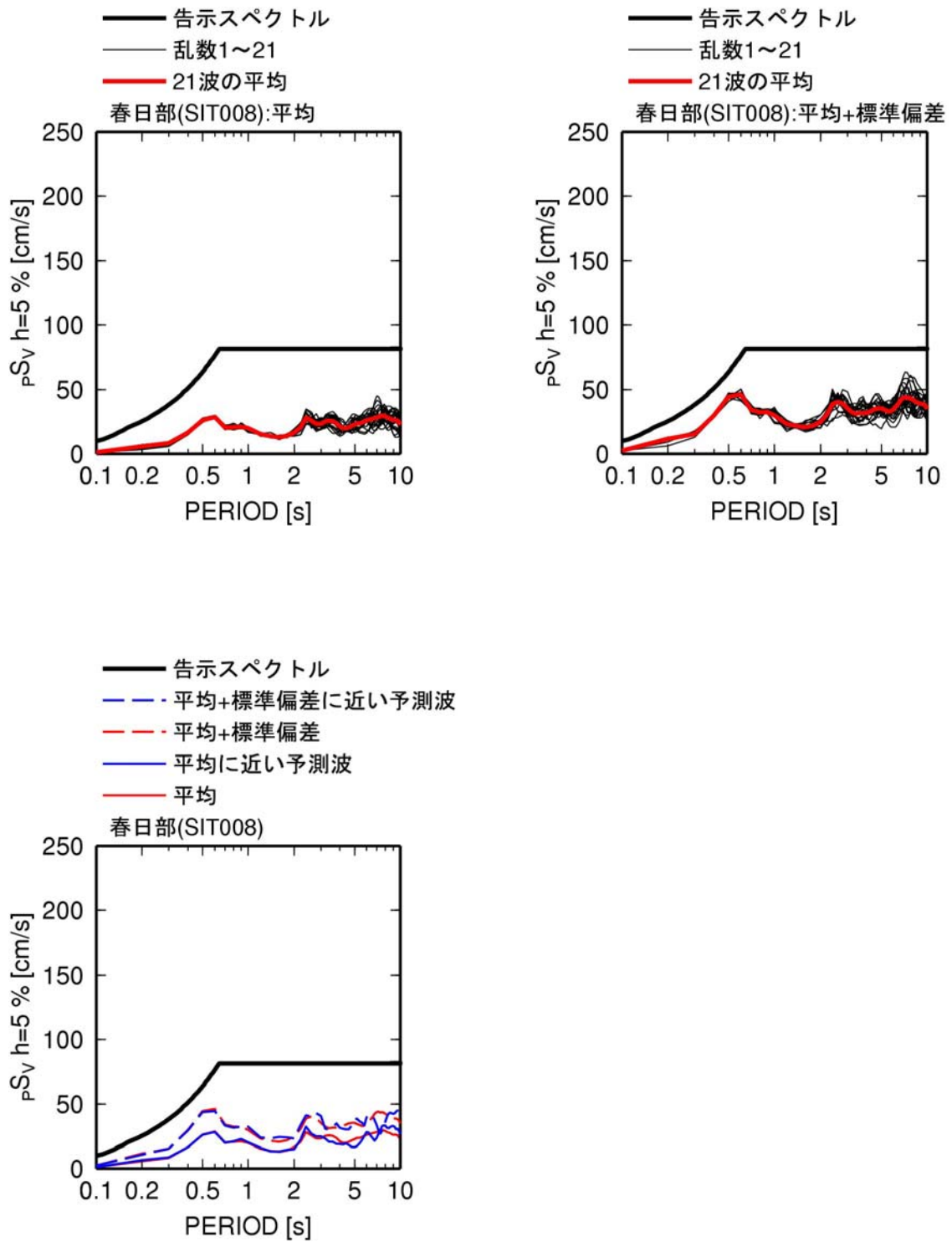


図 3.3-28 春日部(SIT008)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

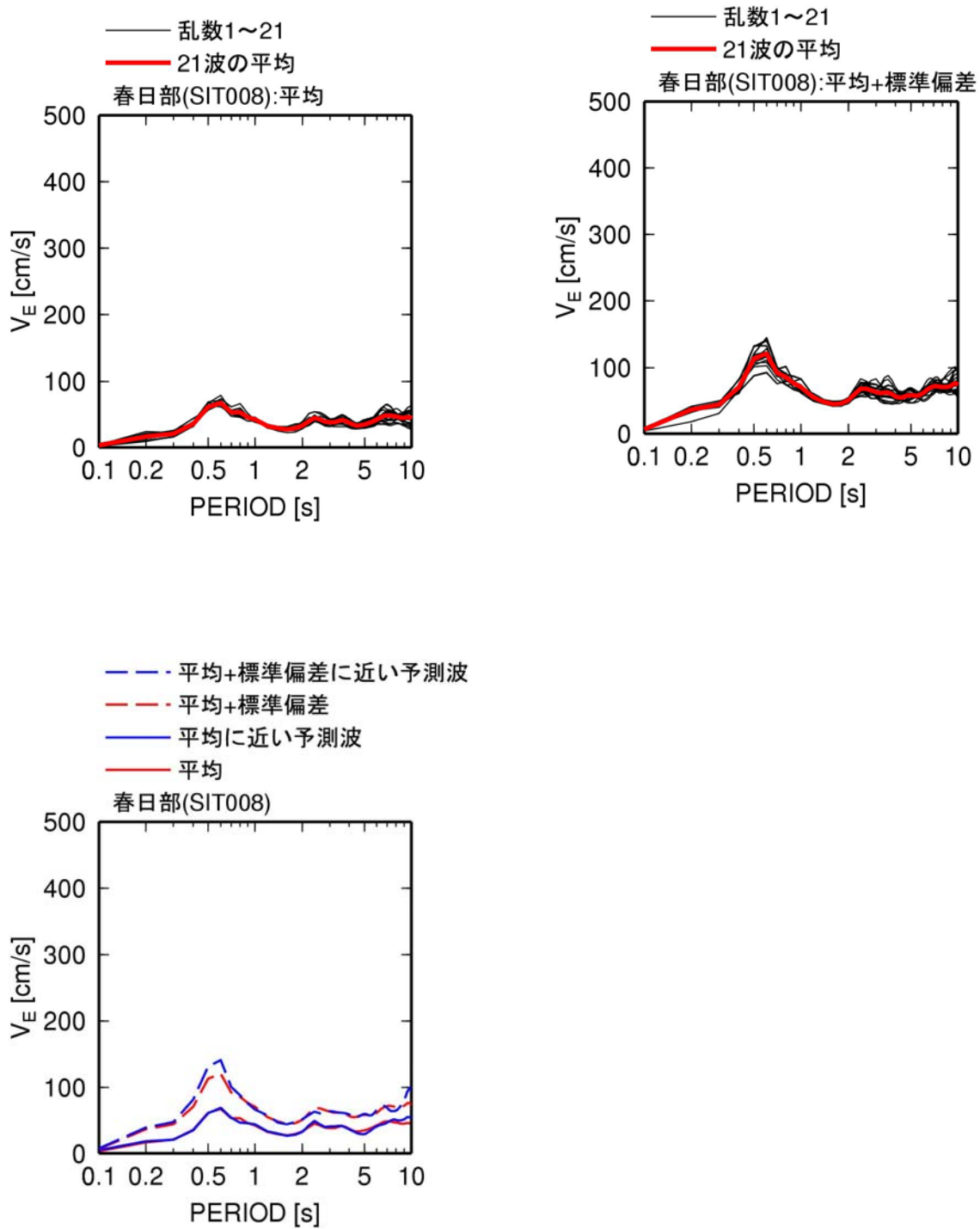


図 3.3-29 春日部(SIT008)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

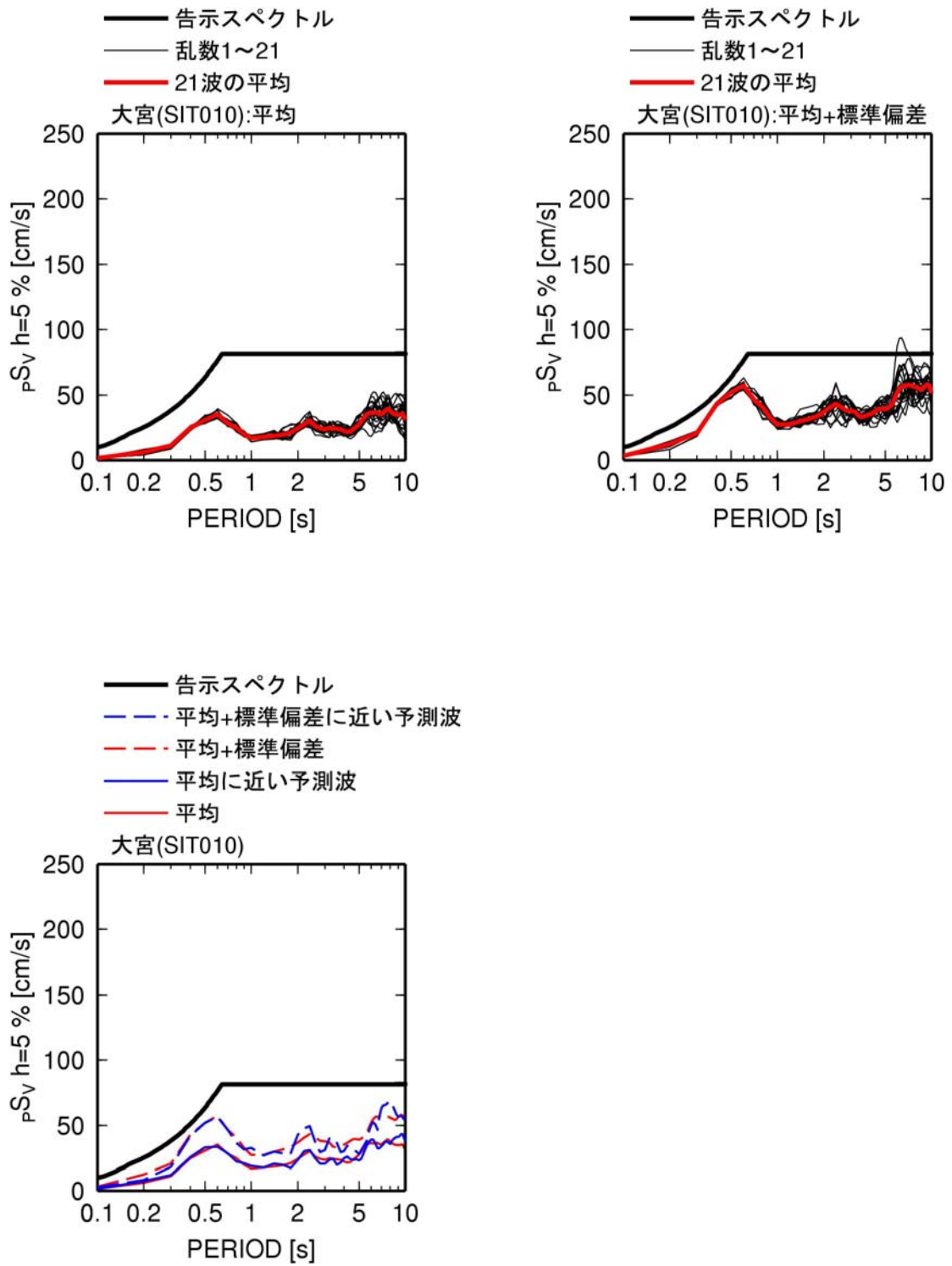


図 3.3-30 大宮(SIT010)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

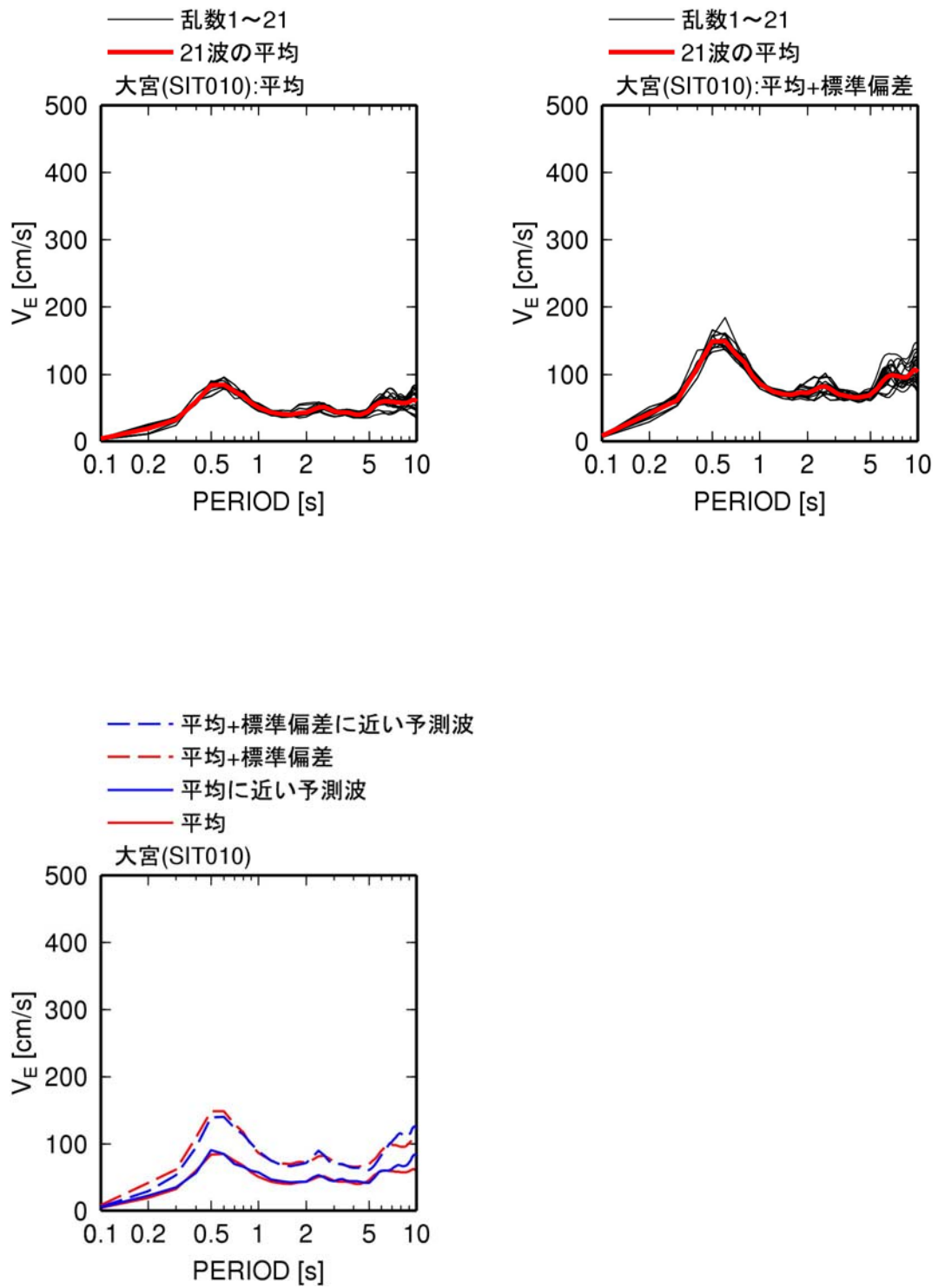


図 3. 3-31 大宮(SIT010)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

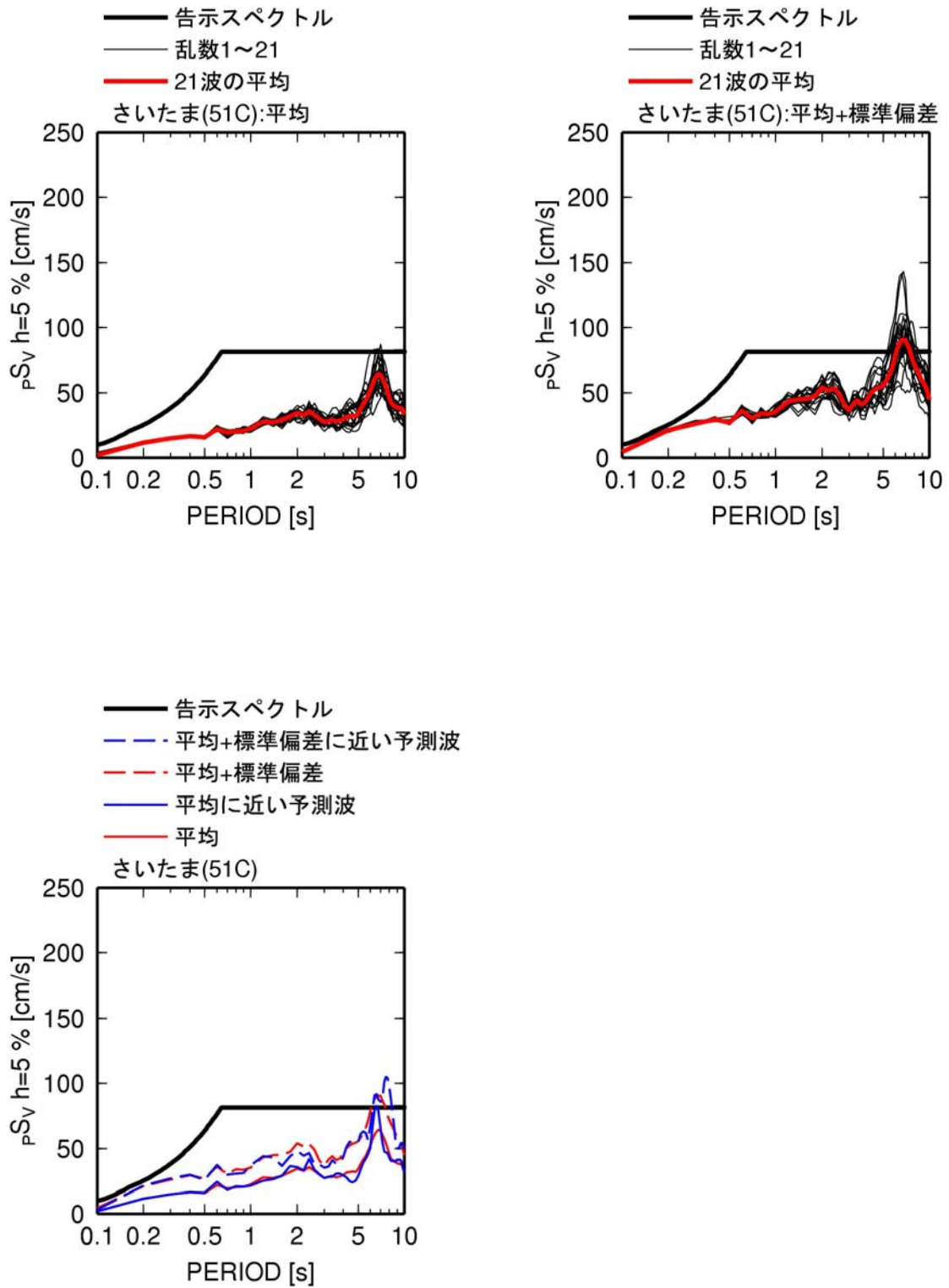


図 3.3-32 さいたま (51C) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

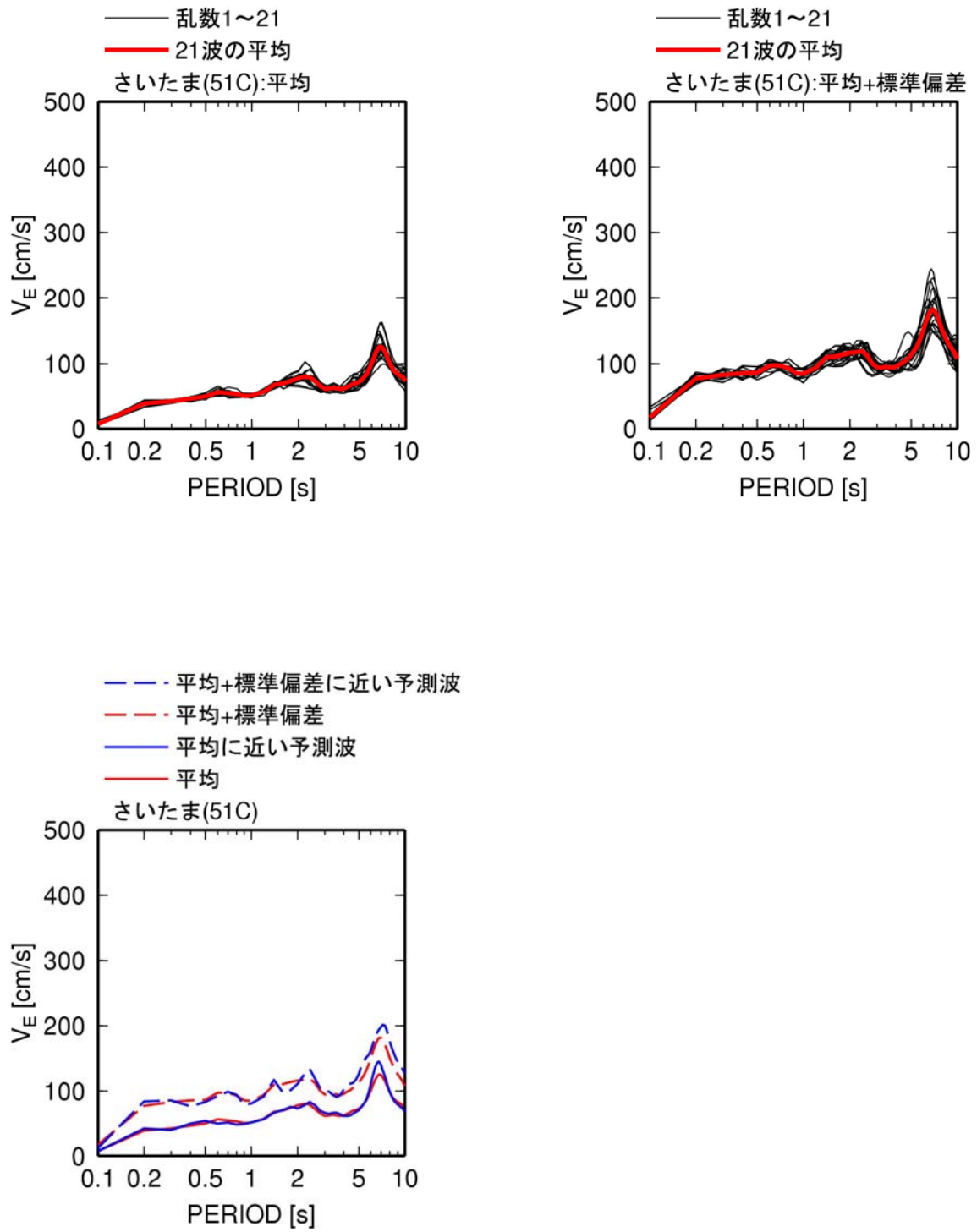


図 3.3-33 さいたま(51C)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

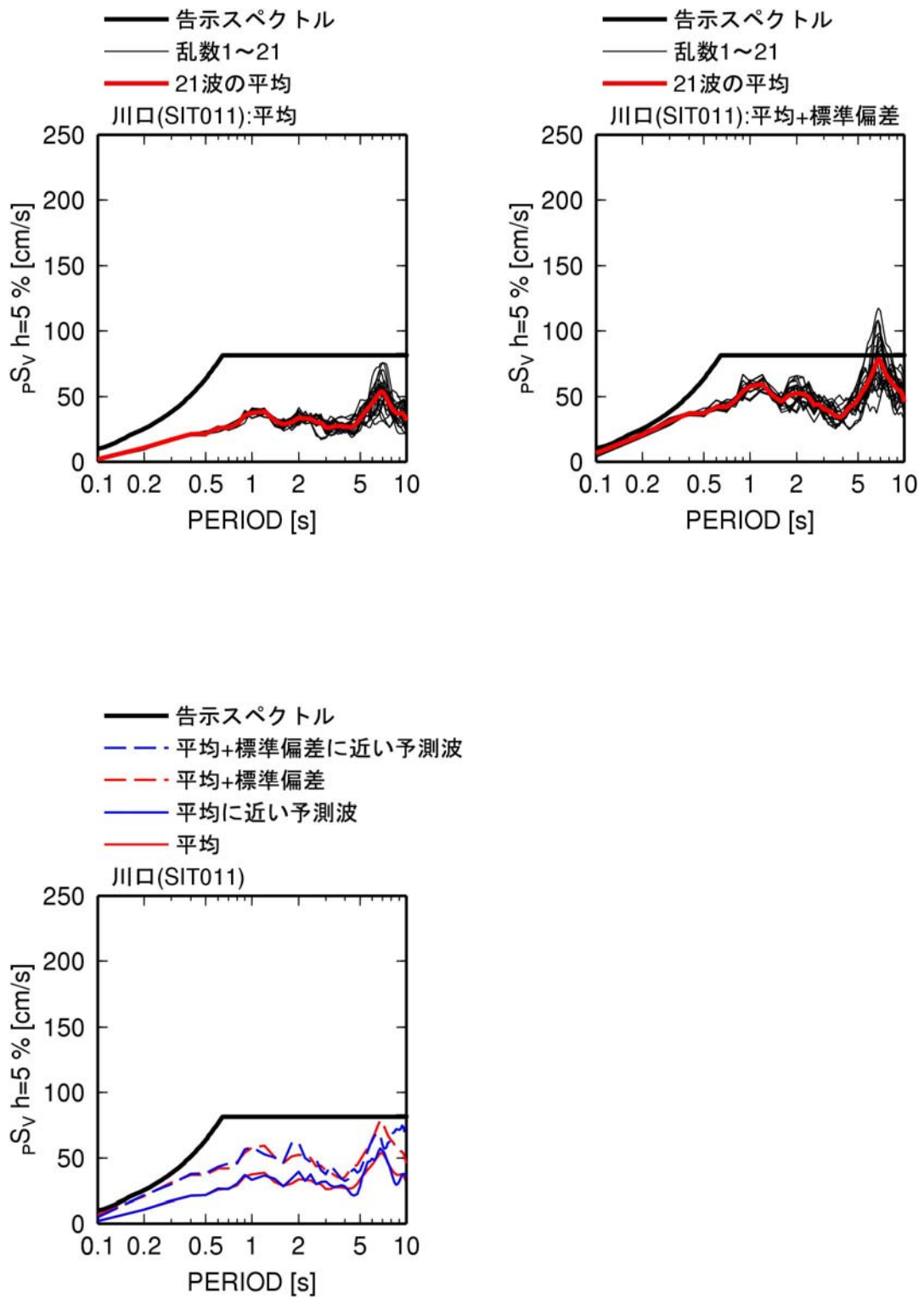


図 3. 3-34 川口(SITO11)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

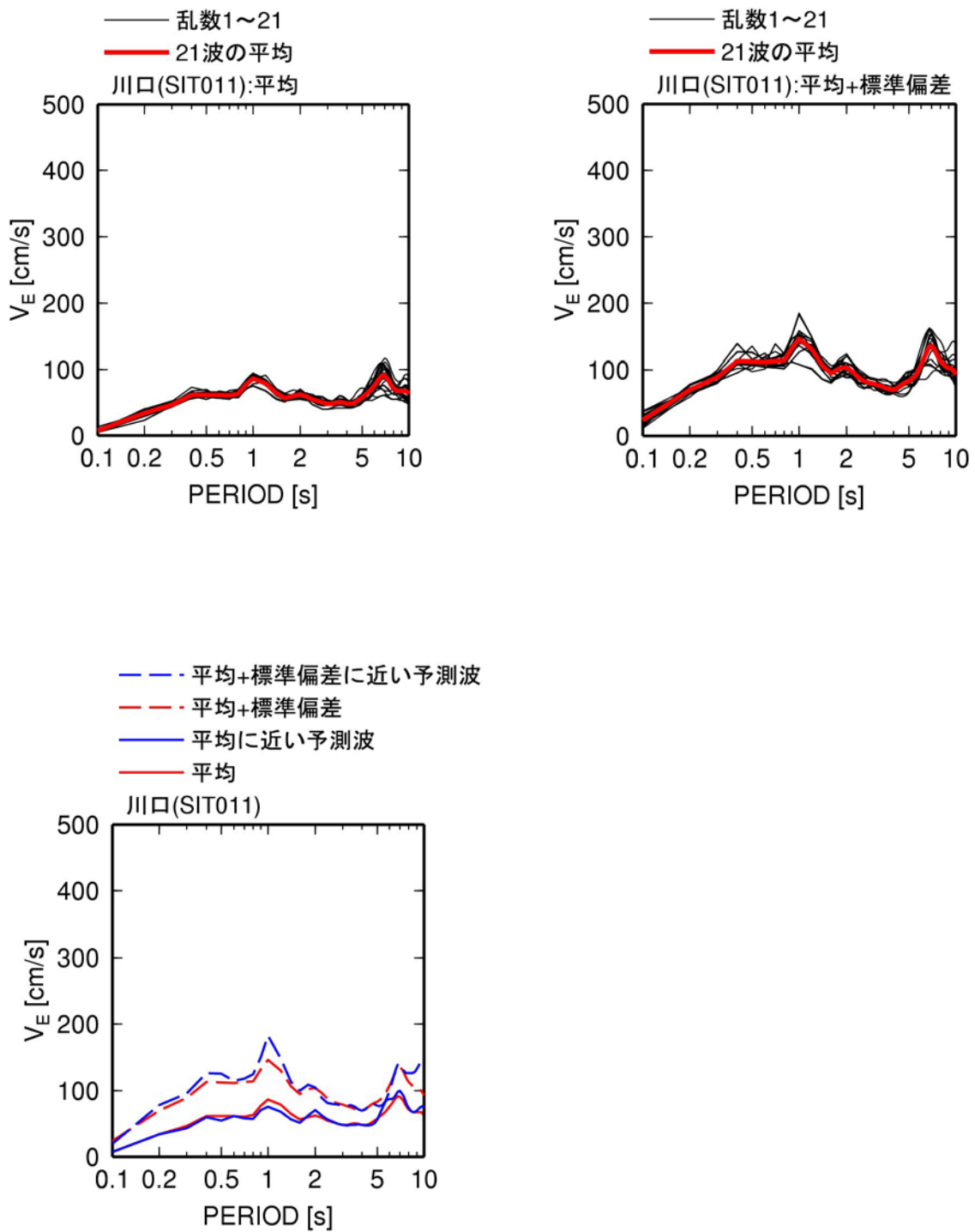


図 3.3-35 川口(SIT011)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

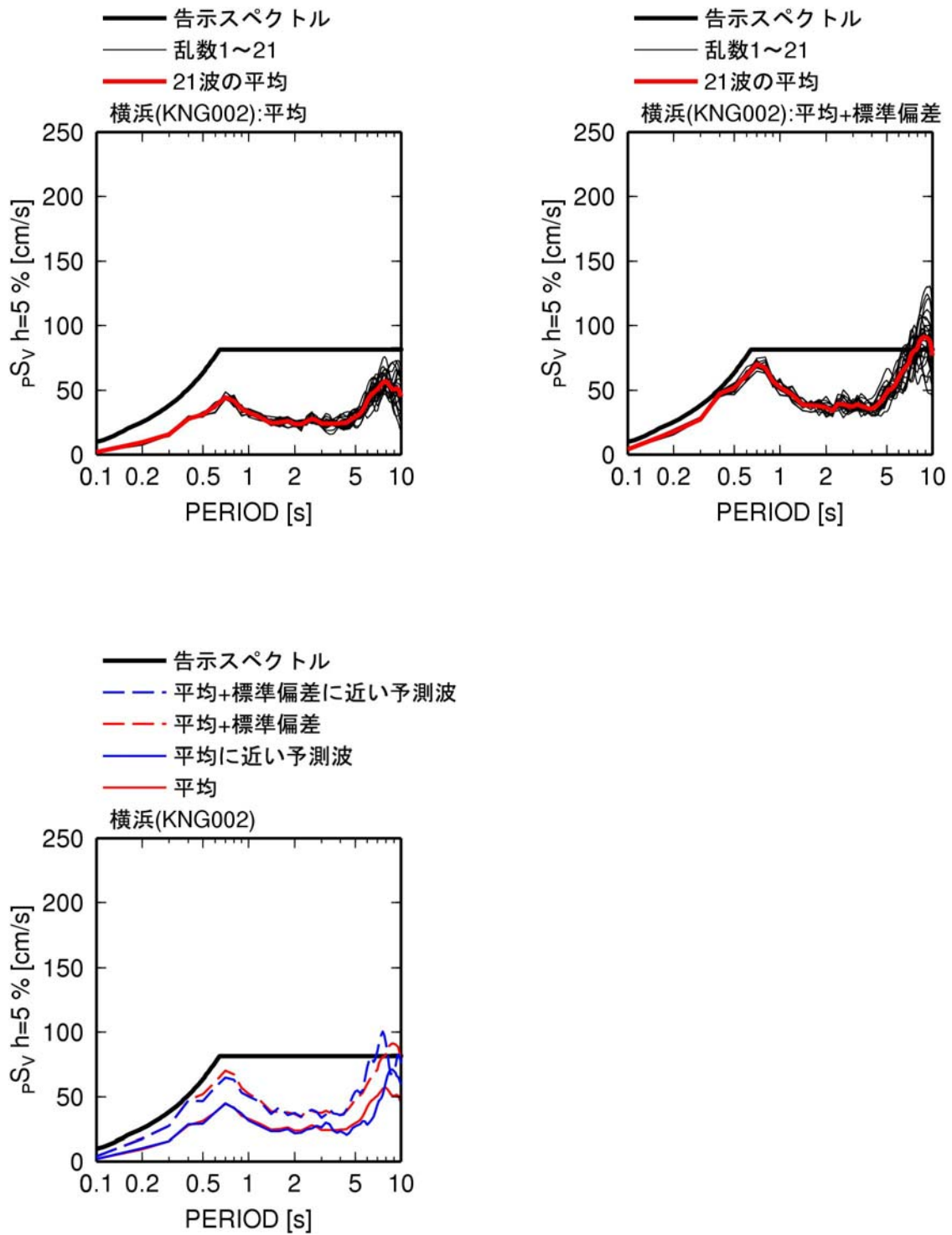


図 3.3-36 横浜(KNG002)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

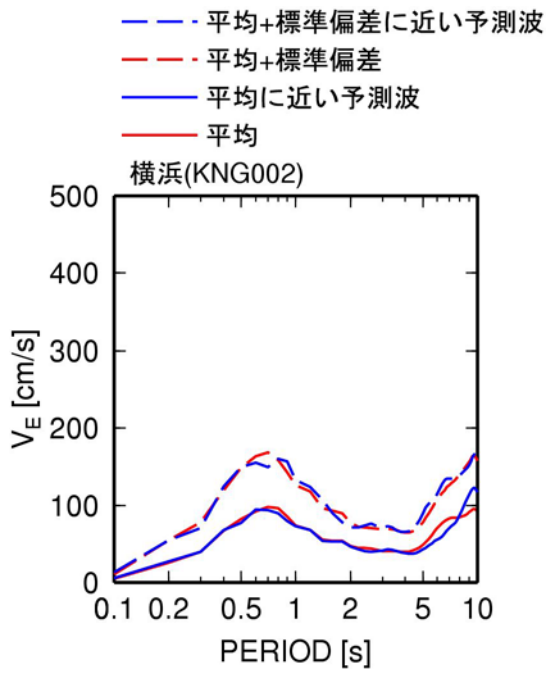
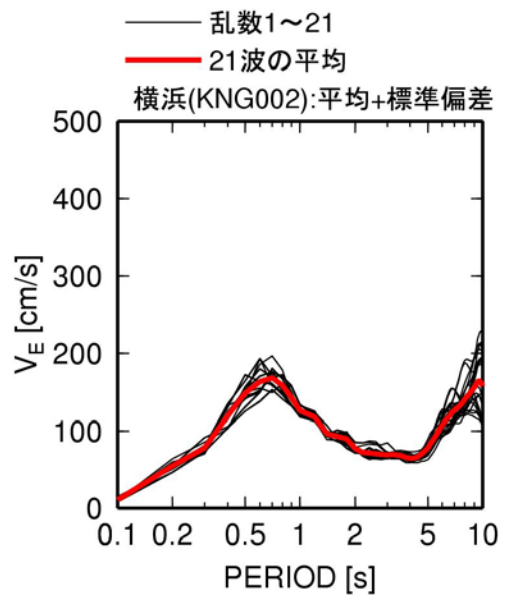
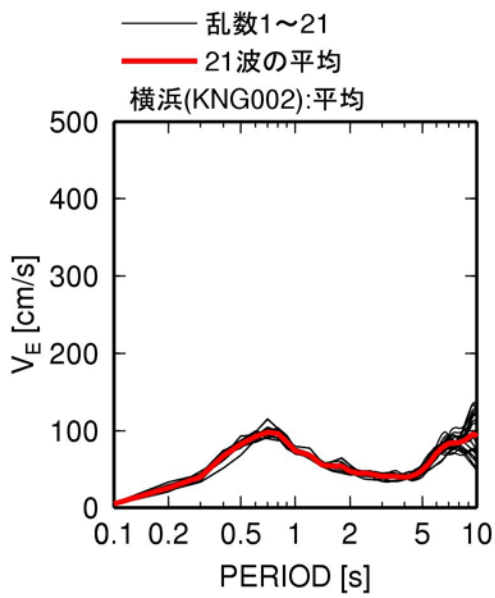


図 3. 3-37 横浜(KNG002)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

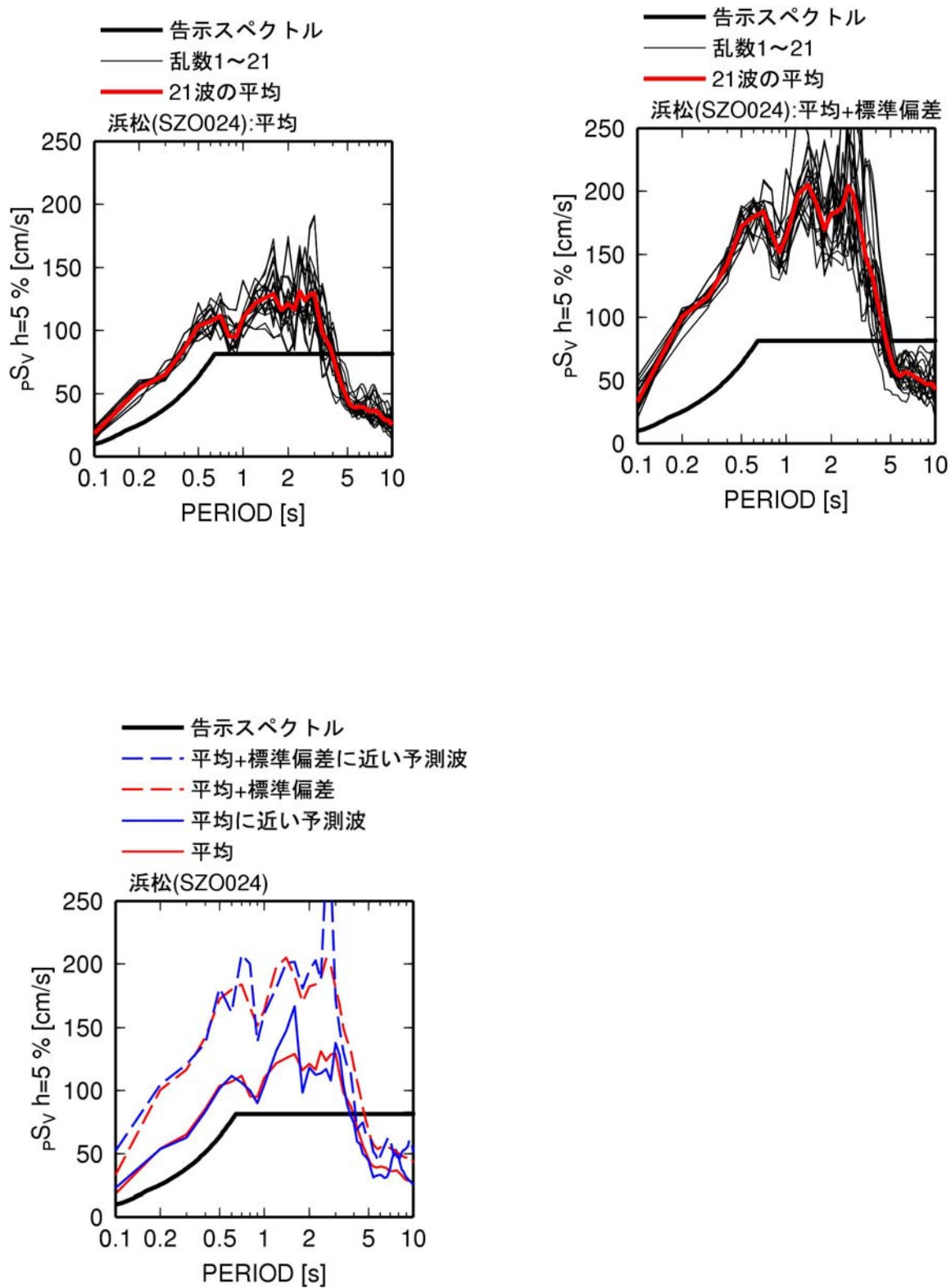


図 3.3-38 浜松 (SZO024) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

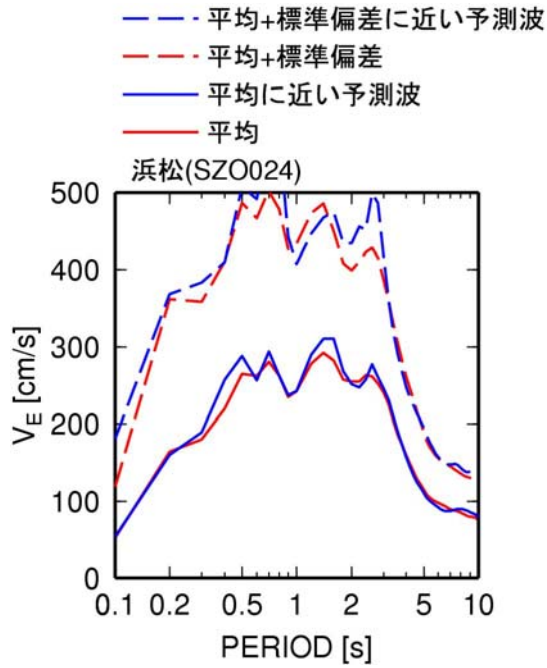
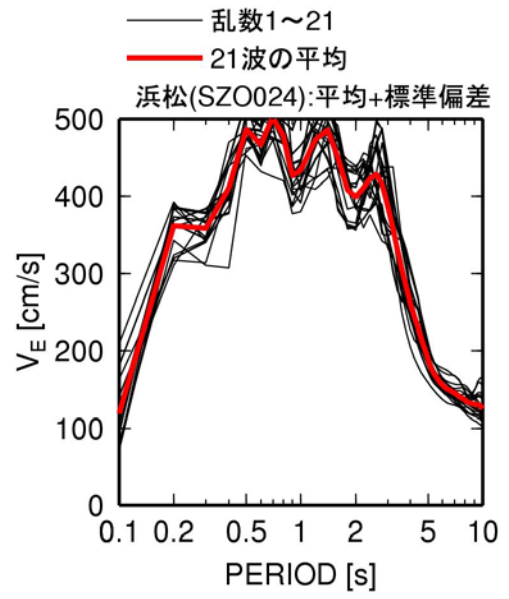
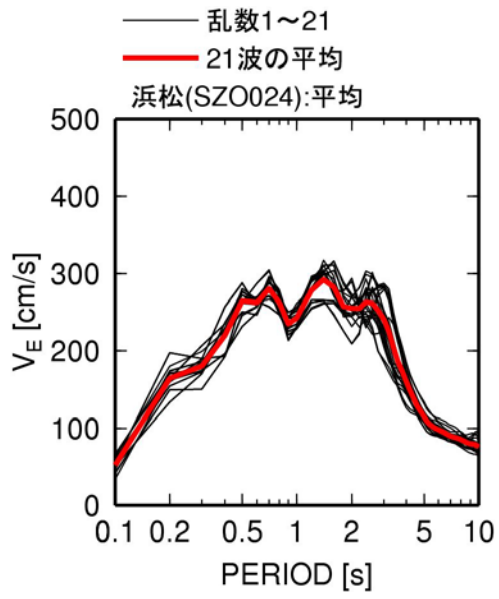


図 3. 3-39 浜松 (SZO024) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

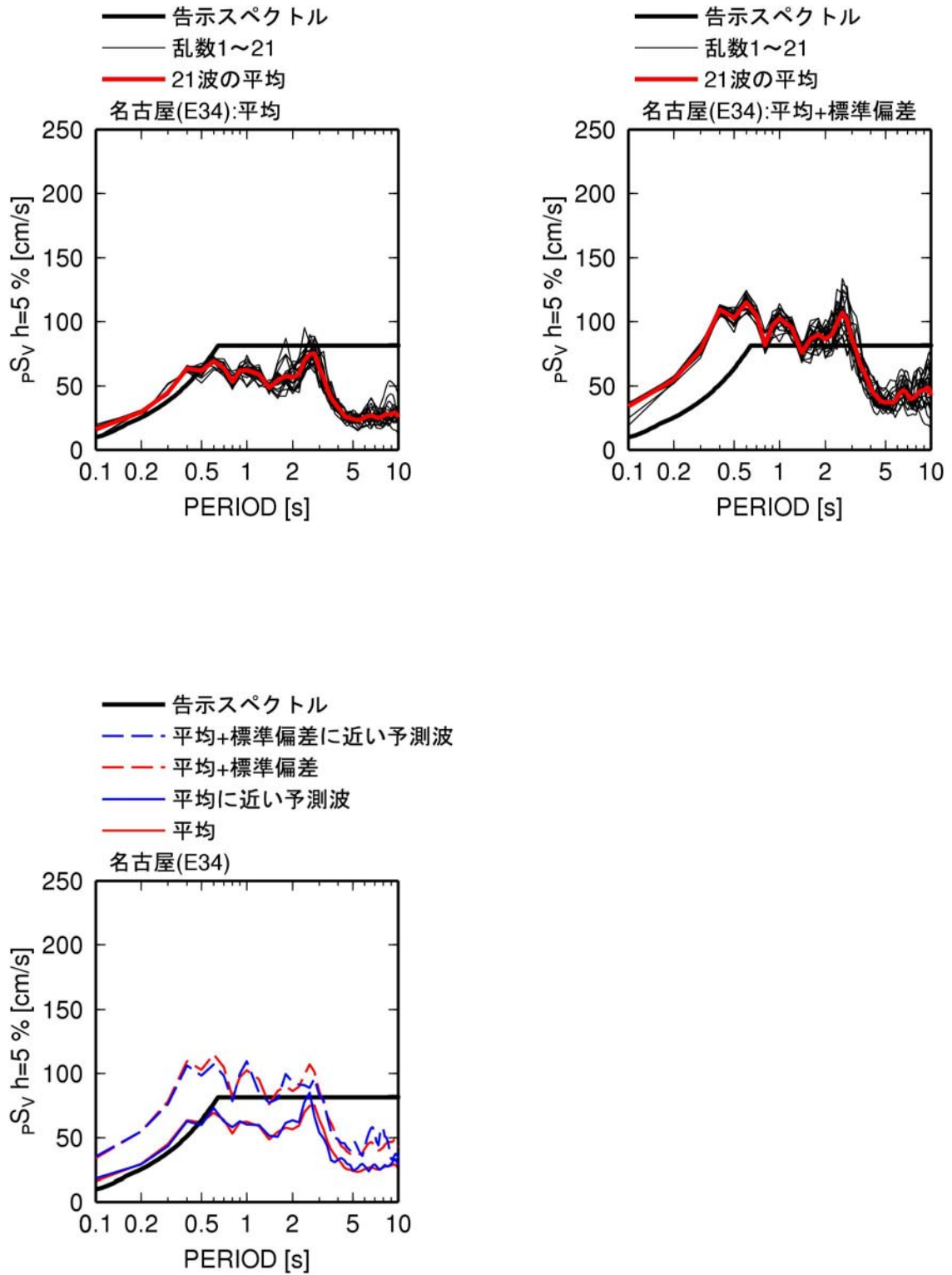


図 3.3-40 名古屋 (E34) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

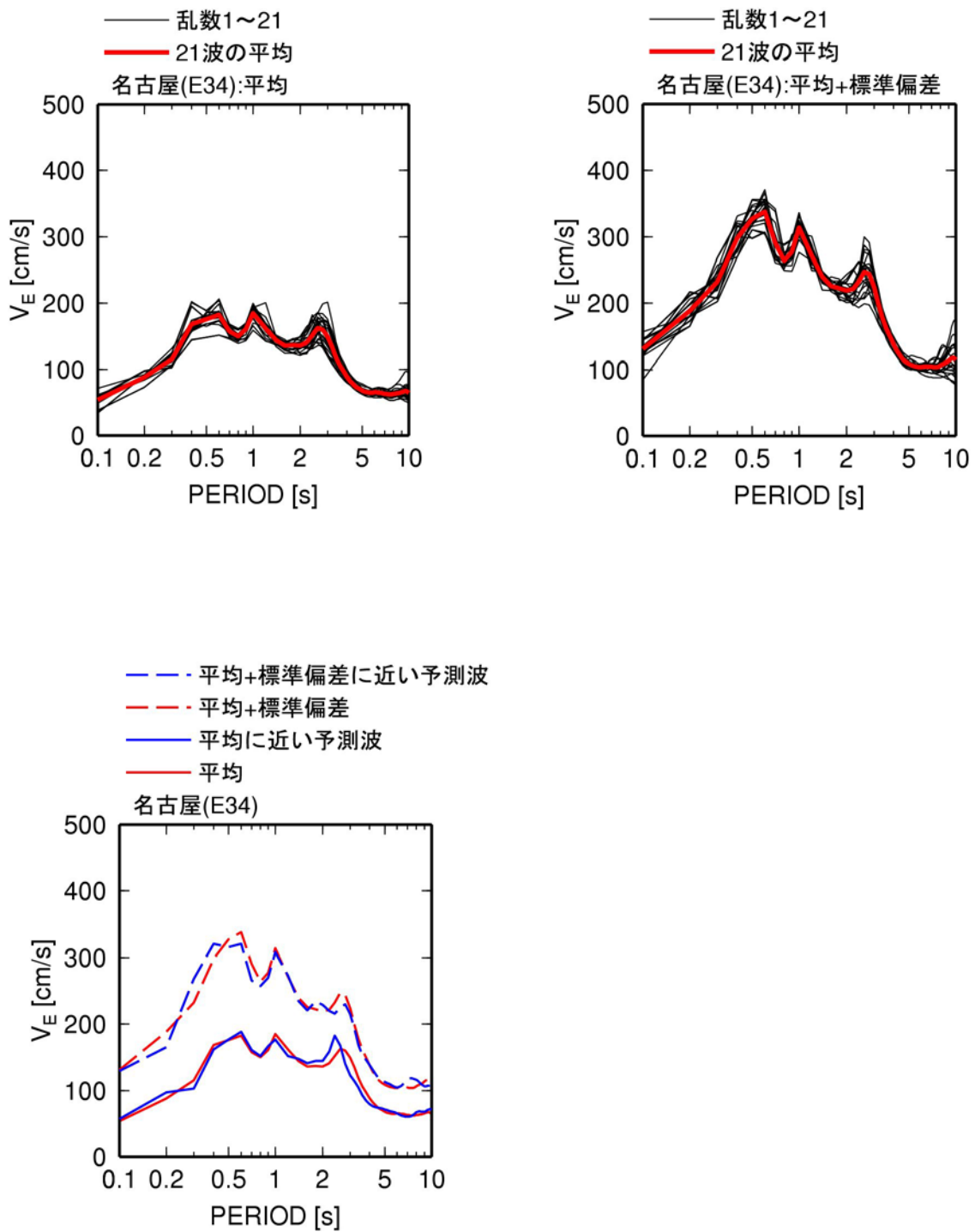


図 3.3-41 名古屋(E34)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

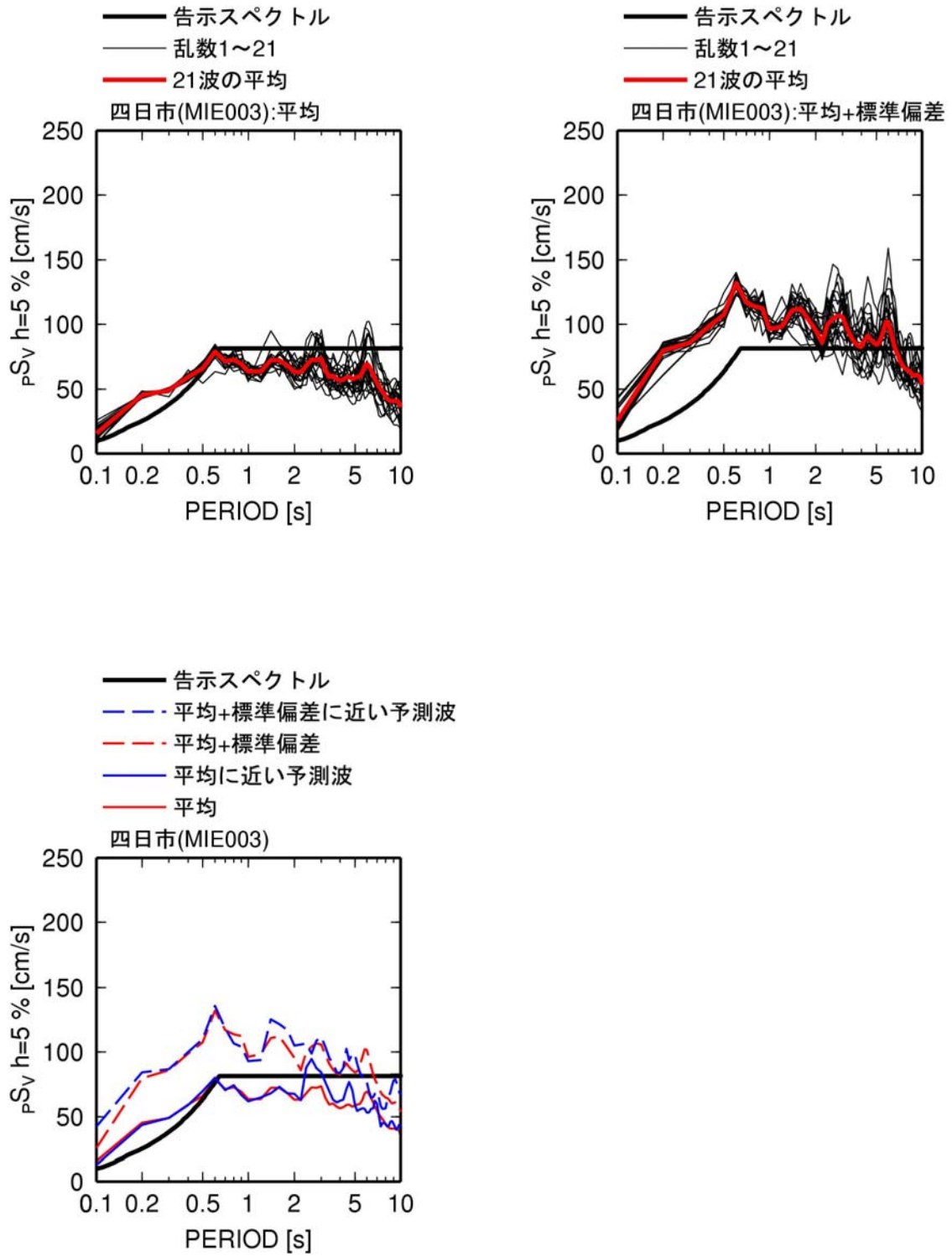


図 3.3-42 四日市(MIE003)での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

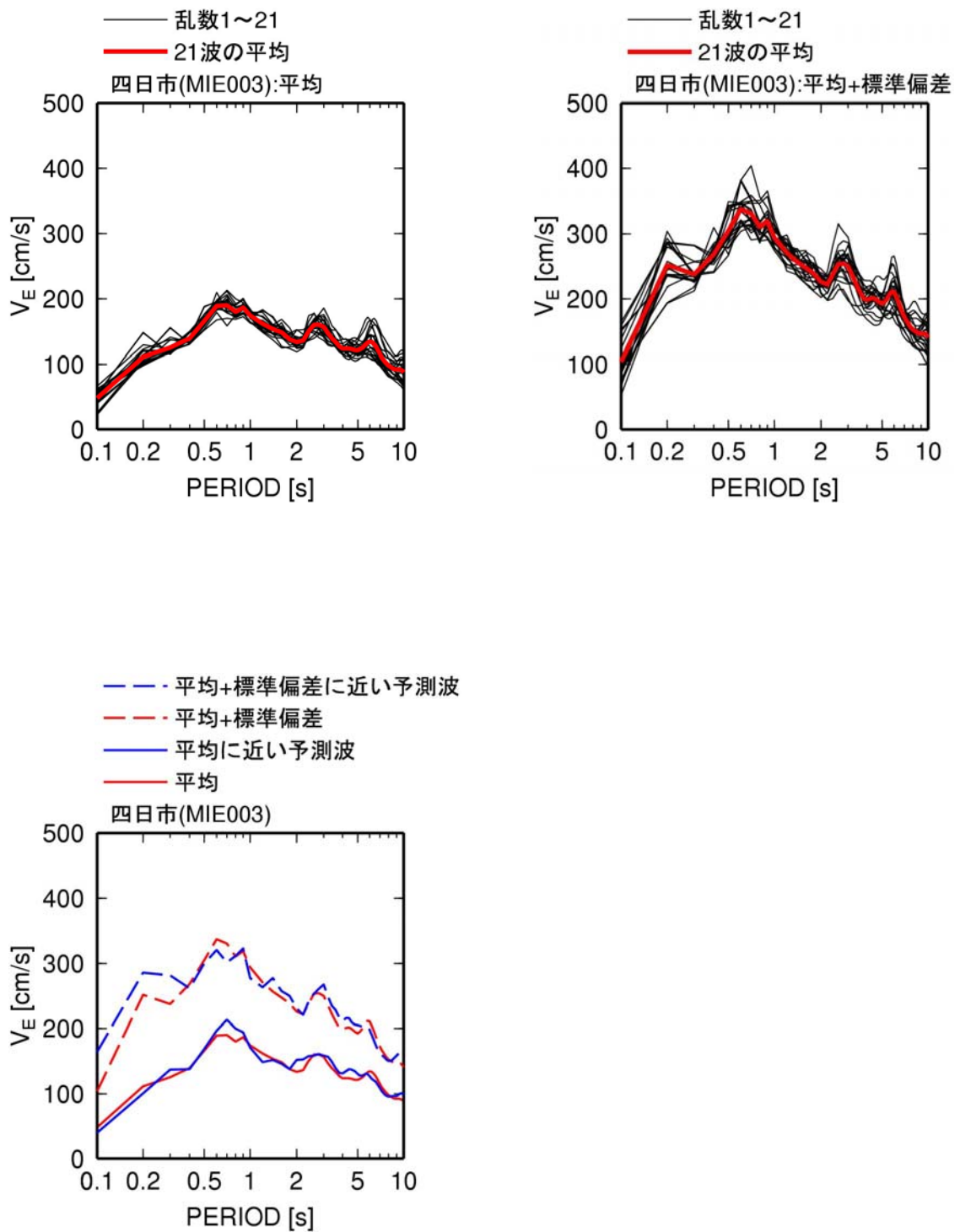


図 3. 3-43 四日市 (MIE003) での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

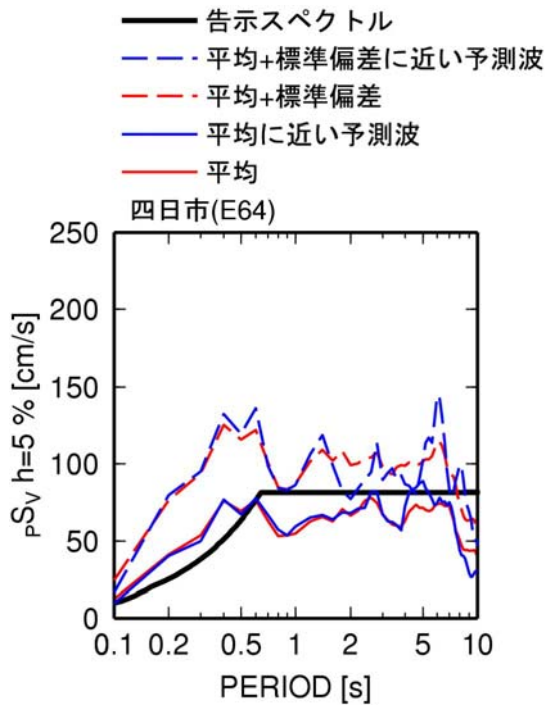
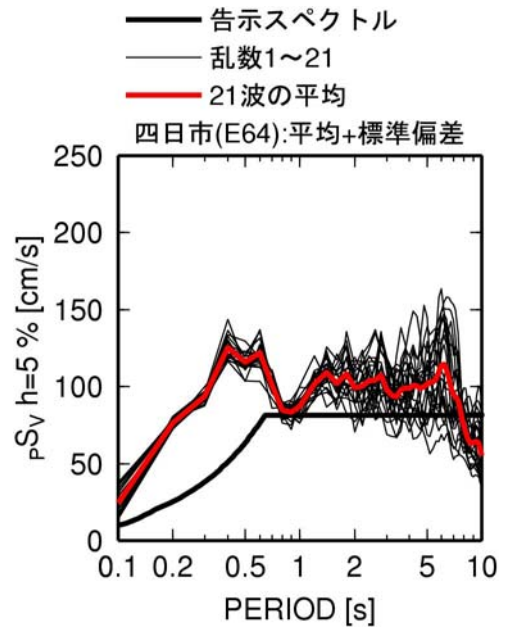
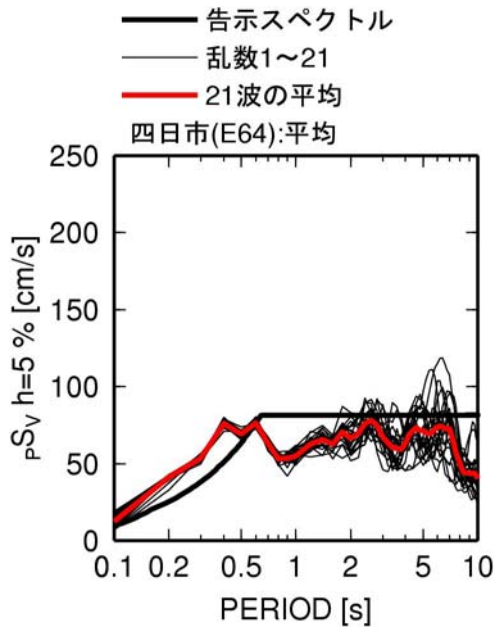


図 3.3-44 四日市 (E64) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

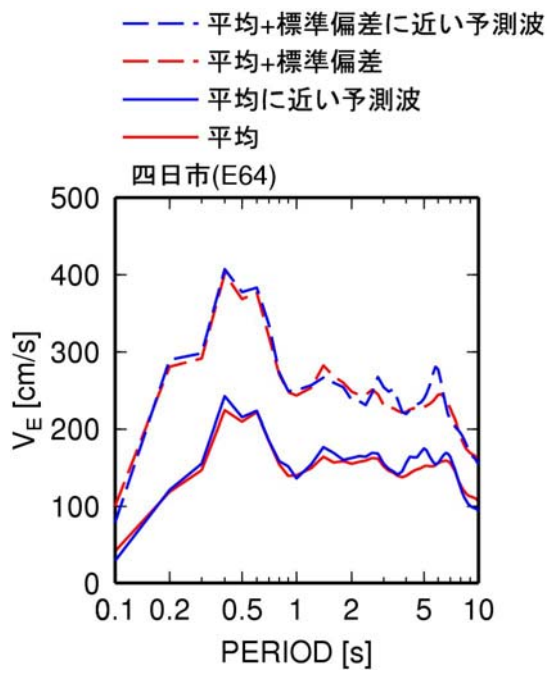
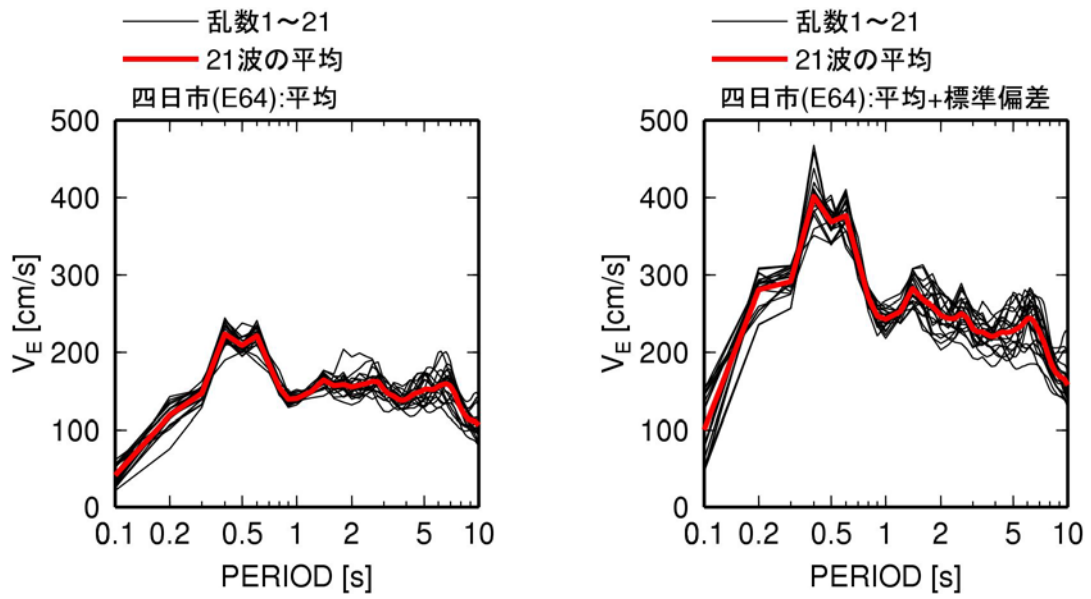


図 3. 3-45 四日市(E64)の東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

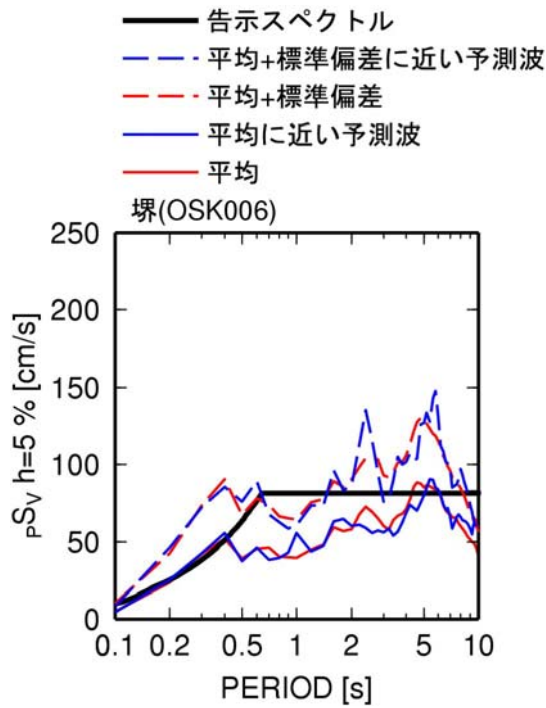
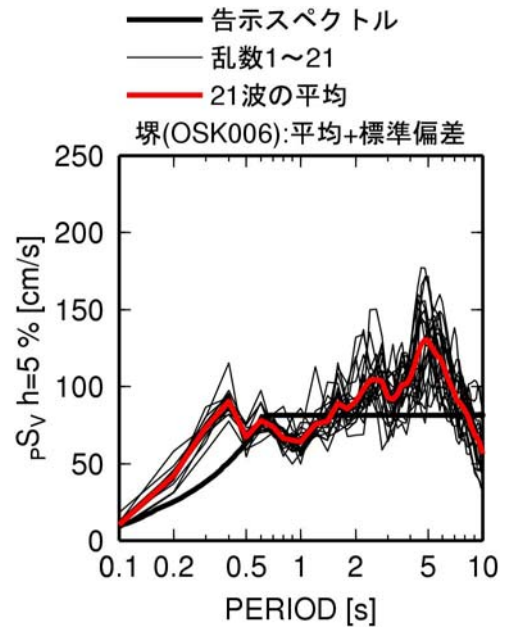
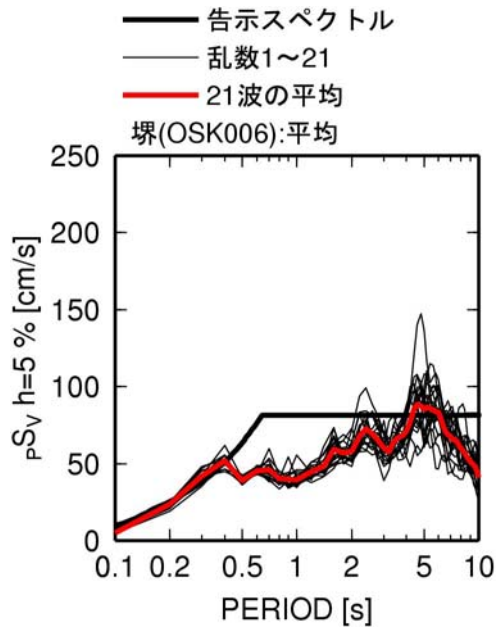


図 3.3-46 堺 (OSK006) での東海・東南海・南海地震の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

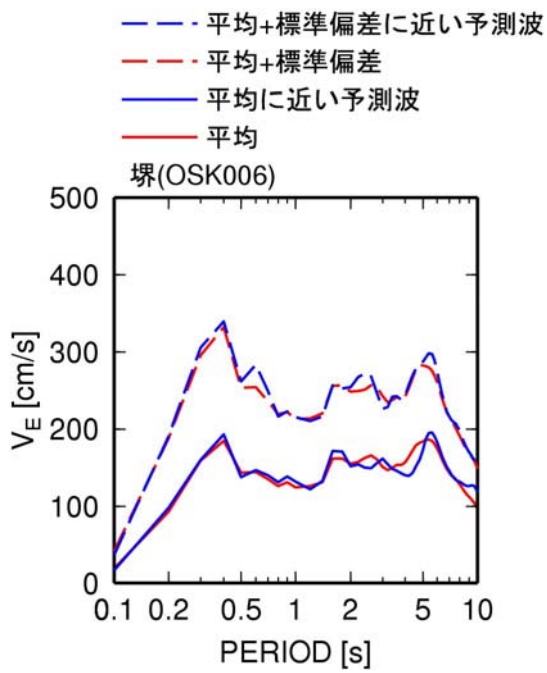
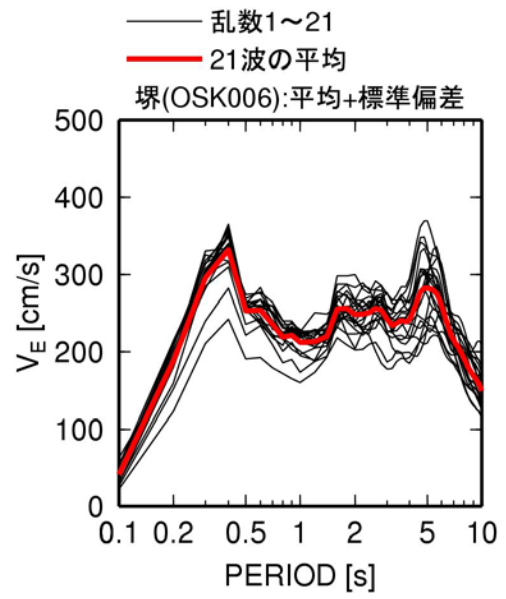
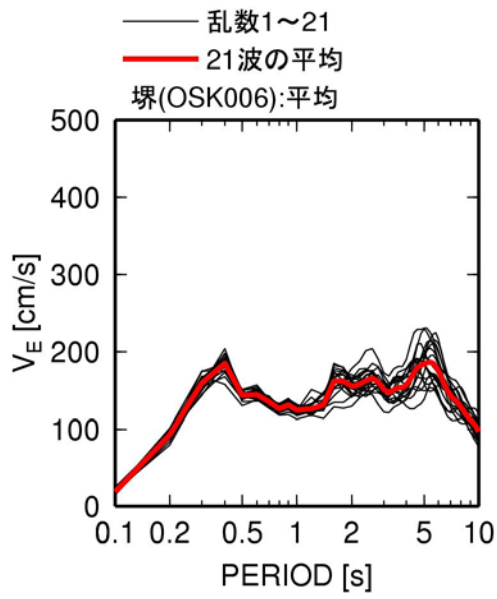


図 3.3-47 堺(OSK006)での東海・東南海・南海地震のエネルギースペクトル

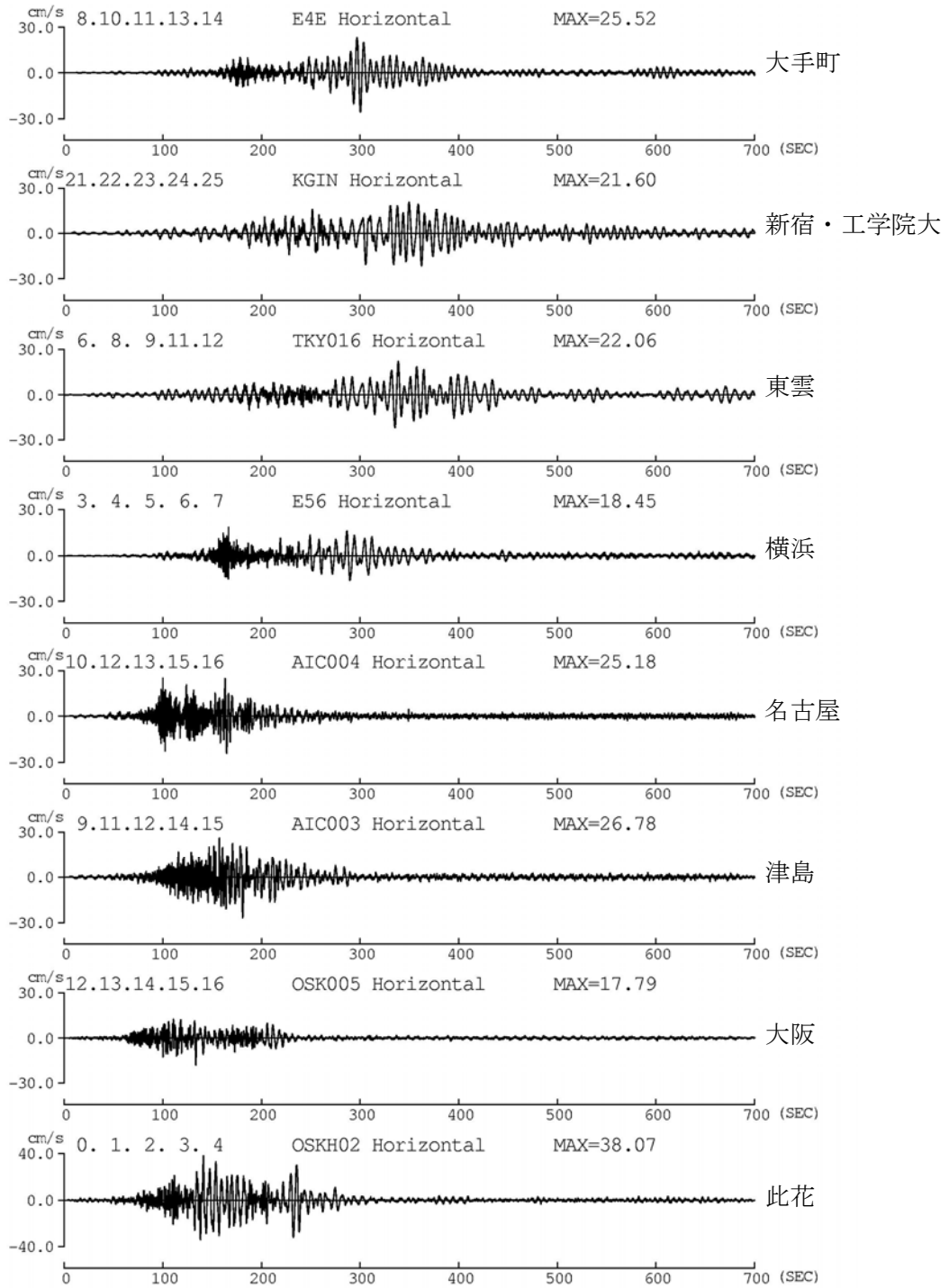


図 3.3-48 代表 8 観測点での速度波形(平均)

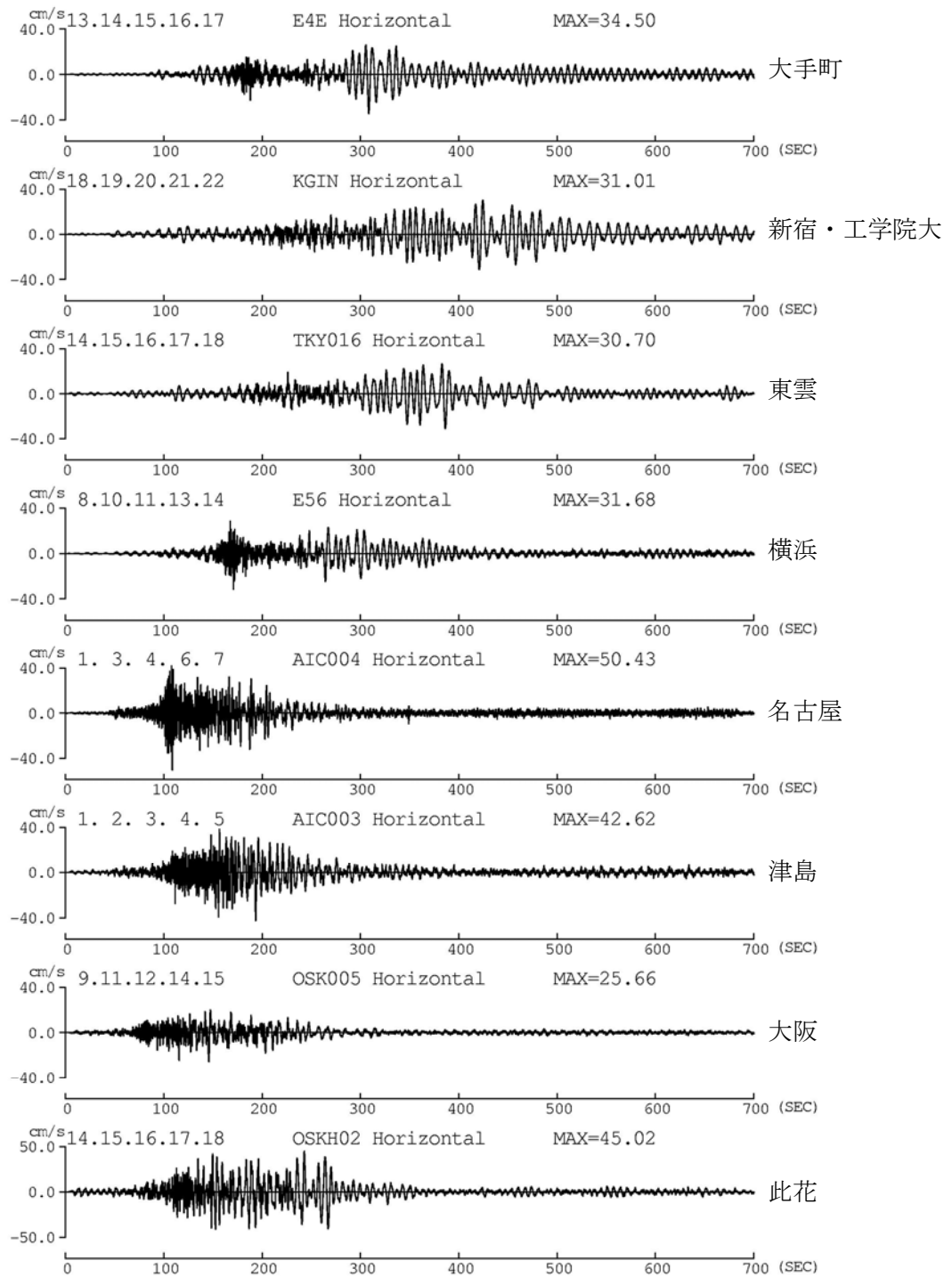


図 3.3-49 代表 8 観測点での速度波形(平均+標準偏差)

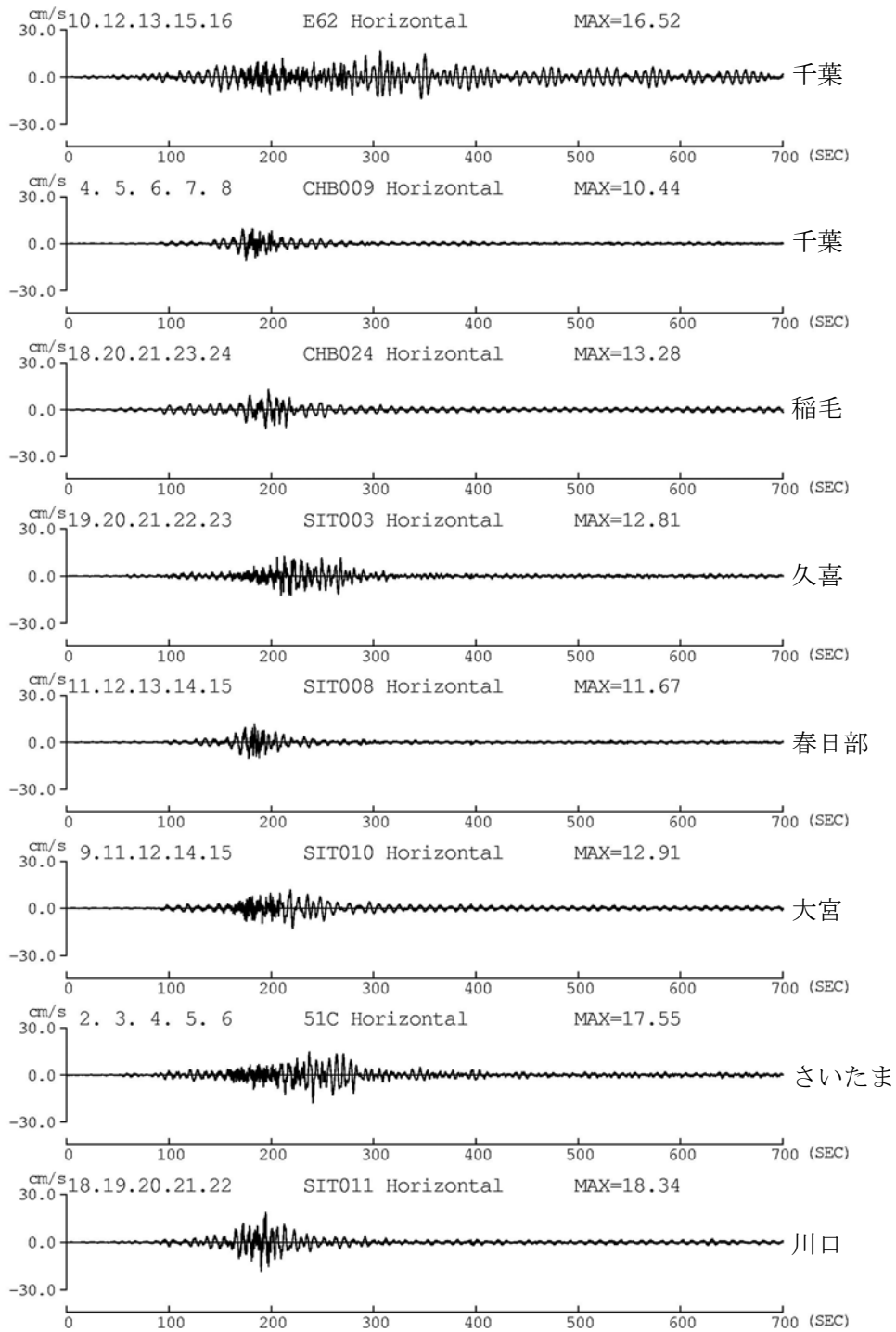


図 3.3-50 追加観測点(千葉県、埼玉県)での速度波形(平均)

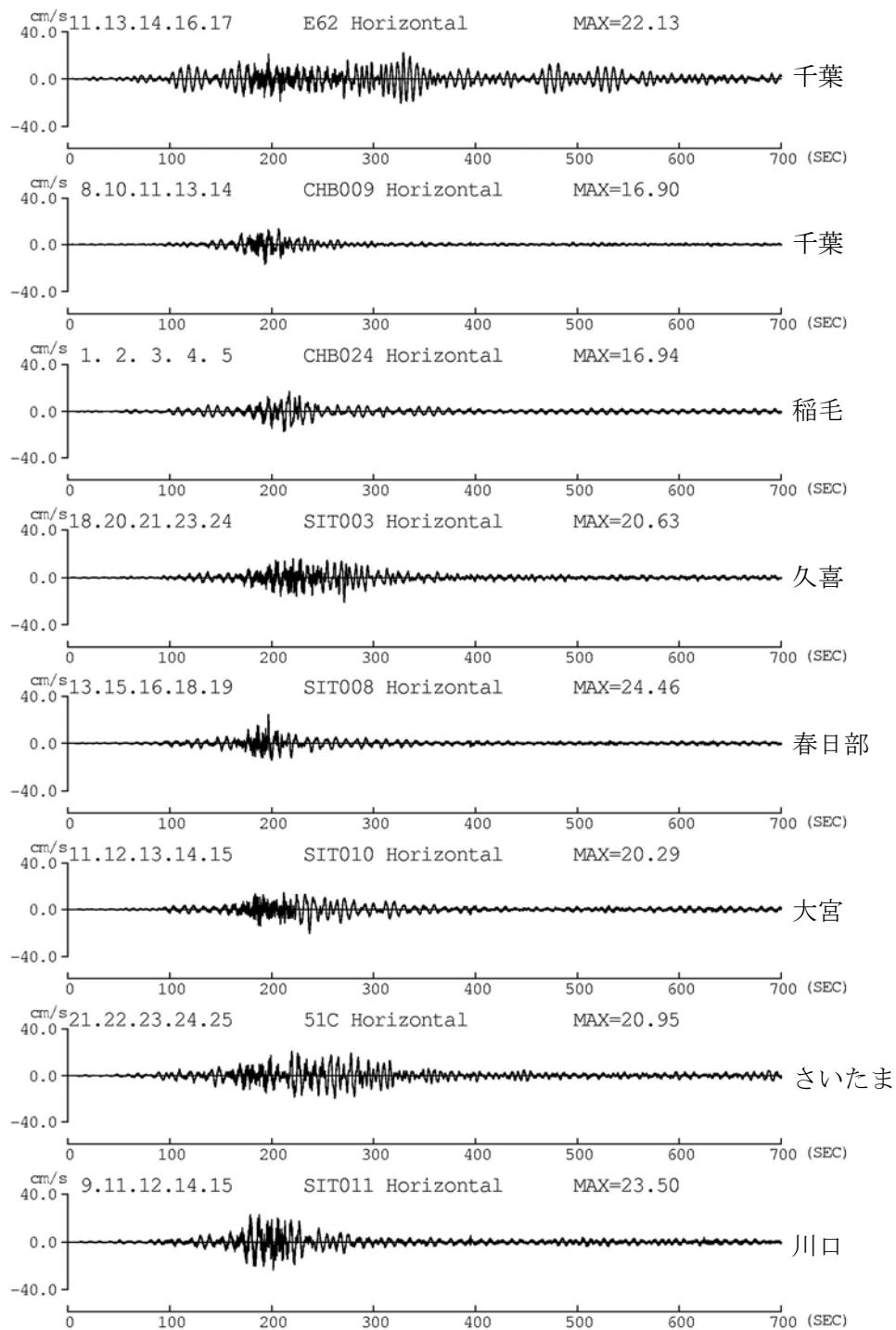


図 3.3-51 追加観測点(千葉県、埼玉県)での速度波形(平均+標準偏差)

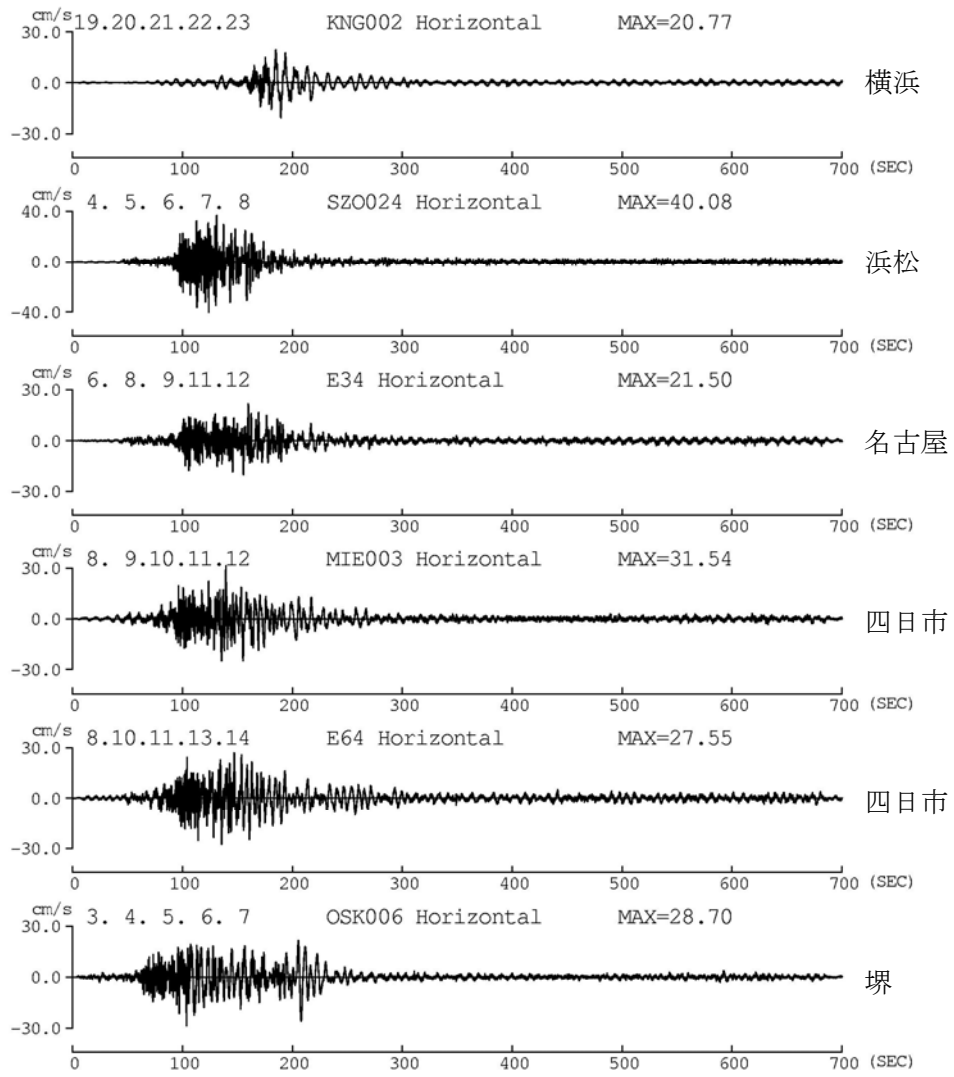


図 3.3-52 追加観測点(横浜、浜松、濃尾平野、大阪平野)での速度波形(平均)

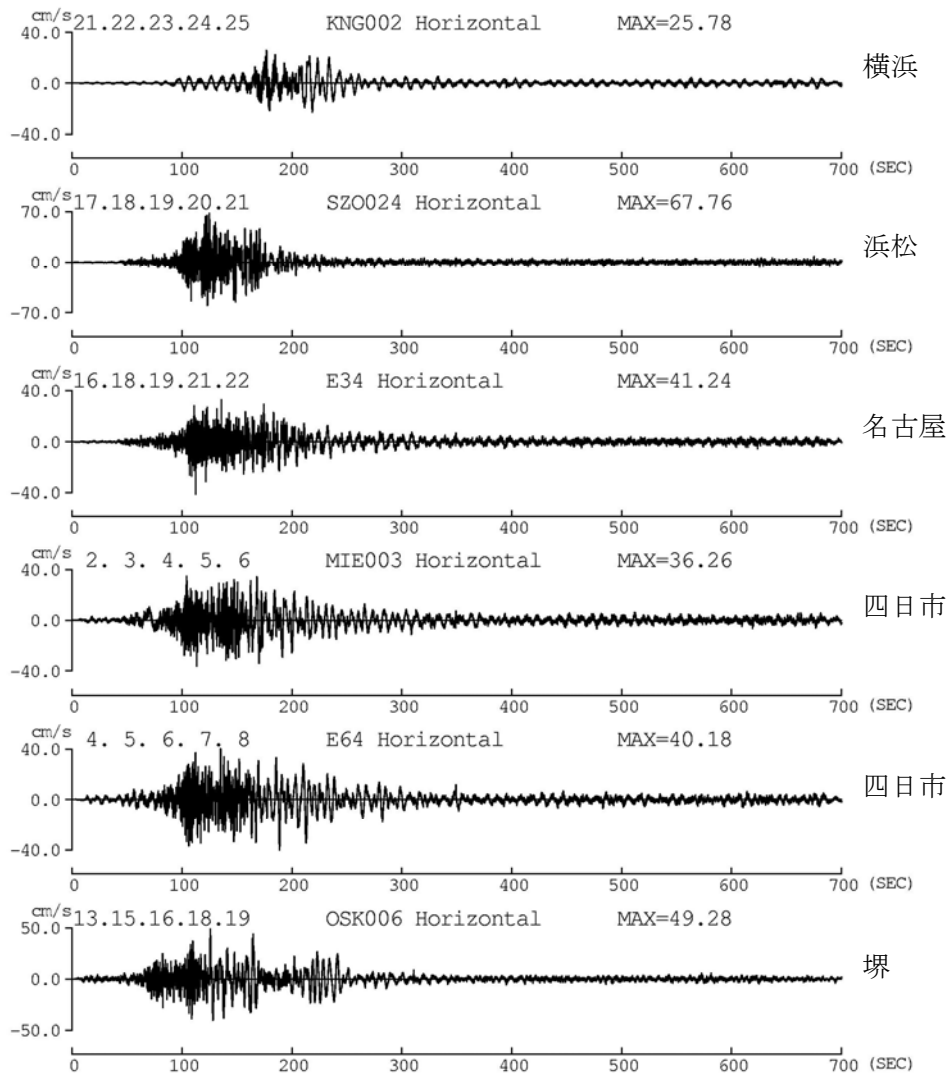


図 3.3-53 追加観測点(横浜、浜松、濃尾平野、大阪平野)での速度波形(平均+標準偏差)

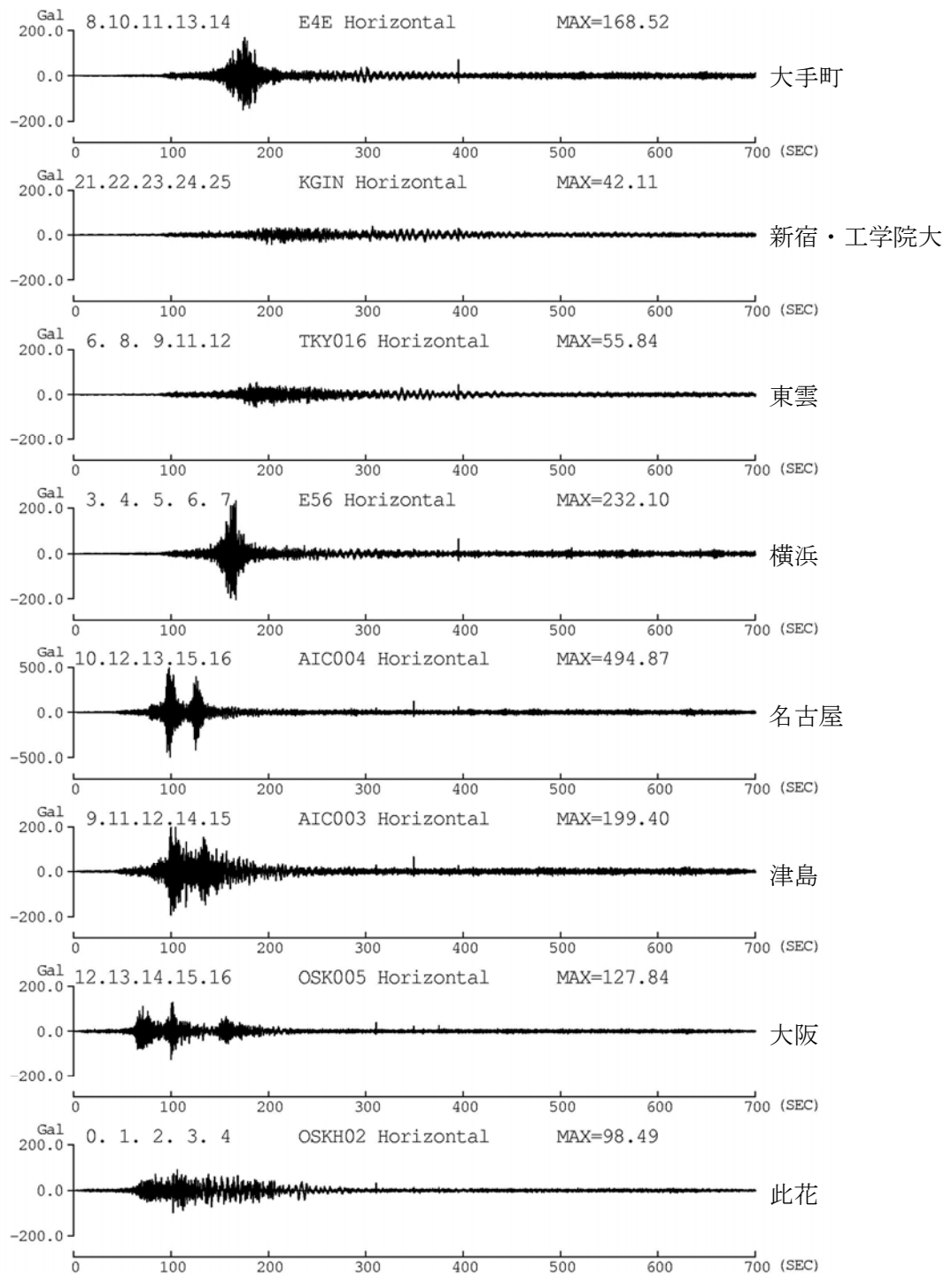


図 3.3-54 代表 8 観測点での加速度波形 (平均)

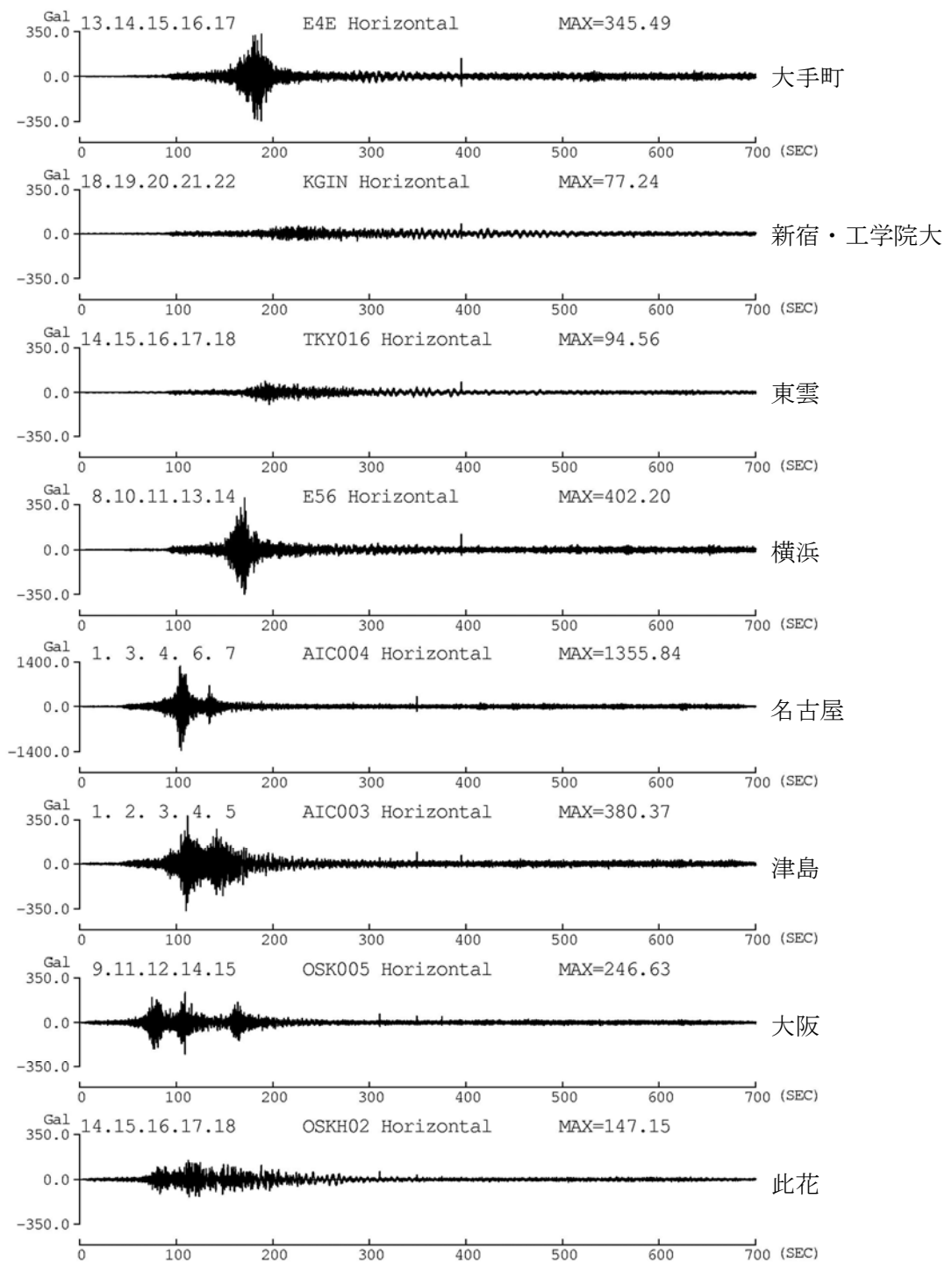


図 3.3-55 代表 8 観測点での加速度波形(平均+標準偏差)

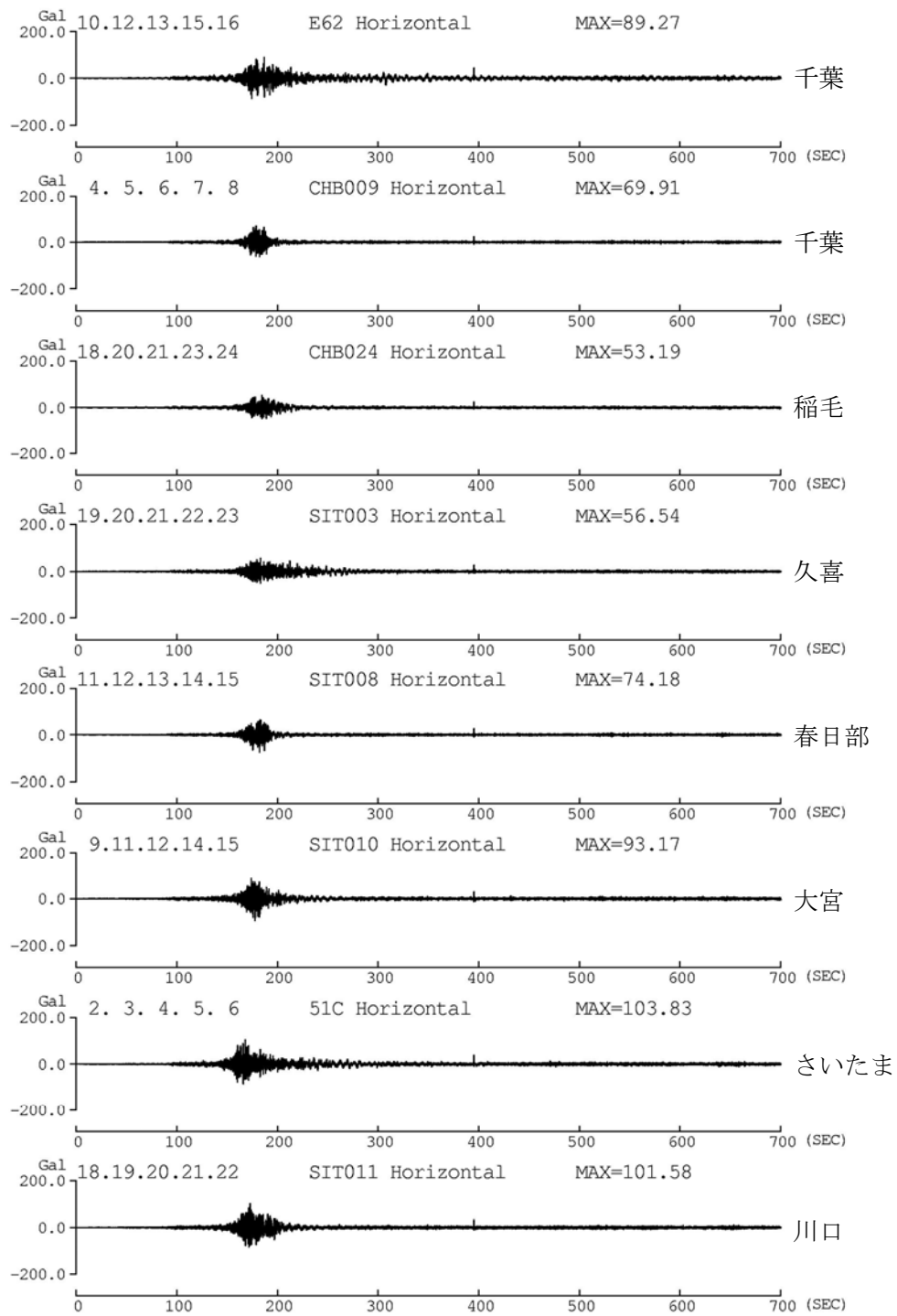


図 3.3-56 追加観測点(千葉県、埼玉県)での速度波形(平均)

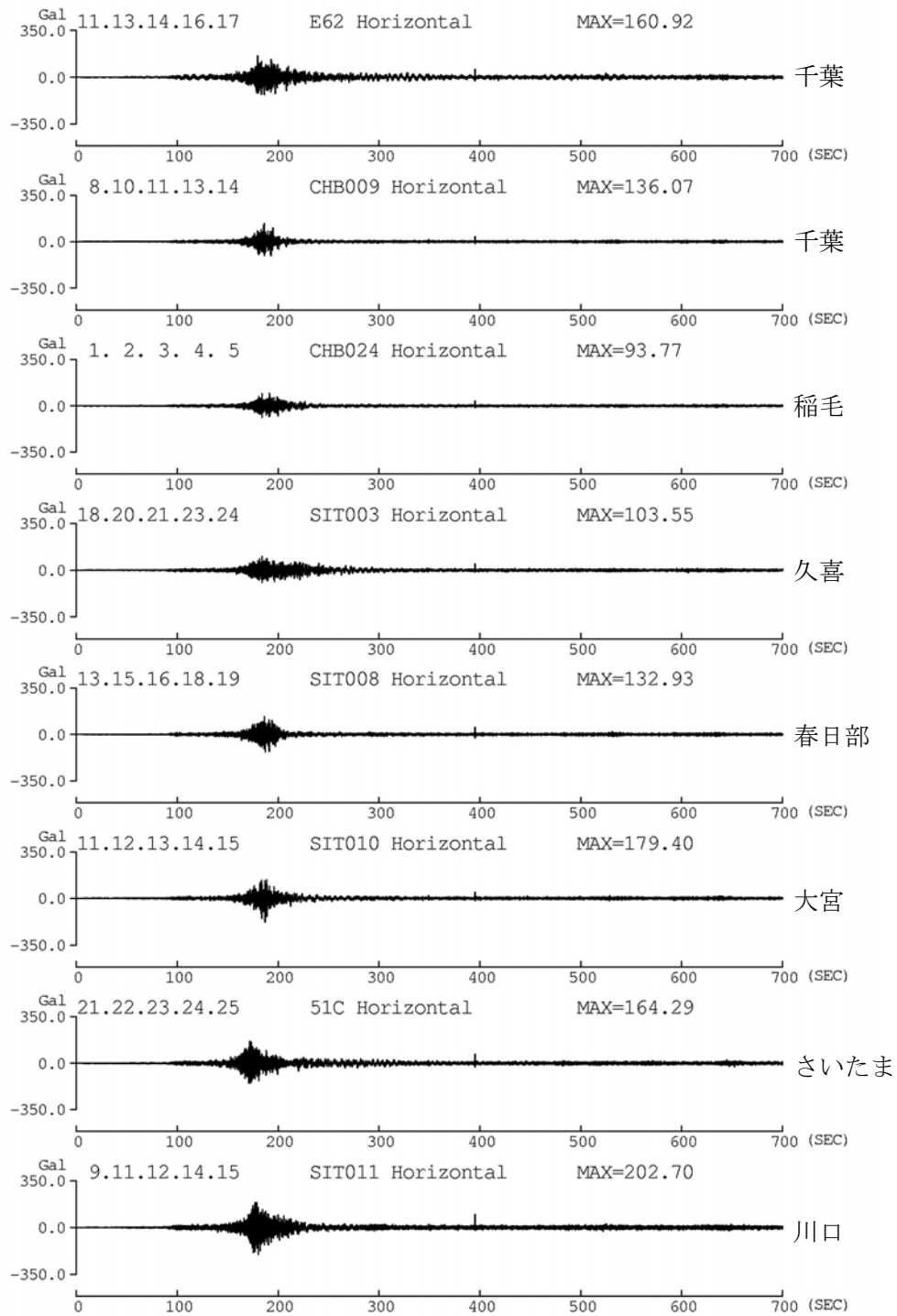


図 3.3-57 追加観測点(千葉県、埼玉県)での速度波形(平均+標準偏差)

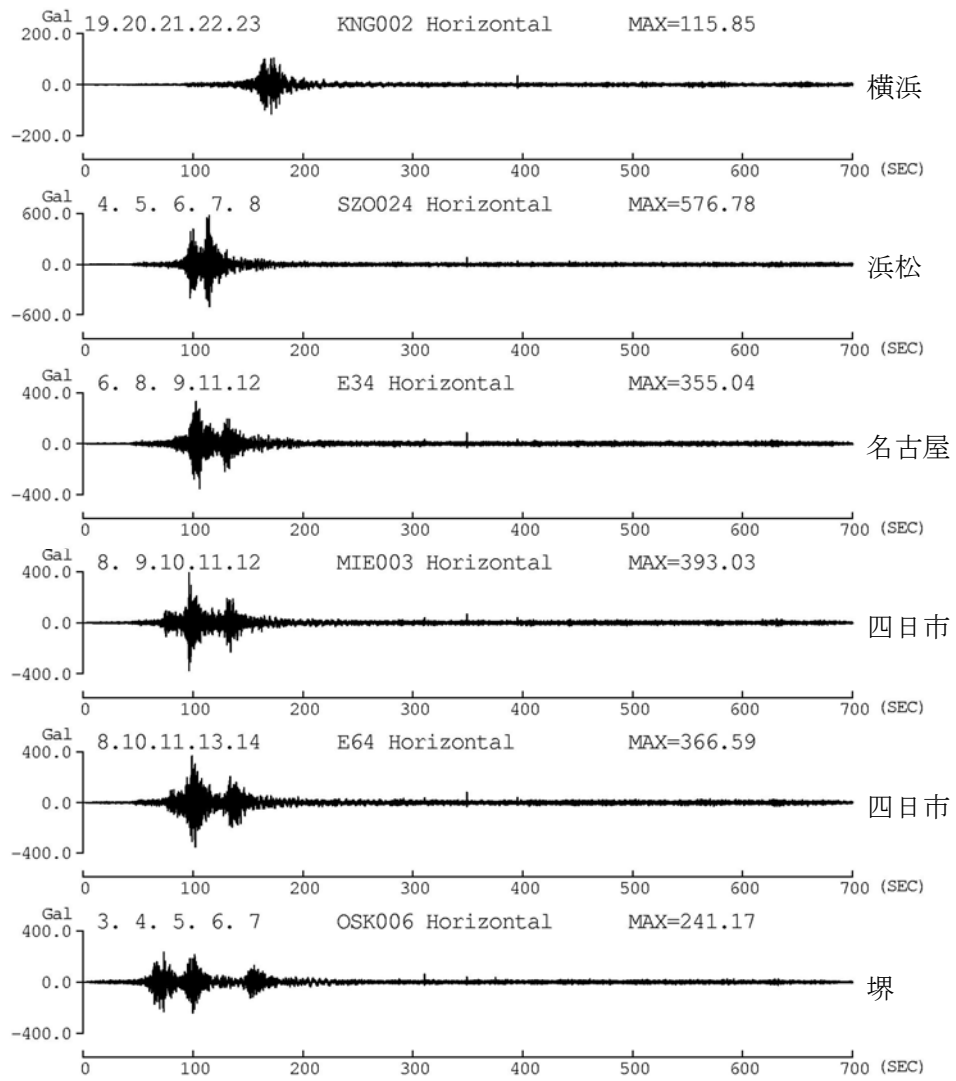


図 3.3-58 追加観測点(横浜、浜松、濃尾平野、大阪平野)での加速度波形(平均)

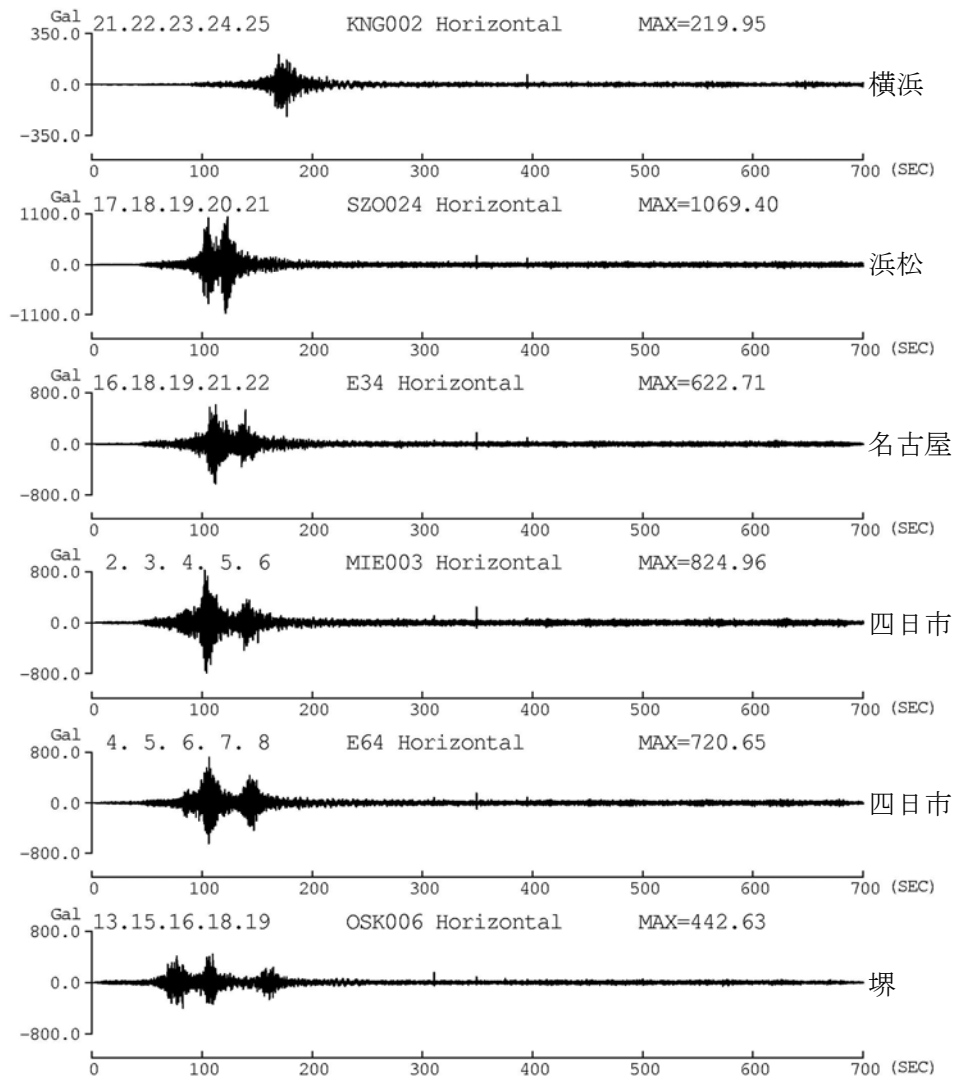


図 3.3-59 追加観測点(横浜、浜松、濃尾平野、大阪平野)での加速度波形(平均+標準偏差)

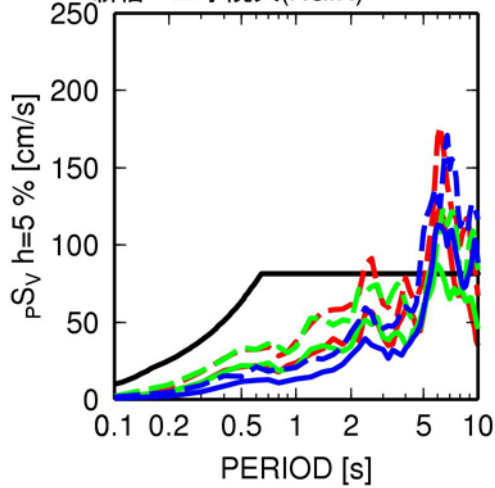
表 3.3-3 オリジナル版で作している関東平野の地表での計算波(地震本部の震源モデル以外のもの)の最大速度[cm/s] (黄色は、建物応答用の波)

		関東平野							
		E4E(大手町)		工学院大学(新宿)		TKY016(東雲)		E56(横浜)	
		平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差
東南海地震 (Mw8. 2)	乱数1	11.7	13.5	7.5	11.9	8.2	11.3	9.9	15.2
	乱数2	9.5	19.9	10.0	10.4	10.7	14.4	13.7	15.6
東南海・東海地震 (Mw8. 3)	乱数1	18.6	37.0	21.5	27.7	26.8	44.9	32.0	44.8
	乱数2	23.7	37.6	16.9	21.7	17.7	27.3	22.0	38.2

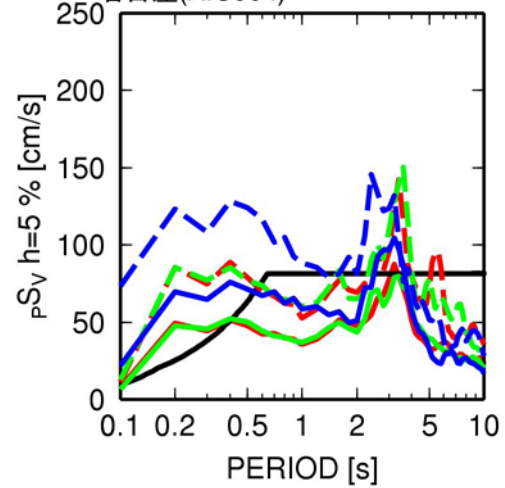
表 3.3-4 オリジナル版で作している大阪平野と濃尾平野の地表での計算波(地震本部の震源モデル以外のもの)の最大速度[cm/s](黄色は、建物応答用の波)

		大阪平野				濃尾平野			
		OSKH02(此花)		OSK005(大阪)		AIC003(津島)		AIC004(名古屋)	
		平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差	平均	平均+回帰誤差
南海地震 (Mw8. 5)	乱数1	30.4	45.5	9.8	15.5	11.5	17.9	6.0	9.0
	乱数2	34.2	47.2	9.4	14.7	12.9	16.8	5.8	9.8
東南海地震 (Mw8. 2)	乱数1	26.5	49.4	11.4	17.4	27.2	35.8	16.8	29.3
	乱数2	32.2	38.6	13.3	21.4	29.7	41.3	22.3	26.8
南海・東南海地震 (Mw8. 6)	乱数1	39.0	74.6	15.3	25.9	24.3	37.1	19.3	25.2
	乱数2	43.4	54.9	18.0	22.1	32.5	41.9	21.6	34.6
東南海・東海地震 (Mw8. 3)	乱数1	31.8	44.5	11.8	16.0	33.0	55.4	21.6	32.3
	乱数2	32.2	45.7	10.9	16.3	31.0	50.0	22.3	39.2

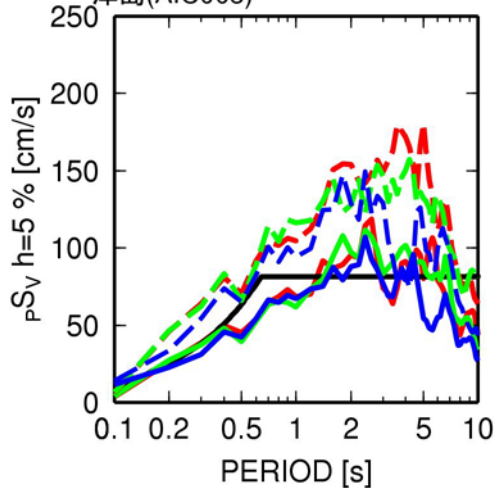
- 東海・東南海・南海地震(平均+標準偏差)
- 東海・東南海・南海地震(平均)
- 告示スペクトル
- 東海・東南海地震(乱数2:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数2:平均)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均)



- 東海・東南海・南海地震(平均+標準偏差)
- 東海・東南海・南海地震(平均)
- 告示スペクトル
- 東海・東南海地震(乱数2:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数2:平均)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均)



- 東海・東南海・南海地震(平均+標準偏差)
- 東海・東南海・南海地震(平均)
- 告示スペクトル
- 東海・東南海地震(乱数2:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均+標準偏差)
- 東海・東南海地震(乱数2:平均)
- 東海・東南海地震(乱数1:平均)



- 東海・東南海・南海地震(平均+標準偏差)
- 東海・東南海・南海地震(平均)
- 告示スペクトル
- 南海地震(乱数2:平均+標準偏差)
- 南海地震(乱数1:平均+標準偏差)
- 南海地震(乱数2:平均)
- 南海地震(乱数1:平均)

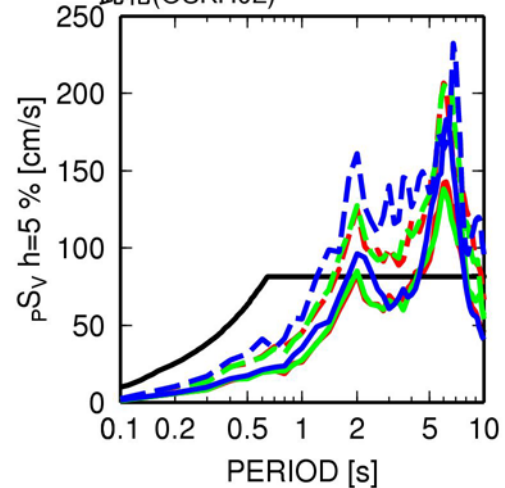


図 3.3-60 オリジナル版で作成した建物応答用に提供した計算波(赤と緑)と改良版の経験式に基づく東海・東南海・南海地震の計算波(青)の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較

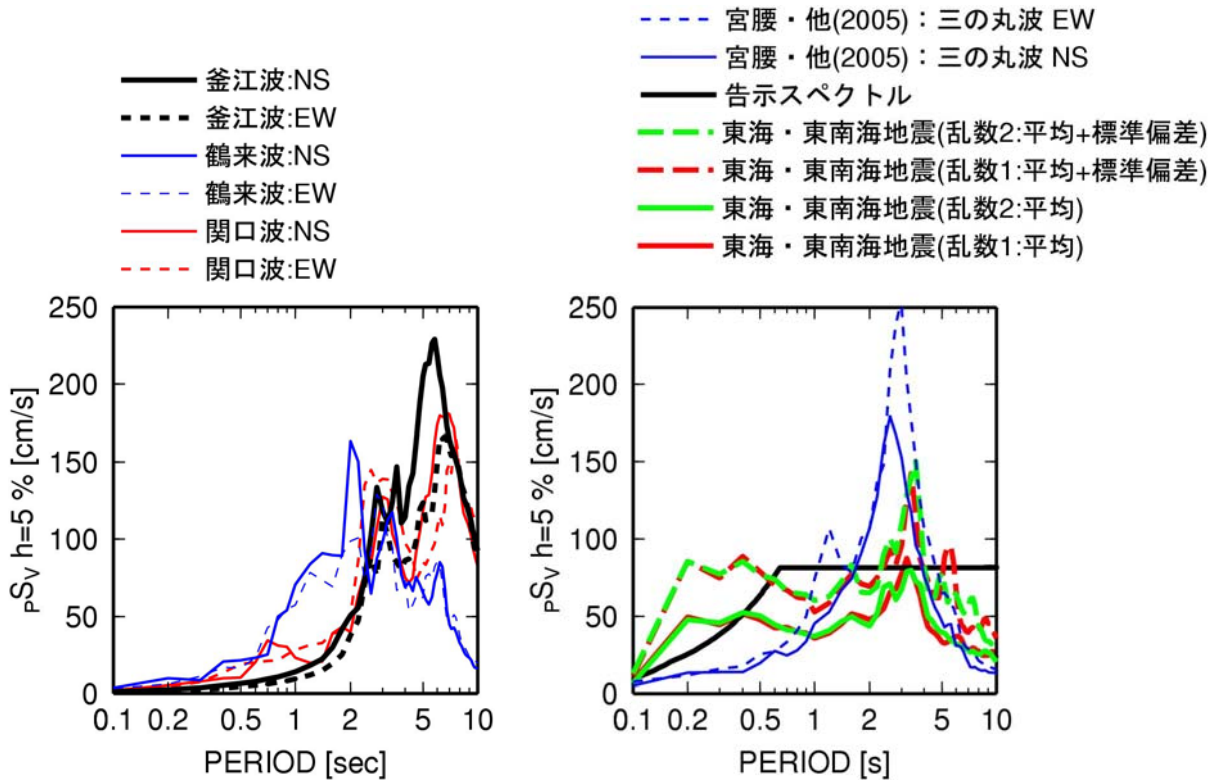


図 3.3-61 断層モデルに基づく既往の計算波の擬似速度応答スペクトル

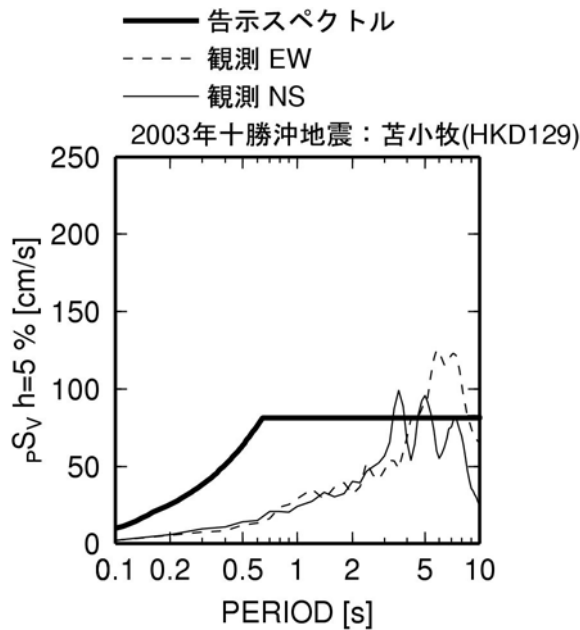


図 3.3-62 2003 年十勝沖地震 (Mw8.2) の苫小牧での観測擬似速度応答スペクトル

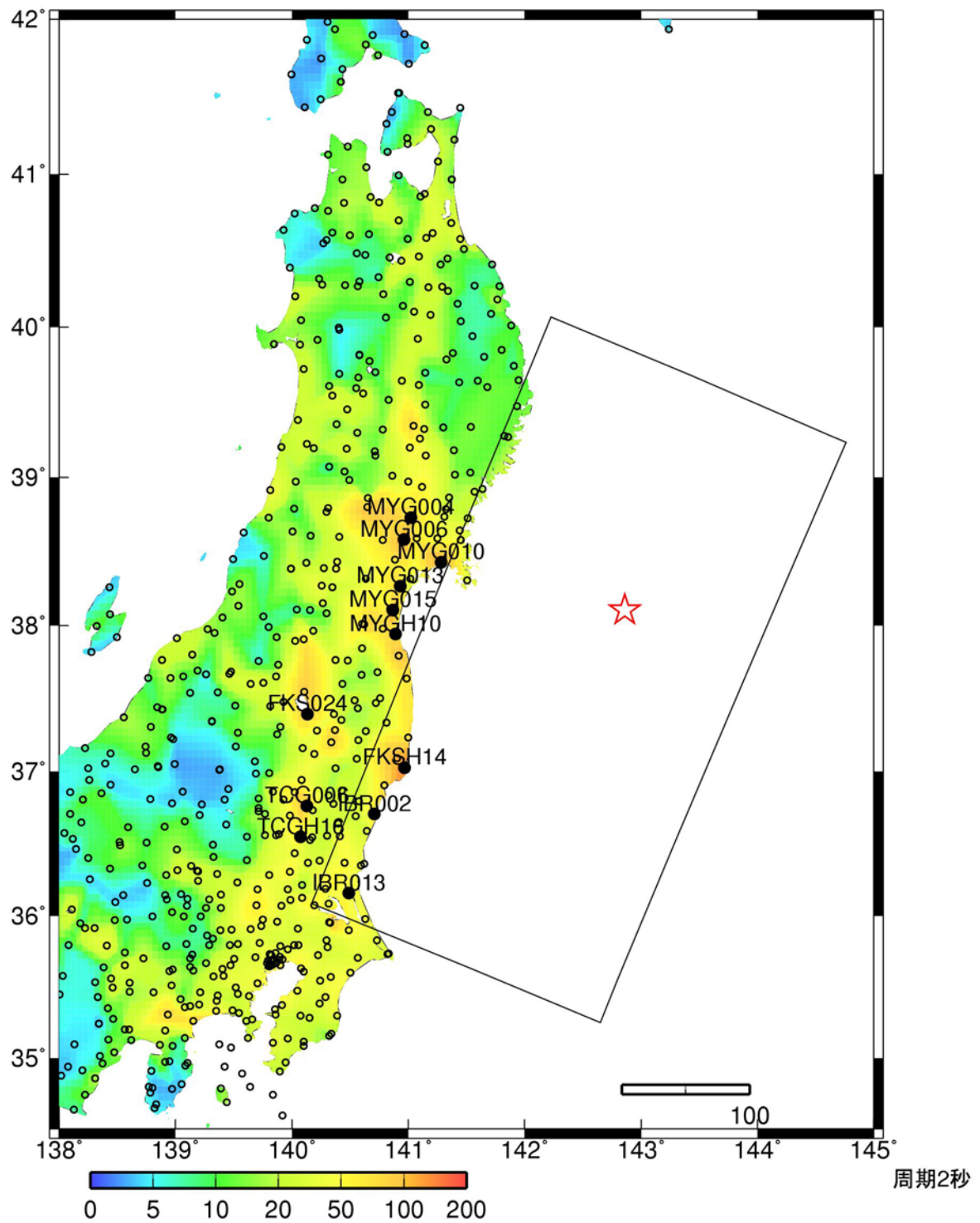


図 3.3-63 K-NET、KiK-net 観測点(○)における東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル(h=5%)分布と擬似速度応答スペクトルを表示する観測点(●)。矩形、☆印は、気象庁(2011)の震源モデルに基づき、2-3 節)で設定した震源モデル。

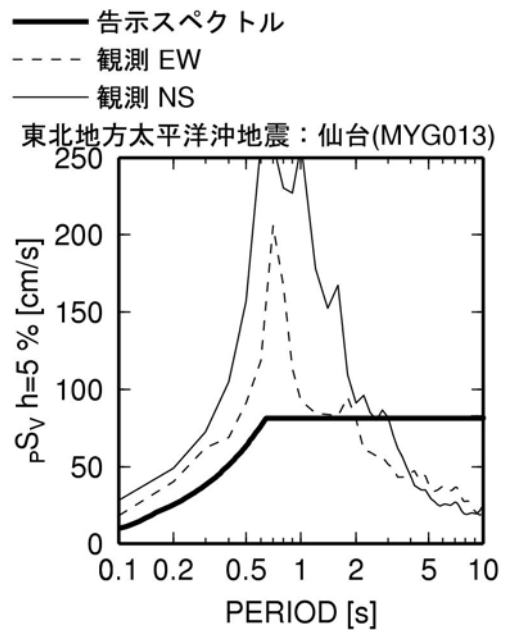
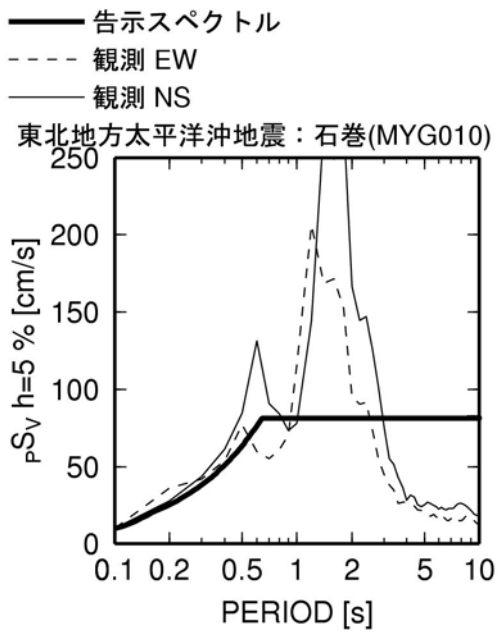
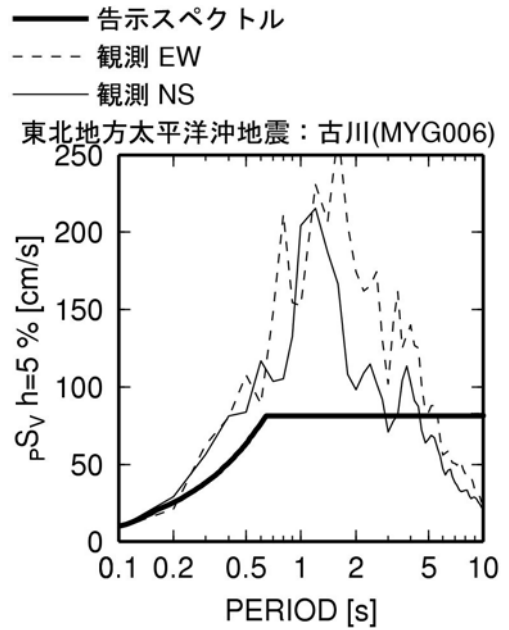
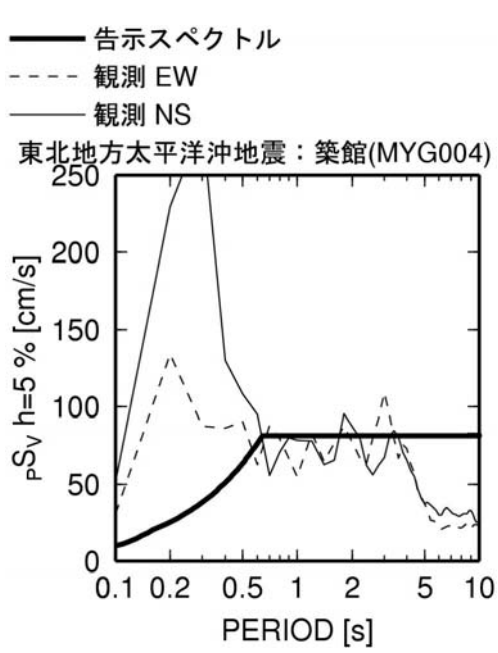


図 3.3-64 東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル(h=5%)

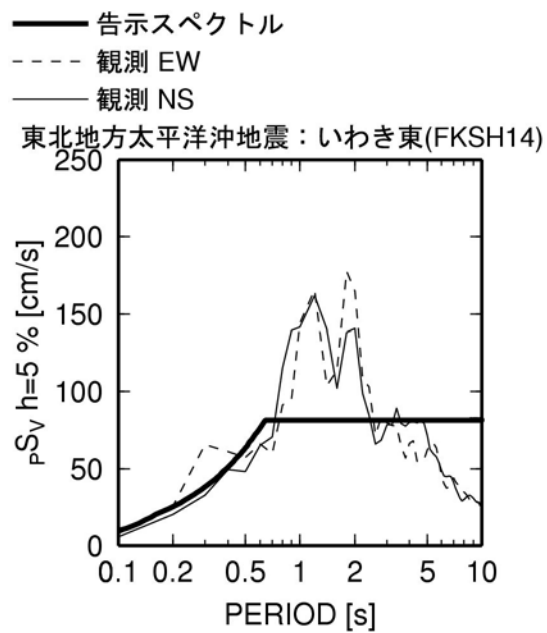
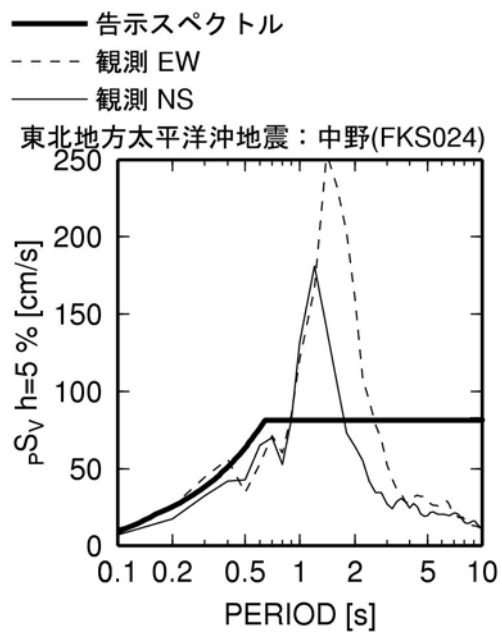
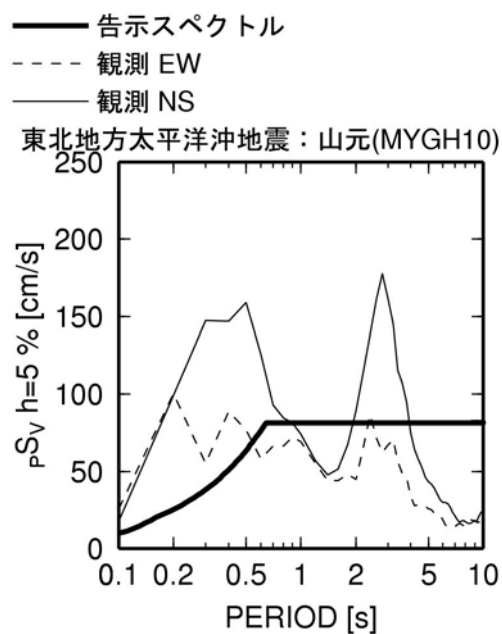
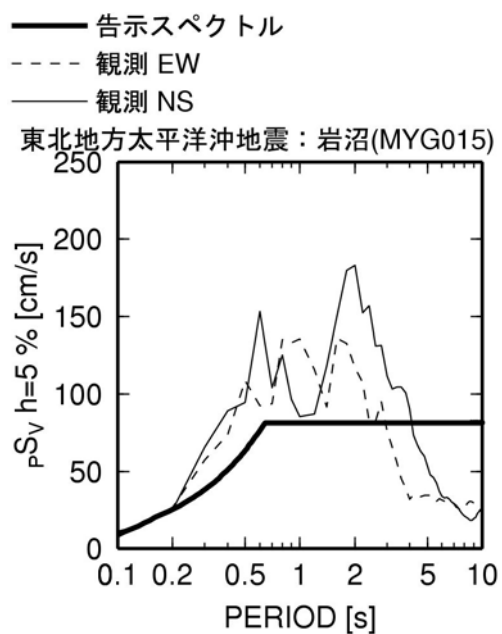


図 3.3-64 東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル(h=5%) (続き)

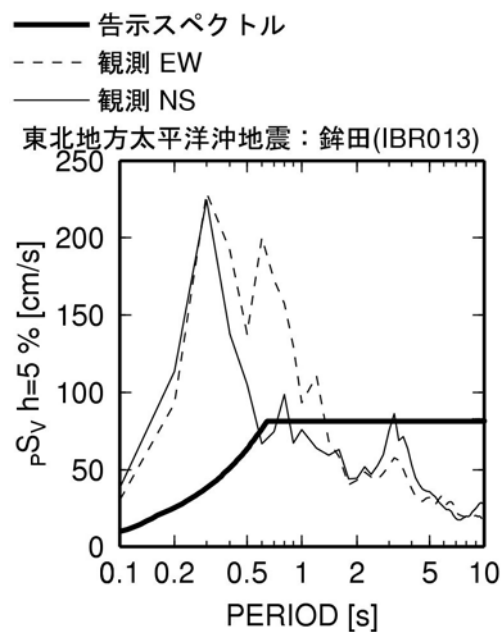
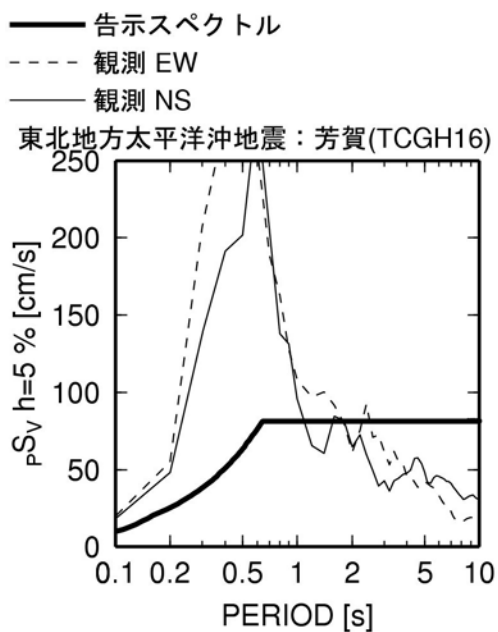
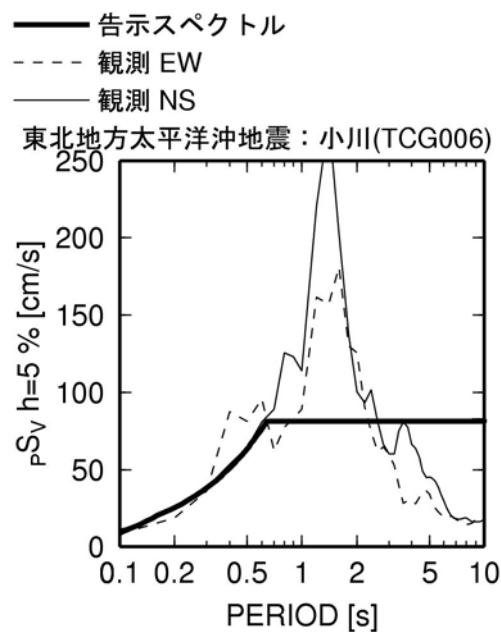
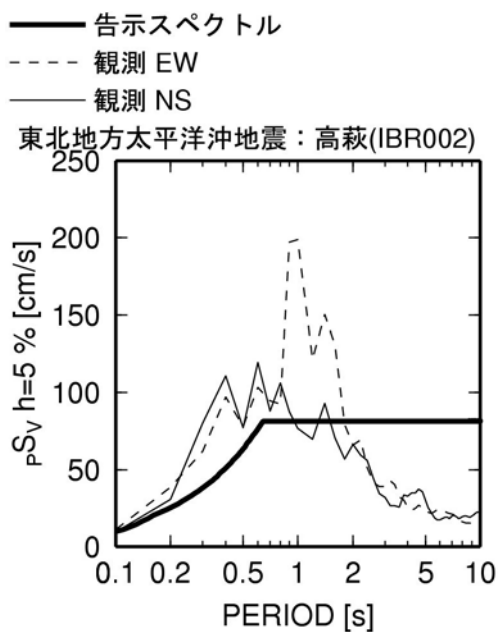


図 3.3-64 東北地方太平洋沖地震の観測擬似速度応答スペクトル(h=5%) (続き)

第4章 超高層建築物の地震応答計算

4-1 はじめに

本WGは、本事業に(社)日本建築構造技術者協会(以降、JSCAと略す)が共同研究者として参画するにあたって、事業者が作成した長周期地震動提案波によるJSCA超高層建物モデルを用いた応答解析を行い、その検討結果に基づき構造設計者の立場から長周期地震動作成法及び提案波に対する意見を集約することを目的として、JSCA内に設けられたワーキンググループである。そのため、超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討委員会のうち、長周期地震動・応答WGの下位組織として位置づけられているが、活動報告をまとめるにあたっては、「JSCA長周期地震動WG-II」として、独立した意見等もまとめることをも視野に入れて作業を行っている。そのため、設計者の立場から共通に合意できることを中心にまとめるが、重要と思われるものについては少数意見であっても各委員個人の意見を併記する場合もある。

本年度における本WGの検討事項は、以下の通りである。

第3章で作成された波形による超高層建築物等の地震応答計算

- 1) 作成された長周期地震動を用いた超高層建築物等の応答評価を行う。
 - ・ H21年度建築基準整備事業で用いた(社)日本建築構造技術者協会作成のモデルによる再検討(条件により主要なもので集約)
- 2) 地震動レベルや長周期地震動による超高層建築物等の応答性状を踏まえた耐震設計クライテリアの検討を行う。
 - ・ 応答解析に基づく、耐震設計クライテリアの検討

本章では、1節に事業者の作成した三連動地震による長周期地震動の応答スペクトルとエネルギースペクトル、加速度波形を示す。さらに、その中から選定した本年度検討用地震動(2011)と平成21年度に作成された検討用地震動(2009)を比較する。2節および3節にJSCA超高層建物モデルを用いた2011地震動および2009地震動による応答解析結果を示す。4-4節に応答解析結果に基づき、耐震設計クライテリアに対する検討とそれをもとにした意見、課題をまとめる。

4-1-1 地震動概要

本基準整備事業の提案する観測データによる方法で作成された東海-東南海-南海3連動地震を想定した地震動(2011)の一覧を次頁表4.1-1に示す。地震波種別の平均は観測データによる方法の平均値を、平均+ σ は平均値+標準偏差で作成された地震波を表す。地震波は時間刻みを0.02秒とし波形長さは739.82秒となっている。表4.1-1中の f 値は、地震波がEl Centro NS波などの標準波何波分の入力エネルギーを持つかを示す係数であり、減衰定数 $h=0.1$ のときの周期0~10秒間のエネルギースペクトルの平均値 $\overline{V}_{E,h=0.1}$ と、速度応答スペクトルの平均値 $\overline{S}_{V,h=0.1}$ から求める。

1) また、地震動の加速度波形のパワーの累積値 $\int_0^t f^2(t)dt$ を求め全体のパワーの5%となる点と95%となる点の時間を継続時間 ${}_e t_o$ と定義し示している。

各地震動の平均と平均+ σ の速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)および各地点の加速度時刻歴波形を次頁以降の図に示す。エネルギースペクトルは、入力エネルギーの速度換算値 V_E と建物周期 T の関係で示される。²⁾ V_E は次式により求められる。

$$V_E = \sqrt{2E/M}$$

ここに、 E ：総入力エネルギー入力、 M ：建物の総質量

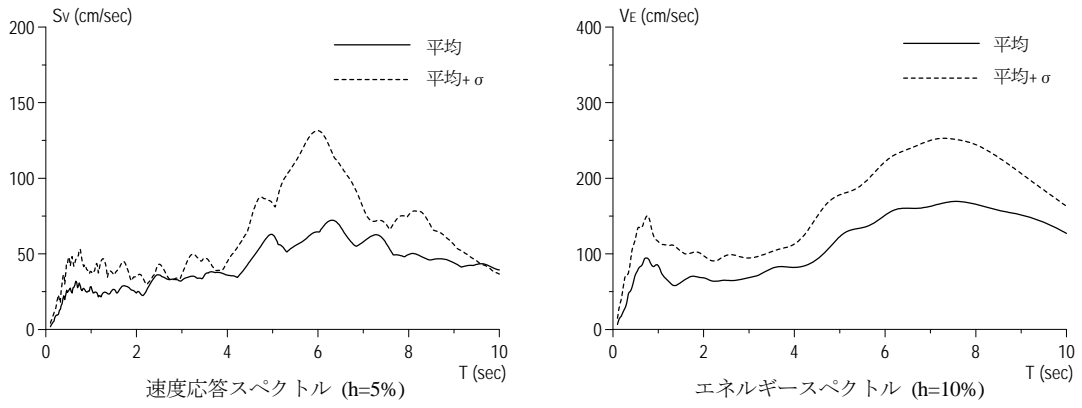
建物に対する応答検討は、2009年時に大阪地区で影響の大きい南海地震のなかで比較的大きな応答スペクトル値を示す此花波(N-OSKH02)、名古屋地区では東南海地震と東海地震が連動する東南海・東海地震のなかで名古屋市内に近い津島波(T-TN-AIC003)と名古屋波(T-TN-AIC004)、東京地区では継続時間の長い観測記録が計測されている新宿工学院大学のデータを利用した東南海・東海地震の新宿工学院大学波(T-TN-KGIN1F)の4波(以下提案波(2009))を対象として検討を行い此花波(N-OSKH02)、津島波(T-TN-AIC003)のいずれかの応答が卓越することが確認された。今回は(2009)で比較的小さかった名古屋波に替えて東海地域で大きな応答スペクトル値を示す浜松波(SZ0024)を採用し、此花波(OSKH02)、津島波(AIC003)、新宿波(KGIN)と計4波による検討を行った。また今回の応答結果を比較のため2009地震動による結果とあわせて示す。なお、解析時間は残留変形を求めるため地震終了後自由震動を十分な長さで行うように、地震波のデータ末尾に200秒程度0を追加した波形で時刻歴応答解析を行っている。

参考文献

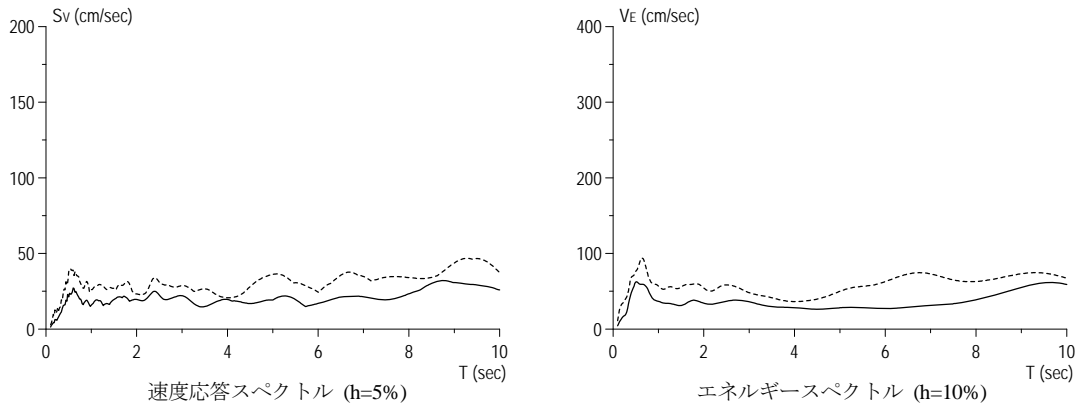
1. 秋山宏, 北村春幸: エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応, 日本建築学会構造系論文集, 第608号, pp. 37-43, 2006年10月
2. 秋山宏: エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.1

表 4. 1-1 2011 地震動一覽

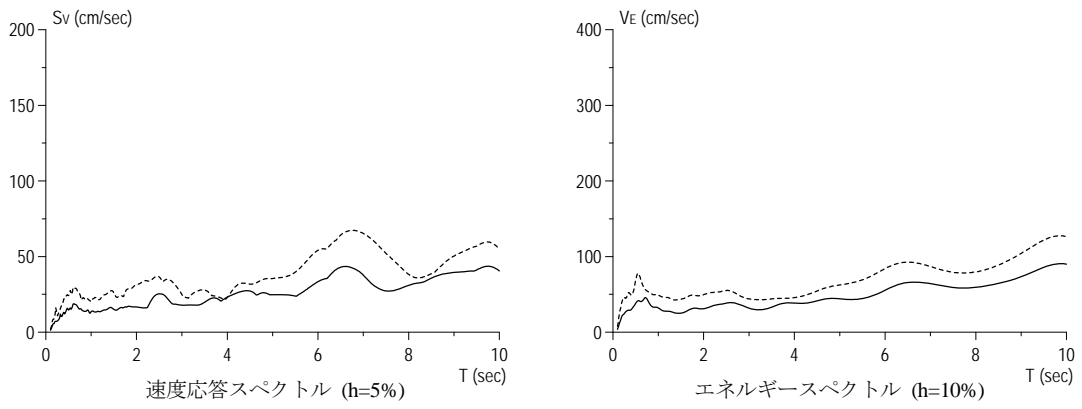
観測地点	都市名	地震波種別	最大加速度振幅 (cm/s ²)	\overline{S}_v	\overline{V}_E	f 値	継続時間 $e^{\cdot}t_o$ (sec)
E62	千葉	平均	89.27	43.0	113.9	2.83	374.16
		平均+ σ	160.92	63.3	165.9	3.04	362.50
CHB009	千葉	平均	69.91	21.0	36.7	1.12	339.06
		平均+ σ	136.07	31.4	58.9	1.32	322.74
CHB024	稲毛	平均	53.19	26.9	49.4	1.35	345.40
		平均+ σ	93.77	39.1	70.1	1.22	351.30
SIT003	久喜	平均	56.54	34.6	67.2	1.55	298.26
		平均+ σ	103.55	48.1	106.6	1.94	279.40
SIT008	春日部	平均	74.18	23.5	41.9	1.19	363.14
		平均+ σ	132.93	34.6	66.8	1.40	364.22
SIT010	大宮	平均	93.17	29.7	56.4	1.39	348.30
		平均+ σ	179.40	44.6	88.3	1.49	361.32
51C	さいたま	平均	103.83	38.0	82.2	1.89	306.24
		平均+ σ	164.29	57.3	133.3	2.44	352.68
SIT011	川口	平均	101.58	35.4	66.9	1.40	298.26
		平均+ σ	202.70	53.5	107.7	1.63	361.36
E4E	大手町	平均	168.52	54.5	109.2	1.45	359.36
		平均+ σ	345.49	79.2	172.5	1.87	375.94
KGIN	新宿	平均	42.11	59.9	136.7	2.23	417.88
		平均+ σ	77.24	86.9	220.9	2.77	429.22
TKY016	東雲	平均	55.84	54.6	123.5	2.19	427.72
		平均+ σ	94.56	79.9	175.6	2.06	399.90
E56	横浜	平均	232.10	47.3	97.6	1.79	338.90
		平均+ σ	402.20	70.3	158.5	2.05	344.36
KNG002	横浜	平均	115.85	37.5	65.6	1.12	315.80
		平均+ σ	219.95	58.7	110.9	1.45	354.18
SZO024	浜松	平均	576.78	66.4	154.7	2.05	113.32
		平均+ σ	1069.40	101.2	263.0	2.58	247.20
E34	JMA 名古屋	平均	355.04	38.5	95.3	2.31	259.92
		平均+ σ	622.71	59.3	156.8	2.77	322.34
AIC004	名古屋	平均	494.87	45.2	109.1	2.20	254.74
		平均+ σ	1355.84	67.2	186.5	3.14	343.30
AIC003	津島	平均	199.40	60.6	140.1	2.11	226.22
		平均+ σ	380.37	90.2	224.1	2.57	257.68
MIE003	四日市	平均	393.03	58.9	128.6	1.93	263.88
		平均+ σ	824.96	86.0	208.4	2.34	337.54
E64	四日市	平均	366.57	62.3	148.6	2.35	269.18
		平均+ σ	720.65	93.0	232.1	2.48	301.88
OSK005	大阪	平均	128.74	29.9	74.5	2.23	244.38
		平均+ σ	246.63	45.0	118.9	2.60	323.08
OSKH02	此花	平均	98.49	84.2	203.4	2.24	162.64
		平均+ σ	147.15	125.6	307.8	2.34	196.90
OSK006	堺	平均	241.17	63.1	147.7	2.11	272.64
		平均+ σ	442.63	94.1	232.5	2.47	333.00



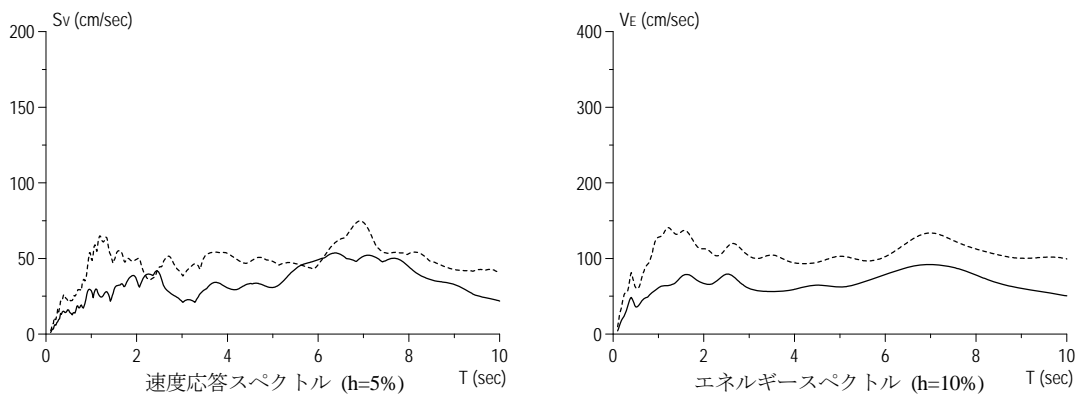
(a) E62 地点のスペクトル



(b) CHB009 地点のスペクトル

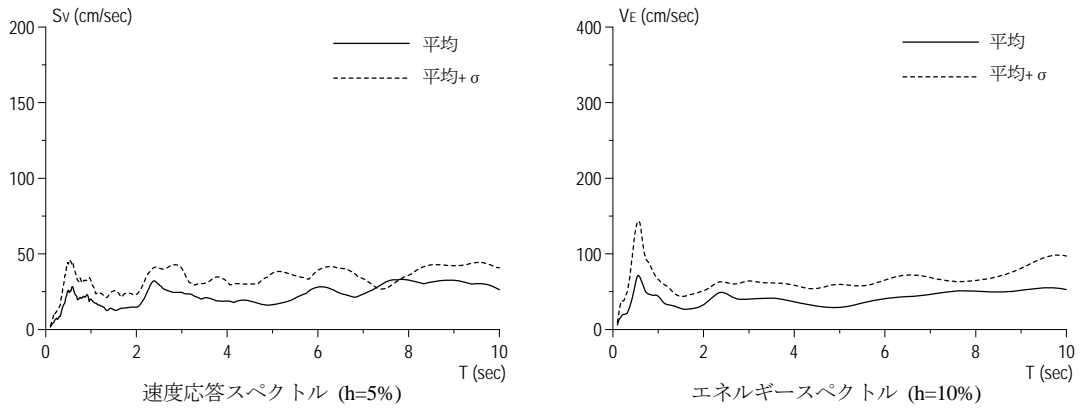


(c) CHB024 地点のスペクトル

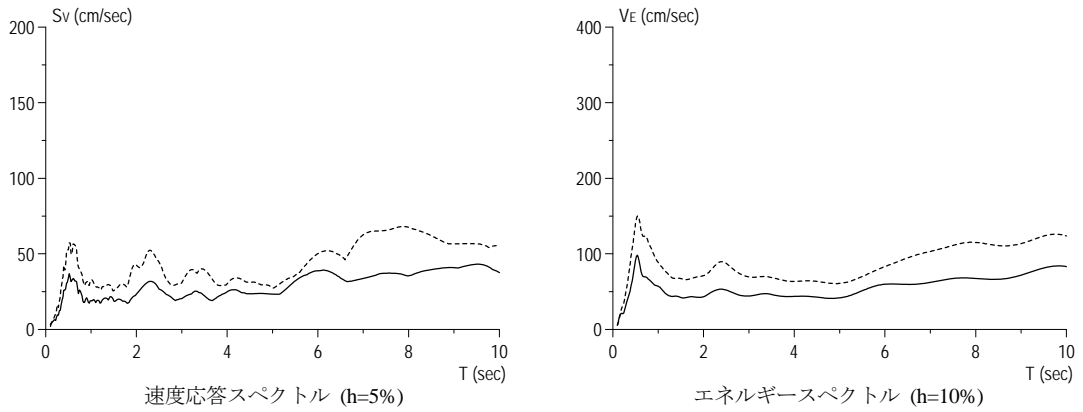


(d) SIT003 地点のスペクトル

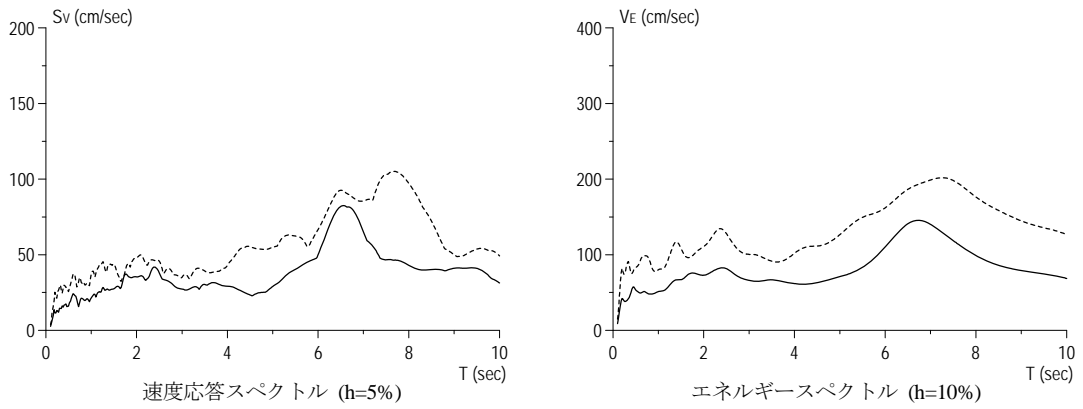
図 4.1-1 応答スペクトルとエネルギースペクトル (1)



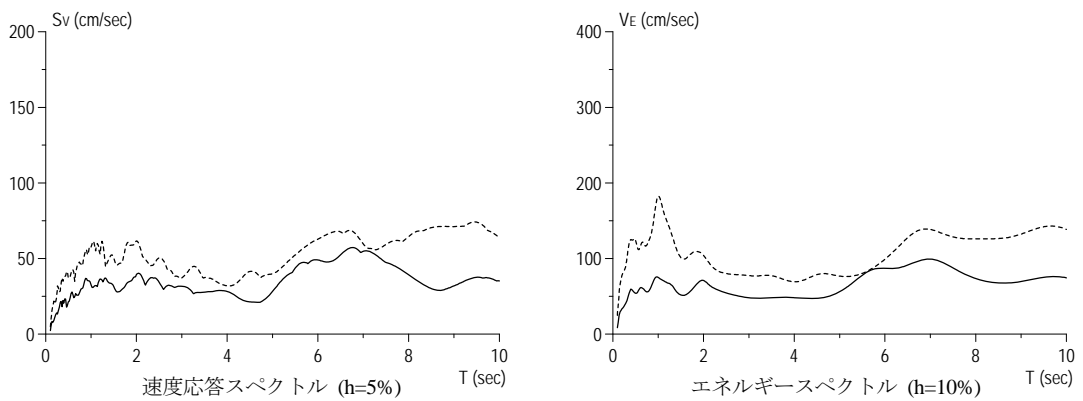
(e) SIT008 地点のスペクトル



(f) SIT010 地点のスペクトル

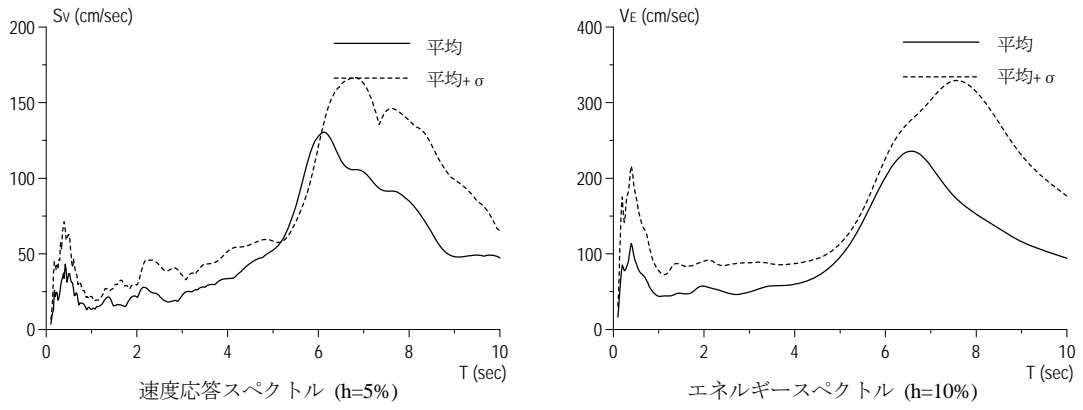


(g) 51C 地点のスペクトル

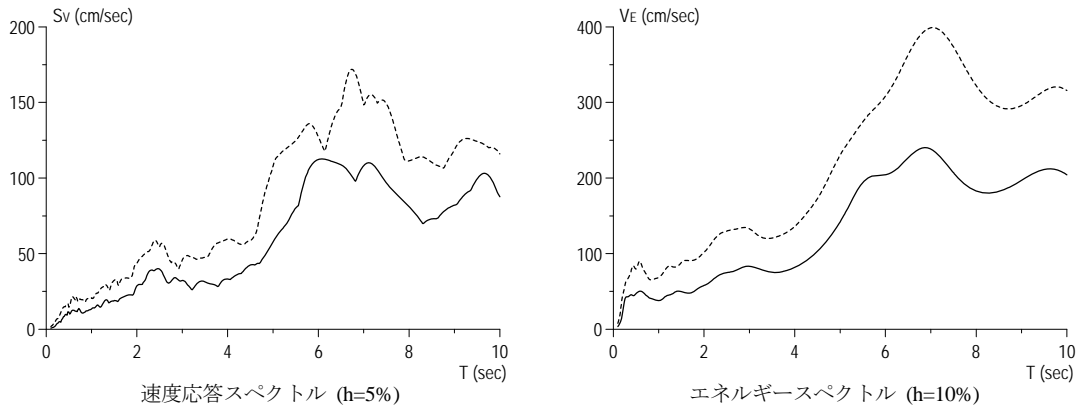


(h) SIT011 地点のスペクトル

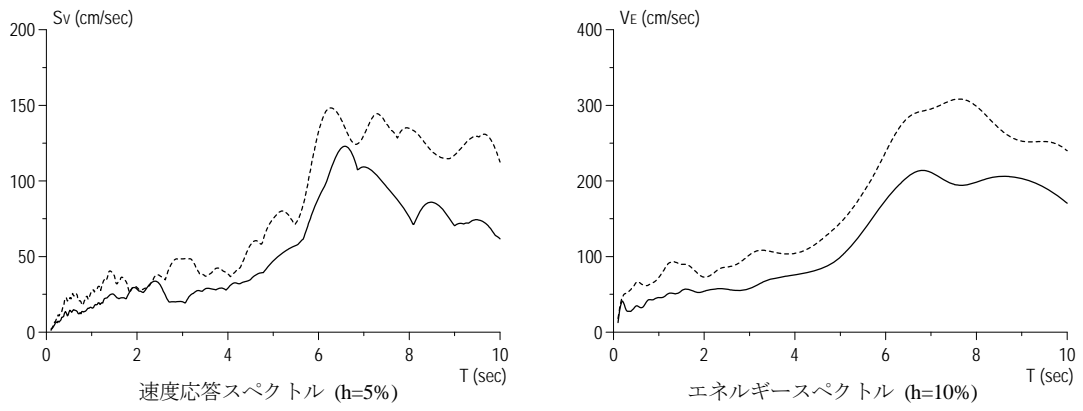
図 4.1-2 応答スペクトルとエネルギースペクトル (2)



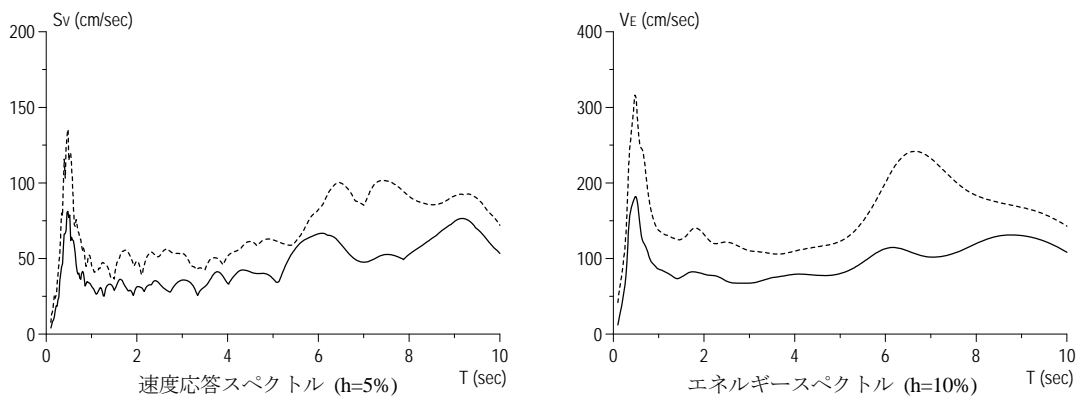
(i) E4E 地点のスペクトル



(j) KGIN 地点のスペクトル

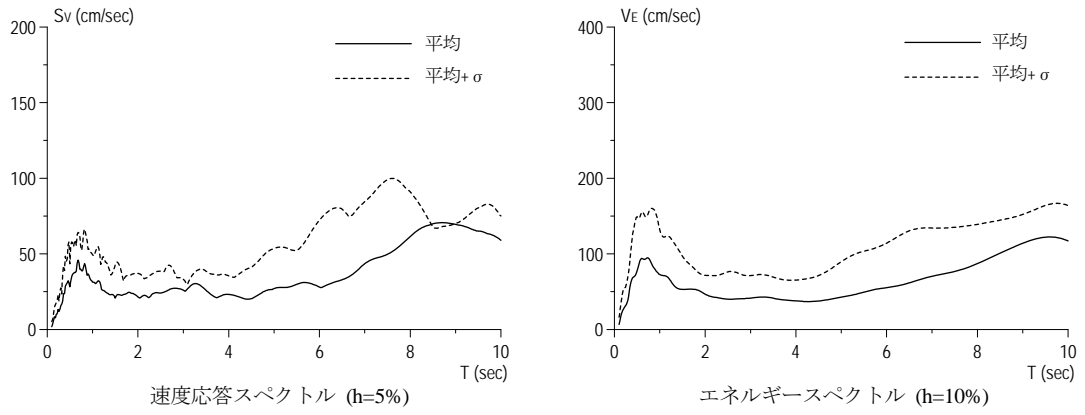


(k) TKY016 地点のスペクトル

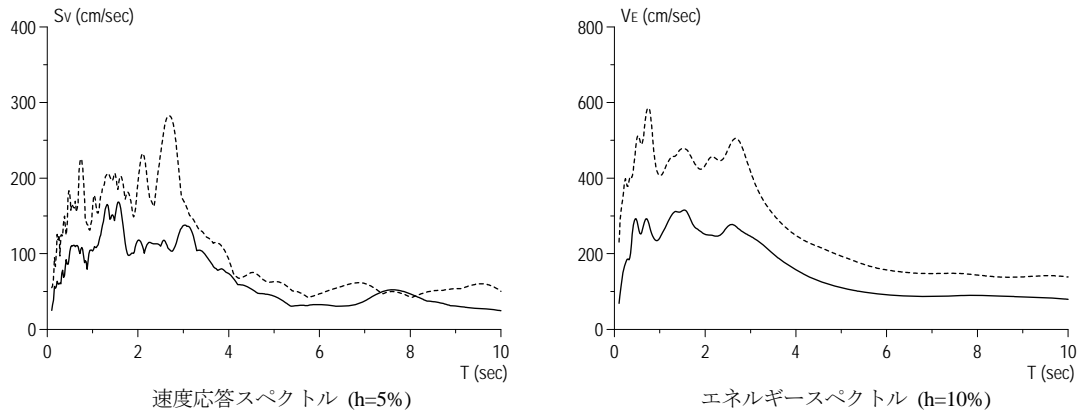


(l) E56 地点のスペクトル

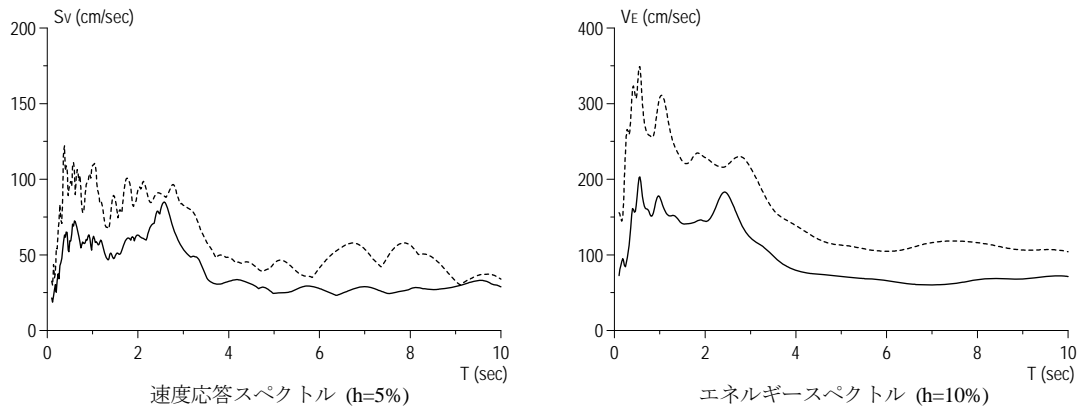
図 4.1-3 応答スペクトルとエネルギースペクトル (3)



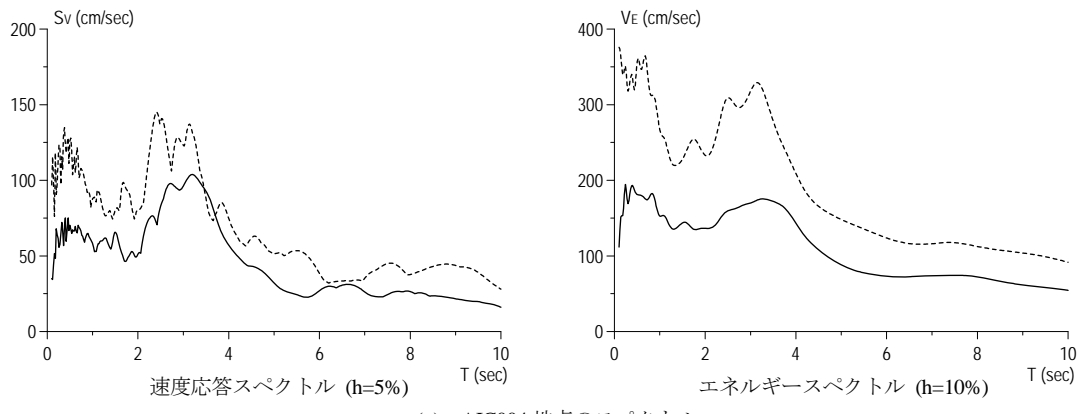
(m) KNG002 地点のスペクトル



(n) SZO024 地点のスペクトル

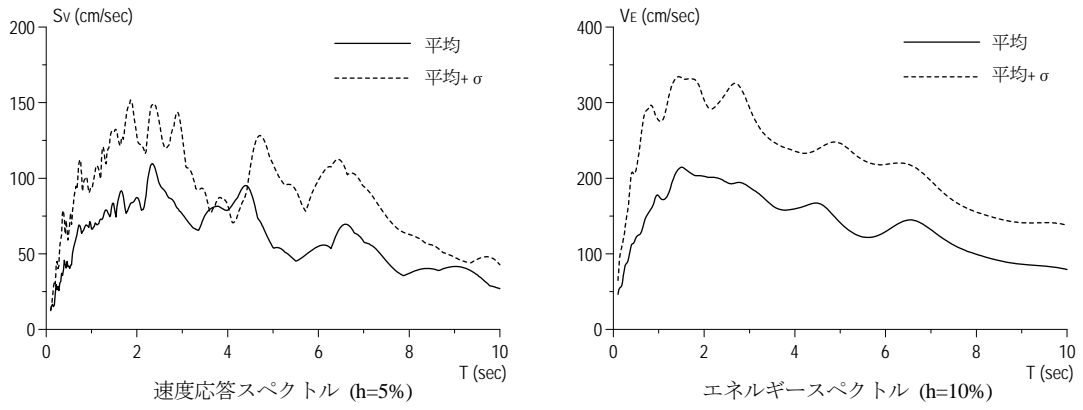


(o) E34 地点のスペクトル

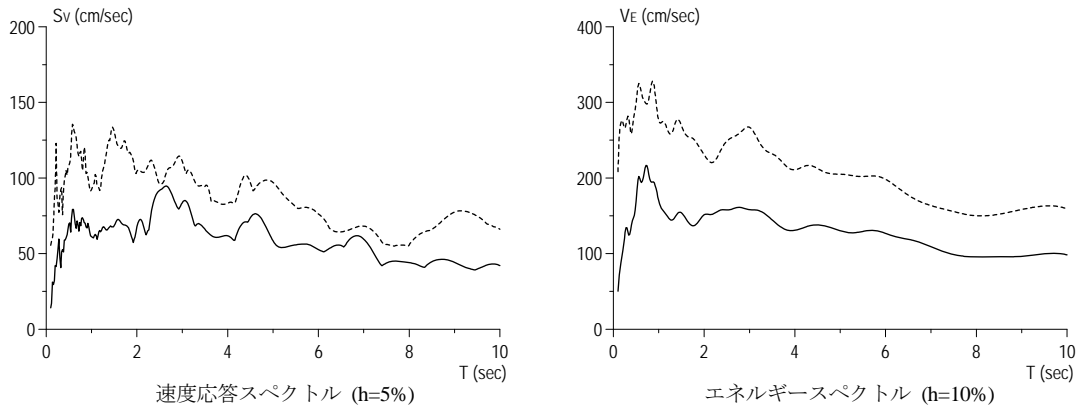


(p) AIC004 地点のスペクトル

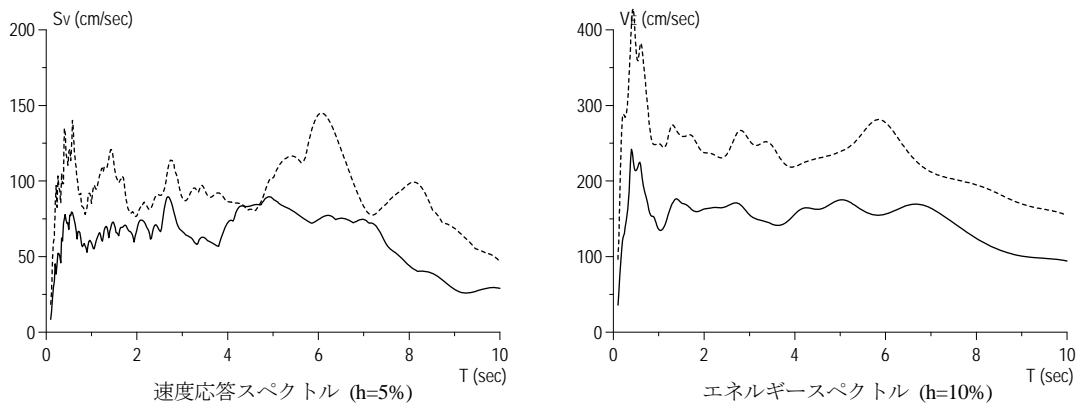
図 4.1-4 応答スペクトルとエネルギースペクトル (4)



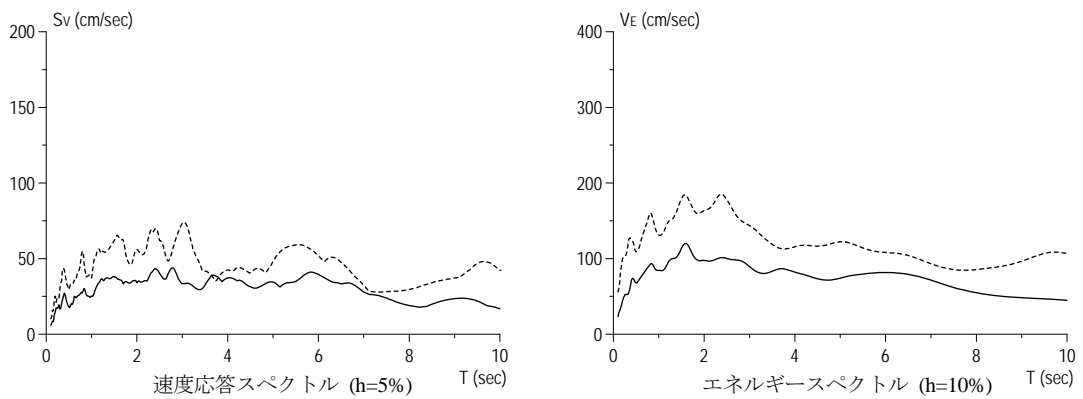
(q) AIC003 地点のスペクトル



(r) MIE003 地点のスペクトル

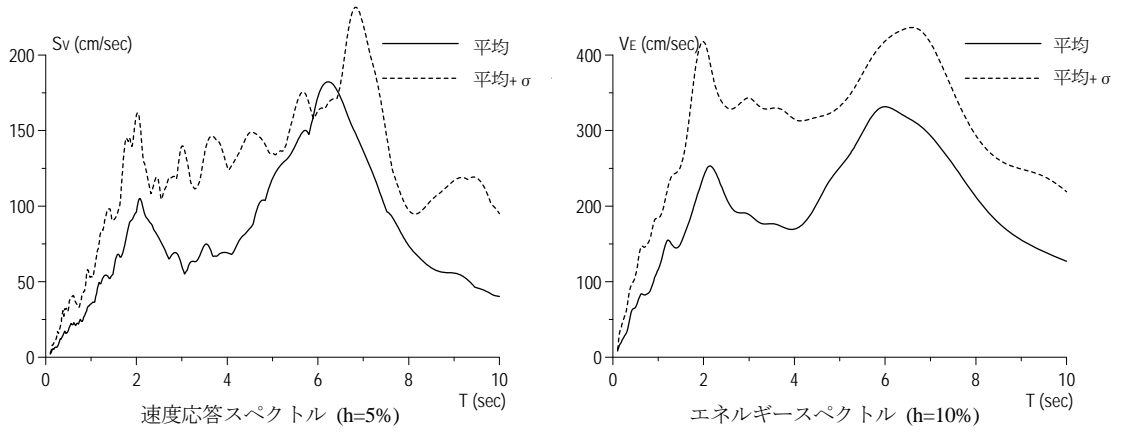


(s) E64 地点のスペクトル

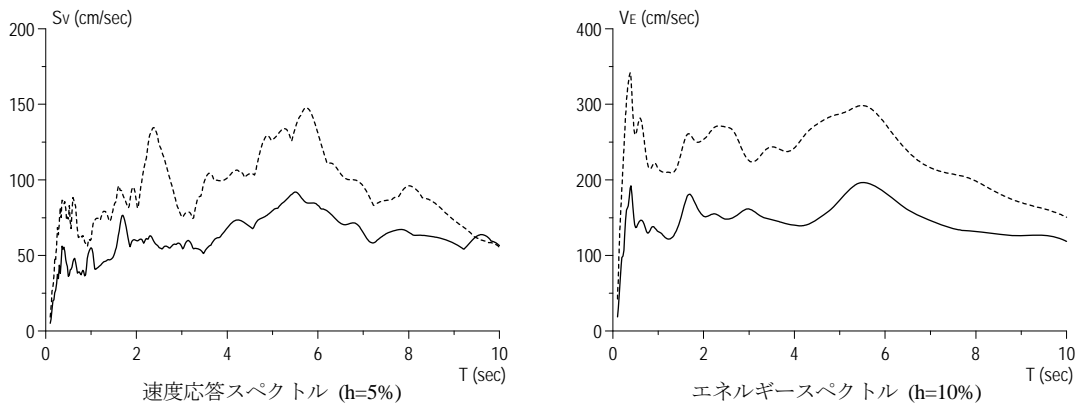


(t) OSK005 地点のスペクトル

図 4.1.5 応答スペクトルとエネルギースペクトル (5)



(u) OSKH02 地点のスペクトル



(v) OSK006 地点のスペクトル

図 4.1-6 応答スペクトルとエネルギースペクトル (6)

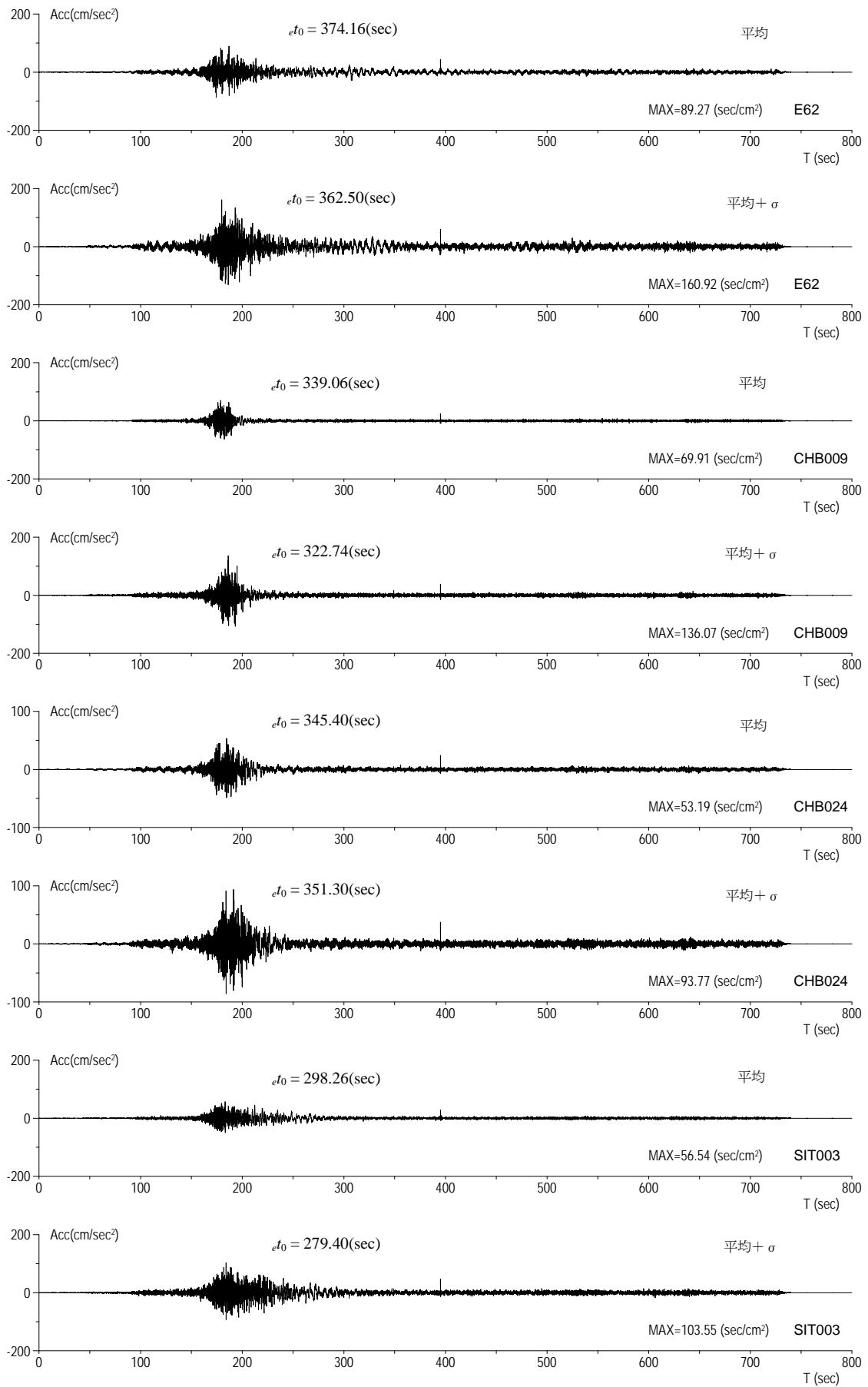


図 4.1-7 各地点の加速度波形 (1)

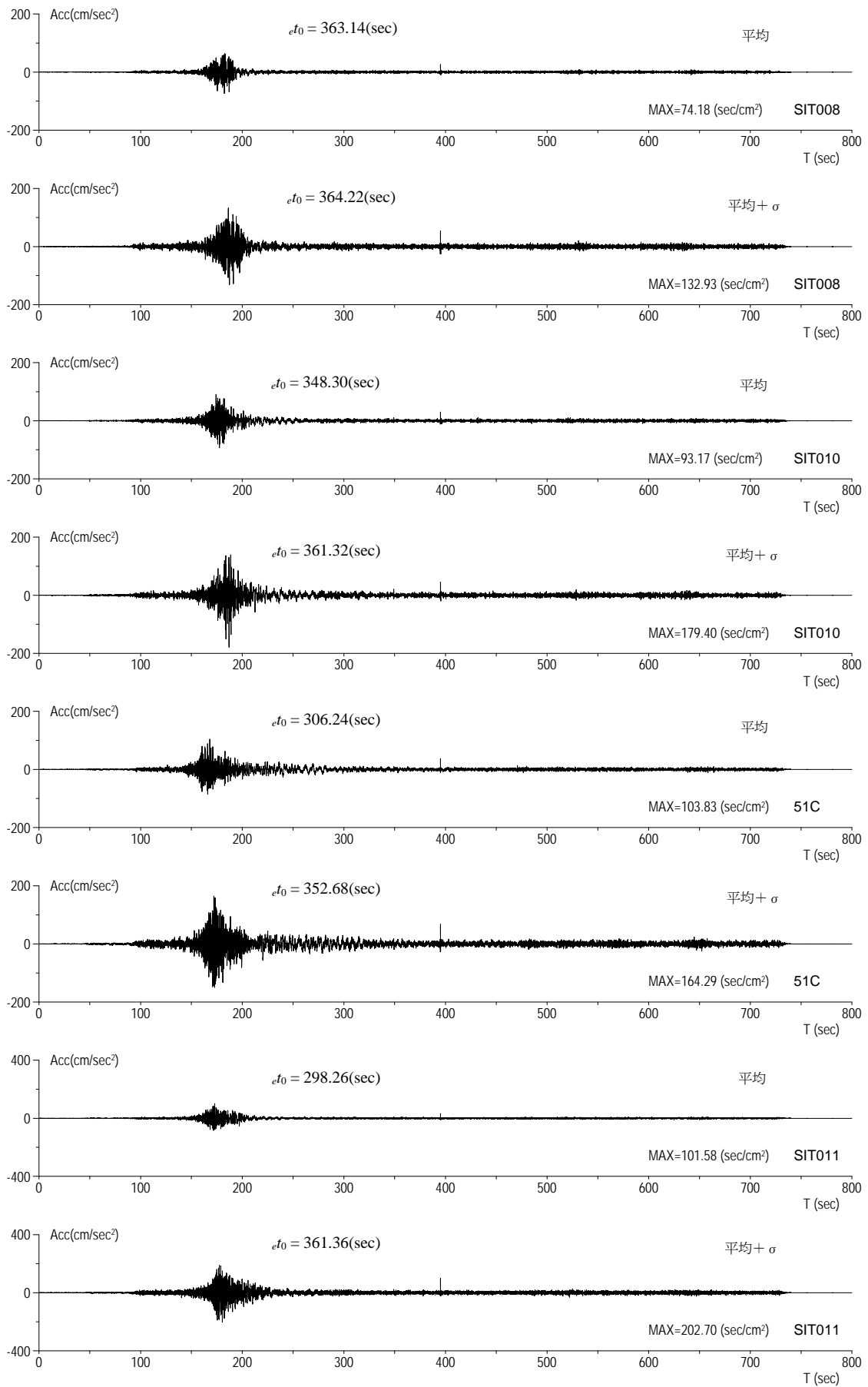


図 4.1-8 各地点の加速度波形 (2)

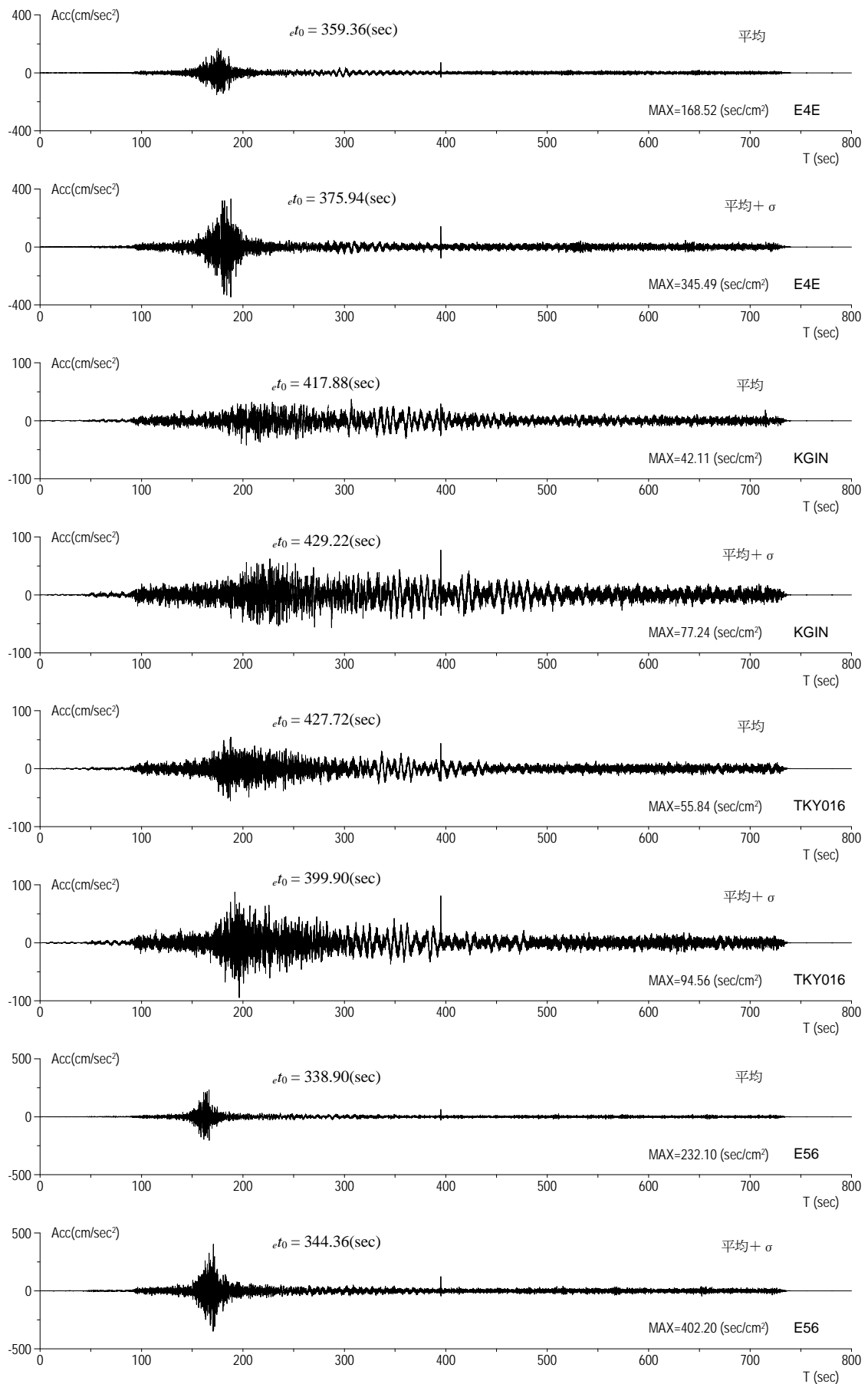


図 4.1-9 各地点の加速度波形 (3)

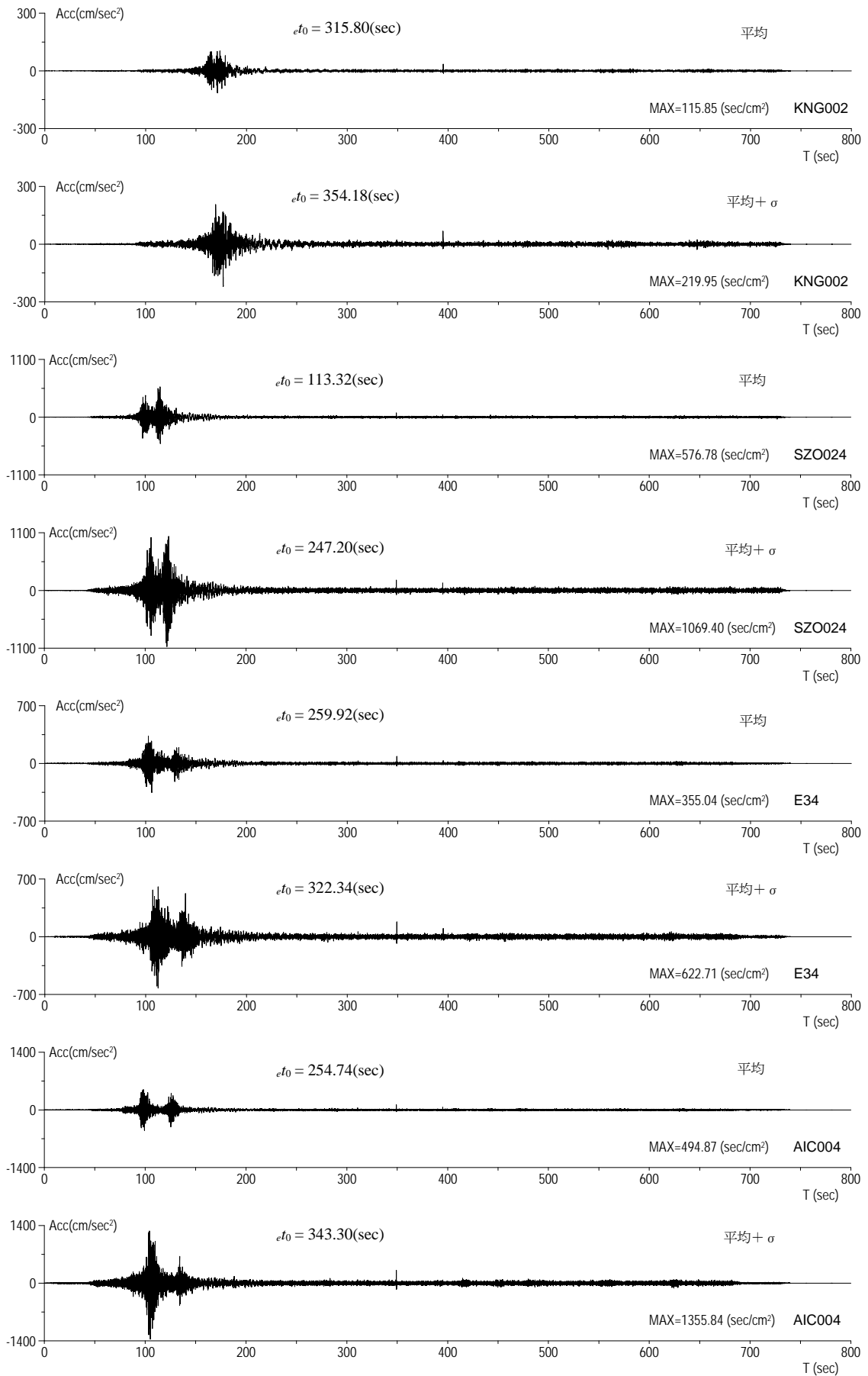


図 4. 1-10 各地点の加速度波形 (4)

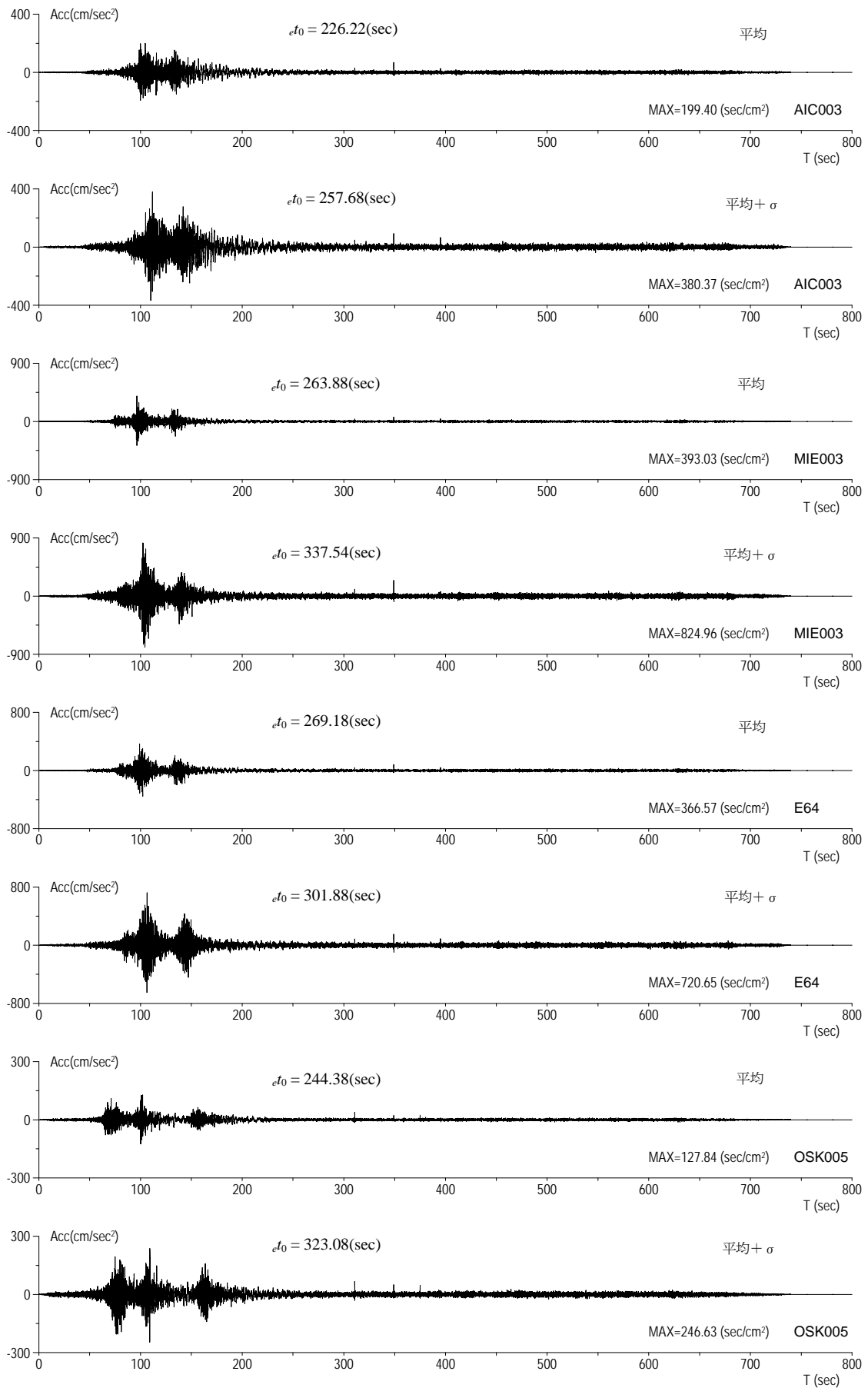


図 4.1-11 各地点の加速度波形 (5)

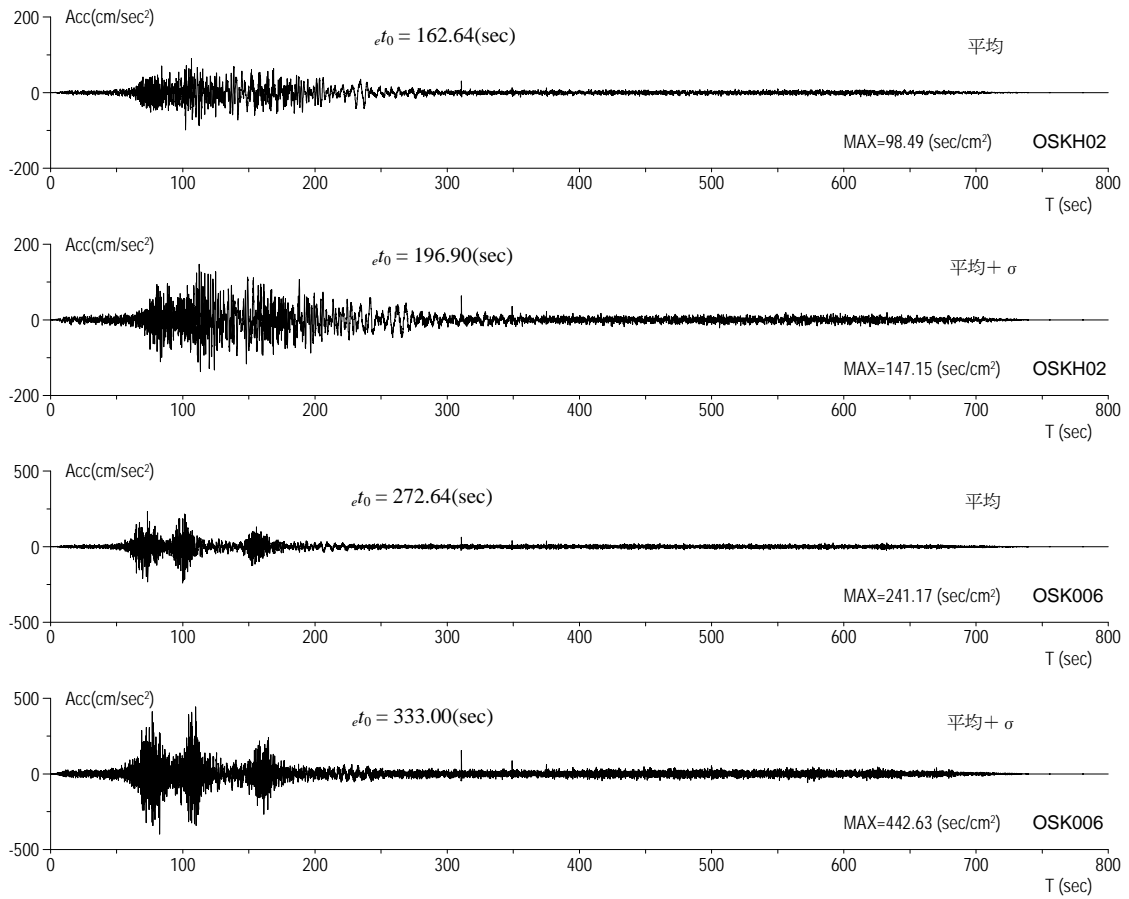
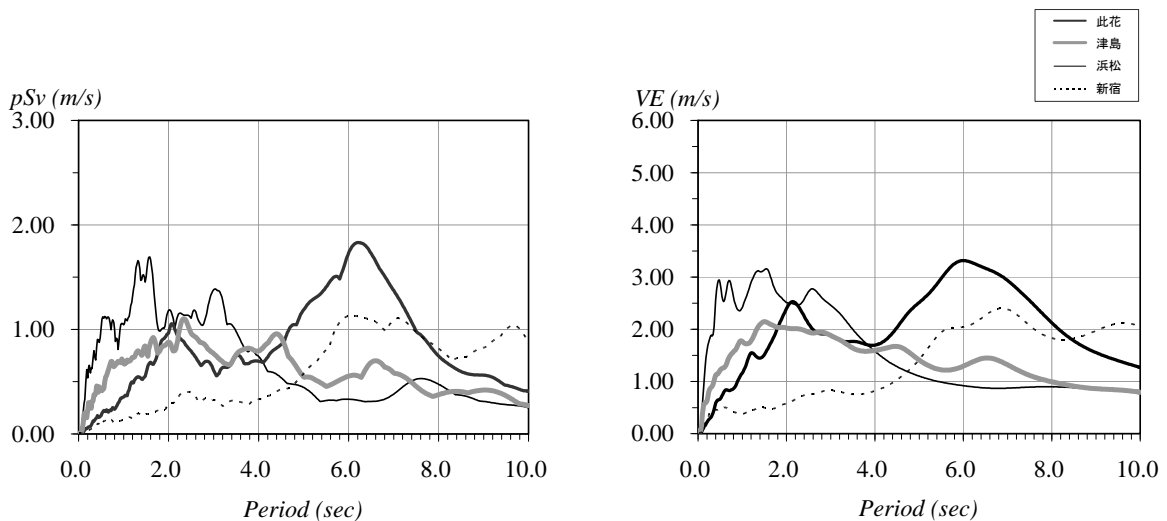


図 4. 1-12 各地点の加速度波形 (6)

検討に用いた4波の各地震動の平均波と平均+ σ 波の速度応答スペクトル(h=5%)およびエネルギースペクトル(h=10%)を下図に示す。また、今回の2011地震動と2009地震動で検討に用いた地震動の速度応答スペクトル(h=5%)およびエネルギースペクトル(h=10%)の比較を次頁図に示す。

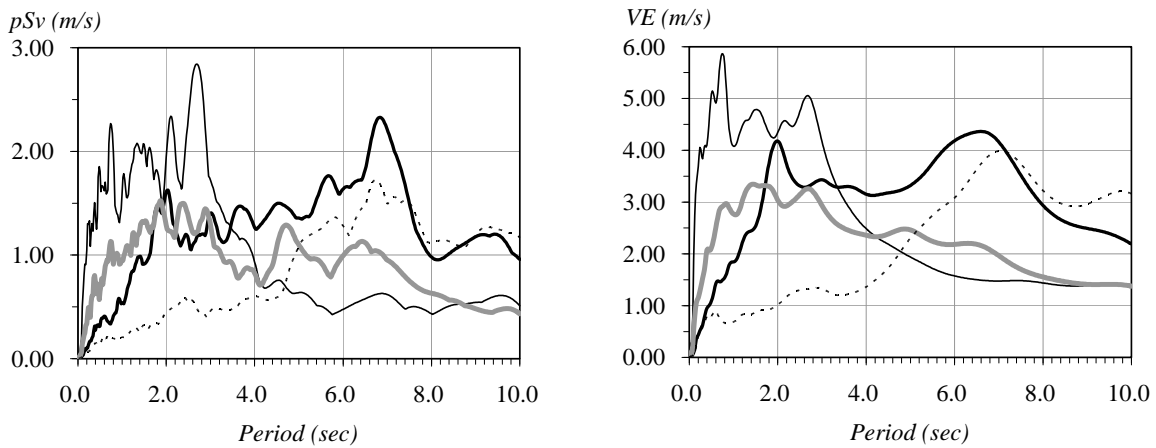
2011地震動は2009地震動と比較して、平均波はスペクトルに多少変動は見られるが傾向は概ね一致している。平均+ σ 波では、此花波の2.0~4.0秒付近でエネルギースペクトルに増大が見られ、津島波の2.0~4.0秒付近で減少している。新宿波のエネルギースペクトルは1.0~4.0秒付近で減少し6.0~10.0秒で増大している。



速度応答スペクトル (h=5%)

速度エネルギースペクトル (h=10%)

(a) 平均波

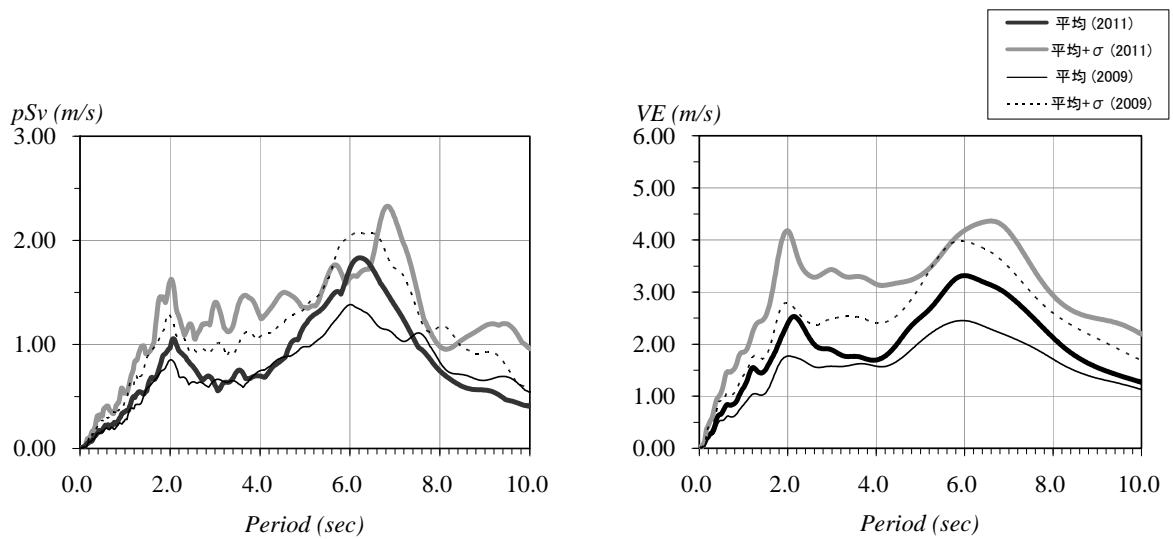


速度応答スペクトル (h=5%)

速度エネルギースペクトル (h=10%)

(b) 平均+標準偏差

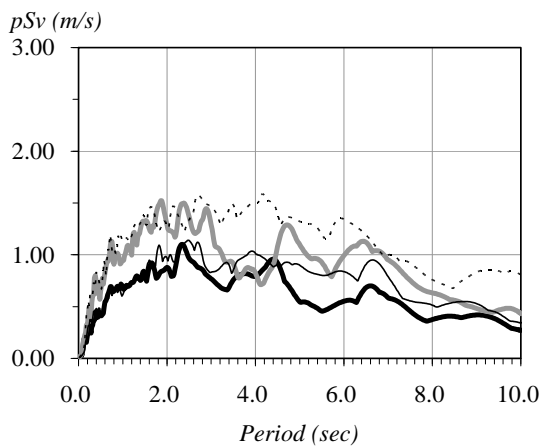
図 4.1-13 検討に用いた2011地震動のスペクトル



速度応答スペクトル (h=5%)

速度エネルギースペクトル (h=10%)

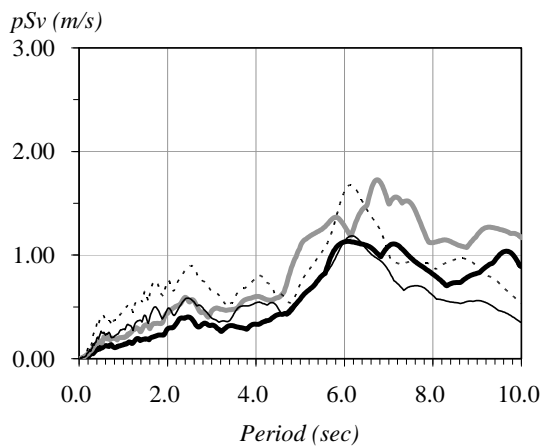
(a) 此花 (OSKH02)



速度応答スペクトル (h=5%)

速度エネルギースペクトル (h=10%)

(b) 津島 (AIC003)



速度応答スペクトル (h=5%)

速度エネルギースペクトル (h=10%)

(c) 新宿 (KGIN)

図 4.1-14 2011 地震動と 2009 地震動のスペクトル

4-1-2 検討建物概要

2 節および 3 節で検討に用いた建物は、スパンや階高を適宜調整しているものの、国内に実存する超高層建物に相当する（S 造 80m 級を除く）といえるものばかりである。建設地や建設年代、設計者は特に統一していないランダムサンプリングであるが、その建設時点での最新の知見にて設計されてきた高層建物であり、法規上も評定や大臣認定等の所定の手続きを踏まえている。

次頁表に鉄骨造 7 棟分、鉄筋コンクリート造 7 棟分の建物概要を示す。具体的なプロポーシヨンや略伏軸組図等は 2, 3 節を参照して頂きたい。なお、表に記す S 造 80m 級の建物は耐震構造と制振構造の応答比較を含め、部材レベルでの検討を行ったモデル建物としている。

表 4.1-2 検討用超高層 S 造建物一覧 (諸元)

S 造	高さ	階	架構形式	平面形状 代表スパン	一次固有周期	柱代表断面(最大厚) 梁代表断面(最大厚)	鋼材種	特徴他
100m級	102m	25	純ラーメン構造	43.2m×43.2m 3.6m, 16.8m	X 方向 : 2.3sec Y 方向 : 2.8sec	□-700×700(50) H-800×350(40)	SM490 SM520	センターコア 外周 X@3600Y@4200 チューブ型
120m級	120m	26	制振部材付ラーメン構造	56.0m×27.0m 6.4m, 15.8m	X 方向 : 2.6sec Y 方向 : 2.9sec	□-700x700(60) H-900x350(40)	SN490	片コア 低降伏点鋼壁パネル・H 型間柱
140m級	142m	35	ブレース付きラーメン構造	36.0m×72.0m 7.2m, 14.4m	X 方向 : 3.7sec Y 方向 : 3.8sec	□-700x700(70) H-800x300(28)	SM490 SM490	センターコア コア・外壁面に連層 K 型ブレース
200m級	200m	46	制振部材付ラーメン構造	53.5m×68.0m 7.2m, 17.5m	X 方向 : 5.7sec Y 方向 : 5.1sec	□-800×800:CFT (60) H-900×400(40)	HBL355 SN490	センターコア (コの字型プラン) 座屈拘束ブレース, 粘性系ダンパー
230m級	240m	53	制振部材付ラーメン構造	54.0m×75.6m 7.2m, 19.8m	X 方向 : 6.5sec Y 方向 : 5.5sec	□-800×800:CFT (80) H-1000×400(36)	SN490 SM520 SA440	センターコア (ロの字型プラン) アンボンドブレース, 粘性系シム 36 階で構造切替
250m級	256m	55	X ; 純ラーメン構造 Y ; ブレース付きラーメン構造	35.0m×70.0m 3.2m, 9.6m	X 方向 : 5.8sec Y 方向 : 5.3sec	□-650×800 (70) H-900×400(40)	SM490 SM520	センターコア 一部に大組的な架構
80m級	81m	21	純ラーメン構造 制振部材付ラーメン構造	30.0m×24.0m 6.0m, 9.0m	耐震 : 2.41sec 制振 : 1.75sec	□-600x600(40) H-800x200(32)	SM490	耐震、制振架構の検討用建物 座屈拘束ブレース

表 4.1-3 検討用超高層 RC 造建物一覧 (諸元)

RC 造	高さ	階	架構形式	平面形状 代表スパン	一次固有周期	柱代表断面 梁代表断面	Fc	主筋強度 せん断補筋強度	特 徴 他
90m 級	93.1m	30	チューブ構造	27.6m×31.8m 6.1m, 6.4m	X 方向 : 1.99sec Y 方向 : 1.86sec	1000×1000~1100×1100 900×900~1000×650	Fc30~Fc60	SD345~SD685 SD390~SPR785	センターコア
115m 級	114.5m	36	ラーメン構造	30.0m×30.0m 6.0m	X 方向 : 2.16sec Y 方向 : 2.16sec	900×900~1000×1000 550×800~550×900	Fc30~Fc60	SD490 SD295~KSS785	検討建物
130m 級	132.0m	43	ラーメン構造	32.5m×32.5m 3.25m, 6.5m	X 方向 : 3.12sec Y 方向 : 3.04sec	750×850~1200×1200 440×850~680×1200	Fc30~Fc70	SD345~SD685 SD295~KSS785	中ボイド
150m 級 (その 1)	150.5m	47	ラーメン構造	22.6m×62.0m 5.7m, 5.1m	X 方向 : 2.37sec Y 方向 : 3.48sec	1000×1000 700×1100, 700×850	Fc30~Fc100	SD345~SD685 SD295~SD785	中廊下 タワー、
150m 級 (その 2)	151.5m	44	ラーメン構造 一部耐震壁	31.2m×45.0m 6.5m, 6.1m, 9.5m	X 方向 : 2.92sec Y 方向 : 3.28sec	1000×1000~1200×1200 700×900~650×1200	Fc30~Fc80	SD390~SD490 SD295~KSS785	センターコア
180m 級	180.8m	54	ラーメン構造	44.0m×42.4m 6.0m, 8.4m, 10.0m	X 方向 : 4.23sec Y 方向 : 4.31sec	900×900~1000×1000 650×750~650×1400	Fc30~Fc160	SD390, SD490, USD685A SBPD1275/1420	中ボイド
240m 級	242.3m	70	チューブ構造	48.0m×48.0m 4.0m, 5.0m	X 方向 : 5.44sec Y 方向 : 5.44sec	900×900 600×850~600×1000	Fc48~Fc120	SD490, SD685 SD390~SPR785	中ボイド 試設計建物

4-2 鉄骨造超高層建築物の応答

4-2-1 S 100m級建物

4-2-1-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
S	1990	25	102.4	2.30(X) 2.75(Y)	X、Y	単純な耐震構造

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

- ・ J S C A波および標準観測波において層間変形角 1/100 以下となるよう調整を行っている建物である。
- ・ 制振部材がなく、単純にフレームによるエネルギー吸収に期待した耐震構造の建物である。
- ・ X方向は、外周部とコア部の柱を 3.6m ピッチに設けているため剛性が高い。また、均等スパンで構成しており梁が同時に降伏するため、荷重変形曲線の折れ曲がりが見やすい。
- ・ Y方向は、長スパン方向のため剛性が低く下層部での変形を抑えるため耐震間柱を付加している。コア部 9.6m の両側のスパン構成を外側フレームで 4.2m×4 スパン、内側フレームで 16.8m スパンとしているため、荷重の増加に伴う梁の降伏が分散されることから荷重変形曲線がなだらかである。

4-2-1-2 モデル化の方針

項目		
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系 <input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組 <input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数 [2%]	<input checked="" type="checkbox"/> 初期剛性比例 <input type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販 [RESP-M II (質点系)]	<input type="checkbox"/> 自社開発
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材 (柱・壁) の軸力・曲げ非線形相互作用考慮	
当時の一般規定*の解析上の扱い	幅厚比：F A、横補剛：第 1 種保有耐力横補剛 接合部：第 1 種保有耐力接合	
その他		

* (幅厚比、ボルト、横補剛等)

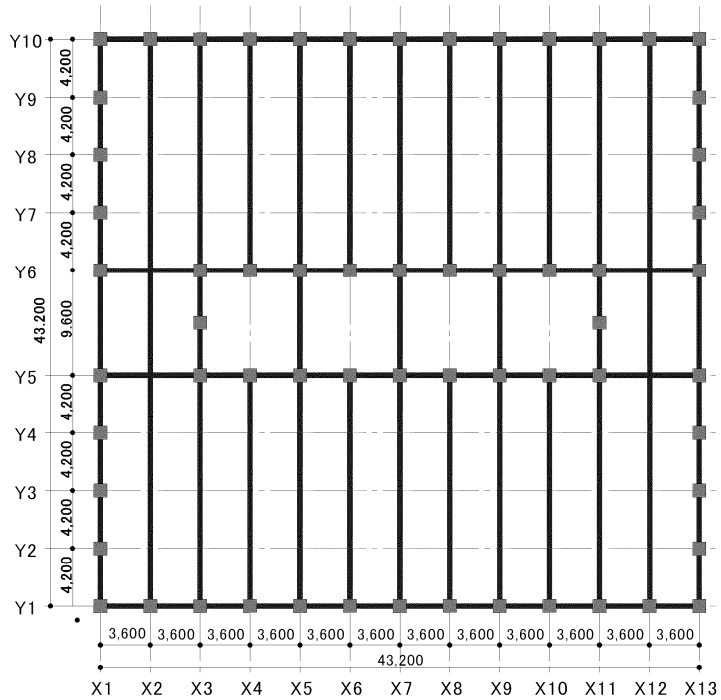


图 4.2.1-1 基准階架構平面图

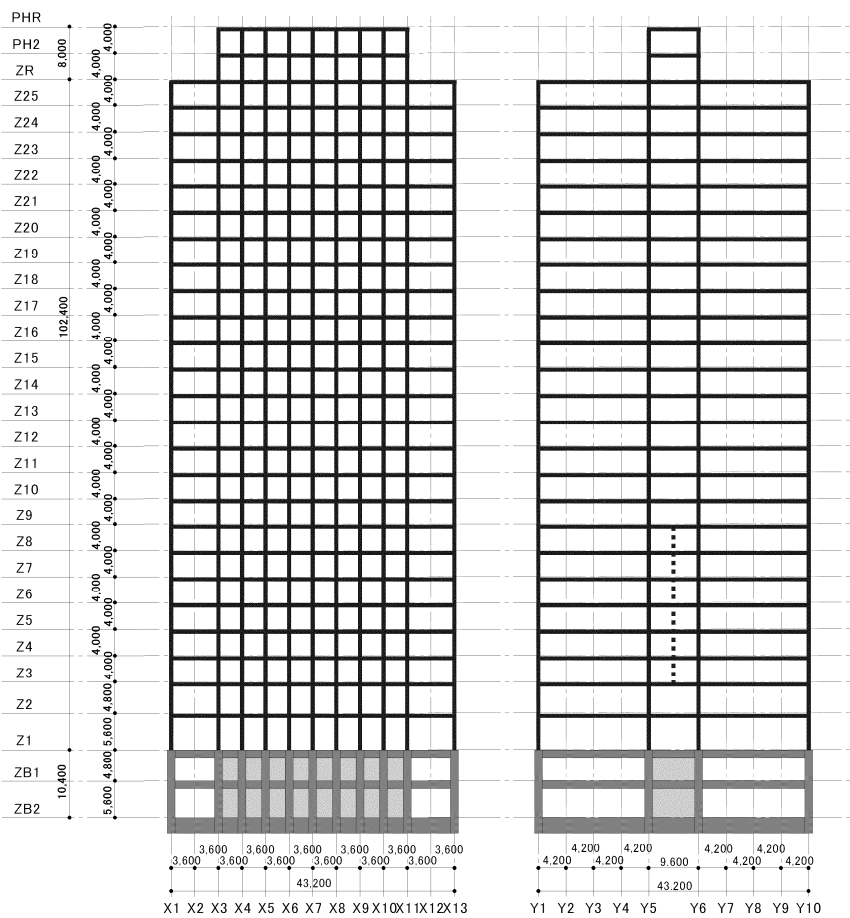


图 4.2.1-2 主要軸組图

4-2-1-3 静的漸増解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

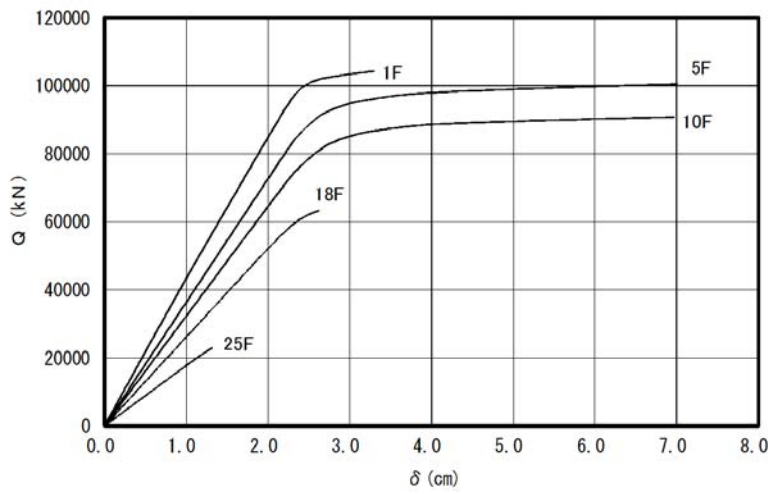


図 4.2.1-3 X方向荷重変形関係図

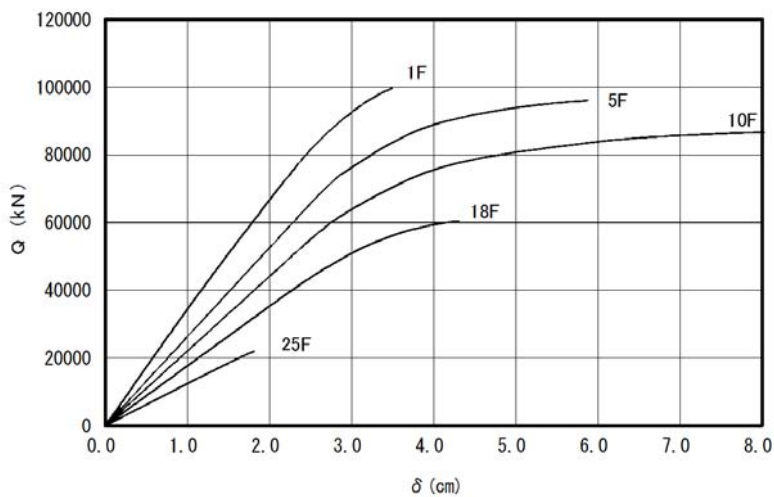


図 4.2.1-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力 (係数) の一覧表 (最大層間変形角 約 1/ 50 時点)

階	ΣW (kN)	X方向 (長手方向)		Y方向 (短手方向)	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
25F	28204	23037	0.817	21926	0.777
18F	137651	63527	0.462	60463	0.439
10F	266522	91172	0.342	86775	0.326
5F	349660	100931	0.289	96063	0.275
1F	420886	104716	0.249	99666	0.237

4-2-1-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均	470.9	56.7	1/137	1.086	10.73	0.329
		津島平均	508.7	59.5	1/125	1.301	9.30	1.950
		浜松平均	457.7	61.5	1/120	1.376	7.61	3.190
		新宿平均	217.2	29.2	1/276	0.603	0.19	0.007
	Y	此花平均	264.6	50.8	1/159	0.960	2.31	0.019
		津島平均	363.6	65.9	1/115	1.319	10.58	2.009
		浜松平均	339.8	71.1	1/106	1.430	16.14	0.798
		新宿平均	136.7	24.5	1/333	0.459	0.00	0.001

2011 地震動の平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均+σ	504.9	60.7	1/121	1.384	22.91	0.627
		津島平均+σ	546.5	68.9	1/96	1.723	24.77	7.460
		浜松平均+σ	862.8	72.9	1/82	2.094	71.83	4.050
		新宿平均+σ	267.7	33.4	1/249	0.659	0.38	0.003
	Y	此花平均+σ	466.1	81.1	1/87	1.757	32.97	0.222
		津島平均+σ	495.1	77.9	1/87	1.766	37.16	0.418
		浜松平均+σ	656.6	93.3	1/67	2.287	87.88	0.877
		新宿平均+σ	231.4	43.9	1/186	0.815	0.55	0.022

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max}/δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- ・層間変形角は、平均波では全ての地震波で層間変形角が 1/100 以下であるが、平均+σ波では 1/100 より大きくなっている地震波が多く、最大で Y 方向の浜松平均+σ波で 1/67 となっている。
- ・塑性率は、層間変形角と同様に Y 方向の浜松平均+σ波が最大で 2.287 であるが、浜松平均+σ波以外は 2.0 以下である。
- ・累積塑性変形倍率も Y 方向の浜松平均+σ波が最大で 87.88 であるが、浜松平均+σ波以外は 50 以下である。

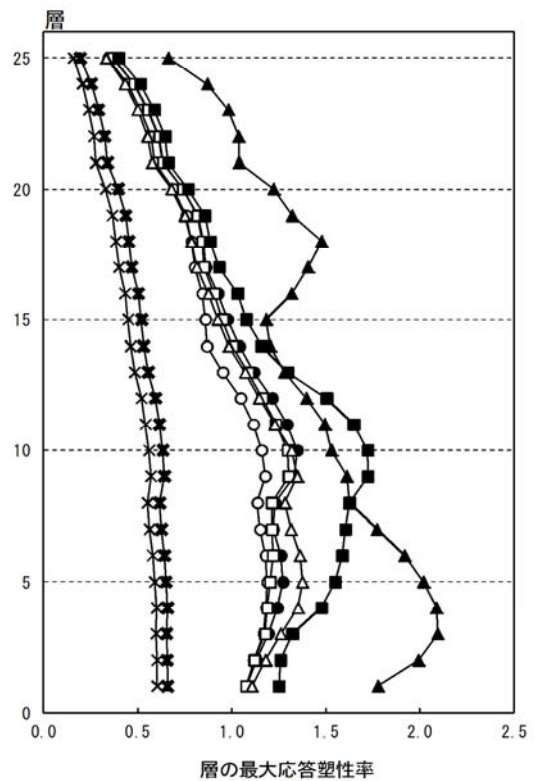
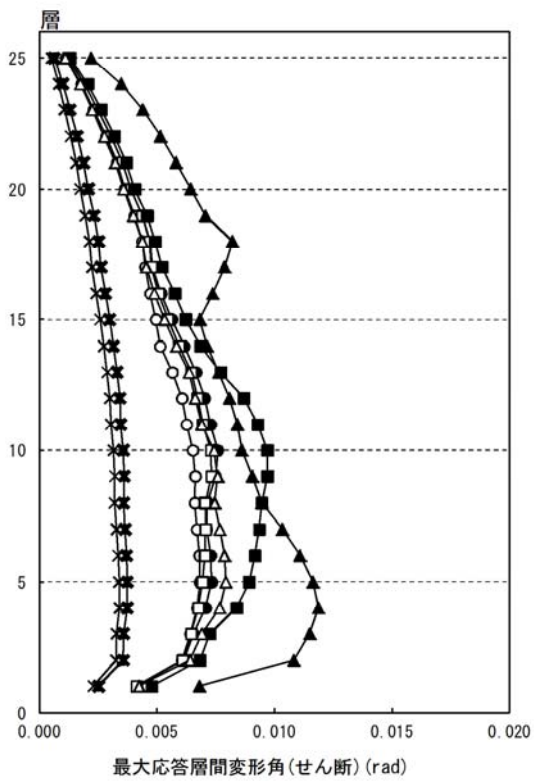
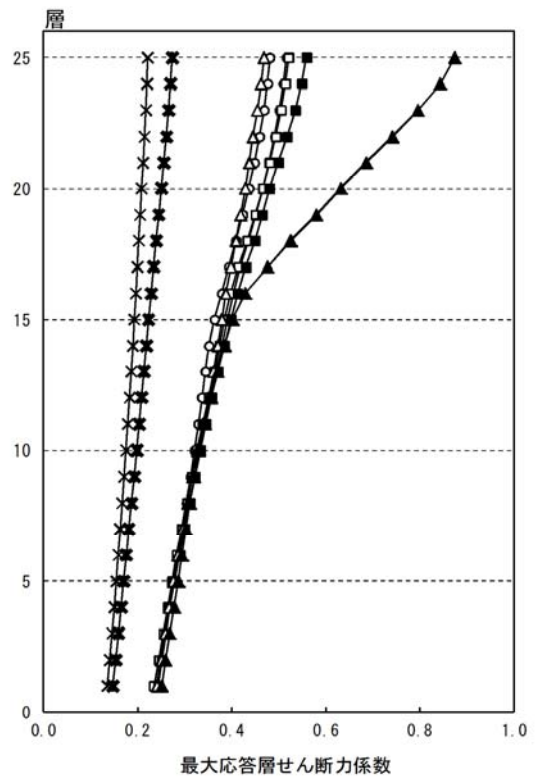
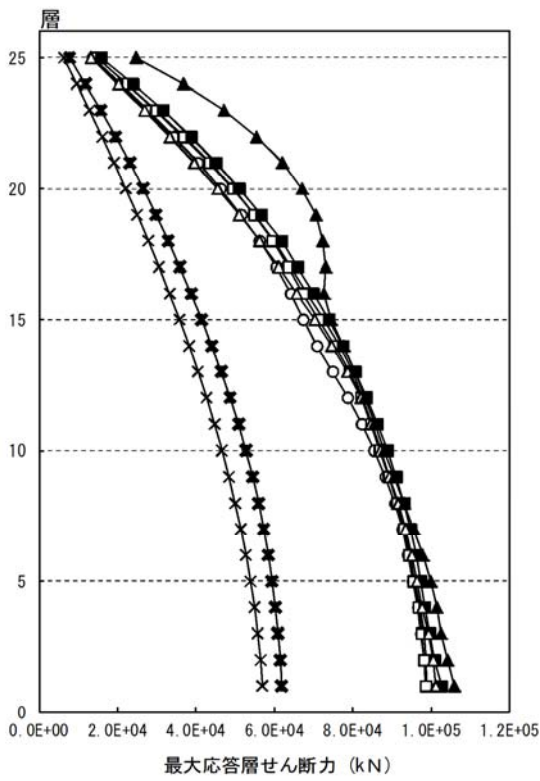
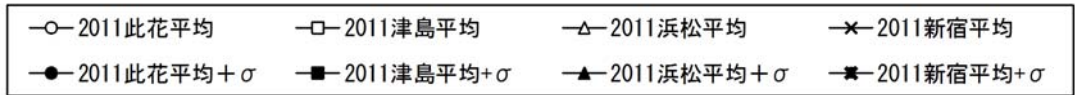


図 4. 2. 1-5 X方向最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

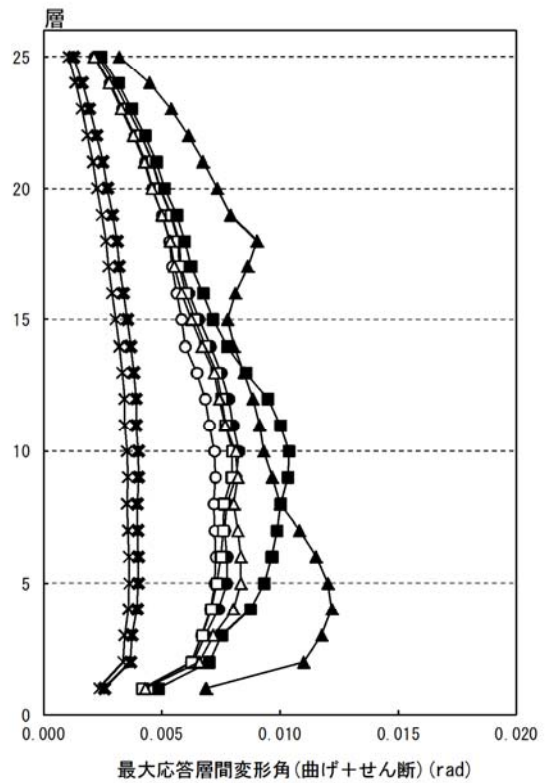
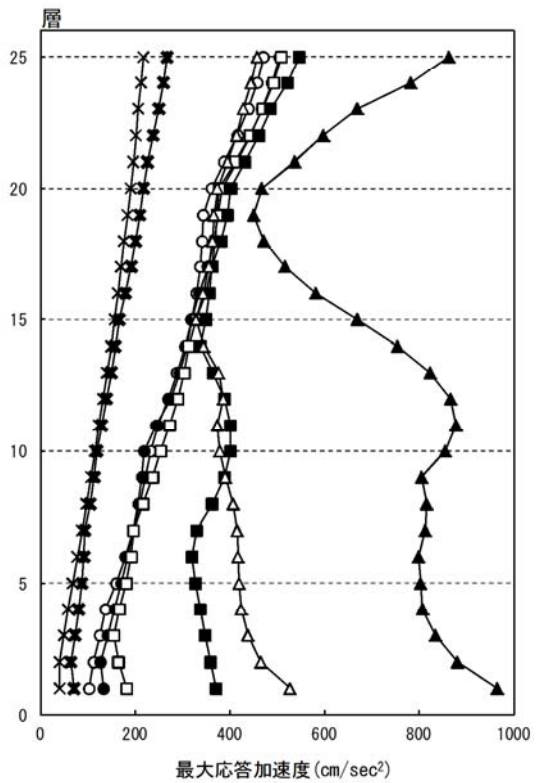
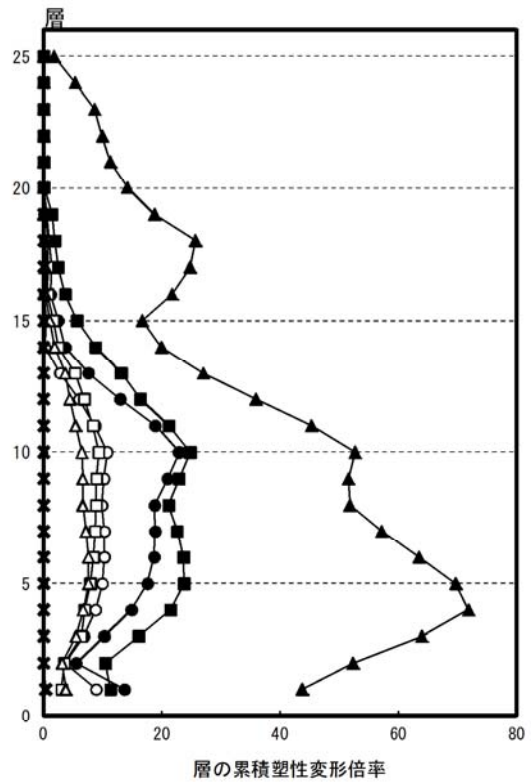
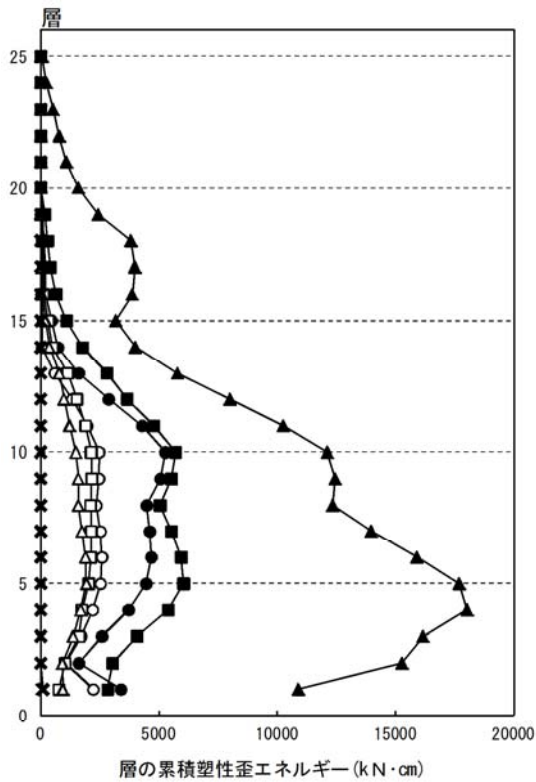
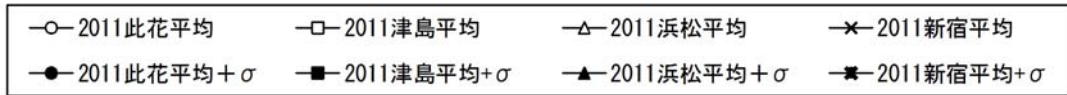


図 4. 2. 1-6 X方向最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

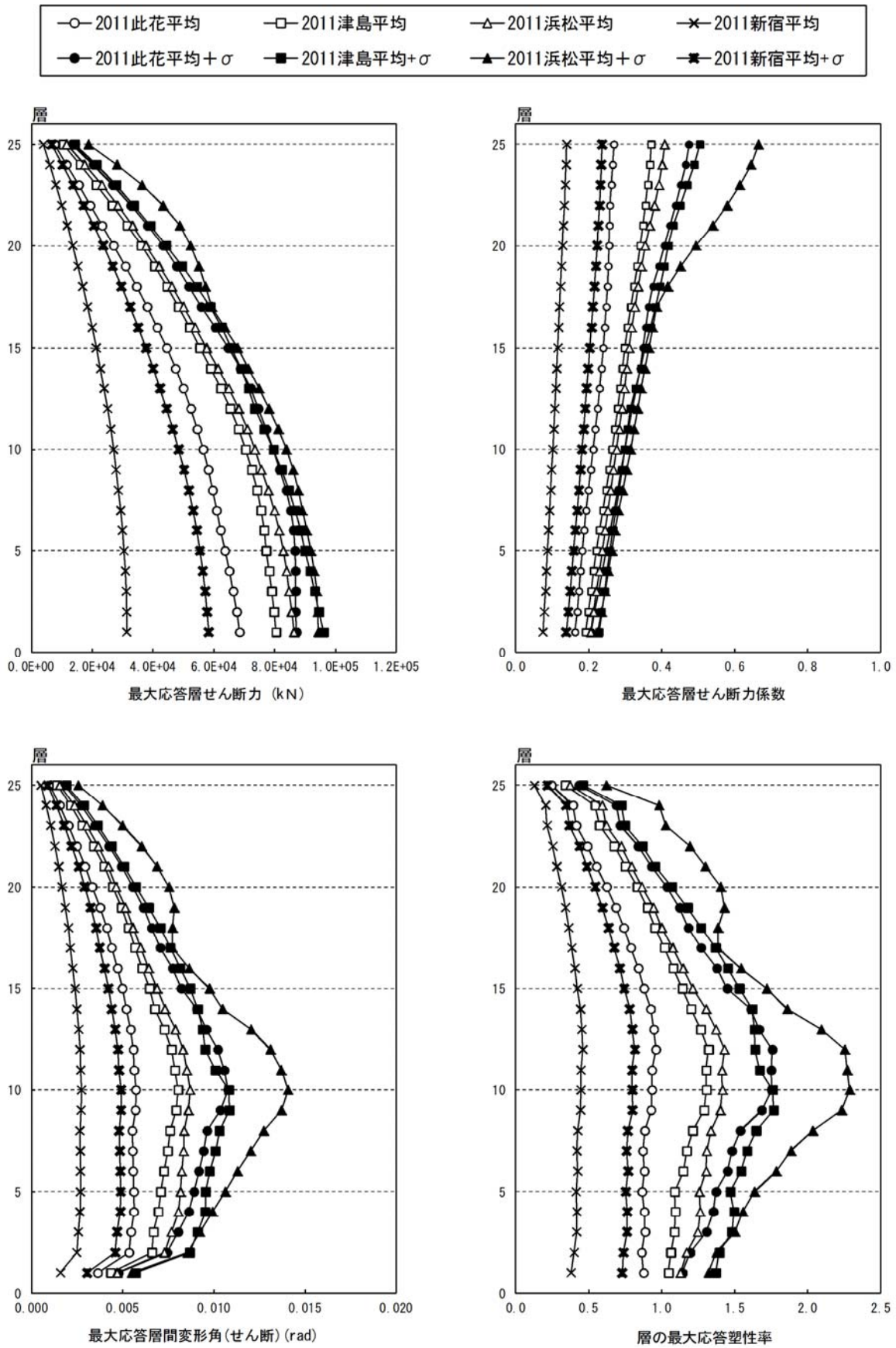


図 4.2.1-7 Y方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

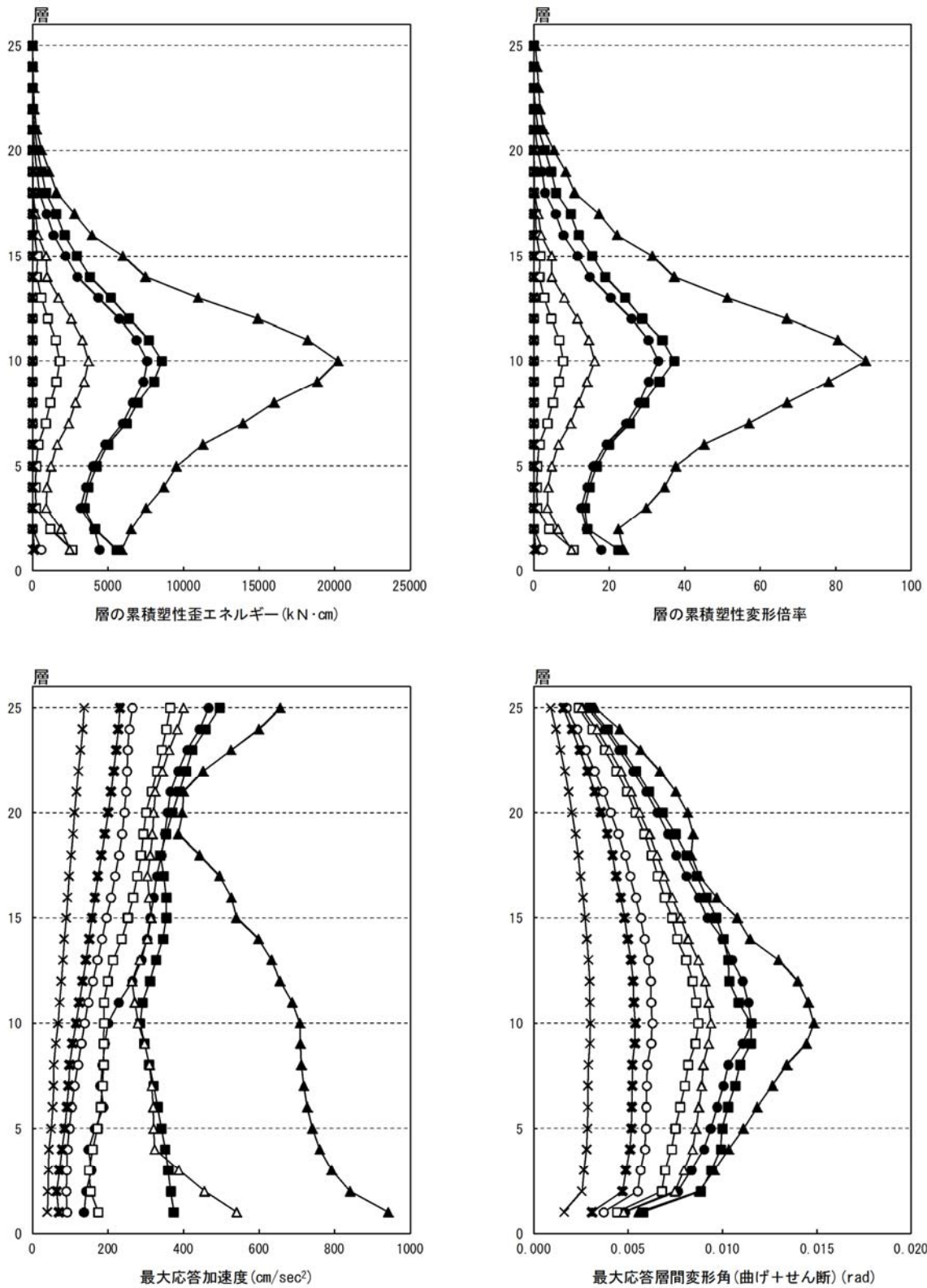
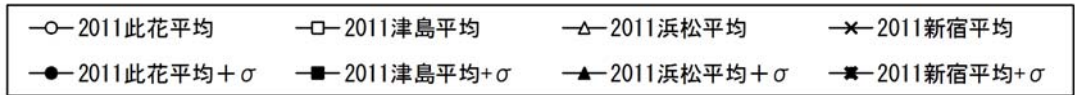


図 4. 2. 1-8 Y方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-1-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均	470.9	56.7	1/137	1.086	10.73	0.329
		津島平均	508.7	59.5	1/125	1.301	9.30	1.950
		新宿平均	217.2	29.2	1/276	0.603	0.19	0.007
	Y	此花平均	264.6	50.8	1/159	0.960	2.31	0.019
		津島平均	363.6	65.9	1/115	1.319	10.58	2.009
		新宿平均	136.7	24.5	1/333	0.459	0.00	0.001

2009 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均	346.8	46.8	1/176	0.958	5.20	0.005
		津島平均	479.3	59.1	1/123	1.338	10.60	1.540
		新宿平均	232.5	31.6	1/258	0.643	0.33	0.002
	Y	此花平均	258.2	49.3	1/164	0.924	1.85	0.005
		津島平均	399.9	76.4	1/97	1.580	13.66	0.604
		新宿平均	264.4	50.2	1/162	0.939	3.21	0.001

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- ・2011 地震動と 2009 地震動の平均波を比較すると、全般的に此花波は 2011 地震動の応答が大きく、津島波は 2011 地震動がやや小さく、新宿波は大幅に小さくなっている。
- ・層間変形角は、2009 地震動では津島波 Y 方向で 1/97 と 1/100 より大きくなっていたが、2011 地震動では全て 1/100 以下となっている。

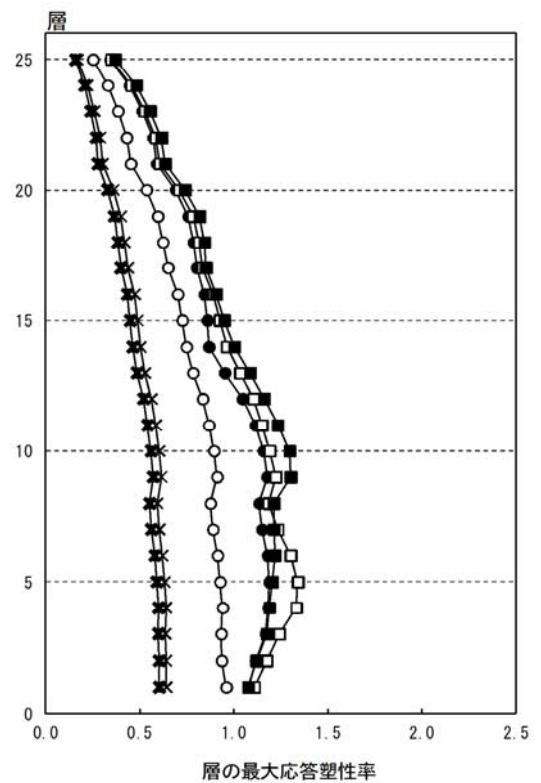
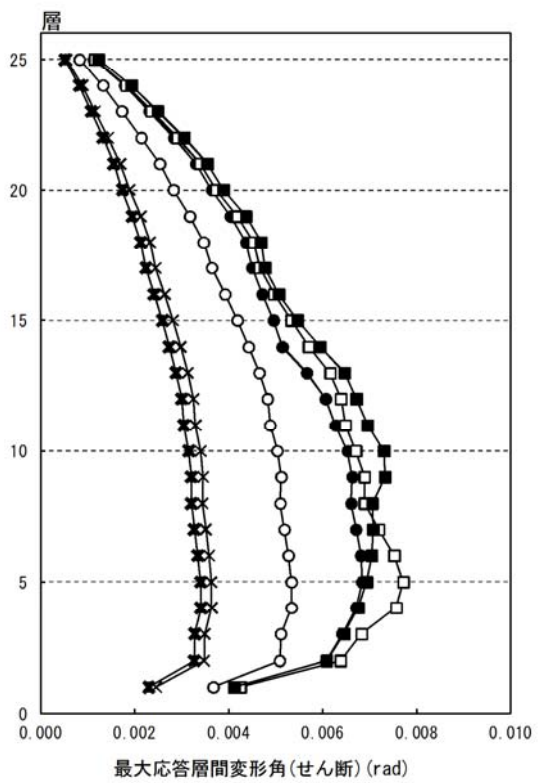
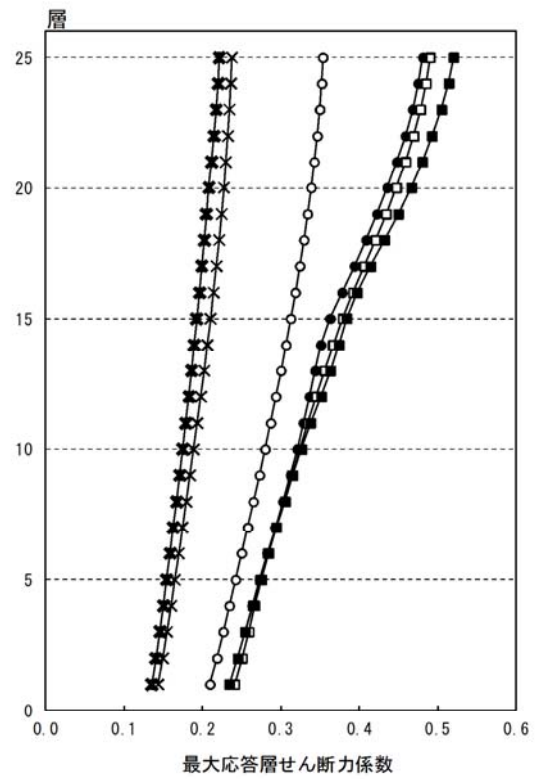
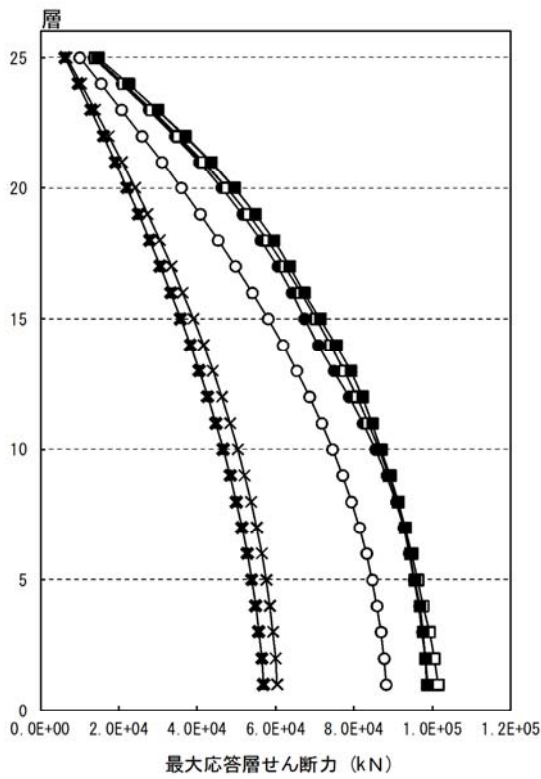


図 4. 2. 1-9 X方向最大応答値(1) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

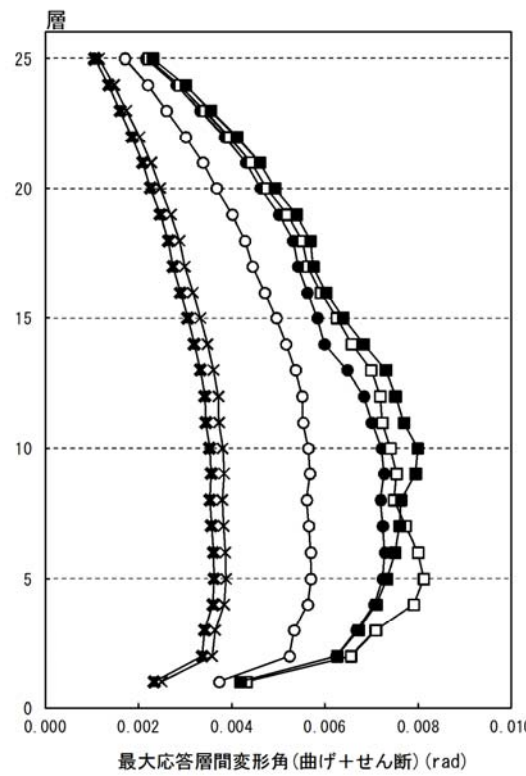
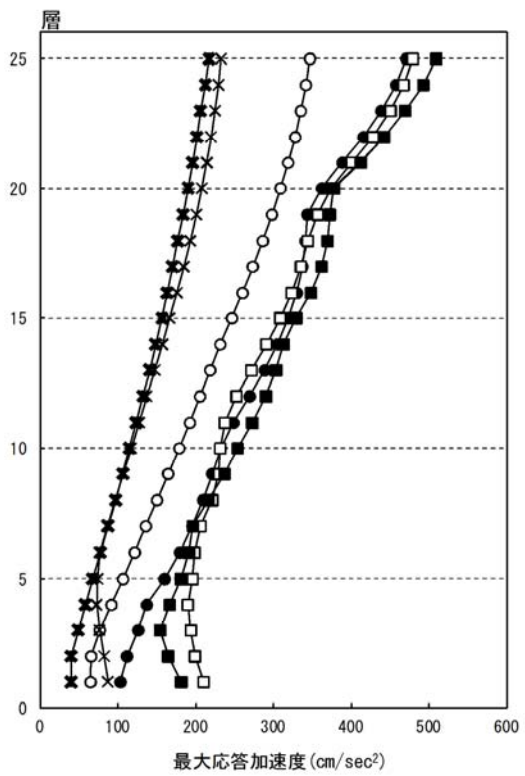
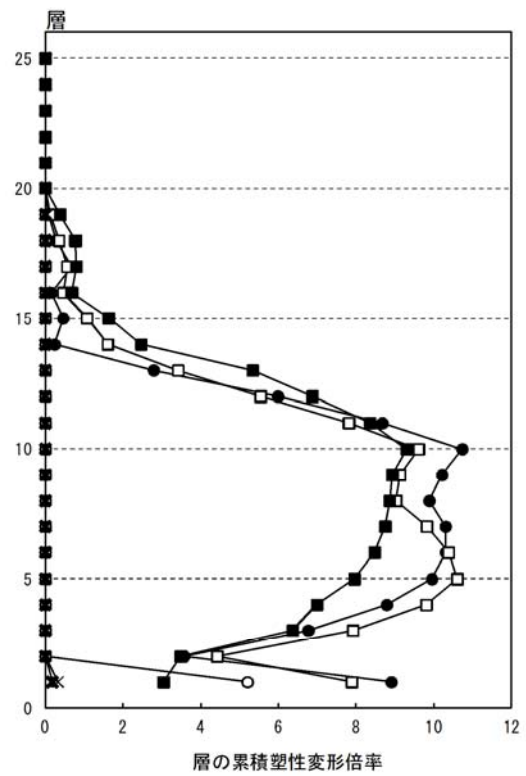
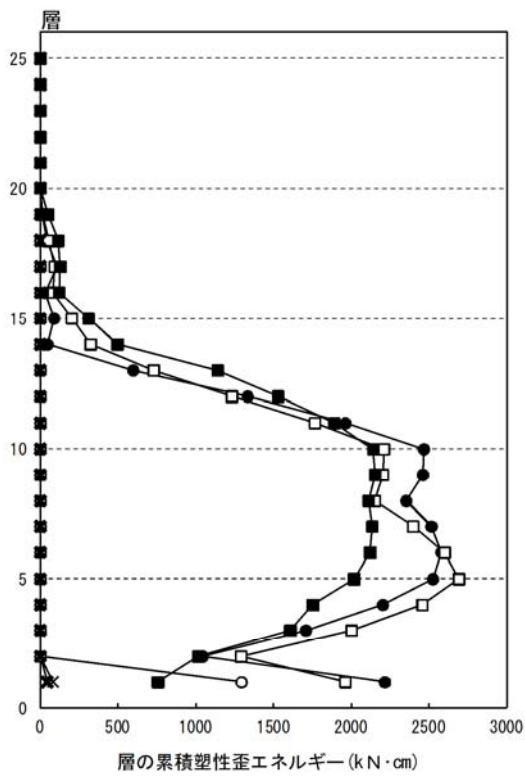


図 4. 2. 1-10 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

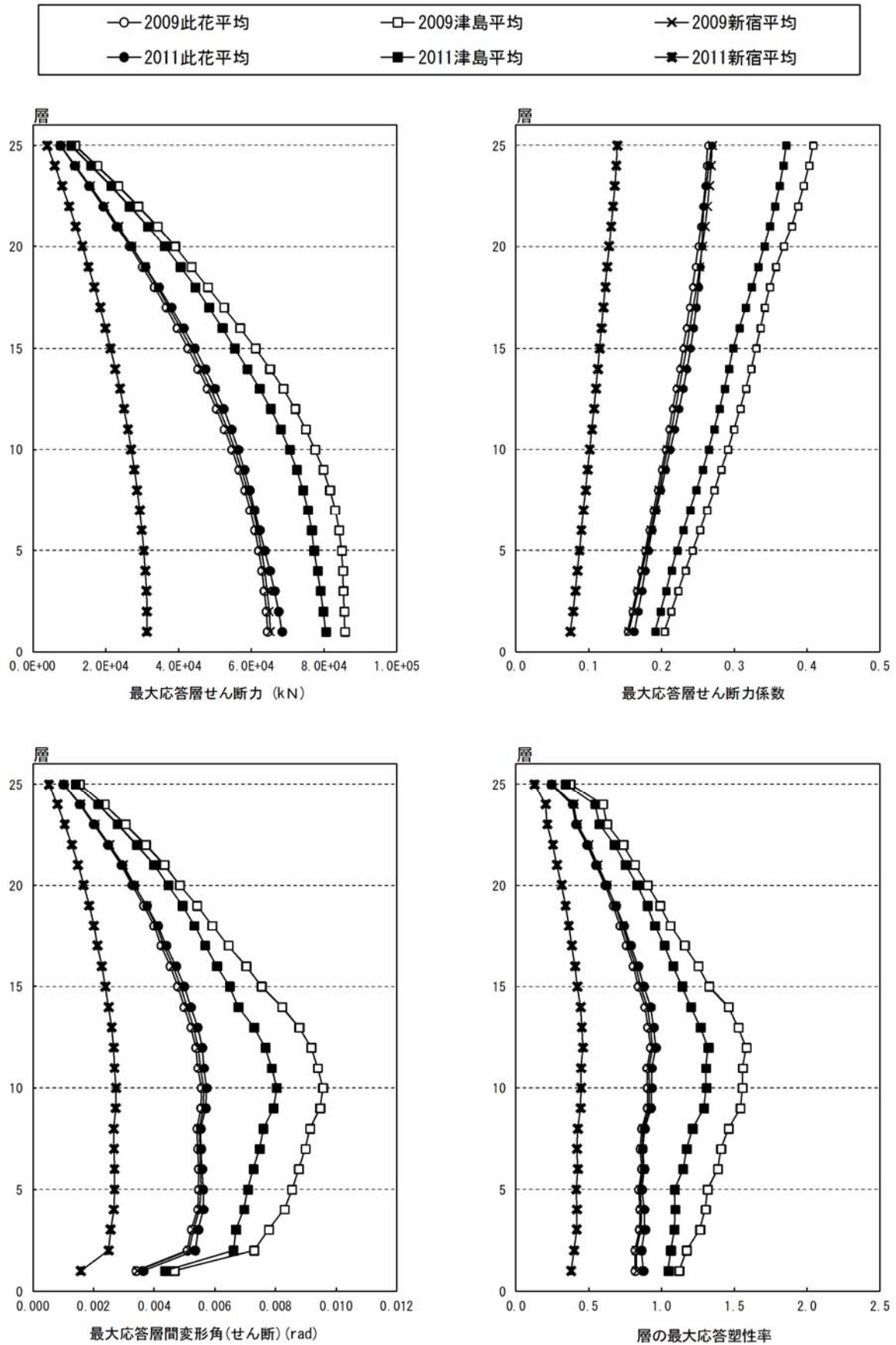


図 4. 2. 1-11 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

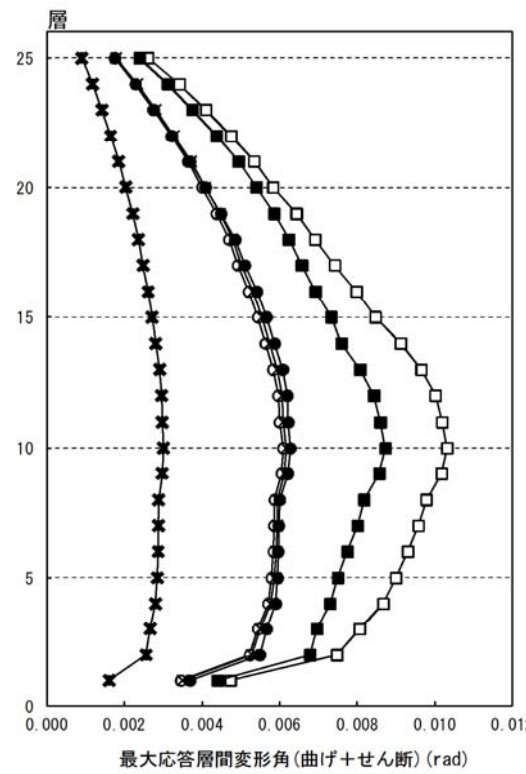
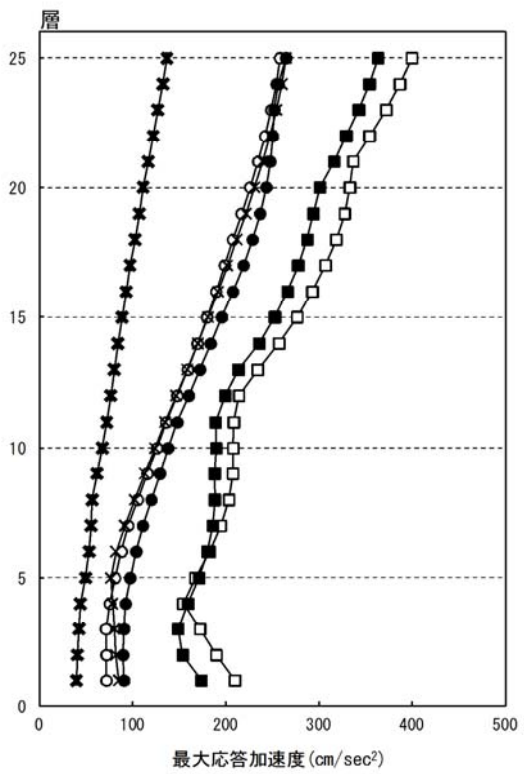
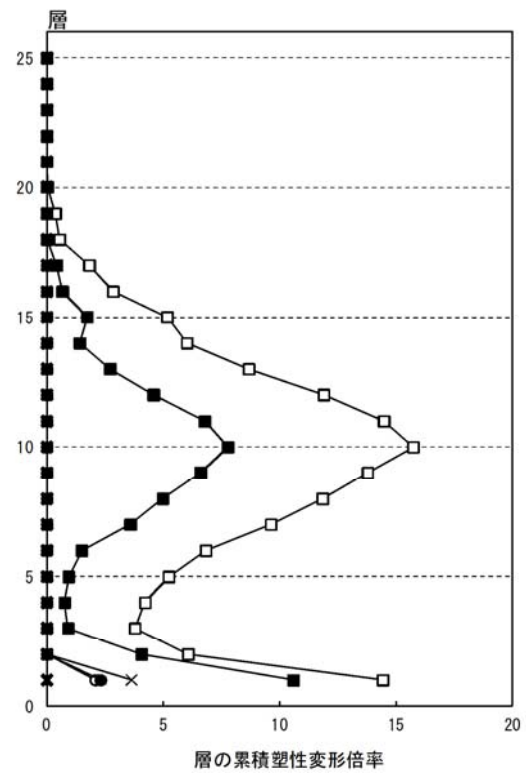
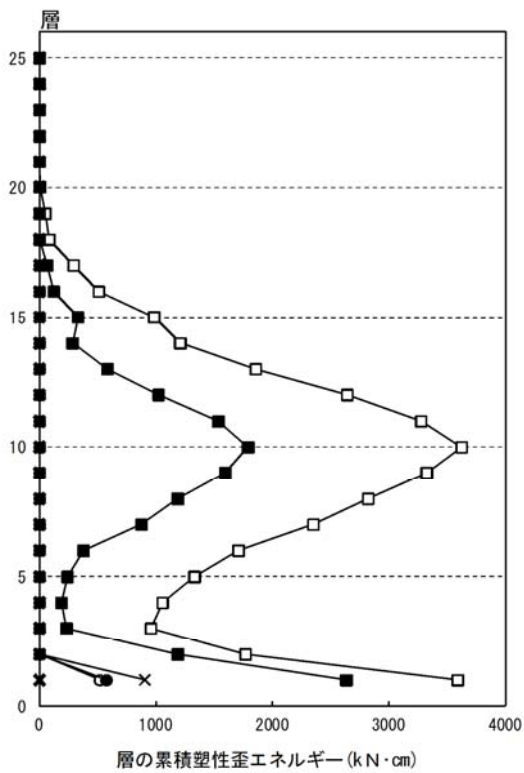


図 4. 2. 1-12 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

4-2-1-6 2011 地震動平均+σ波と2009 地震動平均+σ波との比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均+σ	504.9	60.7	1/121	1.384	22.91	0.627
		津島平均+σ	546.5	68.9	1/96	1.723	24.77	7.460
		新宿平均+σ	267.7	33.4	1/249	0.659	0.38	0.003
	Y	此花平均+σ	466.1	81.1	1/87	1.757	32.97	0.222
		津島平均+σ	495.1	77.9	1/87	1.766	37.16	0.418
		新宿平均+σ	231.4	43.9	1/186	0.815	0.55	0.022

2009 地震動の平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 100m級	X	此花平均+σ	346.8	46.8	1/176	0.958	5.20	0.005
		津島平均+σ	479.3	59.1	1/123	1.338	10.60	1.540
		新宿平均+σ	232.5	31.6	1/258	0.643	0.33	0.002
	Y	此花平均+σ	366.6	68.0	1/110	1.370	9.81	0.704
		津島平均+σ	486.8	93.1	1/70	2.212	46.03	3.250
		新宿平均+σ	355.2	64.9	1/118	1.275	9.85	0.161

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max}/δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- 2011 地震動と 2009 地震動の平均+σ波を比較すると、全般的に此花波はX・Y両方向とも2011地震動の方が大きく、津島波はX方向では2011地震動の方が大きく、Y方向では2011地震動の方が小さく、新宿波はX方向ではほぼ同等、Y方向では大幅に小さくなっている。
- 層間変形角は、2009地震動では津島波Y方向だけが1/70と1/100をより大きくなっていましたが、2011地震動では津島波X方向1/96、津島波Y方向1/87、此花波Y方向1/87で1/100を超えている。

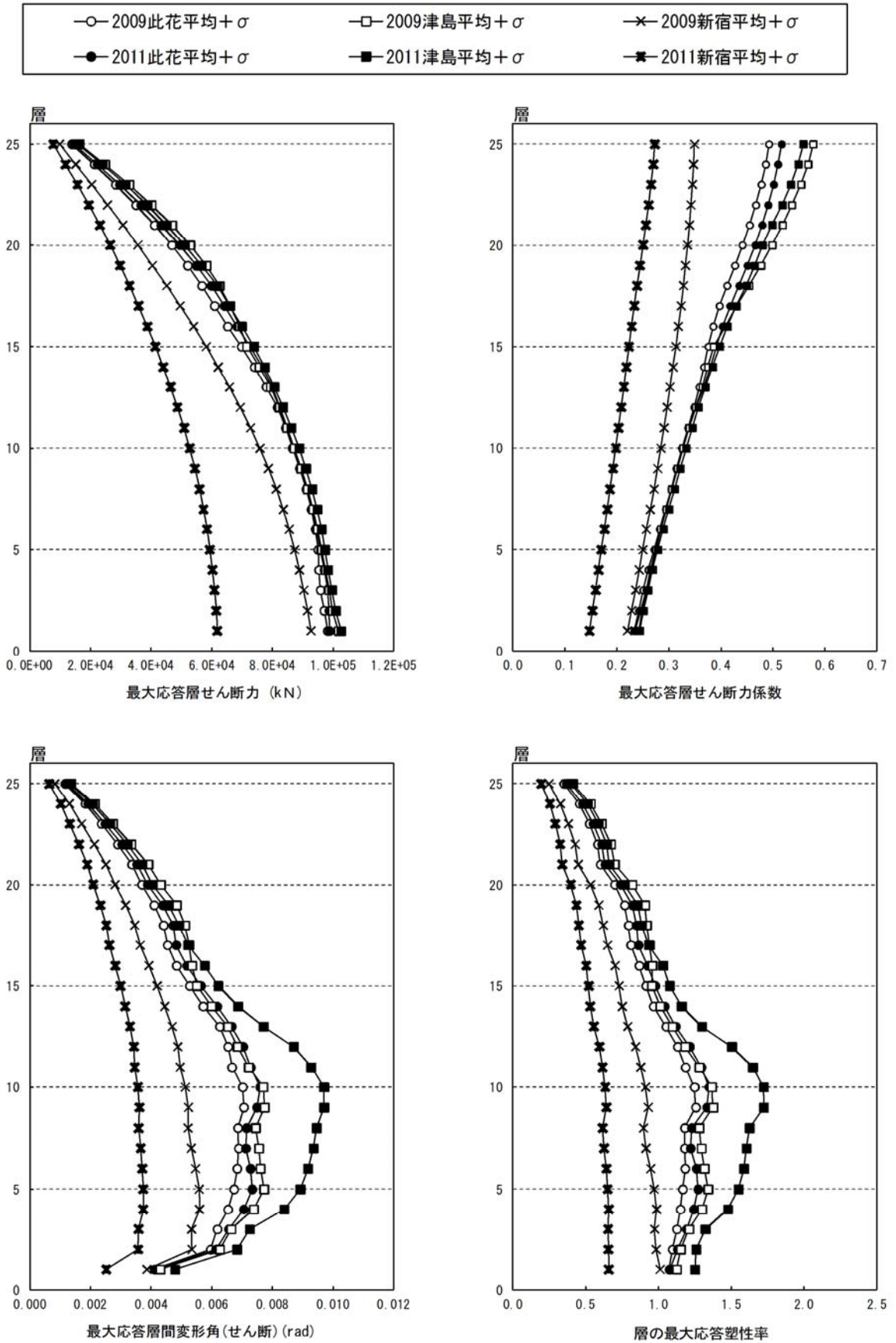


図 4.2.1-13 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

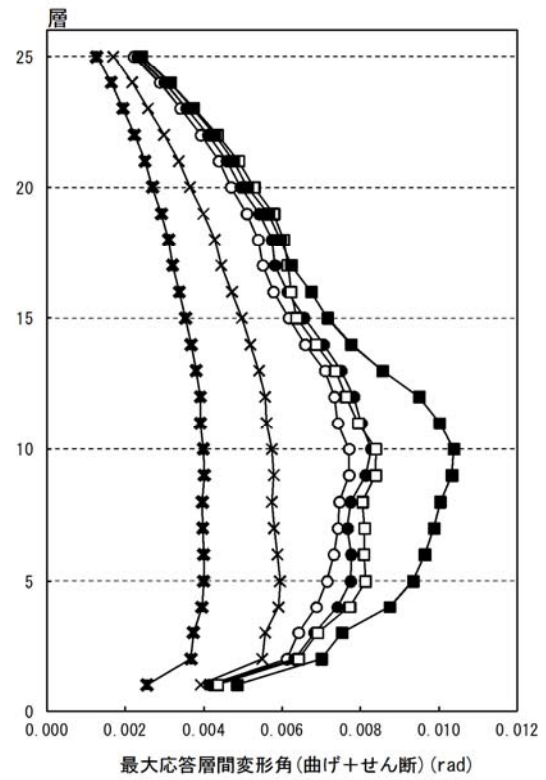
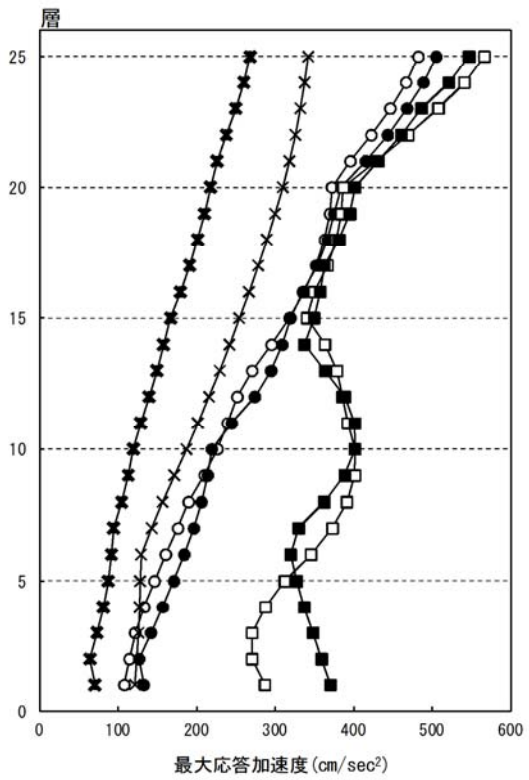
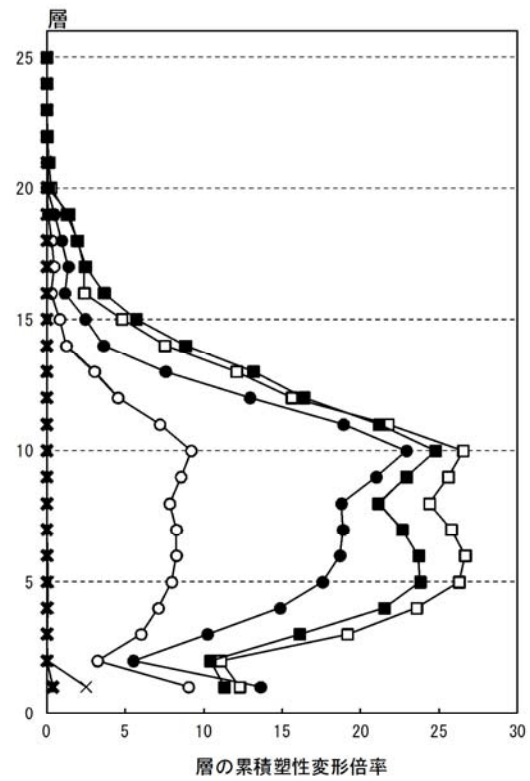
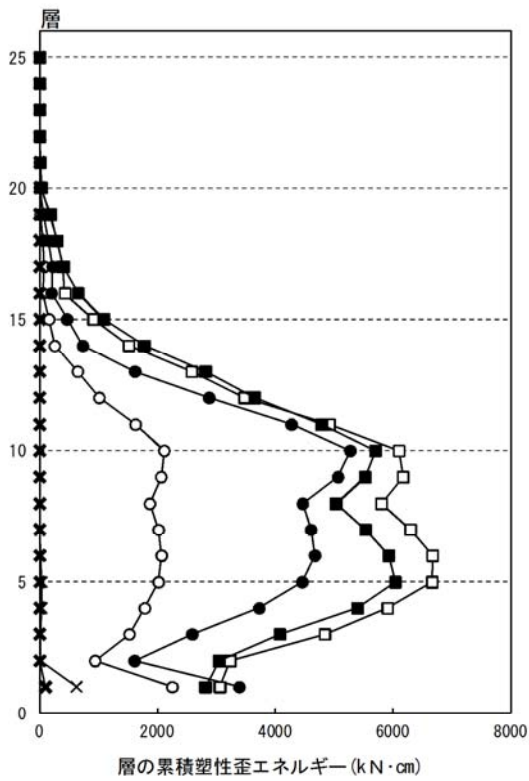
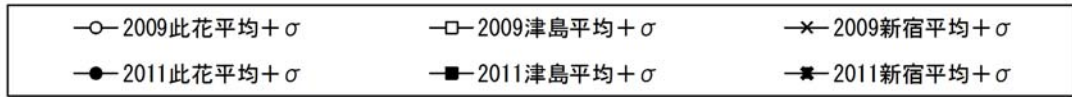


図 4. 2. 1-14 X方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

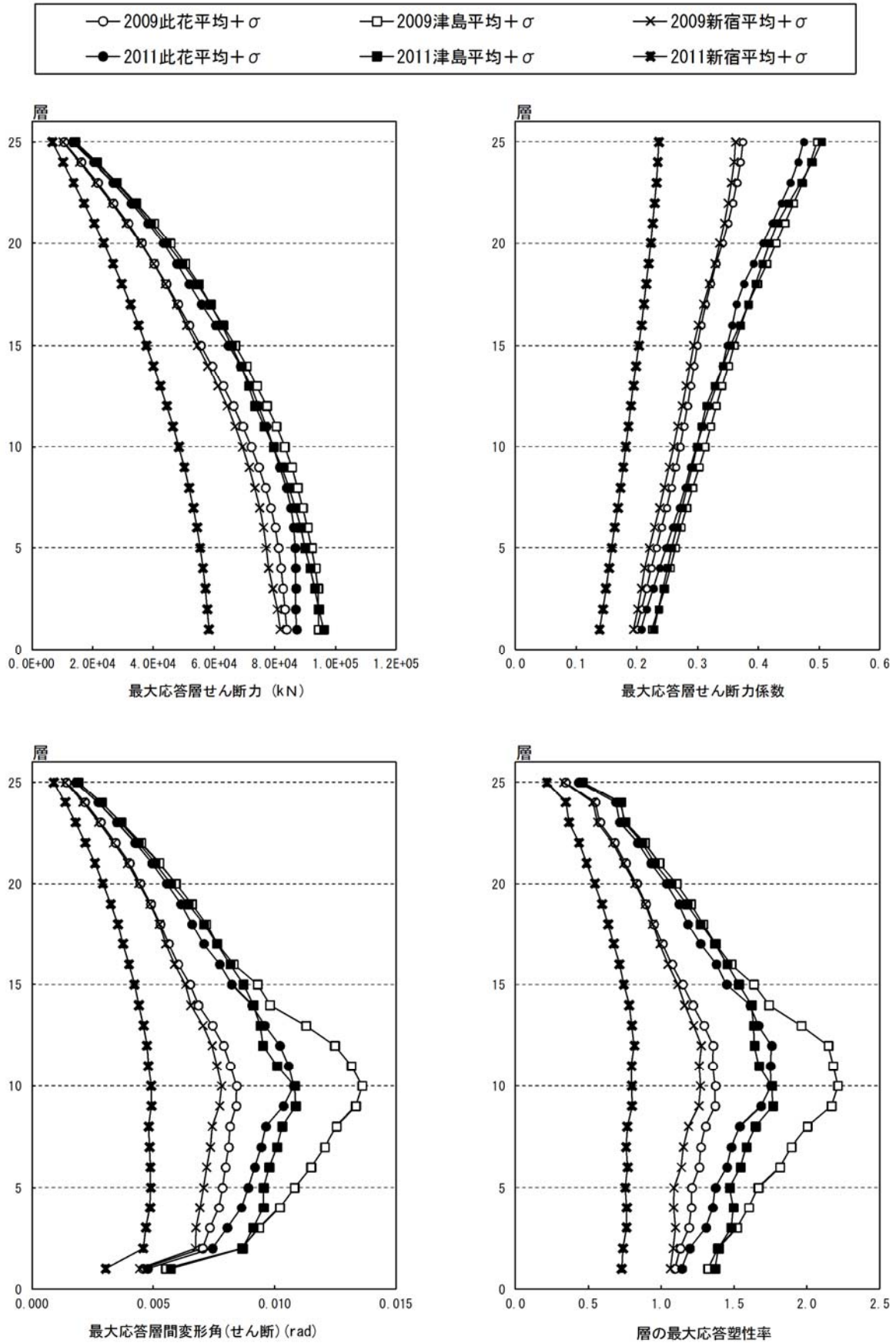


図 4. 2. 1-15 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

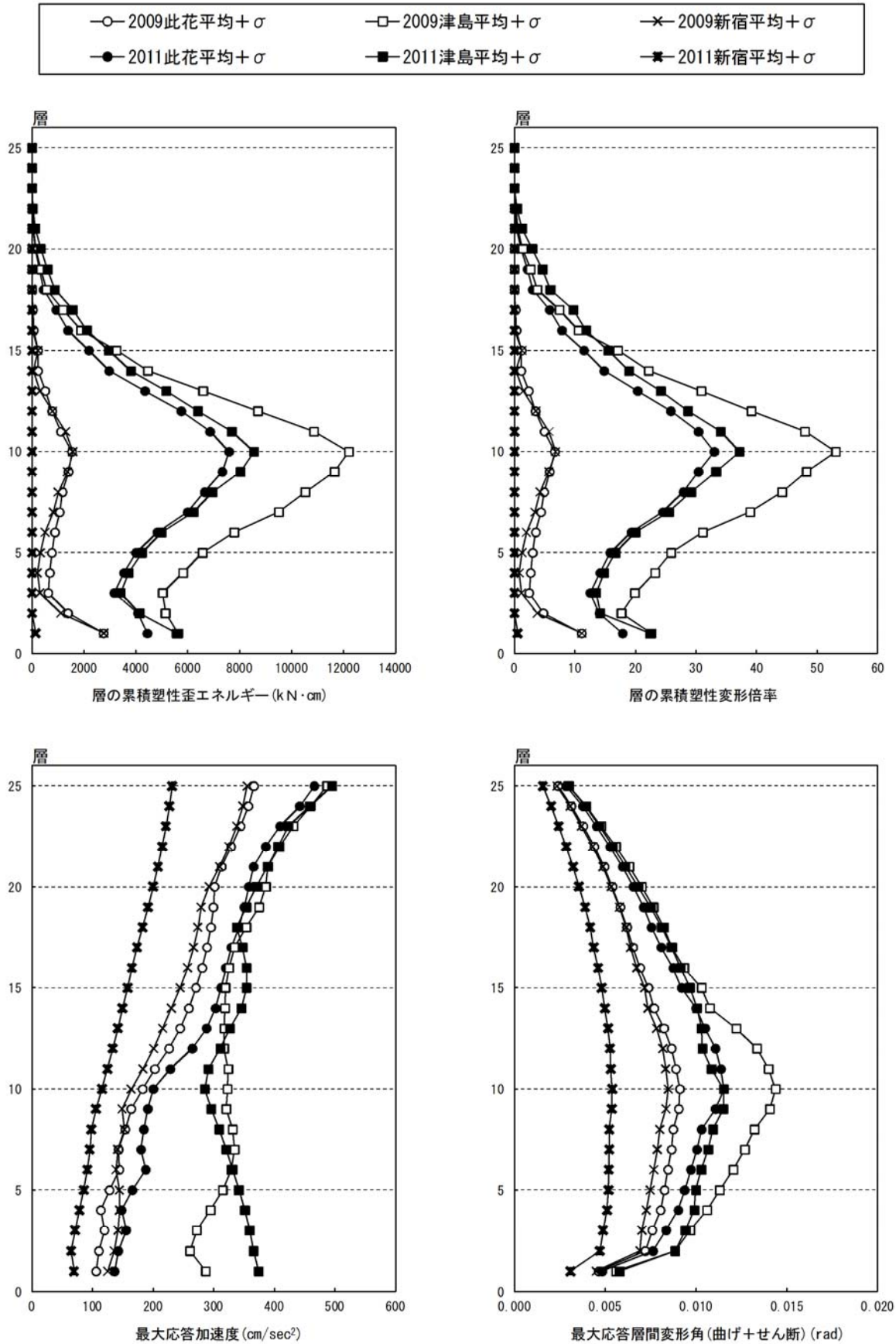


図 4. 2. 1-16 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-2-2 S 120m級建物

4-2-2-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
鉄骨造	2001	26	120.0m	長手 2.6 短手 2.9	長手 (X) 短手 (Y)	低降伏点鋼の壁型および 間柱型制振ダンパー付鉄骨 フレーム

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

・建物概要および設計方針

本建物は地上 26 階、軒高 120m のオフィスビルである。平面形は片側コアの整形な形状としている。構造形式は X、Y 方向ともに、低降伏点鋼材を壁形状および間柱形状に設けた制振構造である。

耐震クライテリアは、極めて稀に起こる可能性のある地震に対して層間変形角 1/100 以下、主架構の層塑性率 2.0 以下と設定し、制振構造とすることによりこのクライテリアに対して十分な余裕を持たせている。

4-2-2-2 モデル化の方針

項目		
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系 <input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組 <input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数	<input checked="" type="checkbox"/> 初期剛性比例 <input type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
	[2%]	
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販 [SNAP V4]	<input type="checkbox"/> 自社開発
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材 (柱・壁) の軸力・曲げ非線形相互作用考慮	
当時の一般規定*の 解析上の扱い		
その他		

* (幅厚比、ボルト、横補剛等)

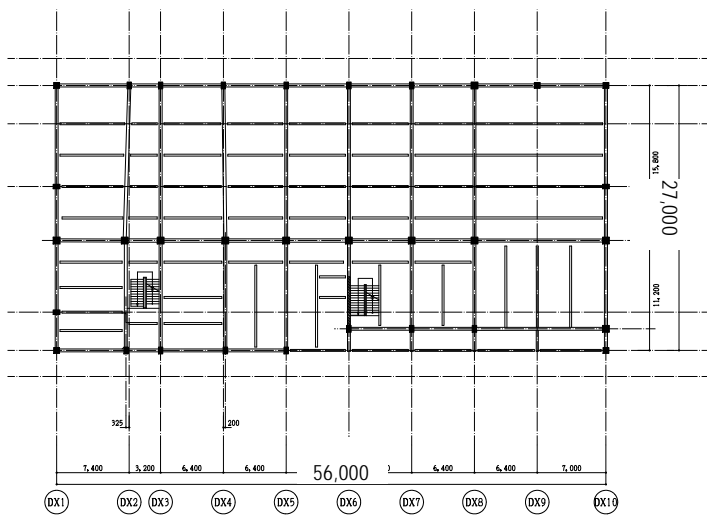
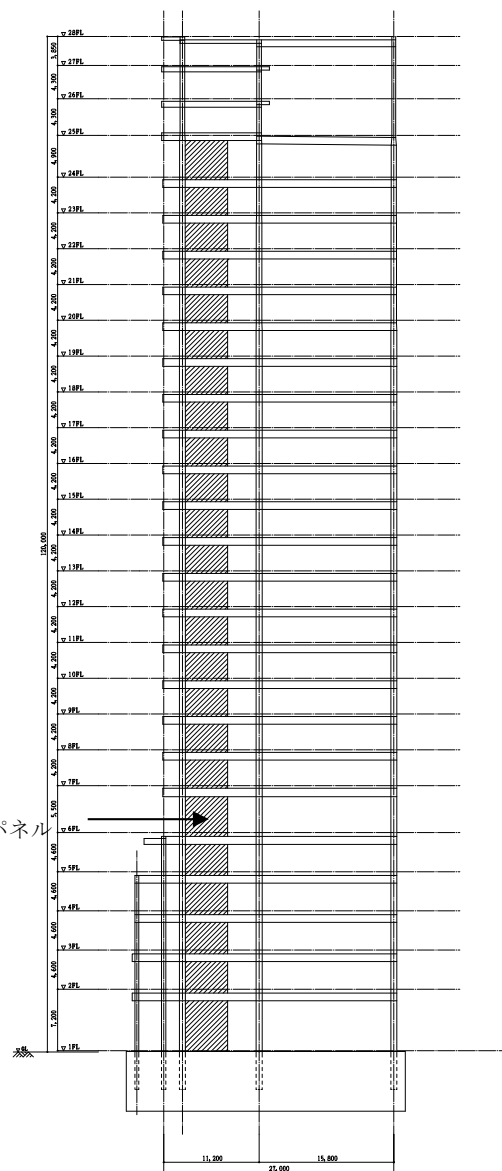


図 4.2.2-1 基準階床伏図



低降伏点鋼制振パネル

図 4.2.2-2 軸組図

4-2-2-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

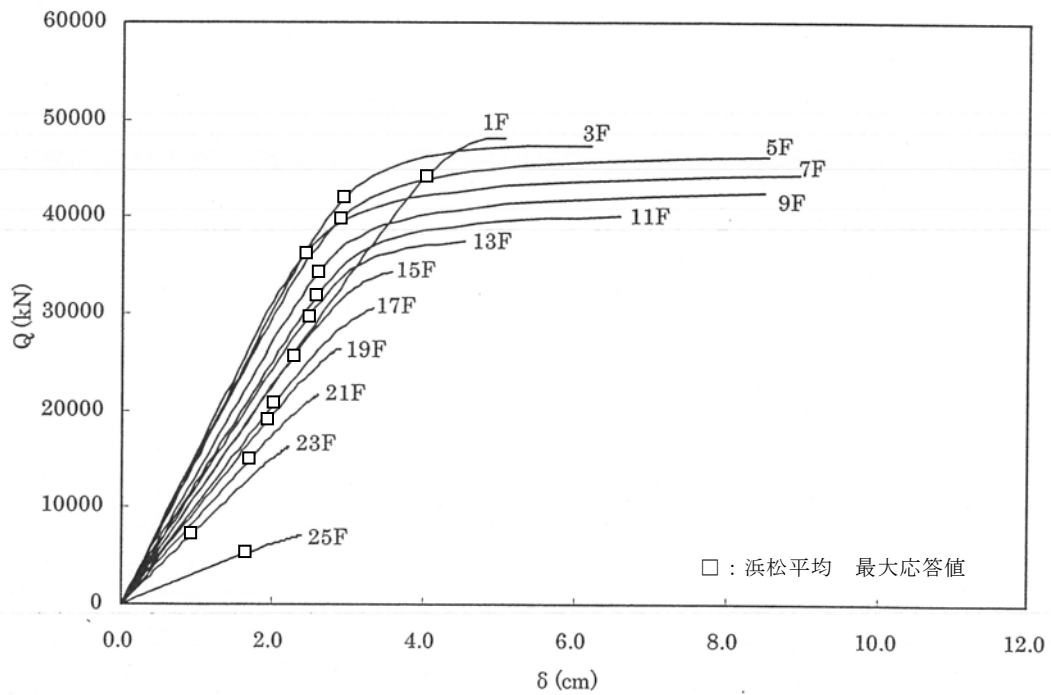


図 4. 2. 2-3 X方向荷重変形関係図

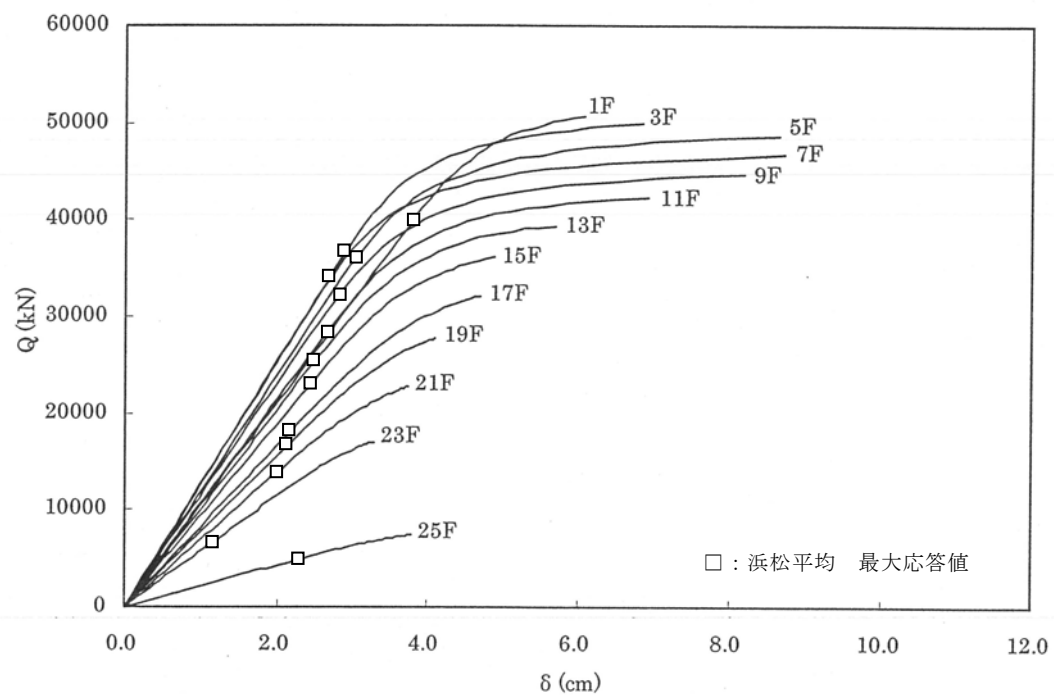


図 4. 2. 2-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/ 75 時点）

表 4. 2. 2-1 主要階の層せん断力と層せん断力係数

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）		Y 方向（短手方向）	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
26	6537	4000	0.612	5000	0.765
19	94703	26000	0.275	28000	0.296
11	197091	40000	0.203	42500	0.216
7	248132	44000	0.177	47000	0.189
1	345166	48000	0.139	51000	0.148

4-2-2-3 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m 級	此花(OSKH02)平均	252.2	40.1	1/247	0.92	187.3	0.27
	津島(AIC003)平均	380.0	46.0	1/220	1.03	209.4	0.30
	浜松(SZO024)平均	564.4	61.0	1/153	1.45	354.1	0.74
	新宿(KGIN) 平均	139.3	22.4	1/475	0.49	33.3	0.40
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	273.5	43.4	1/264	0.84	317.4	0.17
	津島(AIC003)平均	396.2	48.3	1/220	1.02	262.8	0.03
	浜松(SZO024)平均	648.5	71.6	1/147	1.52	293.5	1.26
	新宿(KGIN) 平均	170.7	28.3	1/414	0.56	117.8	0.24

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m 級	此花(OSKH02)平均+σ	380.6	65.3	1/147	1.55	749.3	0.73
	津島(AIC003)平均+σ	533.5	72.6	1/138	1.64	559.7	1.01
	浜松(SZO024)平均+σ	795.0	86.3	1/93	2.58	830.5	2.84
	新宿(KGIN) 平均+σ	197.9	31.1	1/318	0.70	105.4	0.07
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	401.7	76.1	1/132	1.75	789.2	1.97
	津島(AIC003)平均+σ	552.2	78.7	1/147	1.62	526.5	0.98
	浜松(SZO024)平均+σ	872.9	97.1	1/114	2.03	647.8	0.77
	新宿(KGIN) 平均+σ	200.1	33.4	1/311	0.75	263.0	0.12

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：制振部材を除く主体架構の塑性率とする。第一折れ点からの変形増大倍率（ δ_{max} / δ_p ）とし、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間

変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

最大応答値は前表に示すとおりであり、次頁以降に高さ方向の最大応答値分布を示す。また以下に応答値の特徴を記す。

- (1) 最大応答層せん断力：建物の固有周期（X方向 2.6 秒、Y方向 2.9 秒）と地震波の卓越周期の関係から、津島波以外の長周期波に対する最大応答は小さい。津島波と JSCA 波の応答はほぼ同程度となっている。
- (2) 最大応答層せん断力係数：JSCA 波では上層階の応答が大きく振られる現象が見られるが、長周期波では見られない。
- (3) 最大応答層間変形角（せん断変形成分）：クライテリア 1/100 に対して、各波ともに小さな最大応答値となっている。
- (4) 層の最大応答塑性率：制振部材の有効な働きにより、主架構の塑性率は小さく、津島波以外の長周期波に対しては弾性範囲（塑性率 1.0 以下）の応答となっている。
- (5) 層の累積塑性歪エネルギー：長周期波では履歴形制振部材が多くのエネルギーを吸収している。許容される累積塑性歪エネルギーを精度よく評価することが求められる。
- (6) 層の累積塑性変形倍率：長周期波では履歴形制振部材の累積塑性変形倍率が大きくなっている。許容される累積塑性変形倍率を精度よく評価することが求められる。
- (7) 最大応答加速度：各階で、長周期波よりも JSCA 波の最大応答が大きくなっている。
- (8) 最大応答層間変形角：長周期波、JSCA 波ともにクライテリアに比較して小さな応答となっている。

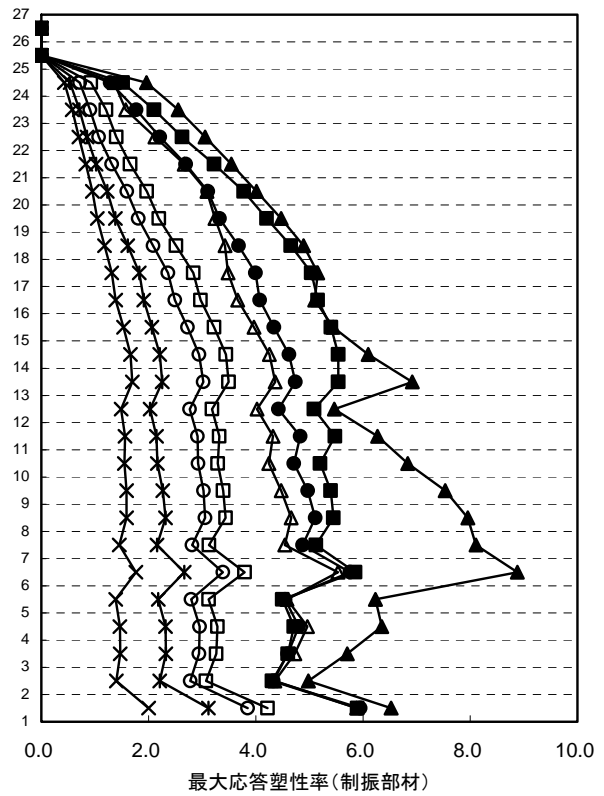
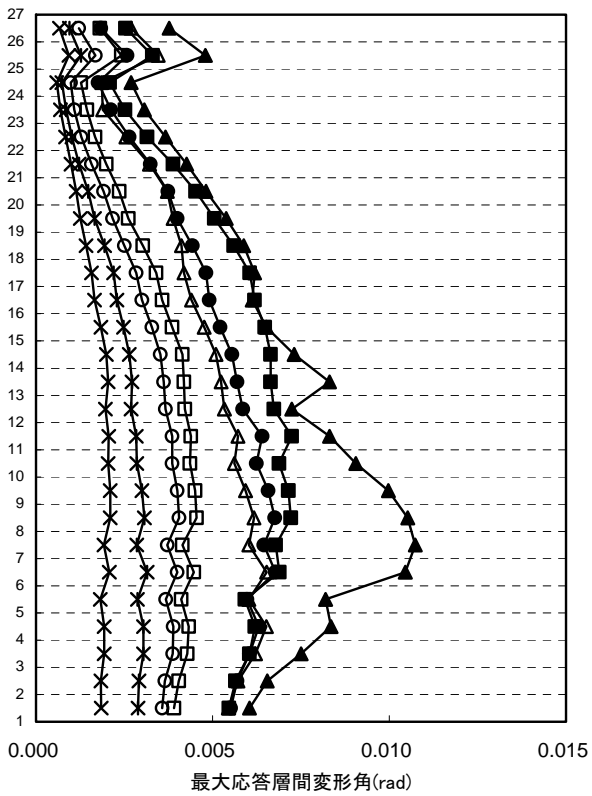
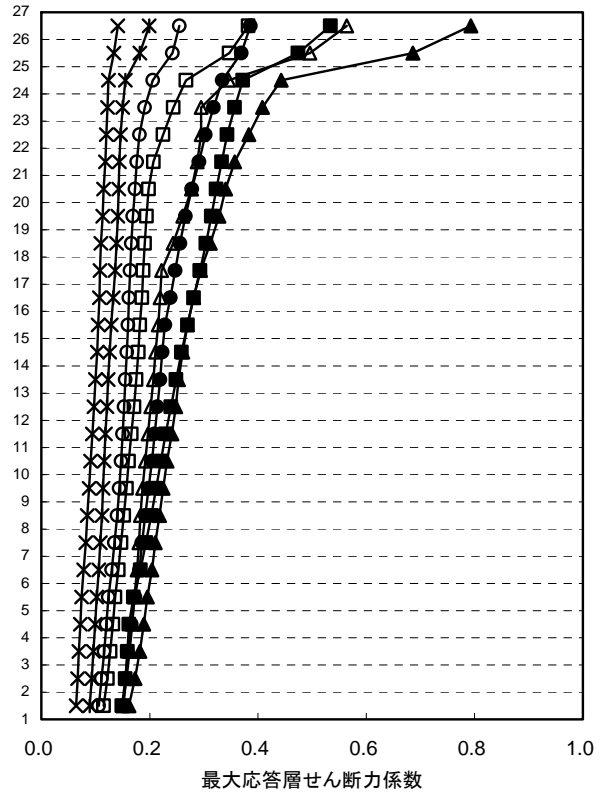
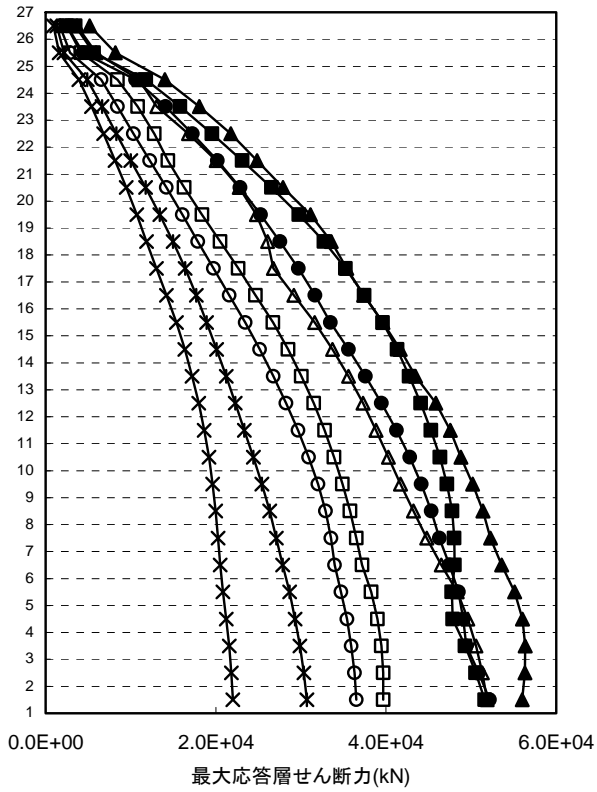
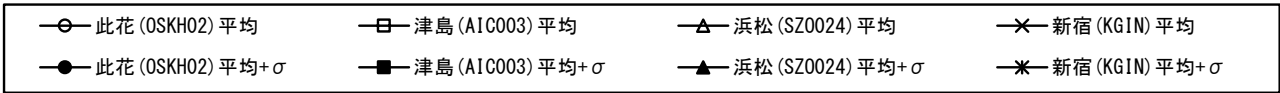


図 4.2.2-5 X 方向最大応答値(1)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

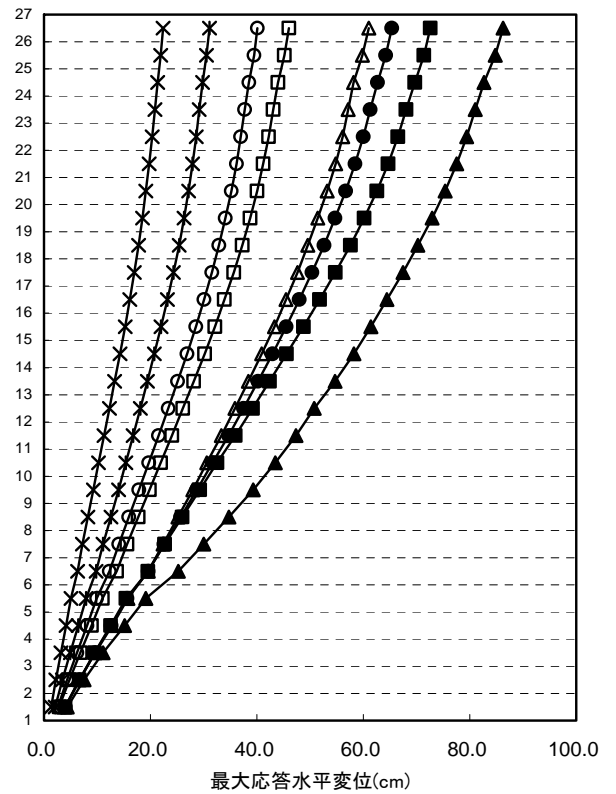
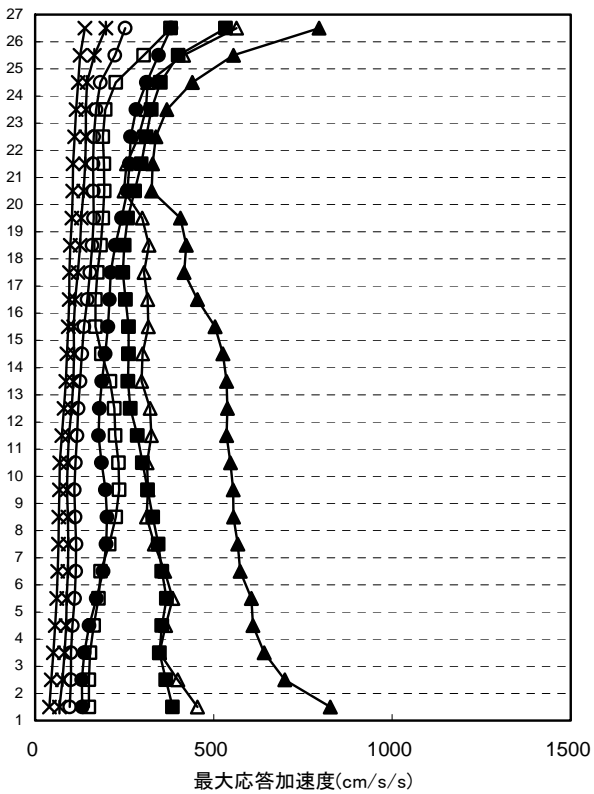
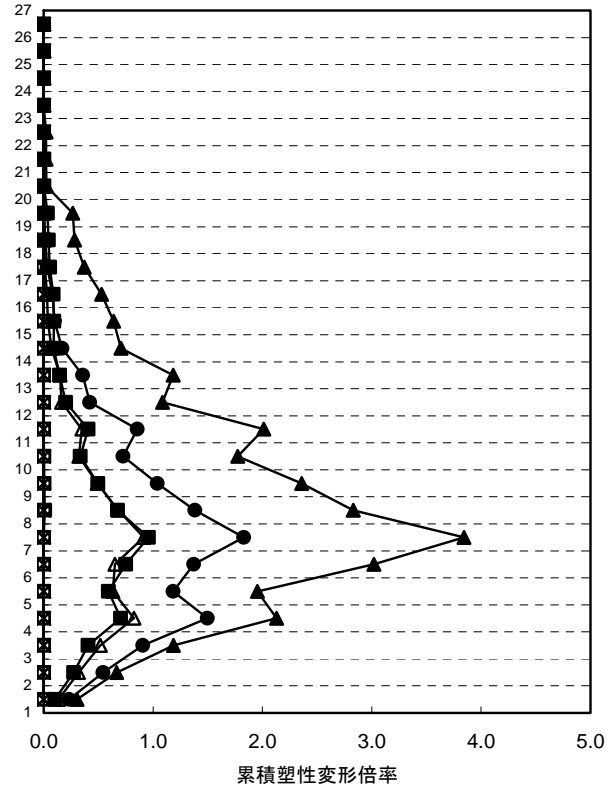
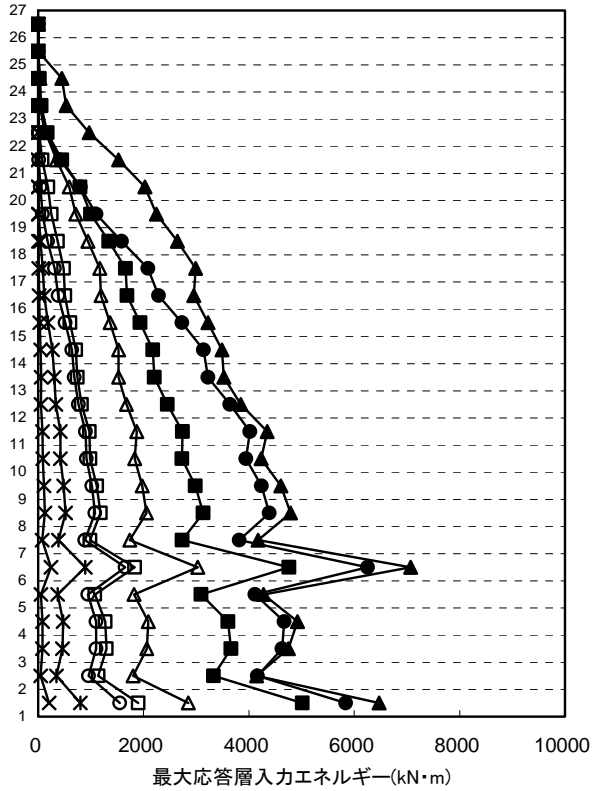


図 4.2.2-6 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

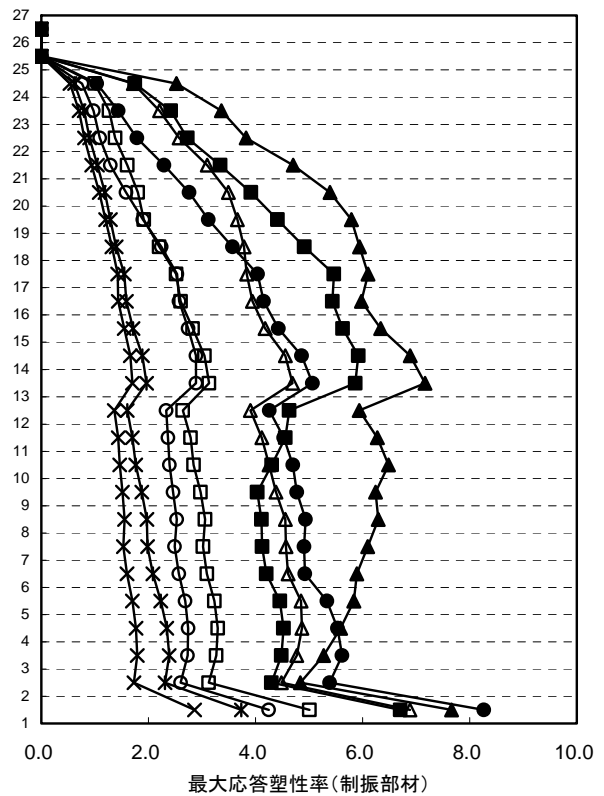
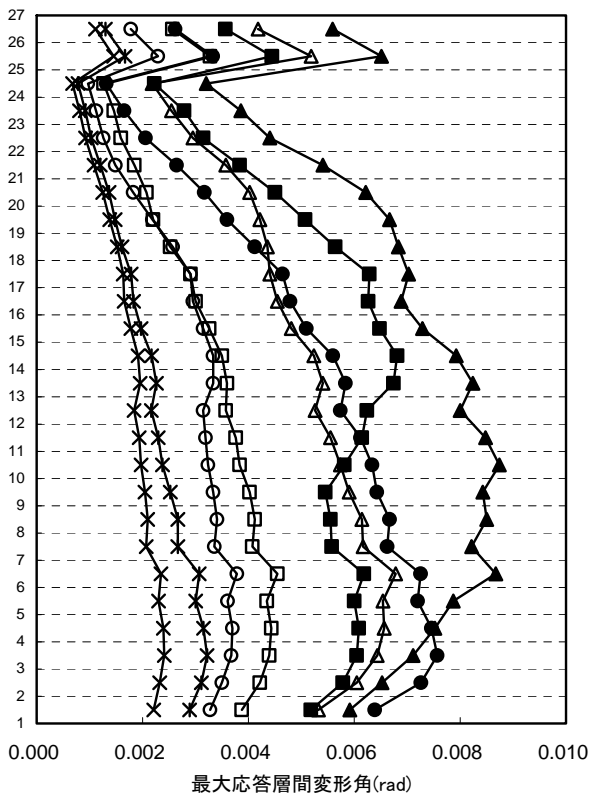
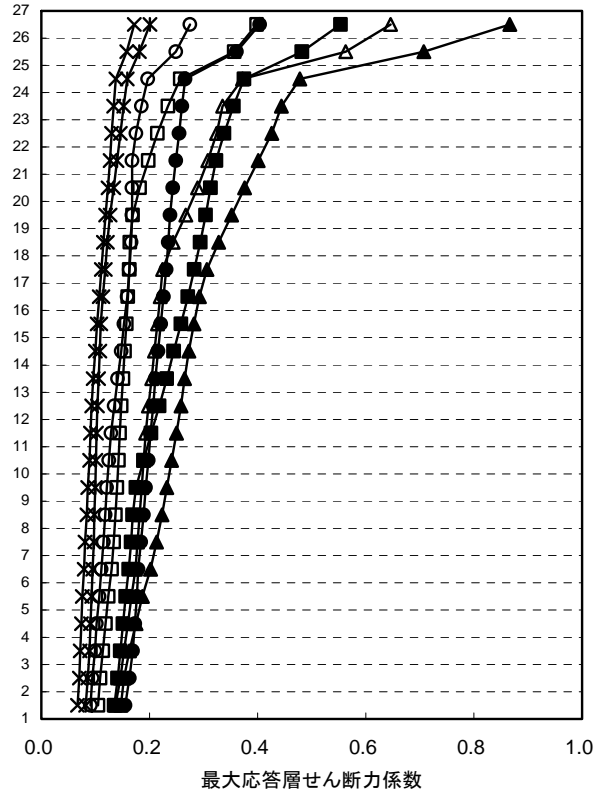
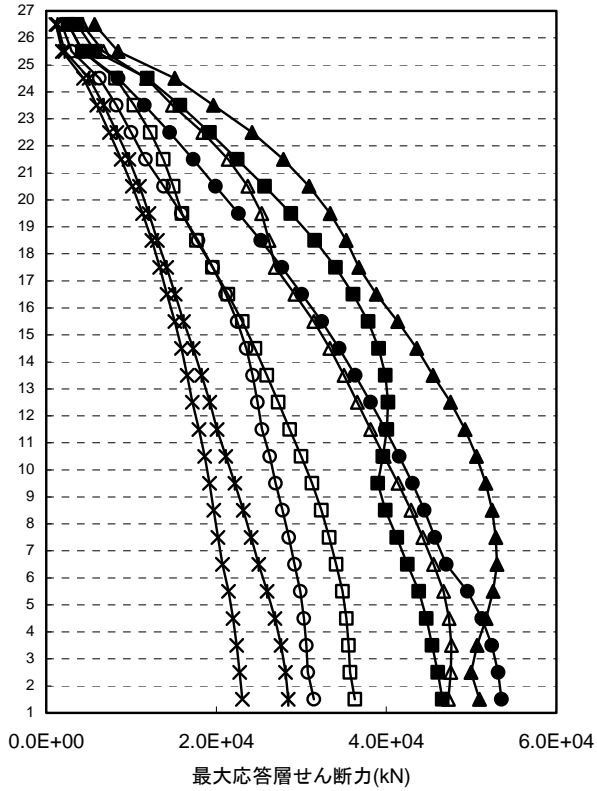
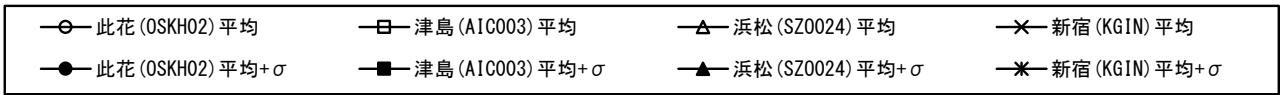


図 4. 2. 2-7 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

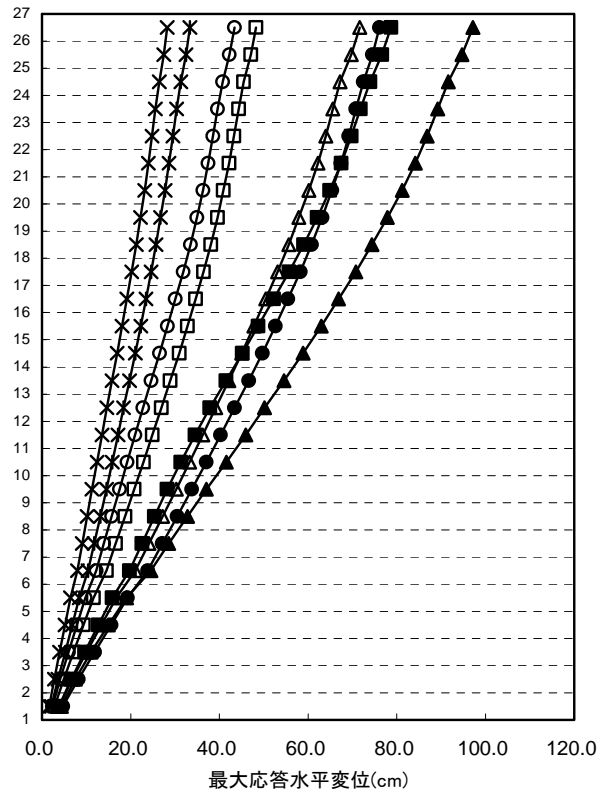
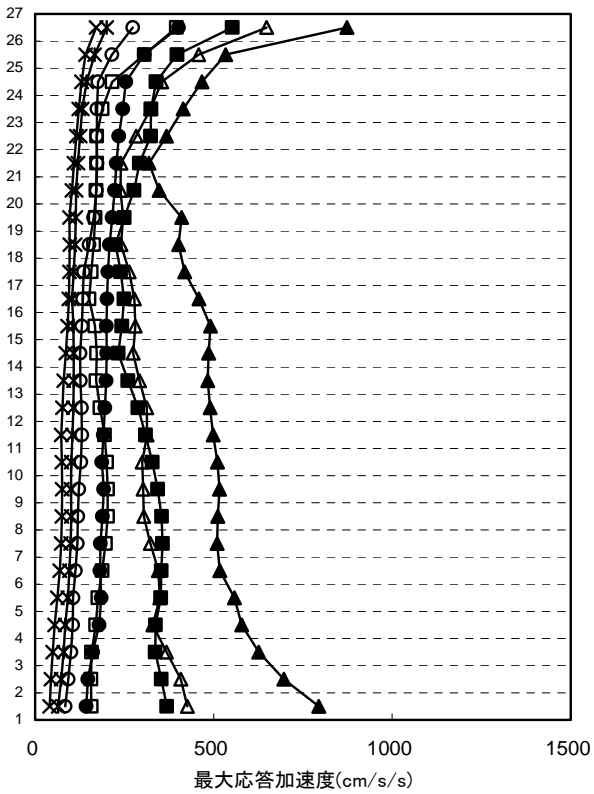
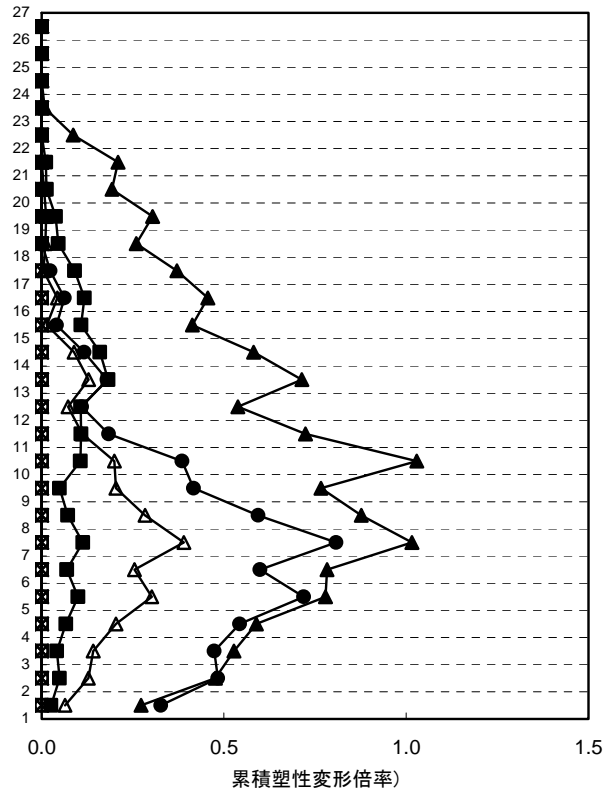
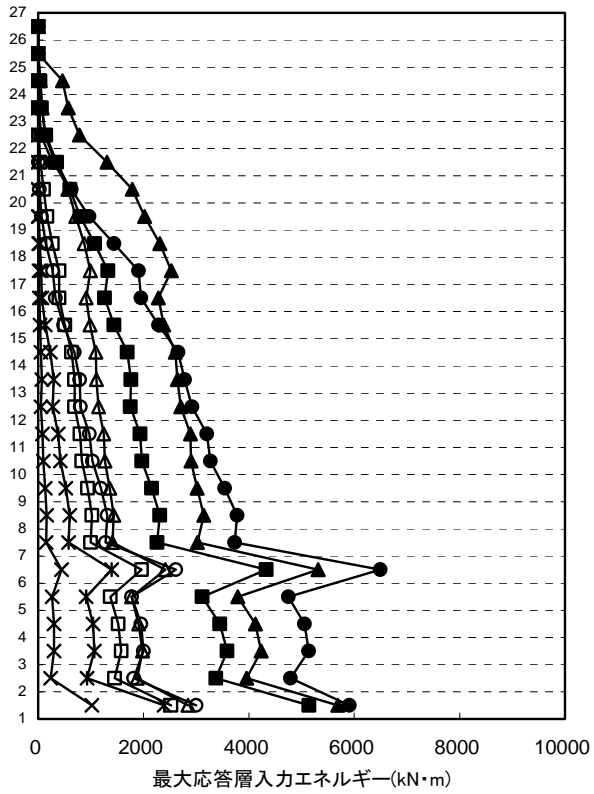
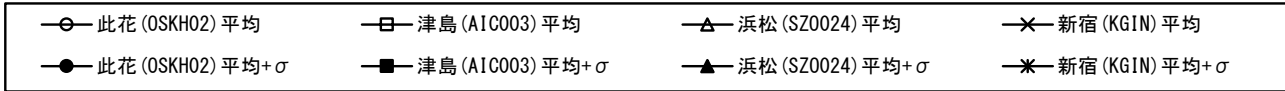


図 4.2.2-8 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-2-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m 級	此花(OSKH02)平均	252.2	40.1	1/247	0.92	187.3	0.27
	津島(AIC003)平均	380.0	46.0	1/220	1.03	209.4	0.30
	新宿(KGIN) 平均	139.3	22.4	1/475	0.49	33.3	0.40
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	273.5	43.4	1/264	0.84	317.4	0.17
	津島(AIC003)平均	396.2	48.3	1/220	1.02	262.8	0.03
	新宿(KGIN) 平均	170.7	28.3	1/414	0.56	117.8	1.26

2009 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m 級	此花(OSKH02)平均	207.2	36.6	1/258	0.88	182.8	0.06
	津島(AIC003)平均	422.9	53.2	1/176	1.27	363.0	0.06
	新宿(KGIN) 平均	215.1	31.6	1/311	0.72	92.5	0.05
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	189.3	42.7	1/231	1.01	200.2	0.36
	津島(AIC003)平均	376.3	59.9	1/173	1.37	272.8	0.00
	新宿(KGIN) 平均	234.6	31.7	1/367	0.60	89.9	0.35

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：制振部材を除く主体架構の塑性率とする。第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) とし、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

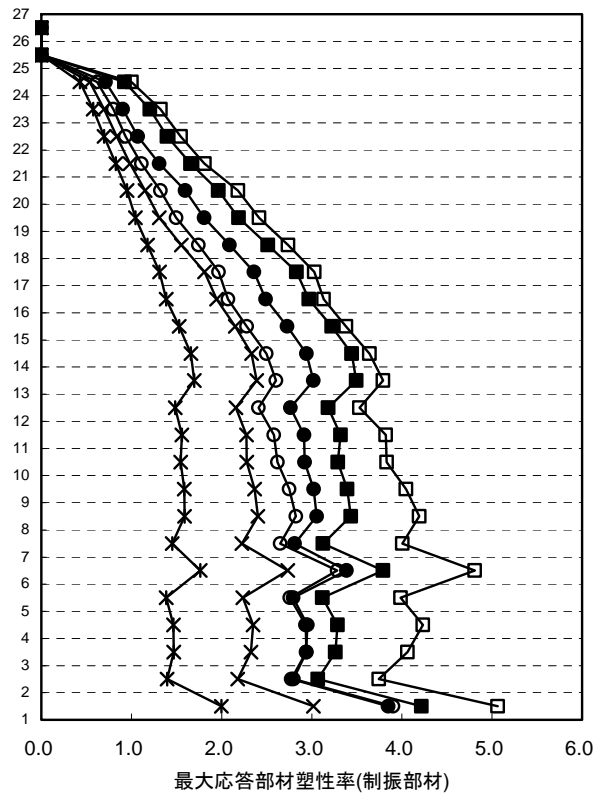
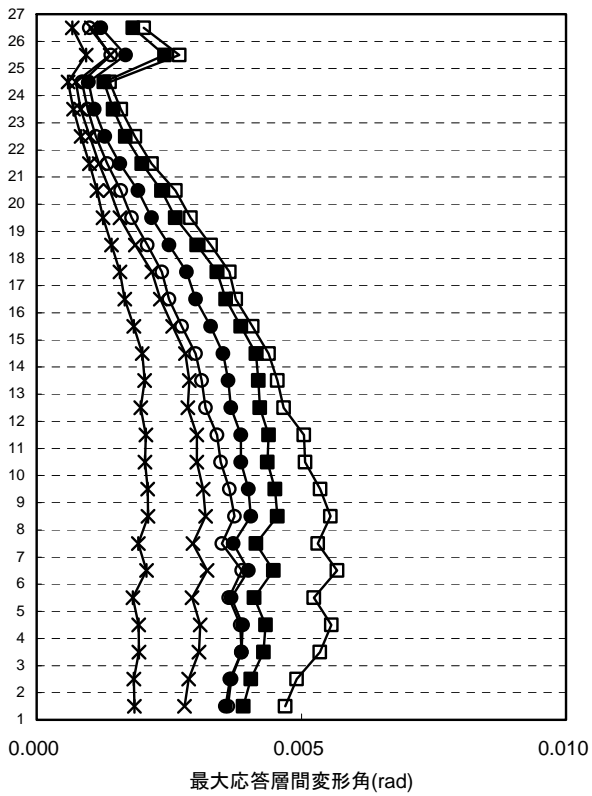
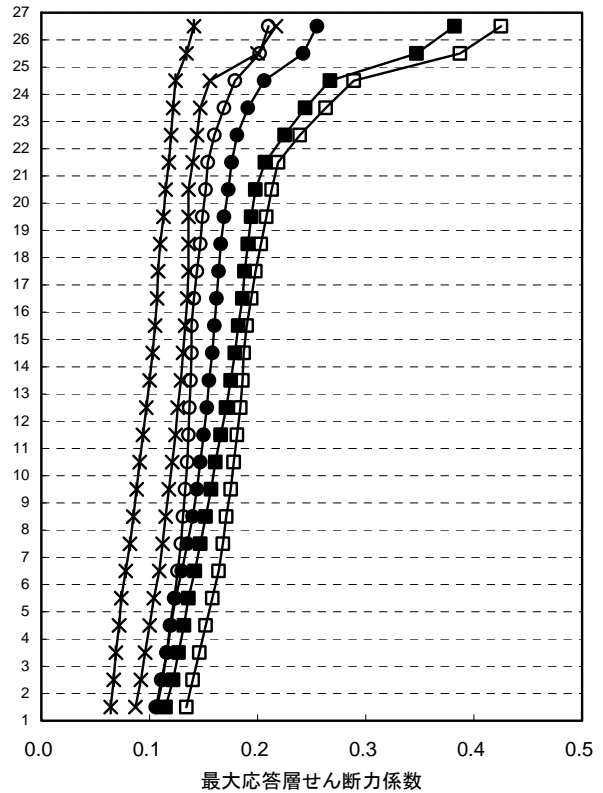
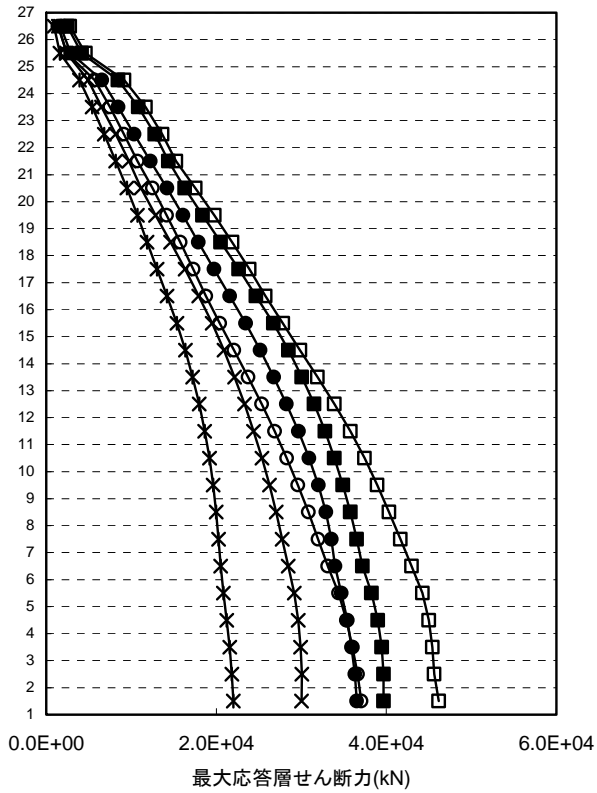
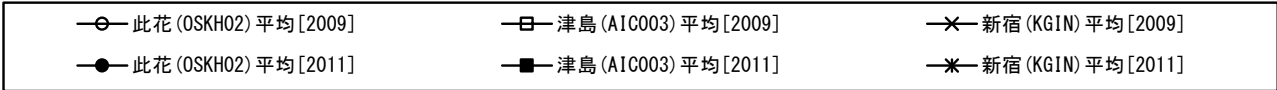


図 4.2.2-9 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

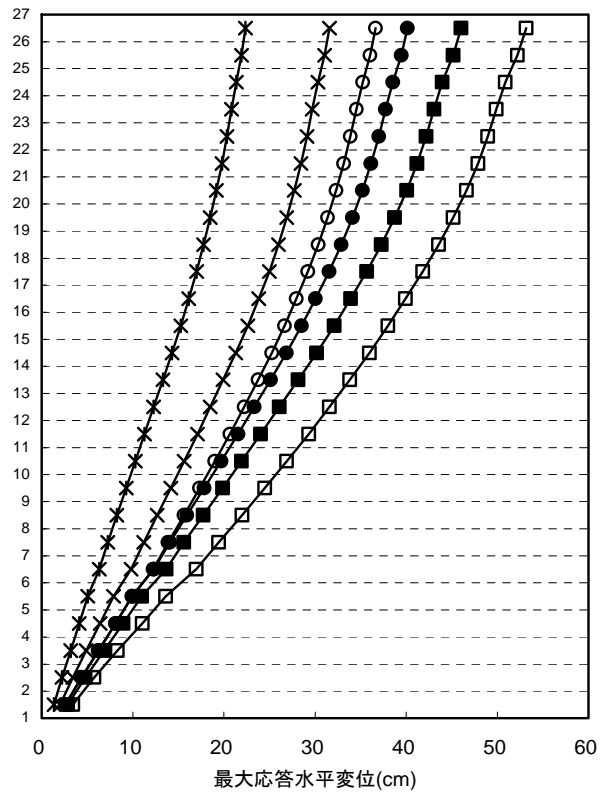
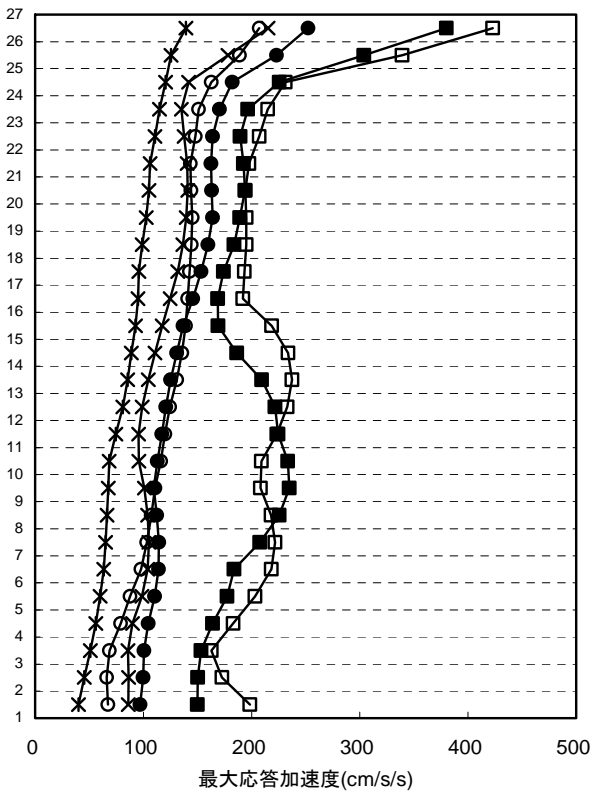
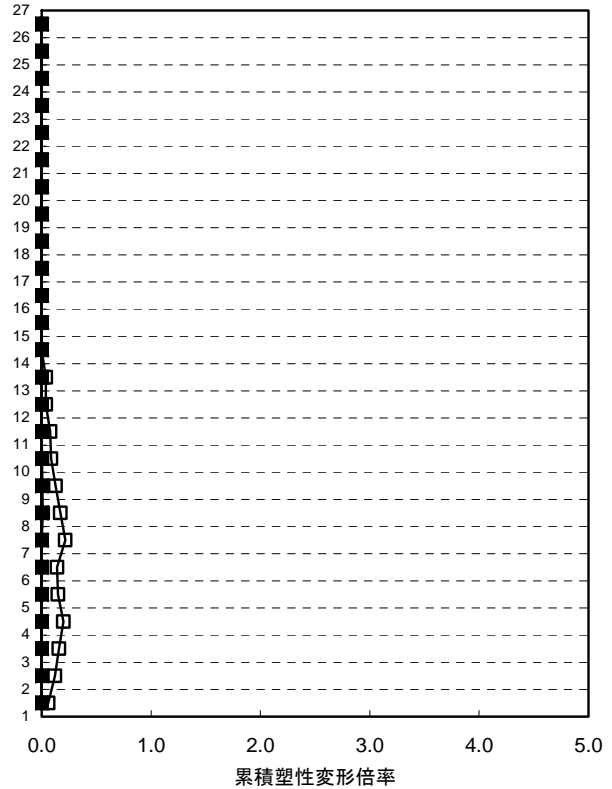
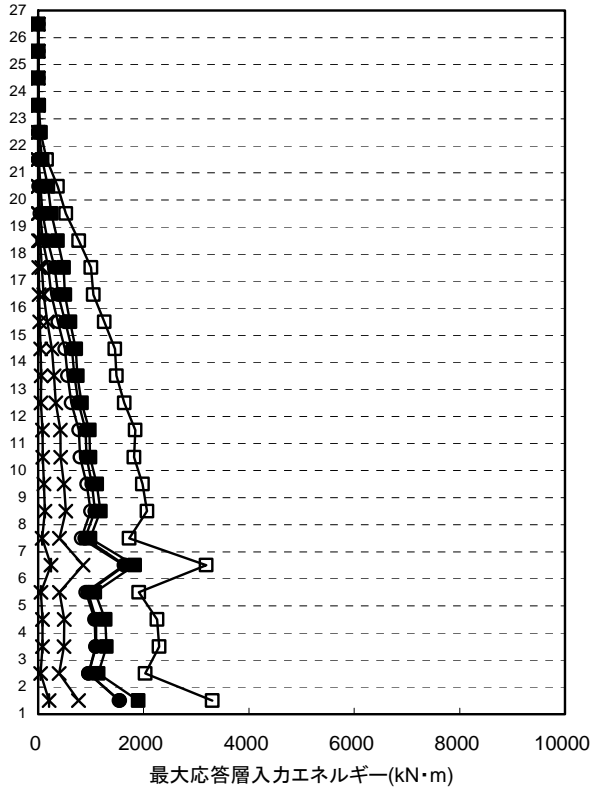
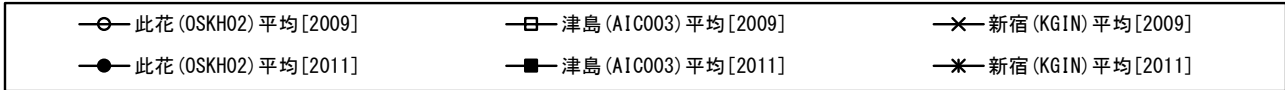


図 4.2.2-10 X 方向最大応答値 (2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

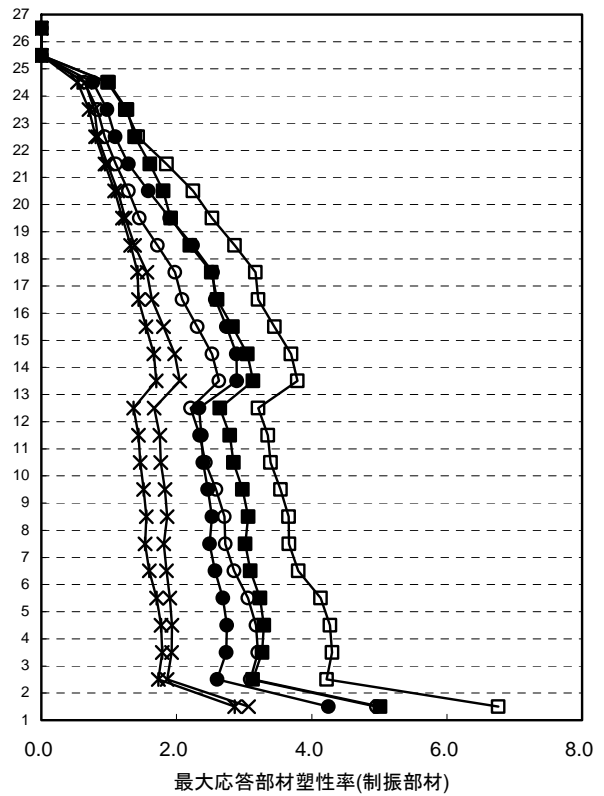
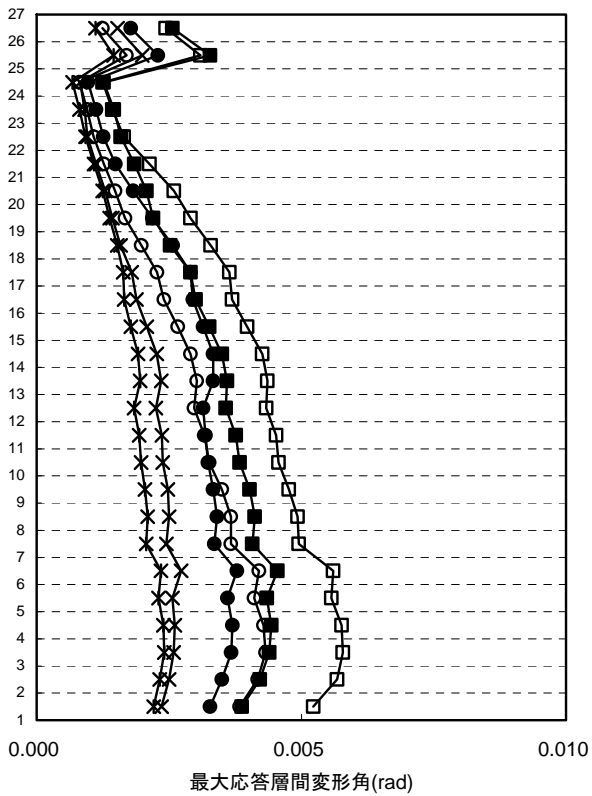
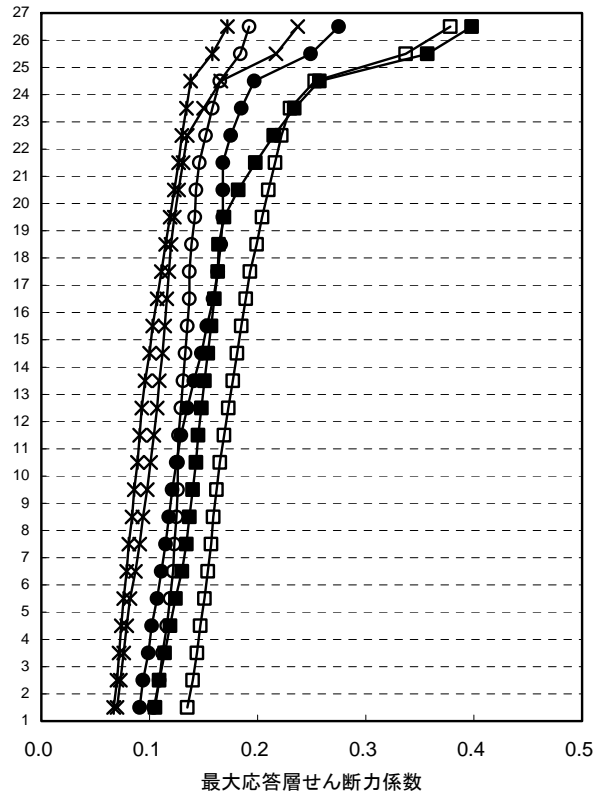
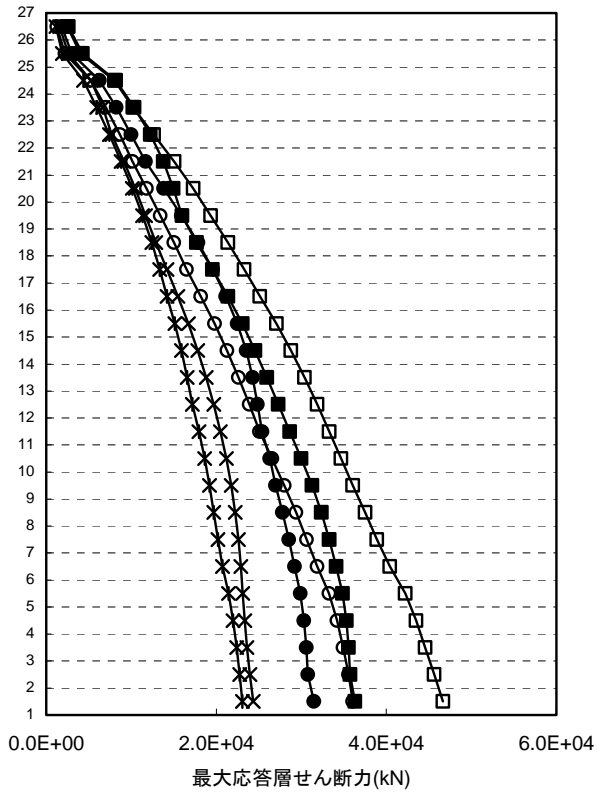
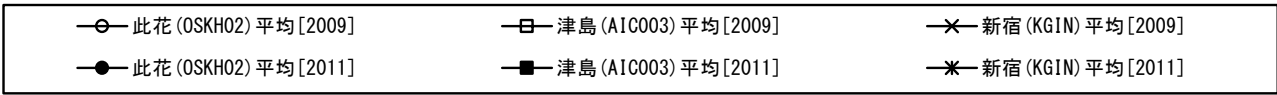


図 4.2.2-11 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

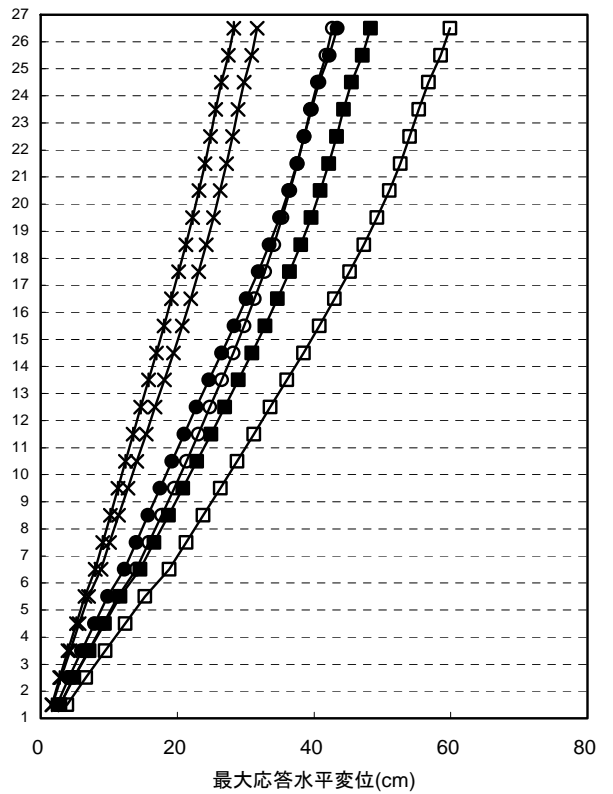
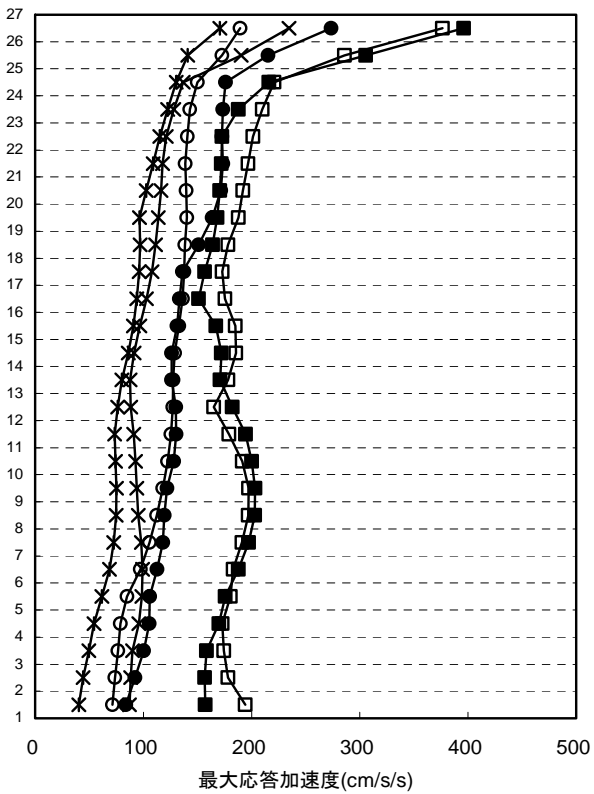
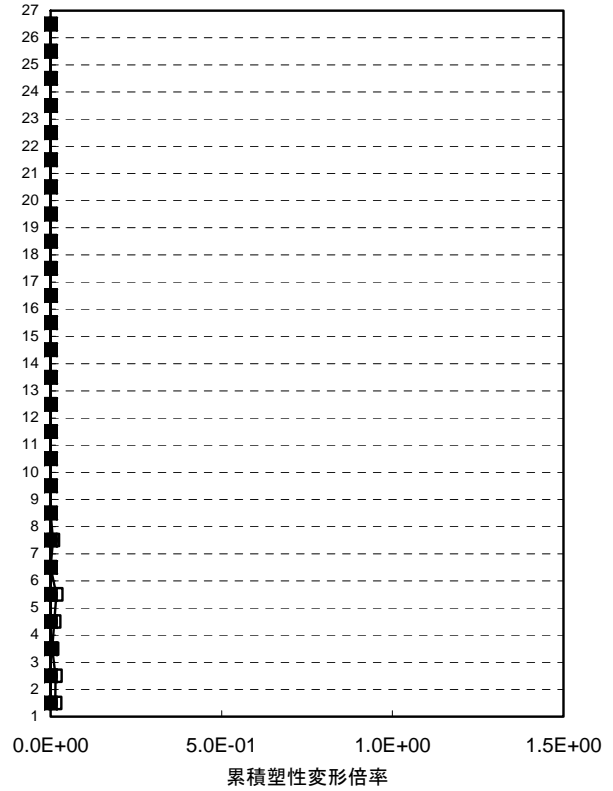
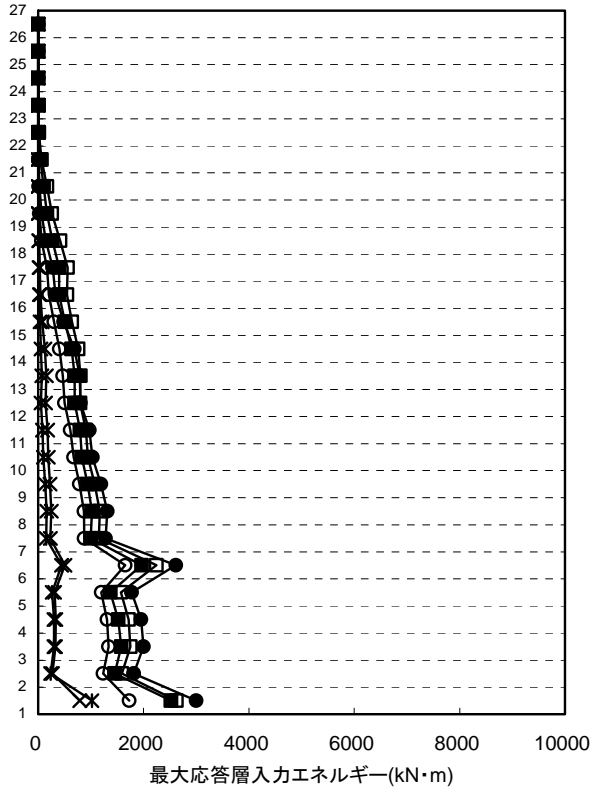
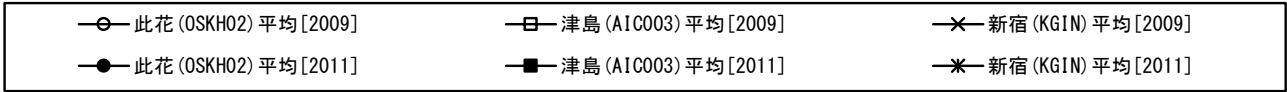


図 4.2.2-12 Y 方向最大応答値 (2)【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-2-2-5 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m級	此花(OSKH02)平均+σ	380.6	65.3	1/147	1.55	749.3	0.73
	津島(AIC003)平均+σ	533.5	72.6	1/138	1.64	559.7	1.01
	新宿(KGIN) 平均+σ	197.9	31.1	1/318	0.70	105.4	0.07
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	401.7	76.1	1/132	1.75	789.2	1.97
	津島(AIC003)平均+σ	552.2	78.7	1/147	1.62	526.5	0.98
	新宿(KGIN) 平均+σ	200.1	33.4	1/311	0.75	263.0	0.77

2009 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 120m級	此花(OSKH02)平均+σ	256.6	51.8	1/180	1.24	441.1	0.97
	津島(AIC003)平均+σ	584.4	75.7	1/114	2.10	769.5	3.47
	新宿(KGIN) 平均+σ	352.9	41.3	1/238	0.95	200.5	1.18
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	302.8	65.7	1/156	1.49	498.8	0.50
	津島(AIC003)平均+σ	615.8	79.2	1/136	1.70	707.1	2.33
	新宿(KGIN) 平均+σ	382.2	44.3	1/239	0.96	161.3	0.12

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：制振部材を除く主体架構の塑性率とする。第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) とし、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

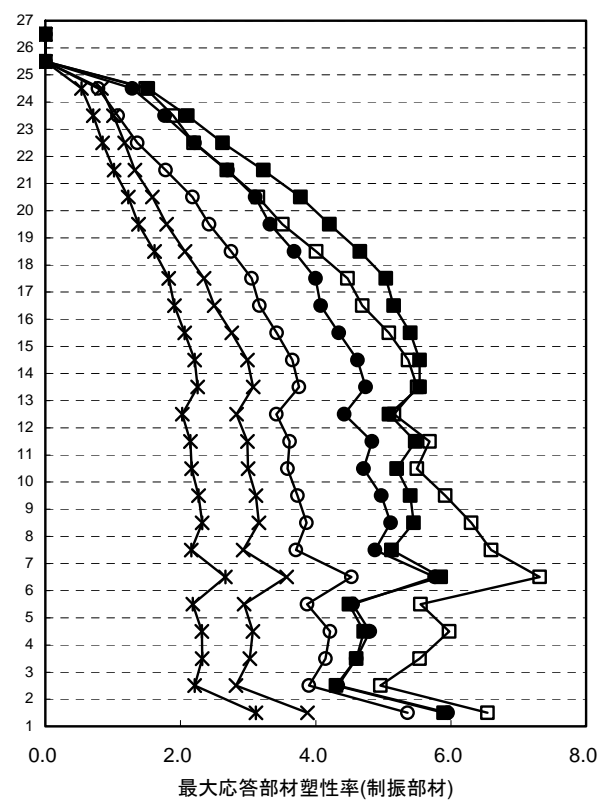
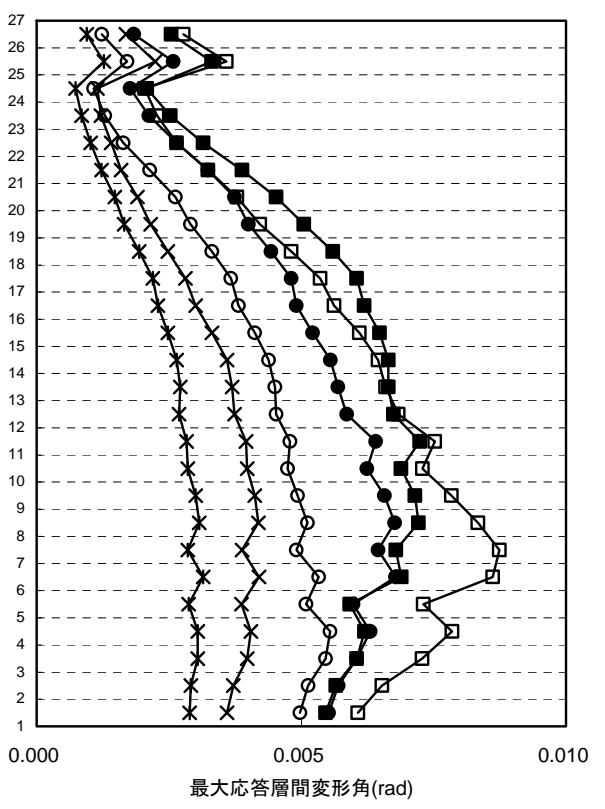
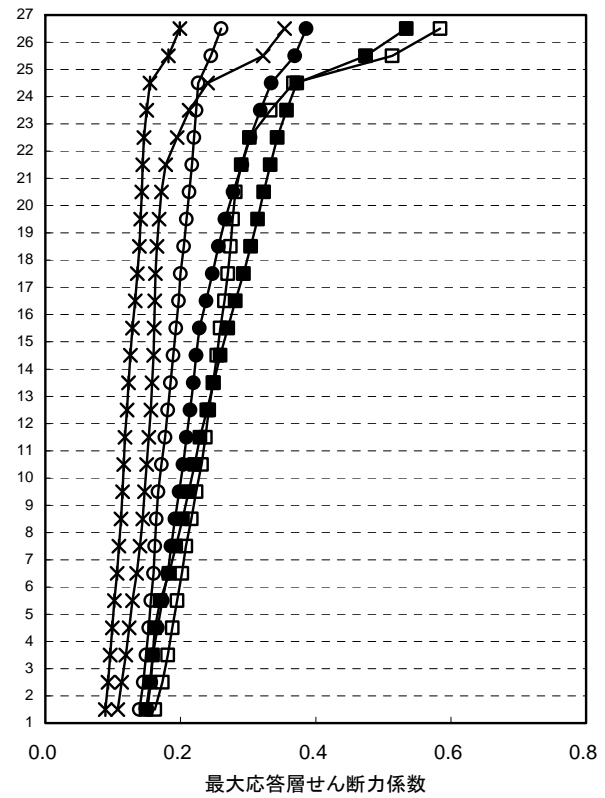
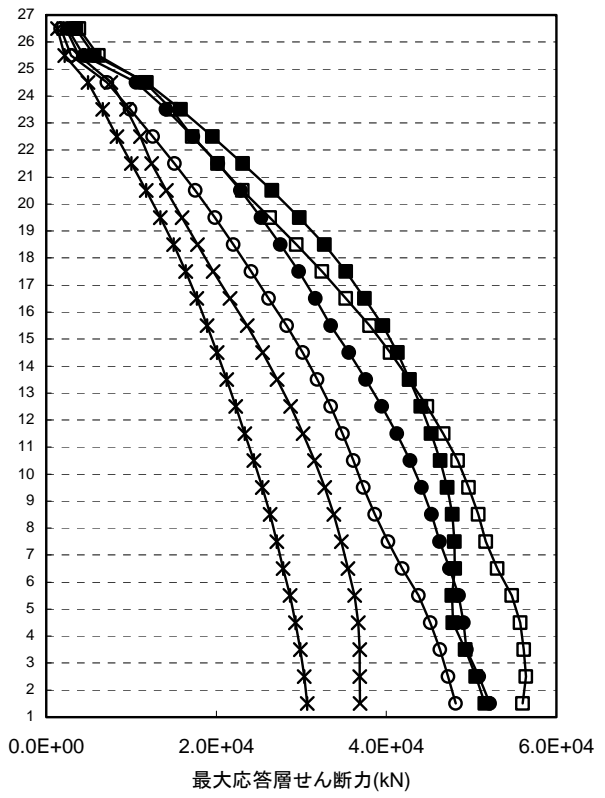
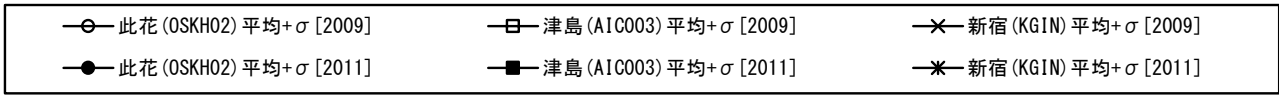


図 4. 2. 2-13 X 方向最大応答値 (1) 【2011 地震動平均+σ 波と 2009 地震動平均+σ 波の比較】

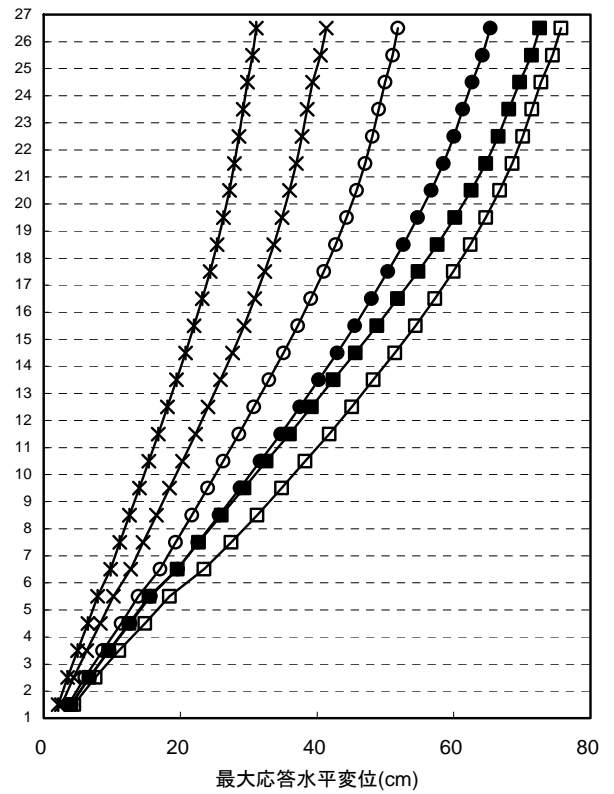
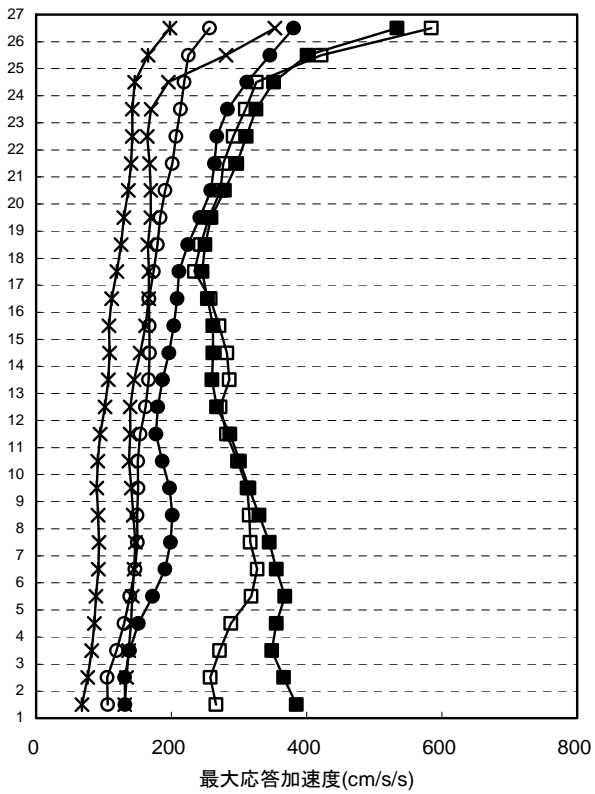
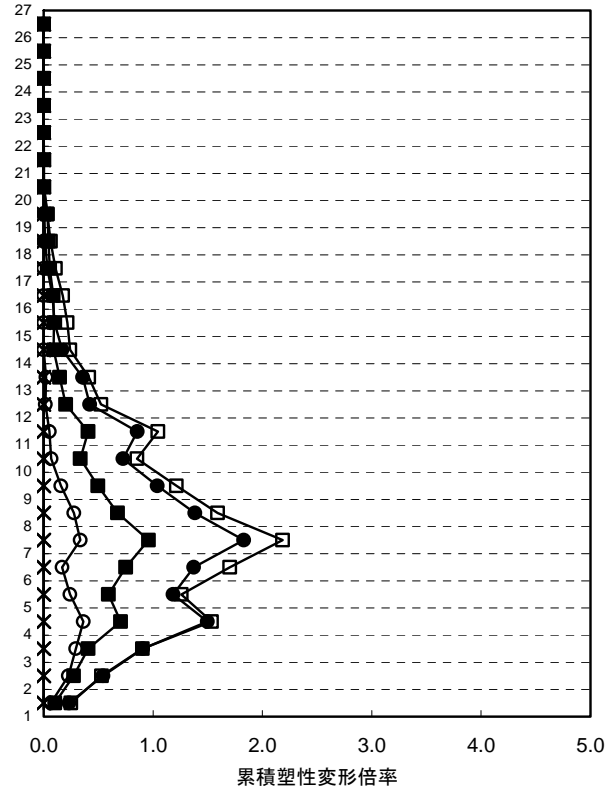
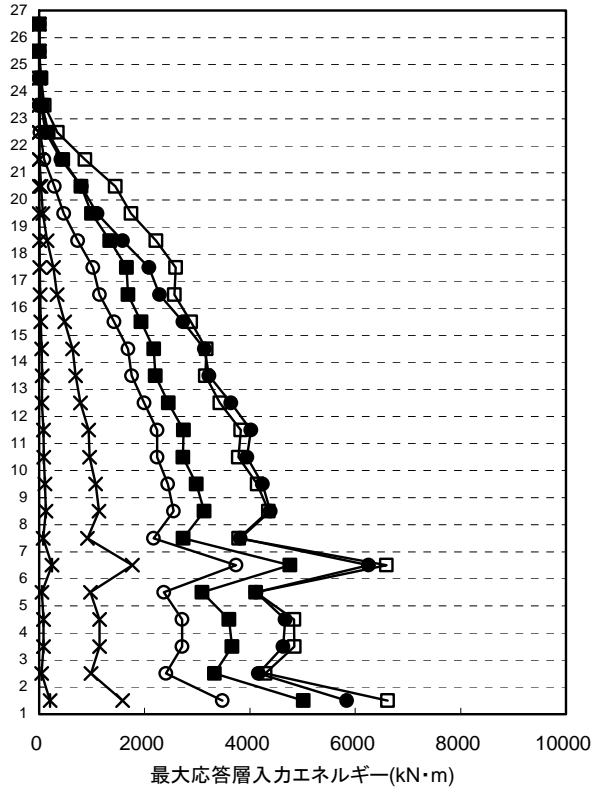
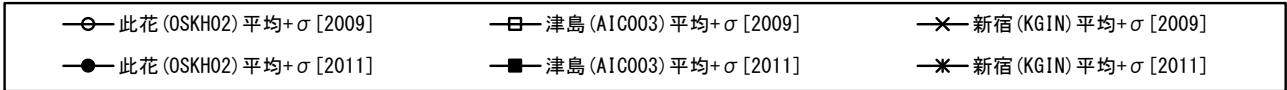


図 4. 2. 2-14 X 方向最大応答値 (2) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

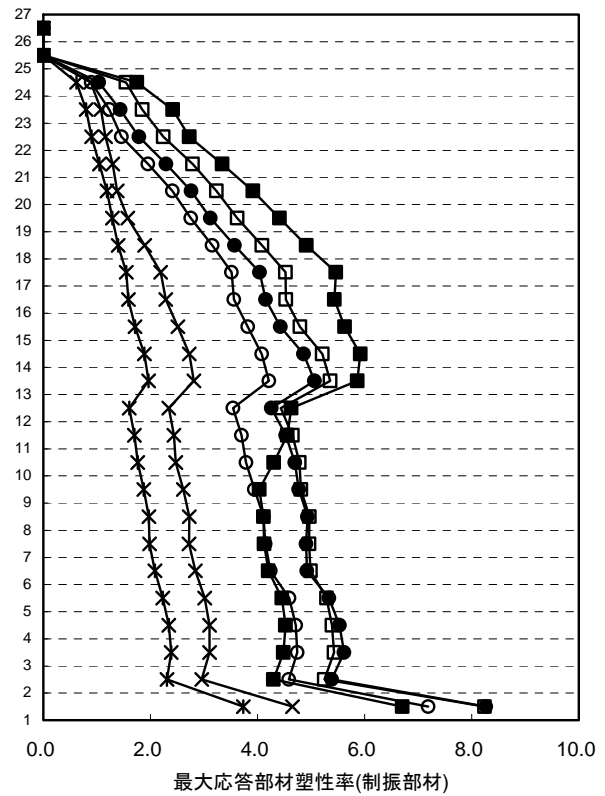
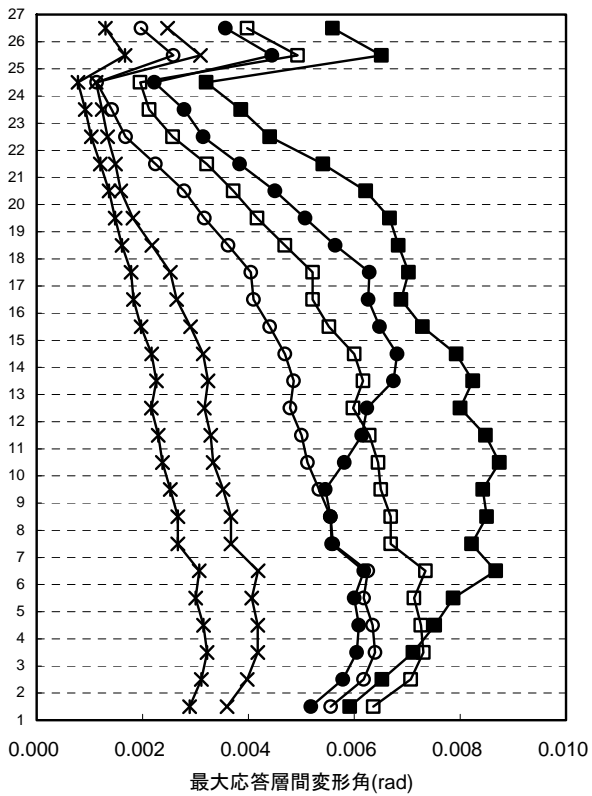
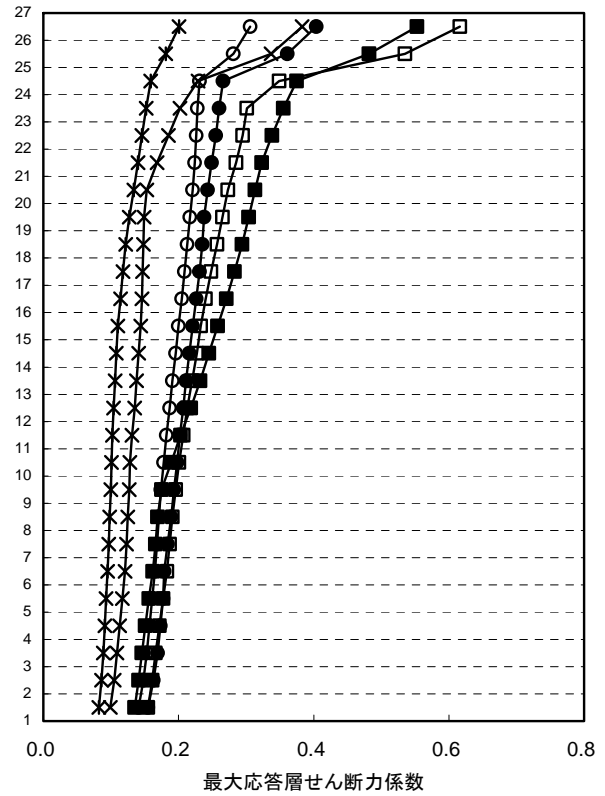
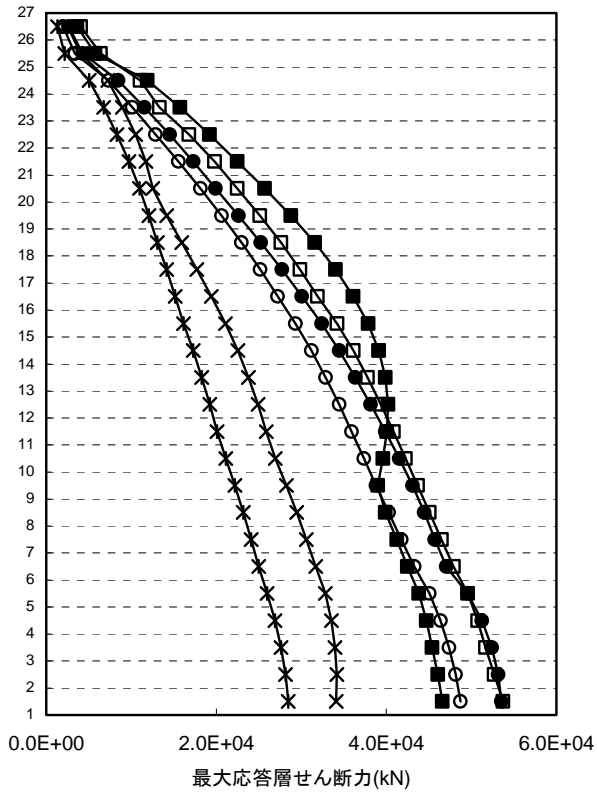
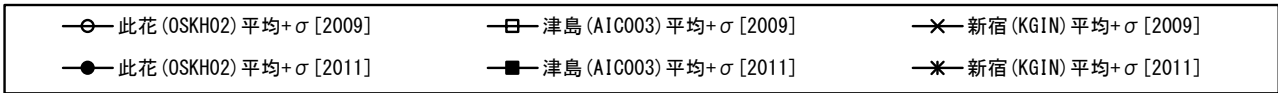


図 4.2.2-15 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動平均+σ 波と 2009 地震動平均+σ 波の比較】

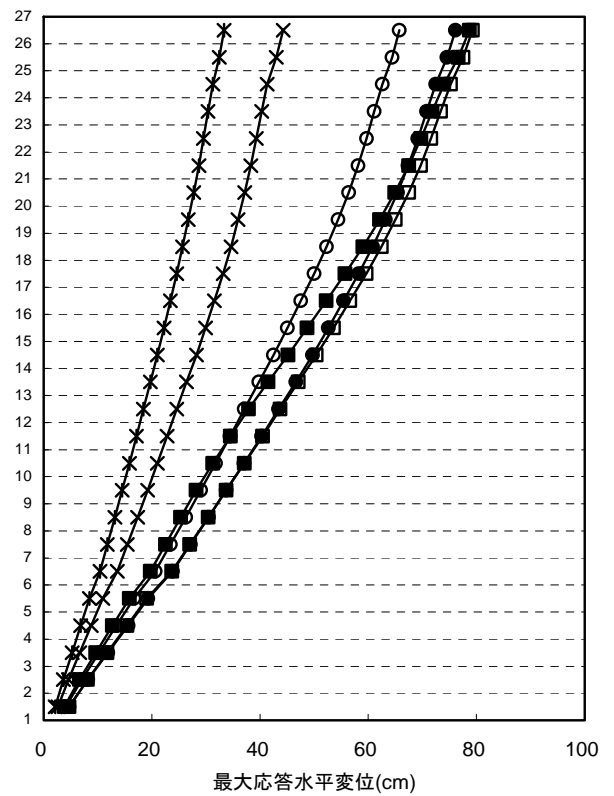
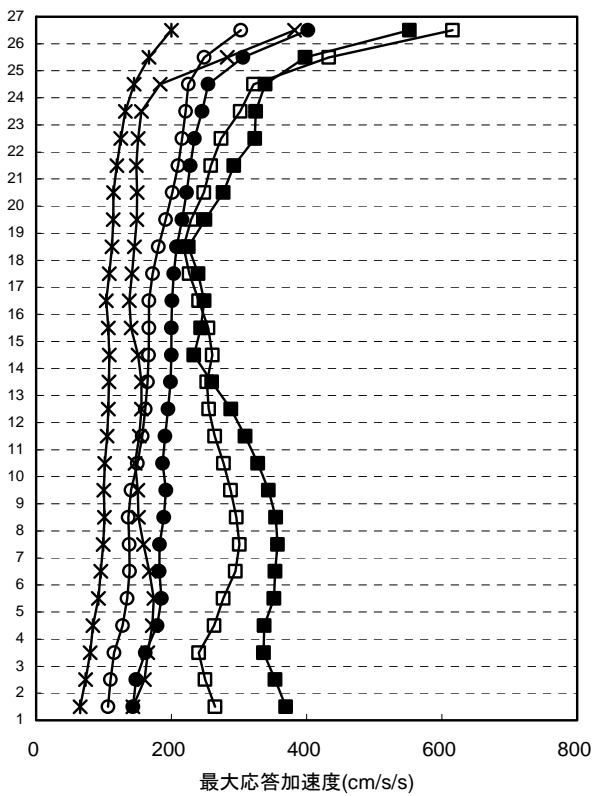
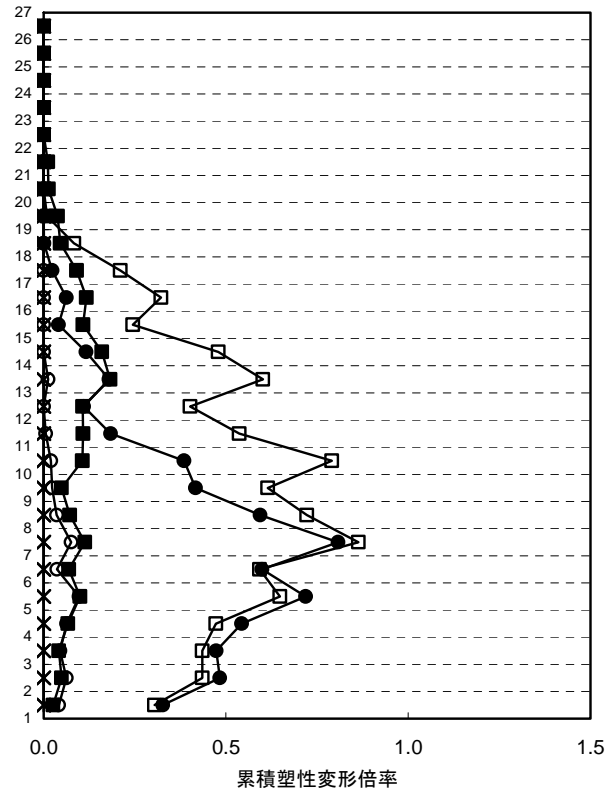
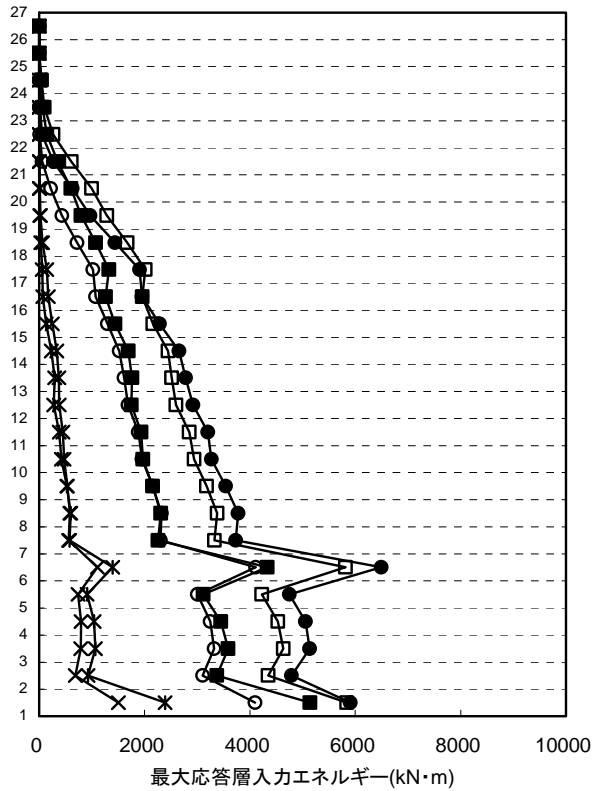
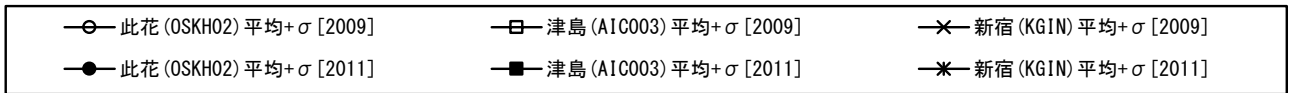


図 4.2.2-16 Y 方向最大応答値 (2) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

4-2-3 S 140m級建物

4-2-3-1 対象建物概要

本建物はセンターコア形式でコア部及び短手方向外周フレームに連層 K 型ブレースを配置したブレース付きラーメン構造となっている。短手方向外周のブレース構面は中間層 3 箇所において、せん断間柱を設け 1 層分のフィレンディール梁を構成して、構面全体の水平剛性を高めている。

なお、本検討においては JSCA 波に対する最大応答層間変形角が 1/100 程度となるように部材断面等の調整を行っている。

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
S	1990 年代	35F/B4/P2	142.2m	長手 3.69 短手 3.79	長手 (X) 短手 (Y)	ブレース付きラーメン構造

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

・代表部材断面、使用材料

柱：□-700x700（最大板厚 70mm）、SM490A（40mm 超は TMCP 鋼）

大梁：H-800x300（最大板厚 28mm）、SM490A

4-2-3-2 モデル化の方針

項目		
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系 <input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組 <input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数 [2%]	<input checked="" type="checkbox"/> 初期剛性比例 <input type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販 [RESP-M2]	<input type="checkbox"/> 自社開発
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input checked="" type="checkbox"/> 鉛直部材（柱・壁）の軸力・曲げ非線形相互作用考慮	
当時の一般規定*の 解析上の扱い	幅厚比規定は、柱・梁ともに FA 保有耐力接合、保有耐力横補剛となっている。	
その他		

*（幅厚比、ボルト、横補剛等）

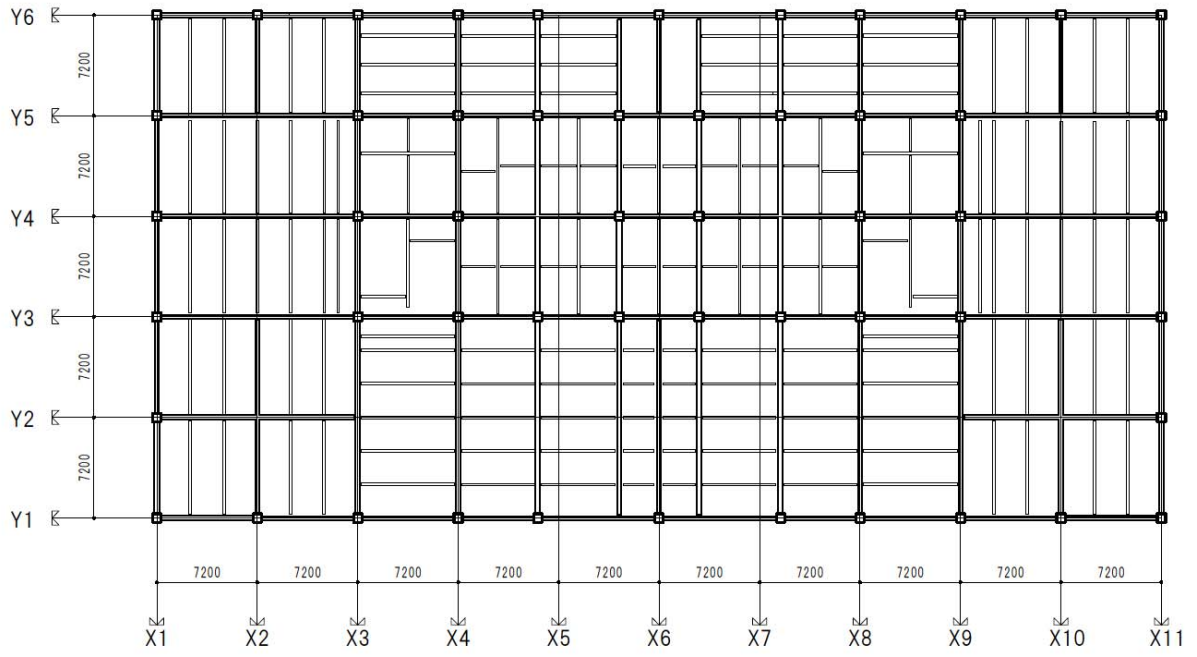


圖 4. 2. 3-1 基準階架構平面圖

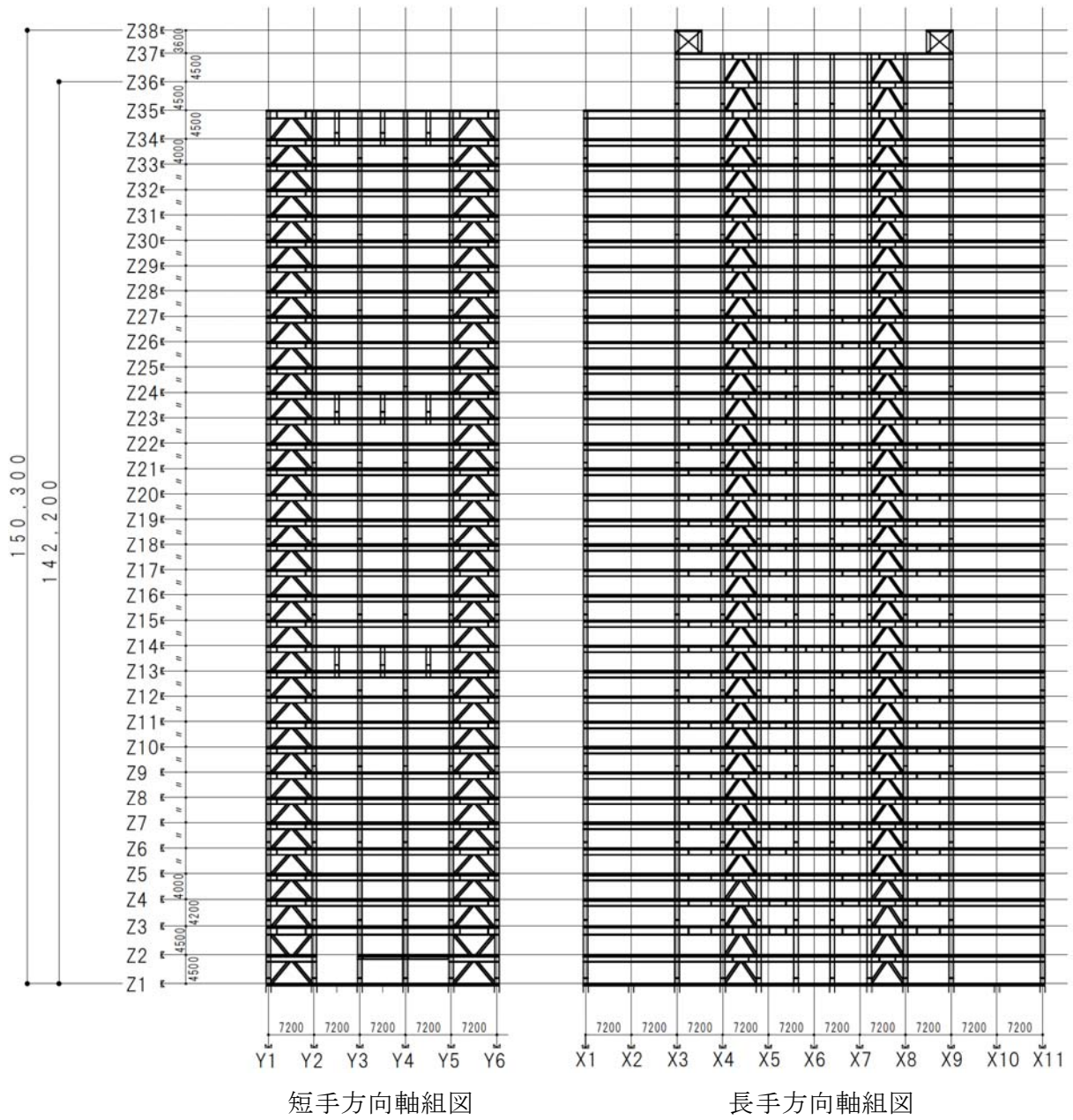


图 4.2.3-2 軸組図

4-2-3-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

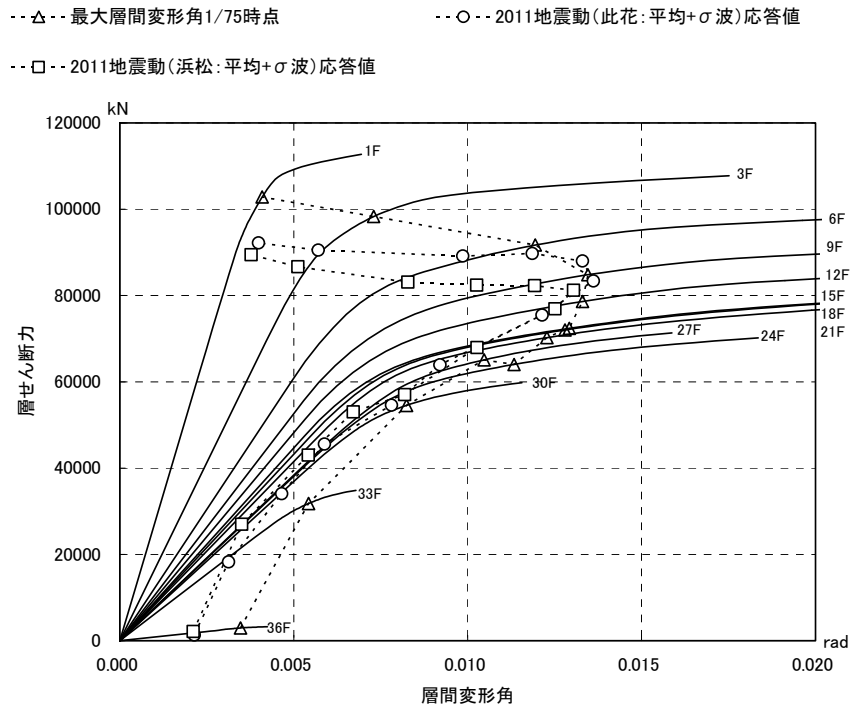


図 4. 2. 3-3 X方向荷重変形関係図

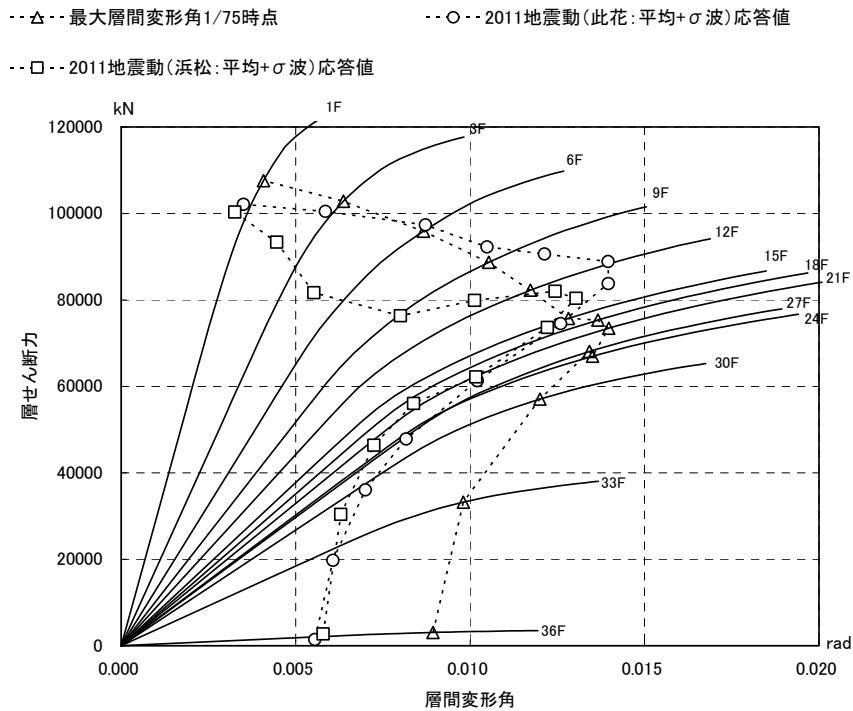


図 4. 2. 3-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/ 75 時点）

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）		Y 方向（短手方向）	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
33F	67430	31779	0.471	33242	0.493
24F	228419	64028	0.280	66976	0.293
12F	446779	78617	0.176	82237	0.184
6F	557737	91707	0.164	95929	0.172
1F	658017	102867	0.156	107603	0.164

4-2-3-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 140m 級	此花(OSKH02)平均	247.8	67.4	1/135	1.62	0.63	0.47
	津島(AIC003)平均	220.0	75.2	1/125	1.74	0.45	0.39
	新宿(KGIN)平均	89.5	31.0	1/341	0.62	0.00	0.01
	浜松(SZO024)平均	406.1	76.1	1/119	1.82	1.16	3.61
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
	頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm	
	此花(OSKH02)平均	267.8	78.0	1/136	1.38	0.11	0.57
	津島(AIC003)平均	266.6	88.7	1/113	1.72	0.40	1.04
	新宿(KGIN)平均	102.9	38.7	1/291	0.63	0.00	0.01
	浜松(SZO024)平均	538.9	93.9	1/104	1.90	0.86	2.22

2011 地震動の平均+σ 波

S 140m 級	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
		此花(OSKH02)平均	381.4	114.6	1/73	3.04	8.63
津島(AIC003)平均	359.2	78.2	1/118	1.83	1.79	1.54	
新宿(KGIN)平均	175.2	60.1	1/171	1.24	0.10	0.17	
浜松(SZO024)平均	652.7	108.9	1/75	2.98	2.51	2.23	
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
		此花(OSKH02)平均	437.5	134.0	1/68	3.06	5.09
津島(AIC003)平均	415.3	97.2	1/101	1.97	1.77	1.12	
新宿(KGIN)平均	184.2	63.5	1/176	1.03	0.00	0.04	
浜松(SZO024)平均	846.5	119.8	1/75	2.76	1.19	1.88	

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：静的荷重増分解析から得られる各層の荷重－変形関係を、限界層間変形（R=1/75 程度）時までの履歴面積が等しくなるように設定した、完全弾塑性型の復元力特性をもとに下式により算出する。

$$\eta_{eq_i} = W_{p_i} / (\delta_{eq_i} \cdot Q_{eq_i})$$

η_{eq_i} : i 層の累積塑性変形倍率

W_{p_i} : 時刻歴解析による i 層の塑性履歴エネルギー

δ_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏変位

Q_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏耐力

注 2) 塑性率の定義：曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分を対象に、各層のいずれかの部材端が全塑性モーメントに達した時点の層間変位を基点として算出する。なお、曲げ変形成分（曲げ剛性）は弾性とした。

- ・層間変形角は、平均波では全ての地震波で 1/100 以下であるが、平均+σ の此花波、浜松波では X, Y 両方向ともに 1/100 を超えており、最大は Y 方向の此花波で 1/68 となっている。
- ・層塑性率も、平均波では全ての地震波で 2.0 以下であるが、平均+σ の此花波、浜松波では X, Y 両方向ともに 2.0 を超えており、最大は Y 方向の此花波で 3.06 となっている。
- ・累積塑性変形倍率は、平均波では概ね 1.0 程度であるが、平均+σ 波では 1.0～9.0 程度の値となっており、最大は X 方向の此花波で 8.63 となっている。

- 此花(OSKH02)平均 □ 津島(AIC003)平均 △ 浜松(SZO024)平均 × 新宿(KGIN)平均
- 此花(OSKH02)平均+ σ ■ 津島(AIC003)平均+ σ ▲ 浜松(SZO024)平均+ σ * 新宿(KGIN)平均+ σ

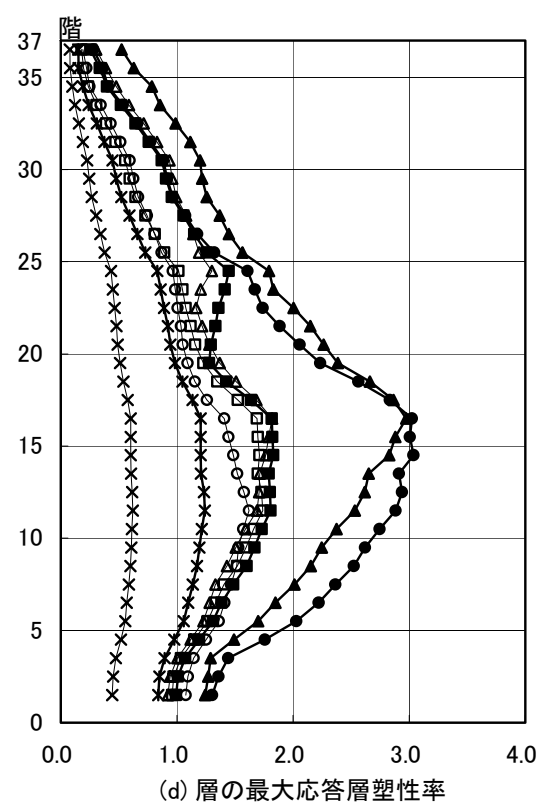
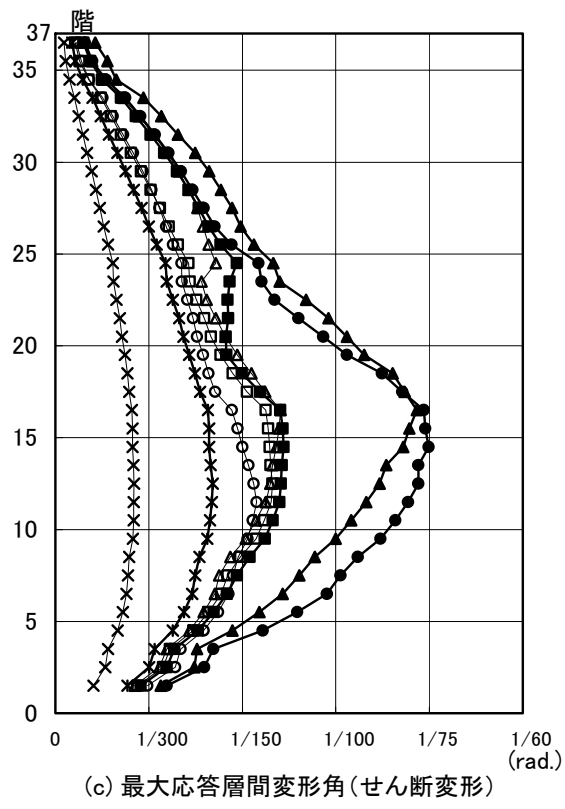
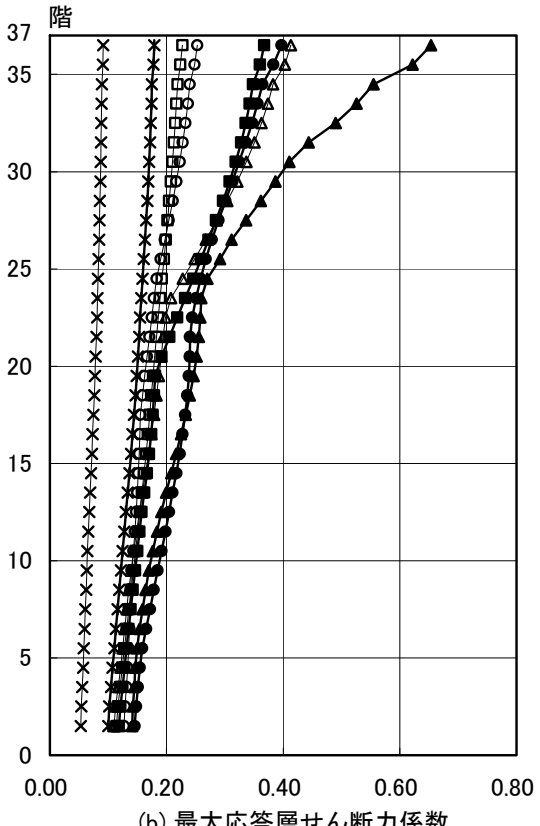
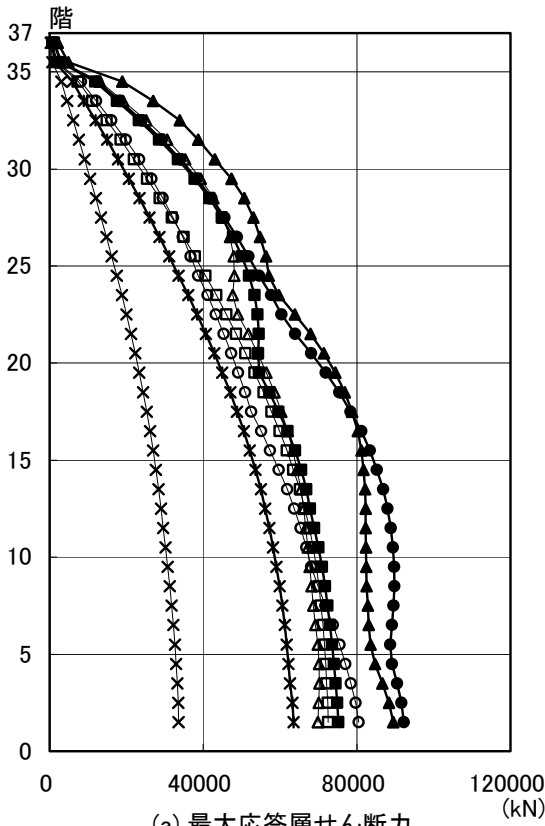


図 4. 2. 3-5 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

- 此花(OSKH02)平均 □ 津島(AIC003)平均 △ 浜松(SZO024)平均 × 新宿(KGIN)平均
- 此花(OSKH02)平均+ σ ■ 津島(AIC003)平均+ σ ▲ 浜松(SZO024)平均+ σ * 新宿(KGIN)平均+ σ

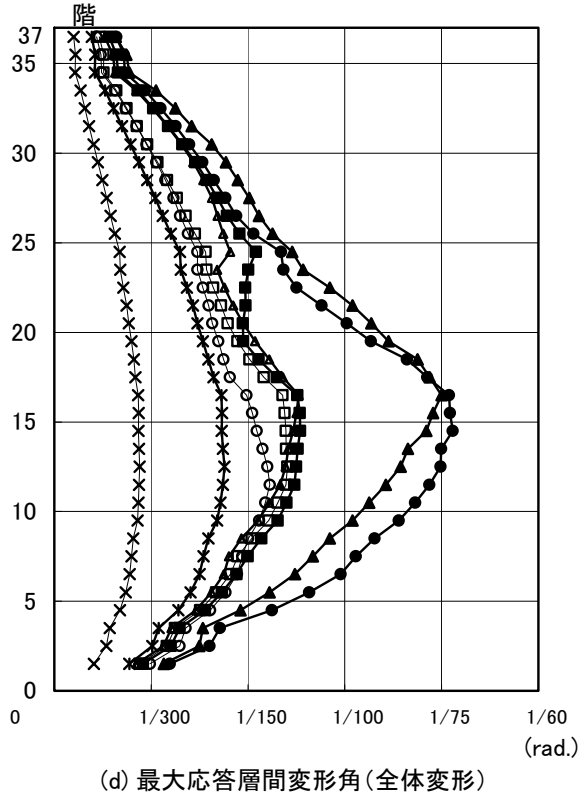
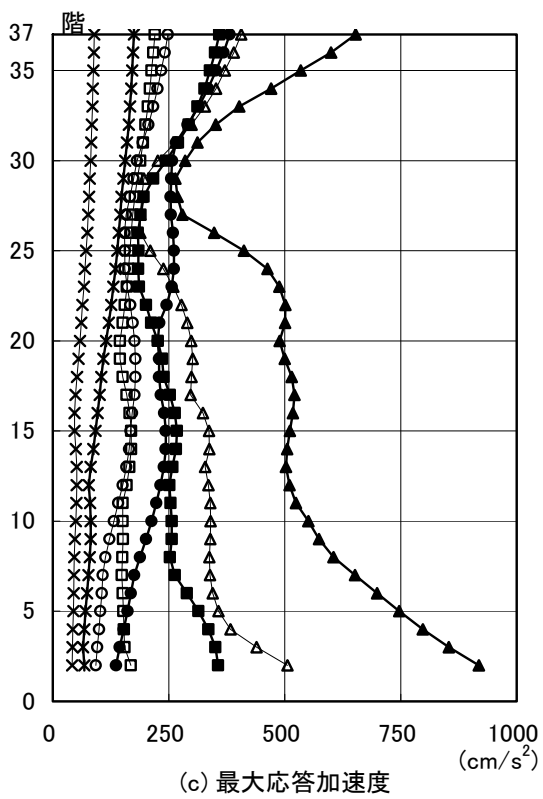
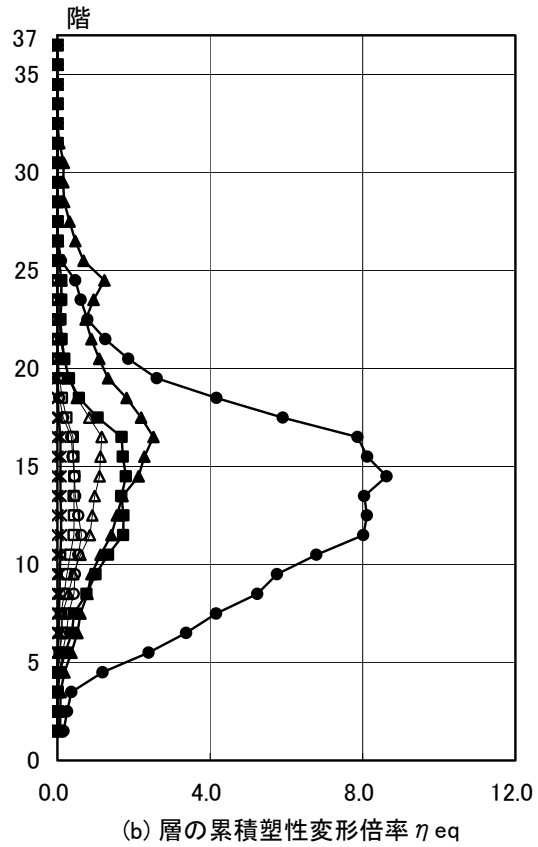
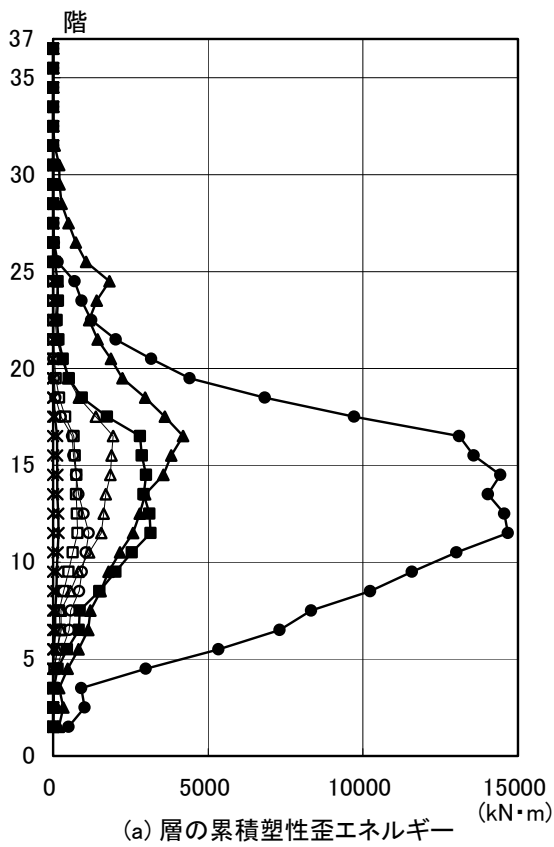


図 4.2.3-6 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

- 此花(OSKH02)平均 □—津島(AIC003)平均 △—浜松(SZO024)平均 ×—新宿(KGIN)平均
- 此花(OSKH02)平均+ σ ■—津島(AIC003)平均+ σ ▲—浜松(SZO024)平均+ σ *—新宿(KGIN)平均+ σ

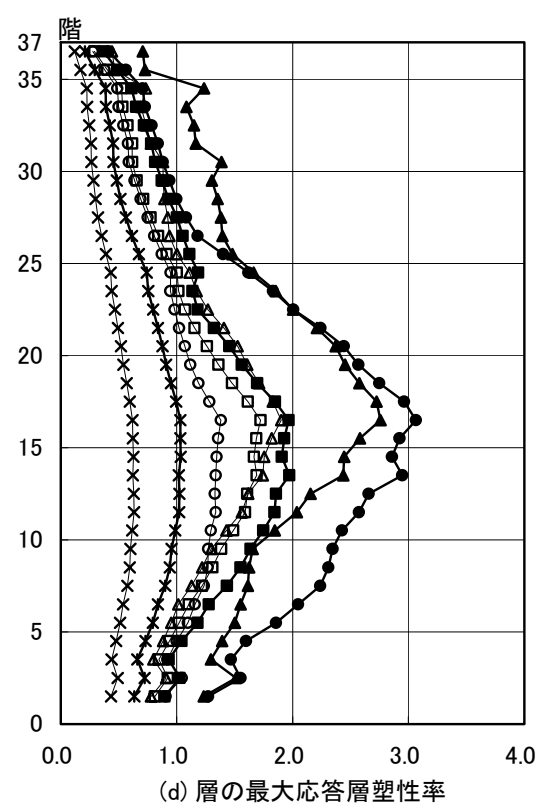
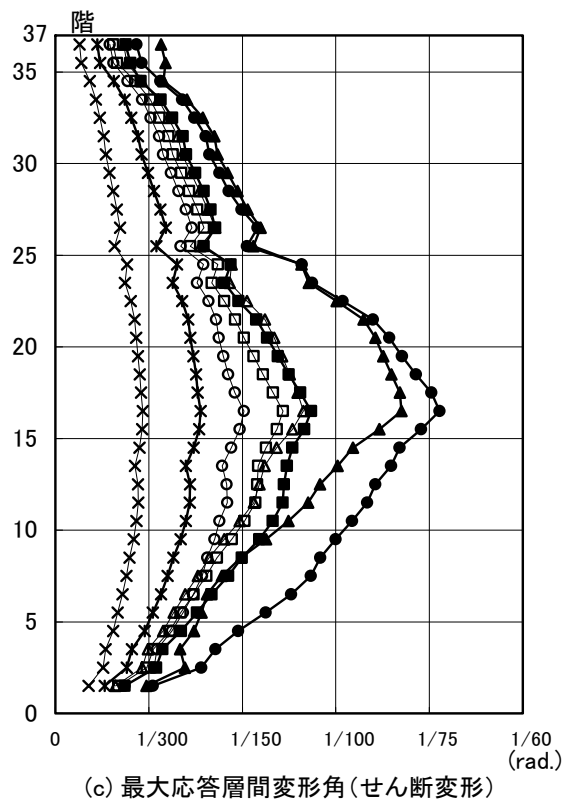
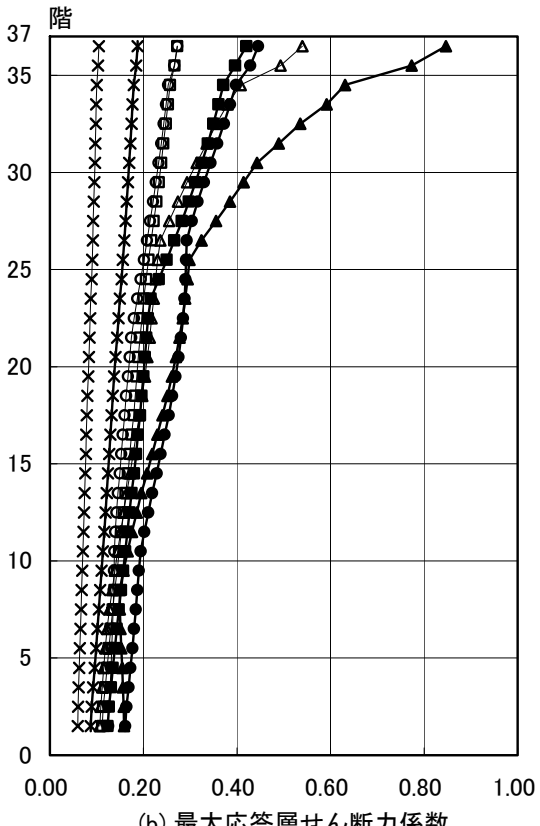
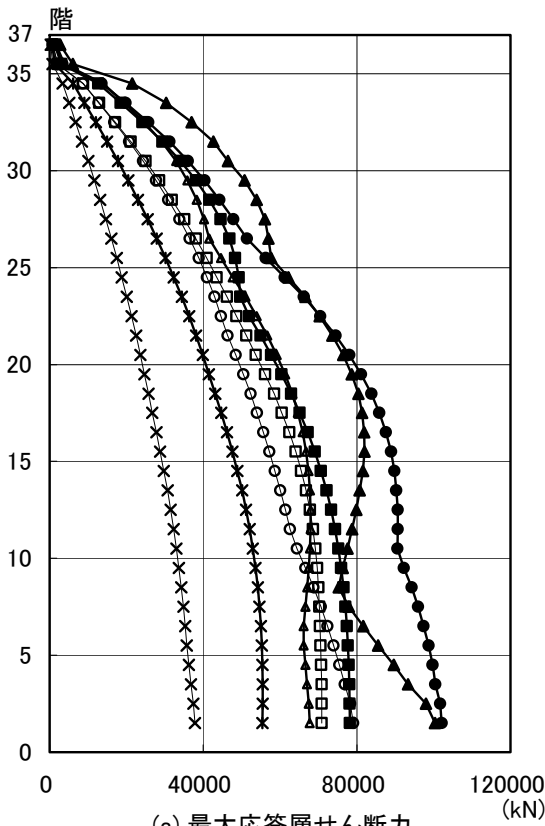


図 4. 2. 3-7 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

- 此花(OSKH02)平均 □—津島(AIC003)平均 △—浜松(SZO024)平均 ×—新宿(KGIN)平均
- 此花(OSKH02)平均+ σ ■—津島(AIC003)平均+ σ ▲—浜松(SZO024)平均+ σ *—新宿(KGIN)平均+ σ

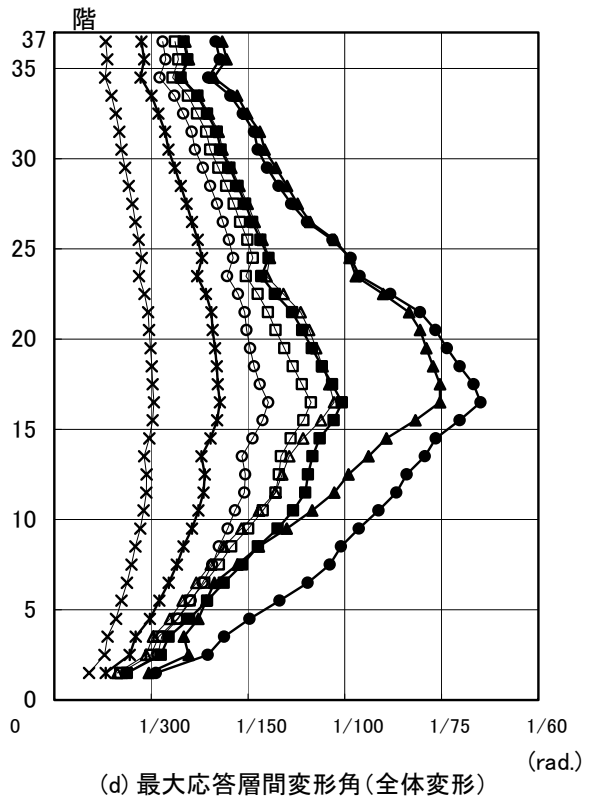
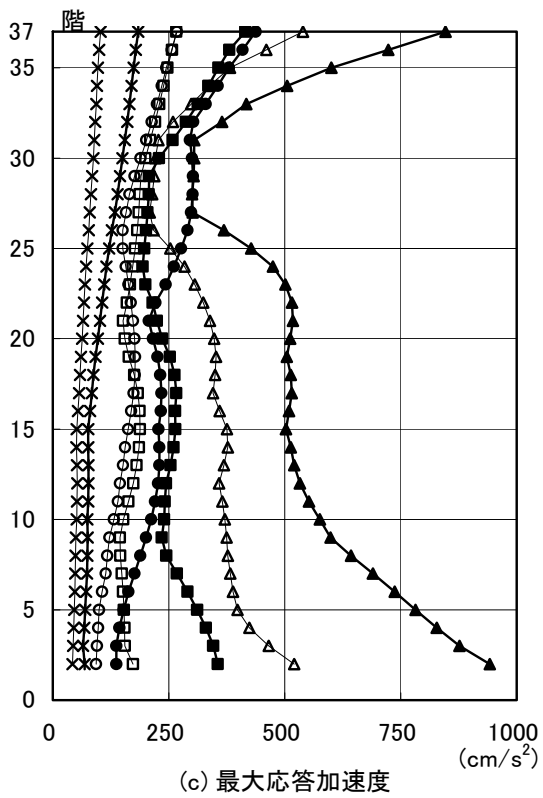
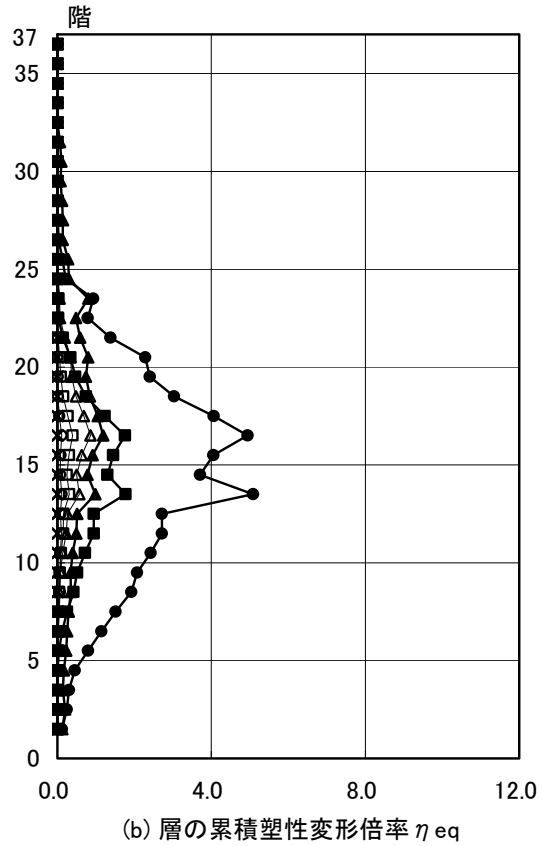
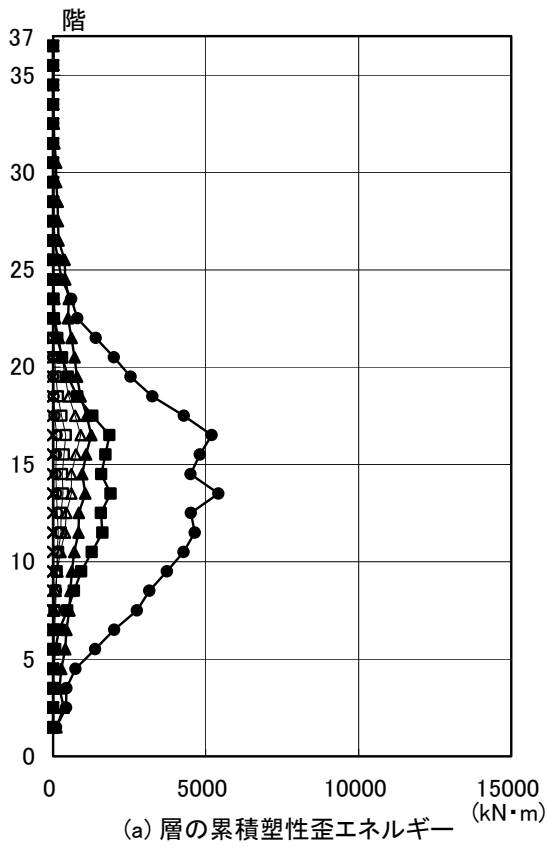


図 4.2.3-8 Y方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-3-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 140m 級	此花(OSKH02)平均	247.8	67.4	1/135	1.62	0.63	0.47
	津島(AIC003)平均	220.0	75.2	1/125	1.74	0.45	0.39
	新宿(KGIN)平均	89.5	31.0	1/341	0.62	0.00	0.01
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	267.8	78.0	1/136	1.38	0.11	0.57
	津島(AIC003)平均	266.6	88.7	1/113	1.72	0.40	1.04
	新宿(KGIN)平均	102.9	38.7	1/291	0.63	0.00	0.01

2009 地震動の平均波

	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 140m 級	此花(OSKH02)平均	205.4	72.1	1/129	1.69	1.07	1.27
	津島(AIC003)平均	326.1	84.4	1/104	2.09	1.96	0.11
	新宿(KGIN)平均	154.5	54.7	1/189	1.12	0.02	0.13
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	232.3	81.5	1/127	1.52	0.58	2.20
	津島(AIC003)平均	349.6	102.6	1/93	2.16	1.59	0.25
	新宿(KGIN)平均	149.8	55.3	1/202	0.90	0.00	0.00

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：静的荷重増分解析から得られる各層の荷重－変形関係を、限界層間変形 (R=1/75 程度) 時までの履歴面積が等しくなるように設定した、完全弾塑性型の復元力特性をもとに下式により算出する。

$$\eta_{eq_i} = W_{p_i} / (\delta_{eq_i} \cdot Q_{eq_i})$$

η_{eq_i} : i 層の累積塑性変形倍率

W_{p_i} : 時刻歴解析による i 層の塑性履歴エネルギー

δ_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏変位

Q_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏耐力

注 2) 塑性率の定義：曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分を対象に、各層のいずれかの部材端が全塑性モーメントに達した時点の層間変位を基点として算出する。
なお、曲げ変形成分（曲げ剛性）は弾性とした。

- 2011 地震動と 2009 地震動の平均波を比較すると、全般的に此花波は 2011 地震動の応答が大きく、津島波は 2011 地震動が小さく、新宿波では大幅に小さくなっている。
- 層間変形角は 2009 地震動では津島波 Y 方向で 1/93 と 1/100 を超える応答を示していたが、2011 地震動では全て 1/100 以下の応答となっている。

- 此花(OSKH02)平均_2009
- 津島(AIC003)平均_2009
- × 新宿(KGIN)平均_2009
- 此花(OSKH02)平均_2011
- 津島(AIC003)平均_2011
- ✱ 新宿(KGIN)平均_2011

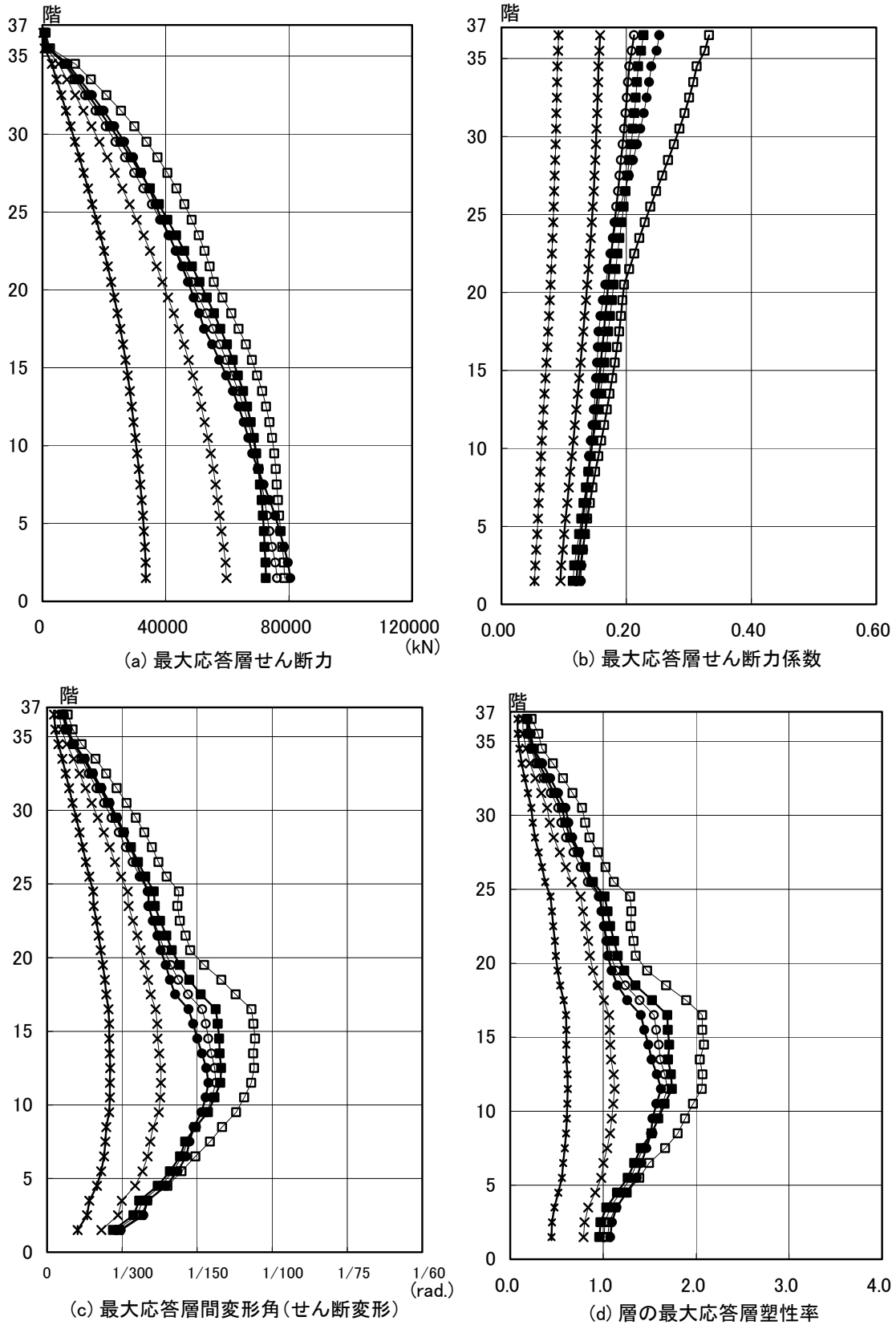


図 4. 2. 3-9 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

- 此花(OSKH02)平均_2009
- 津島(AIC003)平均_2009
- × 新宿(KGIN)平均_2009
- 此花(OSKH02)平均_2011
- 津島(AIC003)平均_2011
- ✱ 新宿(KGIN)平均_2011

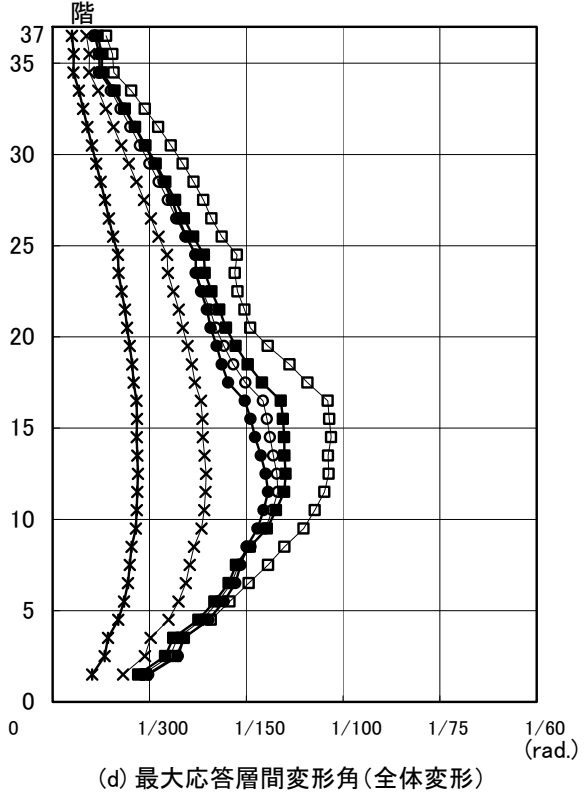
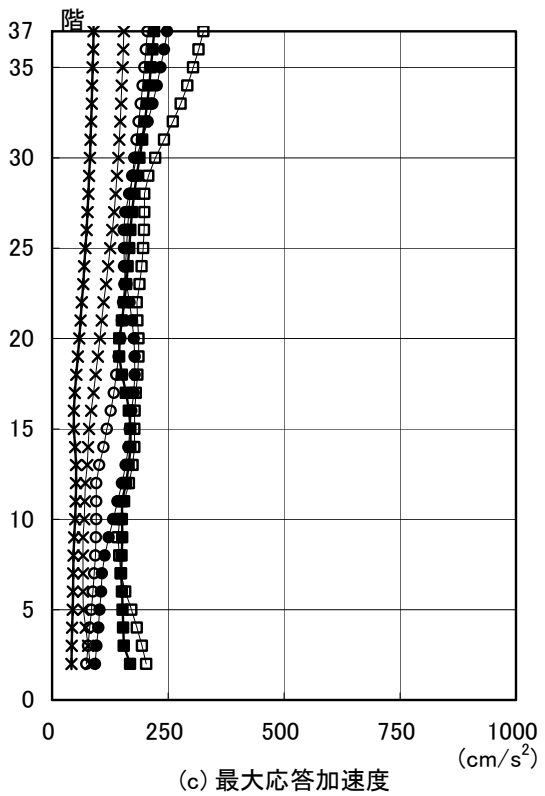
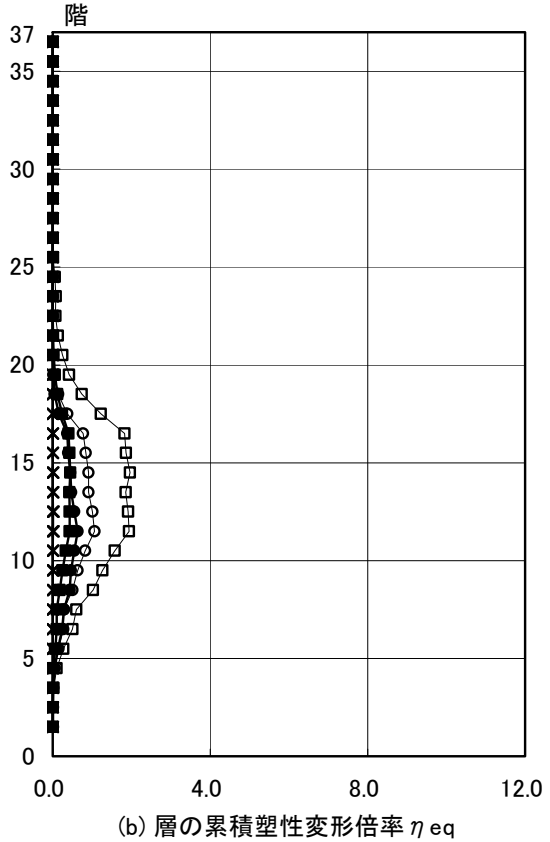
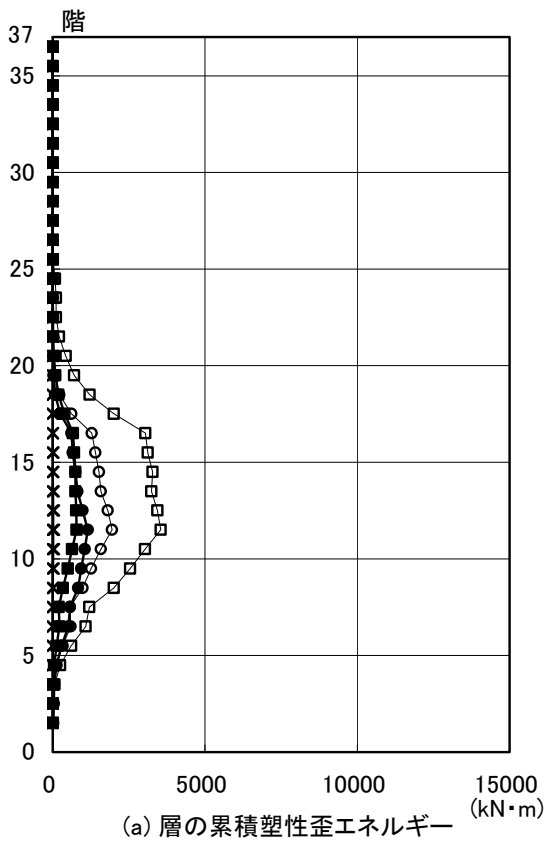


図 4.2.3-10 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

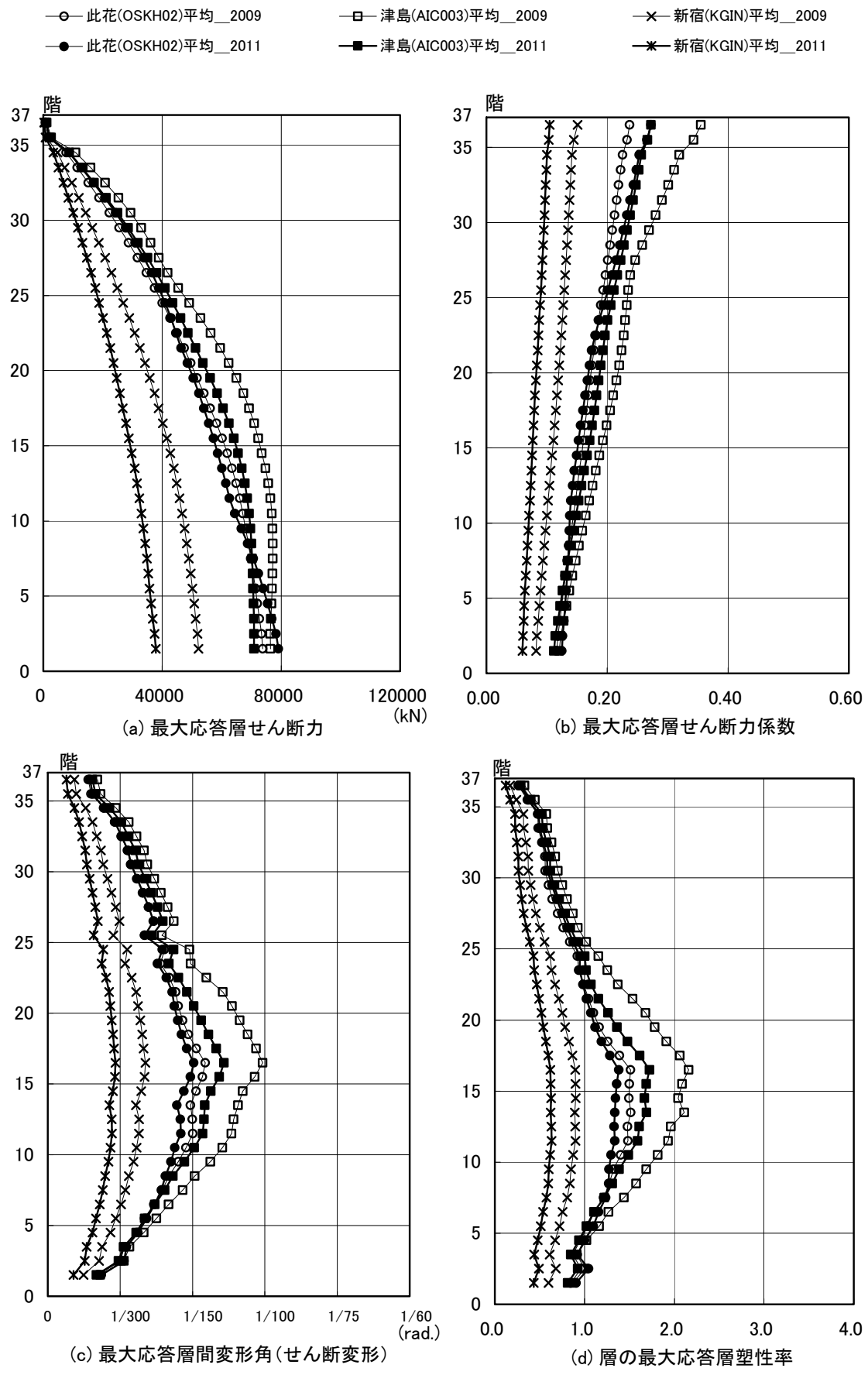


図 4. 2. 3-11 Y方向最大応答値(1) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

- 此花(OSKH02)平均_2009
- 津島(AIC003)平均_2009
- × 新宿(KGIN)平均_2009
- 此花(OSKH02)平均_2011
- 津島(AIC003)平均_2011
- ✱ 新宿(KGIN)平均_2011

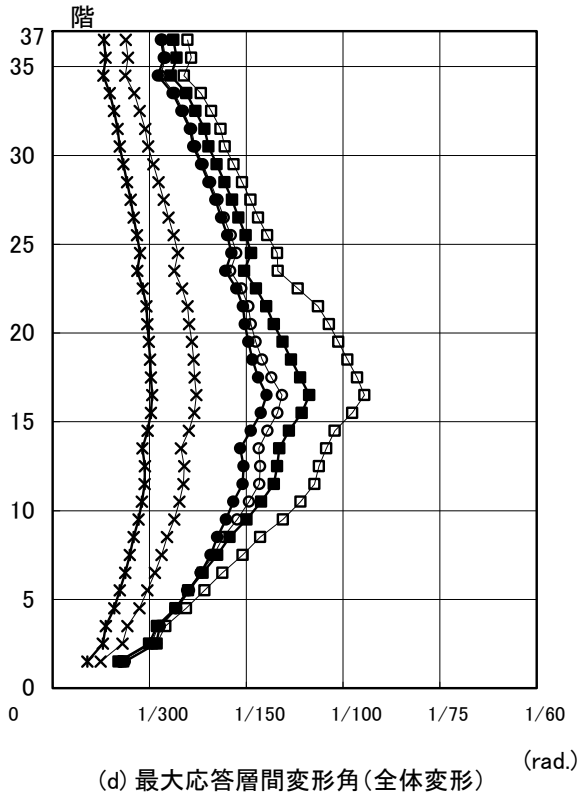
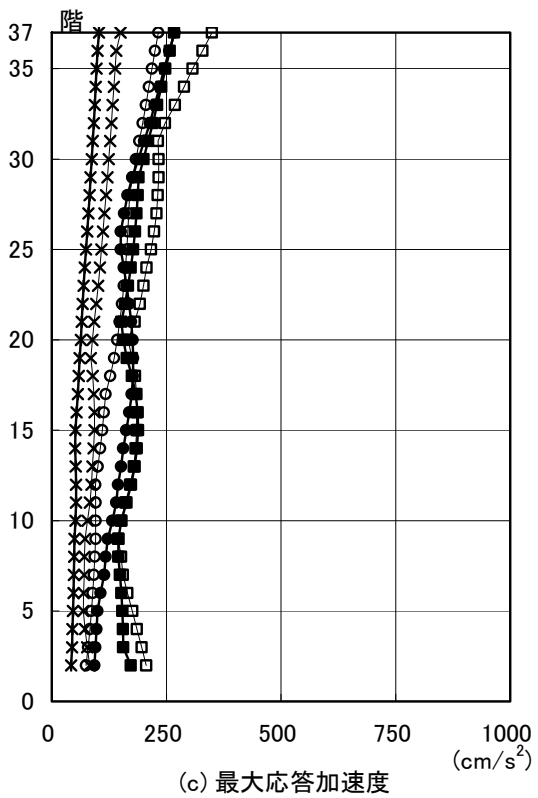
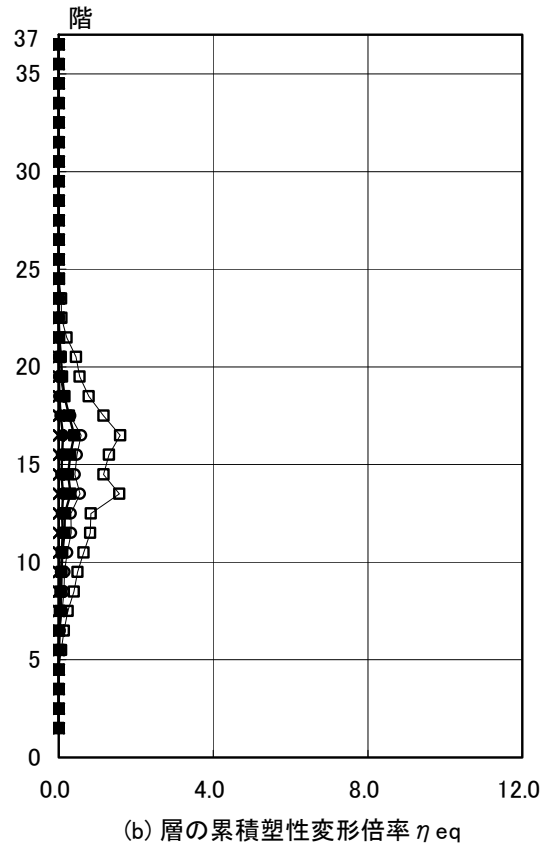
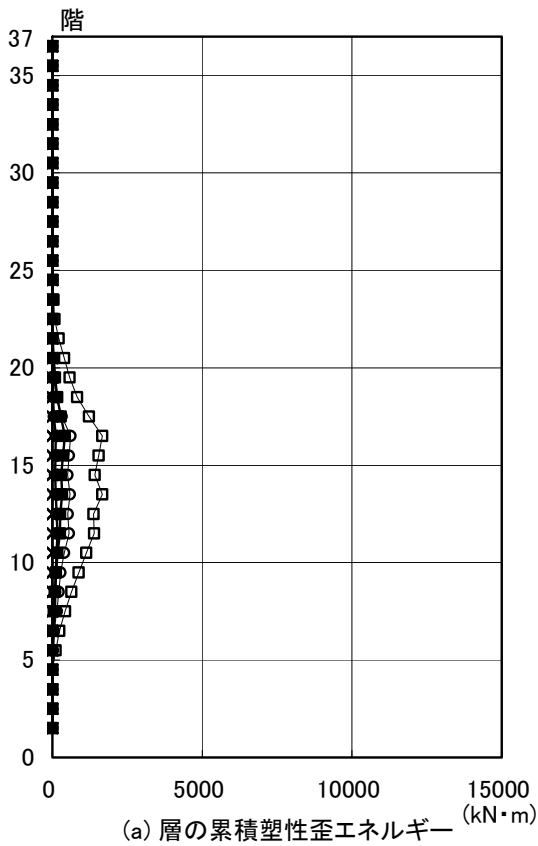


図 4. 2. 3-12 Y 方向最大応答値 (2)【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-2-3-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2009 地震動の平均+σ波

	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 140m 級	此花(OSKH02)平均	278.7	92.0	1/93	2.35	4.21	4.99
	津島(AIC003)平均	382.5	98.3	1/88	2.53	6.95	1.77
	新宿(KGIN)平均	192.3	67.5	1/145	1.49	0.22	0.46
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	314.6	108.4	1/87	2.37	2.31	2.08
	津島(AIC003)平均	501.9	119.1	1/80	2.71	3.50	0.01
	新宿(KGIN)平均	208.1	70.0	1/160	1.14	0.03	0.15

2011 地震動の平均+σ波

	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 140m 級	此花(OSKH02)平均	381.4	114.6	1/73	3.04	8.63	1.16
	津島(AIC003)平均	359.2	78.2	1/118	1.83	1.79	1.54
	新宿(KGIN)平均	175.2	60.1	1/171	1.24	0.10	0.17
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	437.5	134.0	1/68	3.06	5.09	0.65
	津島(AIC003)平均	415.3	97.2	1/101	1.97	1.77	1.12
	新宿(KGIN)平均	184.2	63.5	1/176	1.03	0.00	0.04

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：静的荷重増分解析から得られる各層の荷重－変形関係を、限界層間変形 (R=1/75 程度) 時までの履歴面積が等しくなるように設定した、完全弾塑性型の復元力特性をもとに下式により算出する。

$$\eta_{eq_i} = W_{p_i} / (\delta_{eq_i} \cdot Q_{eq_i})$$

η_{eq_i} : i 層の累積塑性変形倍率

W_{p_i} : 時刻歴解析による i 層の塑性履歴エネルギー

δ_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏変位

Q_{eq_i} : i 層の置換完全弾塑性型復元力特性の降伏耐力

注 2) 塑性率の定義：曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分を対象に、各層のいずれかの部材端が全塑性モーメントに達した時点の層間変位を基点として算出する。
なお、曲げ変形成分（曲げ剛性）は弾性とした。

- 2011 地震動と 2009 地震動の平均 + σ 波を比較すると、全般的に此花波は 2011 地震動の応答が大きく、津島波、新宿波では 2011 地震動で応答が小さくなっている。
- 層間変形角は 2009 地震動では此花波、津島波で 1/100 を超えていたが、2011 地震動では此花波のみが 1/100 を超えており、最大は Y 方向で 1/68 となっている。

○ 此花(OSKH02)平均+ σ _2009 □ 津島(AIC003)平均+ σ _2009 × 新宿(KGIN)平均+ σ _2009
 ● 此花(OSKH02)平均+ σ _2011 ■ 津島(AIC003)平均+ σ _2011 * 新宿(KGIN)平均+ σ _2011

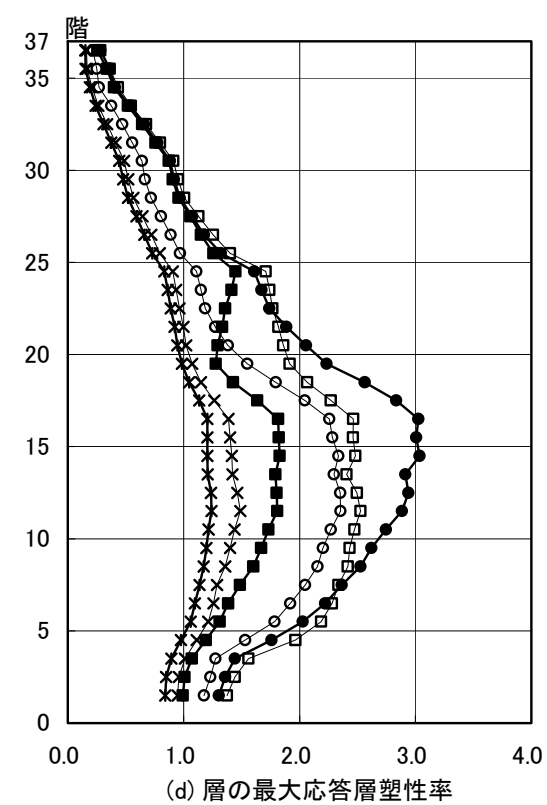
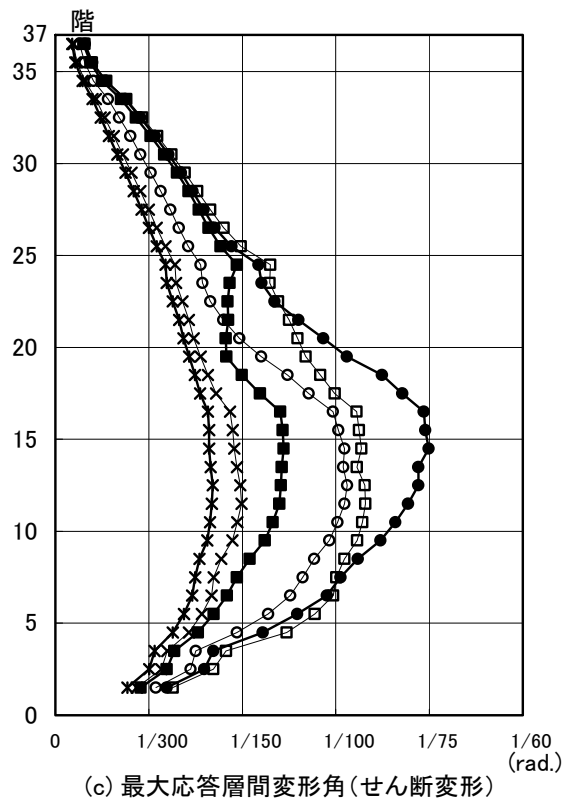
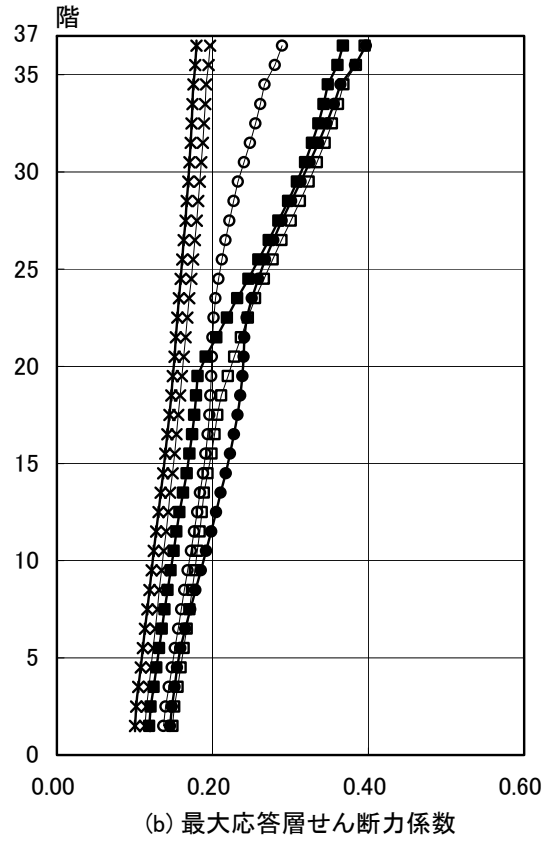
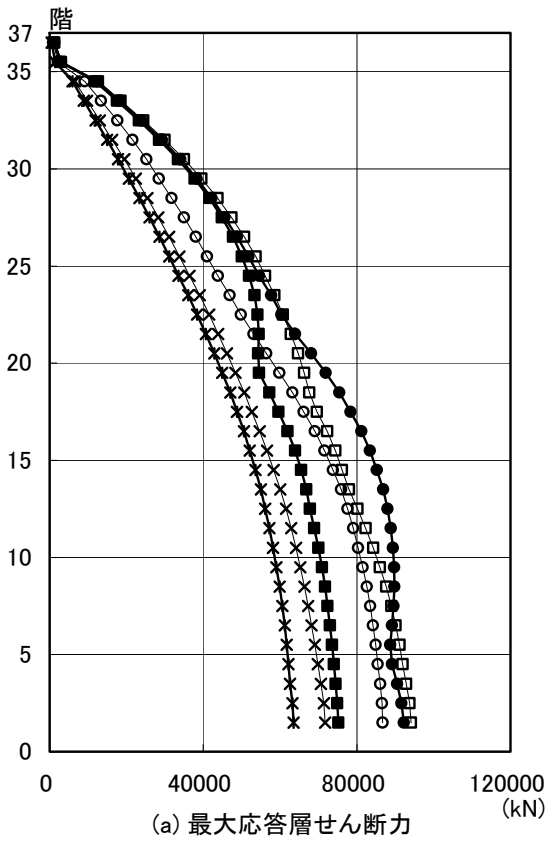


図 4.2.3-13 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

○ 此花(OSKH02)平均+ σ _2009 □ 津島(AIC003)平均+ σ _2009 × 新宿(KGIN)平均+ σ _2009
 ● 此花(OSKH02)平均+ σ _2011 ■ 津島(AIC003)平均+ σ _2011 * 新宿(KGIN)平均+ σ _2011

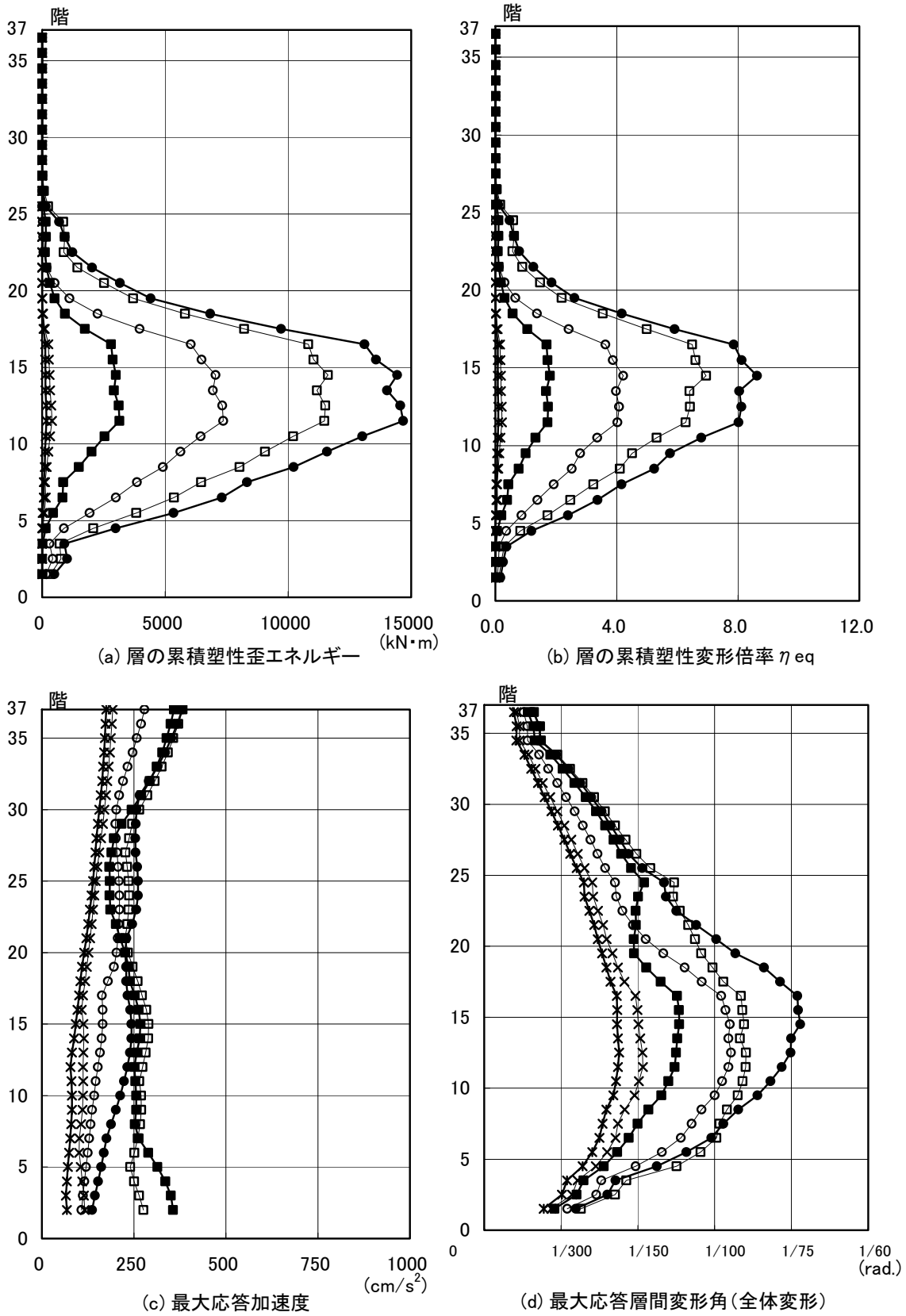


図 4.2.3-14 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

○ 此花(OSKH02)平均+ σ _2009 □ 津島(AIC003)平均+ σ _2009 × 新宿(KGIN)平均+ σ _2009
 ● 此花(OSKH02)平均+ σ _2011 ■ 津島(AIC003)平均+ σ _2011 * 新宿(KGIN)平均+ σ _2011

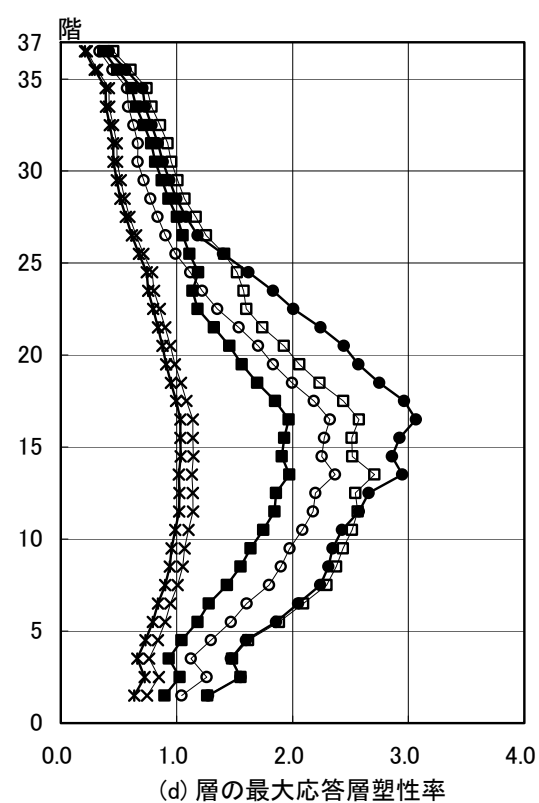
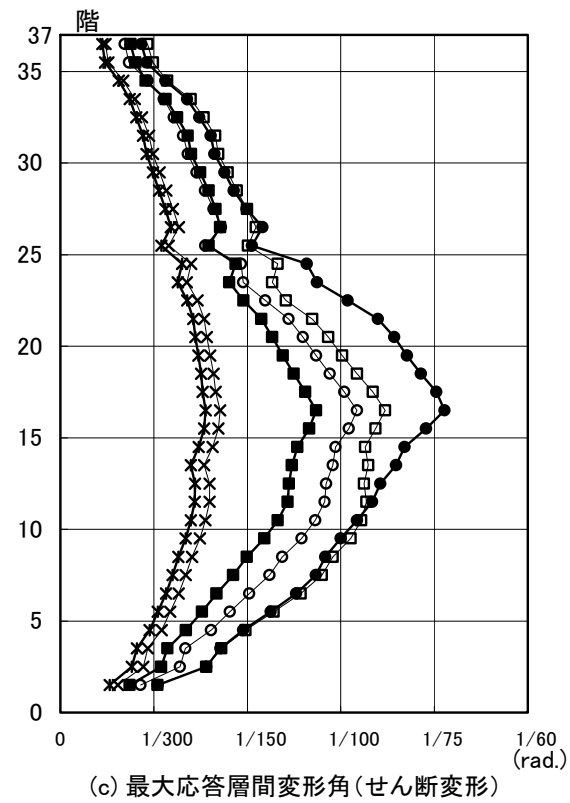
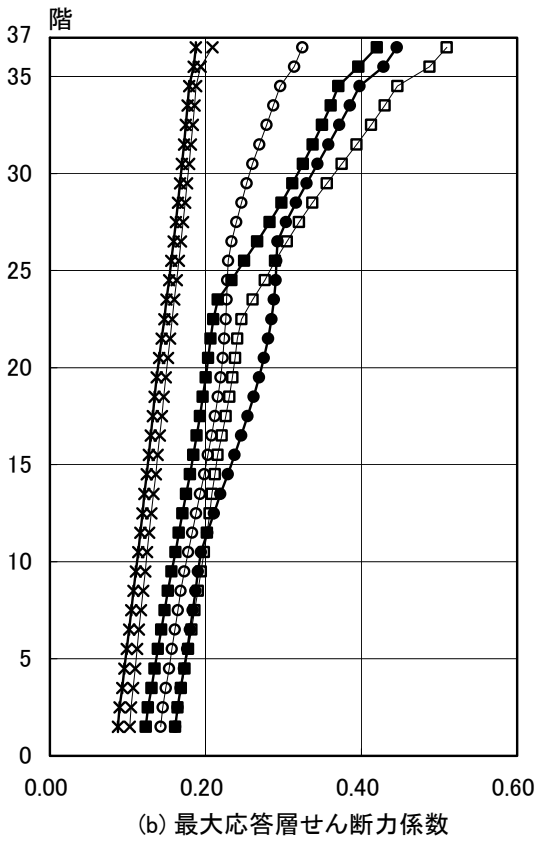
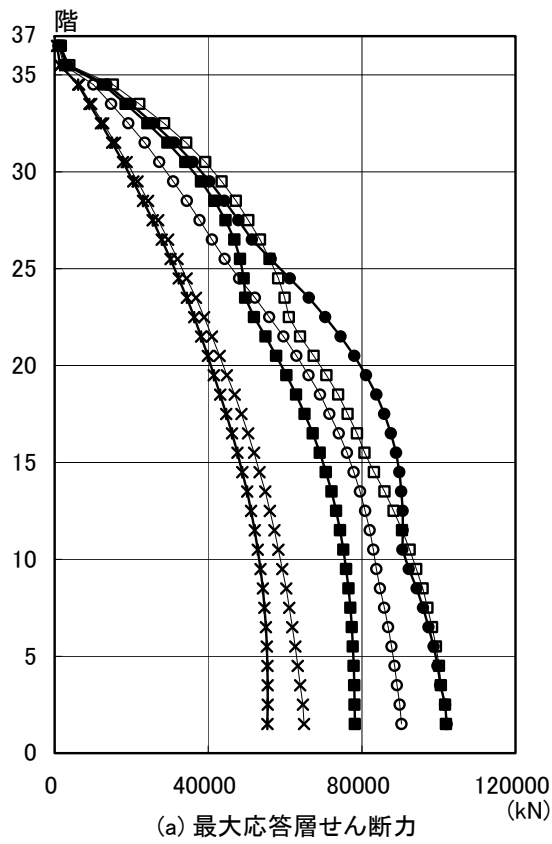


図 4.2.3-15 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

○—此花(OSKH02)平均+ σ _2009 □—津島(AIC003)平均+ σ _2009 ×—新宿(KGIN)平均+ σ _2009
 ●—此花(OSKH02)平均+ σ _2011 ■—津島(AIC003)平均+ σ _2011 *—新宿(KGIN)平均+ σ _2011

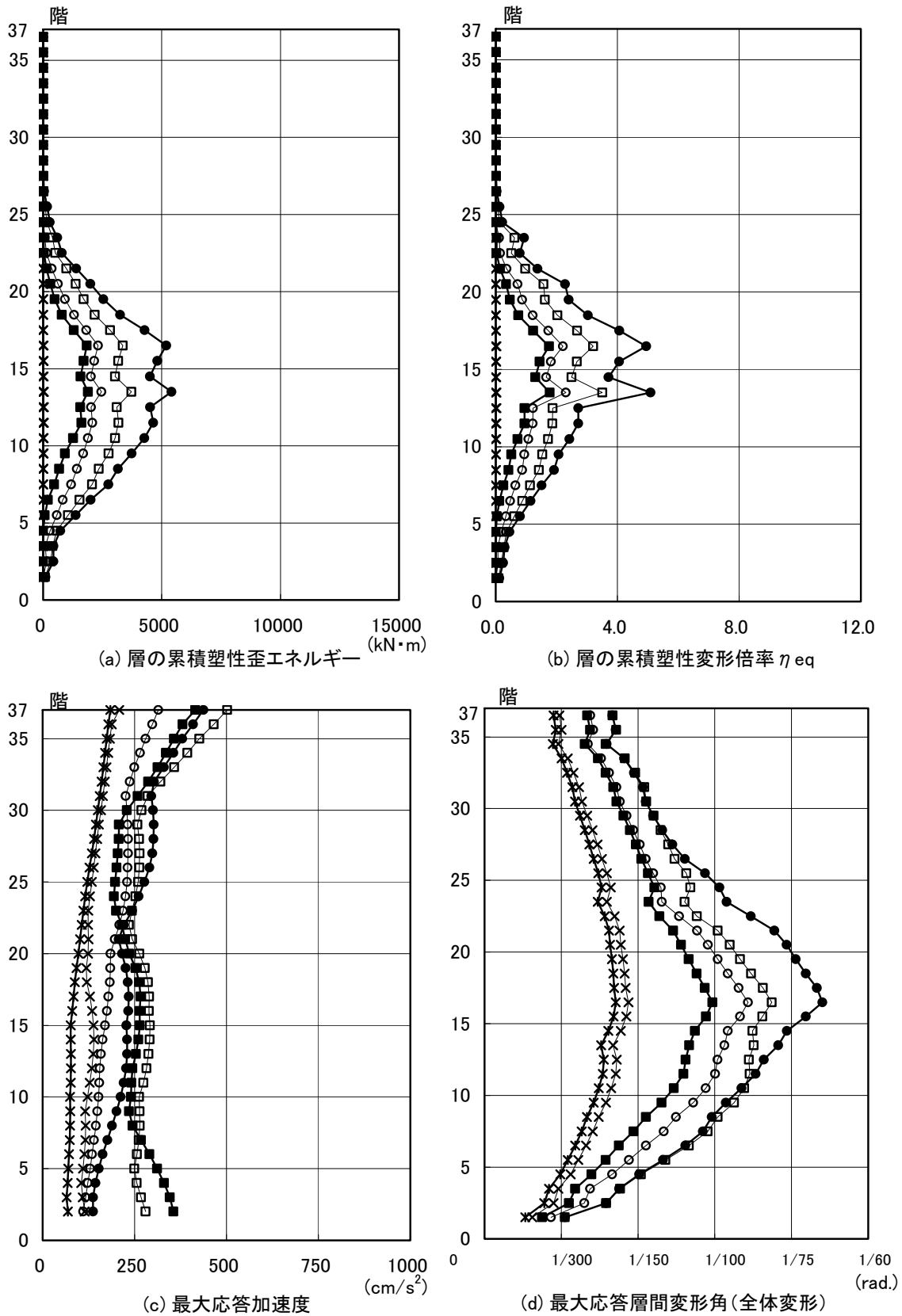


図 4.2.3-16 Y 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

4-2-4 S200m 級建物

4-2-4-1 対象建物概要

本建物はセンターコア形式の46F建て事務所ビルであり、制振部材として、LY225の履歴系ダンパーと粘性系ダンパーを組み合わせた柱CFTの鉄骨高層建物である。

建設地	構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
東京都	S造	2004年	46階	203.7m	X:5.74s Y:5.08s	X,Y	履歴系ダンパー (低降伏点鋼の座屈拘束ブレース) +粘性系ダンパー付CFT柱鉄骨フレーム

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

4-2-4-2 モデル化の方針

項目		
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系 <input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組 <input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数 [0.02]	<input checked="" type="checkbox"/> 初期剛性比例 <input type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販 [T-DAPIII] <input type="checkbox"/> 自社開発	
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P- δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材(柱・壁)の軸力・曲げ非線形相互作用考慮	
当時の一般規定(*1) 解析上の扱い	幅厚比:FA、横補剛:第1種保有耐力横補剛、接合部:第1種保有耐力接合、すべてを満足している。	
その他		

(*1) 幅厚比、ボルト、横補剛等

4-2-4-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

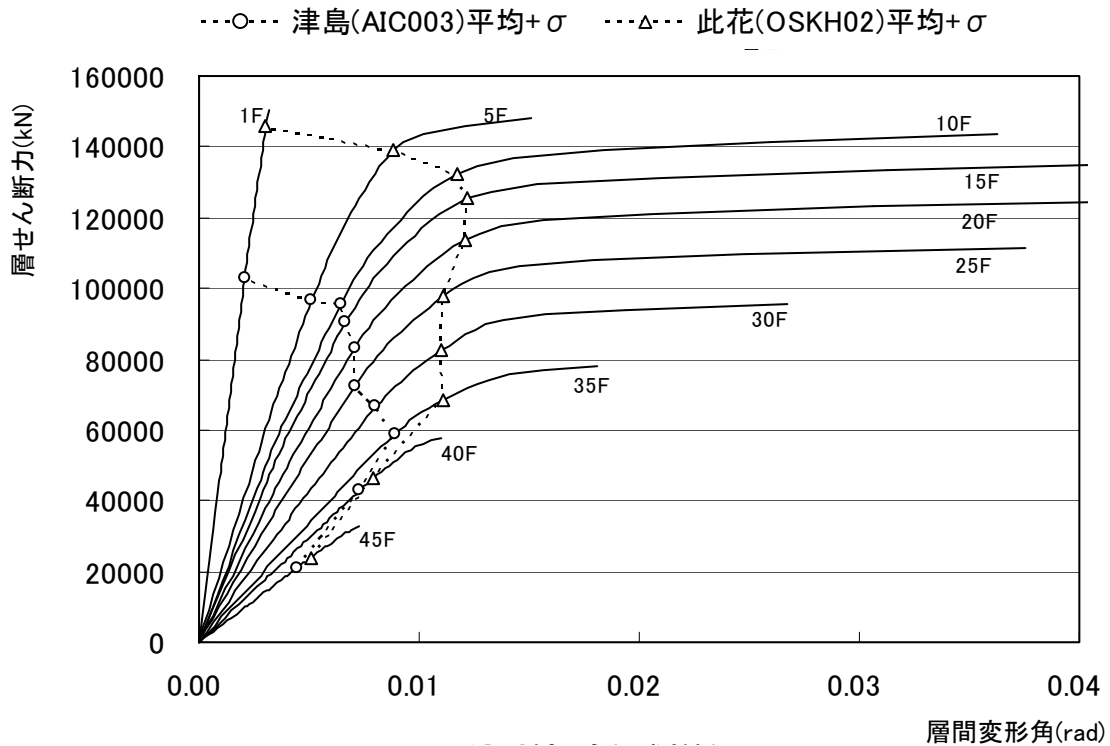


図 4. 2. 4-3 X方向荷重変形関係図

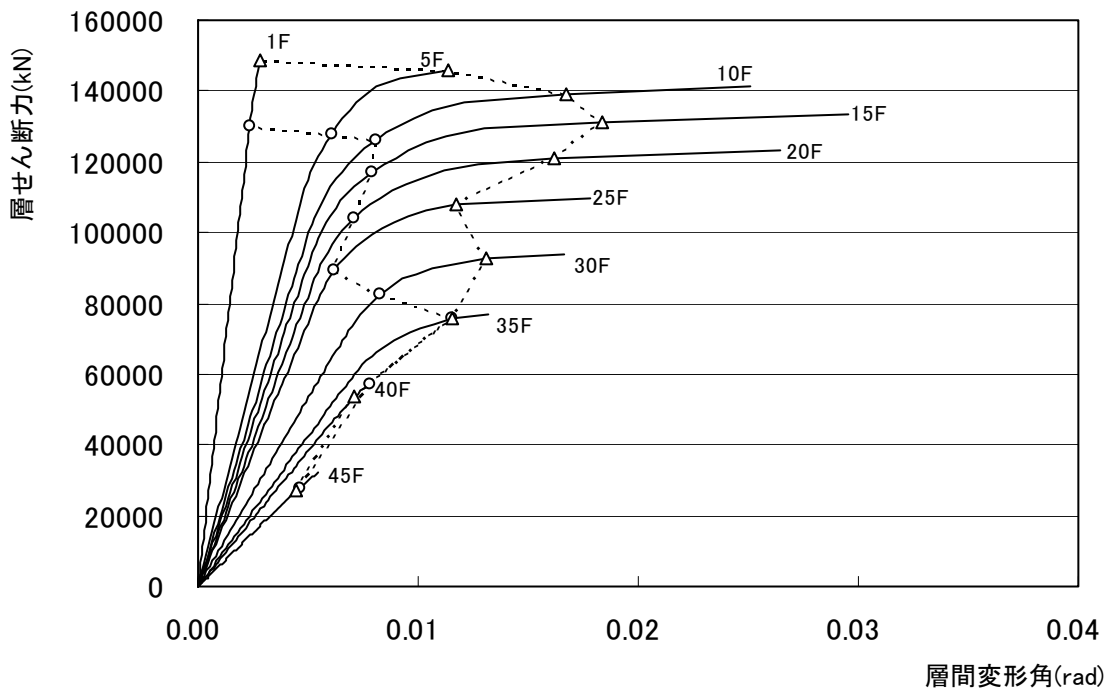


図 4. 2. 4-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表

階	ΣW (kN)	X 方向		Y 方向	
		層せん断力 (1/100) (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (1/100) (kN)	層せん断力係数
46F	41666	66169	1.588	55546	1.333
23F	725173	92388	0.127	81577	0.112
1F	1476345	397950	0.270	431224	0.292

4-2-4-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均	245.3	161.3	1/81	2.160	6.83	7.65
	津島(AIC003)平均	186.0	73.6	1/155	1.129	0.40	0.65
	浜松(SZ0024)平均	215.3	49.5	1/156	1.134	0.43	0.56
	新宿(KGIN)平均	160.8	137.7	1/115	1.652	1.79	2.78
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	234.0	153.6	1/92	2.466	9.85	0.60
	津島(AIC003)平均	247.0	75.9	1/155	1.138	0.50	0.06
	浜松(SZ0024)平均	253.2	58.3	1/148	1.196	0.56	0.12
	新宿(KGIN)平均	139.0	91.6	1/170	1.215	0.61	0.69

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均+σ	262.6	183.1	1/78	2.423	8.24	2.35
	津島(AIC003)平均+σ	264.9	117.5	1/111	1.581	0.80	0.23
	浜松(SZ0024)平均+σ	318.9	72.2	1/100	1.766	1.80	2.29
	新宿(KGIN)平均+σ	185.3	157.2	1/97	1.948	4.06	2.21
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	286.4	212.8	1/56	4.069	39.31	68.5
	津島(AIC003)平均+σ	337.0	122.6	1/88	1.993	3.90	5.05
	浜松(SZ0024)平均+σ	341.6	87.2	1/104	1.615	1.91	0.80
	新宿(KGIN)平均+σ	203.2	122.6	1/122	1.815	4.77	1.03

注 1) 塑性率、累積塑性変形倍率は以下の通り定義する。

$$\text{塑性率 } f_{\mu i} = \delta_{mi} / \delta_{ei}$$

$$\text{累積塑性変形倍率 } f_{\eta i} = W_{mi} / (Q_{ei} \cdot \delta_{ei})$$

δ_{ei}, Q_{ei} : 静的増分解析から得られる i 層の復元力特性をトリリニアにモデル化したときの第 1 折点

δ_{mi} : 時刻歴解析による i 層の最大応答層間変位

W_{mi} : 時刻歴解析による i 層の累積塑性履歴エネルギー

- ・ 此花波では平均、平均+σ に対して変形角 1/100 および層塑性率 2.0 を上回った。
- ・ 此花+σ 波形では、変形角 1/56 (Y 方向) の大きな応答を示した。

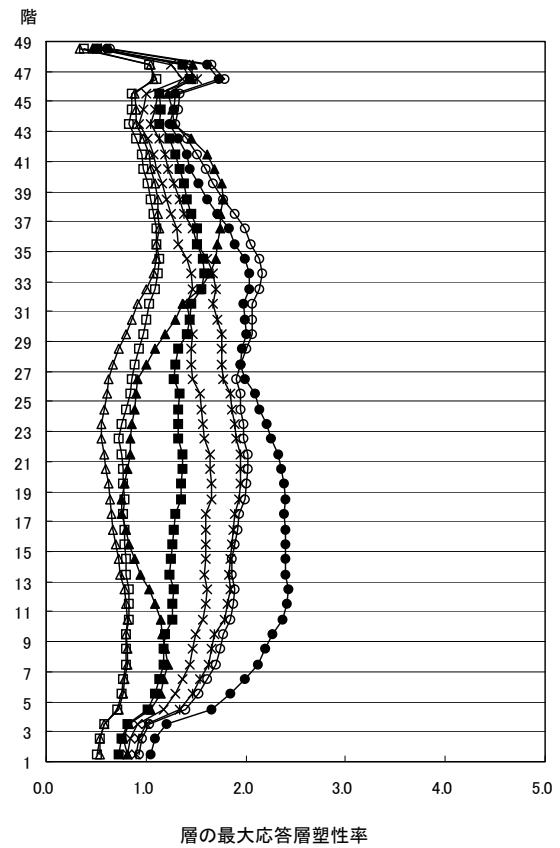
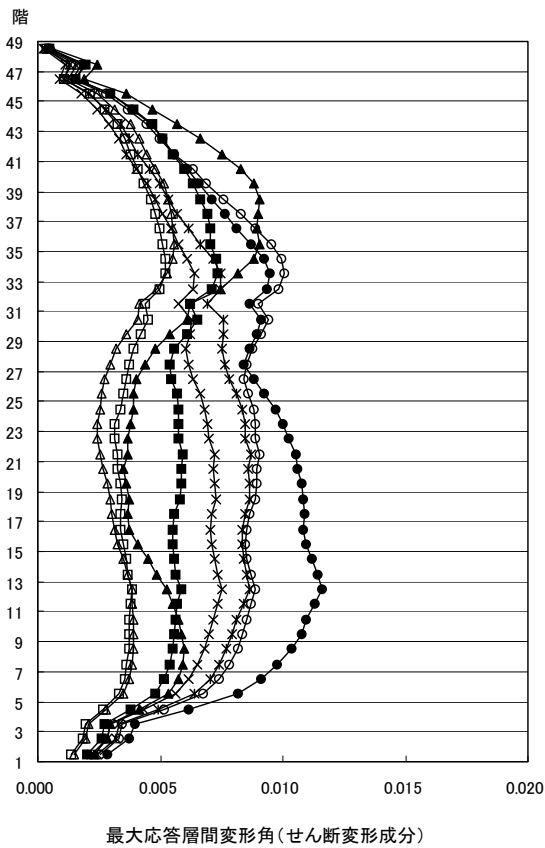
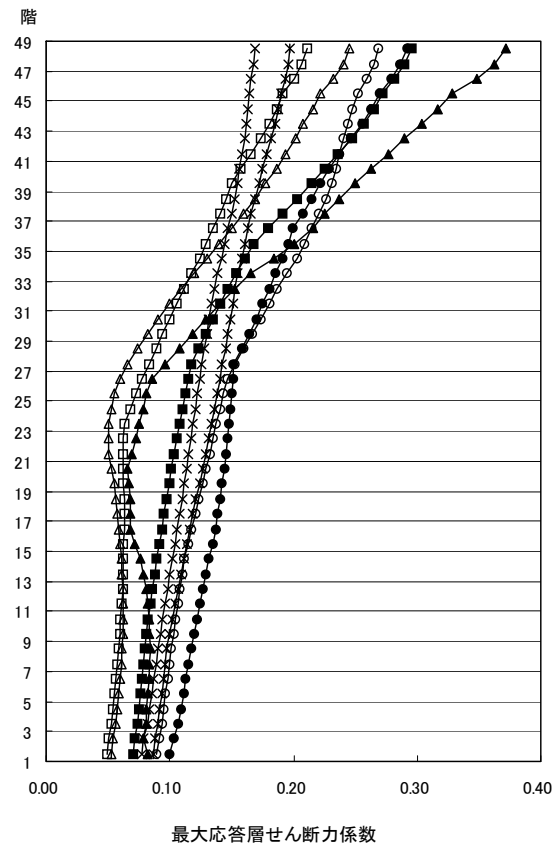
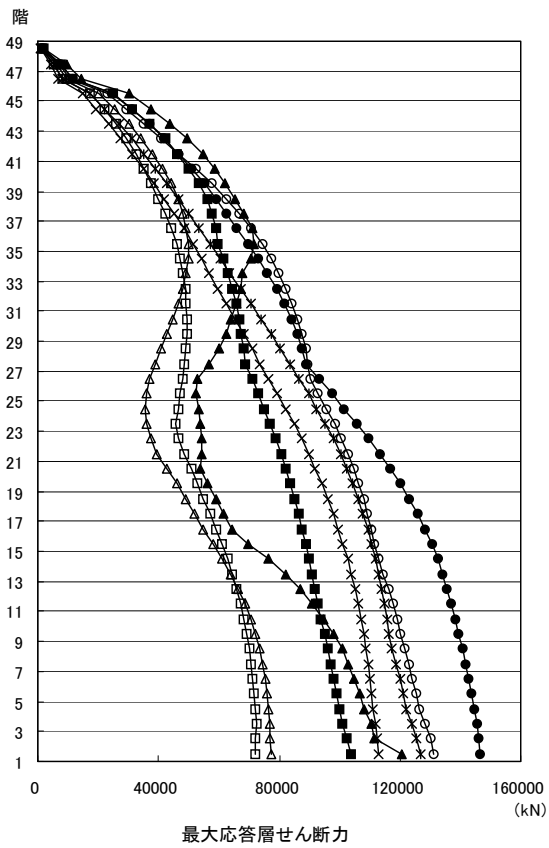
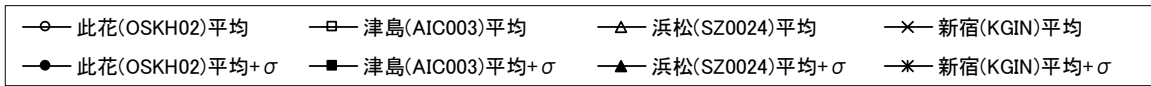


図 4. 2. 4-5 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

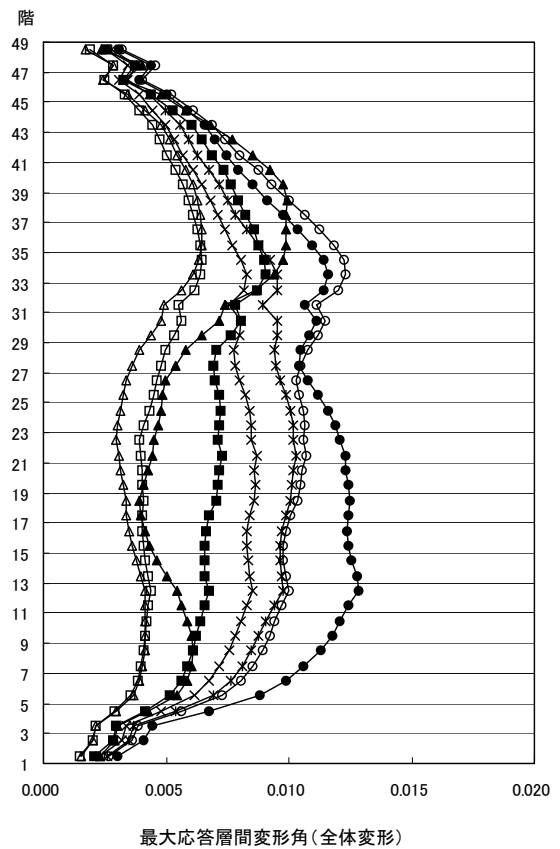
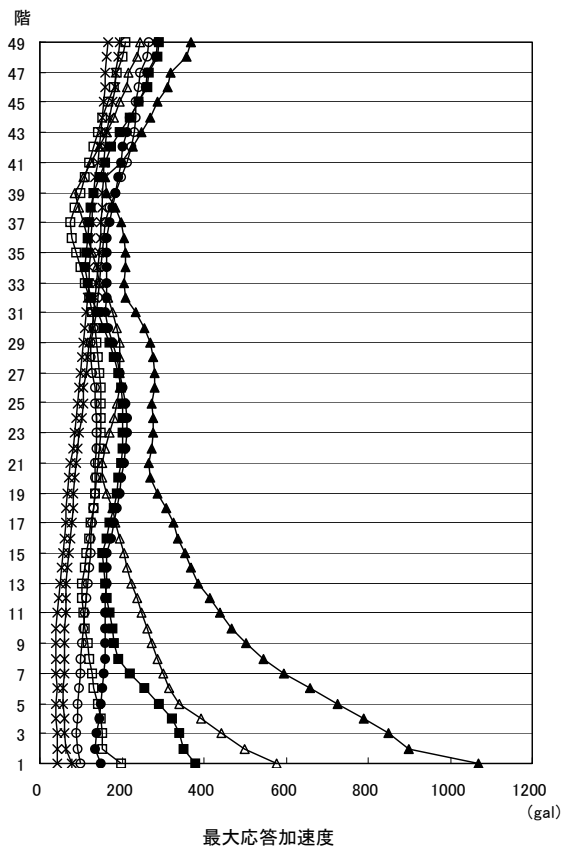
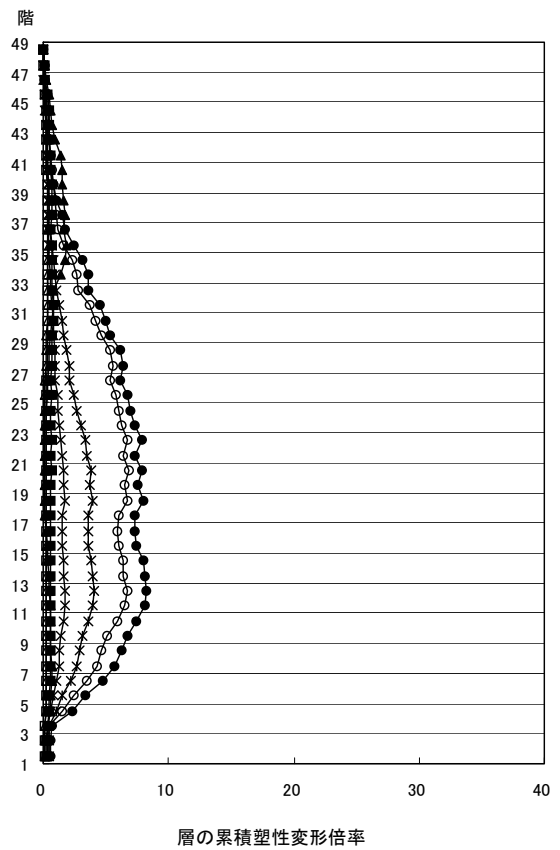
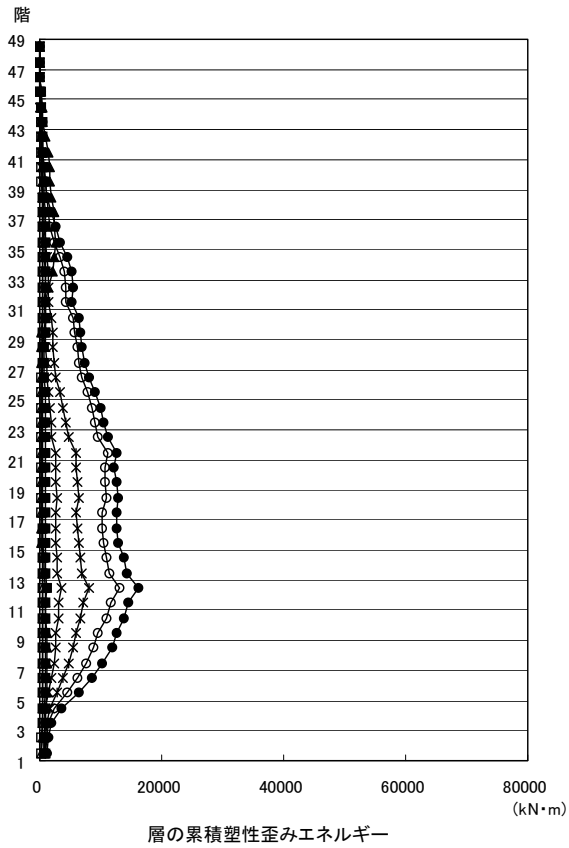
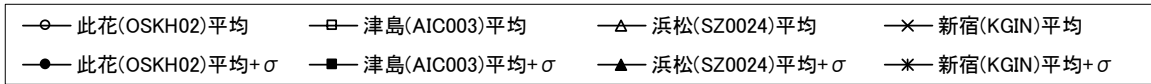


図 4.2.4-6 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

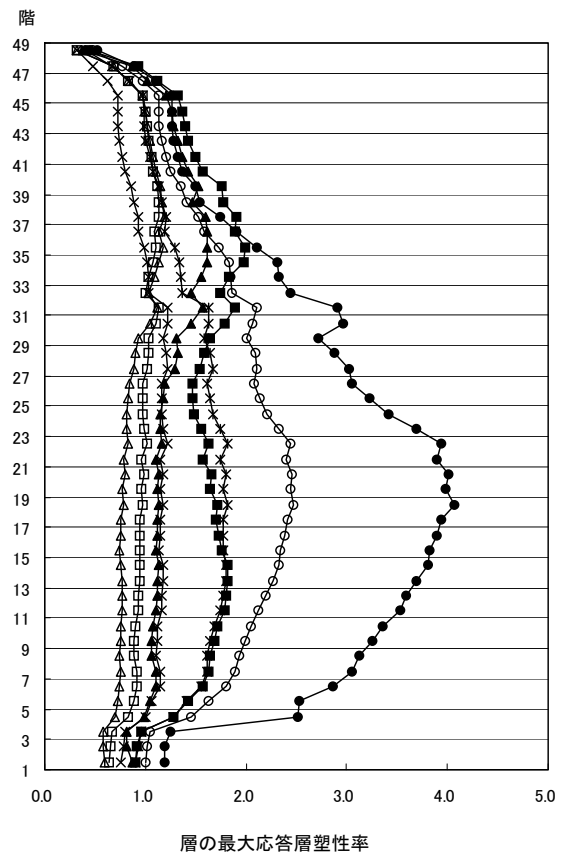
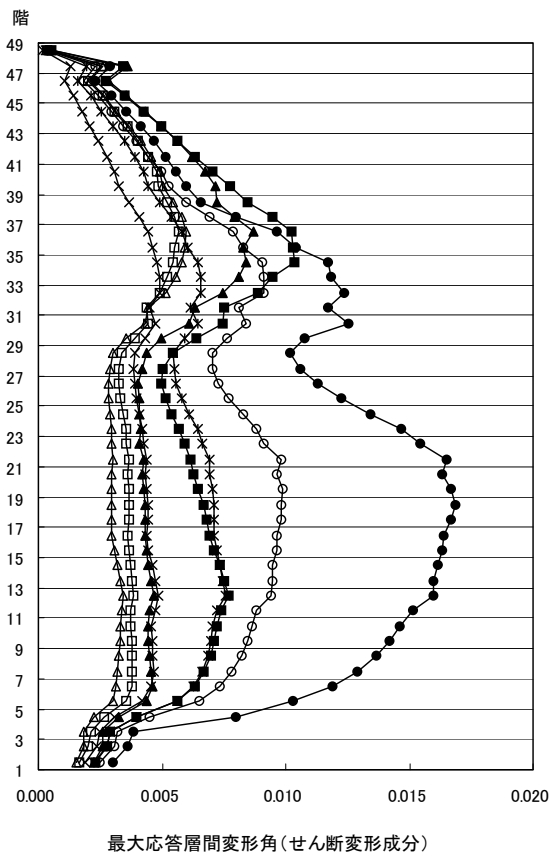
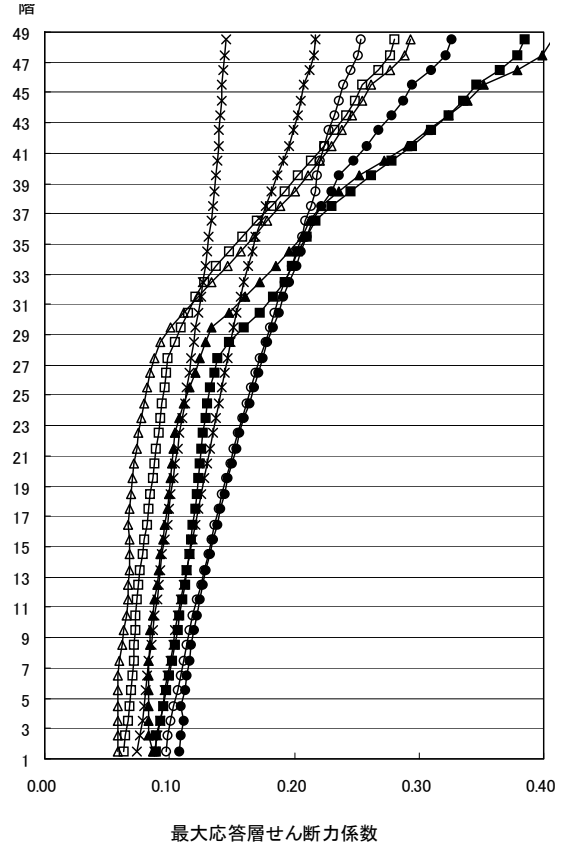
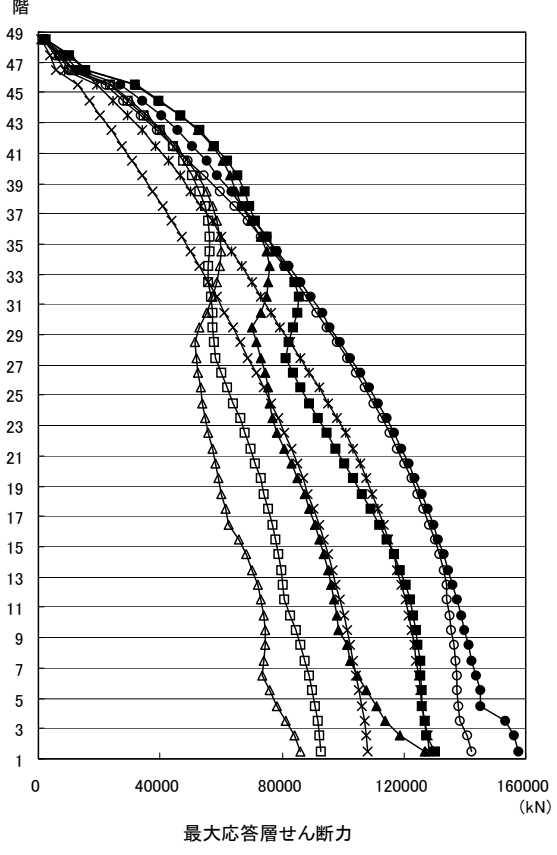
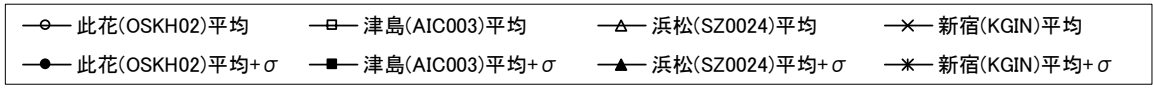


図 4. 2. 4-7 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

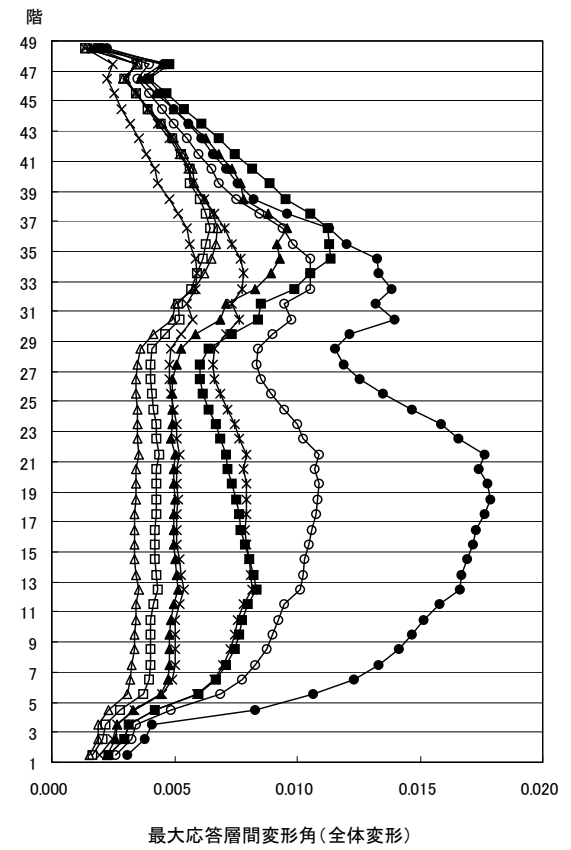
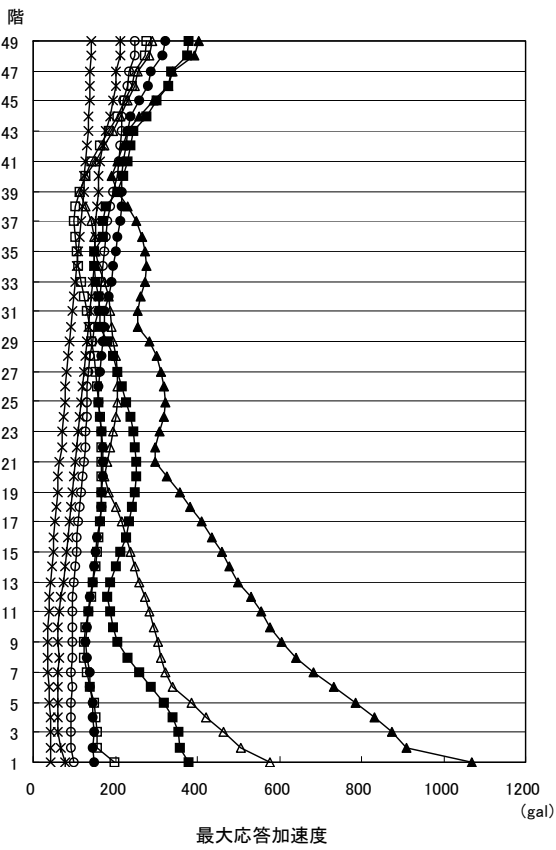
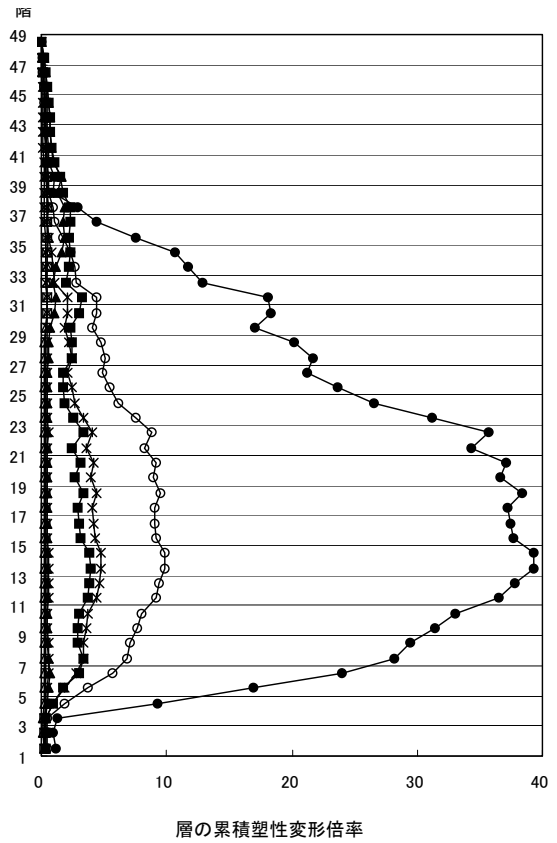
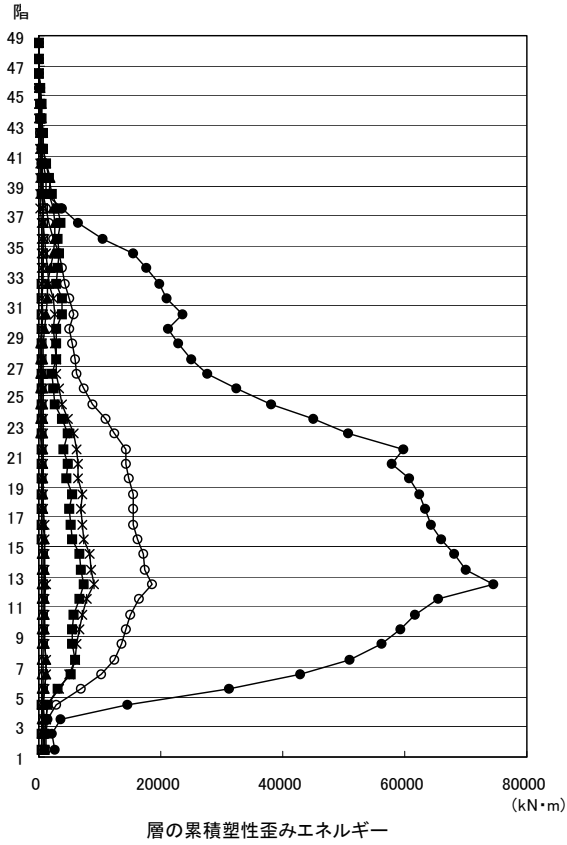
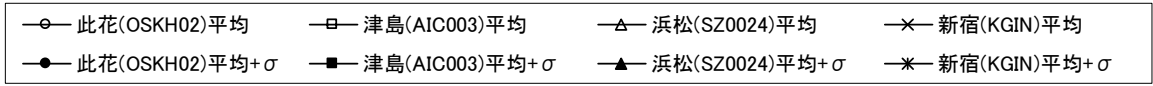


図 4.2.4-8 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-4-5 2011 地震 平均波の 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均	245.3	161.3	1/81	2.160	6.83	7.65
	津島(AIC003)平均	186.0	73.6	1/155	1.129	0.40	0.65
	新宿(KGIN)平均	160.8	137.7	1/115	1.652	1.79	2.78
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	234.0	153.6	1/92	2.466	9.85	0.60
	津島(AIC003)平均	247.0	75.9	1/155	1.138	0.50	0.06
新宿(KGIN)平均	139.0	91.6	1/170	1.215	0.61	0.69	

2009 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均	172.3	142.5	1/108	1.754	2.90	1.84
	津島(AIC003)平均	231.9	115.6	1/114	1.539	0.770	2.97
	新宿(KGIN)平均	137.2	122.8	1/133	1.425	0.921	0.50
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	203.5	110.3	1/139	1.536	2.76	0.08
	津島(AIC003)平均	236.8	117.0	1/109	1.795	1.62	0.18
新宿(KGIN)平均	143.5	95.5	1/164	1.290	0.62	1.43	

注 1) 塑性率、累積塑性変形倍率は以下の通り定義する。

$$\text{塑性率 } f_{\mu i} = \delta_{mi} / \delta_{ei}$$

$$\text{累積塑性変形倍率 } f_{\eta i} = W_{mi} / (Q_{ei} \cdot \delta_{ei})$$

δ_{ei}, Q_{ei} : 静的増分解析から得られる i 層の復元力特性をトリリニアにモデル化したときの第 1 折点

δ_{mi} : 時刻歴解析による i 層の最大応答層間変位

W_{mi} : 時刻歴解析による i 層の累積塑性履歴エネルギー

- 2009 年平均（此花、津島、新宿）では、変形角、層塑性率とも 1/100、2.0 を下回った。
- 2011 年平均では此花のみが目安値を上回る応答を示している。

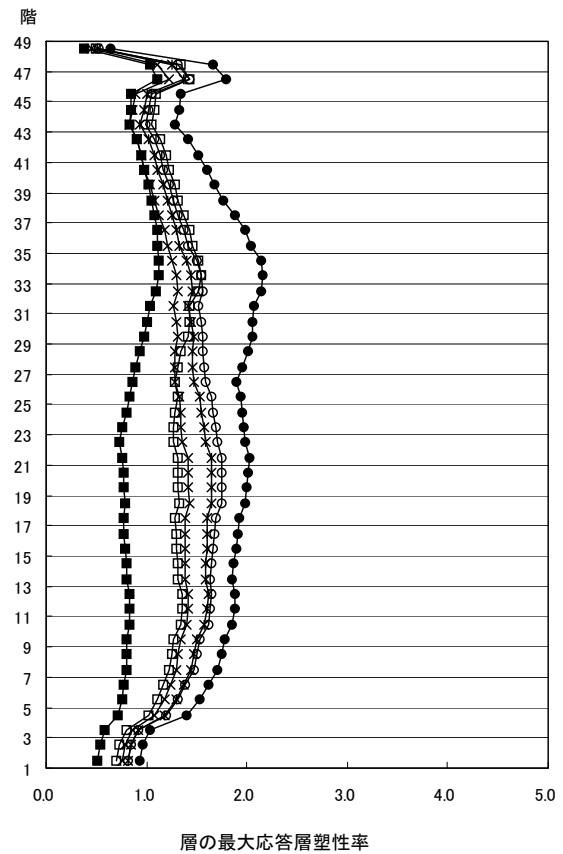
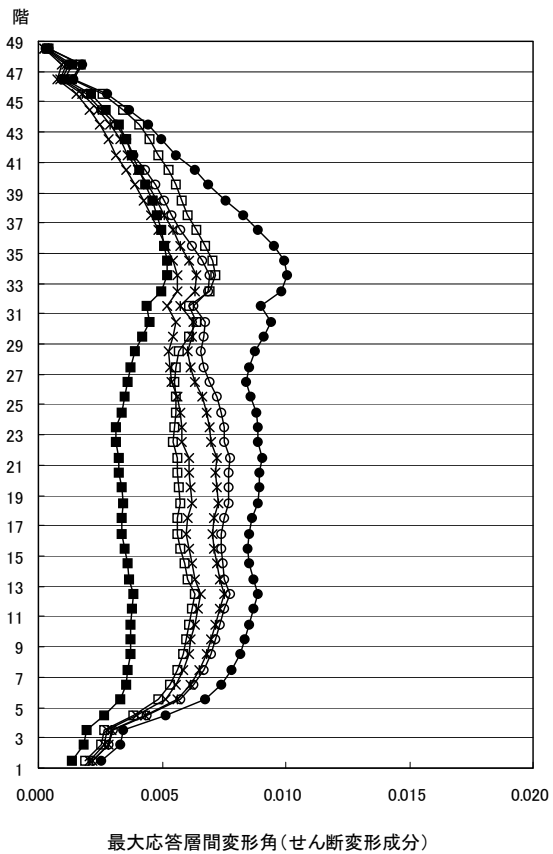
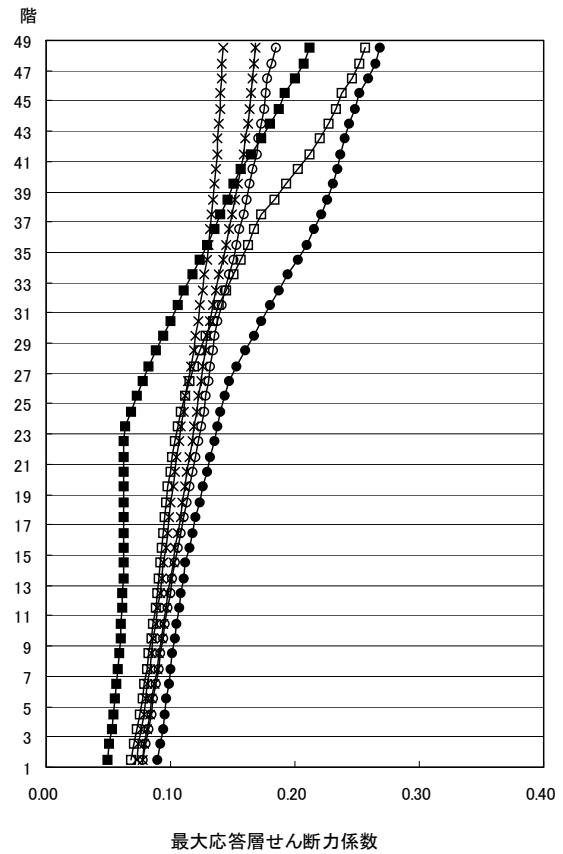
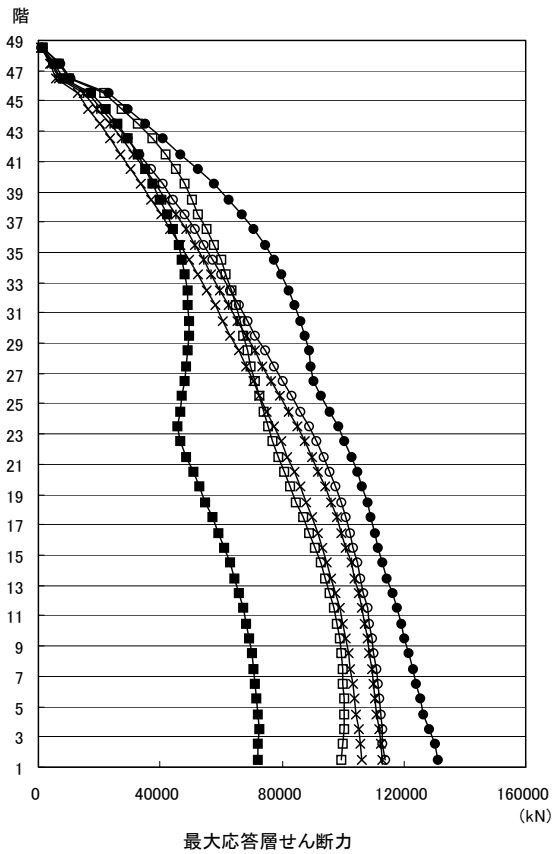
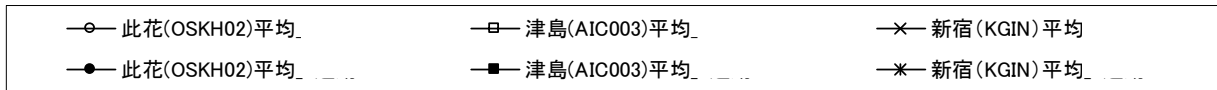


図 4. 2. 4-9 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

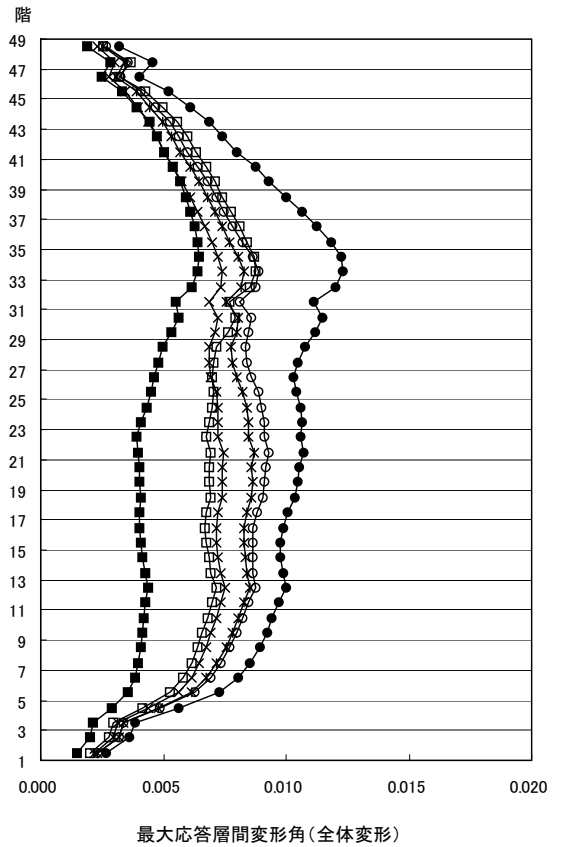
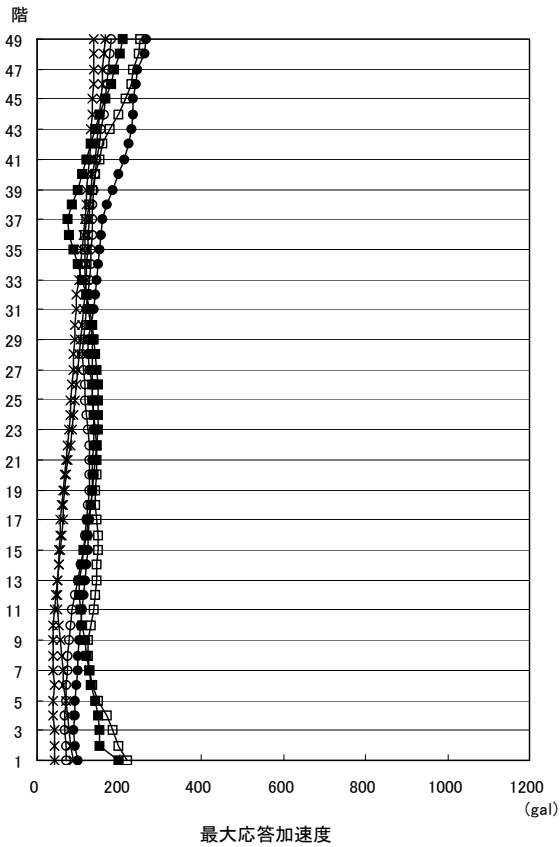
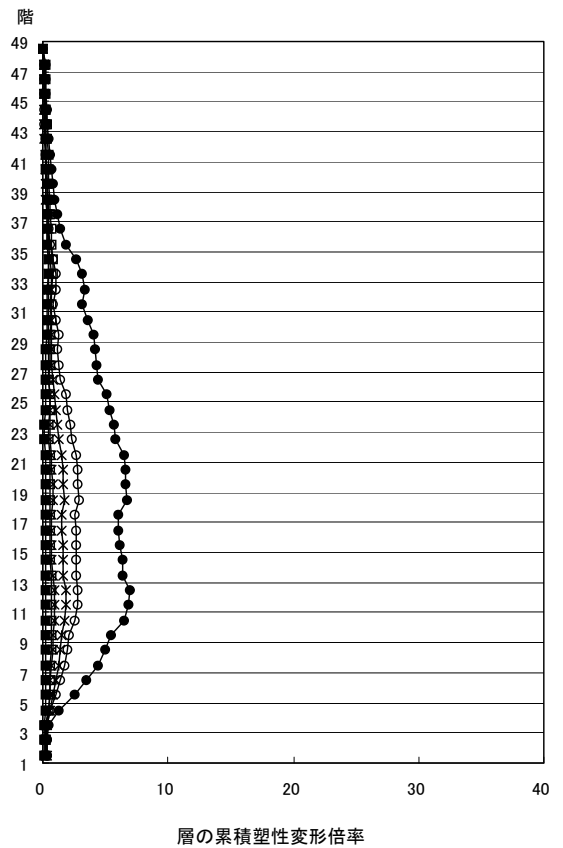
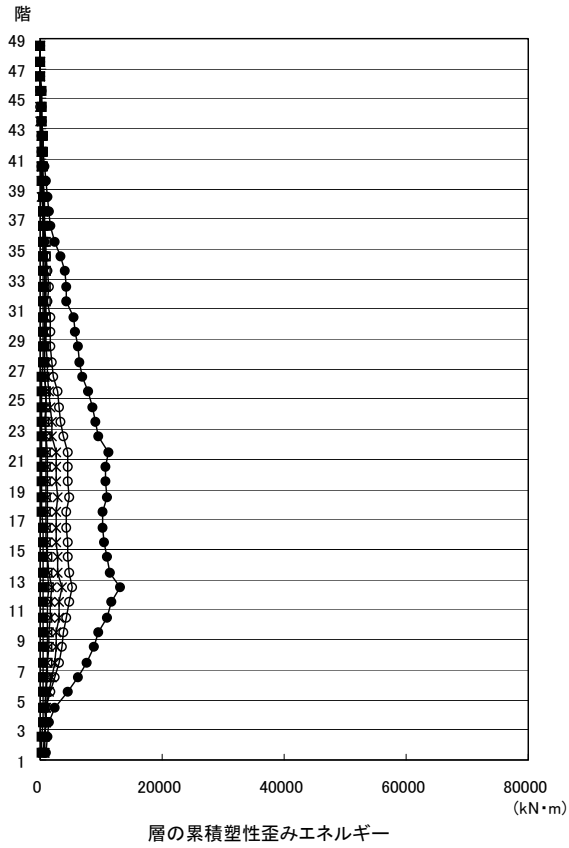
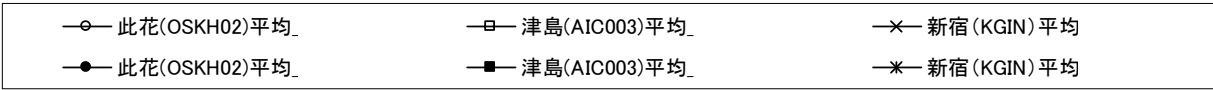


図 4. 2. 4-10 X 方向最大応答値 (2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

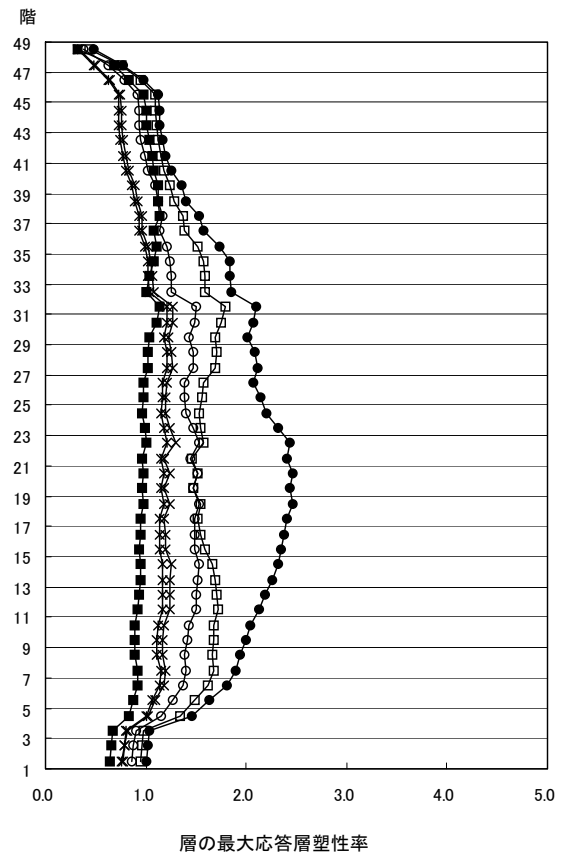
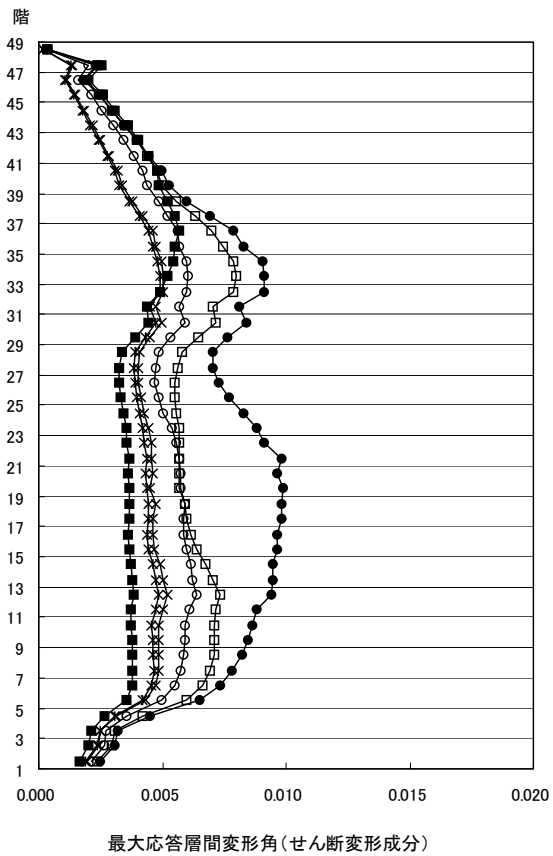
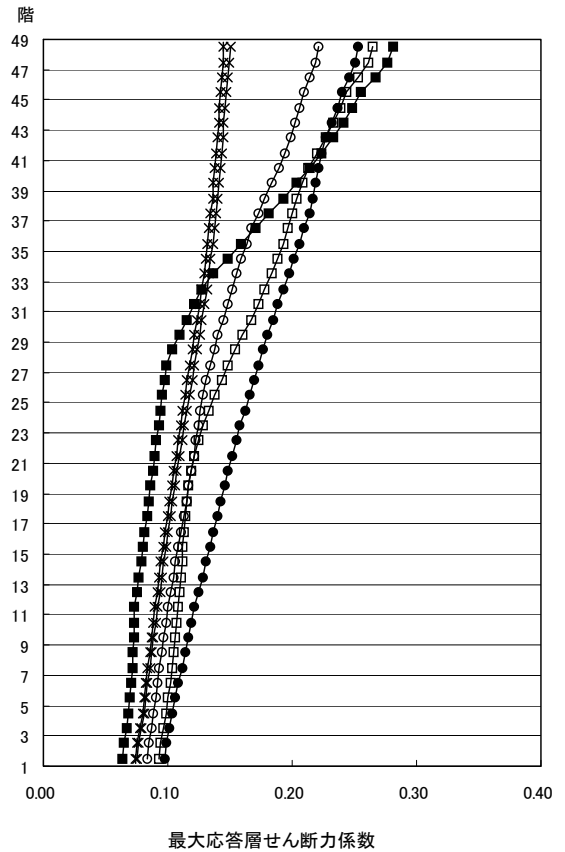
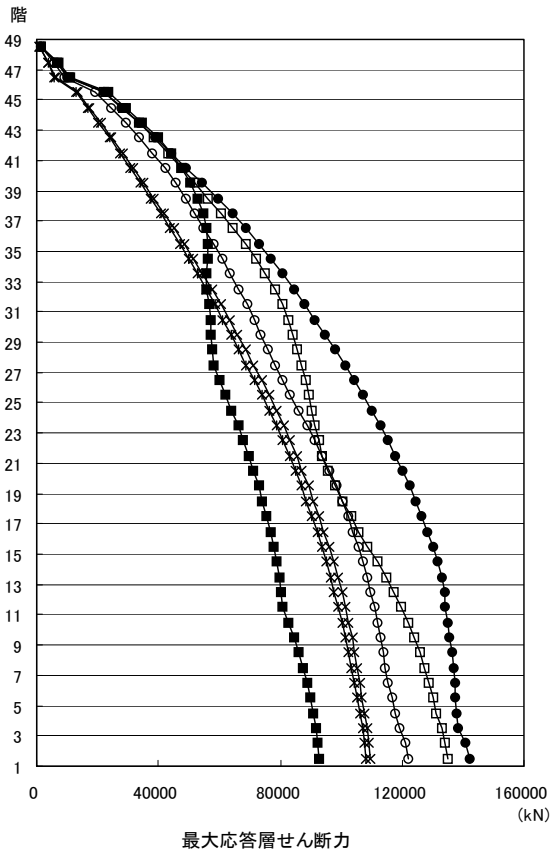
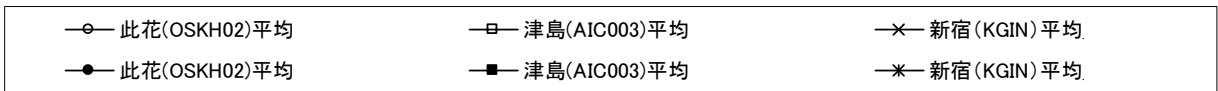


図 4.2.4-11 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

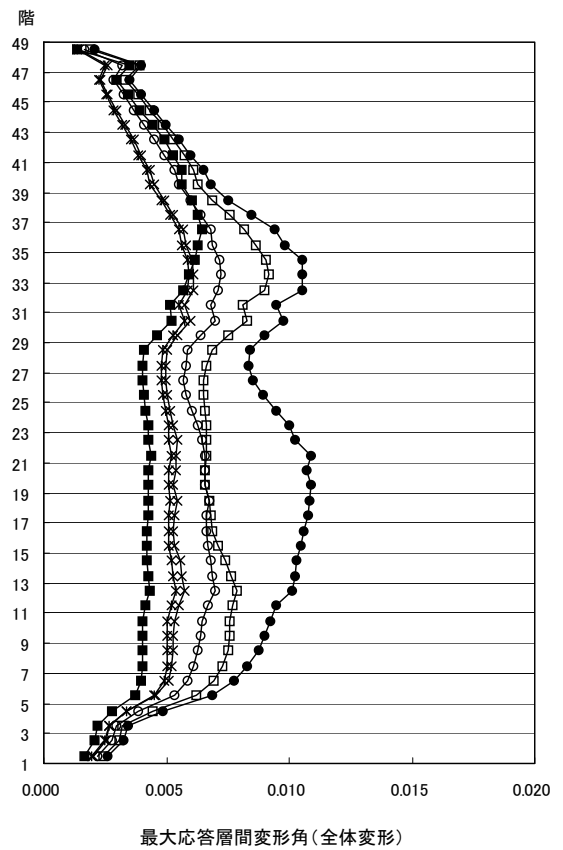
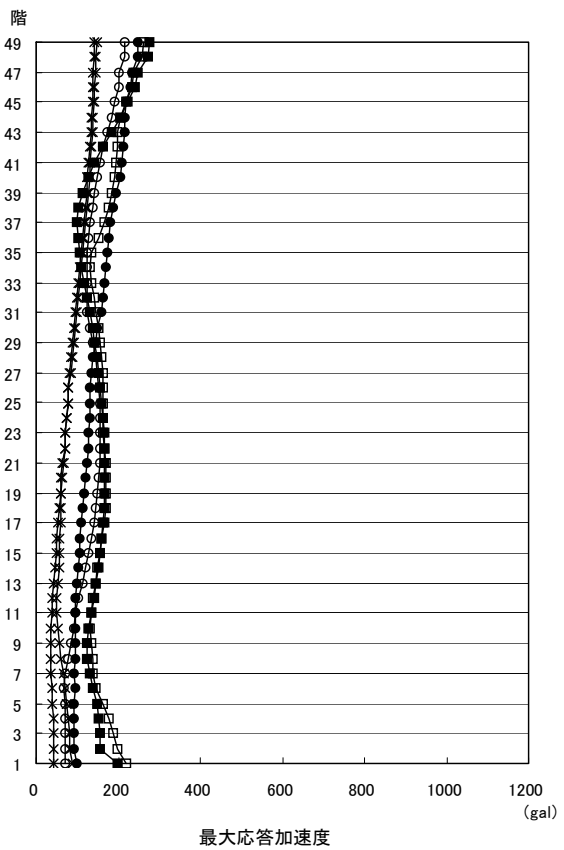
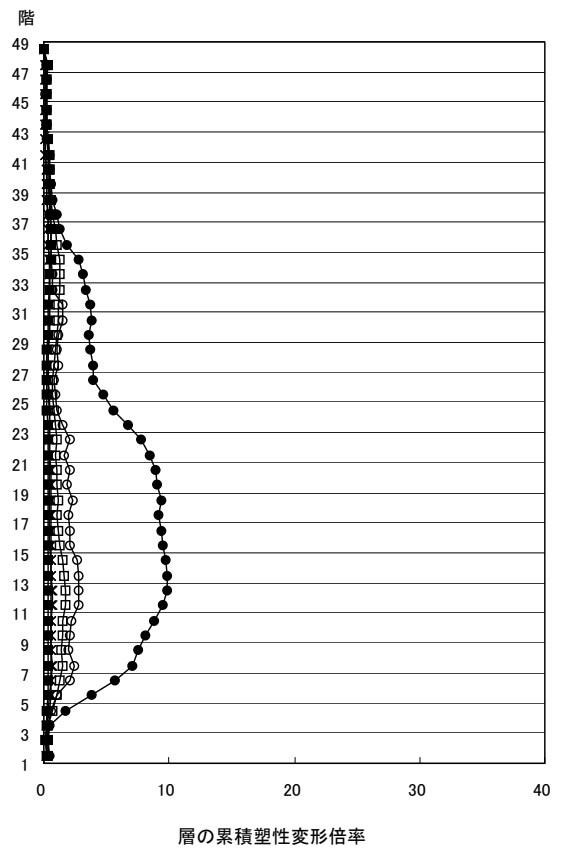
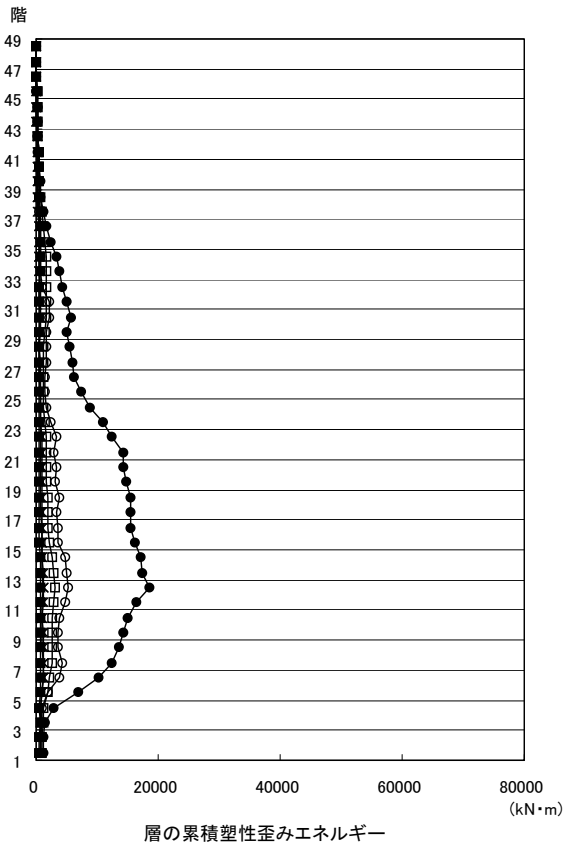
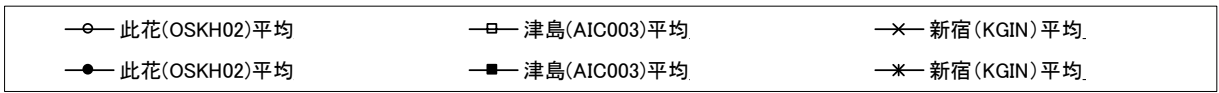


図 4. 2. 4-12 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-2-4-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波との比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均+σ	262.6	183.1	1/78	2.423	8.24	2.35
	津島(AIC003)平均+σ	264.9	117.5	1/111	1.581	0.80	0.23
	新宿(KGIN)平均+σ	185.3	157.2	1/97	1.948	4.06	2.21
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	286.4	212.8	1/56	4.069	39.31	68.5
	津島(AIC003)平均+σ	337.0	122.6	1/88	1.993	3.90	5.05
新宿(KGIN)平均+σ	203.2	122.6	1/122	1.815	4.77	1.03	

2009 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値 (X 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 200m 級	此花(OSKH02)平均+σ	209.9	196.4	1/71	2.725	11.37	3.62
	津島(AIC003)平均+σ	278.4	157.6	1/92	2.074	2.62	1.33
	新宿(KGIN)平均+σ	175.2	152.6	1/96	1.977	3.57	1.96
	入力地震波	最大応答値 (Y 方向)					
		頂部加速 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	282.7	131.3	1/100	2.182	10.77	0.02
	津島(AIC003)平均+σ	298.8	145.8	1/76	2.302	4.60	10.35
新宿(KGIN)平均+σ	164.6	106.1	1/149	1.455	1.91	0.37	

注 1) 塑性率、累積塑性変形倍率は以下の通り定義する。

$$\text{塑性率 } f_{\mu i} = \delta m_i / \delta e_i$$

$$\text{累積塑性変形倍率 } f_{\eta i} = W_{mi} / (Q_{ei} \cdot \delta e_i)$$

$\delta e_i, Q_{ei}$: 静的増分解析から得られる i 層の復元力特性をトリリニアにモデル化したときの第 1 折点

δm_i : 時刻歴解析による i 層の最大応答層間変位

W_{mi} : 時刻歴解析による i 層の累積塑性履歴エネルギー

- 2009 年平均+σ (此花、津島、新宿) では、変形角が 1/100 を上回った。(X 方向)
- 2011 年平均+σ に対する変形角は 2009 年平均+σ より Y 方向では大きくなったが、X 方向では、わずかながら小さくなった。

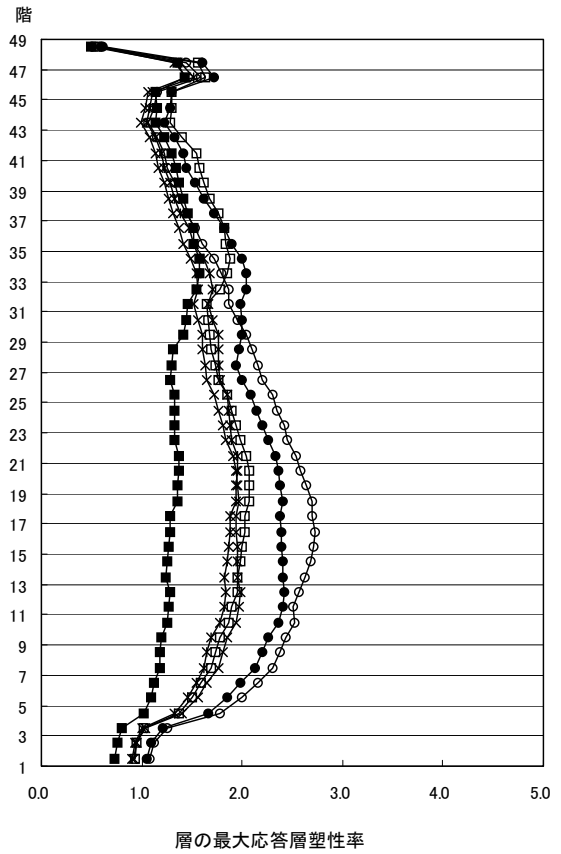
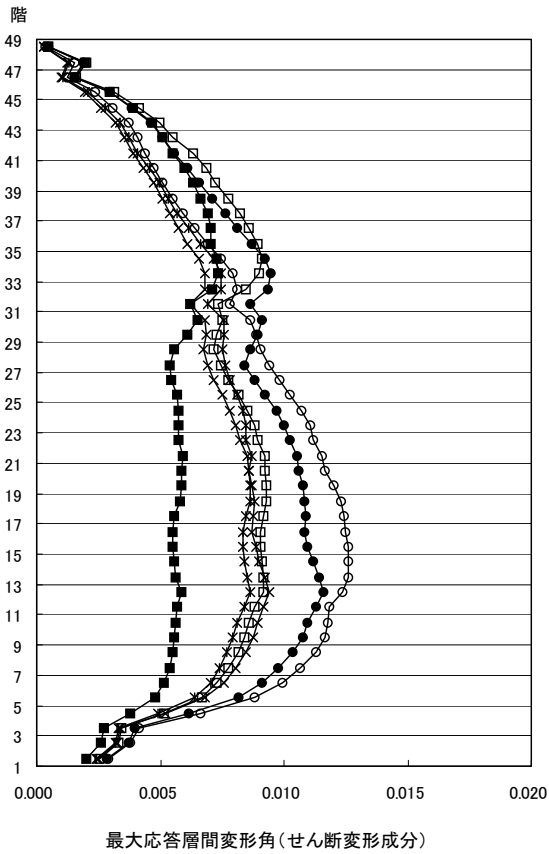
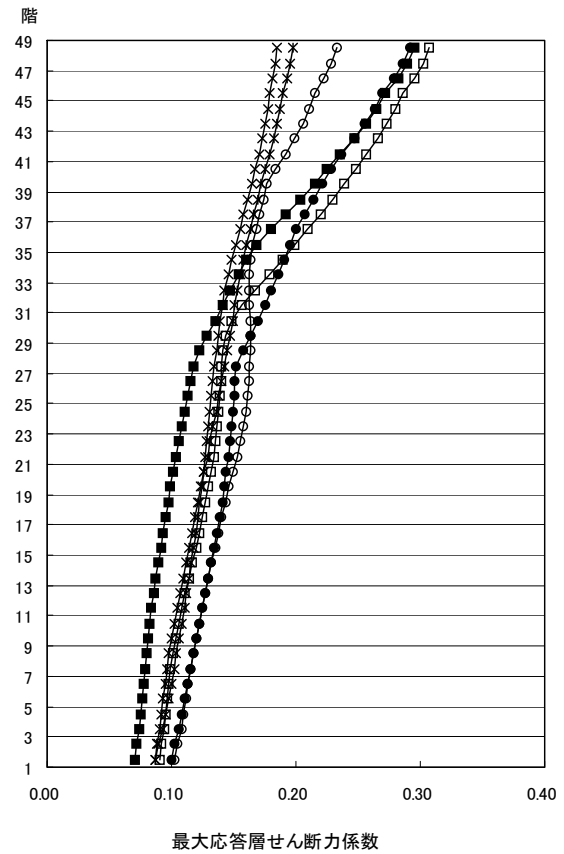
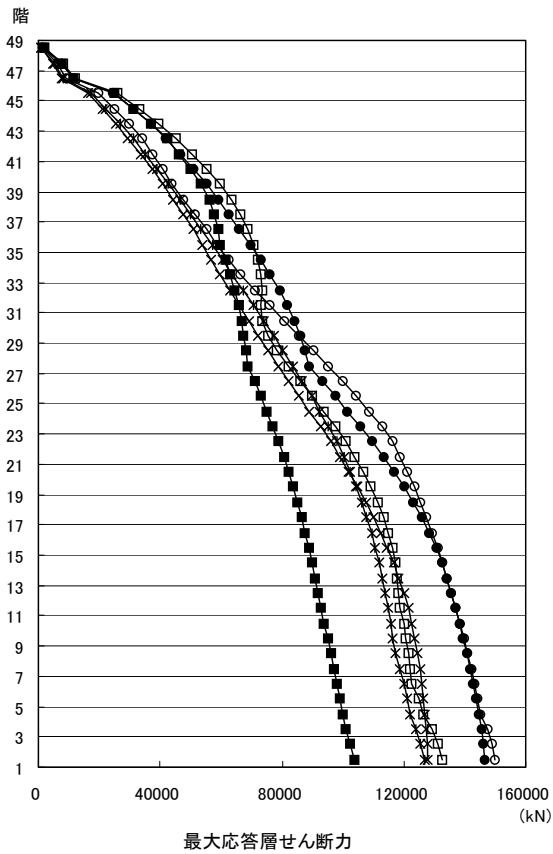
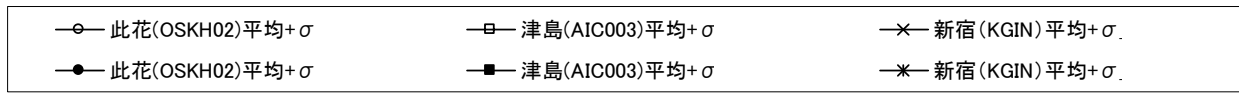


図 4.2.4-13 X 方向最大応答値(1)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

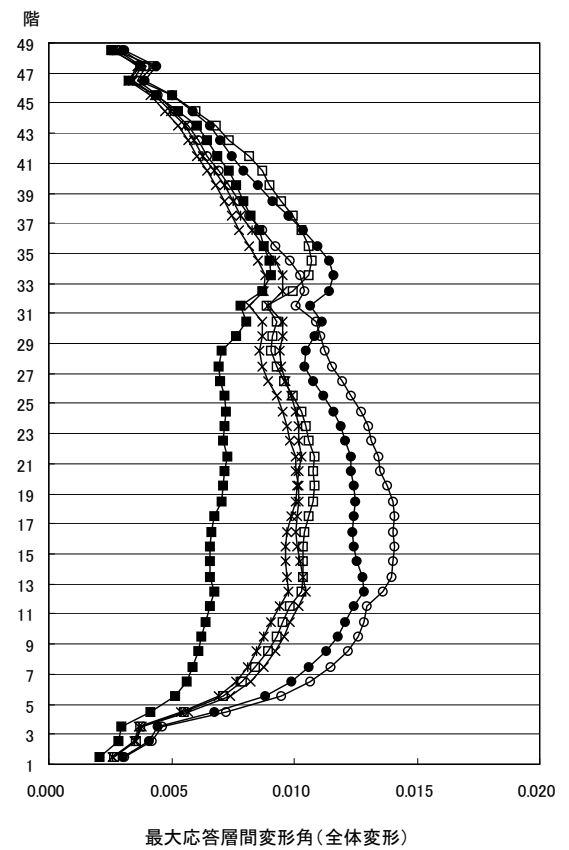
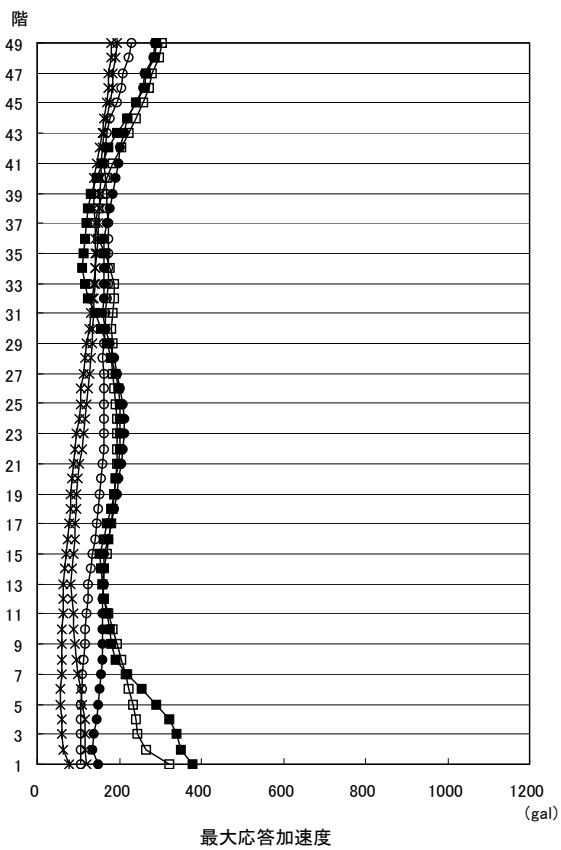
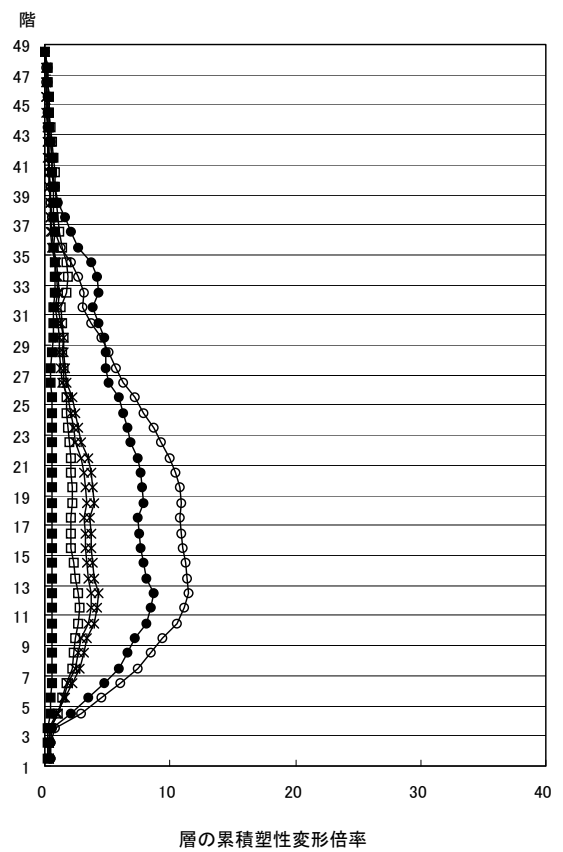
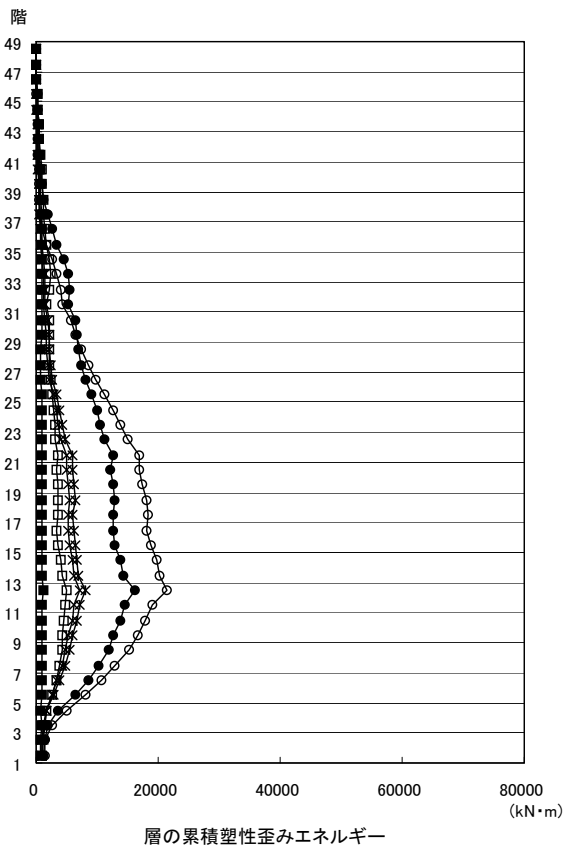
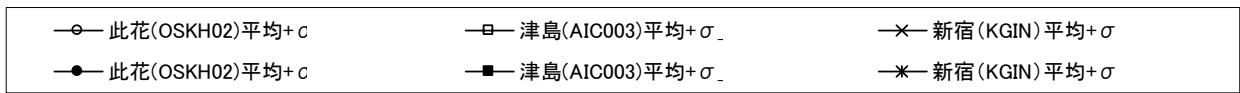


図 4.2.4-14 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

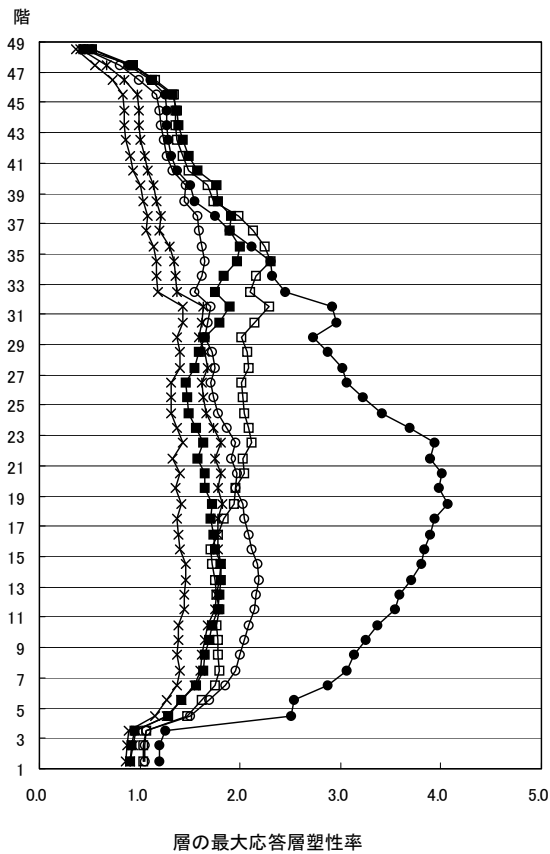
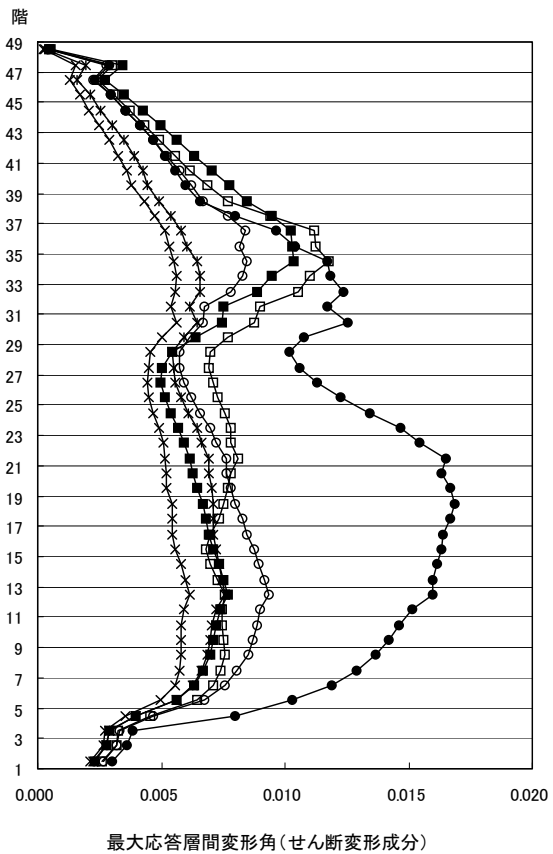
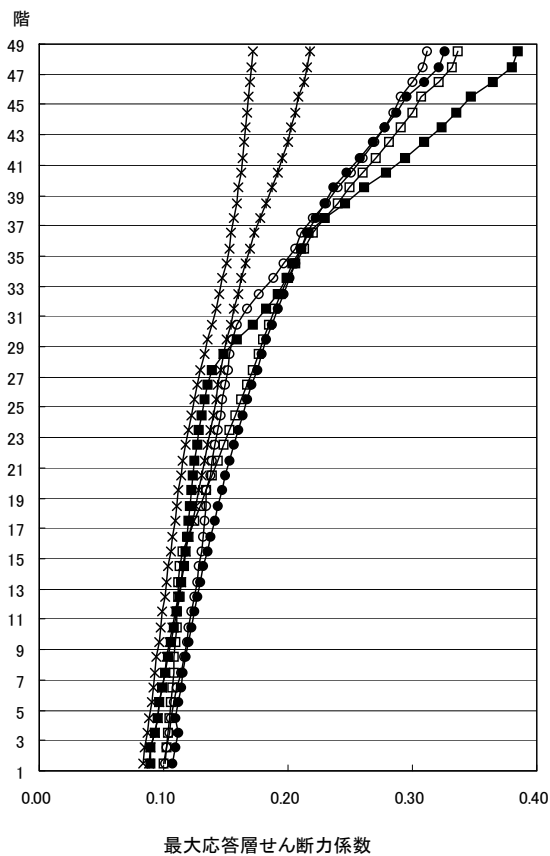
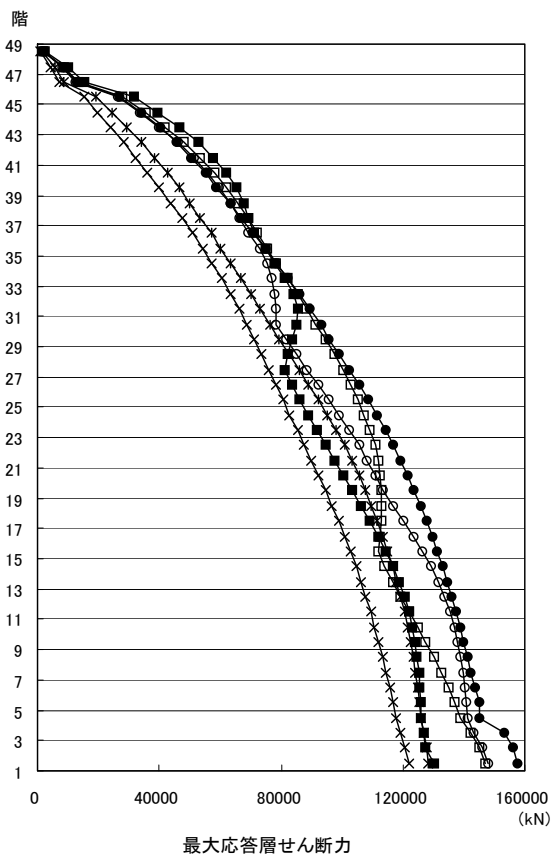
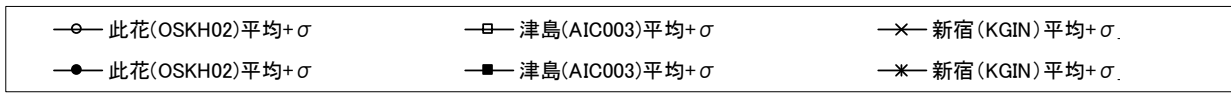


図 4. 2. 4-15 Y 方向最大応答値(1)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

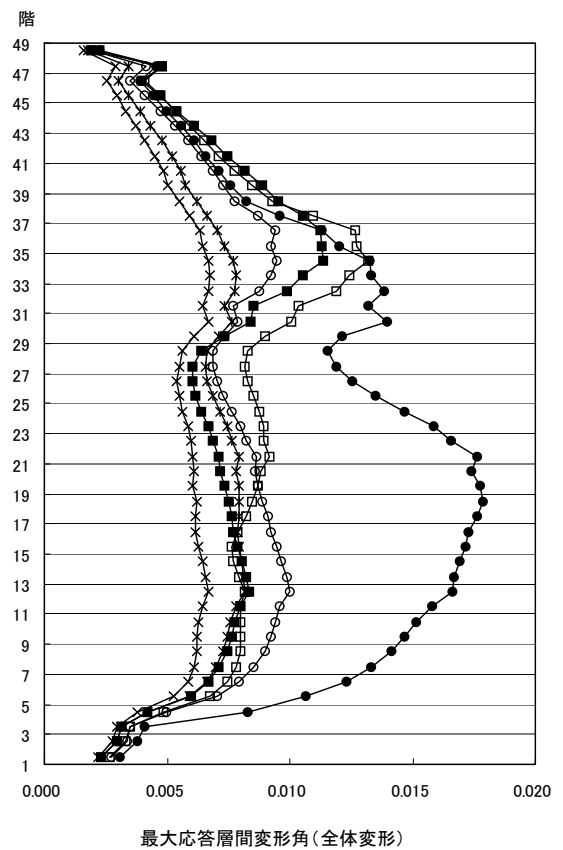
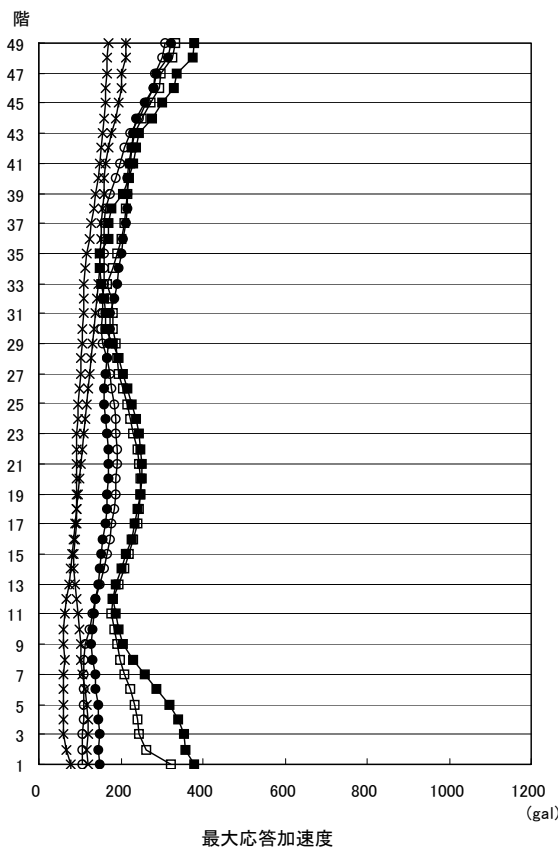
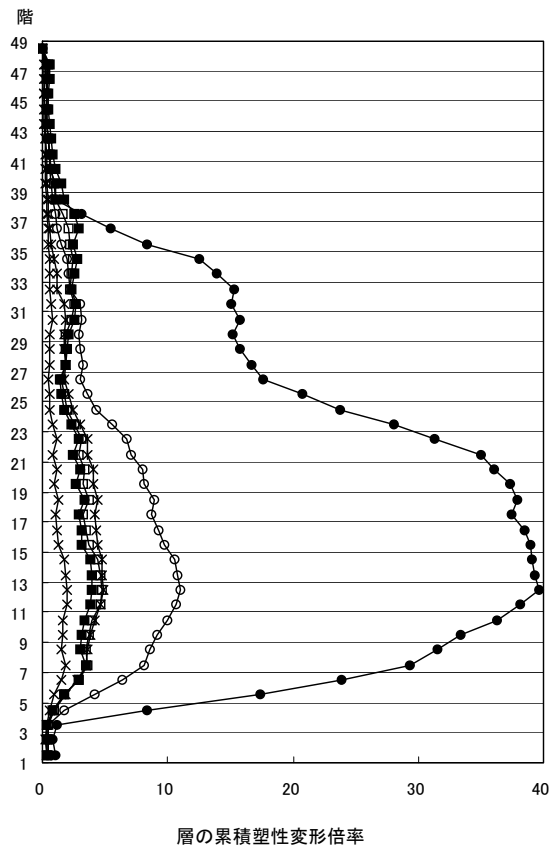
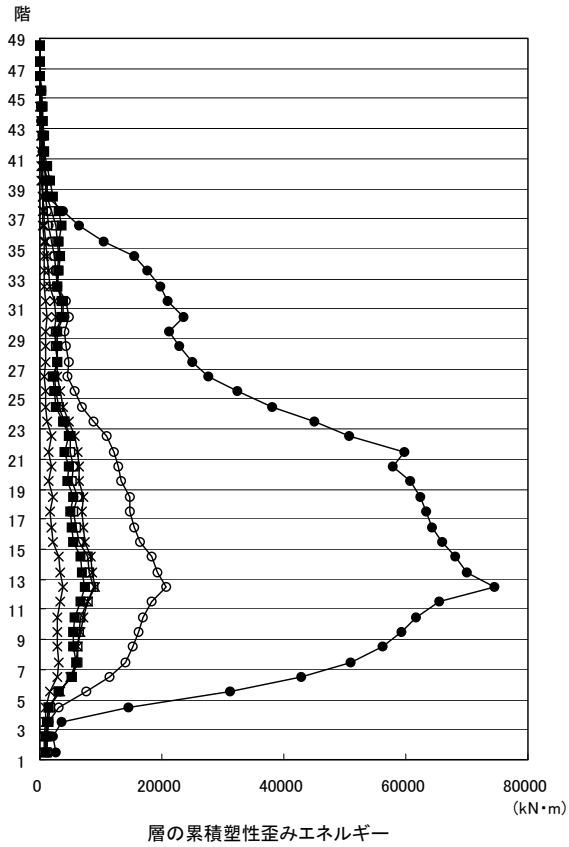
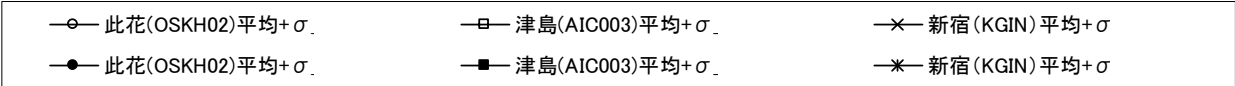


図 4.2.4-16 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

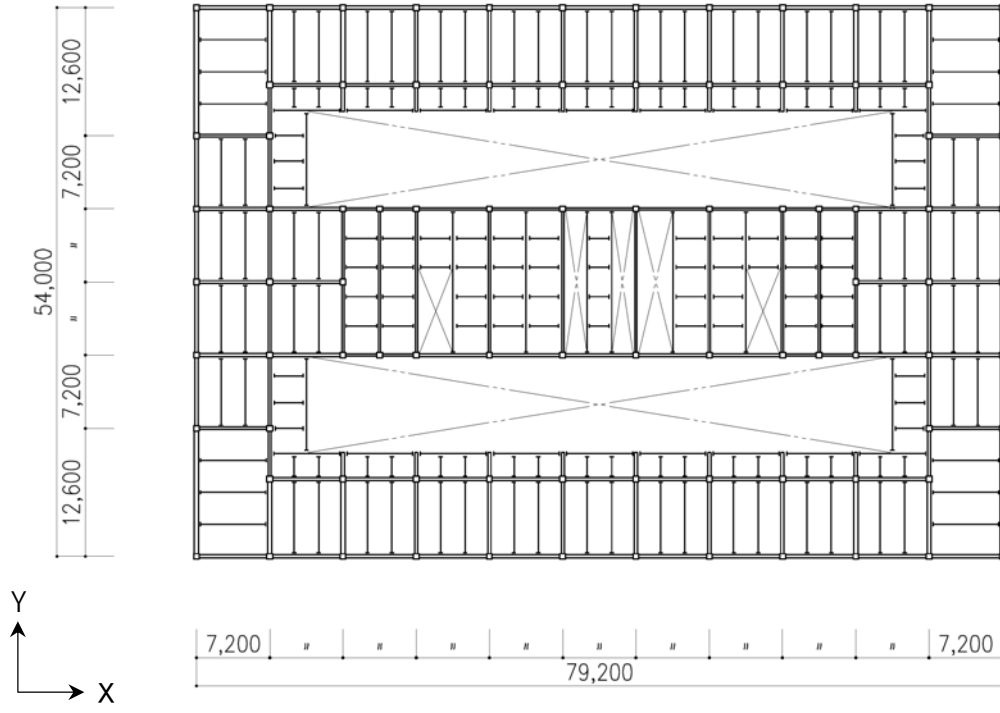


图 4.2.5-1 基準階架構平面図（高層階）

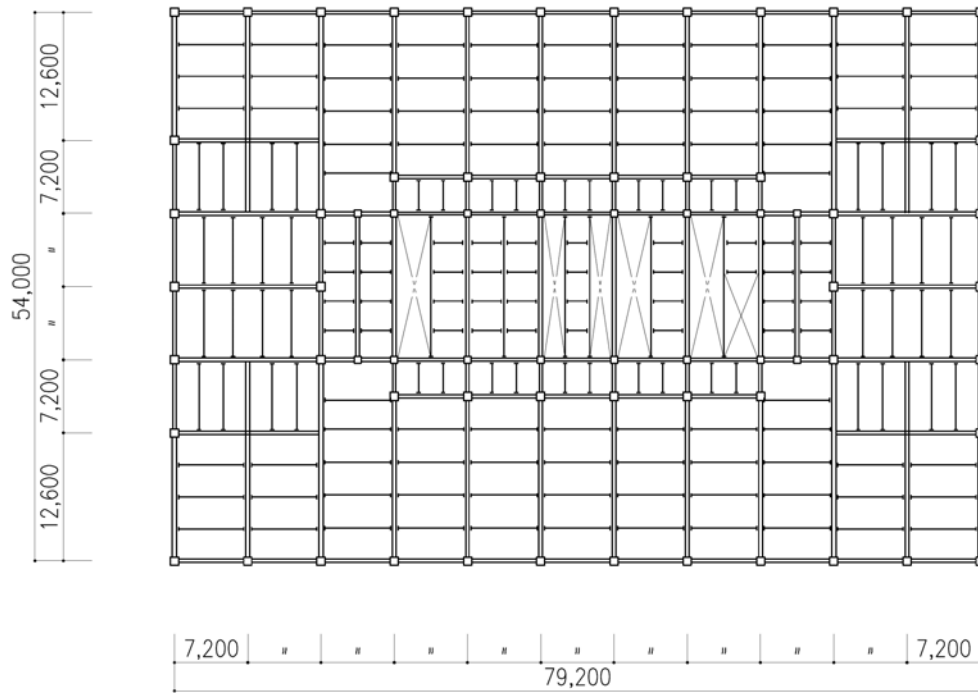


图 4.2.5-2 基準階架構平面図（低層階）

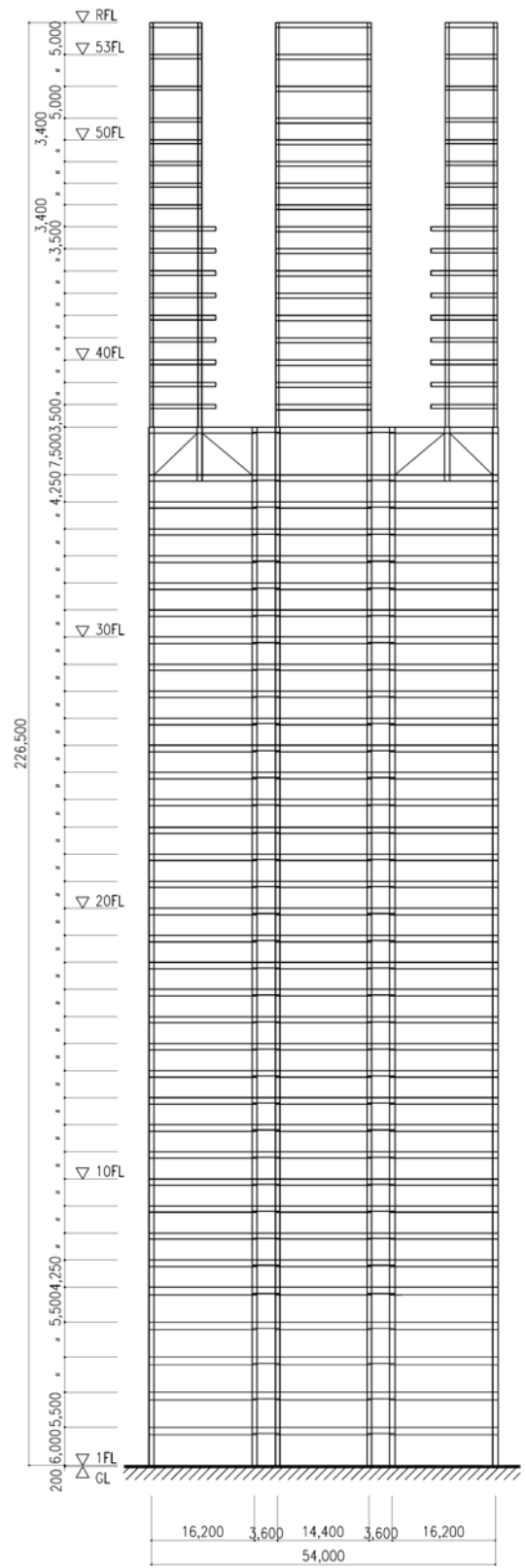
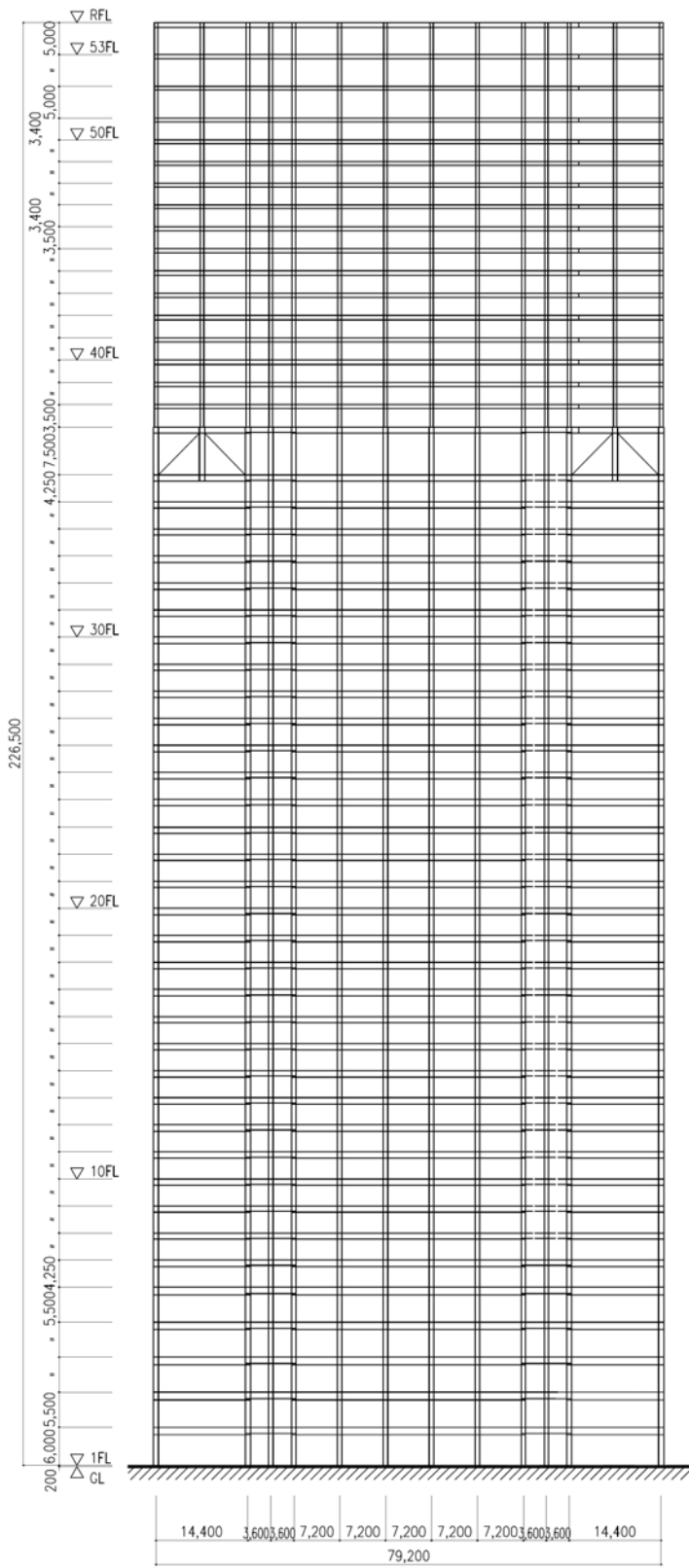


图 4.2.5-3 代表轴组图

4-2-5-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係（層間変位・層せん断力の関係）

○ : JSCA (神戸) 応答値、 ● : 此花 (OSKH02) 平均応答値

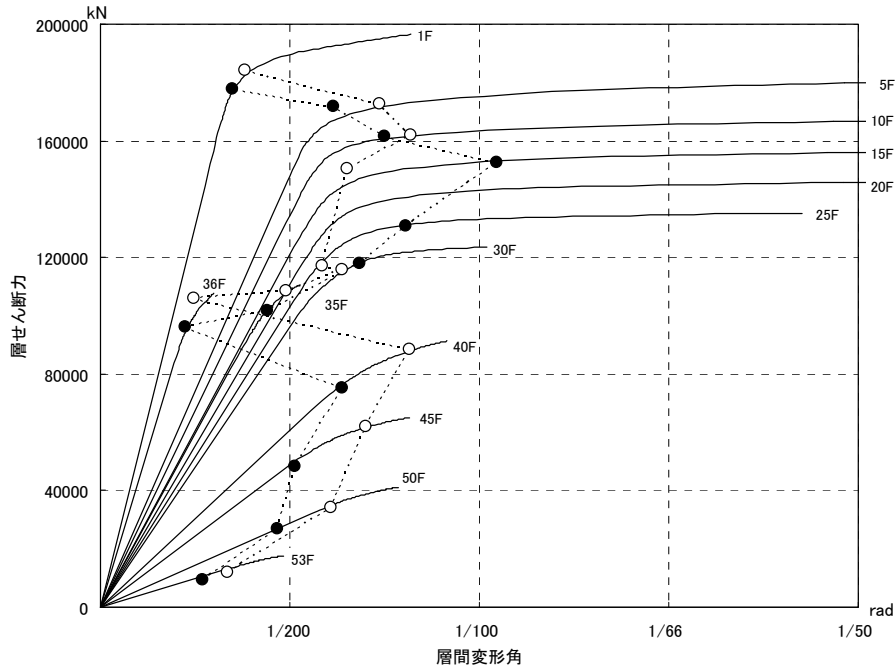


図 4.2.5-4 X方向荷重変形関係図

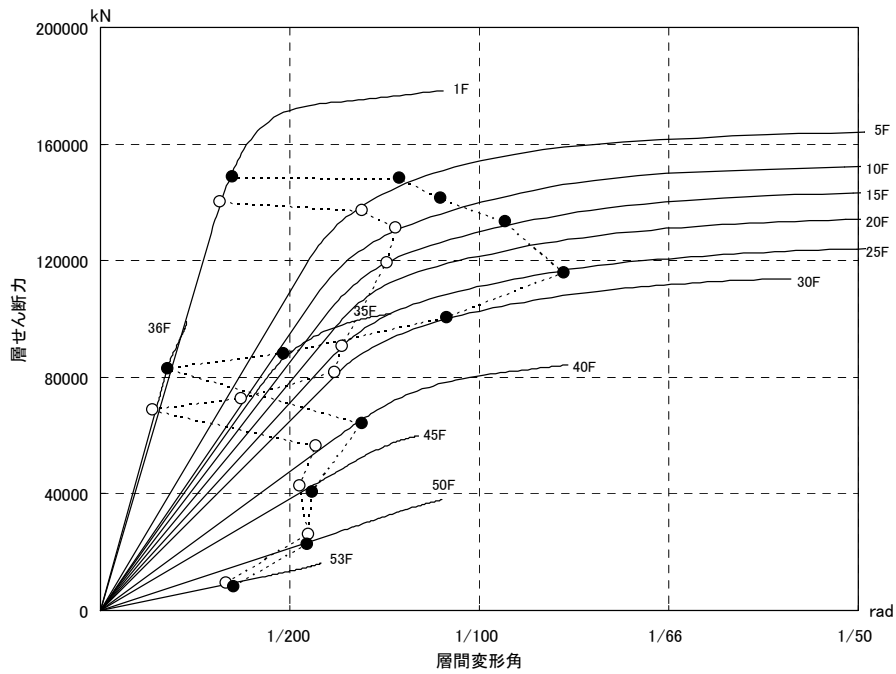


図 4.2.5-5 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/50 時点）

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）		Y 方向（短手方向）	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
53F	39259	17367	0.442	15872	0.404
40F	455772	89622	0.197	81908	0.180
20F	1191554	144431	0.121	131999	0.111
10F	1539883	166540	0.108	152205	0.099
1F	1888018	192098	0.102	174023	0.092

4-2-5-4 2011 地震動平均波、平均+σ 波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2011 此花平均	306.2	196.4	1/69	3.1	11.2	0.7
		2011 津島平均	274.8	85.2	1/185	1.1	0.0	0.0
		2011 浜松平均	364.6	82.6	1/144	1.5	0.0	0.4
		2011 新宿平均	175.0	125.0	1/135	1.5	2.9	0.4
	Y	2011 此花平均	253.1	212.8	1/66	2.7	5.6	7.9
		2011 津島平均	221.5	143.2	1/123	1.3	0.4	1.1
		2011 浜松平均	330.9	89.0	1/141	1.3	0.0	0.0
		2011 新宿平均	166.0	161.8	1/97	1.7	2.5	1.5

2011 地震動の平均+σ 波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2011 此花平均+σ	344.7	195.2	1/69	3.0	13.5	10.7
		2011 津島平均+σ	363.8	158.9	1/104	2.1	1.8	3.8
		2011 浜松平均+σ	426.0	109.5	1/122	1.8	4.9	1.1
		2011 新宿平均+σ	206.4	163.9	1/72	2.8	8.5	6.8
	Y	2011 此花平均+σ	323.4	241.1	1/62	2.9	10.8	17.8
		2011 津島平均+σ	287.6	172.2	1/101	1.7	2.4	2.9
		2011 浜松平均+σ	425.4	148.1	1/83	2.4	8.5	3.2
		2011 新宿平均+σ	183.5	188.3	1/74	2.4	8.9	0.4

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の荷重－変形関係を、最大層間変形 δ_{imax} 時の履歴面積が等しくなるように完全弾塑性型復元力特性に置換する。この等価降伏耐力を f_{Qeqi} 、等価降伏変形を $f_{\delta eqi}$ 、架構の塑性履歴エネルギーを f_{Wpi} とし、累積塑性変形倍率 $f_{\eta i}$ を次式で定義する。なお δ_{imax} は、層間変形角を 1/80 としたときの変形とする。

$$f_{\eta i} = f_{Wpi} / (f_{\delta eqi} \cdot f_{Qeqi})$$

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- ・ 最大応答層せん断力：X方向は比較的滑らかな分布形となっており、構造切替階から下部では此花 (OSKH02) が最大値を示す傾向にある。Y方向では浜松 (SZ0024) の平均 + σ で 40 階以上の階で大きな値を示している。
- ・ 最大応答層せん断力係数：X、Y方向共に構造切替階から下部では直線的な分布となっているが、構造切替階から上部ではチューブ状に吹き抜けている分、剛性が低下するため、振られる傾向がある。この傾向は 2009 地震動と同様である。
- ・ 最大応答層間変形角(せん断変形成分)：X、Y方向共に此花 (OSKH02) の応答値が大きく、X方向が 1/72(14 階)、Y方向が 1/69(12 階)となっている。下層階は上層階に比べ第 3 勾配の降伏棚が緩やかであるため、第 3 勾配に達した後の変形が大きくなる。
- ・ 層の最大応答塑性率：平均波では此花 (OSKH02) 以外は 2.0 以下となっているが、平均 + σ 波では浜松 (SZ0024) 以外の地震波で 2.0 以上となっている。
- ・ 層の累積塑性歪エネルギー：X、Y方向共に 15 階～25 階での値が大きく、塑性化が進んでいるが、36 階以上の階での値は小さい。
- ・ 層の累積塑性変形倍率：層の累積塑性歪エネルギーと同様の傾向である。
- ・ 最大応答加速度：X、Y方向共に、浜松 (SZ0024) の平均 + σ で最大値を記録している。浜松 (SZ0024) 以外の地震波においては、10 階～40 階の間では加速度に大きな変化はない。
- ・ 最大応答層間変形角：X、Y方向共に此花 (OSKH02) の応答値が大きく、X方向が 1/69(14 階)、Y方向が 1/62(12 階)となっている。最大応答を記録した階の全体応答に対するせん断変形成分の比率は、X方向が 96% (14 階)、Y方向が 96% (12 階) である。

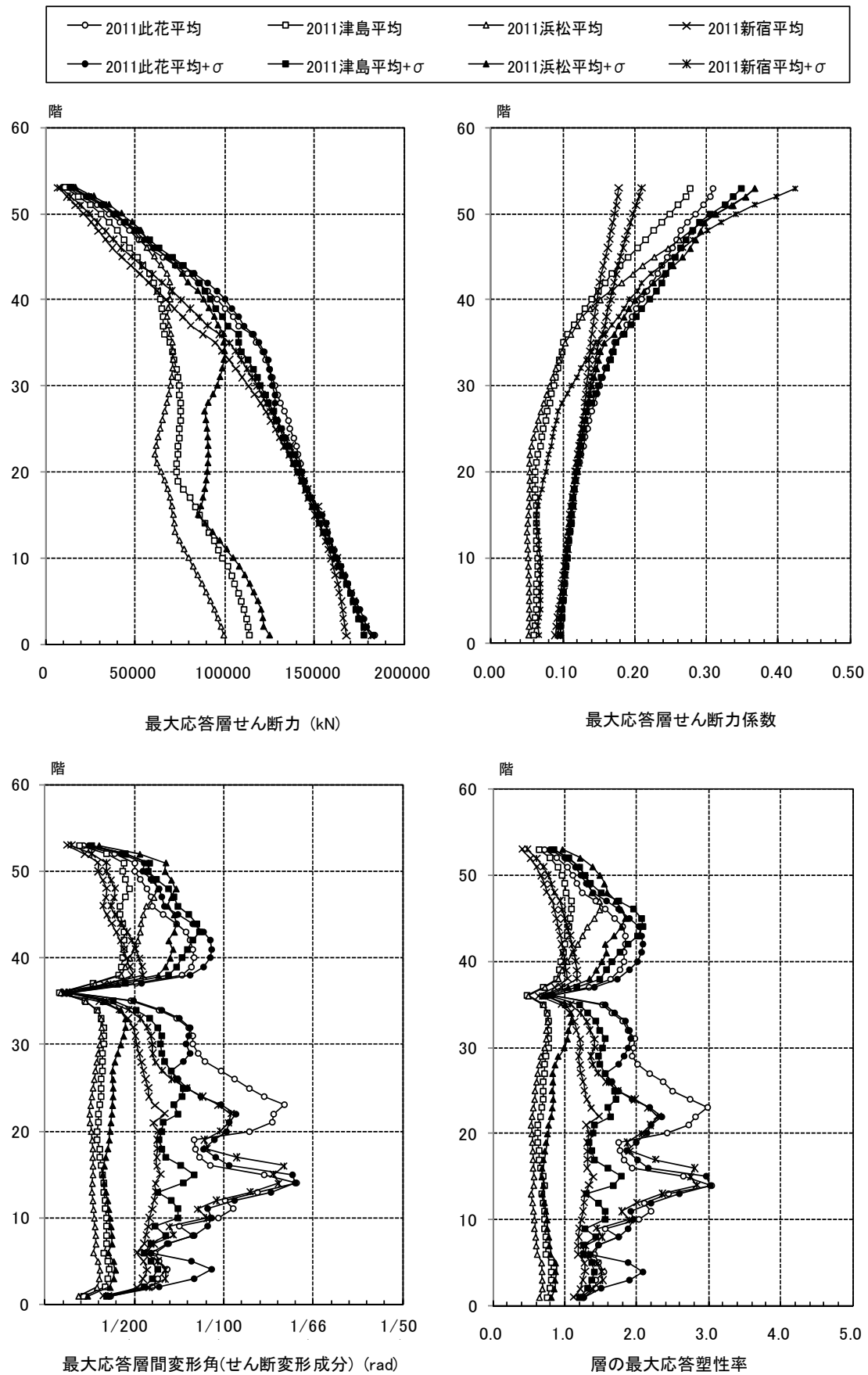


図 4.2.5-6 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

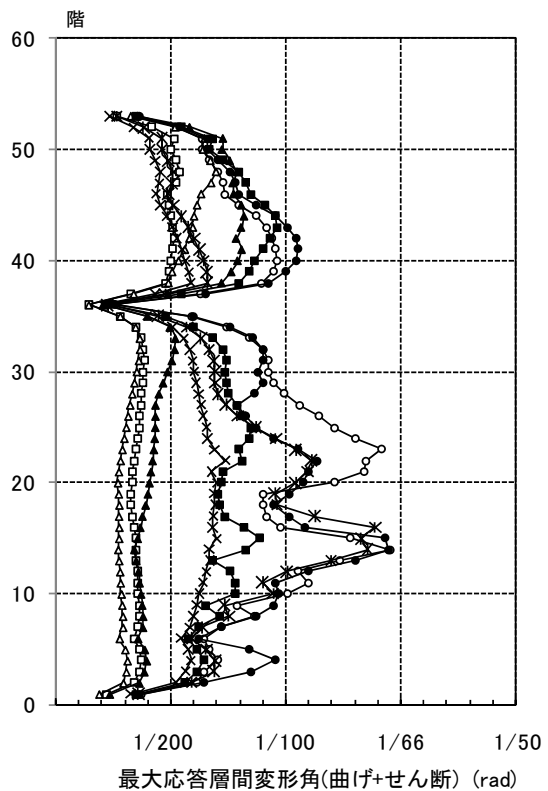
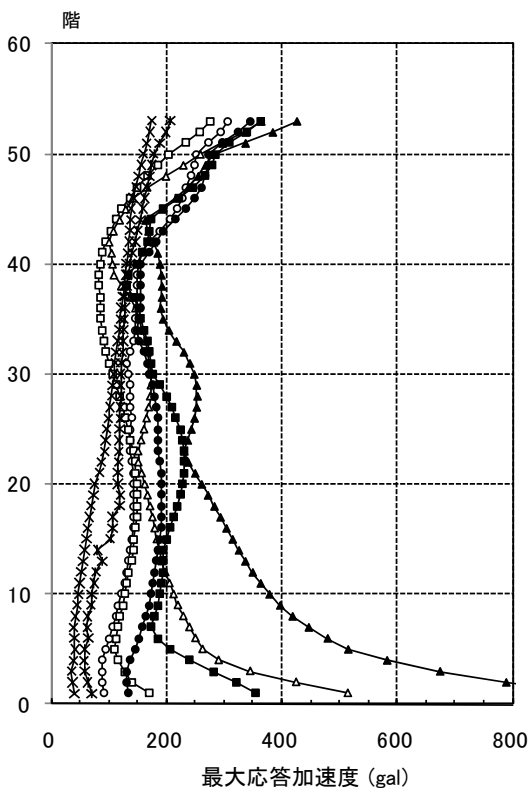
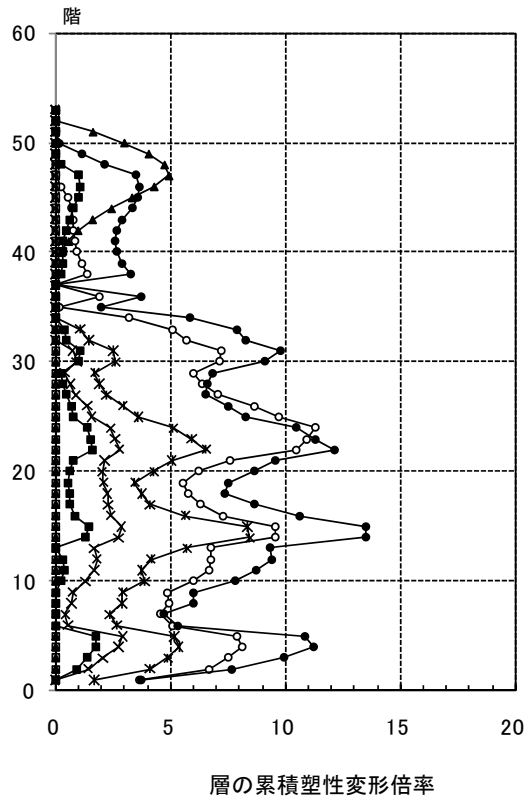
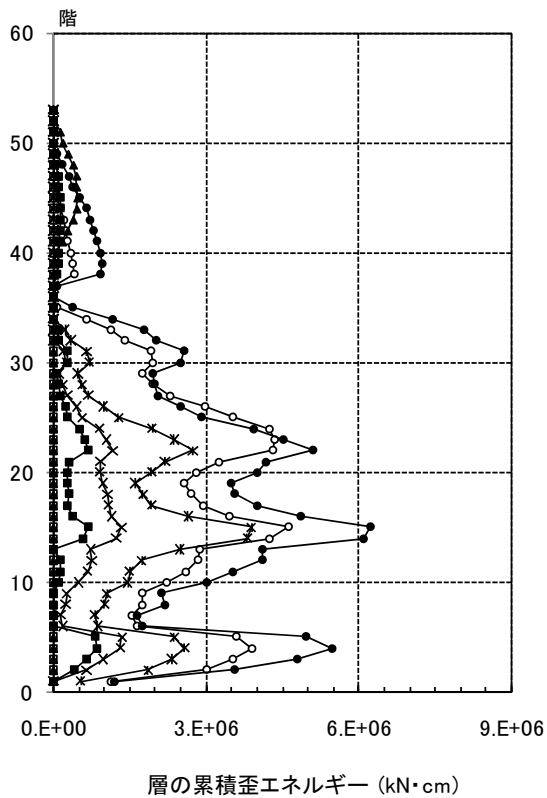
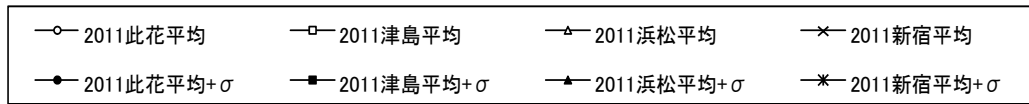


図 4. 2. 5-7 X方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

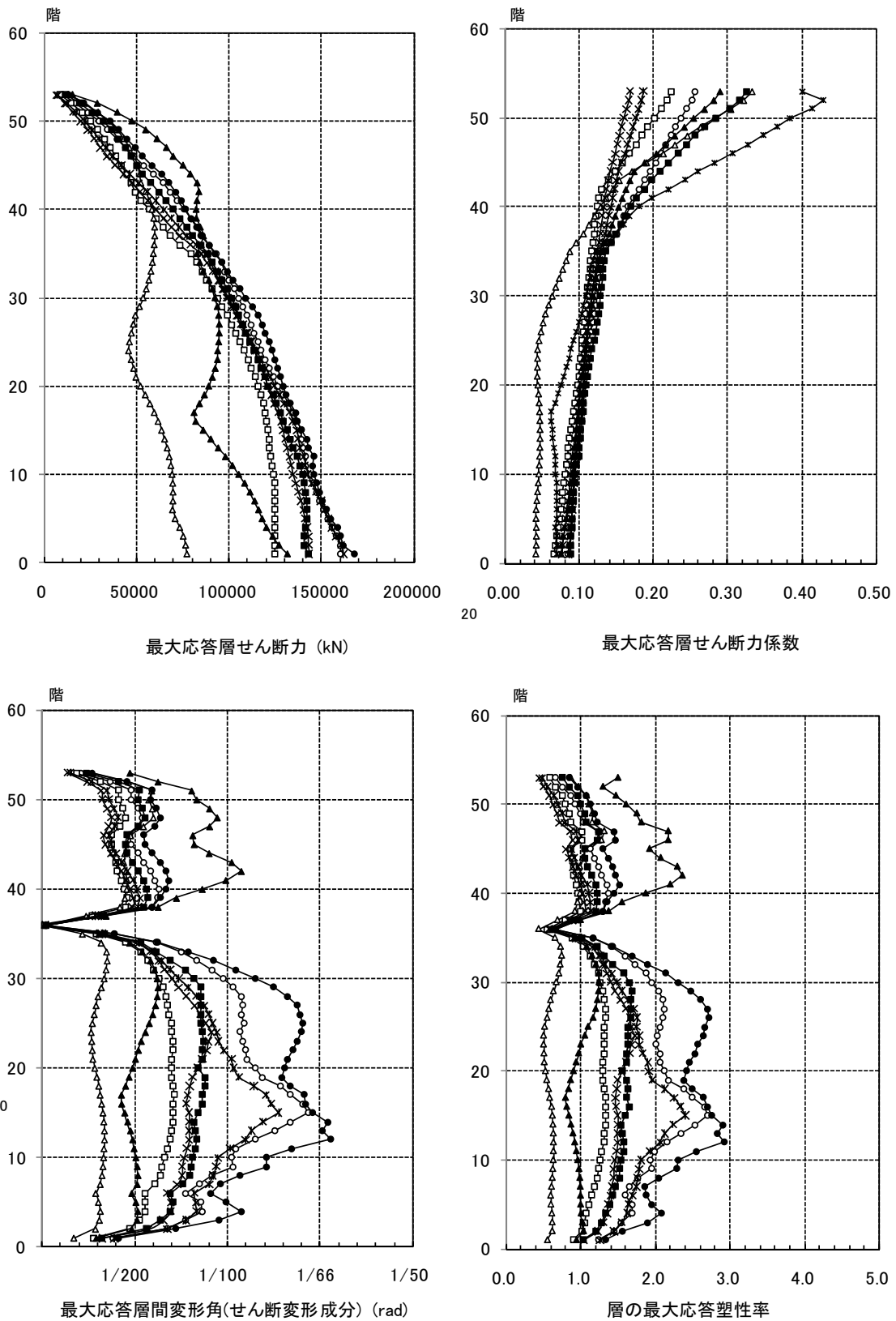
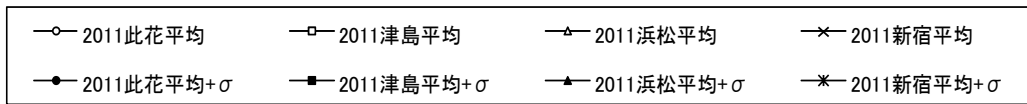


図 4.2.5-8 Y方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

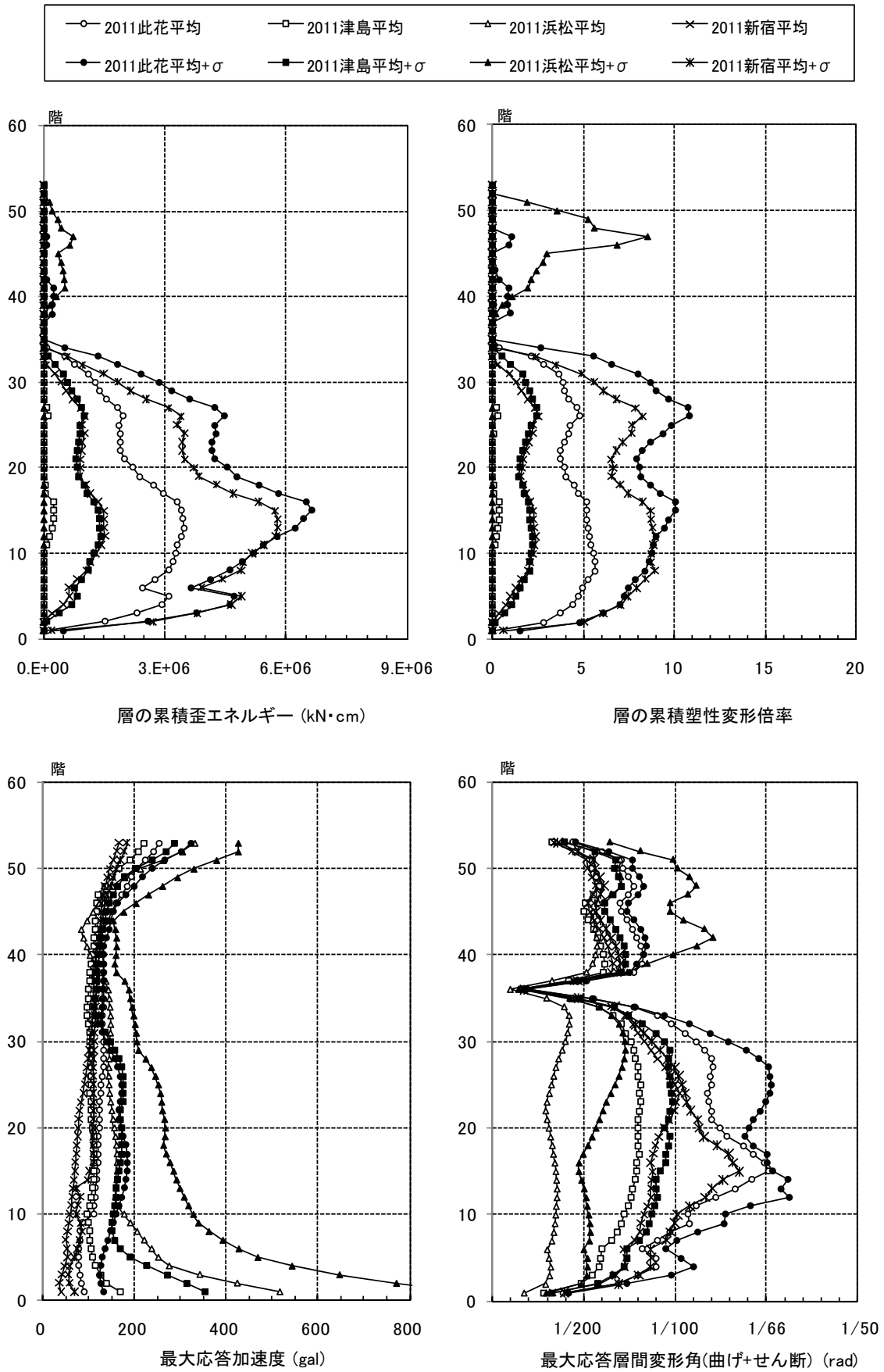


図 4. 2. 5-9 Y 方向最大応答値(2)【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-5-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2011 此花平均	306.2	196.4	1/69	3.1	11.2	0.7
		2011 浜松平均	364.6	82.6	1/144	1.5	0.0	0.4
		2011 新宿平均	175.0	125.0	1/135	1.5	2.9	0.4
	Y	2011 此花平均	253.1	212.8	1/66	2.7	5.6	7.9
		2011 津島平均	221.5	143.2	1/123	1.3	0.4	1.1
		2011 新宿平均	166.0	161.8	1/97	1.7	2.5	1.5

2009 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2009 此花平均	230.5	146.5	1/96	2.1	5.4	1.4
		2009 津島平均	281.9	130.6	1/131	1.4	0.0	1.3
		2009 新宿平均	148.4	111.1	1/164	1.2	0.0	0.1
	Y	2009 此花平均	196.0	186.1	1/76	2.3	2.8	10.4
		2009 津島平均	250.5	167.5	1/105	1.6	1.2	3.0
		2009 新宿平均	156.1	159.6	1/99	1.7	1.2	1.3

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の荷重－変形関係を、最大層間変形 δ_{imax} 時の履歴面積が等しくなるように完全弾塑性型復元力特性に置換する。この等価降伏耐力を f_{Qeqi} 、等価降伏変形を $f_{\delta eqi}$ 、架構の塑性履歴エネルギーを f_{Wpi} とし、累積塑性変形倍率 $f_{\eta i}$ を次式で定義する。なお δ_{imax} は、層間変形角を 1/80 としたときの変形とする。

$$f_{\eta i} = f_{Wpi} / (f_{\delta eqi} \cdot f_{Qeqi})$$

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- ・ 2011 地震動と 2009 地震動の平均波を比較すると、全般的に此花波は 2011 地震動の応答が大きく、津島波は 2011 地震動がやや小さく、新宿波はほぼ同じ応答を示す。
- ・ 最大層間変形角は、2009 地震動では此花波 Y 方向が 1/76 と 1/100 より大きくなっていたが、2011 地震動でも同様に此花波 Y 方向が 1/66 となっている。

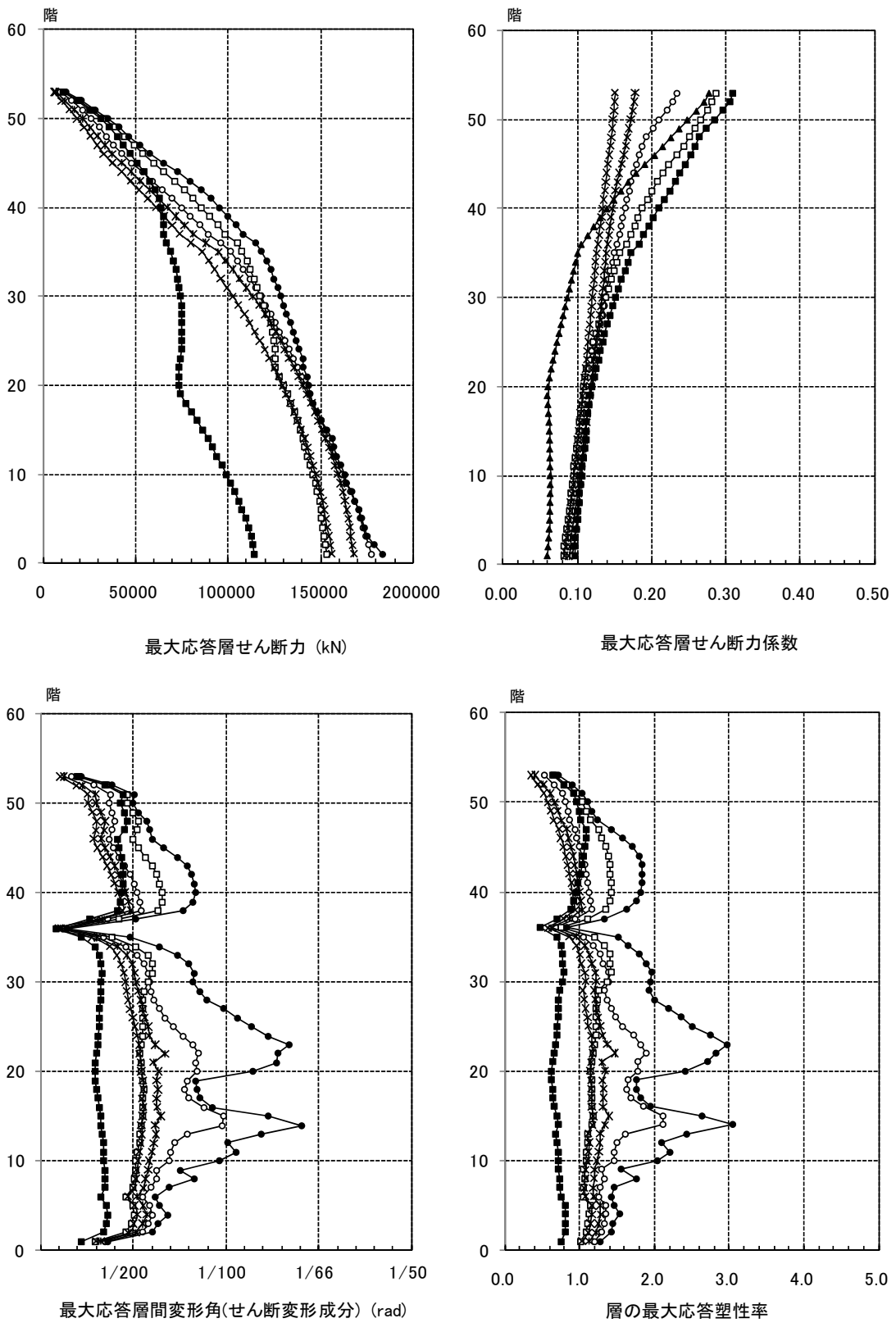
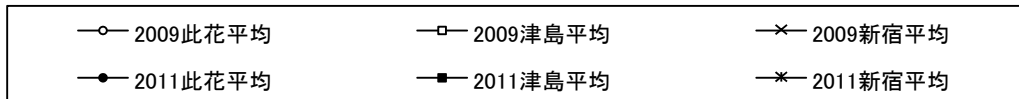


図 4.2.5-10 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

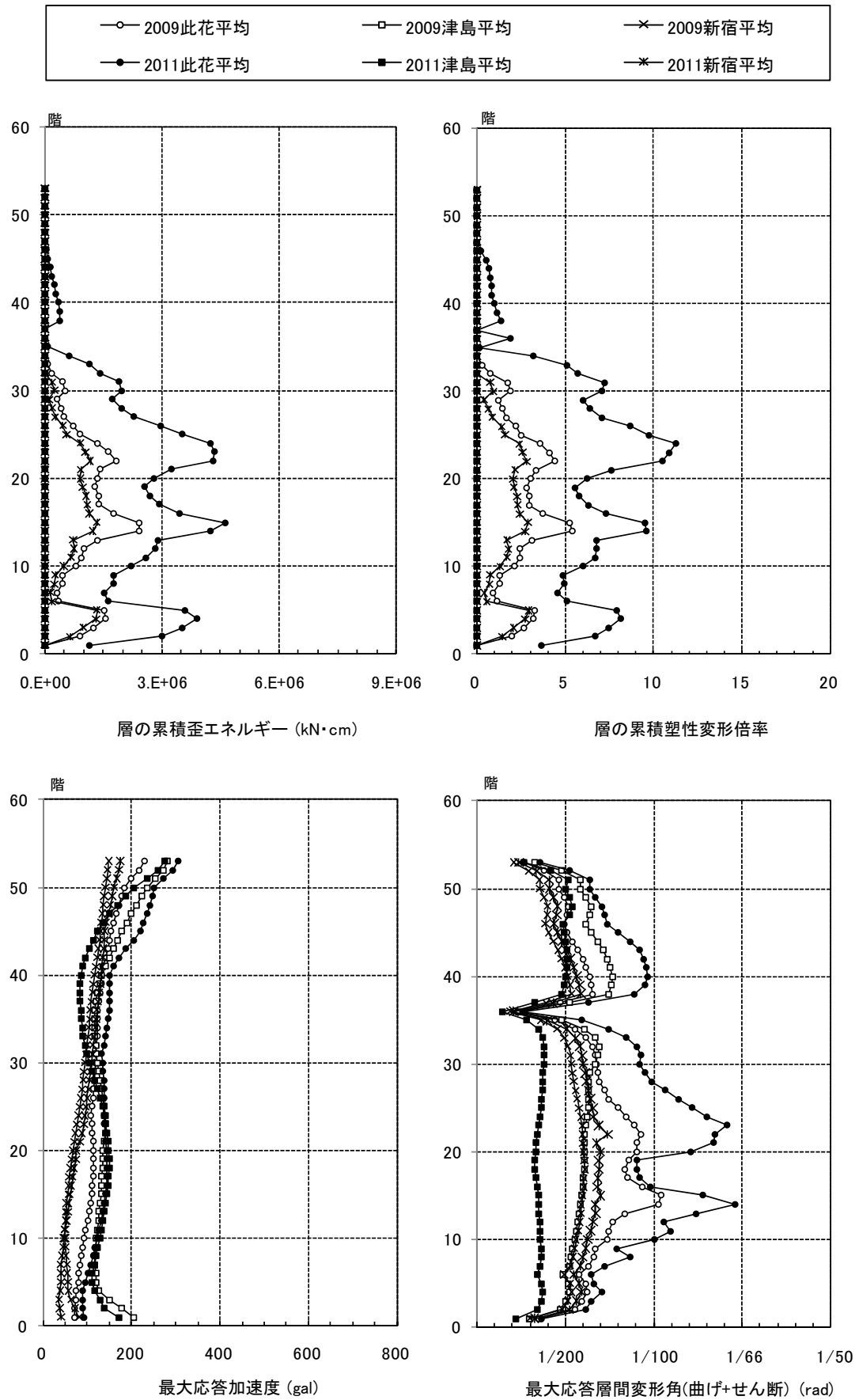


図 4.2.5-11 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

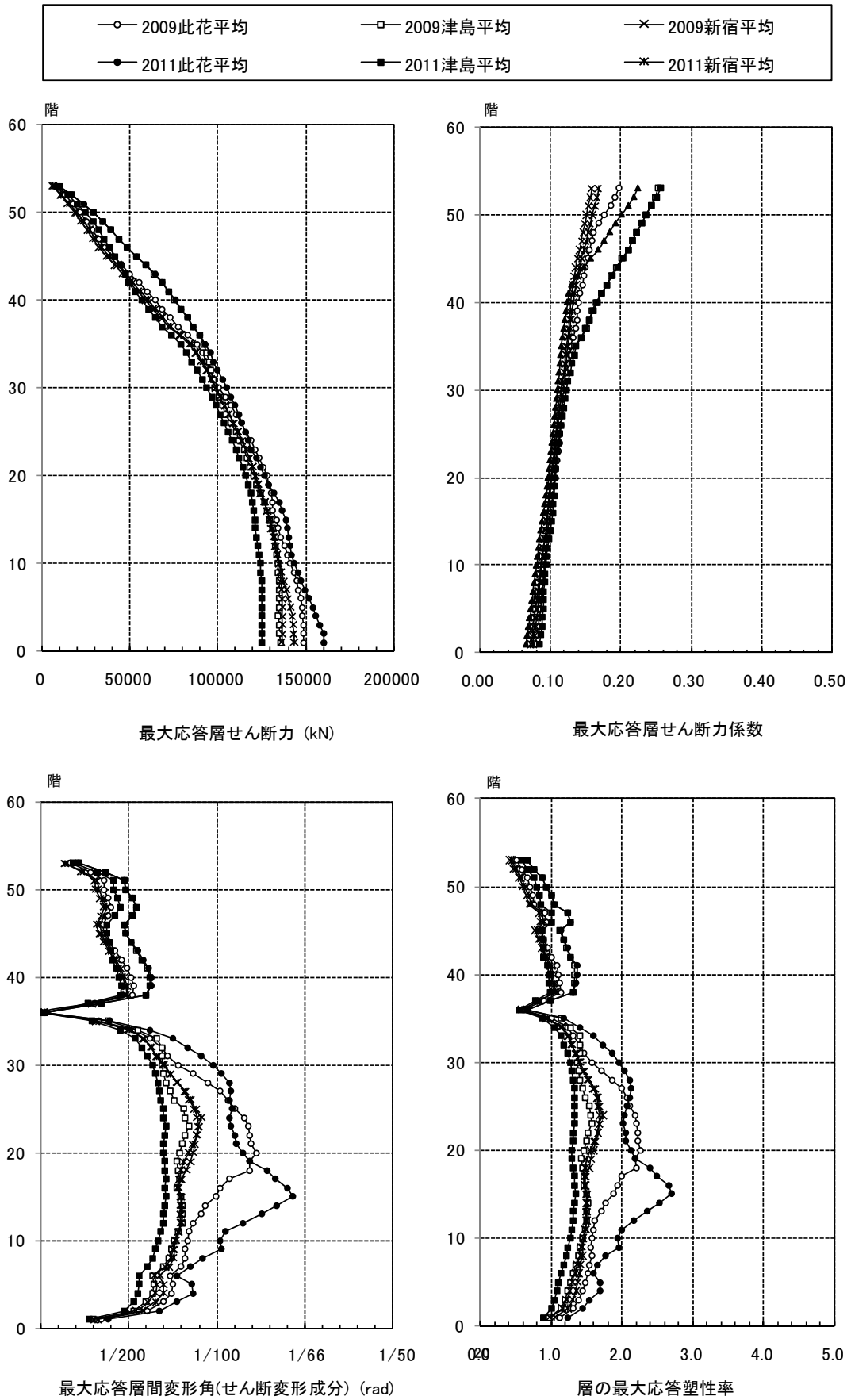


図 4.2.5-12 Y 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

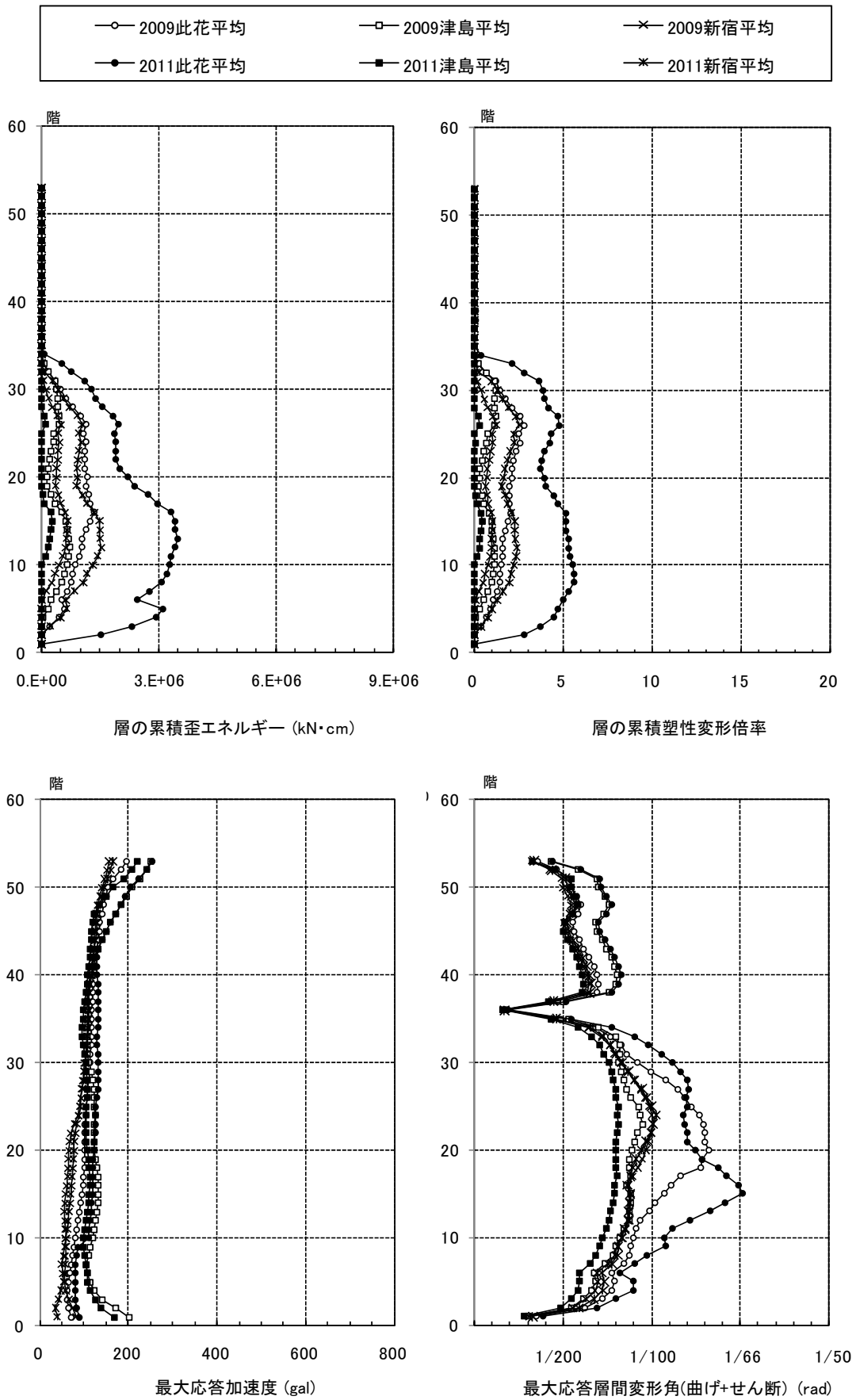


図 4.2.5-13 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-2-5-6 2011 地震動平均+σ と 2009 地震動平均+σ 波の比較

2011 地震動の平均+σ 波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2011 此花平均+σ	344.7	195.2	1/69	3.0	13.5	10.7
		2011 津島平均+σ	363.8	158.9	1/104	2.1	1.8	3.8
		2011 新宿平均+σ	206.4	163.9	1/72	2.8	8.5	6.8
	Y	2011 此花平均+σ	323.4	241.1	1/62	2.9	10.8	17.8
		2011 津島平均+σ	287.6	172.2	1/101	1.7	2.4	2.9
		2011 新宿平均+σ	183.5	188.3	1/74	2.4	8.9	0.4

2009 地震動の平均+σ 波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 230m級	X	2009 此花平均+σ	299.6	182.7	1/61	3.4	15.5	5.5
		2009 津島平均+σ	360.7	187.7	1/82	2.5	3.9	9.7
		2009 新宿平均+σ	180.6	133.9	1/101	2.0	3.5	5.3
	Y	2009 此花平均+σ	283.4	223.6	1/61	3.0	7.7	1.5
		2009 津島平均+σ	307.3	192.1	1/77	2.3	1.1	13.1
		2009 新宿平均+σ	175.3	166.6	1/90	1.9	5.2	6.9

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の荷重-変形関係を、最大層間変形 δ_{imax} 時の履歴面積が等しくなるように完全弾塑性型復元力特性に置換する。この等価降伏耐力を f_{Qeqi} 、等価降伏変形を $f_{\delta eqi}$ 、架構の塑性履歴エネルギーを f_{Wpi} として、累積塑性変形倍率 $f_{\eta i}$ を次式で定義する。なお δ_{imax} は、層間変形角を 1/80 としたときの変形とする。

$$f_{\eta i} = f_{Wpi} / (f_{\delta eqi} \cdot f_{Qeqi})$$

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

- ・ 2011 地震動と 2009 地震動の平均+σ 波を比較すると、全般的に此花波と新宿波は 2011 地震動の応答がやや大きく、津島波は 2011 地震動がやや小さい応答を示す。
- ・ 最大層間変形角は、2009 地震動では此花波両方向が 1/61 と 1/100 より大きくなっていましたが、2011 地震動でも同様に此花波 Y 方向が 1/62 となっている。

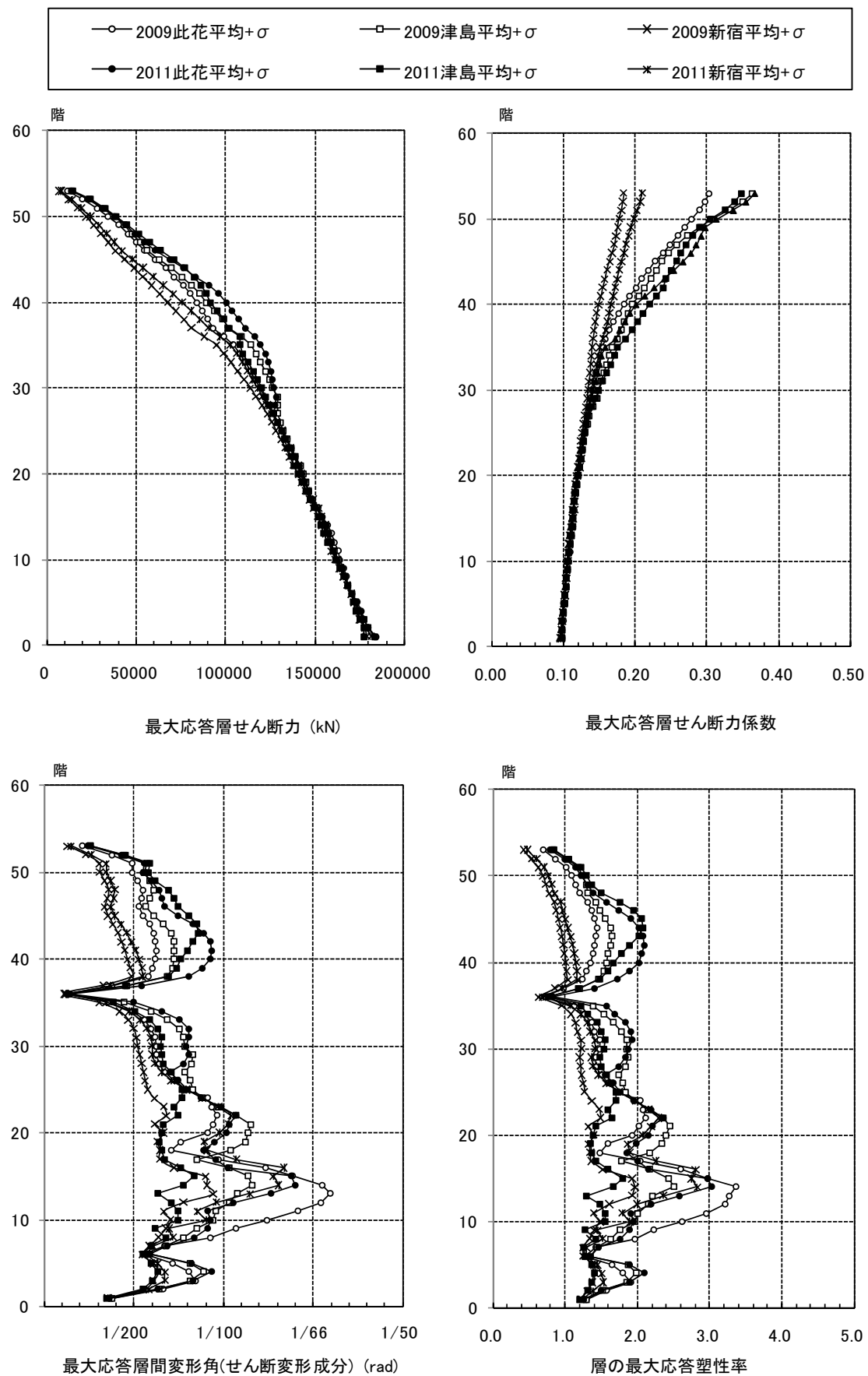


図 4.2.5-14 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

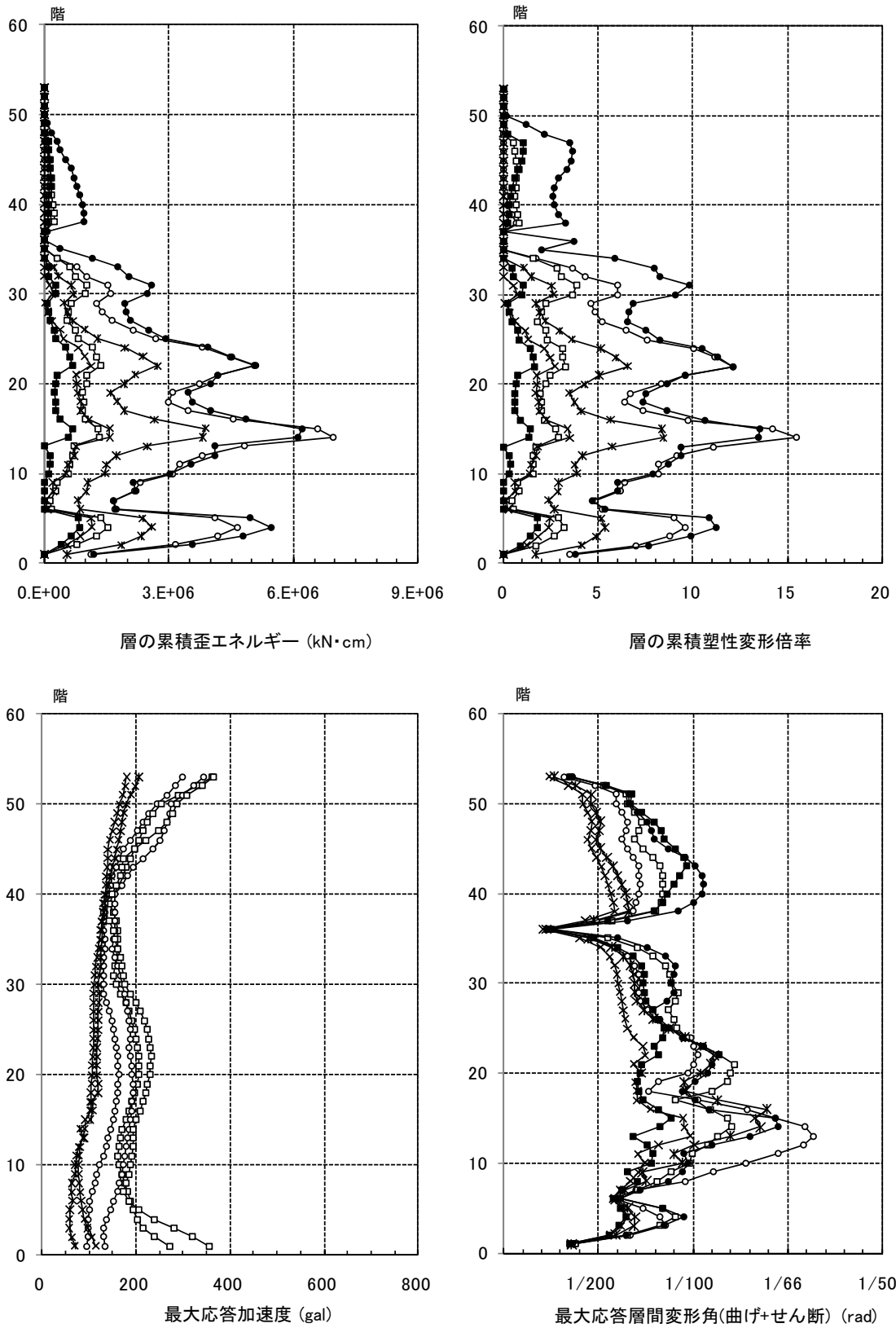
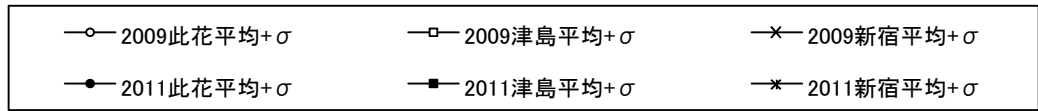


図 4.2.5-15 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

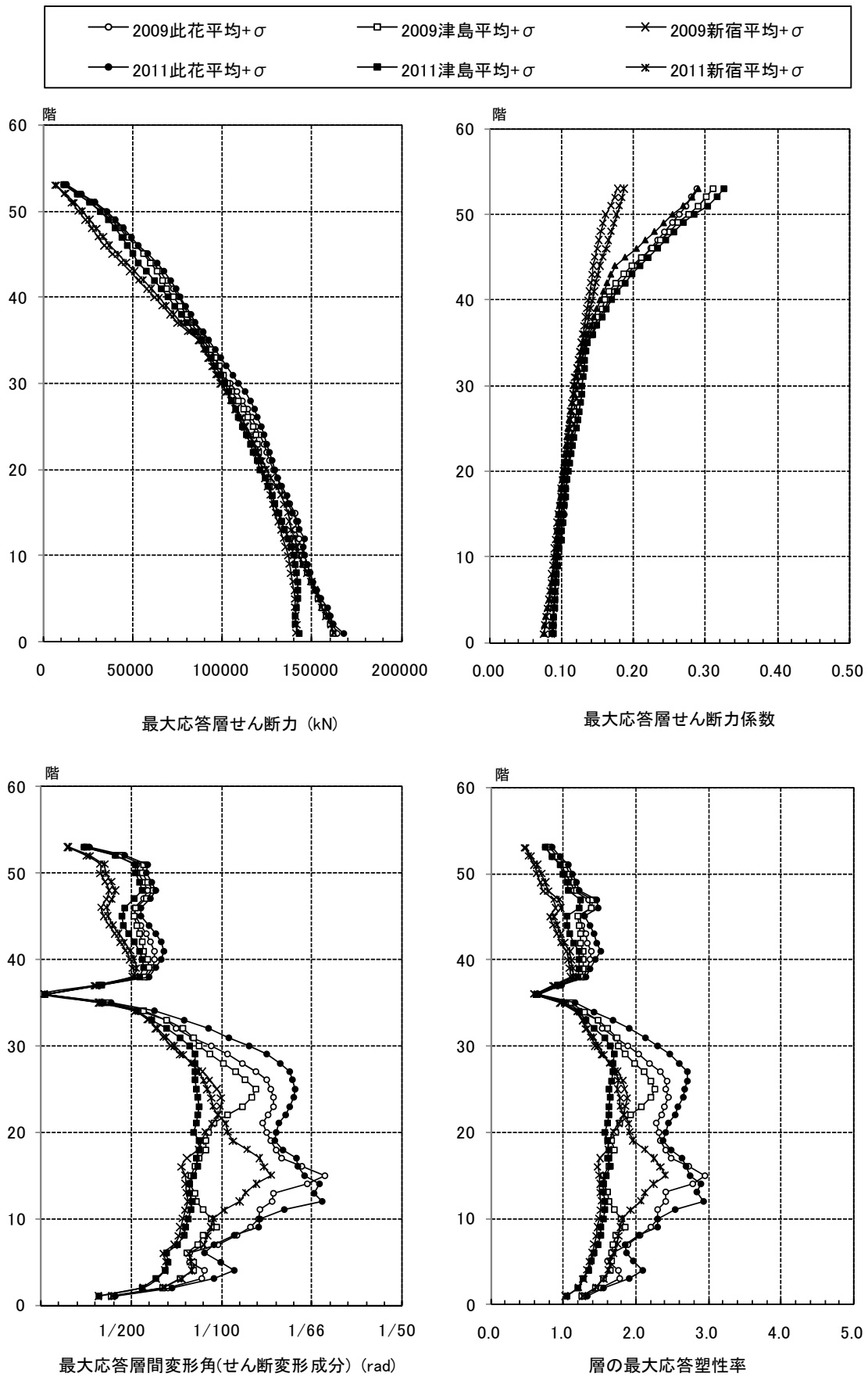


図 4.2.5-16 Y 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

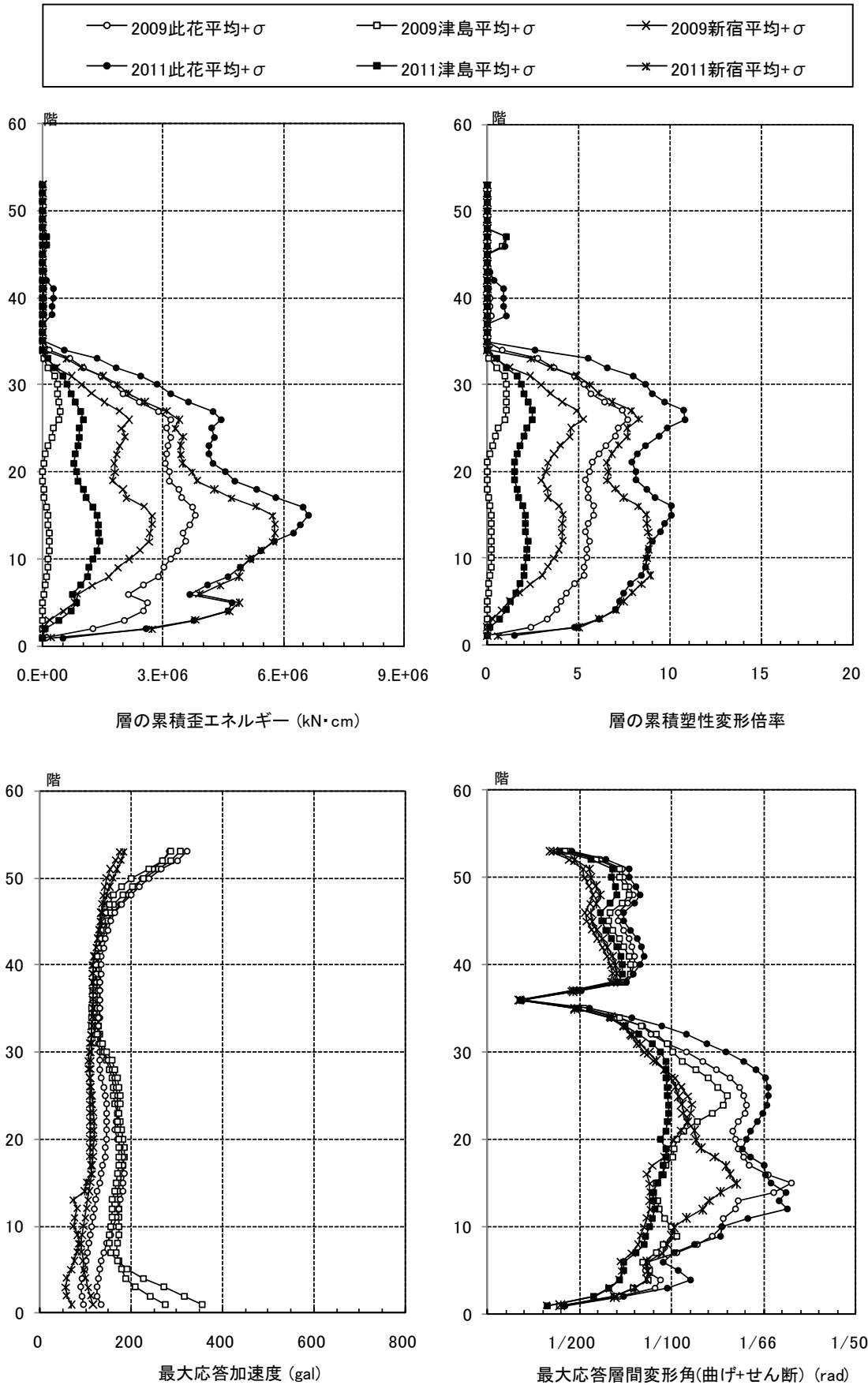


図 4.2.5-17 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

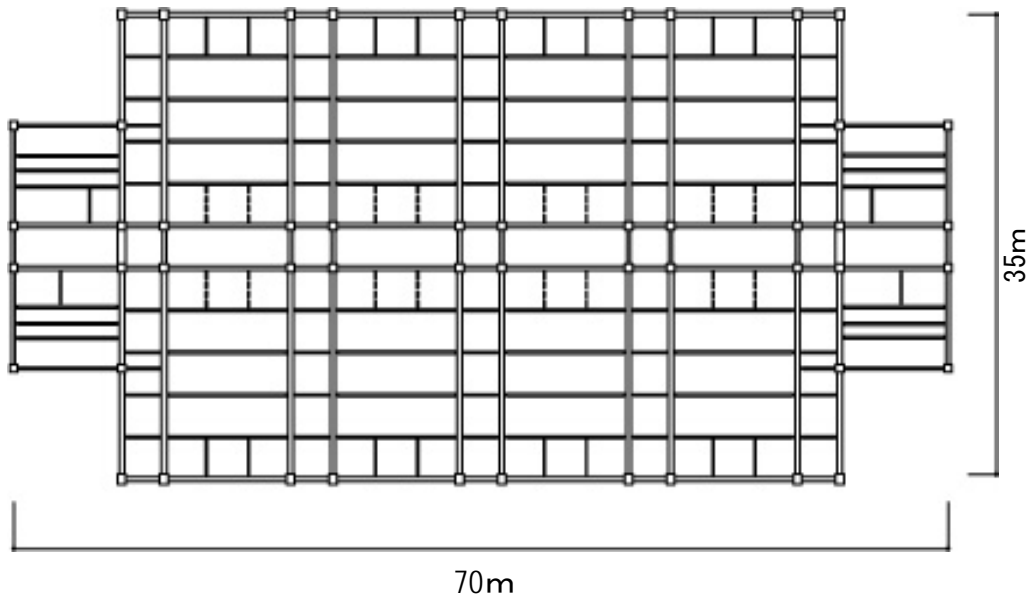
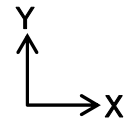


图 4.2.6-1 基准階略伏図



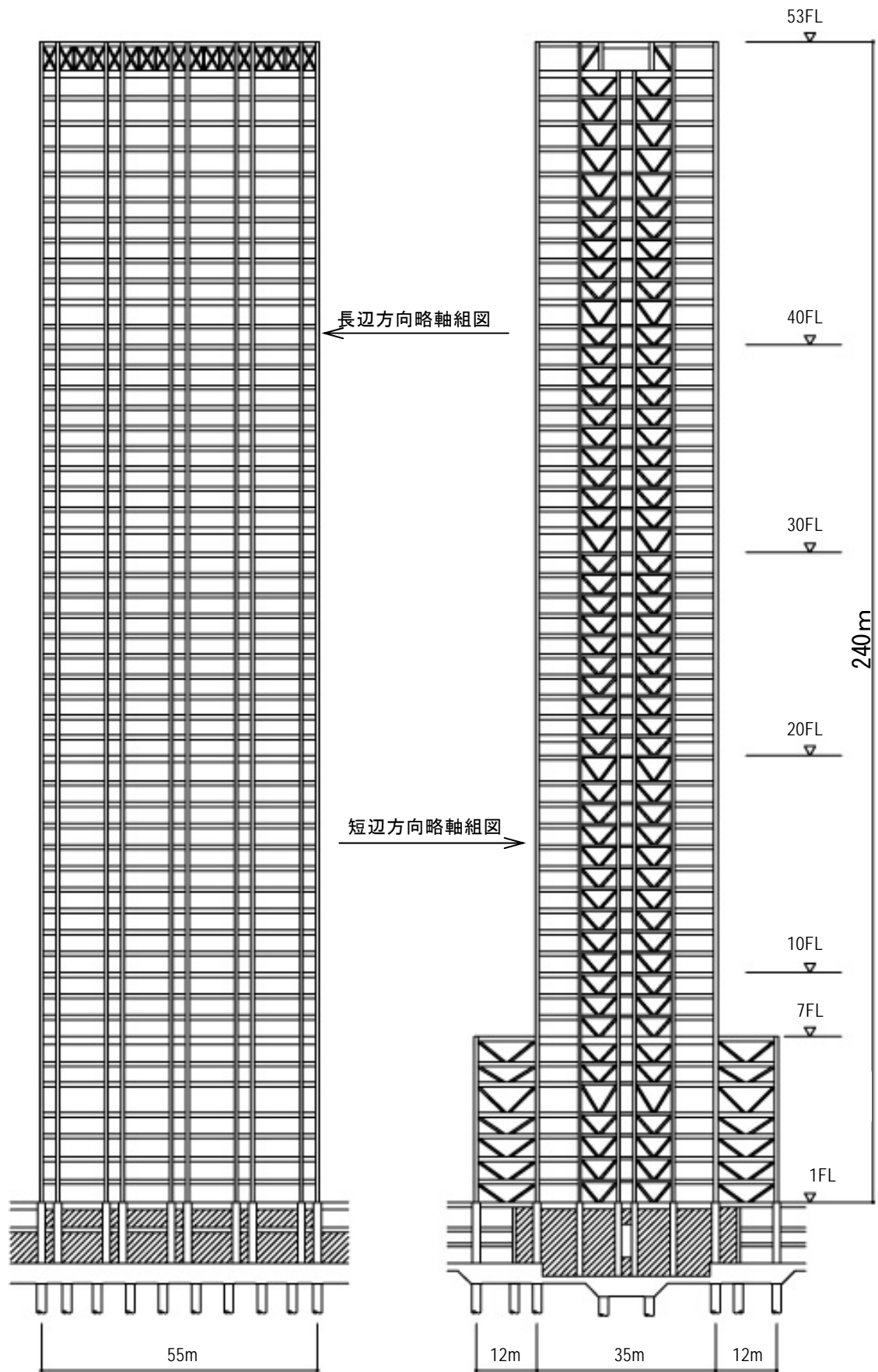


图 4.2.6-2

4-2-6-3 静的荷重増分解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

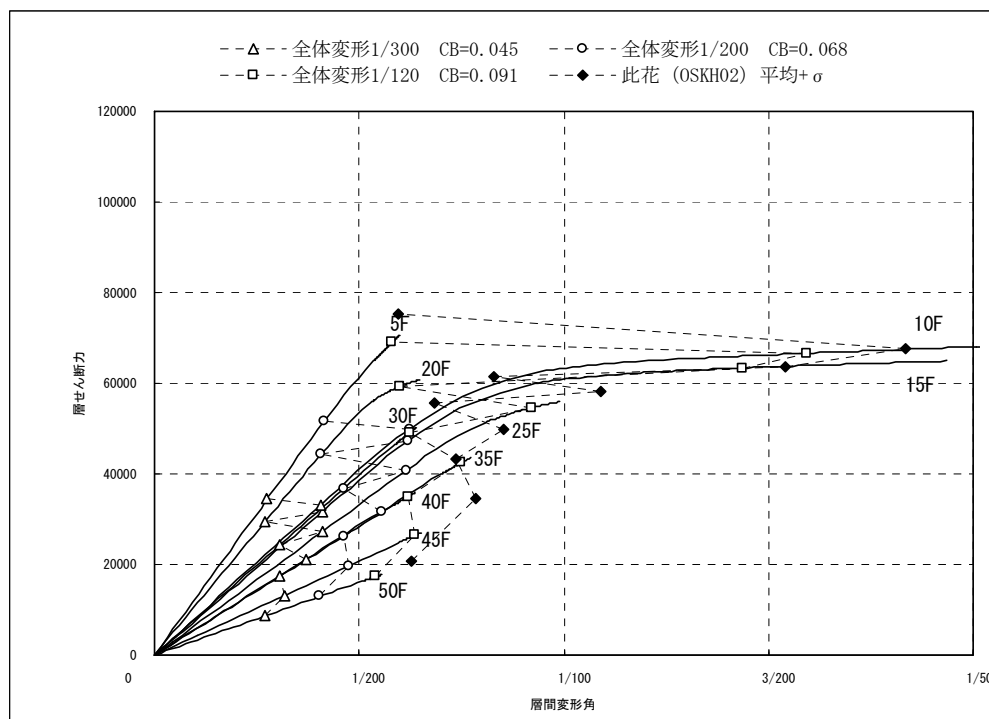


図 4.2.6-3 X方向荷重変形関係図

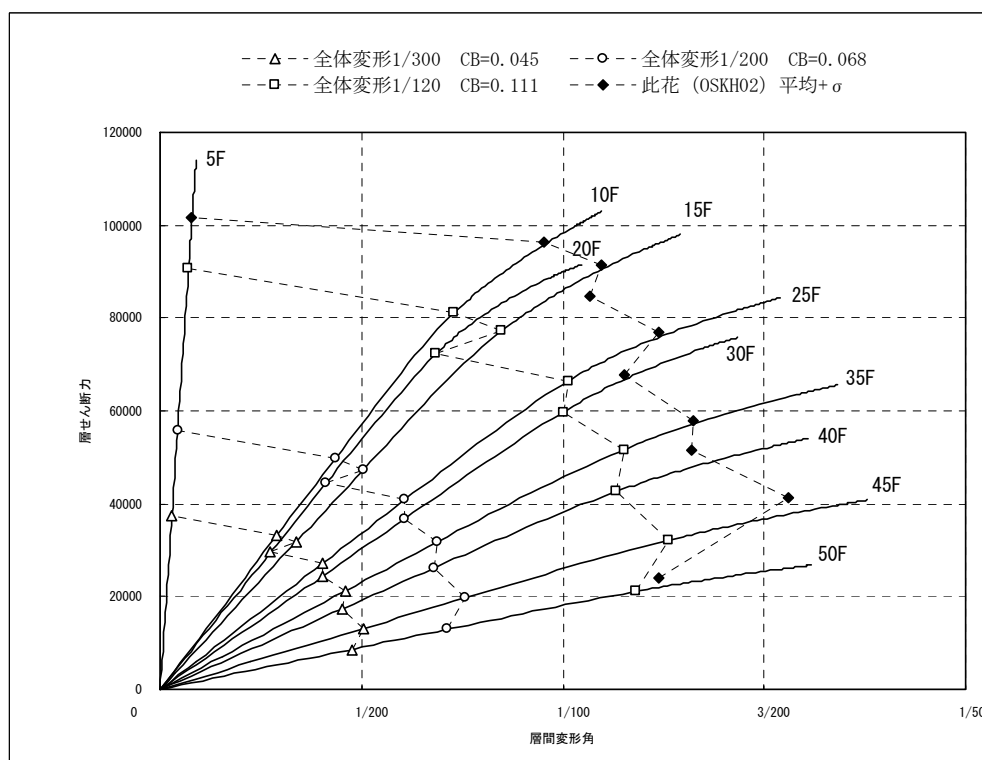


図 4.2.6-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の層間変形角および層せん断力（係数）

静的荷重増分解析では層間変形角が最大値を示す階を 1/50～1/60 程度まで加力し、そのときの各階の変形を δ_{imax} とした。よって下表のように各階で異なる値となっている。

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）			Y 方向（短手方向）		
		層間 変形角 (rad)	層せん断力 (kN)	層せん断力 係数	層間 変形角 (rad)	層せん断力 (kN)	層せん断力 係数
52F	37498.	1/451	13268.	0.353	1/102	20009.	0.534
40F	179605.	1/157	35865.	0.200	1/62	54088.	0.301
20F	449512.	1/124	60730.	0.135	1/76	91587.	0.204
10F	603381.	1/48	68279.	0.113	1/91	102973.	0.171
1F	772176.	1/89	71770.	0.093	-	108237.	0.140

4-2-6-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花(OSKH02)平均	314.	173.	1/65	2.54	12.3	9.72
	津島(AIC003)平均	271.	88.	1/148	0.85	0.00	0.06
	浜松(SZO024)平均	640.	54.	1/180	0.68	0.00	0.04
	新宿(KGIN) 平均	212.	158.	1/84	1.94	2.49	0.03
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	370.	211.	1/70	1.61	0.96	2.43
	津島(AIC003)平均	341.	77.	1/127	0.87	0.00	0.00
	浜松(SZO024)平均	642.	56.	1/127	0.95	0.00	0.00
	新宿(KGIN) 平均	185.	137.	1/122	0.83	0.00	0.04

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花(OSKH02)平均+σ	341.	185.	1/52	3.17	14.2	5.32
	津島(AIC003)平均+σ	409.	150.	1/100	1.63	1.81	0.68
	浜松(SZO024)平均+σ	1180.	78.	1/104	1.16	0.13	0.02
	新宿(KGIN) 平均+σ	251.	163.	1/69	2.38	7.57	5.03
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	494.	225.	1/64	1.84	1.73	2.29
	津島(AIC003)平均+σ	466.	186.	1/79	1.47	0.05	1.77
	浜松(SZO024)平均+σ	1270.	95.	1/81	1.40	0.00	3.25
	新宿(KGIN) 平均+σ	278.	202.	1/83	1.28	0.61	0.91

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率（ δ_{max} / δ_p ）なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

最大応答値は前表に示した通りであり、次頁以降の図に高さ方向の分布をX→Y方向の順に掲載する。加えて、下記に図の順序に合わせて特徴的な部分の考察を加える。

- (1) 最大応答層せん断力： X、Y方向の復元力特性は4-2-6-3節に示すように性状が大きく異なる。X方向応答の一部は復元力の最終勾配付近にある一方、Y方向はまだ弾性勾配付近にあるといったことから、Y方向の応答値が2割程度大きくなっている。
- (2) 最大応答層せん断力係数： Y方向の頂部の値には新宿（KGIN）以外の地震動入力においてむち振り現象が現れている。
- (3) 最大応答層間変形角（せん断変形成分）： X、Y方向とも中間階のくびれが生じているのは、4-2-6-1節でも記述した大組架構的性状が現れているためである。最大値を(8)と比べるとX方向のせん断変形成分は曲げを含めた変形の9割以上である一方、Y方向はせん断変形成分のみでは曲げを含めた変形の6割程度となっている。
- (4) 最大応答塑性率： 此花（OSKH02）のX方向においては平均波ですでに塑性率が2を超過している。なお、一部に塑性率が0と算定されているのは、第一折れ点が増分解析の中で求められていない（分母が求められていない）ための便宜上の措置であり、弾性域にあるという解釈ができる部位である。
- (5) 累積塑性歪エネルギー： 此花のX方向10～20階の値が大きく、エネルギー吸収部材の設置やこの損傷をもっと上下層に分散するような設計的工夫が考えられる。
- (6) 累積塑性変形倍率： 同上
- (7) 最大応答加速度： 浜松（SZ0024）の値が極めて大きいですが、これは入力地震動レベルが他の地震波に比較して大きいことが主な要因と考えられる。
- (8) 最大応答層間変形角（曲げ+せん断）： (3)参照

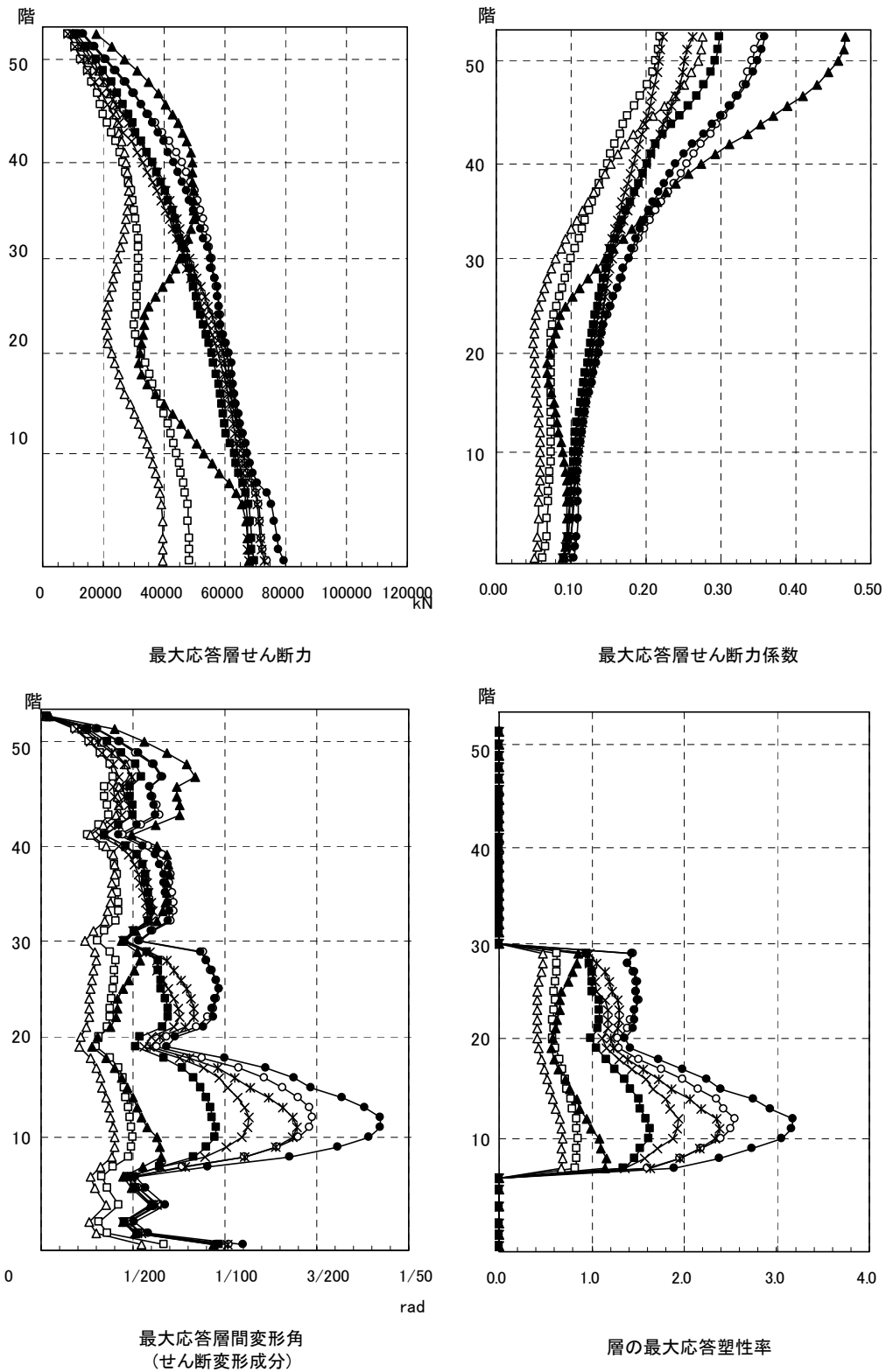
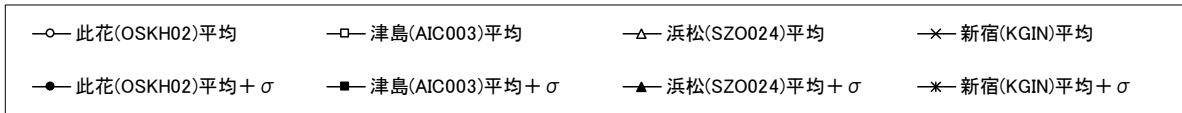


図 4.2.6-5 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

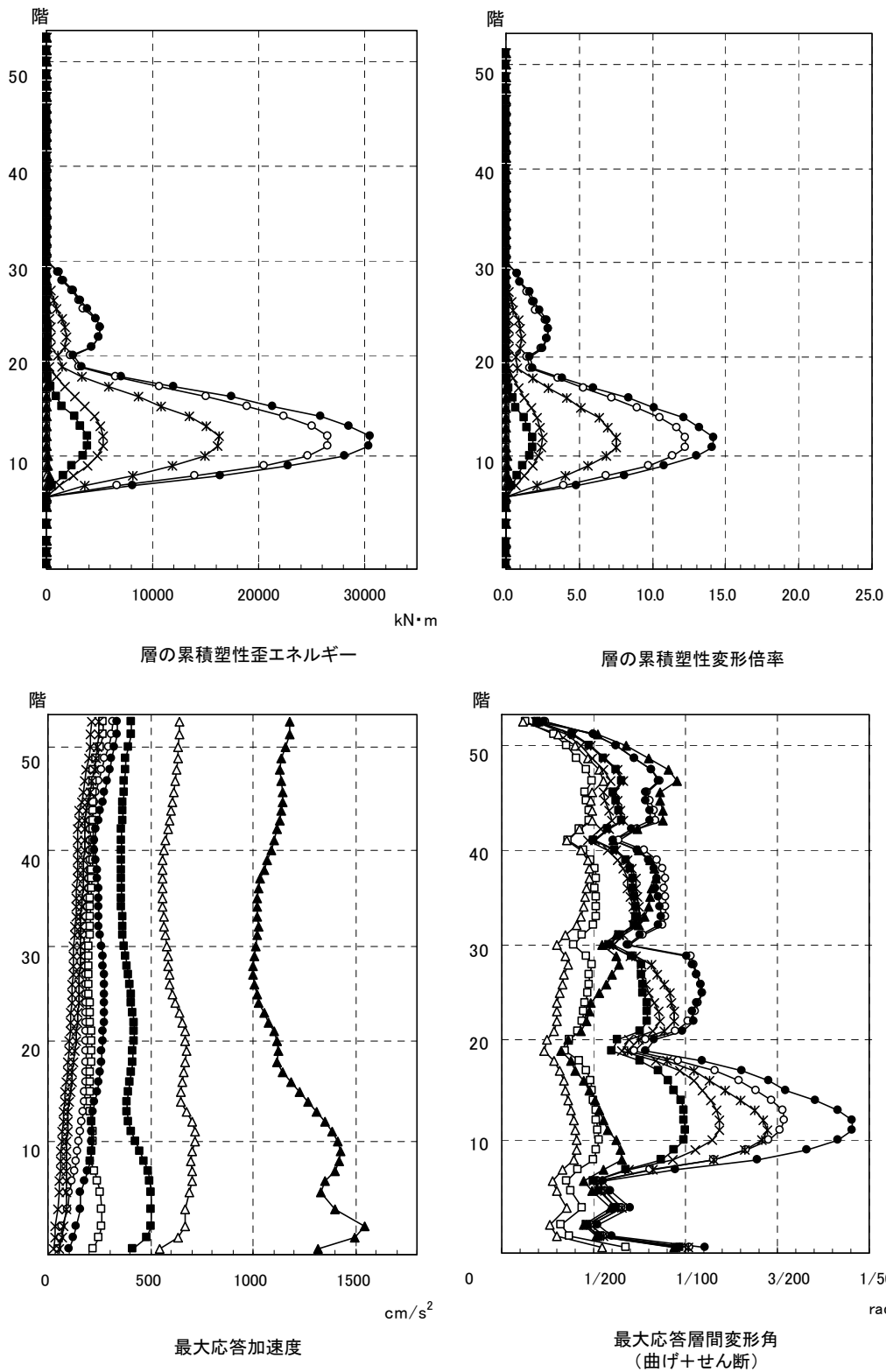
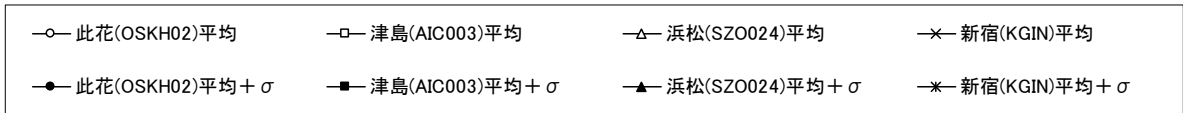


図 4.2.6-6 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+σ 波地震応答解析結果】

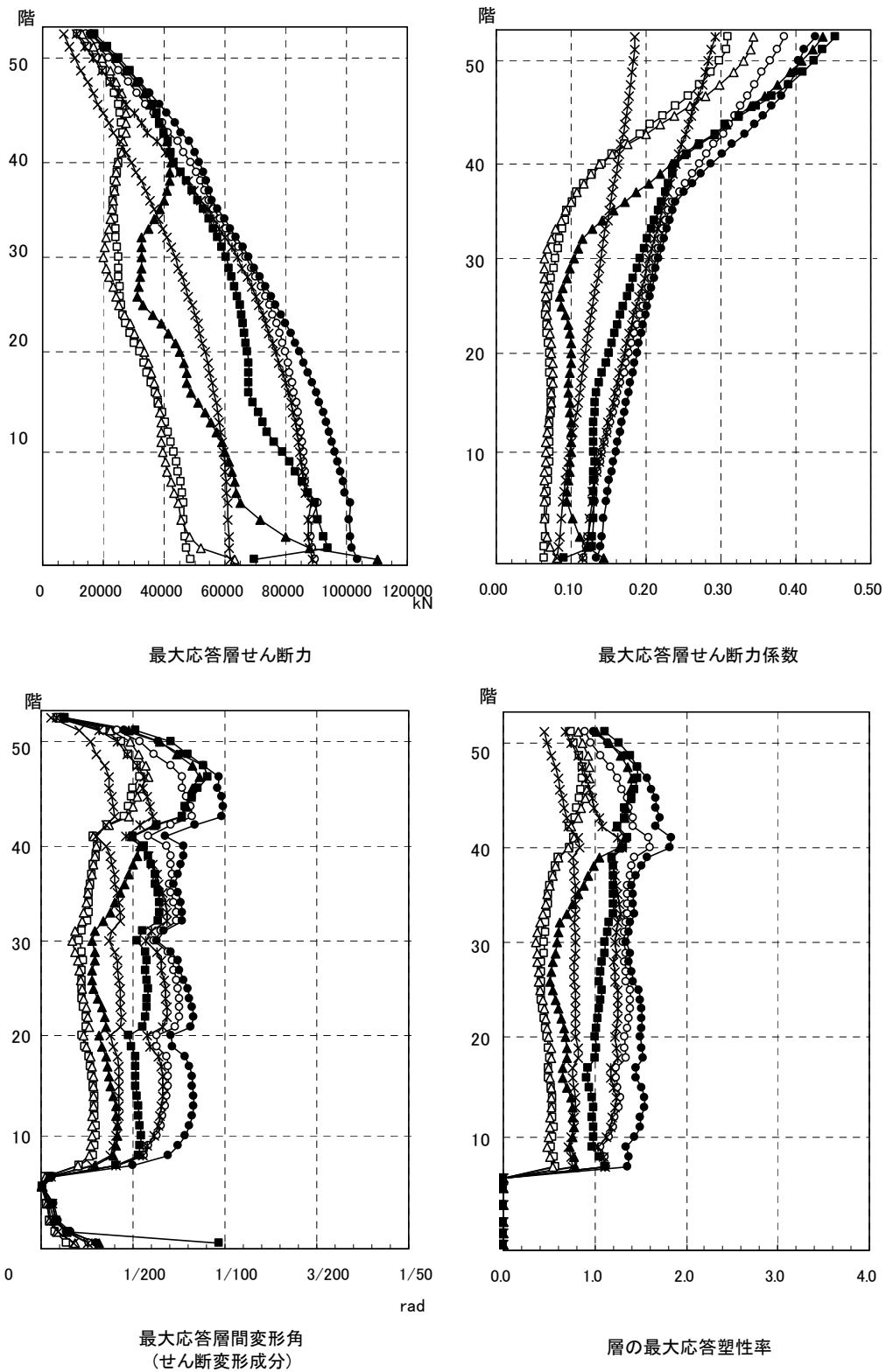
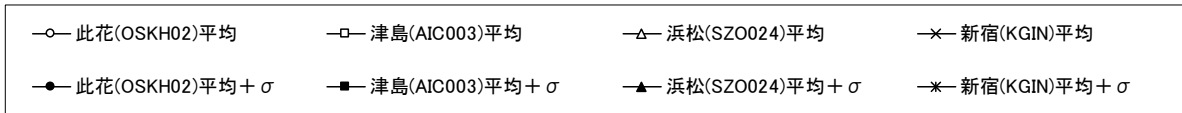


図 4.2.6-7 Y 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

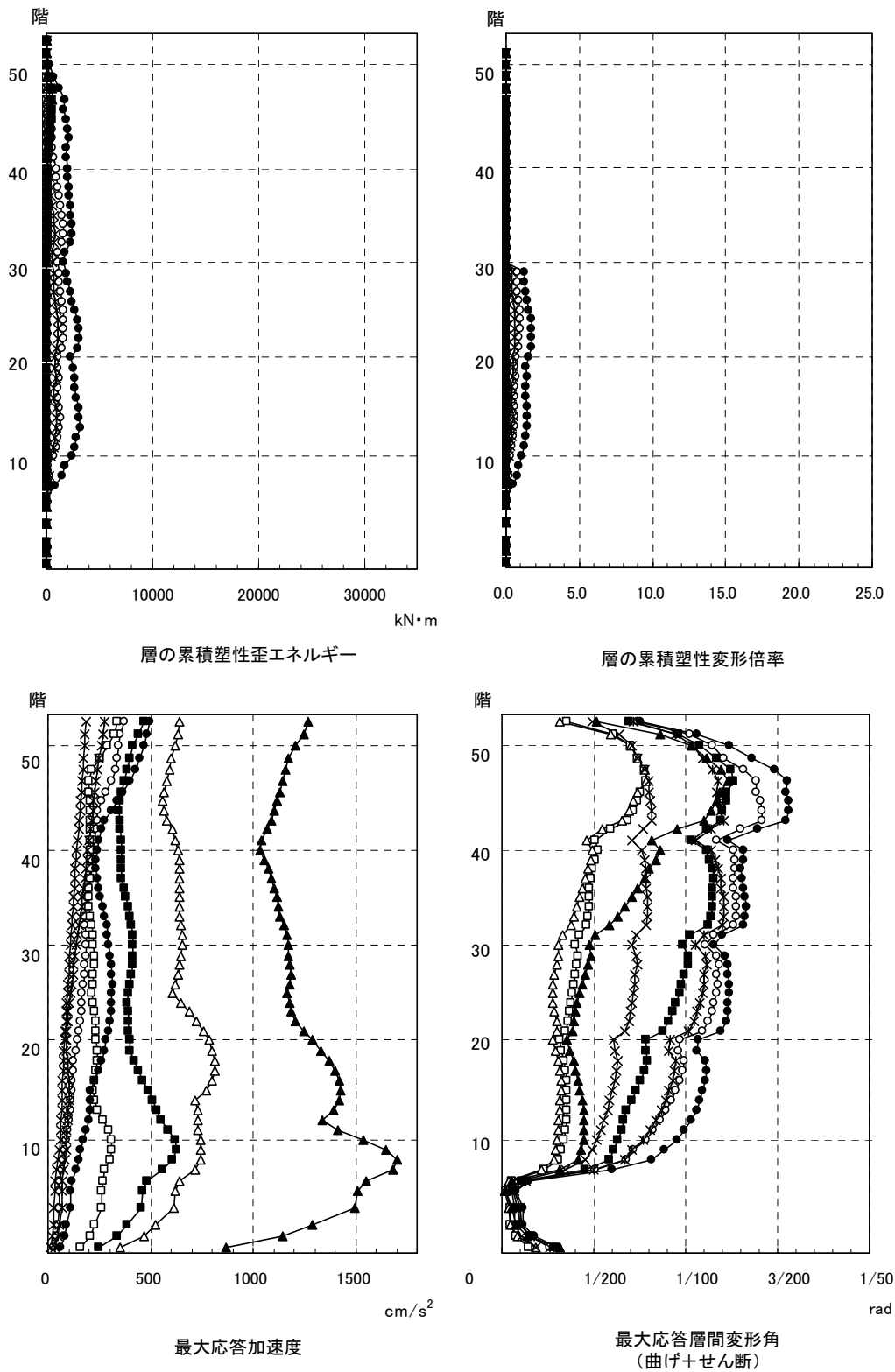
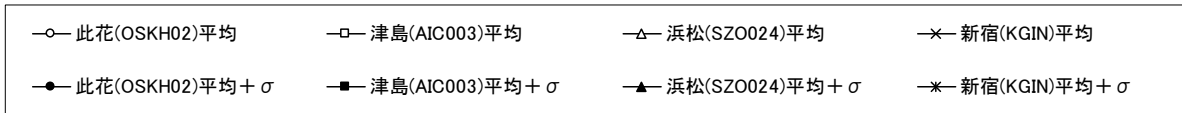


図 4.2.6-8 Y 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-2-6-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花 平均	314.	173.	1/65	2.54	12.3	9.72
	津島 平均	271.	88.	1/148	0.85	0.00	0.06
	新宿 平均	212.	158.	1/84	1.94	2.49	0.03
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花 平均	370.	211.	1/70	1.61	0.96	2.43
	津島 平均	341.	77.	1/127	0.87	0.00	0.00
	新宿 平均	185.	137.	1/122	0.83	0.00	0.04

2009 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花 平均	237.	160.	1/80	2.05	5.55	2.91
	津島 平均	279.	139.	1/104	1.55	0.35	4.42
	新宿 平均	188.	147.	1/95	1.71	2.20	1.00
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花 平均	268.	175.	1/94	1.11	0.05	0.63
	津島 平均	386.	132.	1/91	1.19	0.00	0.39
	新宿 平均	174.	129.	1/129	0.80	0.00	0.22

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

最大応答値は前表に示した通りであり、次頁以降の図に高さ方向の分布をX→Y方向の順に掲載する。加えて、下記に図の順序に合わせて特徴的な部分の考察を加える。

全体的な傾向として、2011 地震動の最大応答値は 2009 地震動に比較して津島で小さく、此花で大きくなっている。新宿はほぼ等しいか、2011 地震動の結果がやや大きい。

- (1) 最大応答層せん断力：2009 地震動の応答はほぼ同様のレベルとなっている。
- (2) 最大応答層せん断力係数：2009 地震動の X 方向においては 2011 地震動においてみられた頂部のむち振り現象がほとんどみられない。
- (3) 最大応答層間変形角(せん断変形成分)：4-2-6-4 節の場合と同様、最大値を(8)と比べると X 方向のせん断変形成分は曲げを含めた変形の 9 割以上である一方、Y 方向はせん断変形成分のみでは曲げを含めた変形の 6 割程度となっている。Y 方向では曲げ変形の影響が大きい。
- (4) 最大応答塑性率：2009 地震動の X 方向は最大でも此花の 2.05 であり、従来のクライテリアにほぼ収まっているが、2011 地震動では此花で 2.54 とやや大きな値を示す。Y 方向については 2009 地震動は 40 階付近を除いてほぼ 1.0 より小さく、塑性化が顕著でないかもしくは弾性域にとどまっている。
- (5) 累積塑性歪エネルギー：2011 および 2009 地震動ともに此花の X 方向 10～20 階の値が大きく、エネルギー吸収部材の設置やこの損傷をもっと上下層に分散するような設計的工夫が考えられる。
- (6) 累積塑性変形倍率：同上
- (7) 最大応答加速度：地震動による応答値の大きさに大きな違いはみられない。
- (8) 最大応答層間変形角(曲げ+せん断)：(3)参照

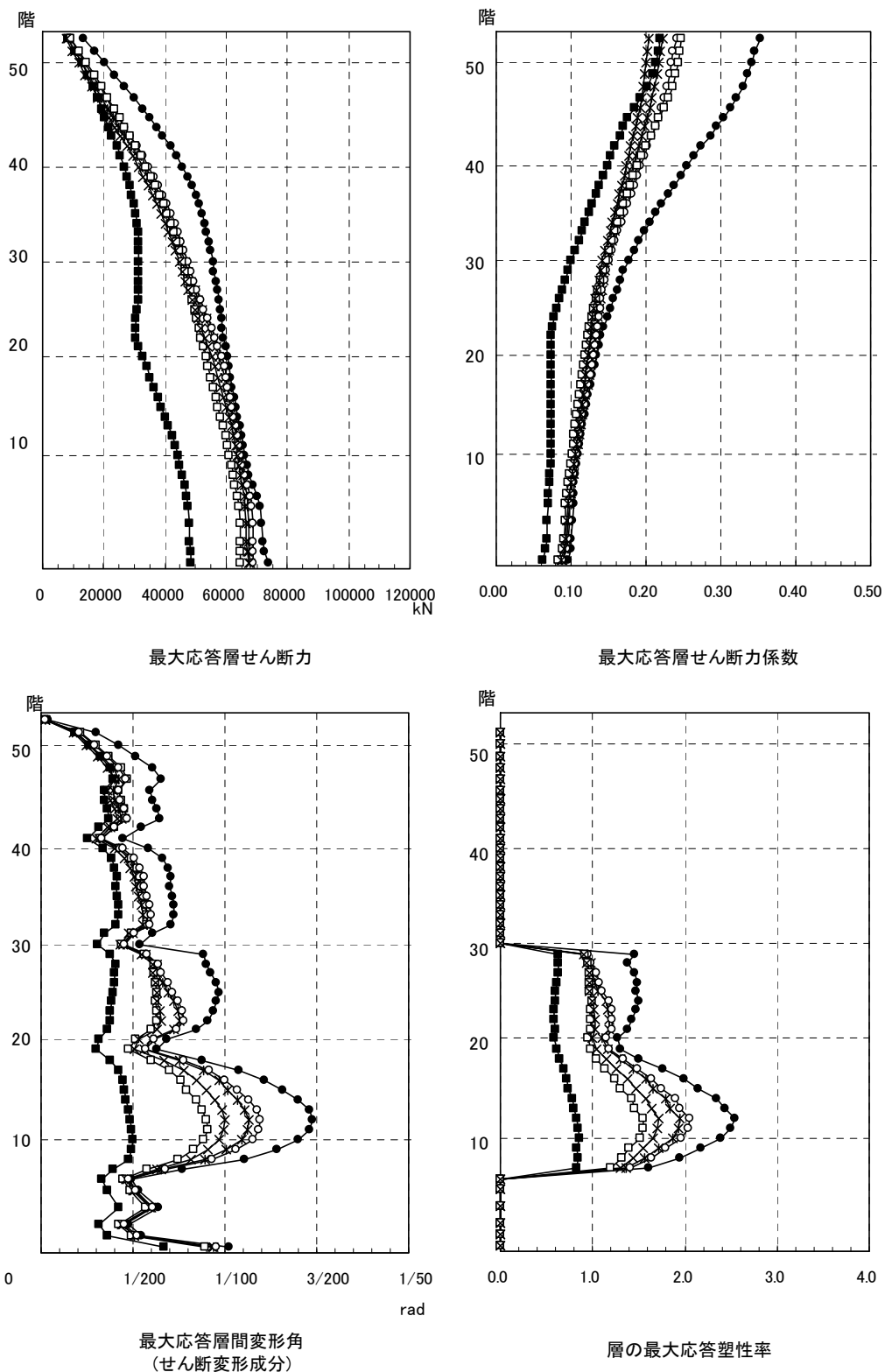
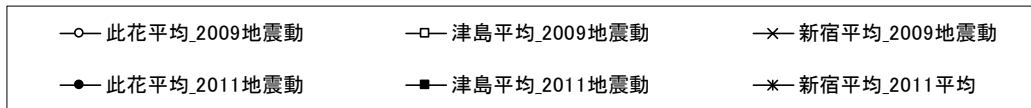


図 4.2.6-9 X方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と2009地震動平均波の比較】

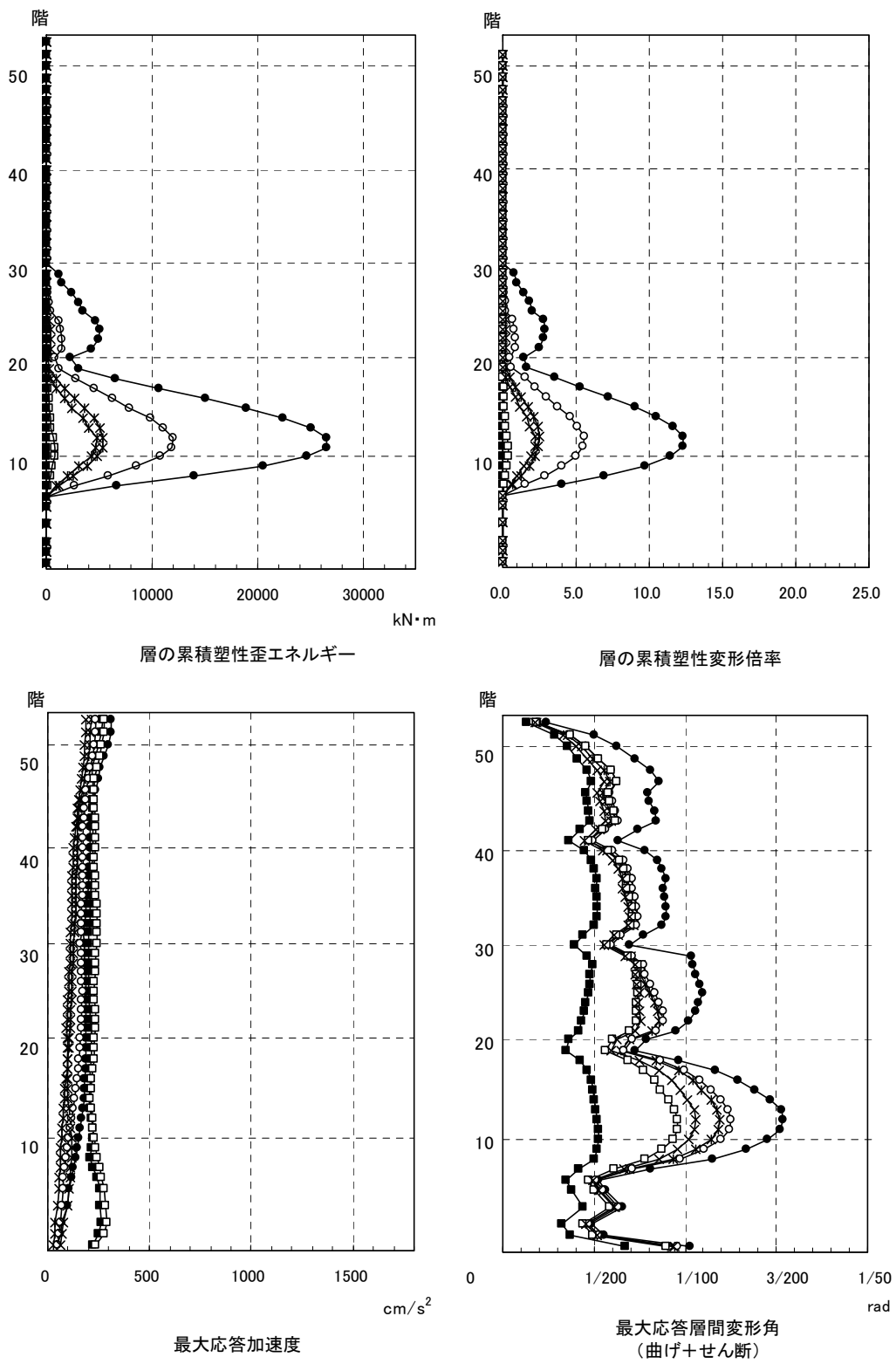
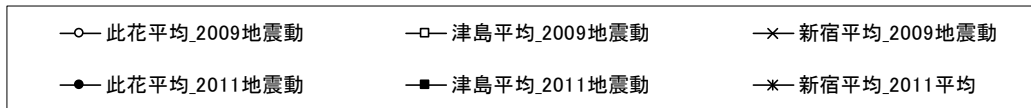


図 4.2.6-10 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

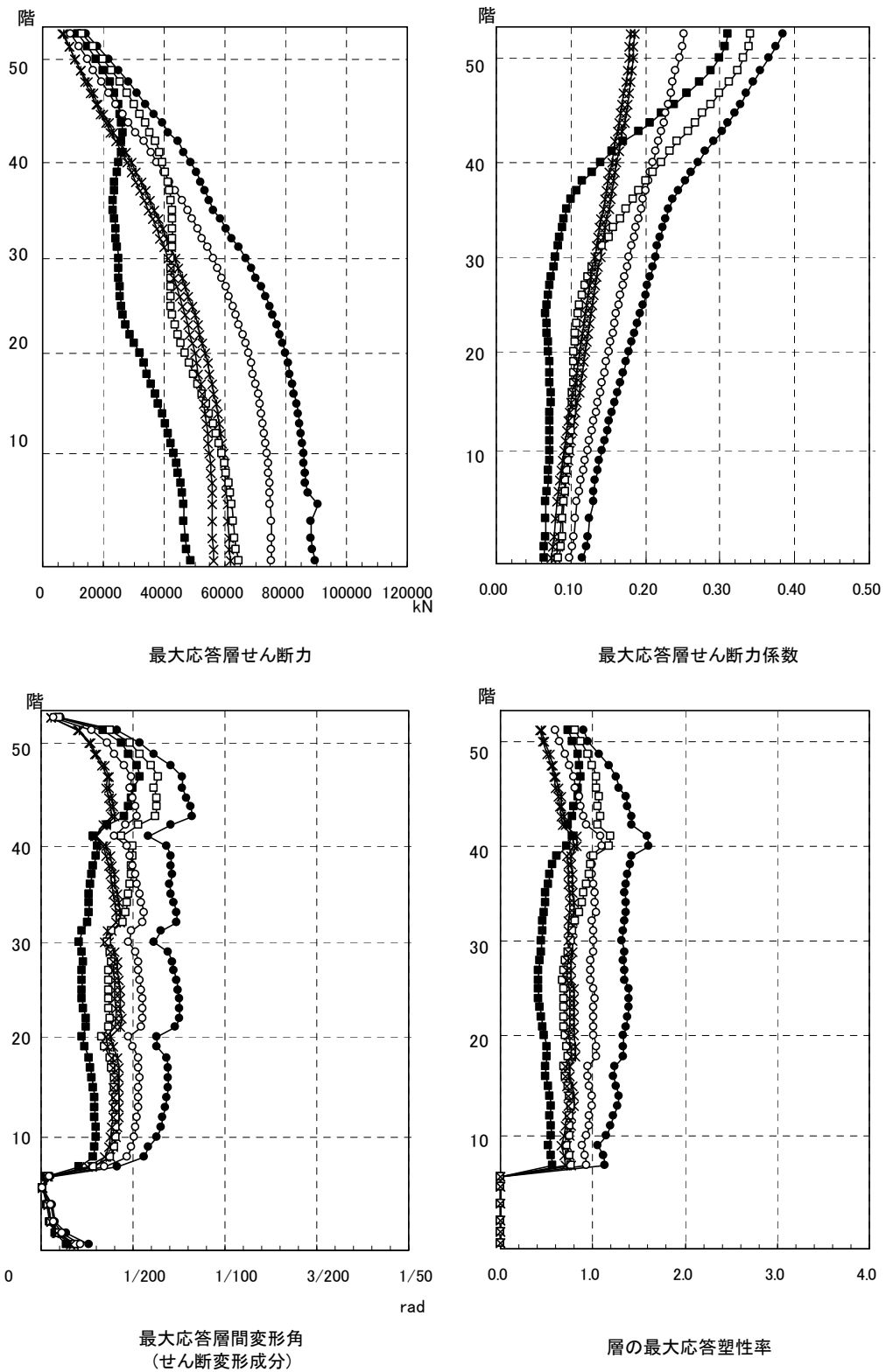
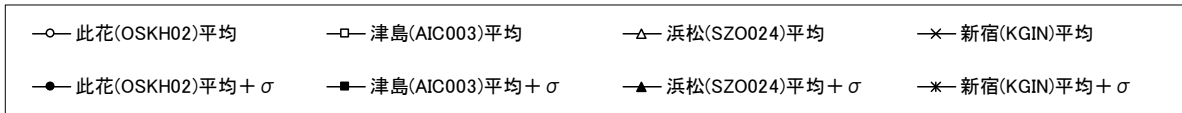


図 4. 2. 6-11 Y 方向最大応答値 (1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

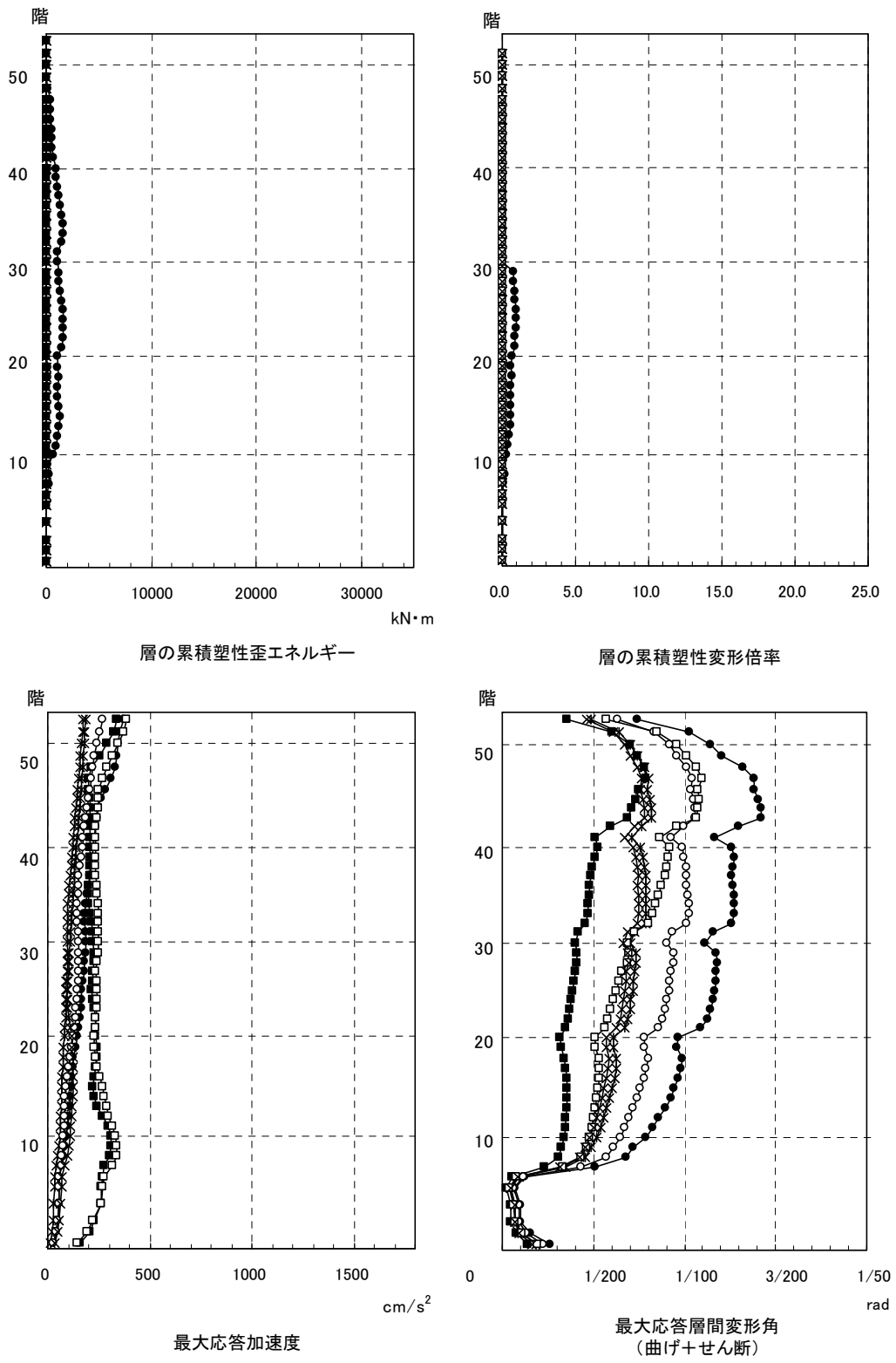
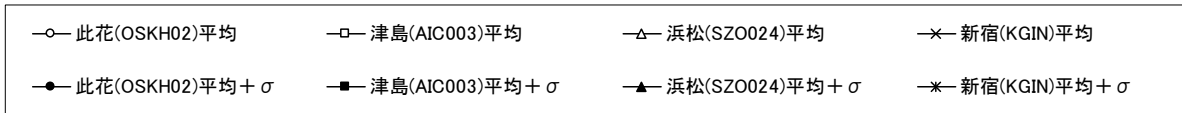


図 4. 2. 6-12 Y 方向最大応答値 (2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-2-6-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花 平均+σ	341.	185.	1/52	3.17	14.2	5.32
	津島 平均+σ	409.	150.	1/100	1.63	1.81	0.68
	新宿 平均+σ	251.	163.	1/69	2.38	7.57	5.03
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花 平均+σ	494.	225.	1/64	1.84	1.73	2.29
	津島 平均+σ	466.	186.	1/79	1.47	0.05	1.77
	新宿 平均+σ	278.	202.	1/83	1.28	0.61	0.91

2009 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S 250m級	此花 平均+σ	287.	190.	1/55	3.04	14.6	4.23
	津島 平均+σ	371.	164.	1/72	2.32	4.63	8.86
	新宿 平均+σ	226.	165.	1/75	2.20	7.17	4.12
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花 平均+σ	388.	220.	1/76	1.53	2.84	0.55
	津島 平均+σ	410.	213.	1/71	1.60	0.20	2.85
	新宿 平均+σ	236.	175.	1/95	1.10	0.03	0.06

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを等価降伏耐力と等価降伏変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：第一折れ点からの変形増大倍率 (δ_{max} / δ_p) なお、第一折れ点は静的弾塑性解析における層せん断力と層間変形関係において、当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする。

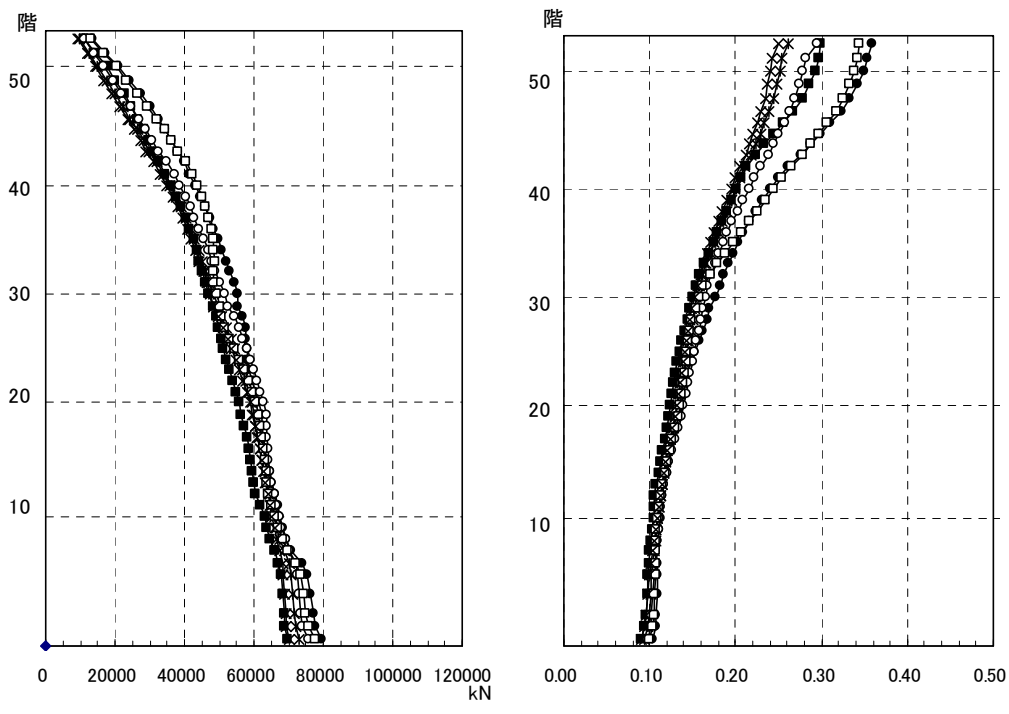
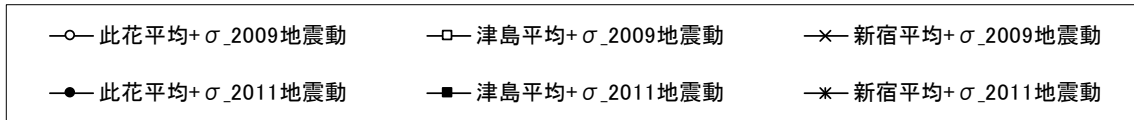
最大応答値は前表に示した通りであり、次頁以降の図に高さ方向の分布をX→Y方向の順に掲載する。加えて、下記に図の順序に合わせて特徴的な部分の考察を加える。

全体的な傾向として、2011地震動の最大応答値は2009地震動と比較して津島で小さく、此花で大きくなっている。新宿はほぼ等しいか、2011地震動の結果がやや大きい。

全体的な傾向として、

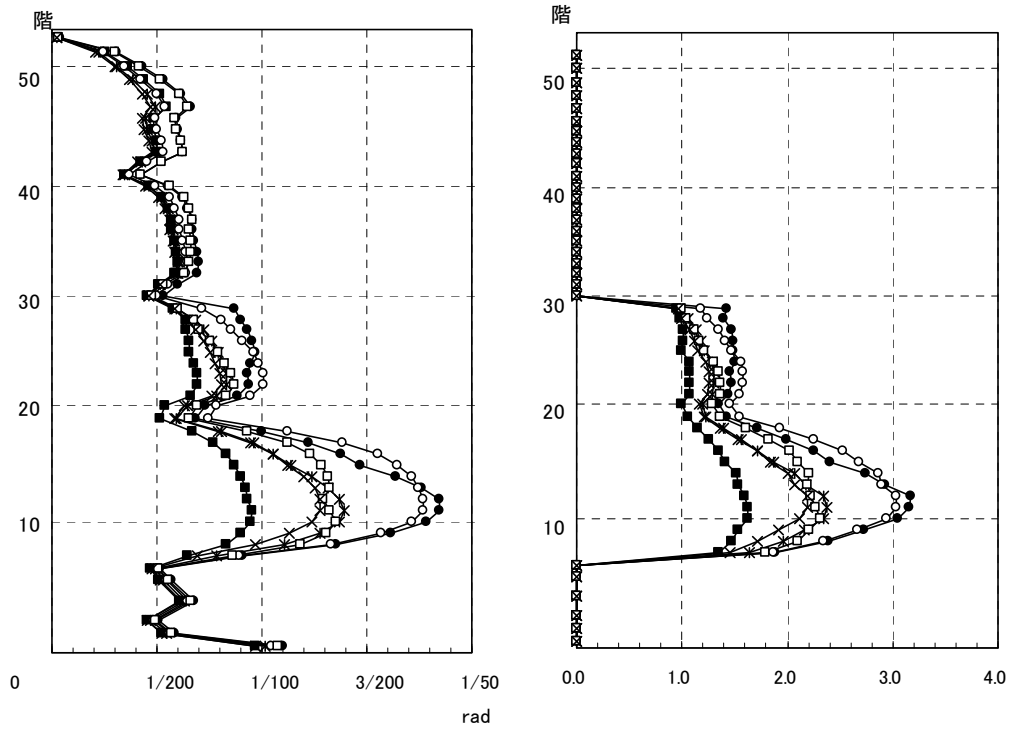
- ・此花の2011地震動の最大応答値は2009地震動と比較してほぼ等しいか、やや大きい。
- ・津島の2011地震動の最大応答値は2009地震動と比較して小さい。
- ・新宿の2011地震動の最大応答値は2009地震動と比較してほぼ等しい。

- (1) 最大応答層せん断力：各地震動に対する応答はほぼ同様のレベルとなっている。
- (2) 最大応答層せん断力係数：平均波では2009地震動の頂部むち振り現象はあまり認められなかったが、津島の応答はややむち振り現象を示している。
- (3) 最大応答層間変形角(せん断変形成分)：4-2-6-4節の場合と同様、最大値を(8)と比べるとX方向のせん断変形成分は曲げを含めた変形の9割以上である一方、Y方向はせん断変形成分のみでは曲げを含めた変形の6割程度となっている。Y方向では曲げ変形の影響が大きい。
- (4) 最大応答塑性率：津島の2009地震動を除いてすべての地震動で2を超えており、部材の塑性化を無視することができない。
- (5) 累積塑性歪エネルギー：2011および2009地震動ともに此花のX方向10～20階の値が大きく、エネルギー吸収部材の設置やこの損傷をもっと上下層に分散するような設計的工夫が考えられる。
- (6) 累積塑性変形倍率：同上
- (7) 最大応答加速度：2011および2009地震動ともに10階付近でやや大きな応答値がみられる。
- (8) 最大応答層間変形角(曲げ+せん断)：(3)参照



最大応答層せん断力

最大応答層せん断力係数



最大応答層間変形角
(せん断変形成分)

層の最大応答塑性率

図 4.2.6-13 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

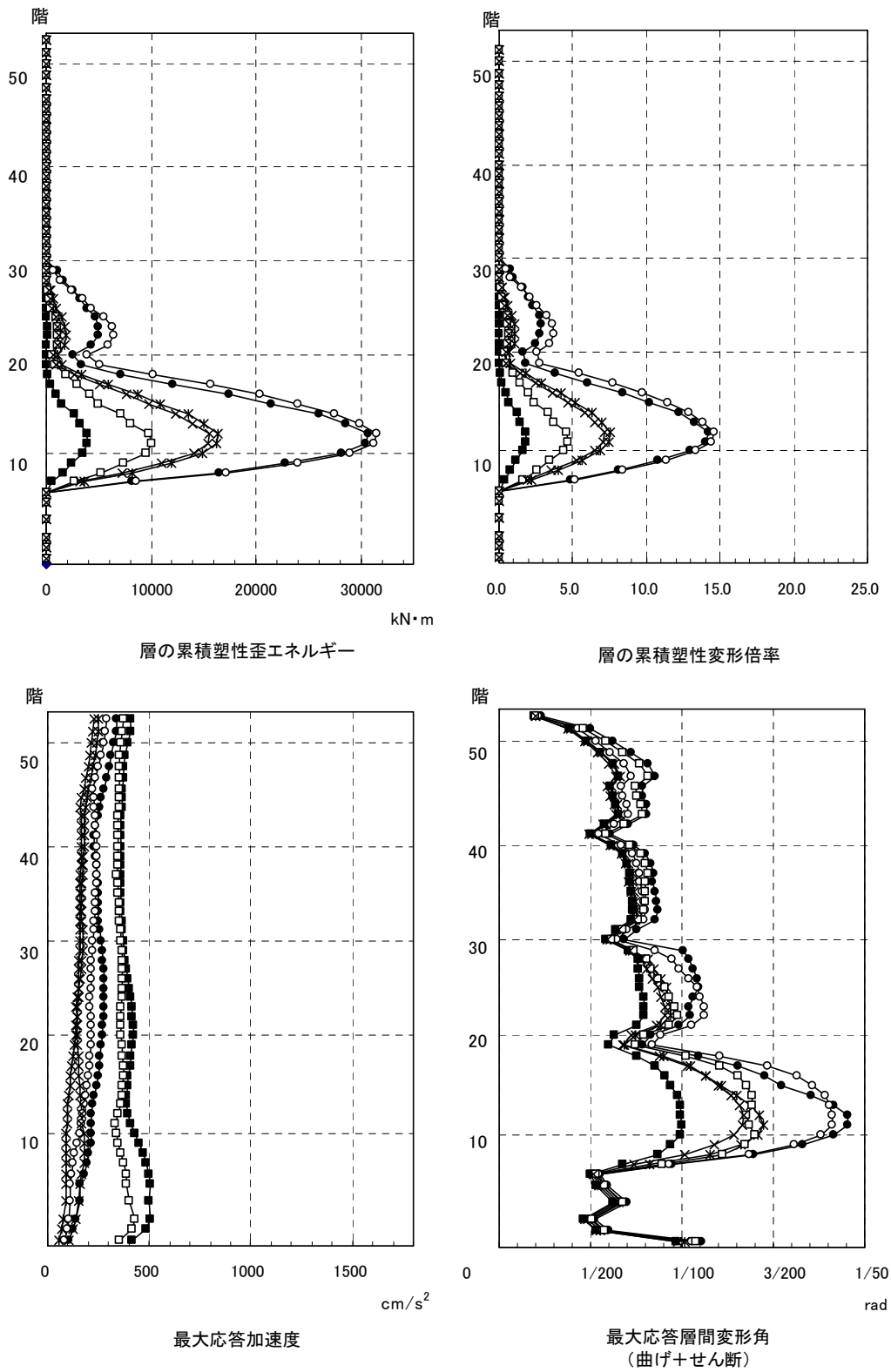
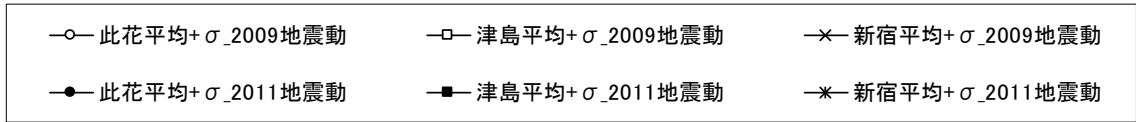


図 4.2.6-14 X 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

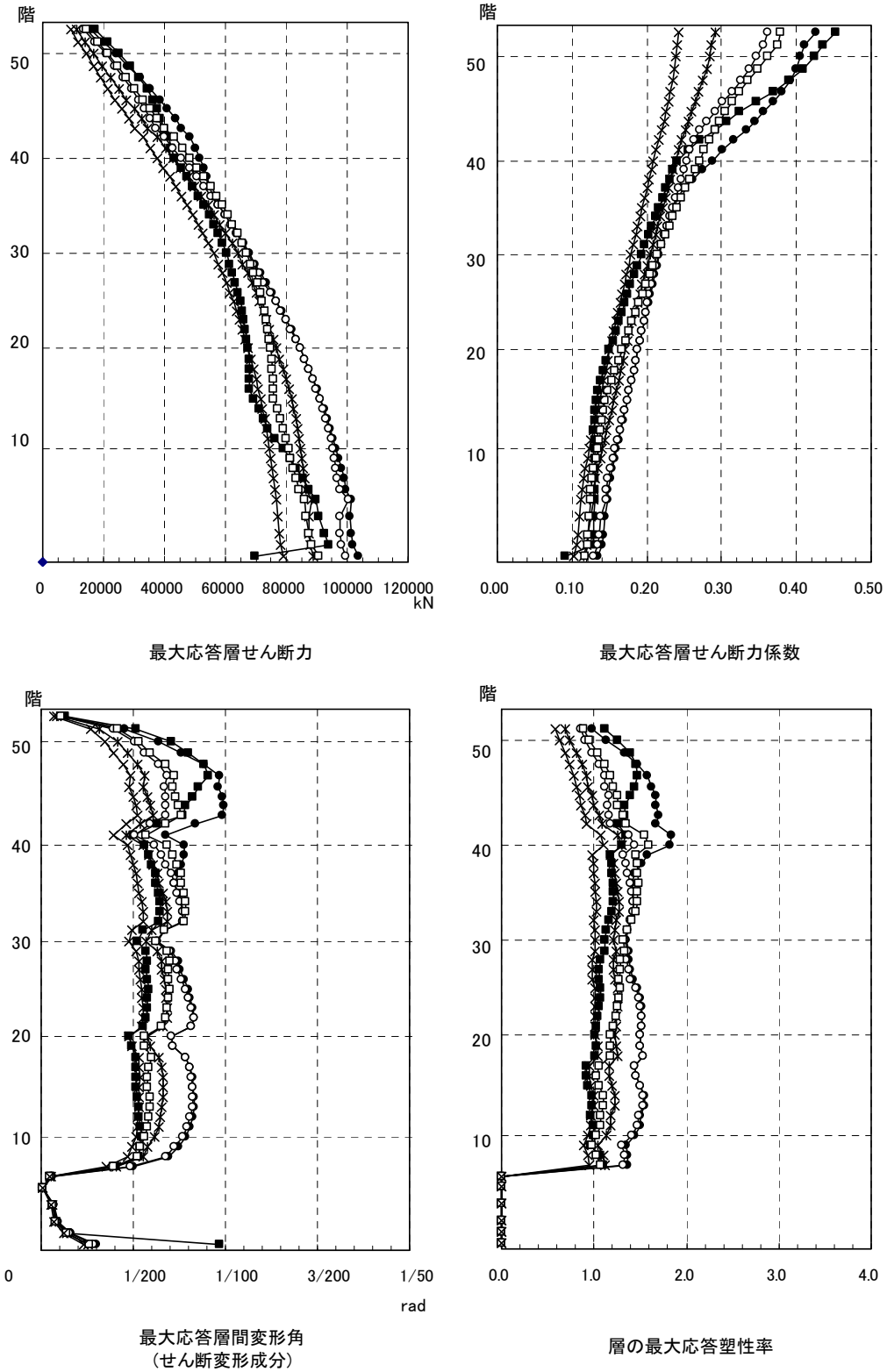
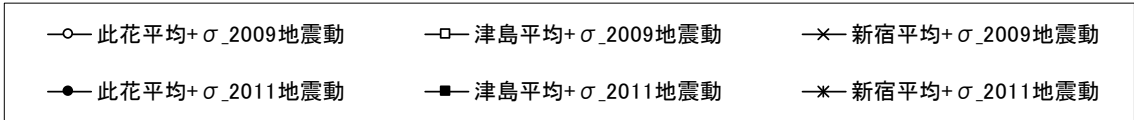


図 4.2.6-15 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

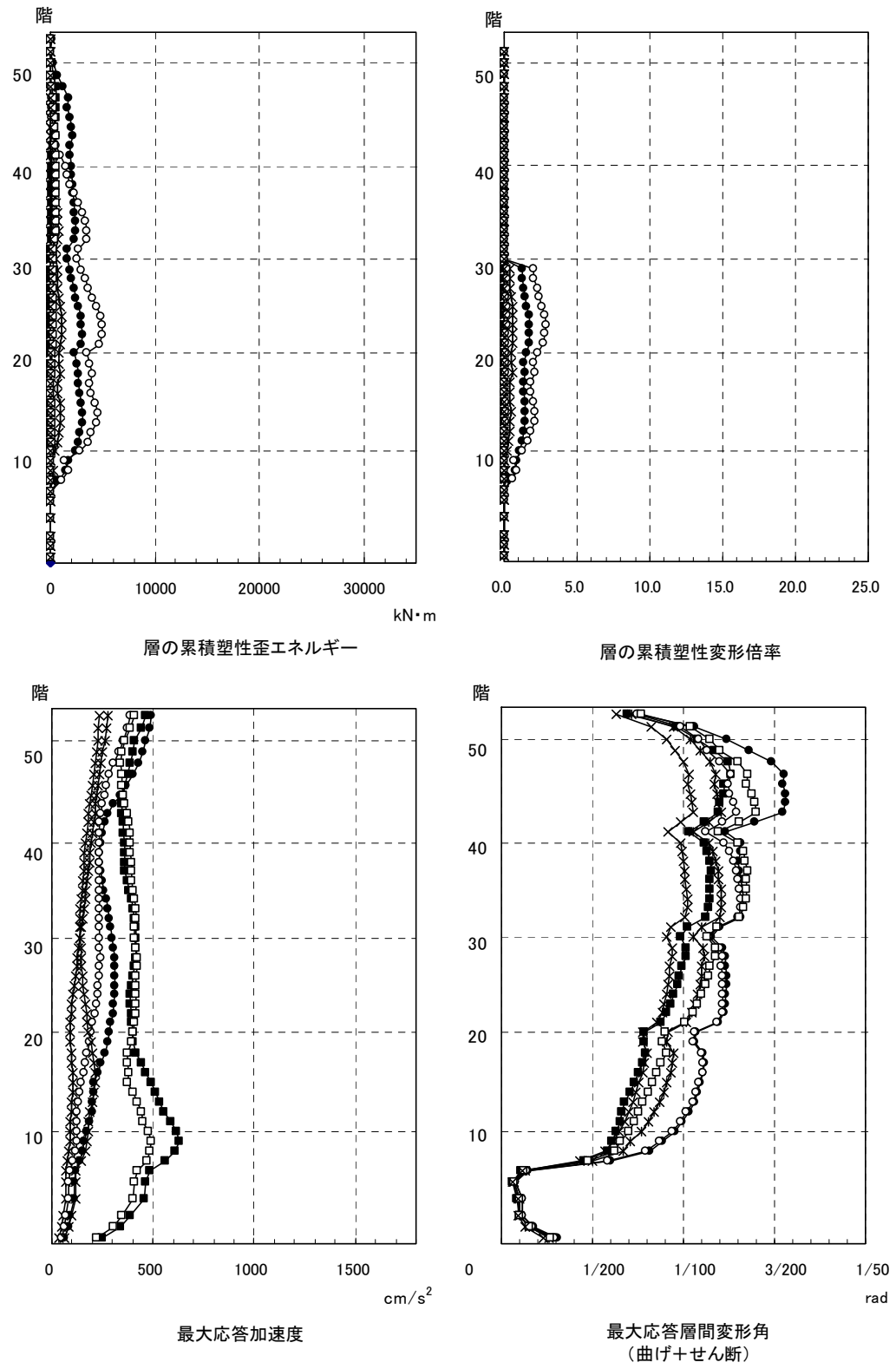
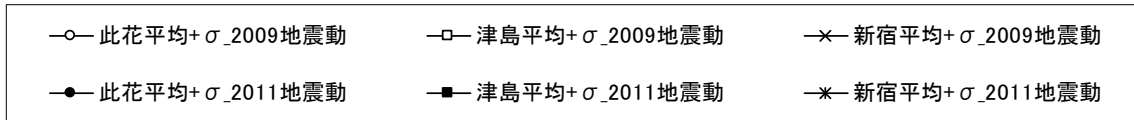


図 4.2.6-16 Y 方向最大応答値(2)【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

4-2-7 S80m 級建物の部材損傷評価

ここでは、部材レベルの損傷評価を行い、層レベルの損傷と部材レベルの損傷を比較し両者の対応関係の把握と履歴型制振ブレースを付与した制振モデルによる制振効果の確認を目的とする。

4-2-7-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
S 造	—	21 階	80.5m	2.41 秒	X 方向	純ラーメン構造
S 造	—	21 階	80.5m	1.75 秒	X 方向	制振部材付きラーメン構造

(下に概略伏図と軸組図を示す)

検討に用いた対象建物は、地上 21 階建、軒高約 80m の S 造超高層建物で、解析は X 方向のみに対する検討とした。X 方向に対する耐震架構は、5m×6 スパンの純ラーメン架構で、4 つの構面で構成される架構形式となっている。基準階階高は 3.8m で、1 階の階高のみ 4.5m である。

主架構の耐震性能は、弾性限界時のベースシヤ係数で $C_y=0.195$ 、保有水平耐力時のベースシヤ係数は $C_u=0.235$ となるものである。一次固有周期は $T_1=2.41s$ であった。このモデルを「耐震モデル」と呼ぶ。一方、耐震モデルの各層に履歴型ダンパー(座屈拘束ブレース)を取付けたモデルを「制振モデル」と呼ぶ。ダンパーの投入量は第 1 層でのダンパーの降伏層せん断力係数、 $d\alpha_{yl}$ を用いて、 $d\alpha_{yl}=0.064$ とし、高さ方向では A_i 分布を基本とした。またこの時の制振モデルの一次固有周期は $T_1=1.75s$ であった。制振モデルの伏図、軸組図をそれぞれ示す。

4-2-7-2 モデル化の方針

解析モデルは 3 次元立体骨組モデルで、減衰は主架構のみに与え、減衰定数 $h=2\%$ の初期剛性比例型とした。なお本解析では、P- δ 効果は考慮していない。

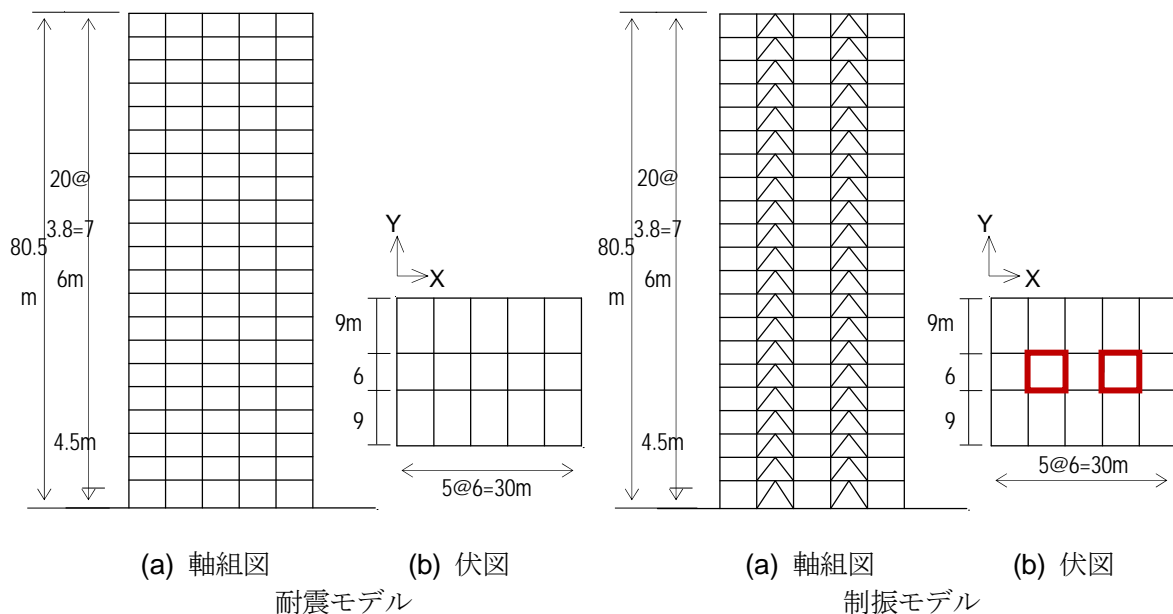


図 4.2.7-1 検討用建物の伏図、軸組図

4-2-7-3 静的漸増解析結果

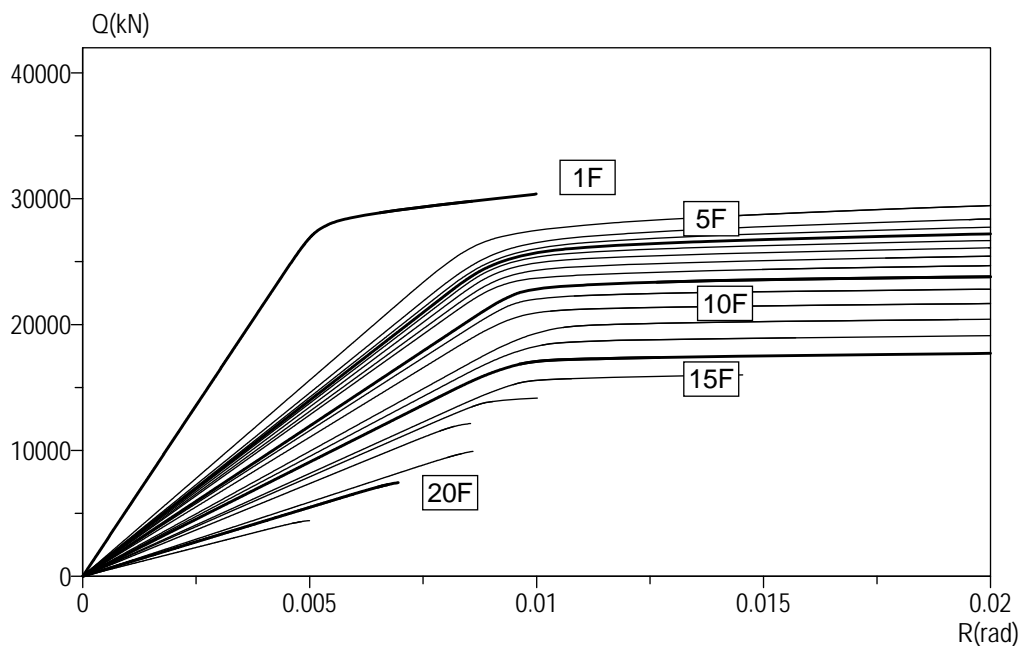


図 4.2.7-2 耐震モデル (X 方向) 荷重変形関係図

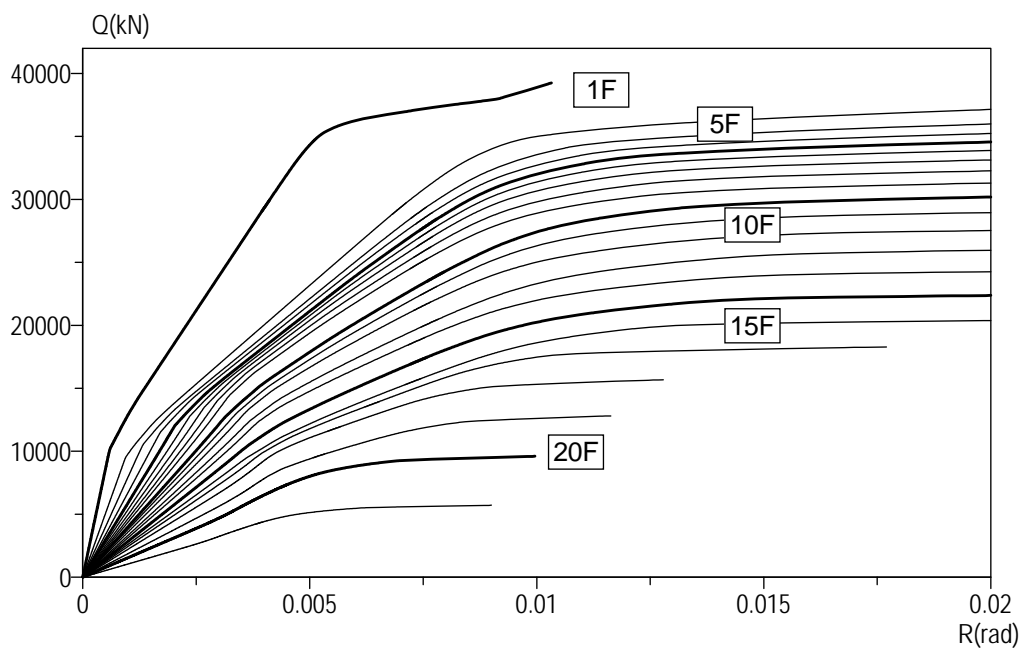


図 4.2.7-3 制振モデル (X 方向) 荷重変形関係図

静的弾塑性解析の結果から制振モデルでは、層間変形角 $R=1/200$ より小さな層間変形角において、ブレース状に配置した履歴型制振ダンパーが、降伏することが分かる。

4-2-7-4 2011 年地震動平均波，平均+σ地震応答解析結果

2011 年地震動の平均波（層レベル）

モデル	方向	入力地震波	層の最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形(cm)
S80M 級 耐震モデル	X	津島平均	529.5	69.5	1/90	1.22	0.60	3.35
		浜松平均	569.8	70.0	1/78	1.39	2.06	2.29
S80M 級 制振モデル	X	津島平均	513.8	29.1	1/203	0.66	0.00	0.21
		浜松平均	852.0	36.1	1/164	0.78	0.01	0.19

2011 年地震動の平均+σ波（層レベル）

モデル	方向	入力地震波	層の最大応答値					
			頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
S80M 級 耐震モデル	X	津島平均+σ	675.7	83.2	1/73	1.45	2.55	7.56
		浜松平均+σ	953.8	77.9	1/62	1.75	8.65	6.42
S80M 級 制振モデル	X	津島平均+σ	700.4	38.5	1/137	1.00	0.03	0.32
		浜松平均+σ	1245.9	57.1	1/96	1.22	0.57	0.40

2011 年地震動の平均波（部材レベル）

モデル	方向	入力地震波	梁部材の最大応答値		履歴型ダンパーの最大応答値	
			塑性率	累積塑性変形倍率	塑性率	累積塑性変形倍率
S80M 級 耐震モデル	X	津島平均	1.96	2.48	-	-
		浜松平均	2.56	9.78	-	-
S80M 級 制振モデル	X	津島平均	弾性	0.00	7.59	156.4
		浜松平均	弾性	0.00	8.95	254.6

2011 年地震動の平均+σ波（部材レベル）平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	梁部材の最大応答値		履歴型ダンパーの最大応答値	
			塑性率	累積塑性変形倍率	塑性率	累積塑性変形倍率
S80M 級 耐震モデル	X	津島平均+σ	2.69	12.17	-	-
		浜松平均+σ	3.69	35.61	-	-
S80M 級 制振モデル	X	津島平均+σ	弾性	0.00	11.40	379.6
		浜松平均+σ	2.37	7.90	14.45	672.0

注 1) 累積塑性変形倍率 $f\eta_i$ は，次式で定義する。

$$f\eta_i = fW_{pi} / (fQ_{eqi} \cdot f\delta_{eqi})$$

ここに， fW_{pi} は各層の塑性歪みエネルギー， fQ_{eqi} は等価降伏耐力， $f\delta_{eqi}$ は等価降伏変形である。

fQ_{eqi} と $f\delta_{eqi}$ は，それぞれ各層の荷重－変形関係を，最大層間変形角 δ_{imax} （今回は $R=1/80$ と定めた）に達するまでの履歴面積が等価になるように，完全弾塑性型復元力に置換して得る。

注 2) 塑性率 $f\mu_i$ は，第 1 折れ点からの変形増大率であり，次式で定義する。

$$f\mu_i = \delta_{imax} / \delta_p$$

ここに δ_p は，第 1 折れ点で，静的弾塑性解析における層せん断力－層間変形関係において，当該層所属部材のいずれかが全塑性モーメントに達した時点とする

各層の最大応答値の高さ方向分布を以下に示す。

- △— 浜松 (SZO024) 平均
- 津島 (ACI003) 平均
- ▲— 浜松 (SZO024) 平均+ σ
- 津島 (ACI003) 平均+ σ

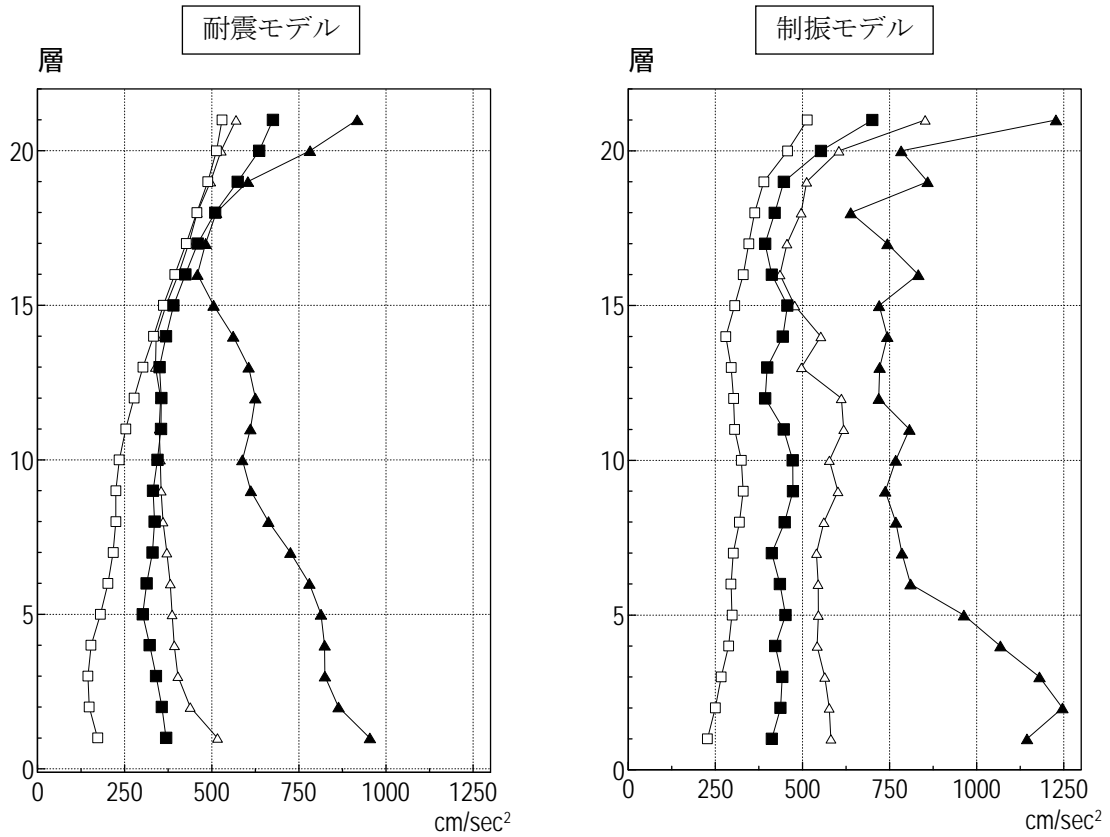


図 4. 2. 7-4 最大加速度応答 (絶対)

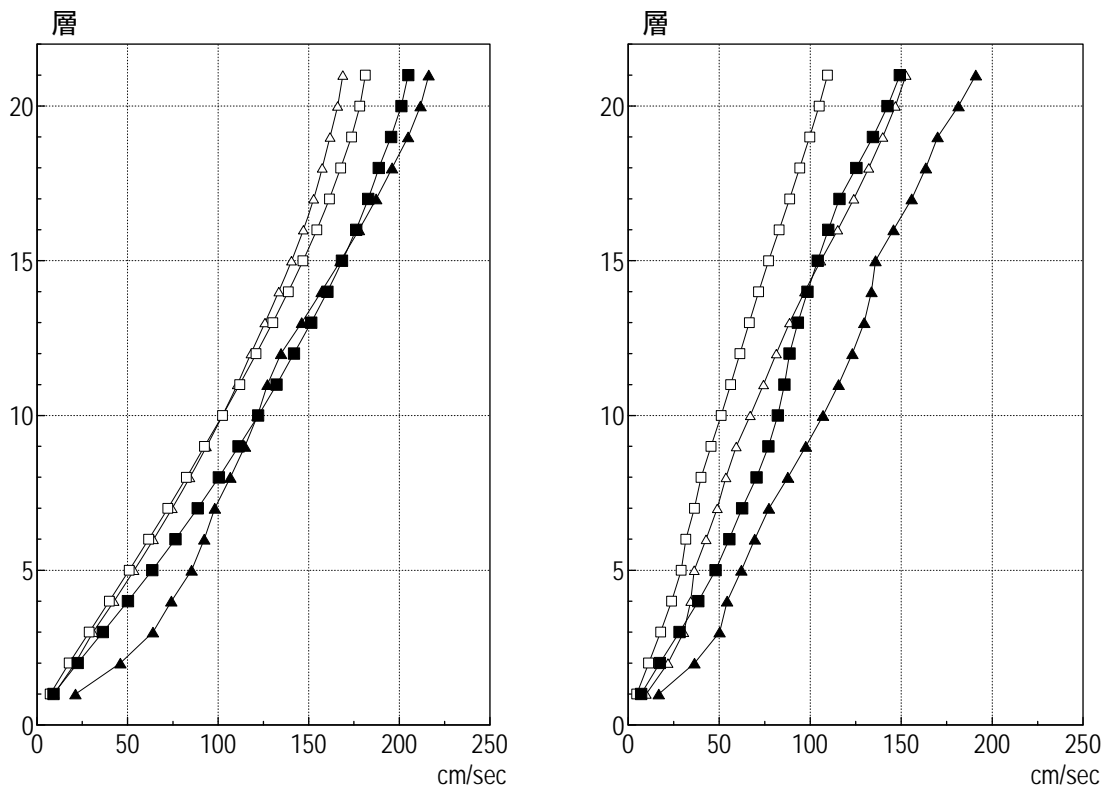


図 4. 2. 7-5 最大速度応答 (相対)

—△— 浜松 (SZO024) 平均
—□— 津島 (ACI003) 平均

—▲— 浜松 (SZO024) 平均 + σ
—■— 津島 (ACI003) 平均 + σ

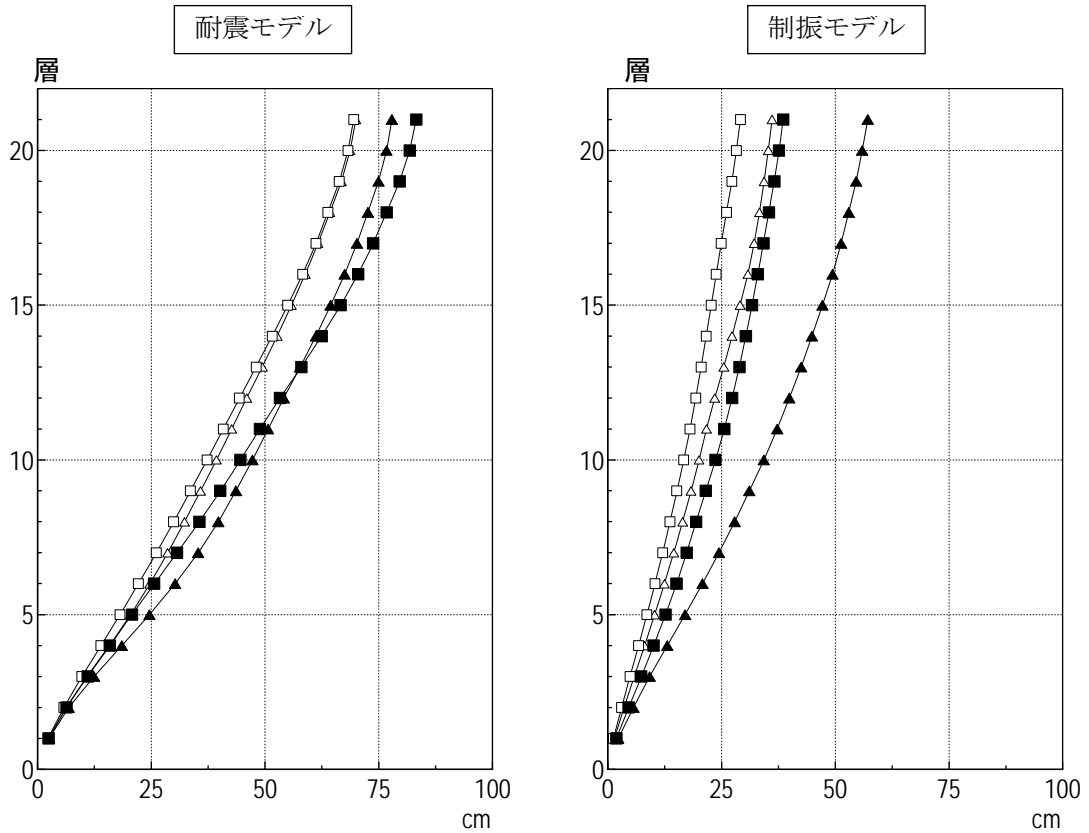


図 4. 2. 7-6 最大変形 (相対)

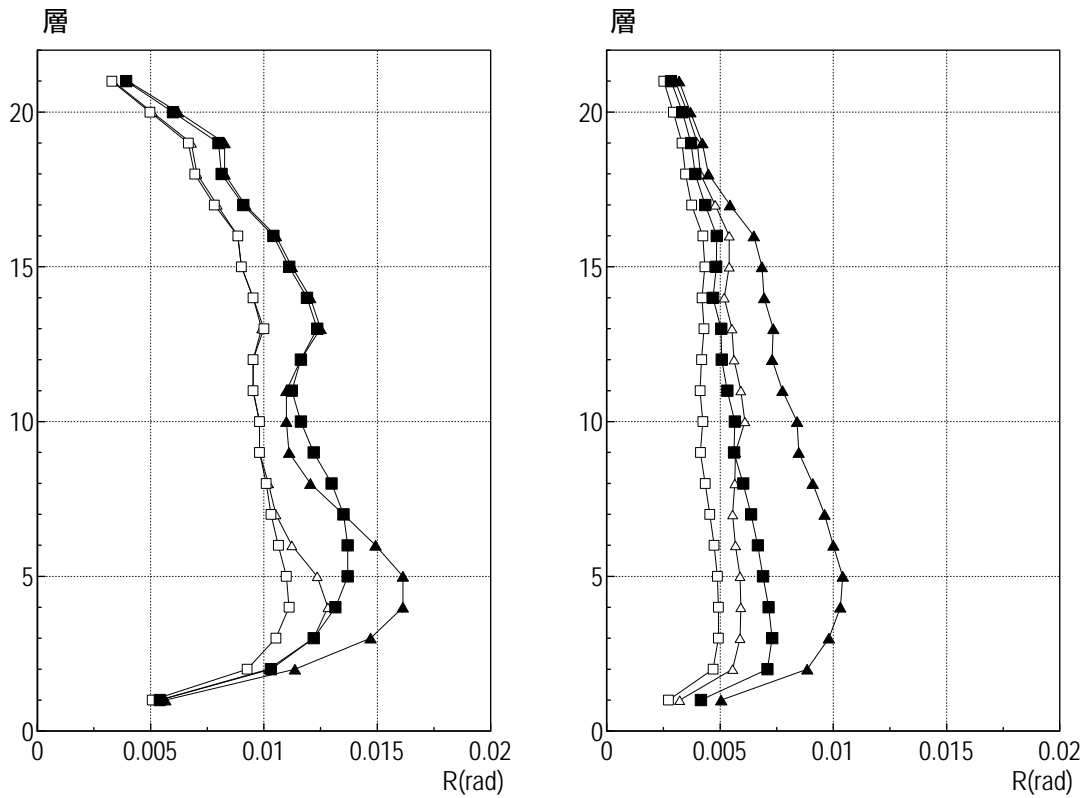


図 4. 2. 7-7 最大層間変形角

—△— 浜松 (SZO024) 平均
—□— 津島 (ACI003) 平均

—▲— 浜松 (SZO024) 平均 + σ
—■— 津島 (ACI003) 平均 + σ

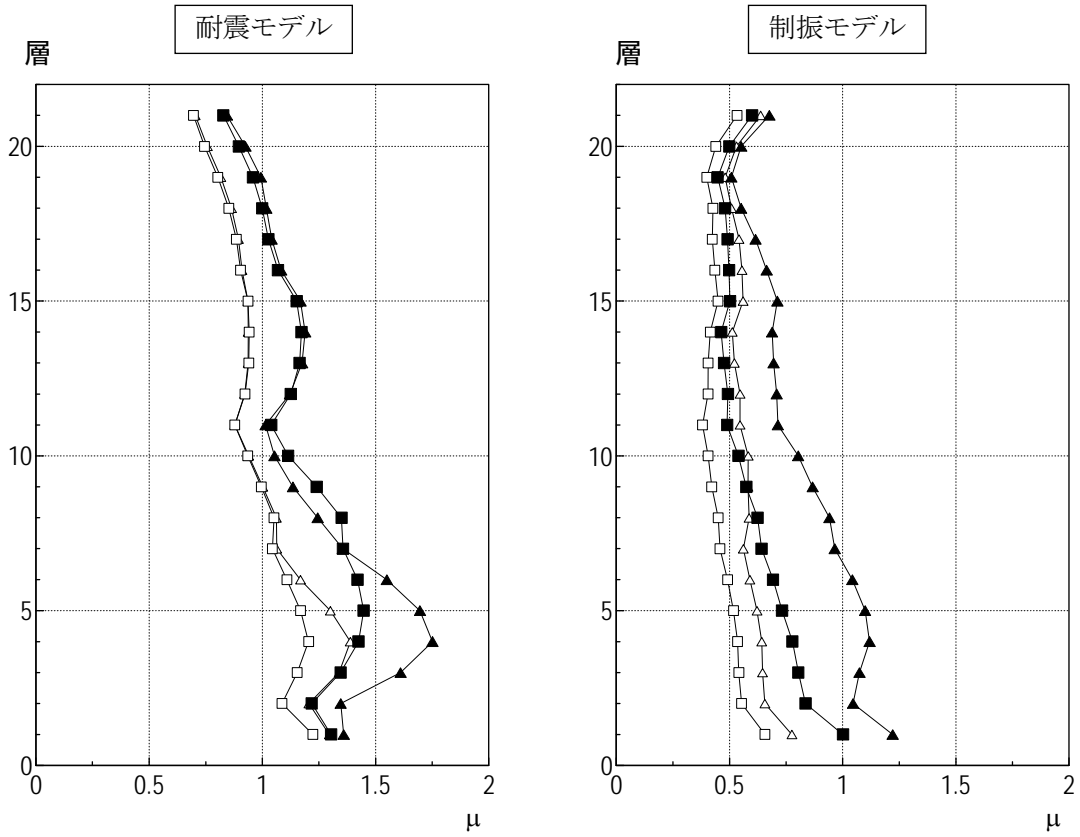


図 4.2.7-8 層の塑性率

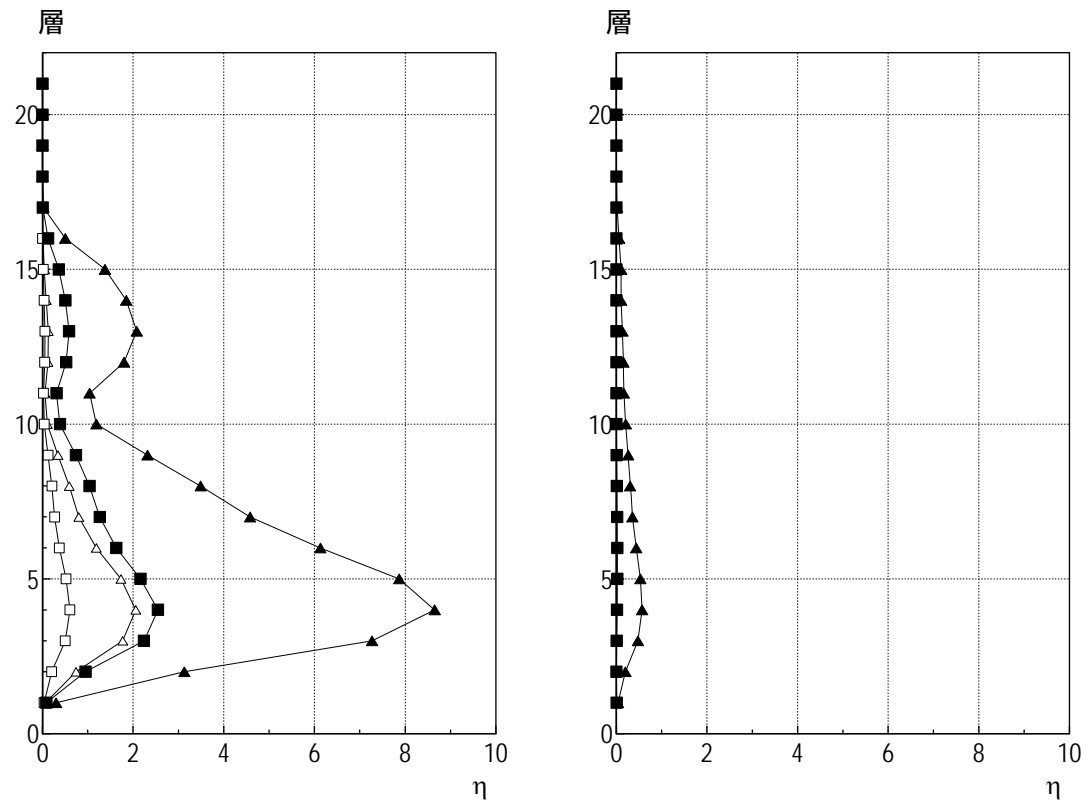


図 4.2.7-9 層の累積塑性変形倍率

建物頂部の変位の時刻歴を以下に示す。

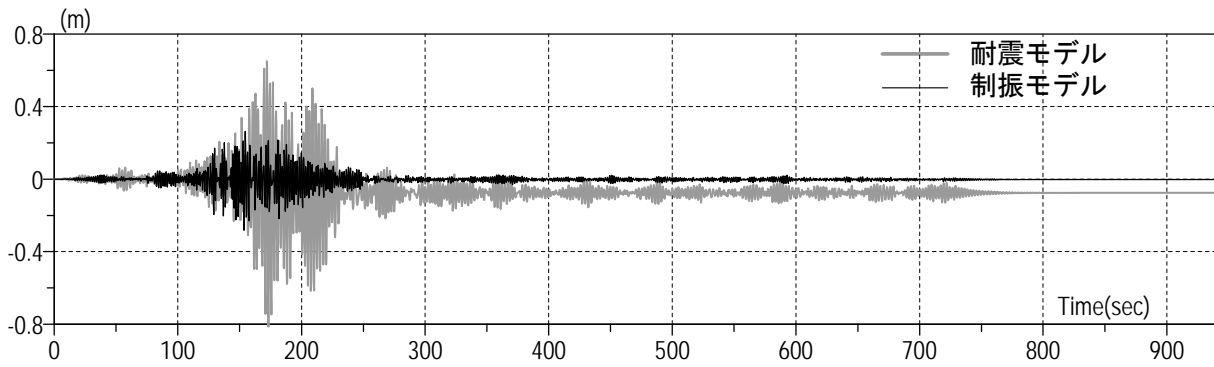


図 4. 2. 7-10 津島 (平均) 波入力時の頂部変位の時刻歴波形

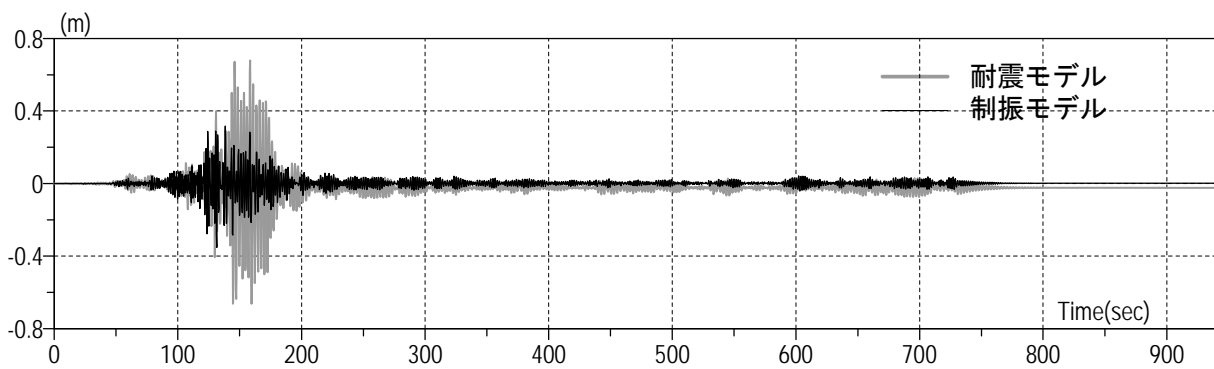


図 4. 2. 7-11 浜松 (平均) 波入力時の頂部変位の時刻歴波形

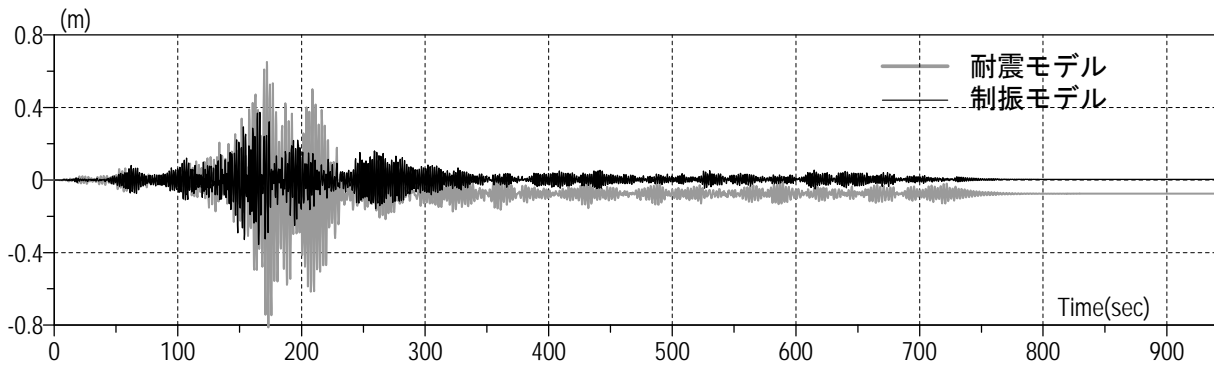


図 4. 2. 7-12 津島 (平均+ σ) 波入力時の頂部変位の時刻歴波形

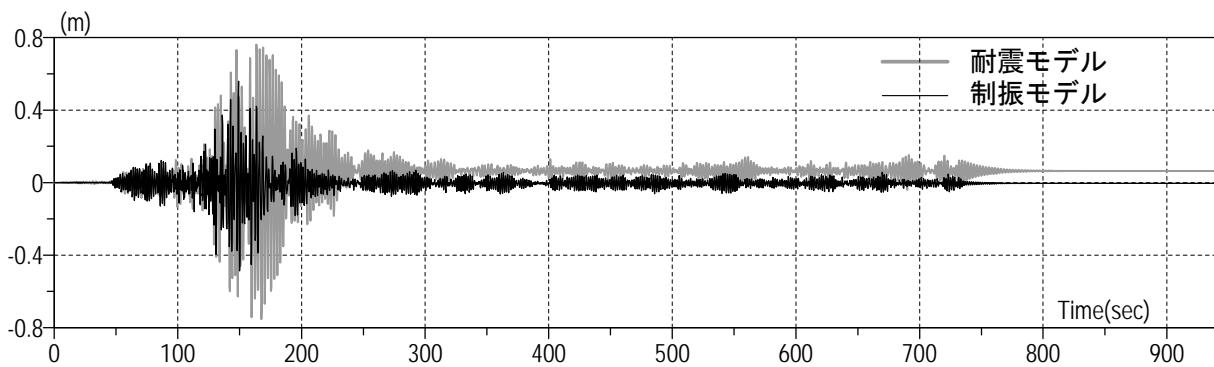


図 4. 2. 7-13 浜松 (平均+ σ) 波入力時の頂部変位の時刻歴波形

各層に所属する梁部材の最大応答値を高さ方向分布で以下に示す。

- △— 浜松 (SZO024) 平均
 - 津島 (ACI003) 平均
- ▲— 浜松 (SZO024) 平均 + σ
 - 津島 (ACI003) 平均 + σ

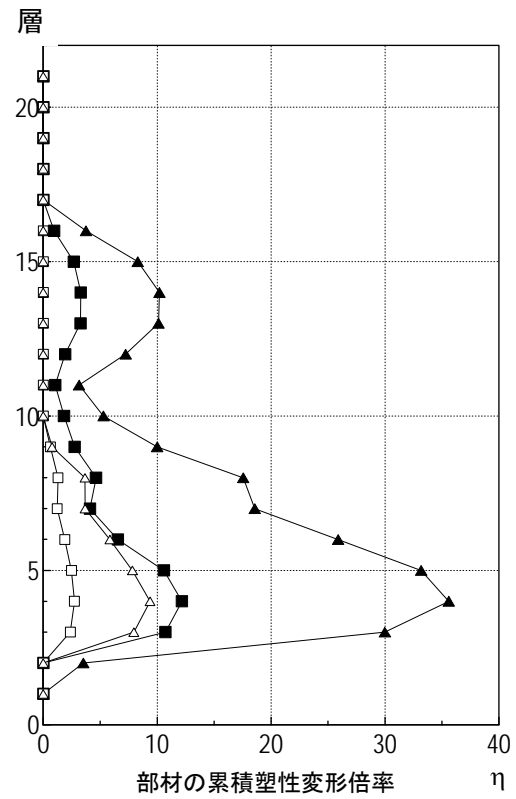
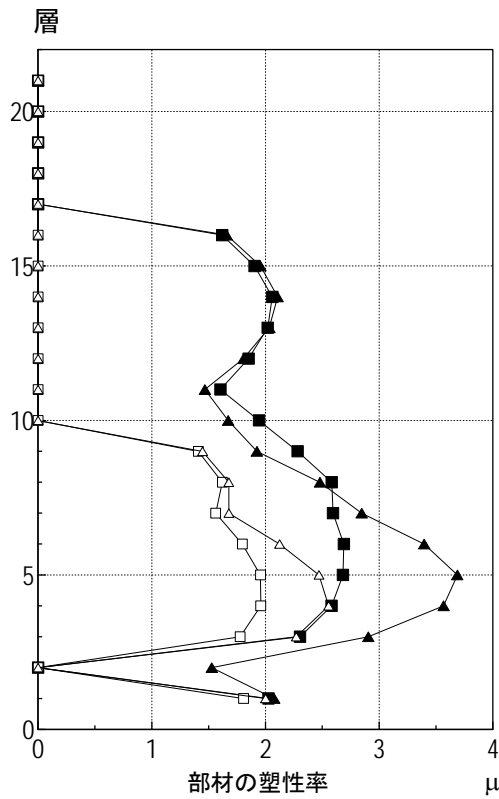


図 4. 2. 7-14 (耐震モデル)

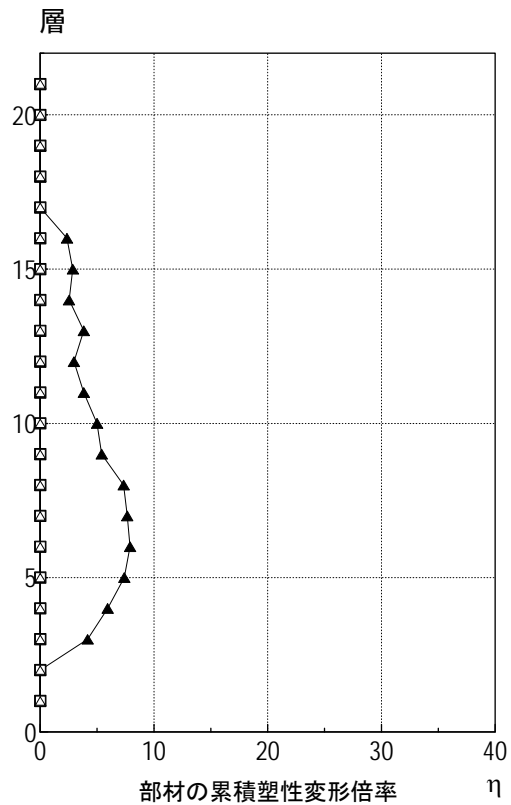
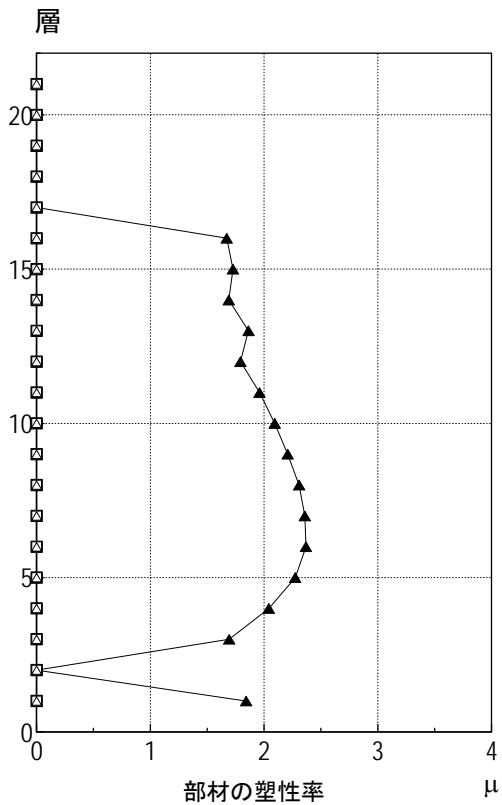


図 4. 2. 7-15 (制振モデル)

梁部材の損傷評価（第4層）を以下に示す。

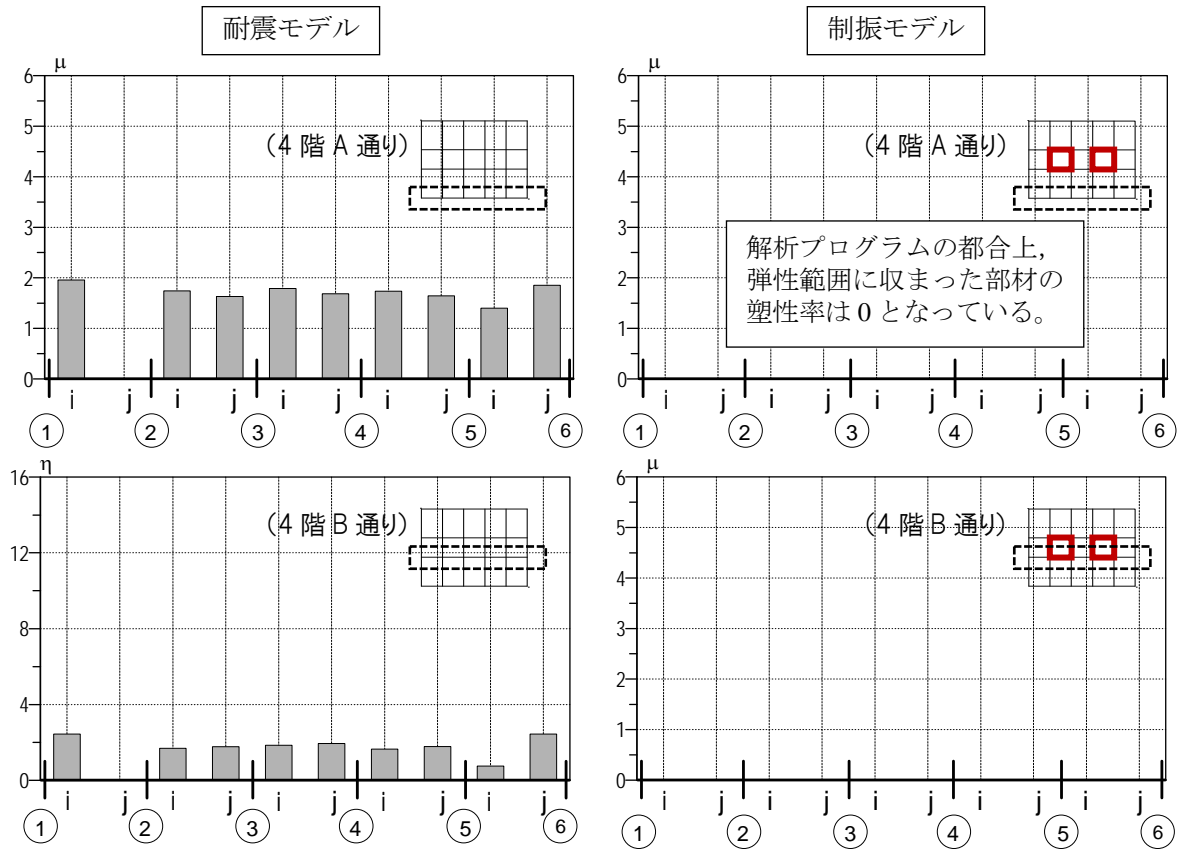


図 4.2.7-16 津島 平均波での梁端の塑性率

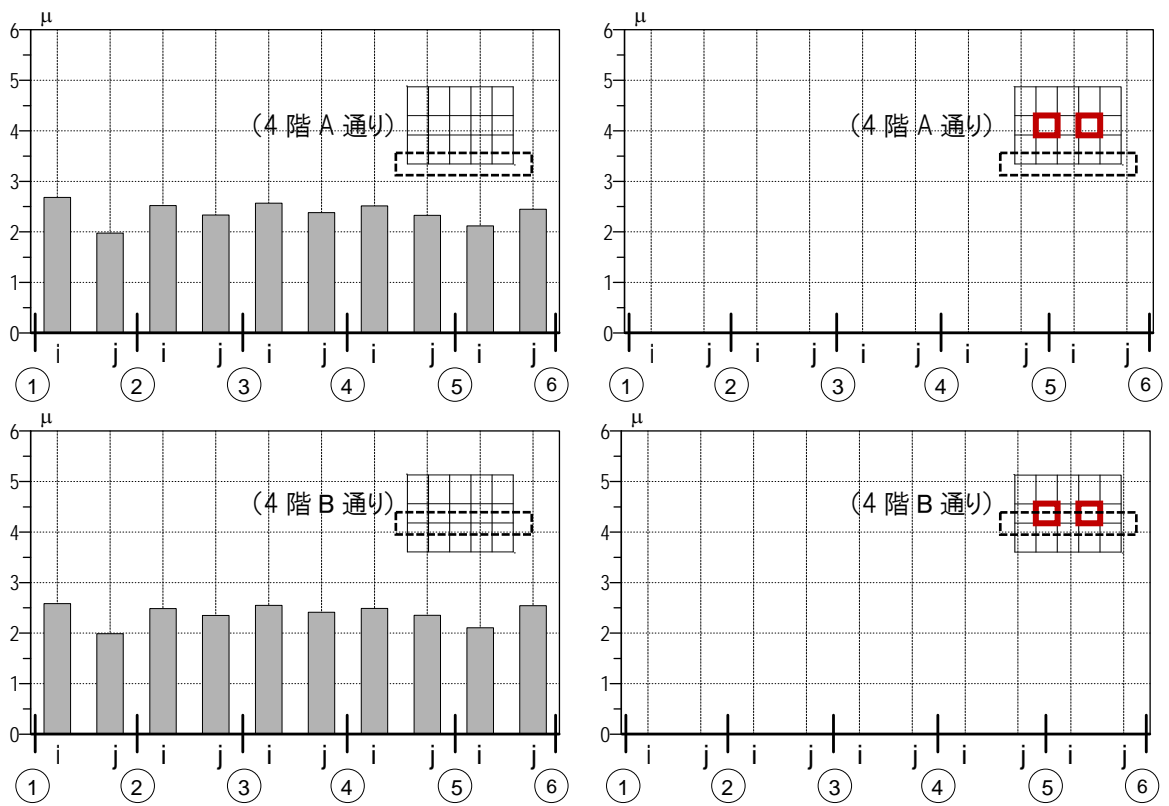


図 4.2.7-17 津島 平均+σ波での梁端の塑性率

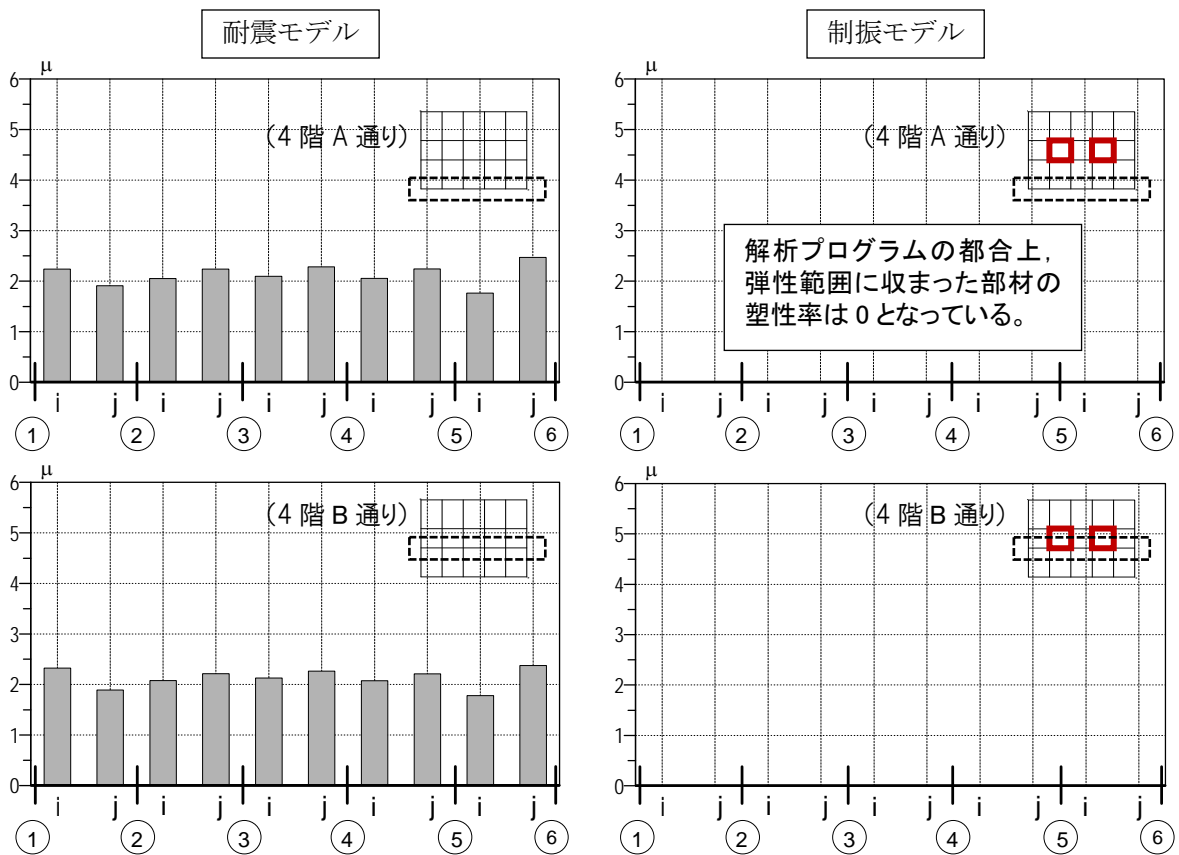


図 4. 2. 7-18 浜松 平均波での梁端の塑性率

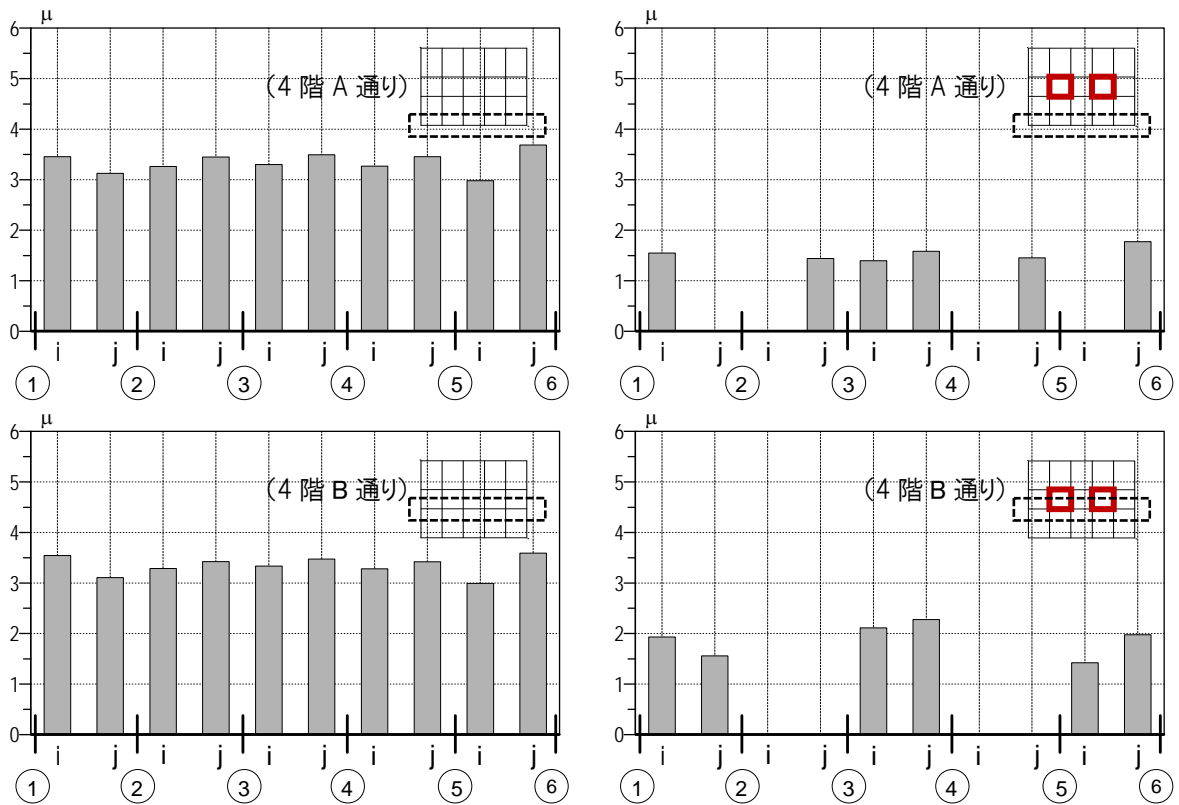


図 4. 2. 7-19 浜松 平均+σ波での梁端の塑性率

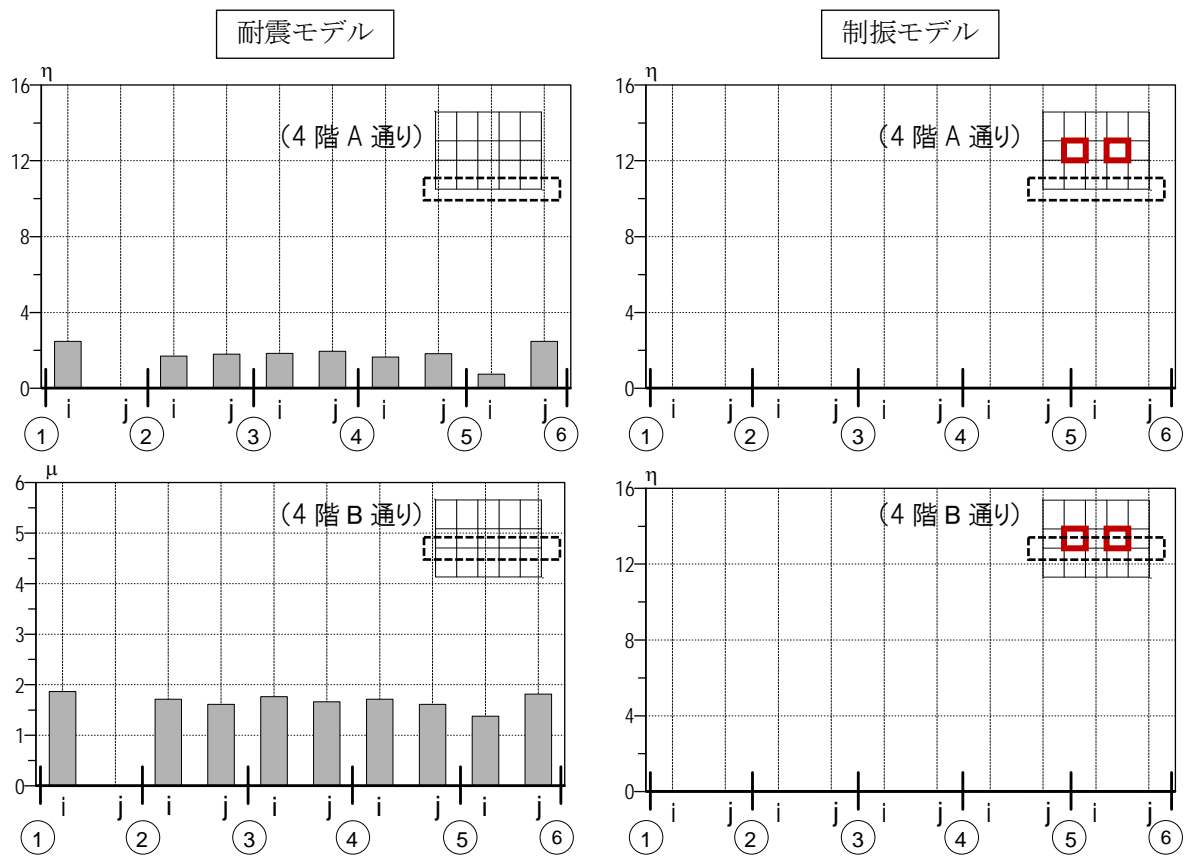


図 4. 2. 7-20 津島 平均波での梁端の累積塑性変形倍率

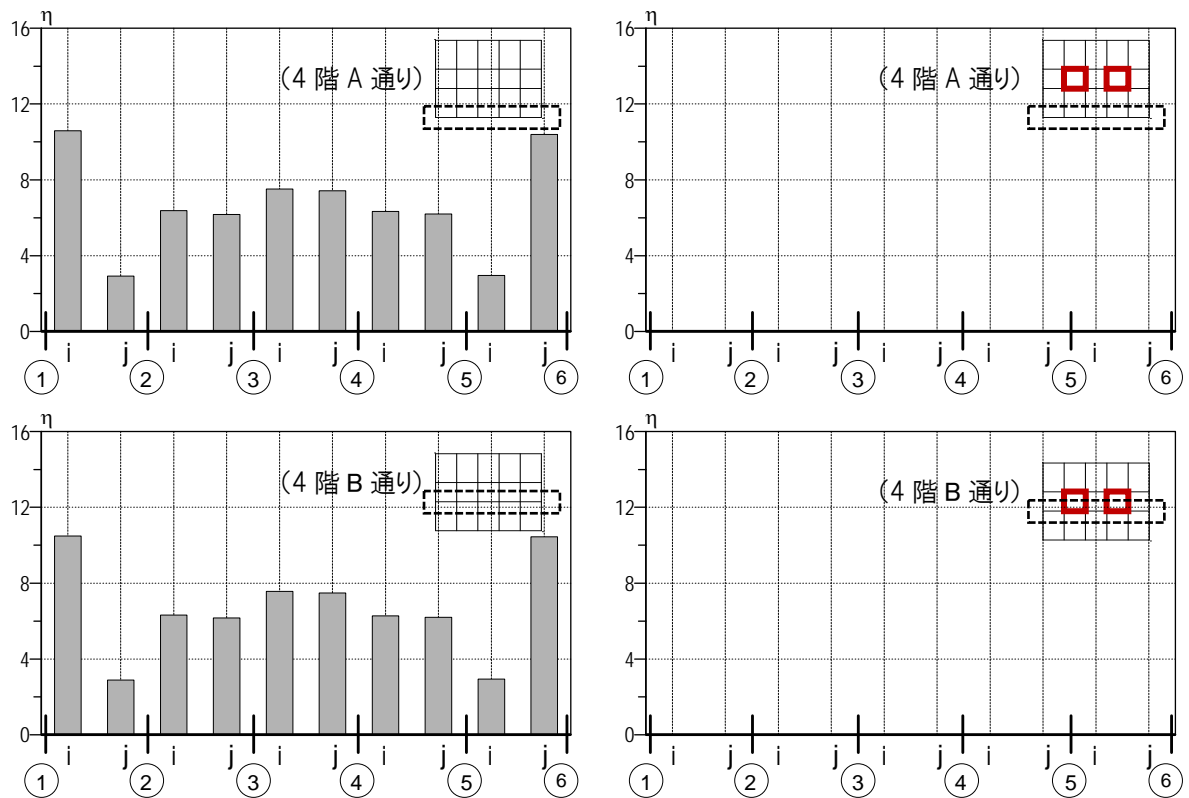


図 4. 2. 7-21 津島 平均+σ波での梁端の累積塑性変形倍率

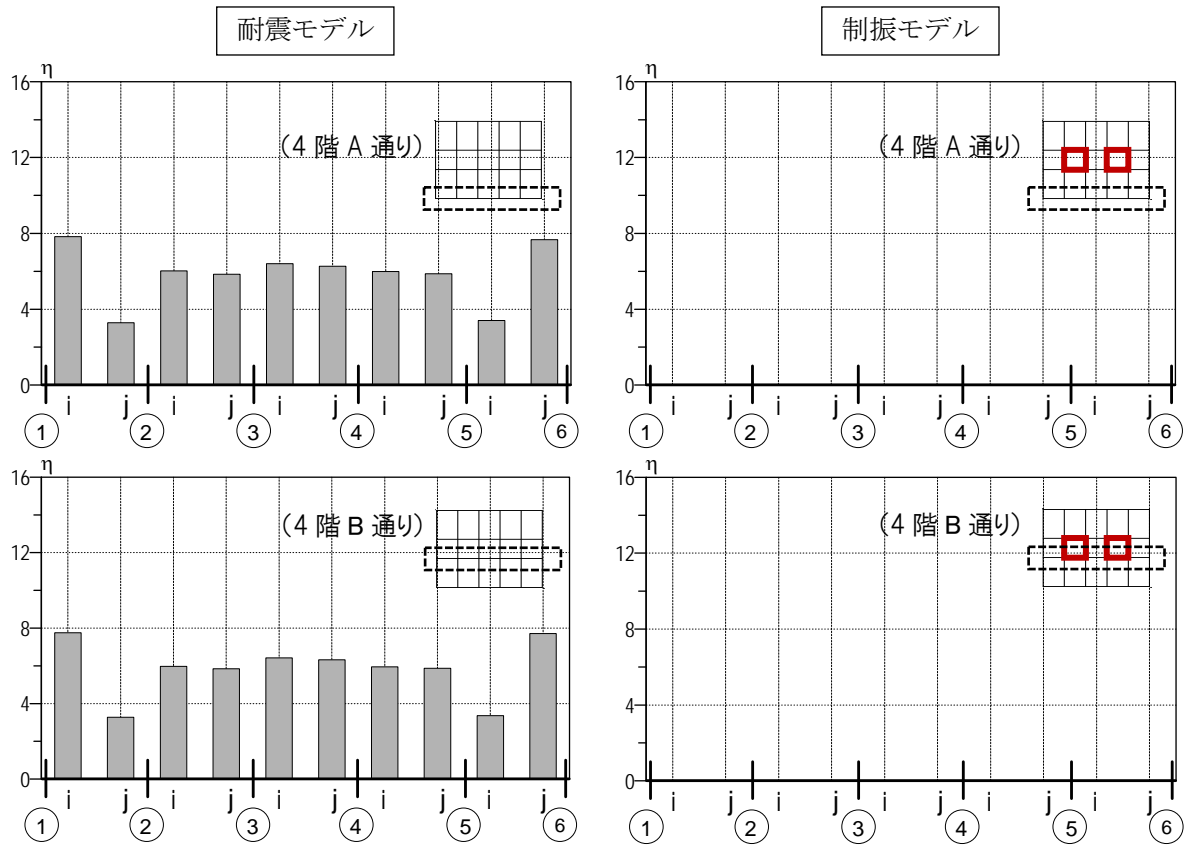


図 4. 2. 7-22 浜松平均波での梁端の累積塑性変形倍率

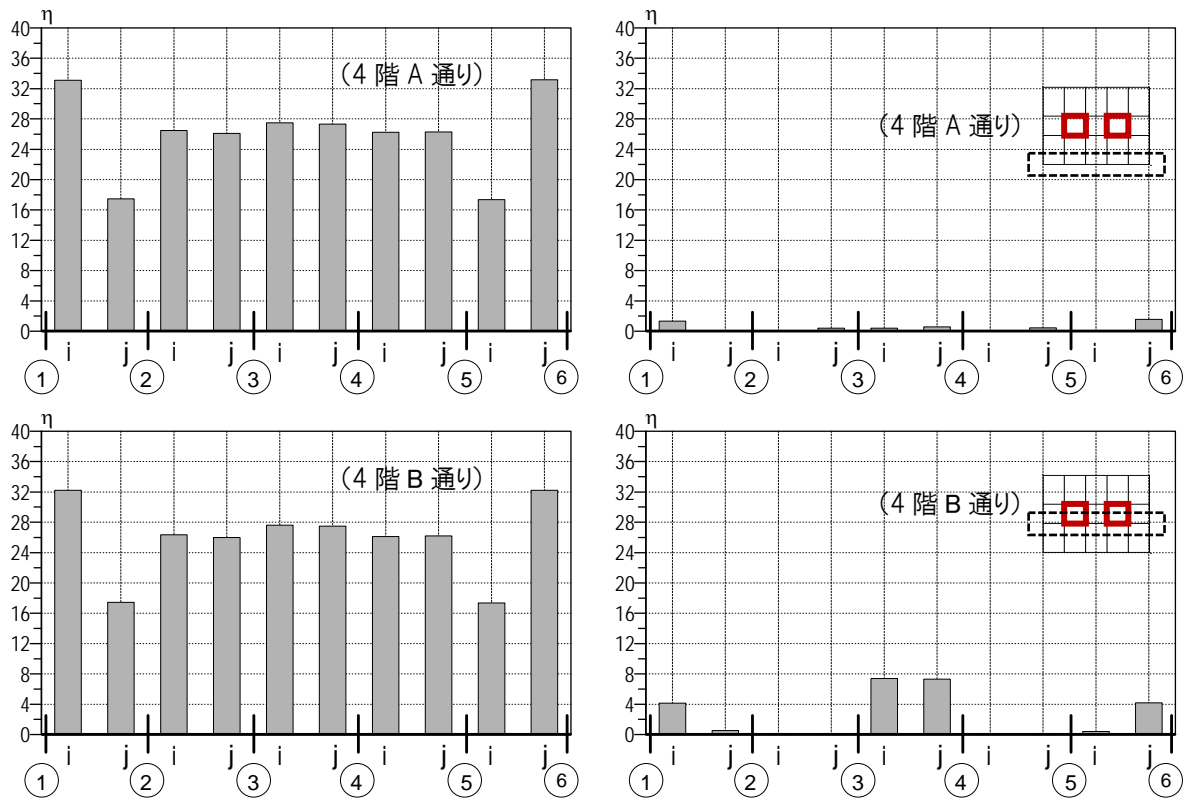


図 4. 2. 7-23 浜松 平均+σ波での梁端の累積塑性変形倍率

履歴型ダンパーの最大応答値を高さ方向分布で示す。

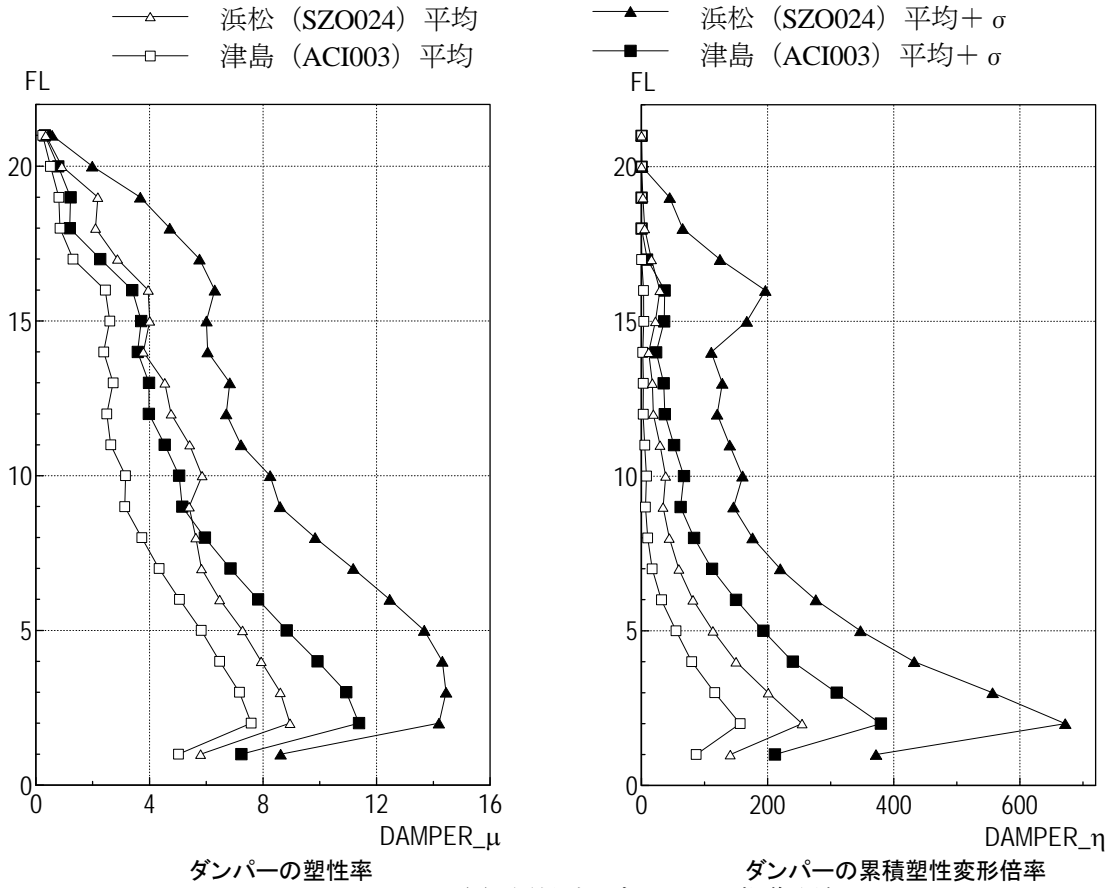


図 4. 2. 7-24 履歴型制振ダンパーの損傷評価

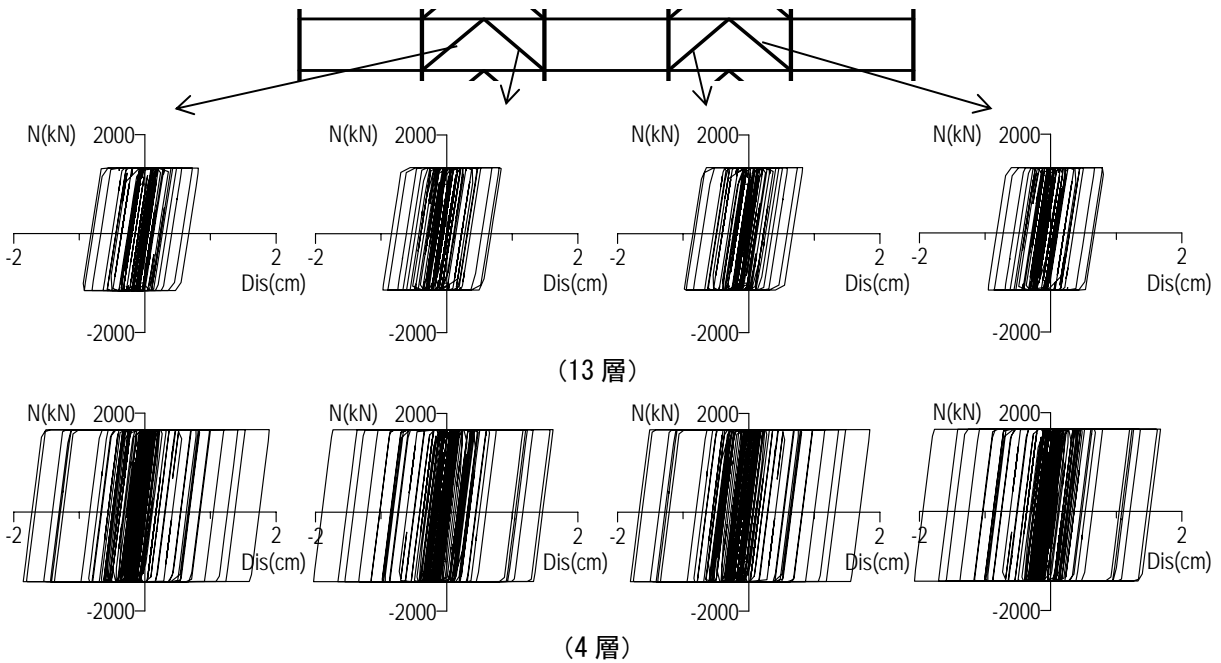


図 4. 2. 7-25 浜松平均+σ入力時の履歴型ダンパーの履歴曲線

梁部材と履歴型ダンパーに対し、塑性率と累積塑性変形倍率の関係を示す。

図から、梁部材や履歴型制ダンパーの塑性率、累積塑性変形倍率に相関性がみられる。

- △— 浜松 (SZO024) 平均
 - 津島 (ACI003) 平均
- ▲— 浜松 (SZO024) 平均+ σ
 - 津島 (ACI003) 平均+ σ

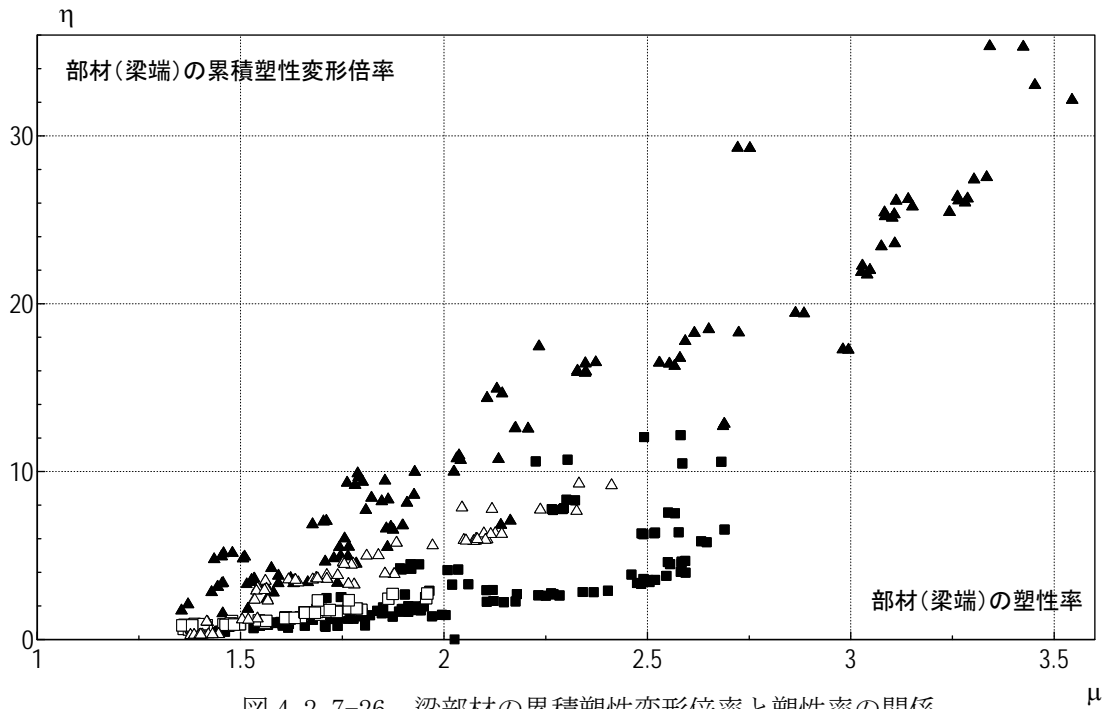


図 4. 2. 7-26 梁部材の累積塑性変形倍率と塑性率の関係

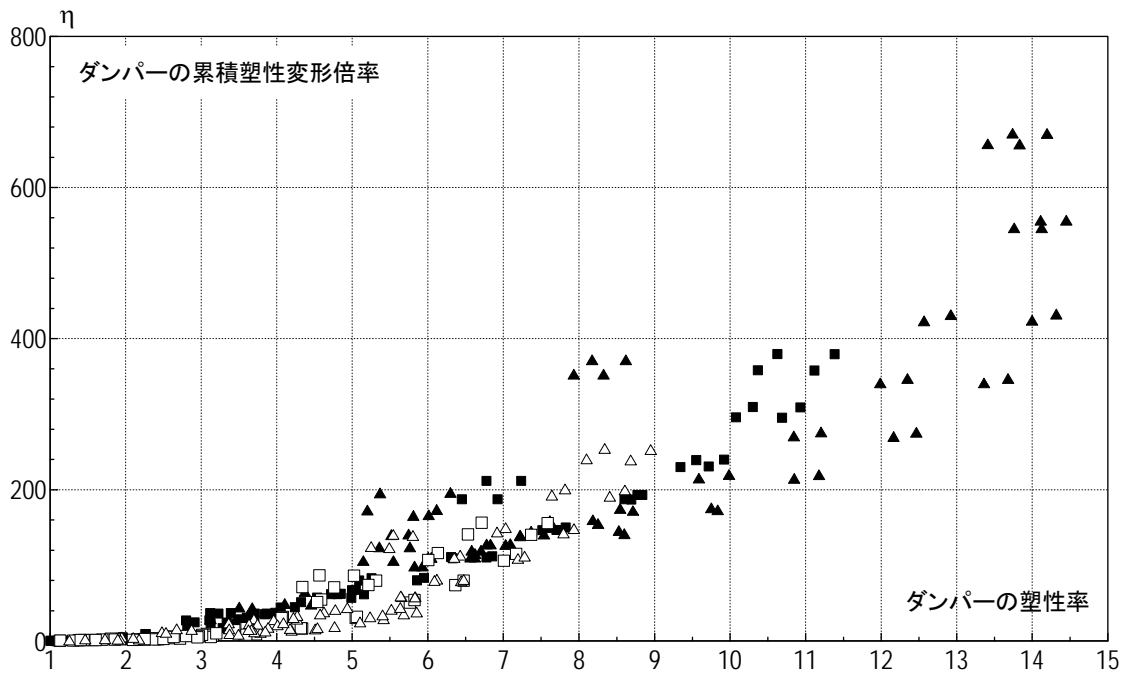


図 4. 2. 7-27 履歴型ダンパーの累積塑性変形倍率と塑性率の関係

層塑性率と部材の最大塑性率の関係と、層と部材の累積塑性変形倍率の関係を示す。

図から、層塑性率と梁部材の塑性率に相関関係を見た。

また、層の累積塑性変形倍と部材の累積塑性変形倍率が高い相関関係を示していることが分かった。

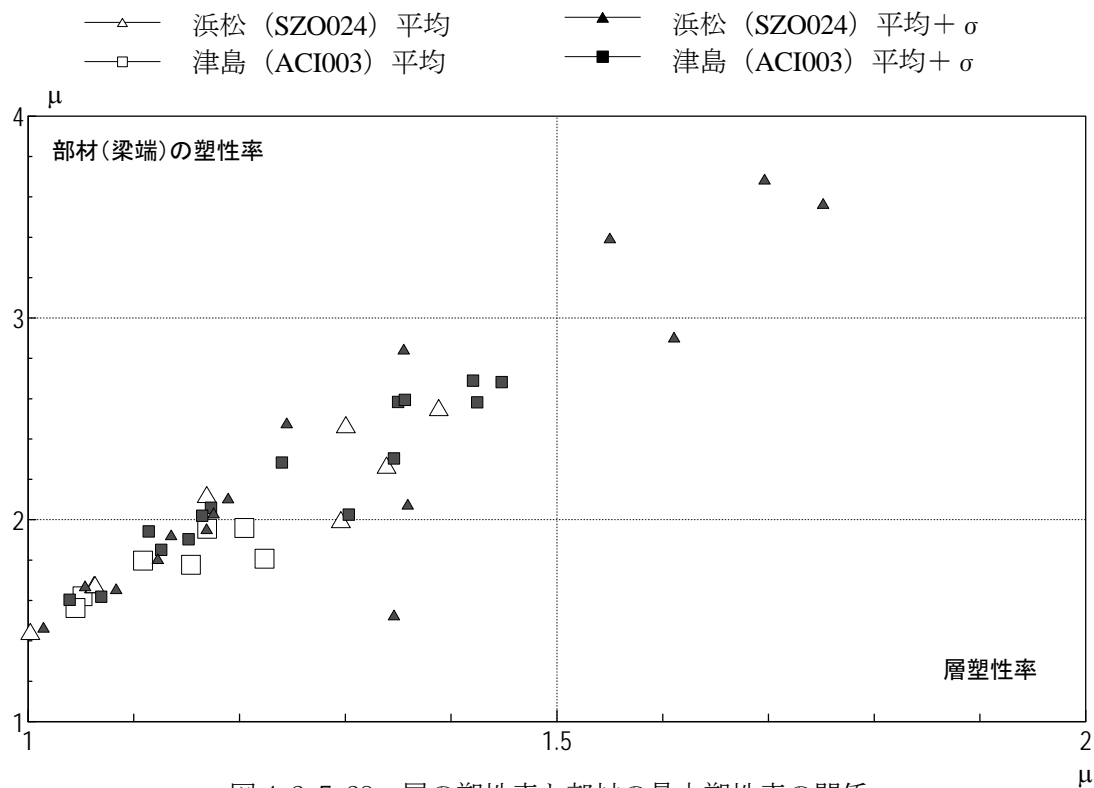


図 4. 2. 7-28 層の塑性率と部材の最大塑性率の関係

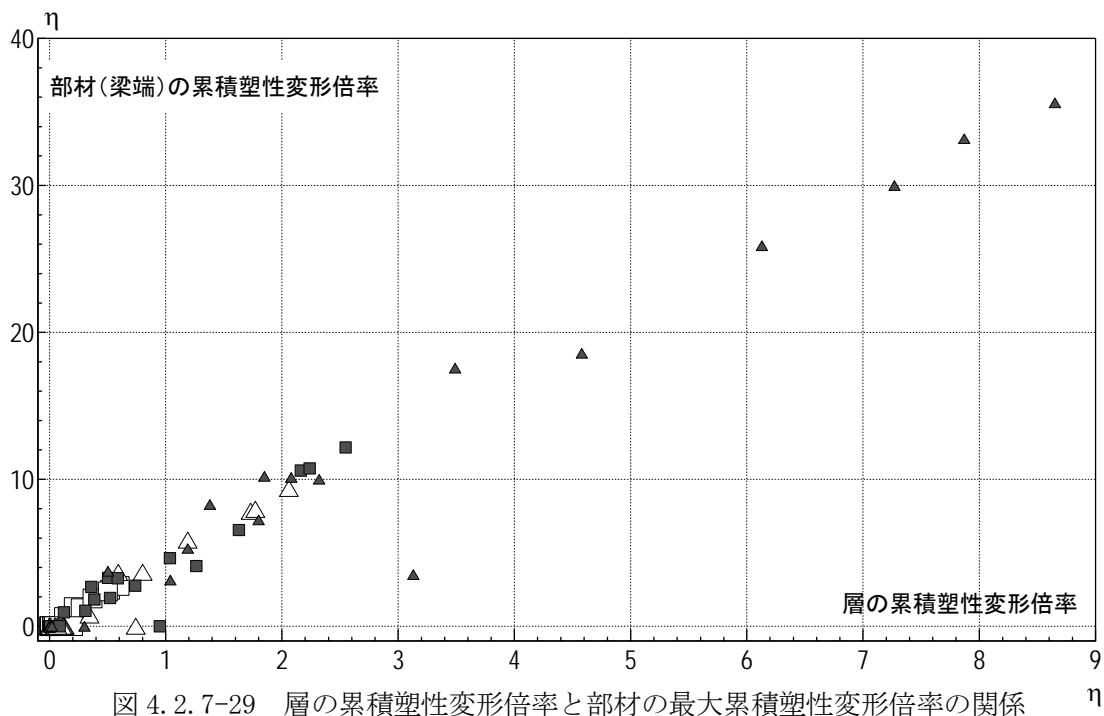


図 4. 2. 7-29 層の累積塑性変形倍率と部材の最大累積塑性変形倍率の関係

4-2-7-5 まとめ

S造 80m級の耐震・制振モデルを用いた、部材レベル応答解析の結果を以下に要約する。

層応答と部材応答の関係

- ・部材レベルで損傷評価を行った結果、梁部材や履歴型制振ダンパーの塑性率と累積塑性変形倍率の値に相関関係があった。
 - 梁部材では、累世塑性変形倍率が塑性率の1～10倍の値となり、津島では1～3倍程度、浜松では、3～10倍程度と、地点ごとの傾向も見られた。
 - 履歴型ダンパーでは、地点ごとの傾向はあまり見られず、累積塑性変形倍率が、塑性率の10～30倍の関係にあった。
- ・層の塑性率と、該当層に所属する梁部材の最大塑性率の関係にも相関がみられ、部材の最大塑性率は、層の塑性率の約2倍程度の値となった。
- ・層の累積塑性変形倍率と該当層に所属する梁部材の最大累積塑性変形倍率の関係は、明確な相関関係を示し、部材の最大累積塑性変形倍率が、層の累積塑性変形倍率の約4倍前後の値をとることが分かった。

制振効果

- ・耐震モデルでは、浜松平均+ σ 波で層間変形角 $R=1/62$ の大きな変形となり、設計クライテリア $R=1/100$ を満足していないが、履歴型制振ダンパーを付与した制振モデルとすることで、概ね $R=1/100$ 程度に収めることが出来た。
- ・制振モデルは、浜松平均波、津島平均波、津島平均+ σ 波に対して主架構を弾性に保つことが出来た。浜松平均+ σ 波に対しては、境界梁など一部の梁が塑性化したものの、長周期地震動で問題となる累積損傷の観点から評価すれば、耐震モデルに比べて大幅に損傷を低減できており、制振補強が有効であることを確認した。
- ・頂部変形の時刻歴を見ると、耐震モデルが大変形を繰り返しているのに対して、制振モデルの応答は、揺れが増幅せず、早期に減衰していることが確認できた。このことから、制振補強によって構造体や室内空間の被害を低減できるといえる。
- ・また、耐震モデルの残留変形が7.5～2.3cmであったのに対し、制振モデルでは、0.4～0.19cmと小さく、耐震モデルの1/10程度になる。

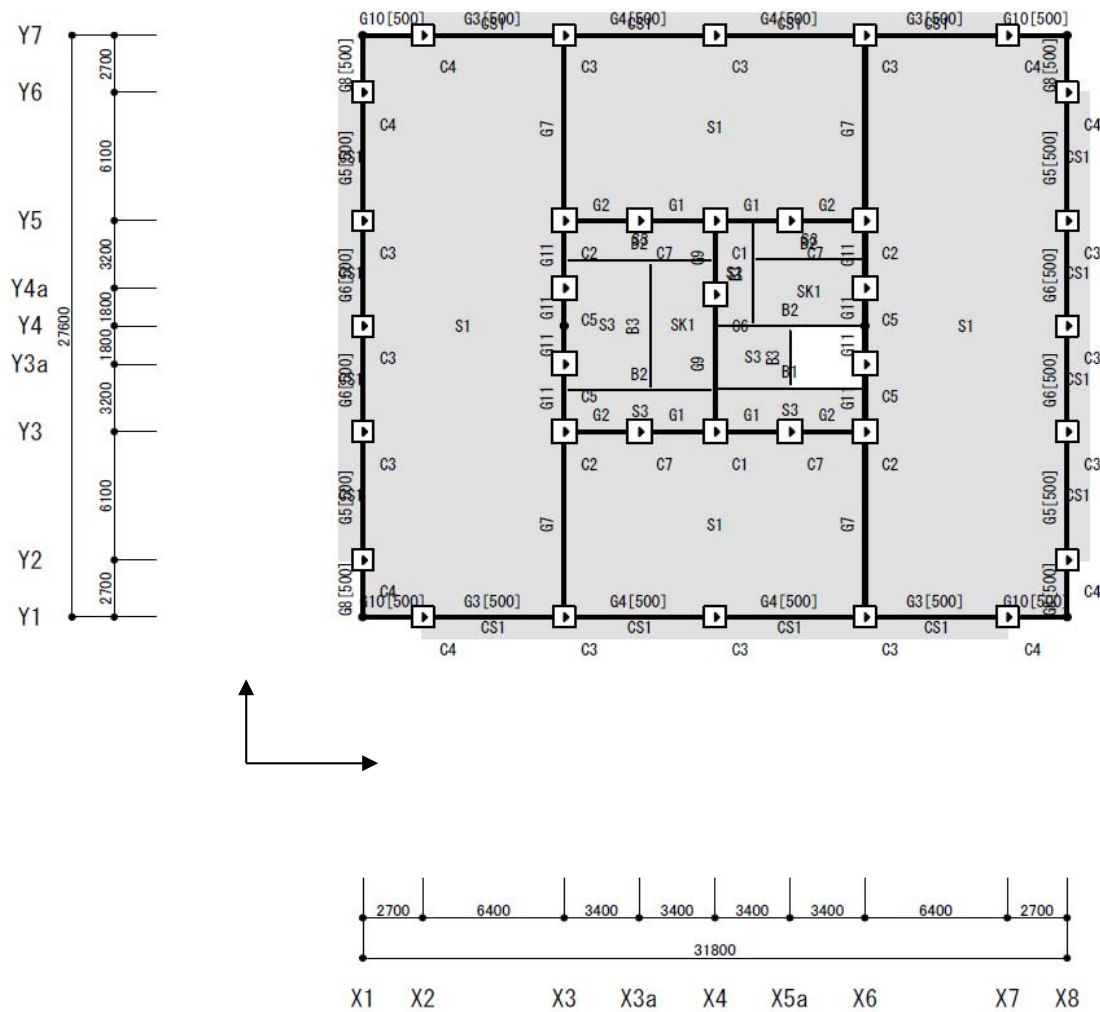


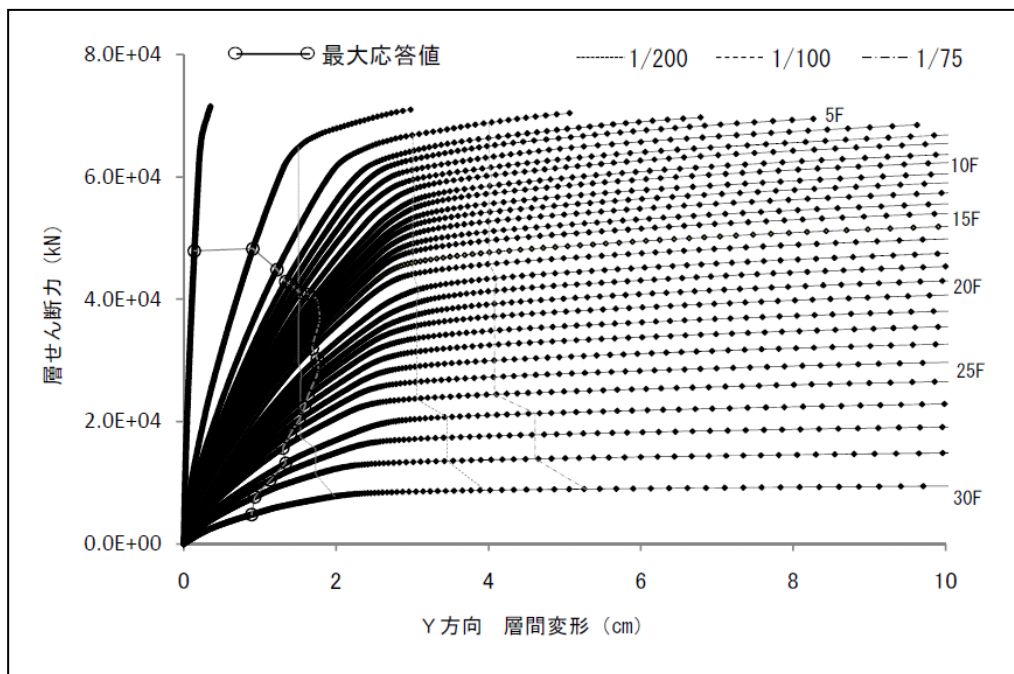
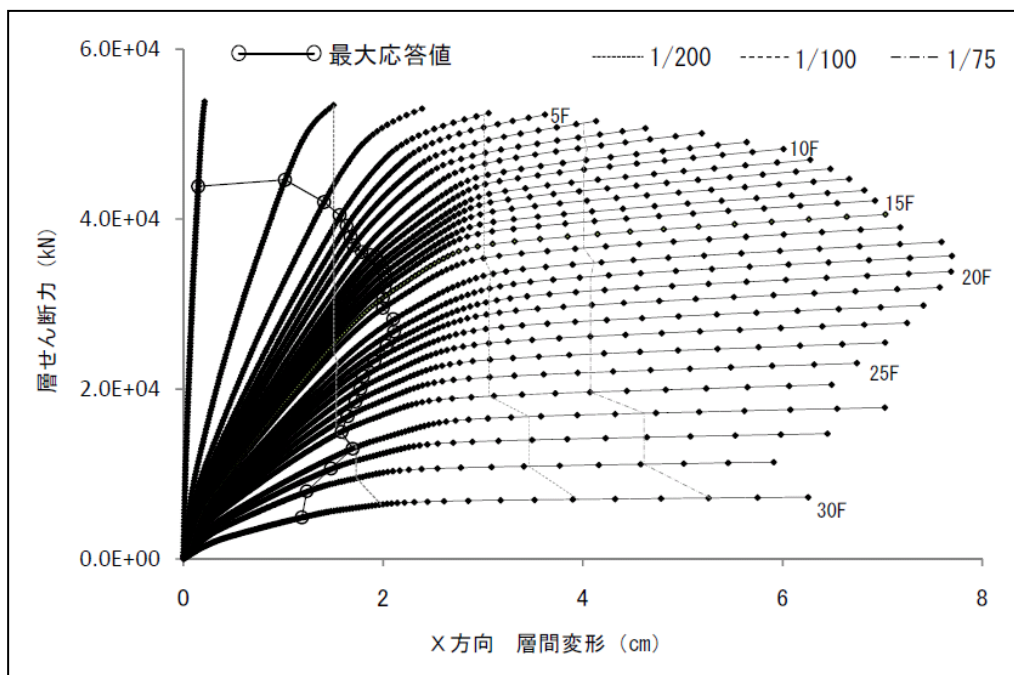
図 4. 3. 1-1 基準階架構平面図

使用材料と代表断面

コンクリート	Fc30～Fc60
鉄筋	主筋 SD345～SD685 せん断補強筋 SD390、SPR785
柱代表断面	1000x1000
梁代表断面	900x650

4-3-1-3 静的漸増载荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係（層間変位・層せん断力の関係）



荷重変形関係

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/ 75 時点）

層せん断力係数

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）		Y 方向（短手方向）	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
30F	12,354	6,738	0.545	8,422	0.682
20F	134,945	31,402	0.233	39,252	0.291
10F	259,111	44,801	0.173	56,001	0.216
1F	373,403	49,999	0.134	62,500	0.167

4-3-1-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均	177.8	30.98	1/231	0.78	—	0.392
	津島平均	197.3	33.03	1/215	0.82	—	0.326
	浜松平均	302.9	47.32	1/151	1.19	—	0.602
	新宿平均	84.0	10.19	1/649	0.24	—	0.315
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均	199.5	28.65	1/247	0.89	—	0.429
	津島平均	241.8	32.28	1/221	0.95	—	0.358
	浜松平均	317.1	43.76	1/159	1.69	—	0.465
	新宿平均	76.7	8.36	1/745	0.31	—	0.221

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均+σ	275.4	56.53	1/121	1.65	—	0.050
	津島平均+σ	393.0	55.48	1/115	1.74	—	1.826
	浜松平均+σ	535.5	77.23	1/79	2.93	—	4.154
	新宿平均+σ	108.7	19.80	1/347	0.48	—	0.289
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均+σ	294.2	50.02	1/142	2.24	—	1.027
	津島平均+σ	380.6	49.14	1/136	2.36	—	1.369
	浜松平均+σ	513.2	75.80	1/89	5.07	—	1.731
	新宿平均+σ	141.9	17.51	1/386	0.55	—	0.640

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

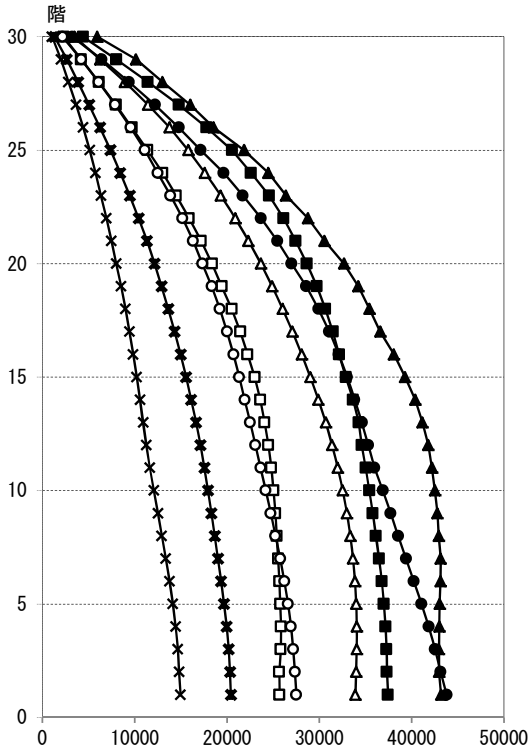
注 2) 塑性率の定義：部材レベルの材端曲げ塑性率を採用し、第二折れ点（曲げ降伏時材端回転角）からの変形増大倍率（ δ_{max}/δ_y ）とする

(1)～(8)の事項について示す。

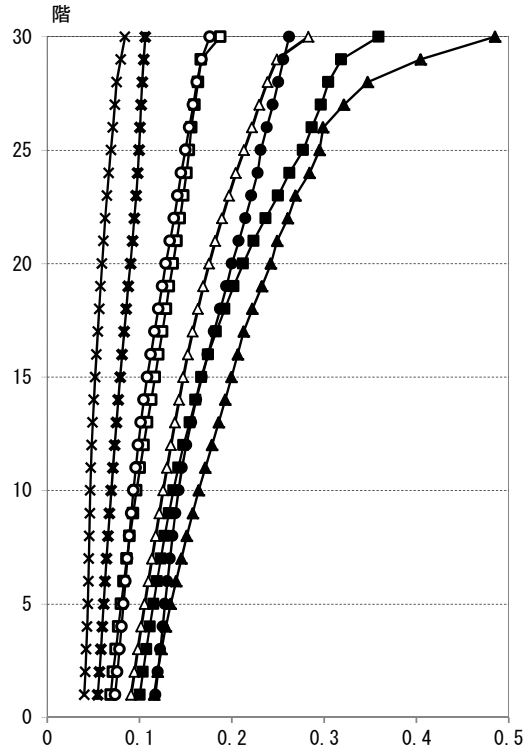
- (1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- (2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- (3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- (4) 層の最大応答部材（梁）塑性率の高さ方向の分布
- (5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- (6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- (7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- (8) 最大応答水平変位の高さ方向分布

R C 90m級モデルでは、平均波に対する最大層間変形角は設計クライテリアである $1/100$ を満足する結果となっている。平均+ σ 波では、浜松平均+ σ に対する最大層間変形角が $1/79$ に達するが、それ以外の地震動に対して $1/100$ を満足している。また、梁部材端塑性率でも浜松平均+ σ ではY方向で5.07に達し、部材端塑性率のクライテリアである4.0を超える応答を示した。

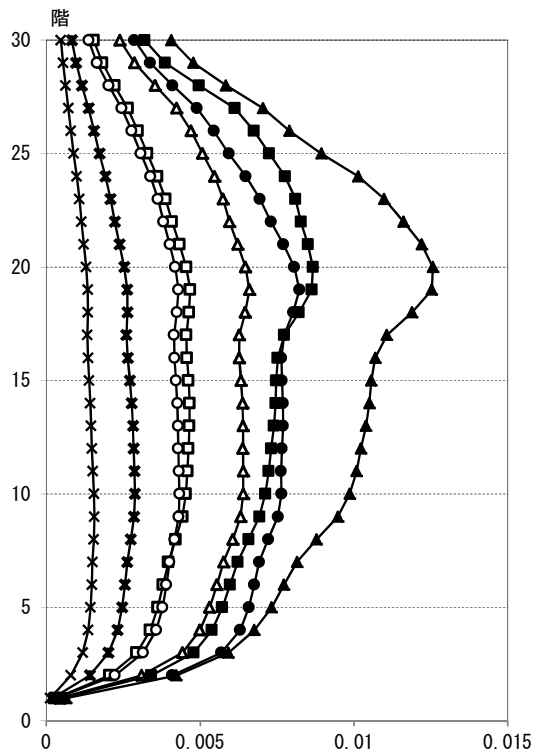
平均波と平均+ σ 波の比較では、平均+ σ 波に対する応答値が、層間変形角で概ね1.5～2倍程度に達し、梁部材端塑性率で概ね2～3倍程度に進展している。



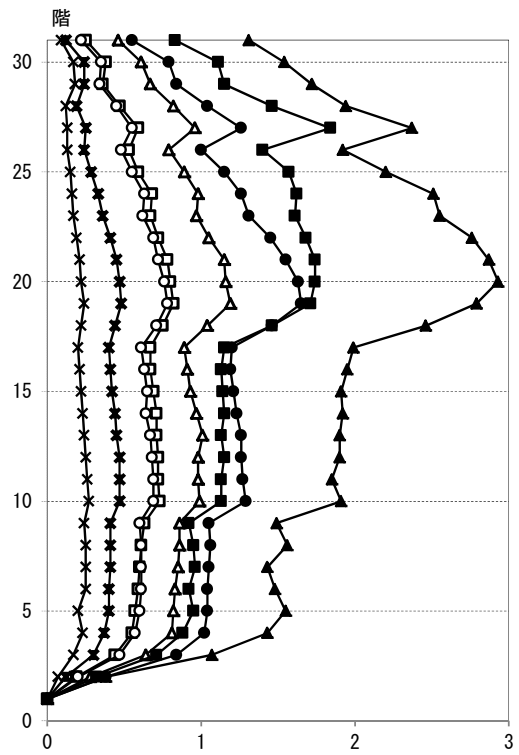
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数

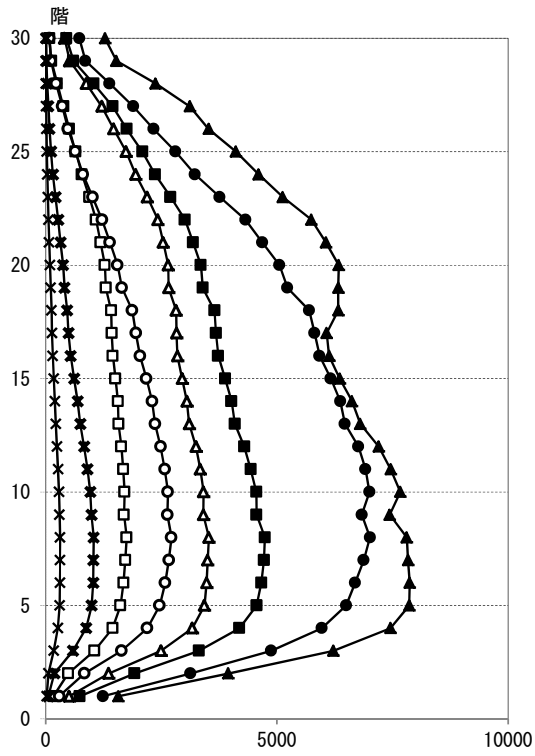
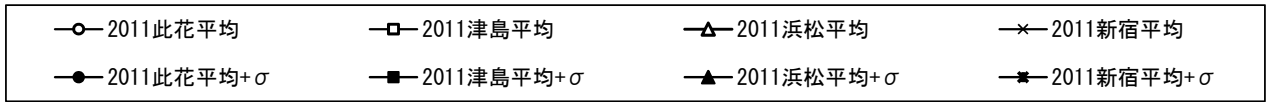


最大応答層間変形角 (rad)

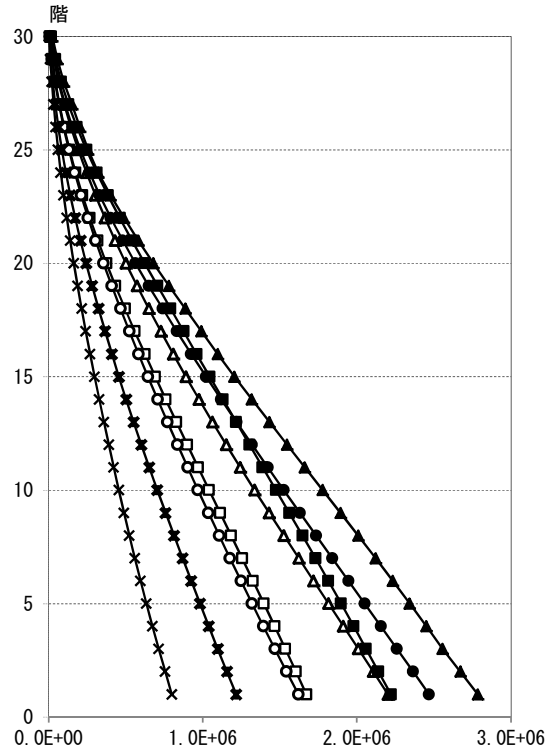


最大応答部材塑性率 (梁)

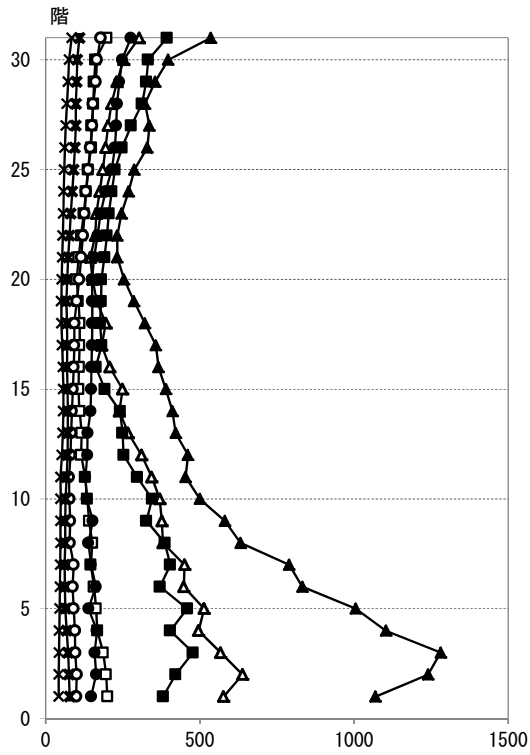
図 4.3.1-5 X方向最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】



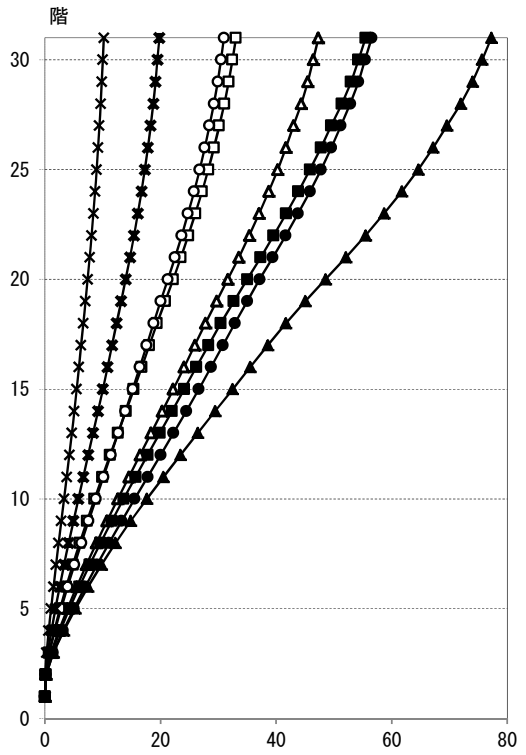
層累積塑性歪エネルギー (kN·m)



最大応答転倒モーメント (kN·m)

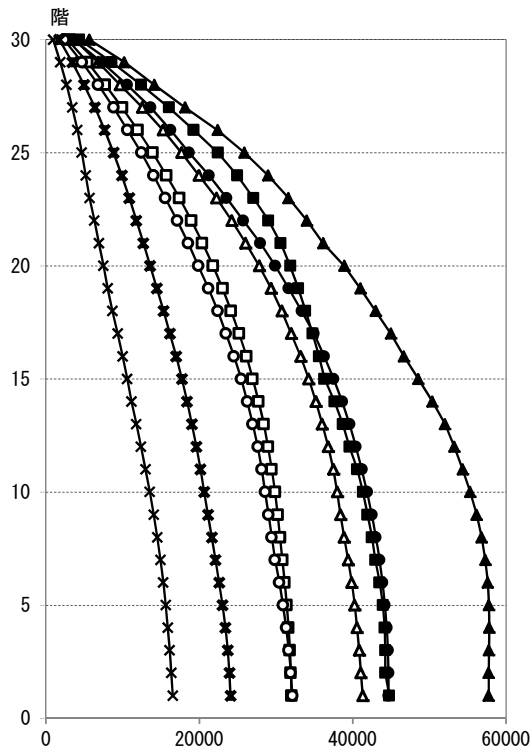
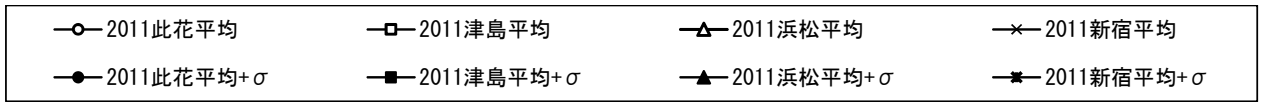


最大応答加速度 (cm/s/s)

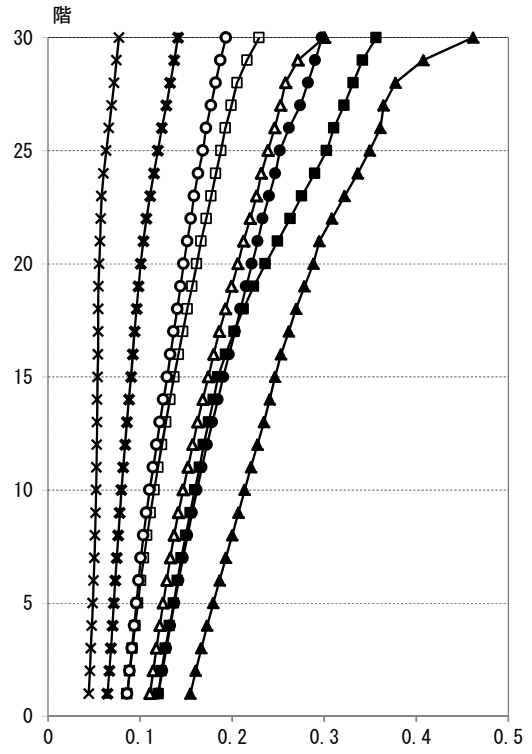


最大応答水平変位 (cm)

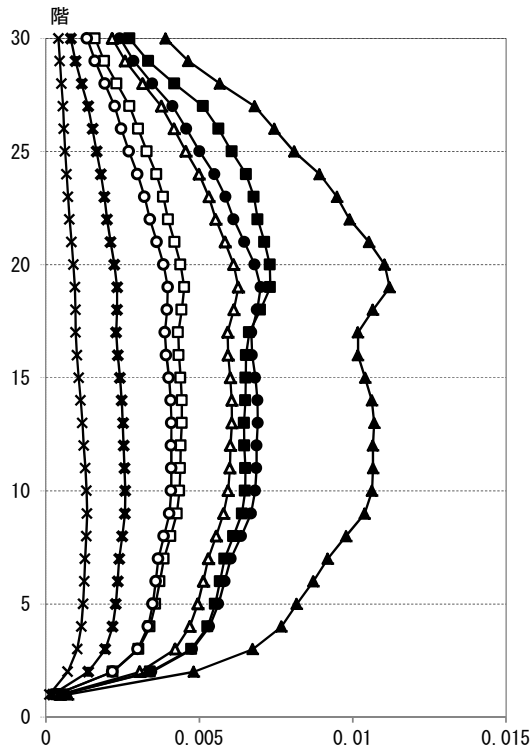
図 4.3.1-6 X方向最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】



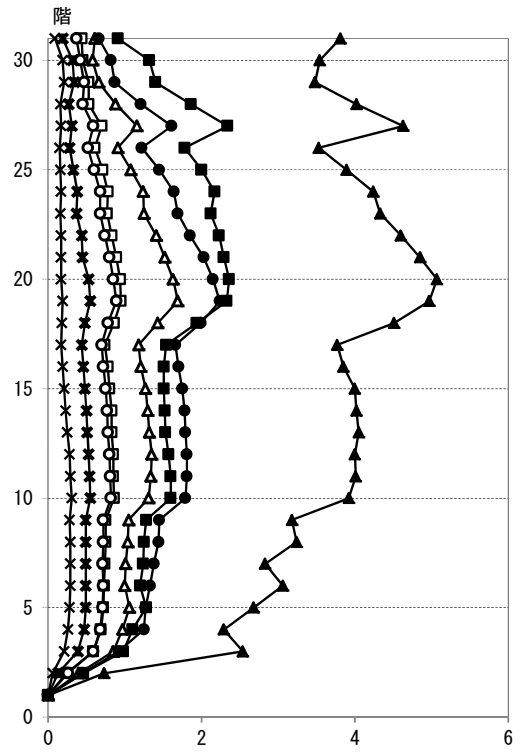
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数

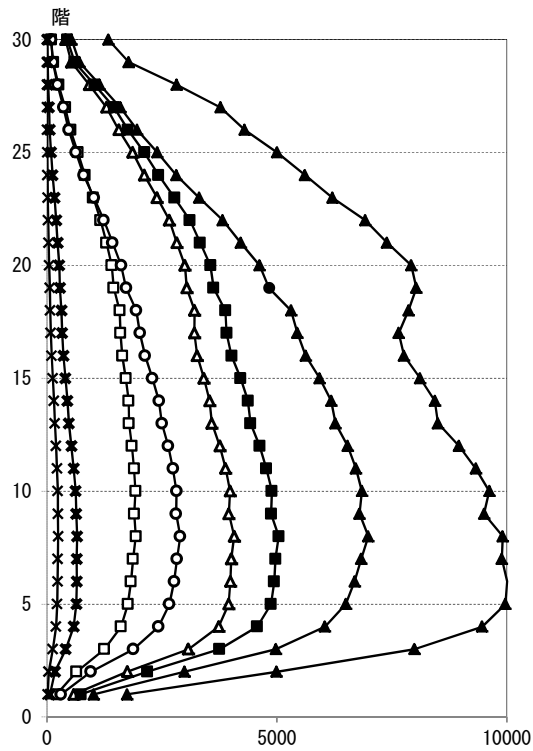


最大応答層間変形角 (rad)

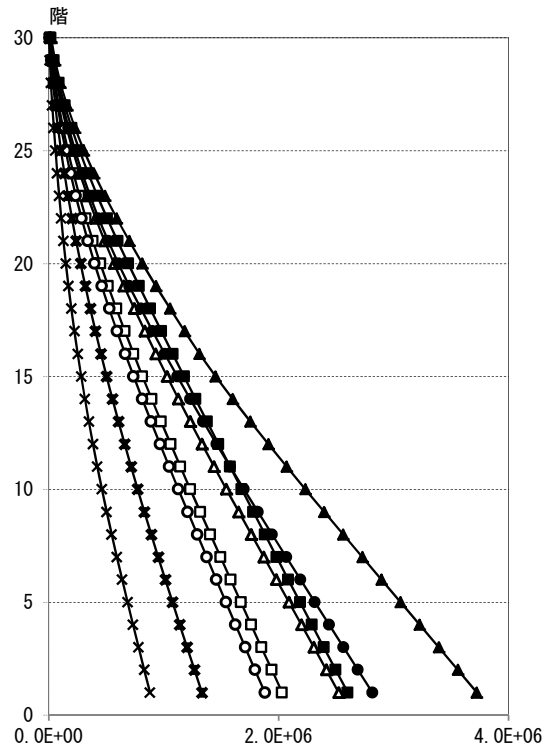


最大応答部材塑性率 (梁)

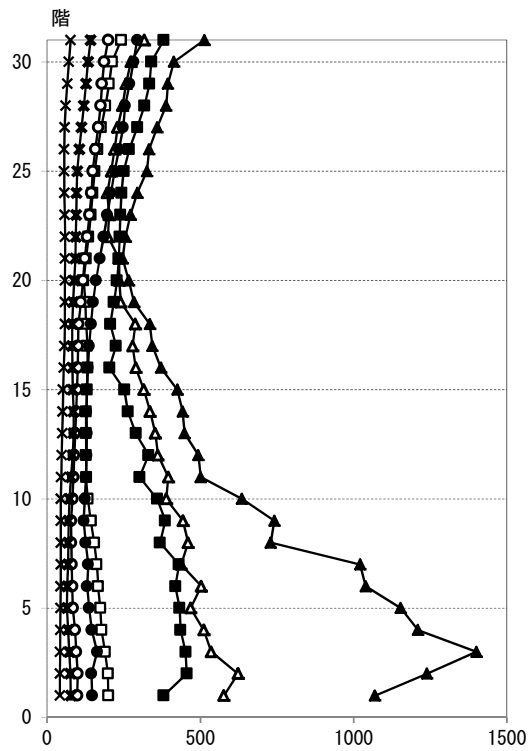
図 4.3.1-7 Y方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】



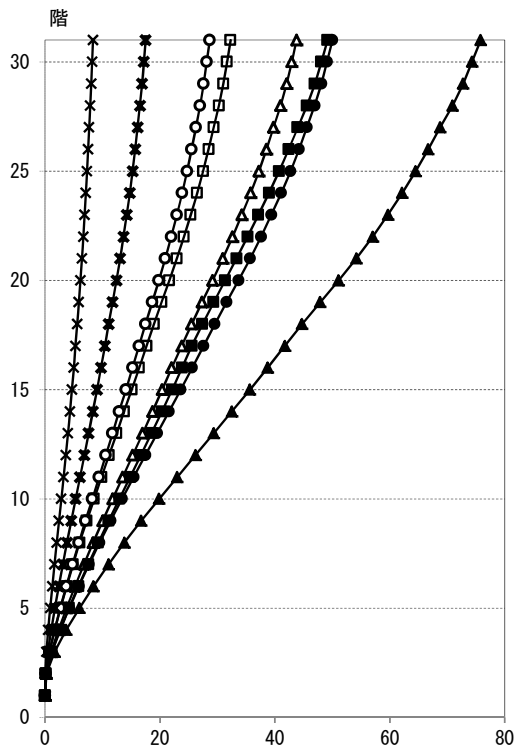
層累積塑性歪エネルギー (kN·m)



最大応答転倒モーメント (kN·m)



最大応答加速度 (cm/s/s)



最大応答水平変位 (cm)

図 4.3.1-8 Y方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-3-1-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均	177.8	30.98	1/231	0.78	—	0.392
	津島平均	197.3	33.03	1/215	0.82	—	0.326
	新宿平均	84.0	10.19	1/649	0.24	—	0.315
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均	199.5	28.65	1/247	0.89	—	0.429
	津島平均	241.8	32.28	1/221	0.95	—	0.358
	新宿平均	76.7	8.36	1/745	0.31	—	0.221

2009 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均	131.2	20.96	1/326	0.54	—	0.87
	津島平均	248.3	38.22	1/185	0.93	—	0.49
	新宿平均	114.8	16.09	1/405	0.42	—	0.08
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均	145.8	20.78	1/337	0.66	—	0.33
	津島平均	272.3	33.79	1/208	1.05	—	0.81
	新宿平均	123.3	15.17	1/441	0.49	—	0.16

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

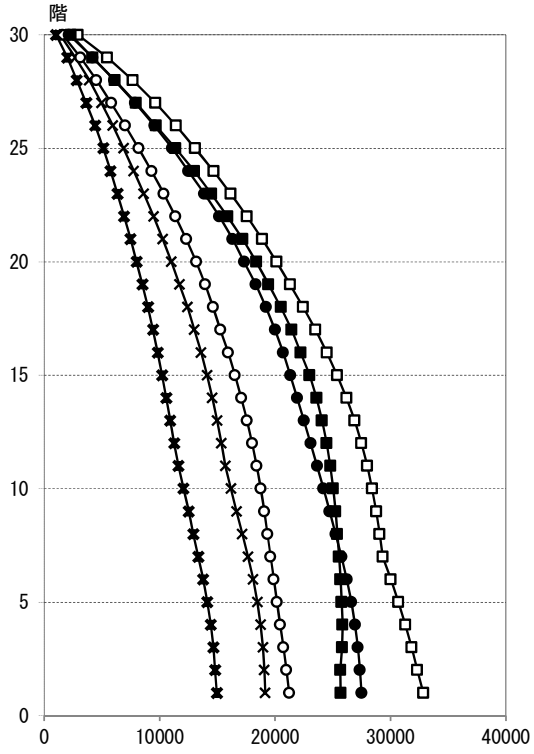
注 2) 塑性率の定義：部材レベルの材端曲げ塑性率を採用し、第二折れ点（曲げ降伏時材端回転角）からの変形増大倍率（ δ_{max}/δ_y ）とする

(1)～(8)の事項について示す。

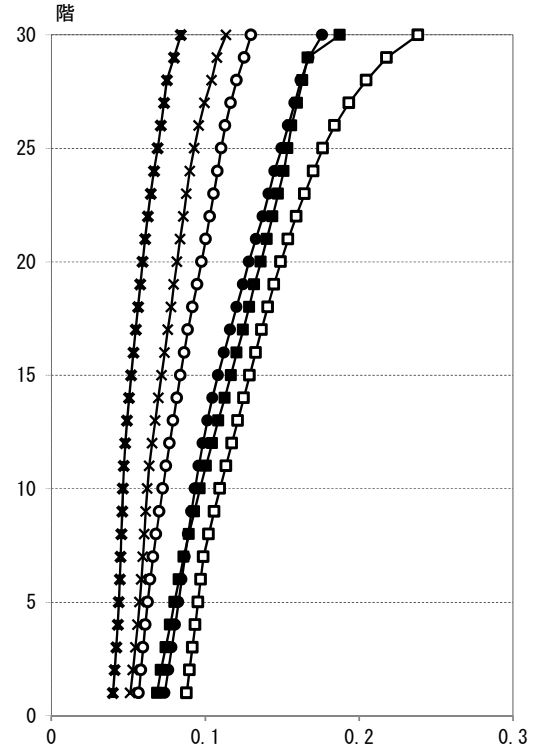
- (1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- (2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- (3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- (4) 層の最大応答部材（梁）塑性率の高さ方向の分布
- (5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- (6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- (7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- (8) 最大応答水平変位の高さ方向分布

RC90m級モデルでは、此花平均波で2009地震動に対して2011地震動の応答値が概ね30～50%程度増加した。一方、津島平均波、および新宿平均波では2009地震動に対して2011地震の応答値が10～20%程度減少した。

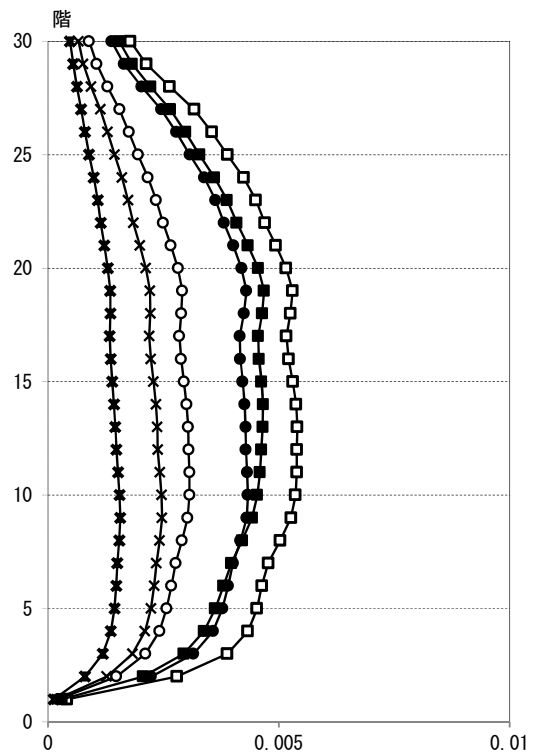
いずれの地震動に対しても、最大層間変形角の設計クライテリアである1/100を満足する結果となっている。



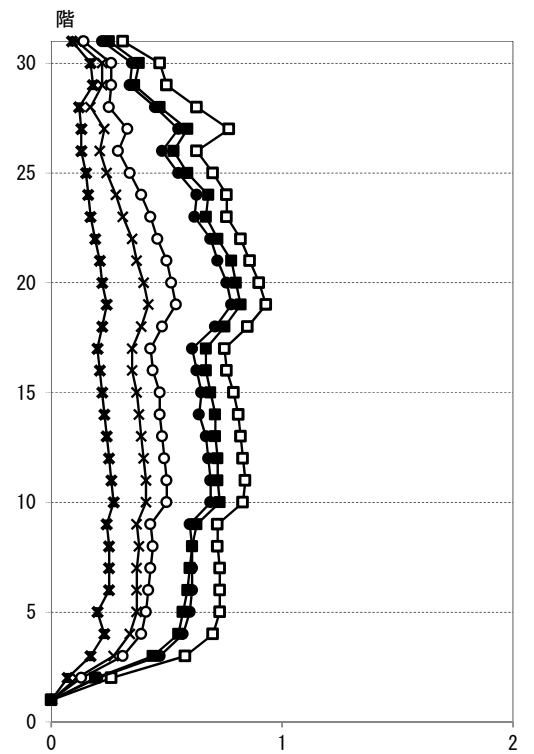
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数

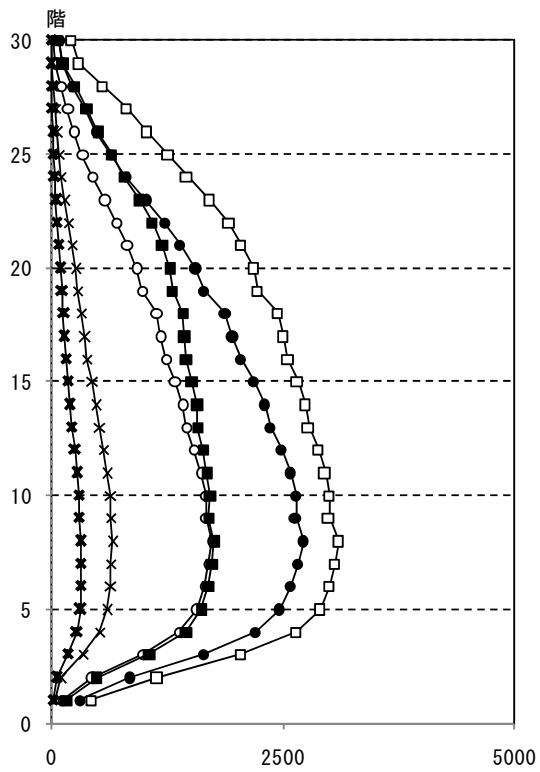
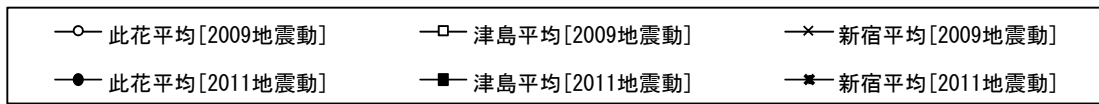


最大応答層間変形角 (rad)

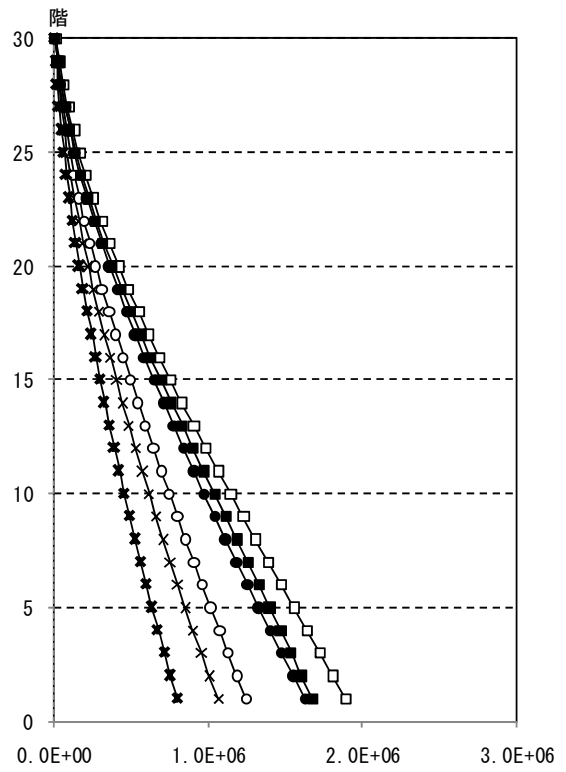


最大応答部材塑性率 (梁)

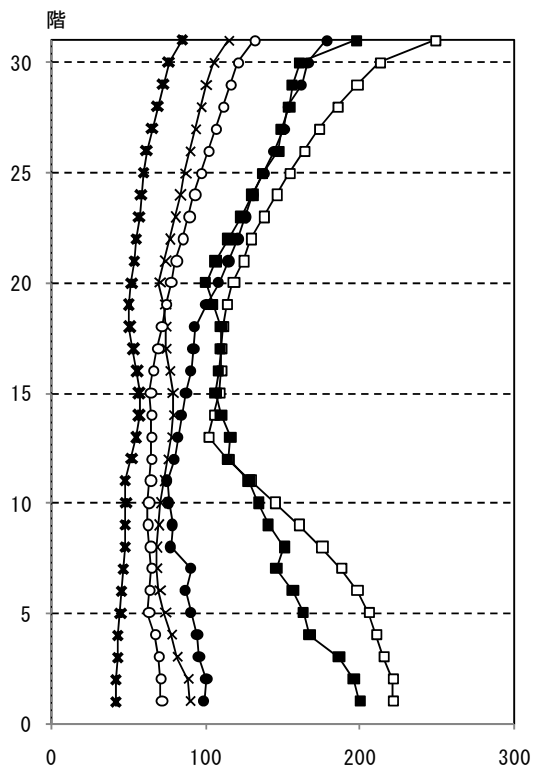
図 4.3.1-9 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】



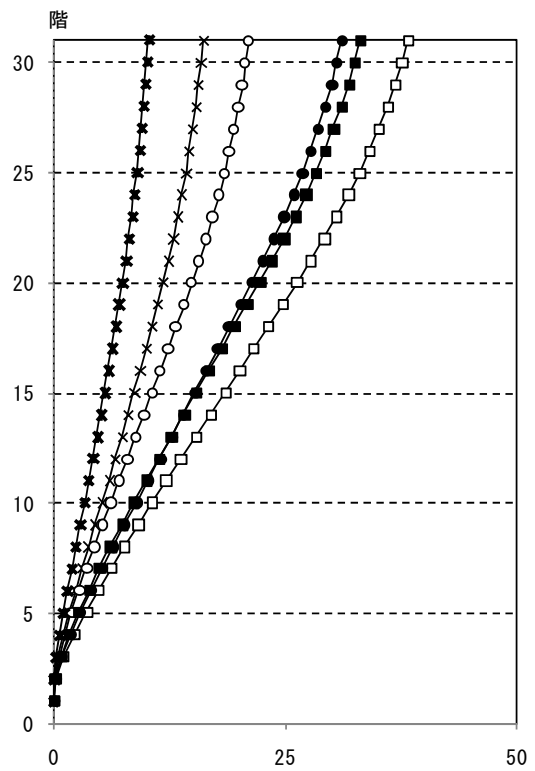
層累積塑性歪エネルギー (kN・m)



最大応答転倒モーメント (kN・m)

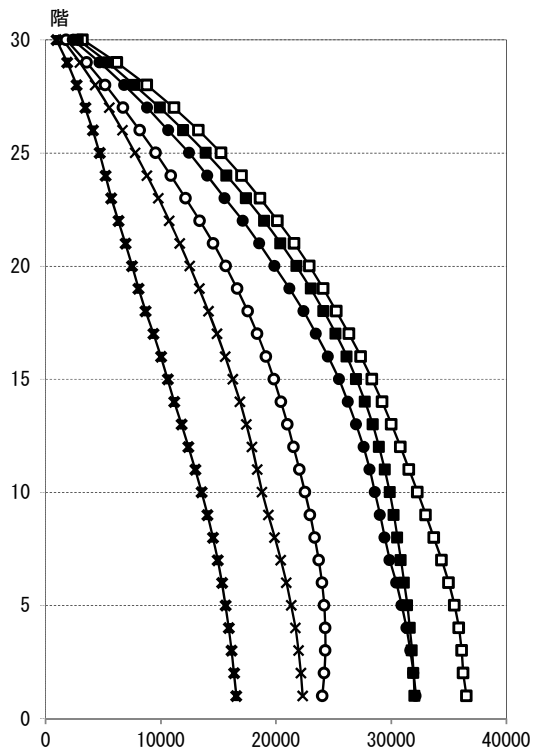


最大応答加速度 (cm/s/s)

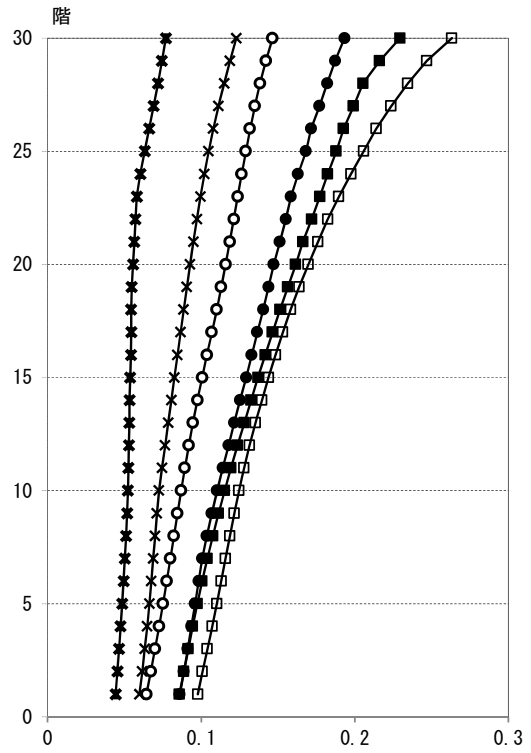


最大応答水平変位 (cm)

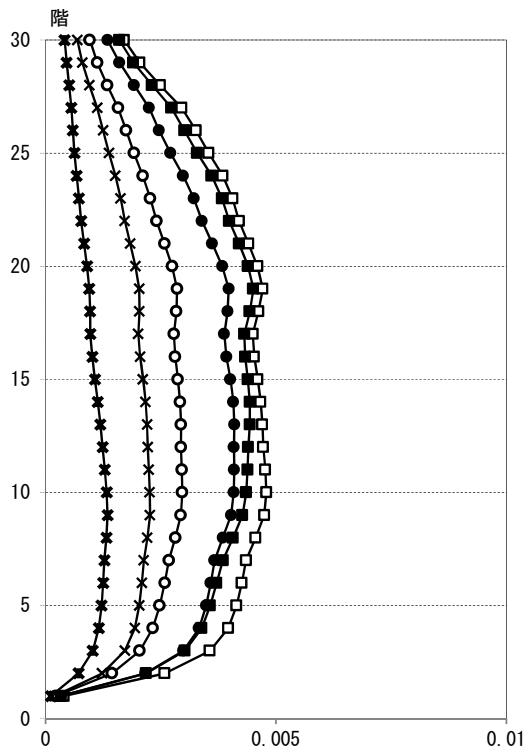
図 4.3.1-10 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】



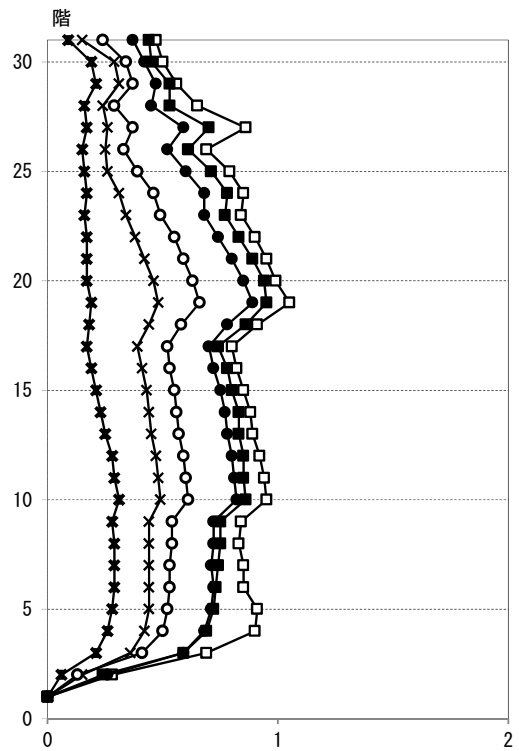
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数

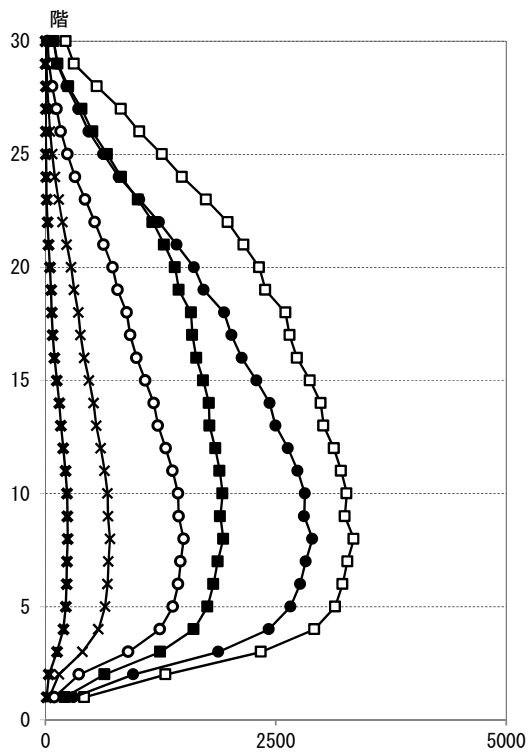
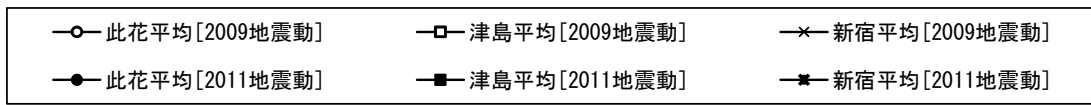


最大応答層間変形角 (rad)

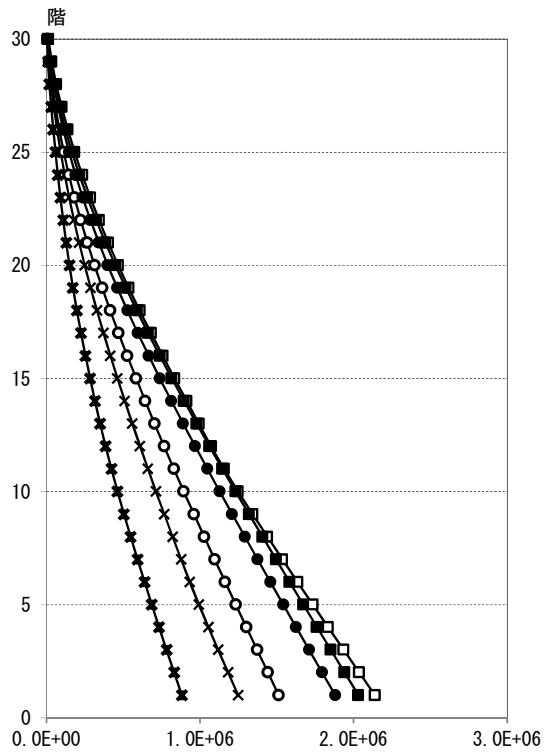


最大応答部材塑性率 (梁)

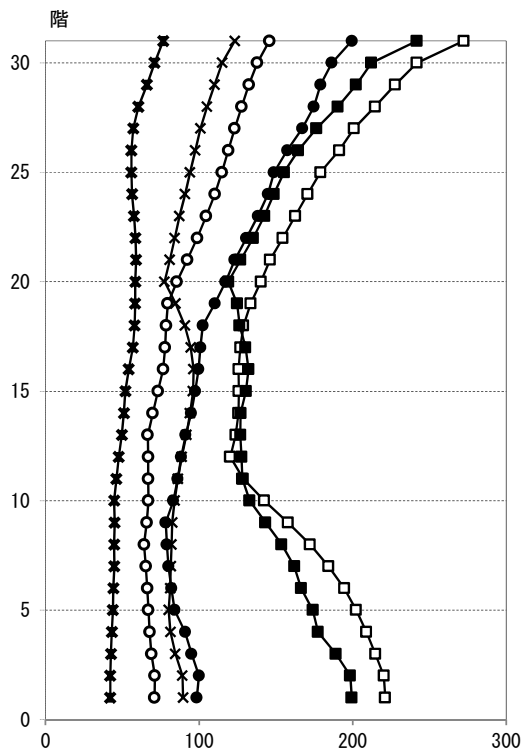
図 4.3.1-11 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】



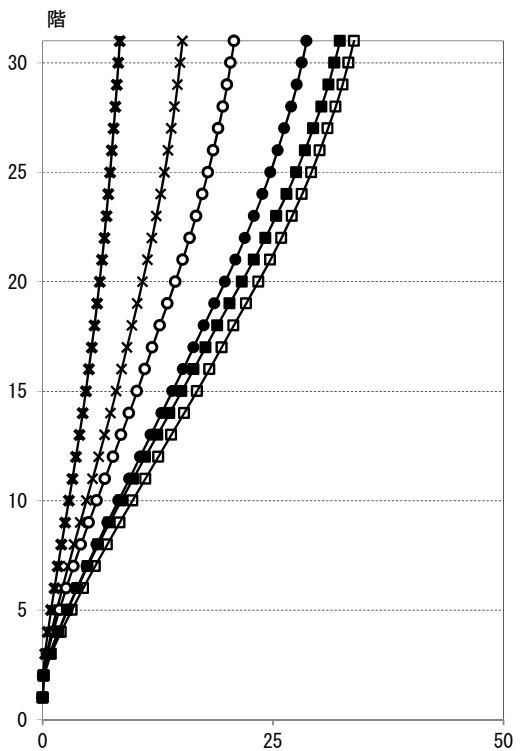
層累積塑性歪エネルギー (kN・m)



最大応答転倒モーメント (kN・m)



最大応答加速度 (cm/s/s)



最大応答水平変位 (cm)

図 4.3.1-12 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

4-3-1-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均+σ	275.4	56.53	1/121	1.65	—	0.050
	津島平均+σ	393.0	55.48	1/115	1.74	—	1.826
	新宿平均+σ	108.7	19.80	1/347	0.48	—	0.289
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均+σ	294.2	50.02	1/142	2.24	—	1.027
	津島平均+σ	380.6	49.14	1/136	2.36	—	1.369
	新宿平均+σ	141.9	17.51	1/386	0.55	—	0.640

2009 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
R C 90m級	此花平均+σ	243.4	37.54	1/193	0.88	—	0.245
	津島平均+σ	351.2	59.57	1/118	1.70	—	0.352
	新宿平均+σ	171.3	26.29	1/258	0.67	—	0.352
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	部材端 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花平均+σ	268.0	31.10	1/223	0.99	—	0.582
	津島平均+σ	369.3	57.84	1/121	3.03	—	1.169
	新宿平均+σ	192.5	25.92	1/273	0.81	—	0.850

注 1) 累積塑性変形倍率の定義：各層の塑性歪エネルギーを第一折れ点の層せん断力と層間変形の積で除した値

注 2) 塑性率の定義：部材レベルの材端曲げ塑性率を採用し、第二折れ点（曲げ降伏時材端回転角）からの変形増大倍率（ δ_{max}/δ_y ）とする

(1)～(8)の事項について示す。

- (1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- (2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- (3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- (4) 層の最大応答部材（梁）塑性率の高さ方向の分布
- (5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- (6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- (7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- (8) 最大応答水平変位の高さ方向分布

R C 90m級モデルでは、平均波に対する応答結果と同様の傾向を示したが、津島の応答加速度のみ大小関係が逆転した。

いずれの地震動に対しても、最大層間変形角の設計クライテリアである $1/100$ を満足する結果となっている。

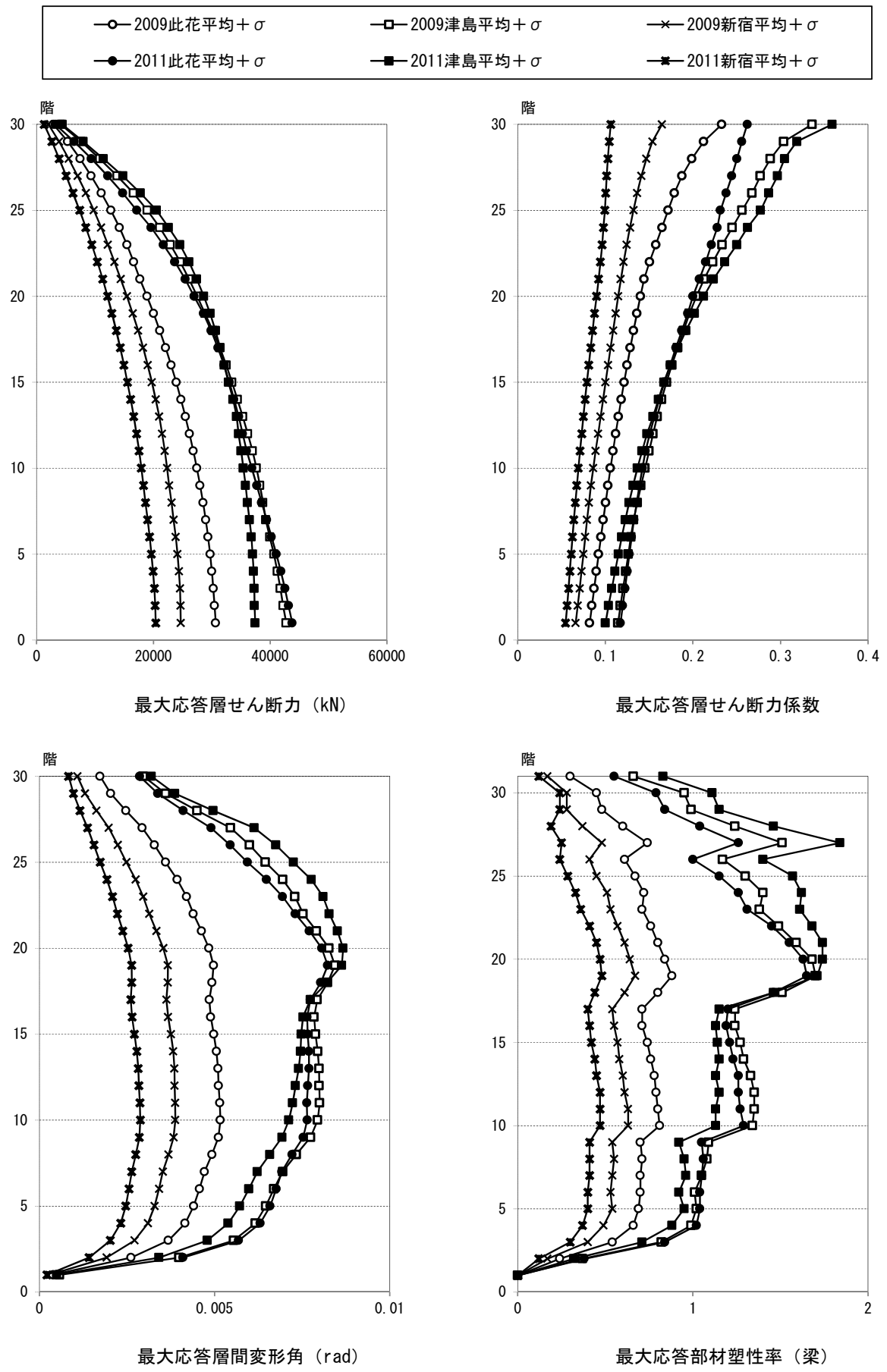


図 4.3.1-13 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

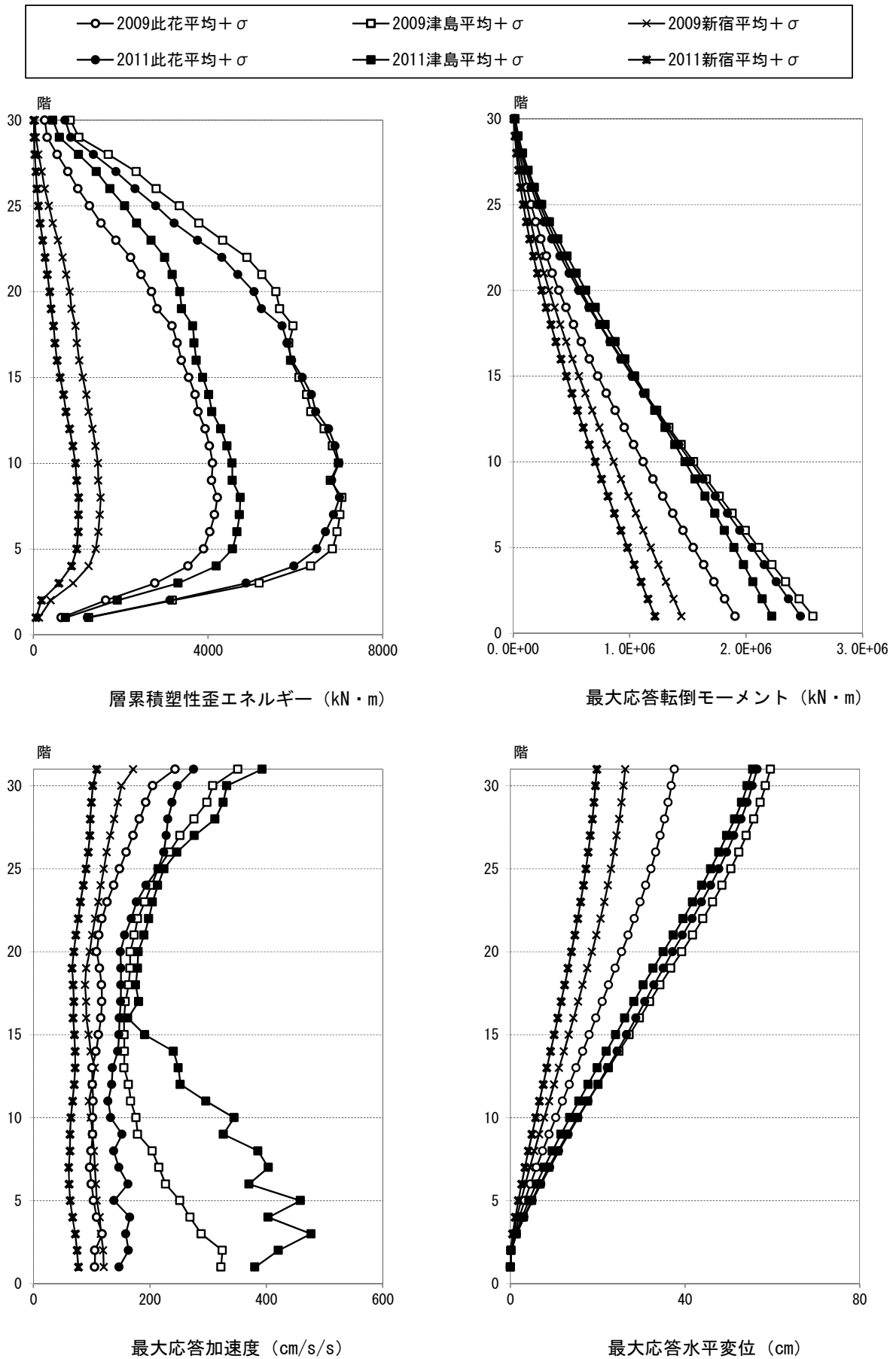
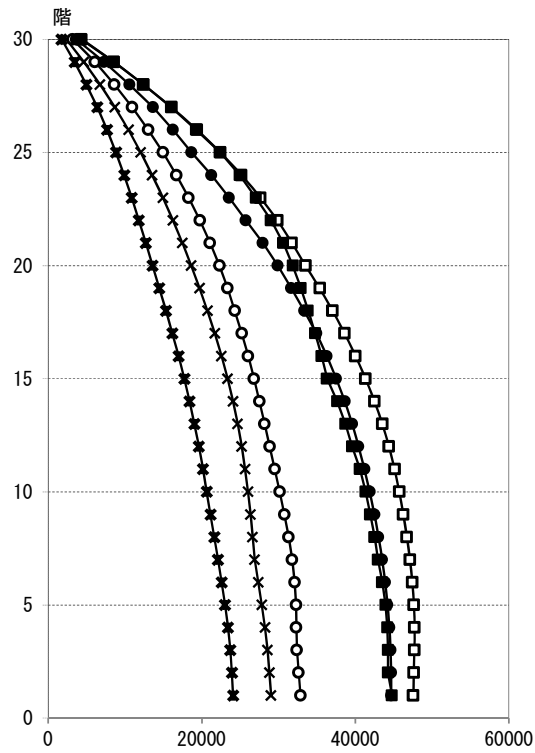
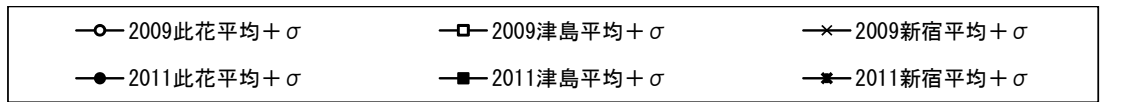
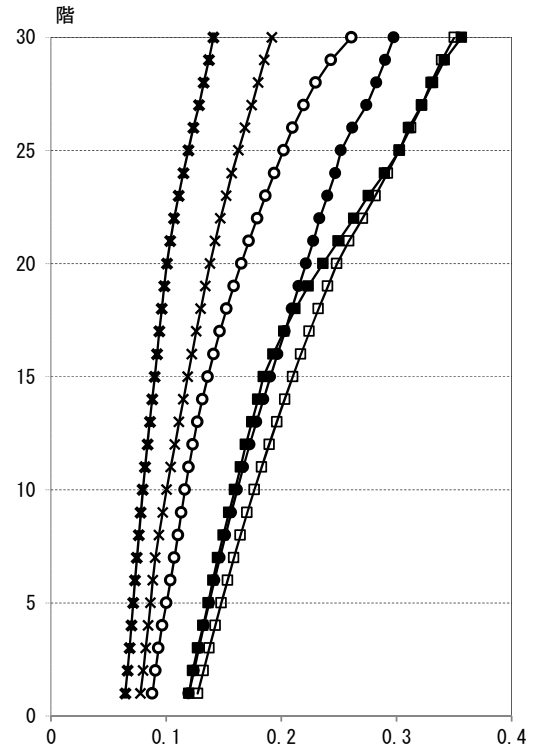


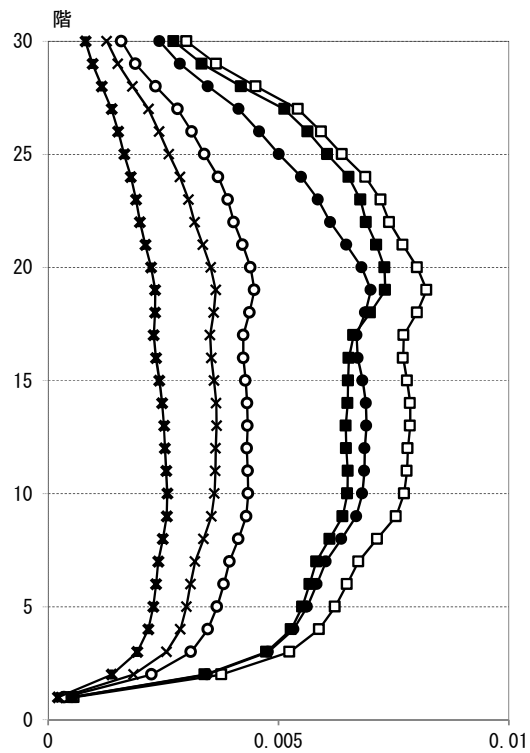
図 4.3.1-14 X方向最大応答値(2)【2011地震動平均 + σ 波と 2009地震動平均 + σ 波の比較】



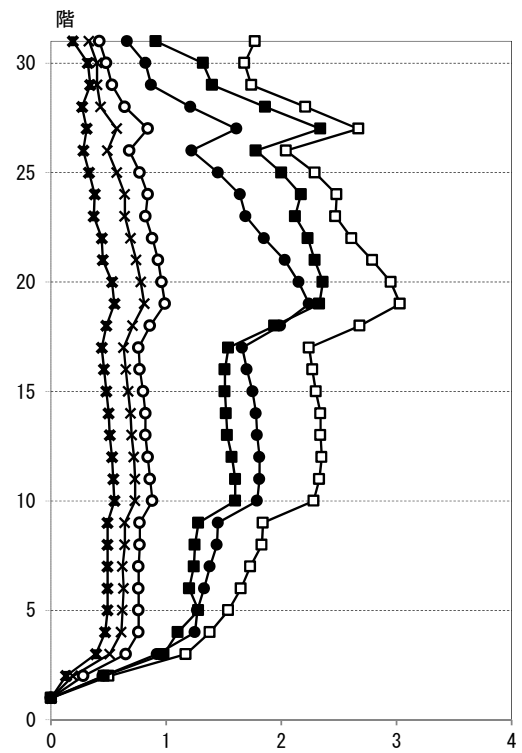
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数

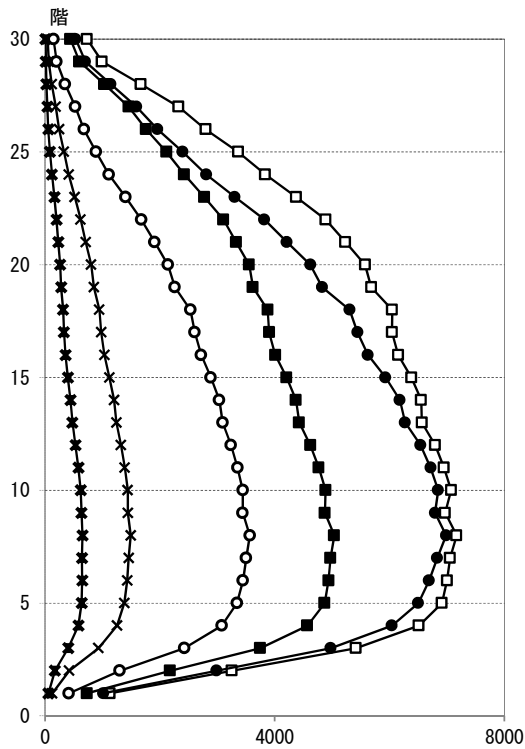
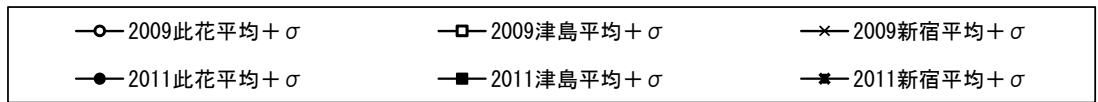


最大応答層間変形角 (rad)

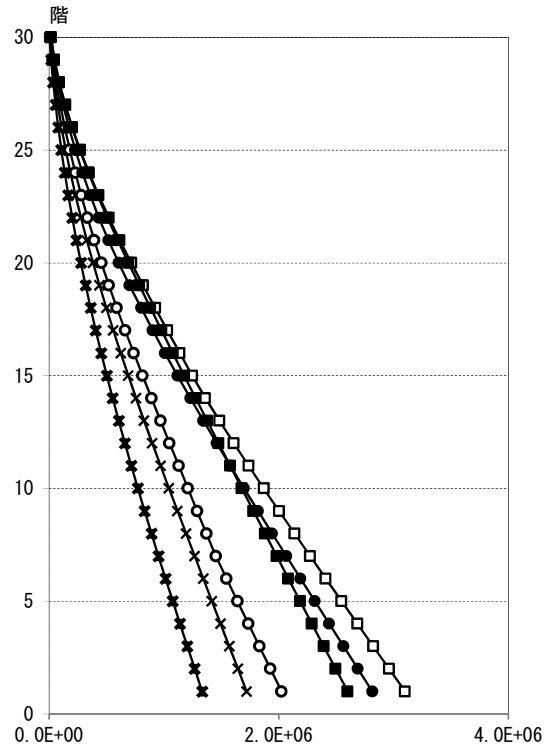


最大応答部材塑性率 (梁)

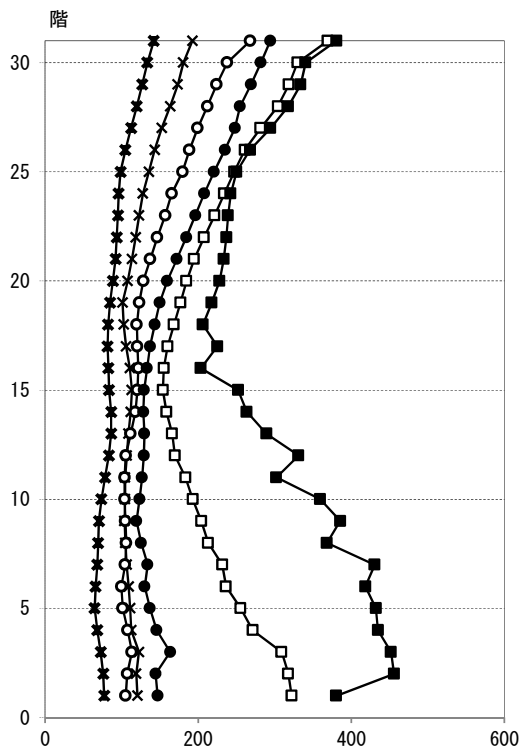
図 4.3.1-15 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】



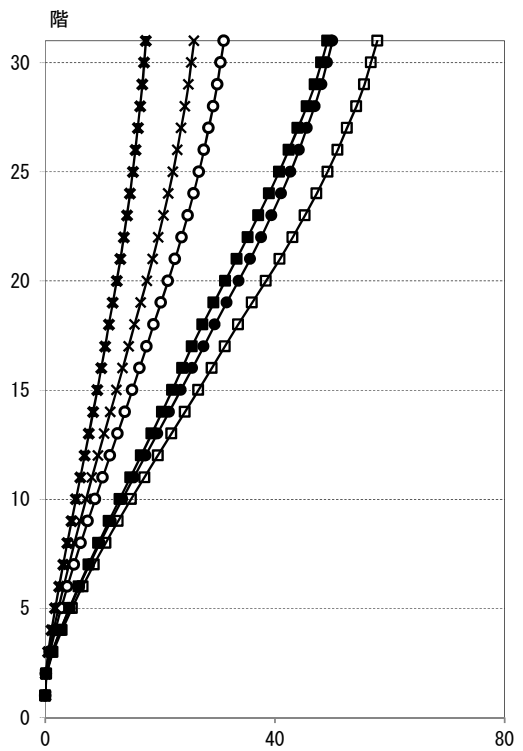
層累積塑性歪エネルギー (kN・m)



最大応答転倒モーメント (kN・m)



最大応答加速度 (cm/s/s)



最大応答水平変位 (cm)

図 4.3.1-16 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-3-2 RC115m級建物

4-3-2-1 対象建物概要

RC115m 級建物は、均等スパンでX，Y 2 軸対称とした平面形としている。同程度の規模の建物において平均的なモデルとして設定した。

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
RC	1990	36	114.56 m	2.16 sec	X	純ラーメン構造 X、Y 2 軸対称

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

4-3-2-2 モデル化の方針

項目		
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系 <input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組 <input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数 [h1=0.03]	<input type="checkbox"/> 初期剛性比例 <input checked="" type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販 [RESP-MII] <input type="checkbox"/> 自社開発	
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材（柱・壁）の軸力・曲げ非線形相互作用考慮	
当時の一般規定*の解析上の扱い	特になし。	
その他	復元力特性：Degrading Tri linear（武田モデル） 曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分をトリリニア型に置換。ここで、第1折れ点を弾性剛性から80%以下となる点、第2分枝剛性（第3勾配）を層間変形角が1/75程度の接線勾配とし履歴面積が等価となる点を第2折れ点としている。なお、曲げ変形成分（曲げ剛性）は弾性。	

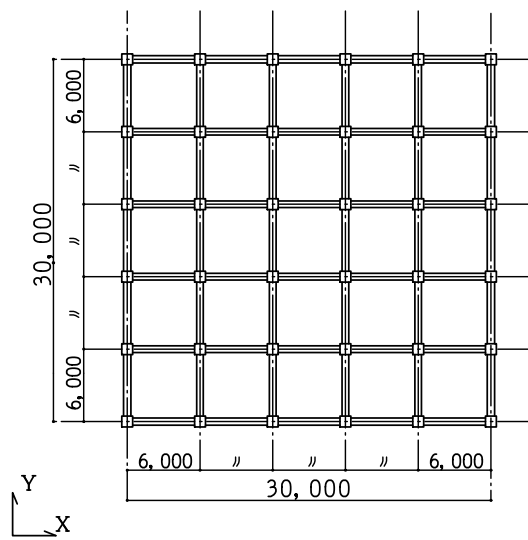


图 4.3.2-1 伏 图

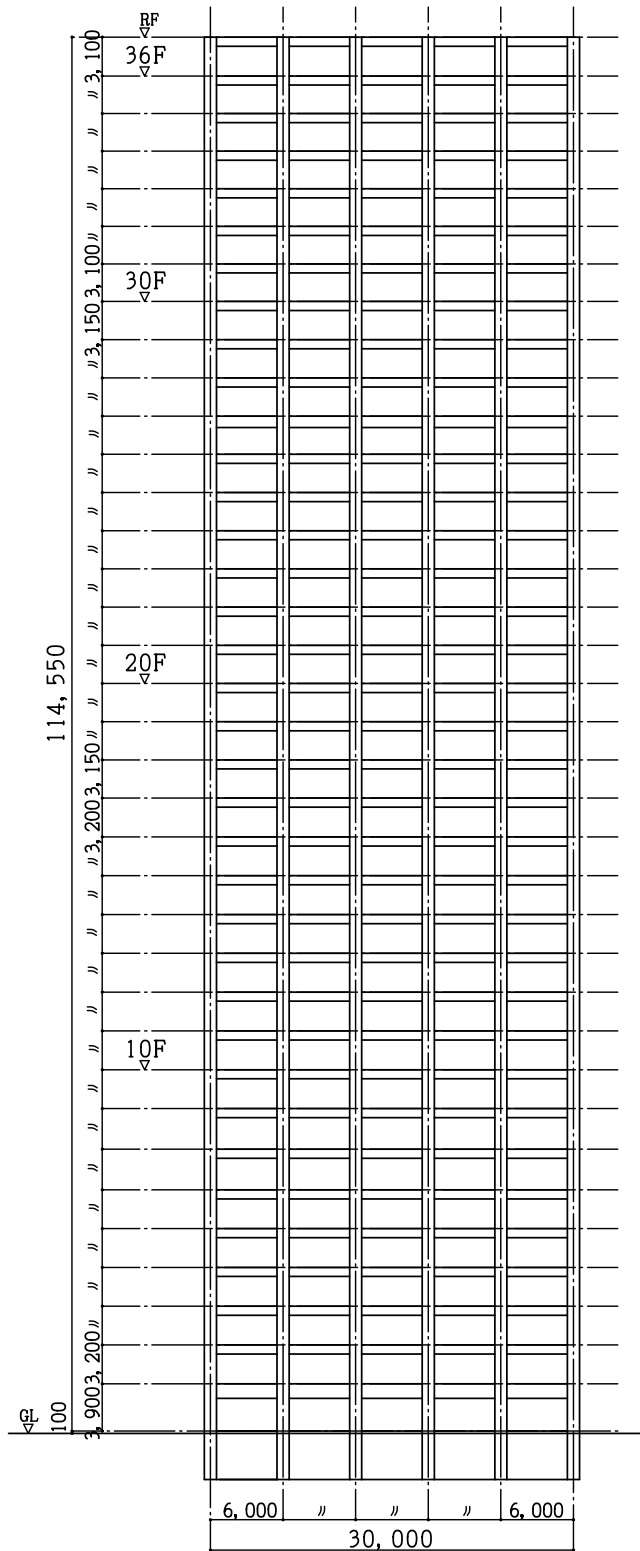


图 4.3.2-2 轴 组 图

4-3-2-3 静的漸増载荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係（層間変位・層せん断力の関係）

○：応答限界変形点、おおよそ層間変形角 1/100 に達する点

●：架構設計変形点、（応答限界変形点の履歴面積総和）× 2 を示す

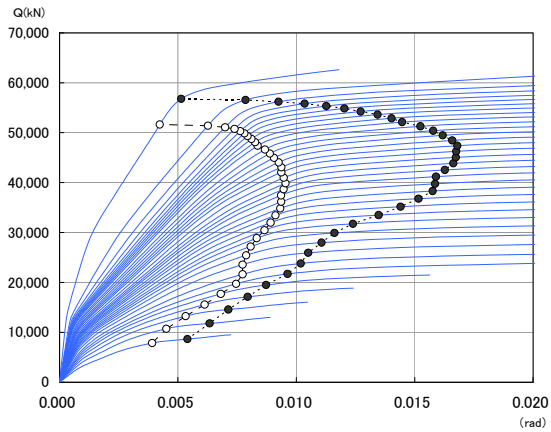


図 4.3.2-3 荷重変形関係（X方向）

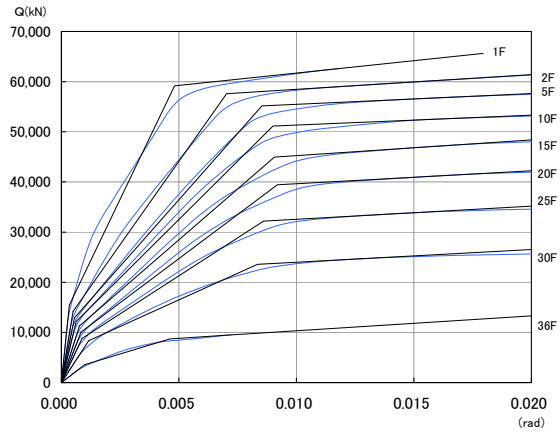


図 4.3.2-4 トリリニア型復元力

(2) 各層の層せん断力（係数）の一覧

層せん断力（係数）の一覧（抜粋）

階	ΣW (kN)	一次設計時			架構設計変形時		
		Q_i (kN)	C_i	層間変形角 (rad)	Q_i (kN)	C_i	層間変形角 (rad)
36F	16,066	4,908	0.306	1/550	8,638	0.538	1/185
30F	78,000	13,522	0.173	1/302	23,798	0.305	1/ 98
20F	187,086	23,403	0.125	1/231	41,189	0.220	1/ 63
10F	302,196	29,612	0.098	1/244	52,117	0.172	1/ 69
1F	413,098	32,267	0.078	1/915	56,790	0.137	1/292

4-3-2-4 2011 地震動平均波、平均+ σ 波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波および平均+ σ 波

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	層間変形角 (rad)	層塑性率	頂部 残留変形 (rad)
RC 115m 級	2011 (TN-T-N)	此花(OSKH02) 平均	150	44.9	1/191	0.57	8.4
		津島(AIC003) 平均	206	45.9	1/193	0.58	3.7
		浜松(SZO024) 平均	254	60.4	1/138	0.79	13.0
		新宿(KGIN) 平均	94	19.0	1/450	0.24	0.6
	2011 (TN-T-N)	此花(OSKH02) 平均+ σ	306	108.3	1/64	2.00	22.8
		津島(AIC003) 平均+ σ	302	60.1	1/127	0.94	6.3
		浜松(SZO024) 平均+ σ	409	90.6	1/68	1.90	5.5
		新宿(KGIN) 平均+ σ	105	25.6	1/323	0.33	4.0

*1 塑性率の定義：Tri linear 第2折れ点
曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分をトリリニア型に置換した第2折れ点の層間変位（曲げ+せん断）を基点として算出。

次頁以降に最大応答値の高さ方向の分布を示し、結果を考察する。

(1) 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数

（平均）から（平均+ σ ）の入力の増加に伴い応答結果が大きくなっている。せん断力係数の分布では、（平均+ σ ）の方が上層での増幅が大きくなっている。

(2) 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率

此花，浜松（平均+ σ ）の応答が1/100を超え最大層間変形角で1/64となった。此花（平均）は津島（平均）の応答と同等であったが（平均+ σ ）では大きな差が生じている。

(3) 最大応答入力エネルギー

（平均+ σ ）の入力総エネルギーは、（平均）と比較すると、此花 4.13，津島 2.28，浜松 2.08，新宿 3.38 倍となっている。此花のエネルギー増大が顕著である。

(4) 最大応答転倒モーメント

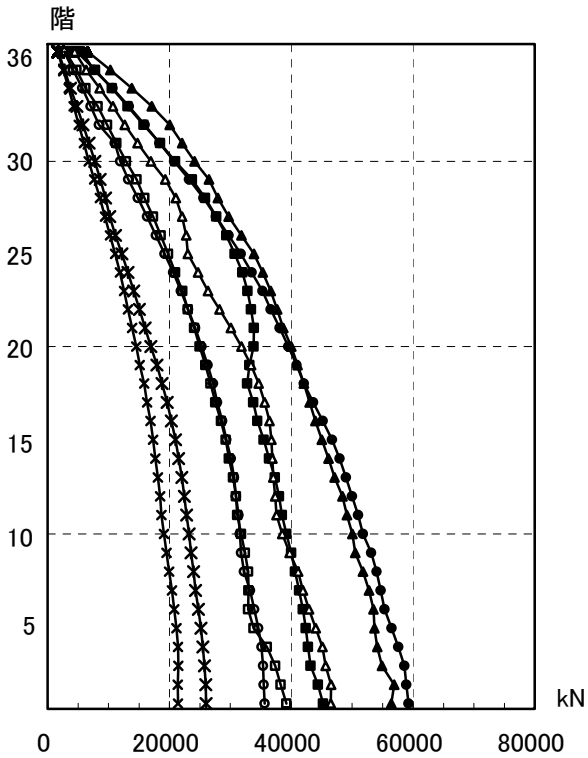
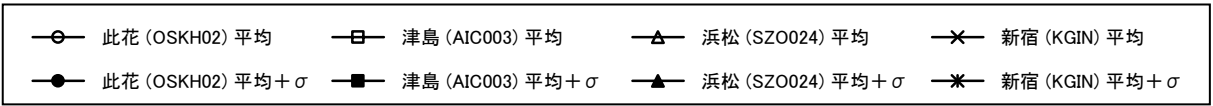
（平均+ σ ）の最下層は、（平均）の、此花 1.65，津島 1.22，浜松 1.29，新宿 1.19 倍となっている。最大応答値は最大層せん断力と高さから計算される転倒モーメントの0.91～0.98（平均）、0.89～0.98（平均+ σ ）となった。

(5) 最大応答加速度

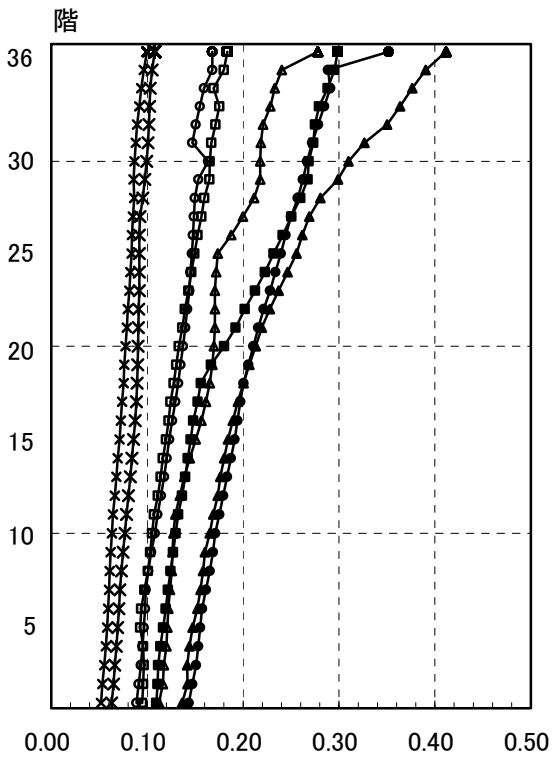
浜松の応答加速度が卓越している。高さ方向の分布形状は（平均）、（平均+ σ ）で同じ様相を示し最大値で1.78倍、他3波は全層とも400（cm/s²）以下となっている。

(6) 最大応答変位

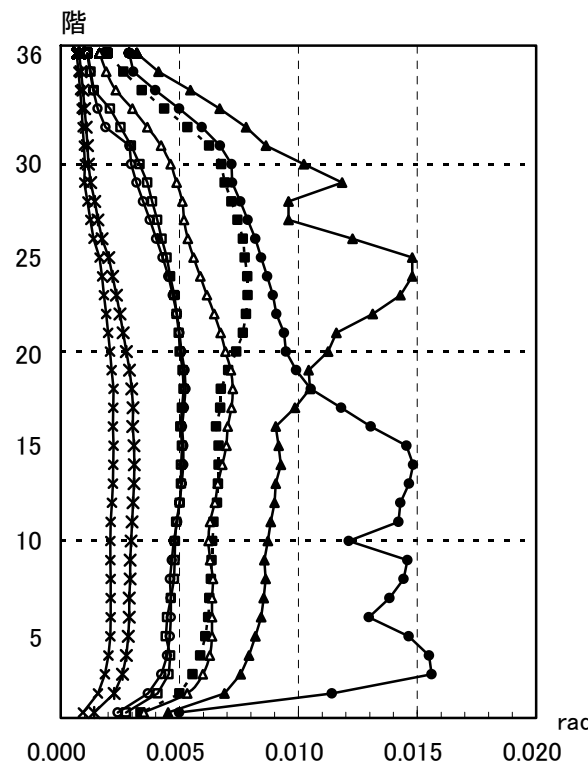
（平均+ σ ）の頂部最大応答変位は、（平均）と比較すると、此花 2.41，津島 1.31，浜松 1.50，新宿 1.35 倍となっている。



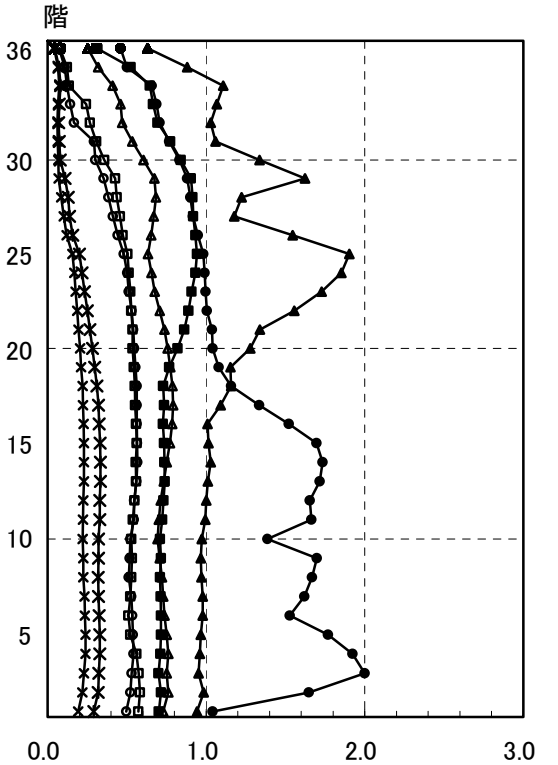
(a) 最大応答層せん断力



(b) 最大応答層せん断力係数

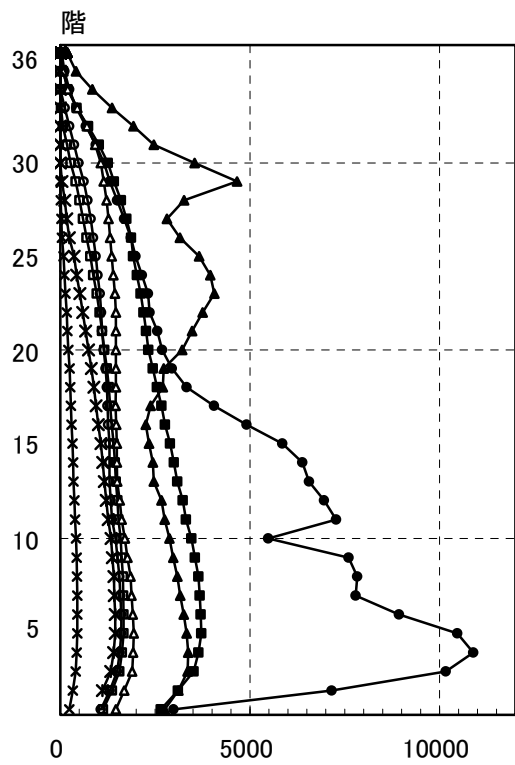
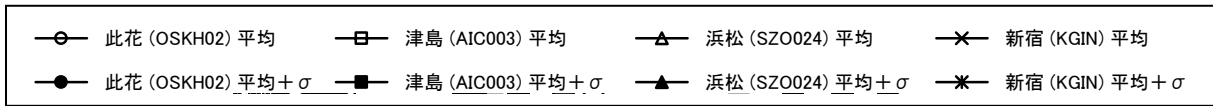


(c) 最大応答層間変形角

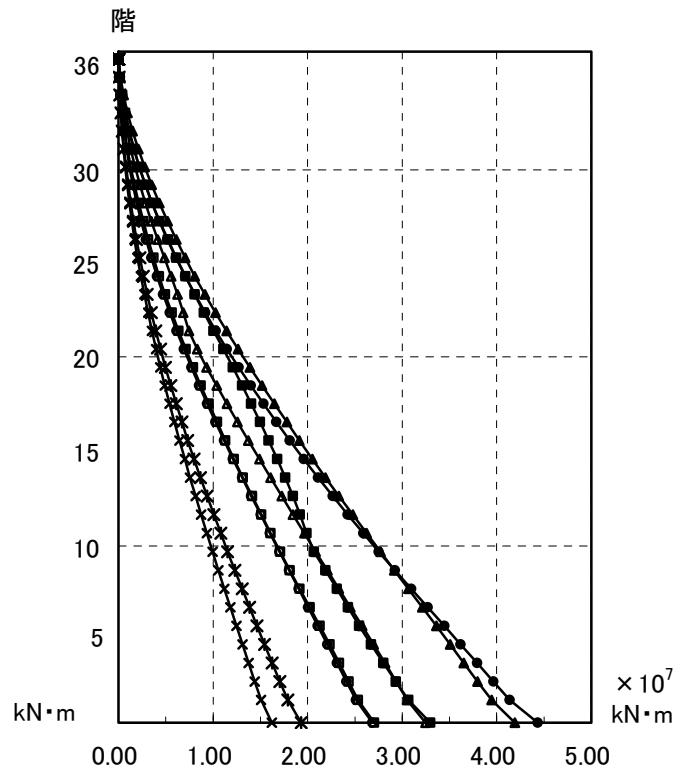


(d) 最大応答層塑性率

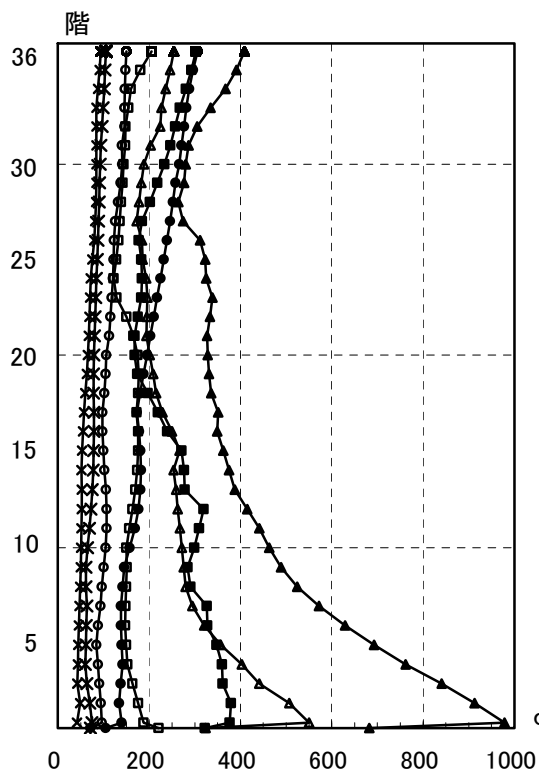
図 4.3.2-5 最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均 + σ 波地震応答解析結果】



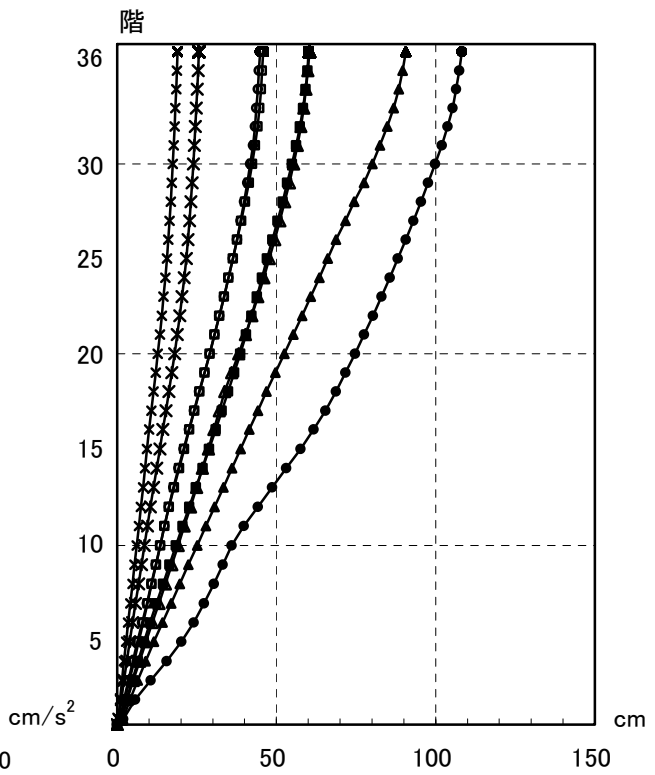
(e) 最大応答層入力エネルギー



(f) 最大応答転倒モーメント



(g) 最大応答加速度



(h) 最大応答水平変位

図 4.3.2-6 最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

(7) 最大応答分布

此花波、浜松波（平均+ σ ）の最大応答値を荷重変形曲線に示す。最大応答が架構設計変形近傍に分布している。

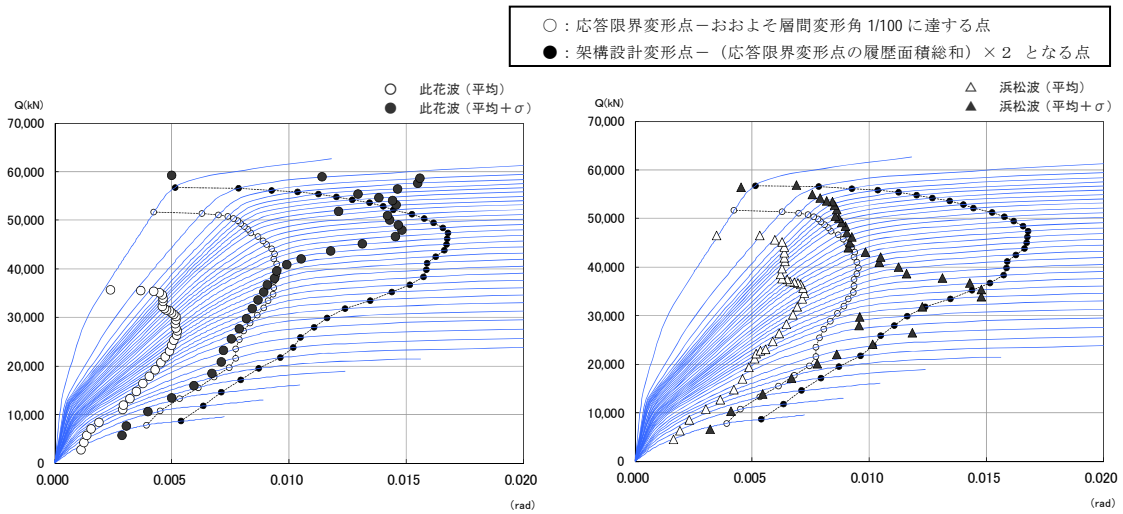
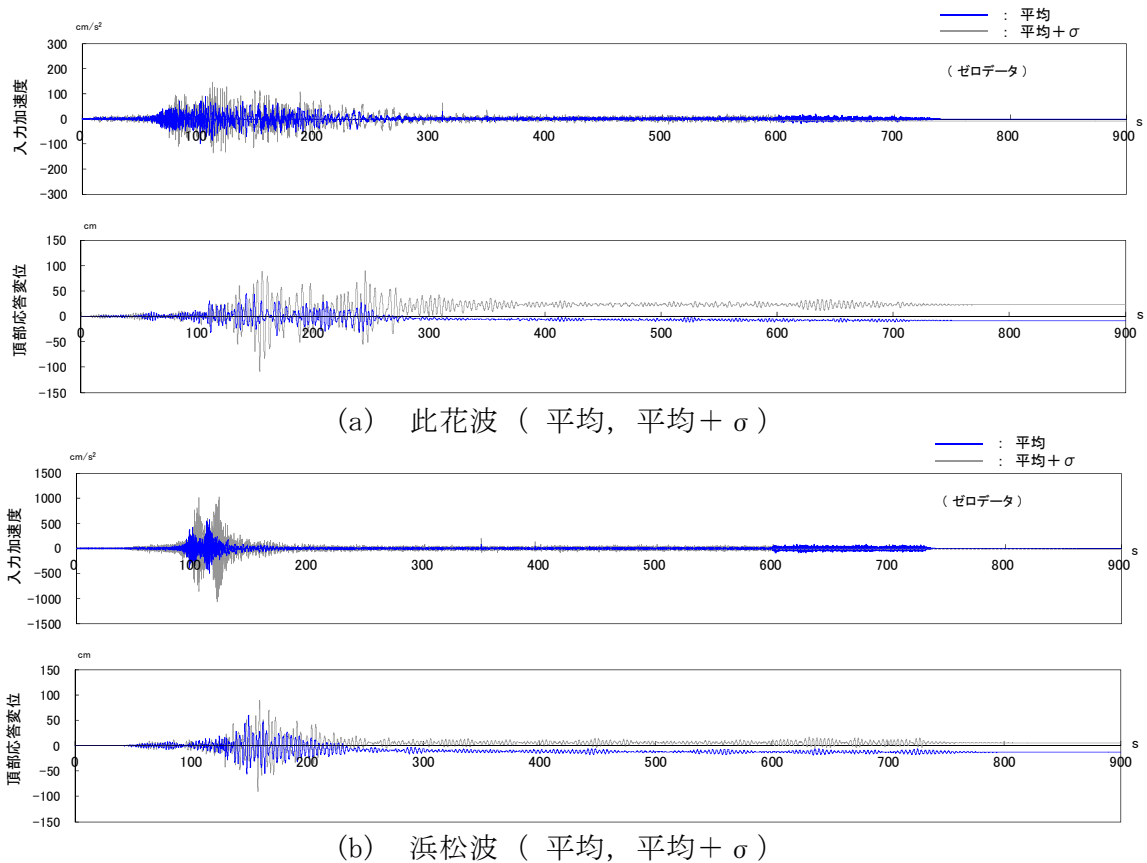


図 4.3.2-7 最大応答値

(8) 頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）

此花波と浜松波について建物頂部の応答変位を示す。解析は、入力加速度波形データ以降 0.00(cm/s²)データを付加し 900(sec)間で行った。（平均+ σ ）の最大値が（平均）に比べ遅れて発生している。



(a) 此花波（平均，平均+ σ ）

(b) 浜松波（平均，平均+ σ ）

図 4.3.2-8 頂部時刻歴応答水平変位

4-3-2-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波と 2009 地震動の平均波による頂部、層応答の最大応答値一覧を示す。

2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波との比較

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	層間変形角 (rad)	層塑性率	頂部 残留変形 (rad)
RC 115m 級	2011 平均	此花(N-OSKH02)	150	44.9	1/191	0.57	8.4
		津島(T-TN-AIC003)	206	45.9	1/193	0.58	3.7
		新宿(T-TN-KGIN)	94	19.0	1/450	0.24	0.6
	2009 平均	此花(TN-T-N-OSKH02)	130	38.6	1/215	0.53	7.1
		津島(TN-T-N-AIC003)	206	57.0	1/162	0.67	2.6
		新宿(TN-T-N-KGIN)	117	25.2	1/331	0.33	1.4

*1 塑性率の定義：Tri linear 第2折れ点
 曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分をトリリニア型に置換した第2折れ点の層間変位（曲げ+せん断）を基点として算出。

次頁以降に最大応答値の高さ方向の分布を示し、結果を考察する。

(1) 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数

3連動（2011）の最大応答結果は、此花、津島が全層に渡って同等な値となり（2009）と異なる結果となっている。新宿の結果は（2009）に比べ小さくなっている。せん断力係数の分布では、上層においても大きな増幅はみられていない。

(2) 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率

いずれの応答も復元力の第2折れ点以内におさまっており、最大層間変形角，最大応答層塑性率は3～30層にかけて同じ位でゆるやかに分布している。

(3) 最大応答入力エネルギー

津島（2009）が全層に渡って最大を示している。此花（2009）および此花，津島（2011）が同程度の結果となっている。

(4) 最大応答転倒モーメント

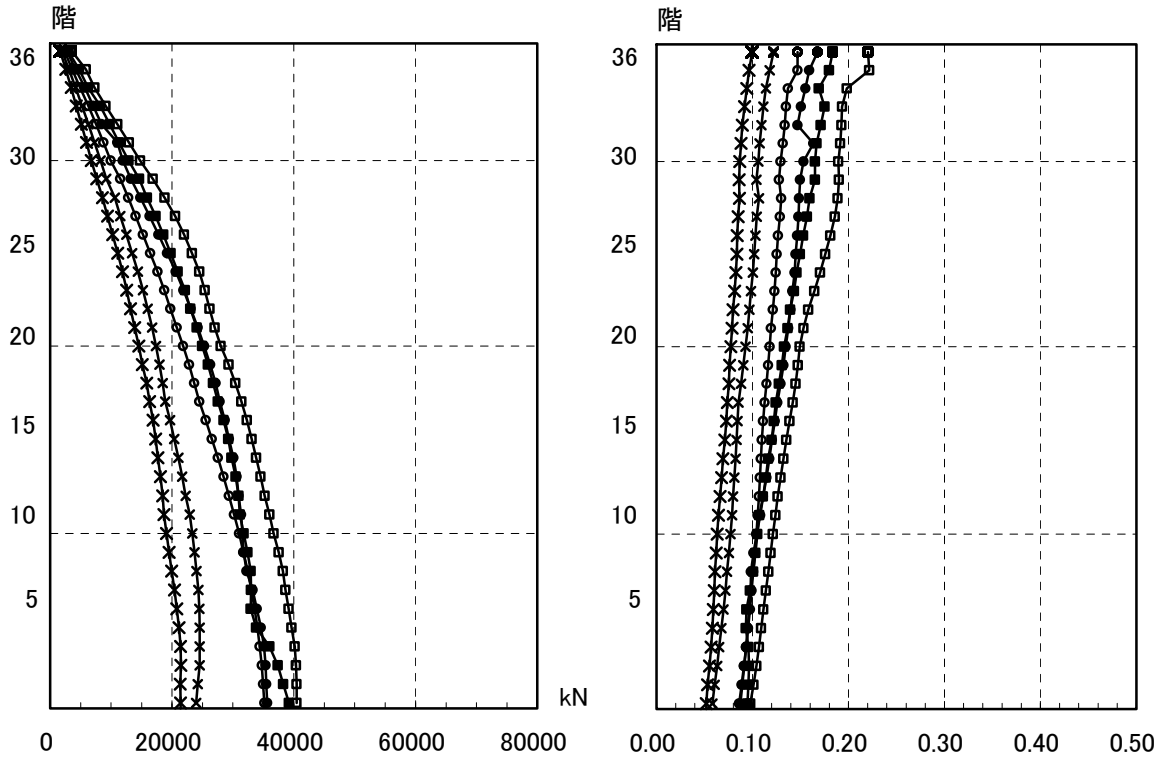
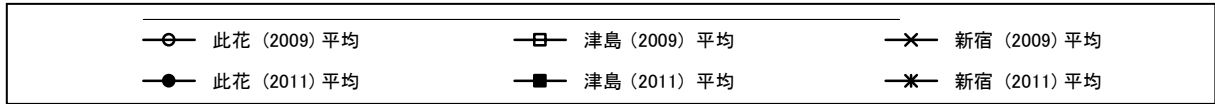
此花、津島（2011）の2波は最大応答転倒モーメントの分布も同等値となった。（図中の●と■が重なっている。）

(5) 最大応答加速度

最大応答加速度分布は、200（cm/s²）以下と全体に小さな応答値となっている。

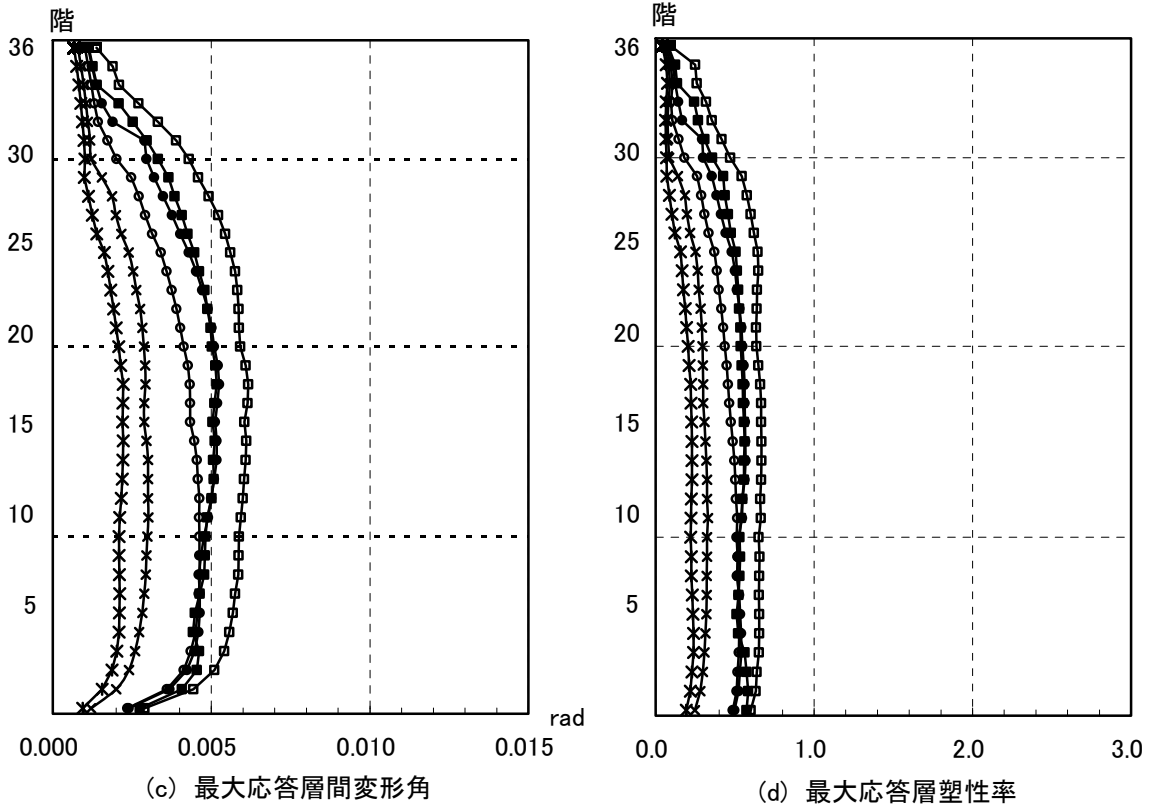
(6) 最大応答変位

3連動波（2011）の頂部最大応答変位は津島45.9（cm）で、頂部変形角として1/250（rad.）となった。津島（2009）の結果より小さくなっている。



(a) 最大応答層せん断力

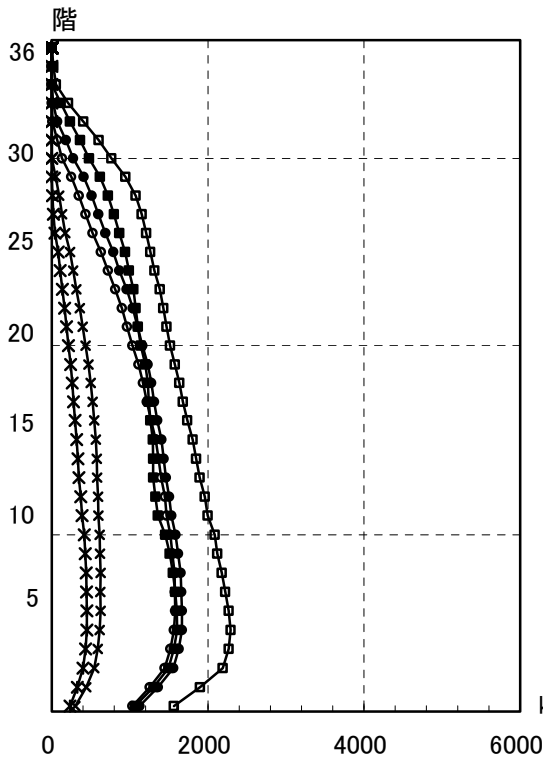
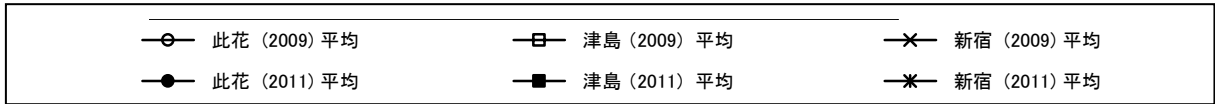
(b) 最大応答層せん断力係数



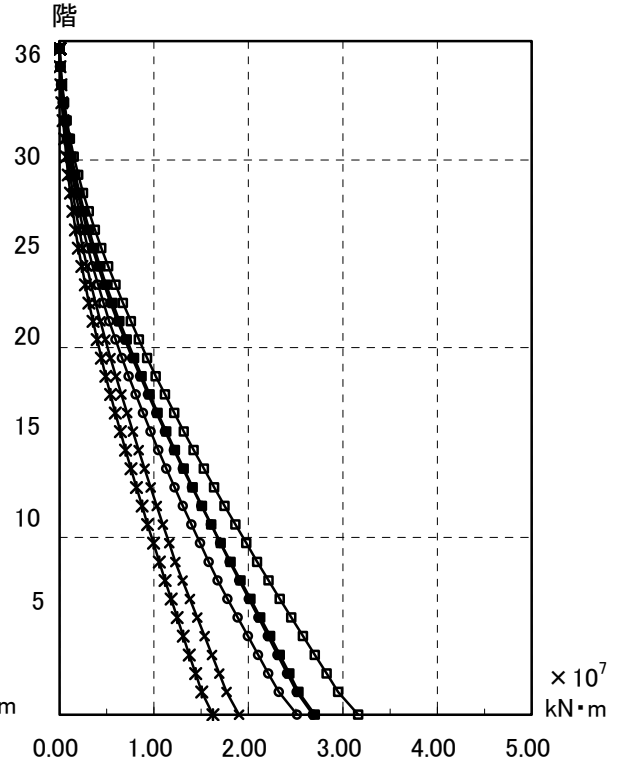
(c) 最大応答層間変形角

(d) 最大応答層塑性率

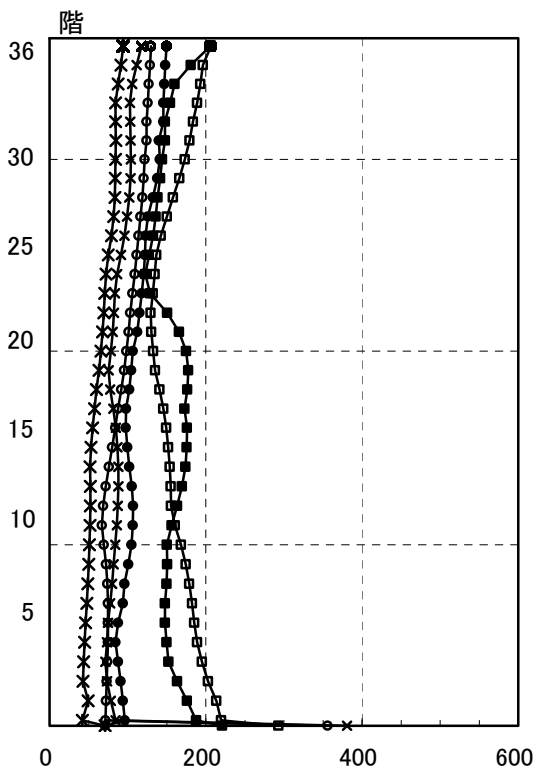
図 4.3.2-9 最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2011 地震動平均波の比較】



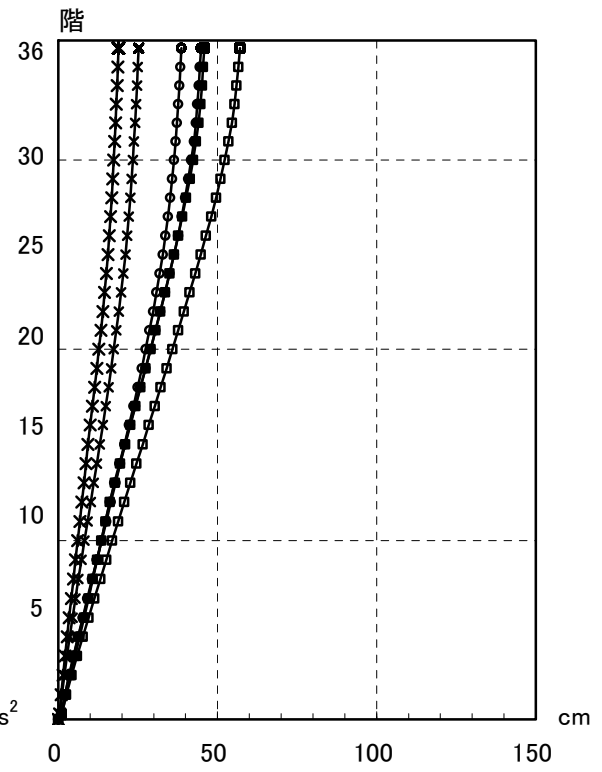
(e) 最大応答層入力エネルギー



(f) 最大応答転倒モーメント



(g) 最大応答加速度



(h) 最大応答水平変位

図 4.3.2-10 最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2011 地震動平均波の比較】

4-3-2-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波と 2009 地震動の平均+σ波による頂部、層応答の最大応答値一覧を示す。

2011 地震動平均+σ波と 2009+σ地震動平均波との比較

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	層間変形角 (rad)	層塑性率	頂部 残留変形 (rad)
RC 115m 級	2011 平均+σ	此花(N-OSKH02)	306	108.3	1/ 64	2.00	22.8
		津島(T-TN-AIC003)	302	60.1	1/127	0.94	6.3
		新宿(T-TN-KGIN)	105	25.6	1/323	0.33	4.0
	2009 平均+σ	此花(TN-T-N-OSKH02)	219	78.6	1/123	0.90	2.5
		津島(TN-T-N-AIC003)	355	107.6	1/ 56	2.07	8.2
		新宿(TN-T-N-KGIN)	153	35.7	1/230	0.47	5.6

*1 塑性率の定義：Tri linear 第2折れ点

曲げ変形成分とせん断変形成分を分離し、せん断変形成分をトリリニア型に置換した第2折れ点の層間変位（曲げ+せん断）を基点として算出。

次頁以降に最大応答値の高さ方向の分布を示し、結果を考察する。

(1) 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数

津島(2009)、此花(2011)では過半の層が塑性化しているため最大せん断力の分布が耐力分布となっている。津島(2011)では中間層から上層での応答が大きくなっている。

(2) 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率

津島(2009)、此花(2011)の応答が 1/100 を超え最大層間変形角で 1/56, 1/64 となった。両者の最大応答層塑性率は建物の 1/3 の層で 1.60~2.00 となっている。

(3) 最大応答入力エネルギー

層の最大応答入力エネルギーの分布は、最大応答層塑性率の分布に似た様相となっている。此花(2011)の 3~4 層は津島(2009)の 1.40 倍となっている。双方でエネルギー量に差があることから此花(2011)では繰り返し応答による累積値が大きいといえる。

(4) 最大応答転倒モーメント

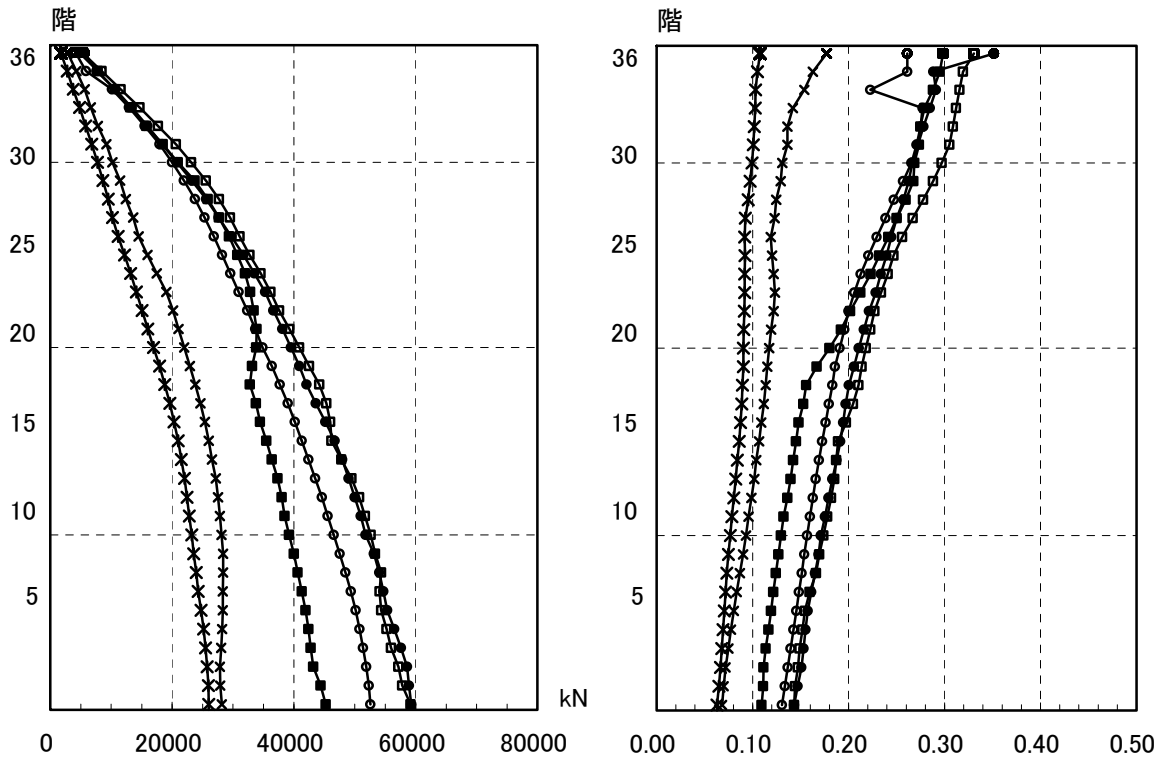
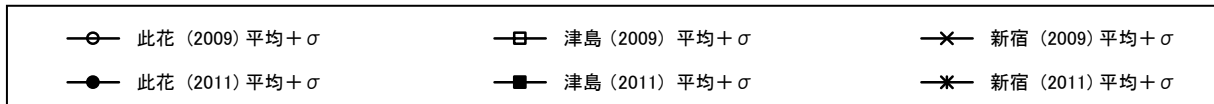
津島(2009)、此花(2011)の最大応答転倒モーメントの分布は層せん断力と同様に全体的に最大値を示し、建物の部材応力が最大になっていると考えられる。

(5) 最大応答加速度

応答加速度は、此花(2011)が小さく津島(2011)の方が大きくなっている。(2009)、(2011)ともに中間層で 200 (cm/s²)、下層，上層で 400 (cm/s²) となっている。

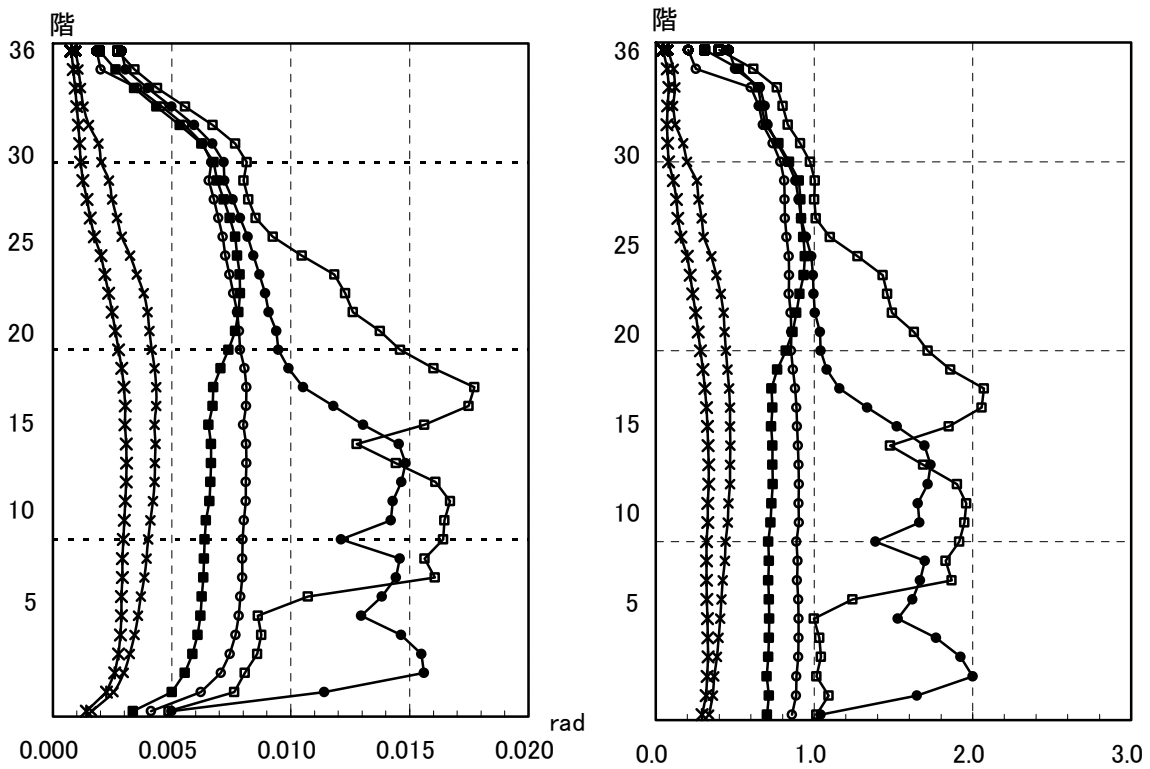
(6) 最大応答変位

最大応答変位は、大きな応答を示す津島(2009)、此花(2011)が 10 層から上層で同等な分布を示している。



(a) 最大応答層せん断力

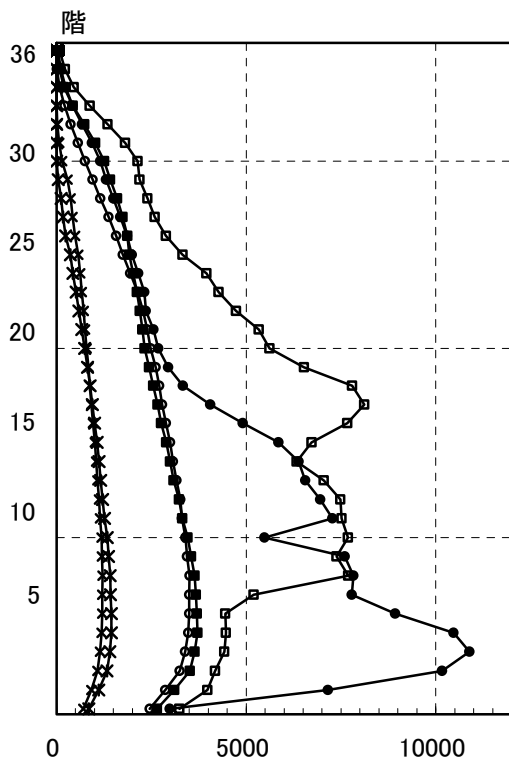
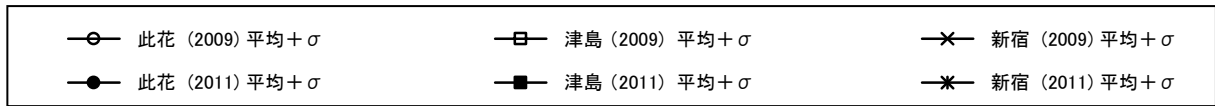
(b) 最大応答層せん断力係数



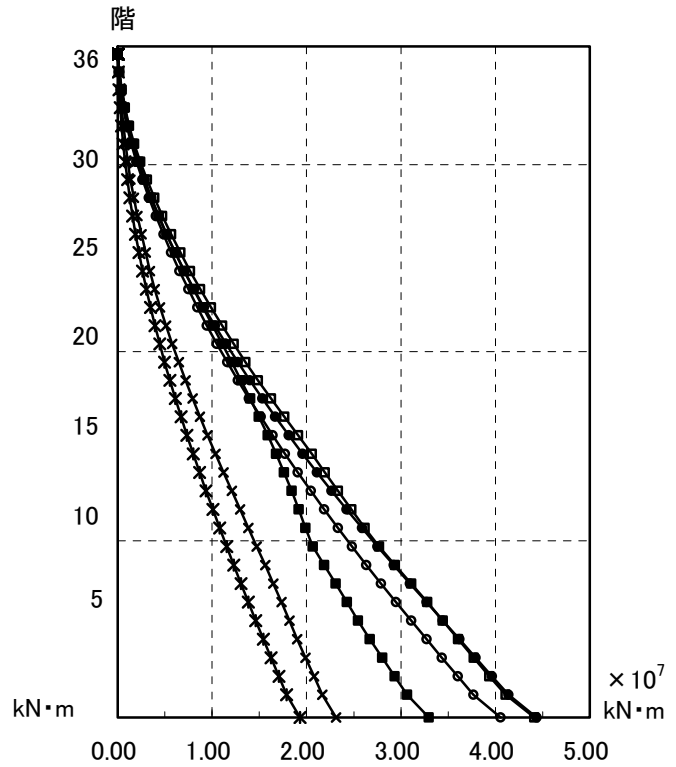
(c) 最大応答層間変形角

(d) 最大応答層塑性率

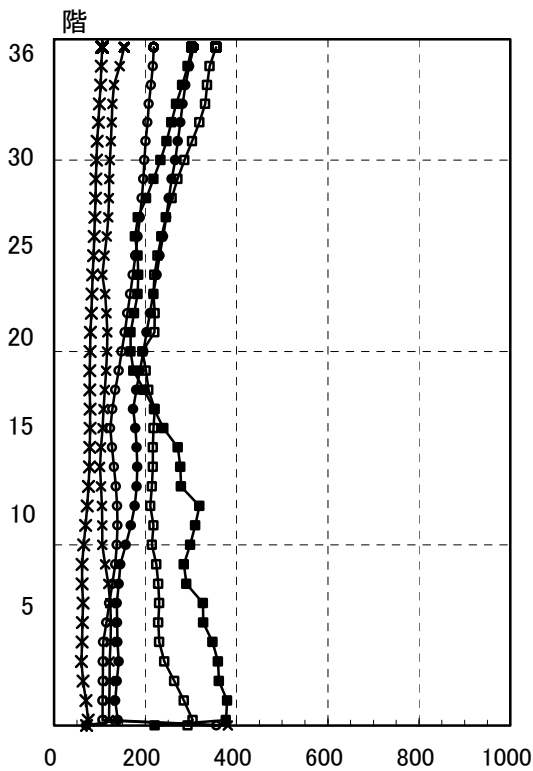
図 4.3.2-11 最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2011 地震動平均+ σ 波の比較】



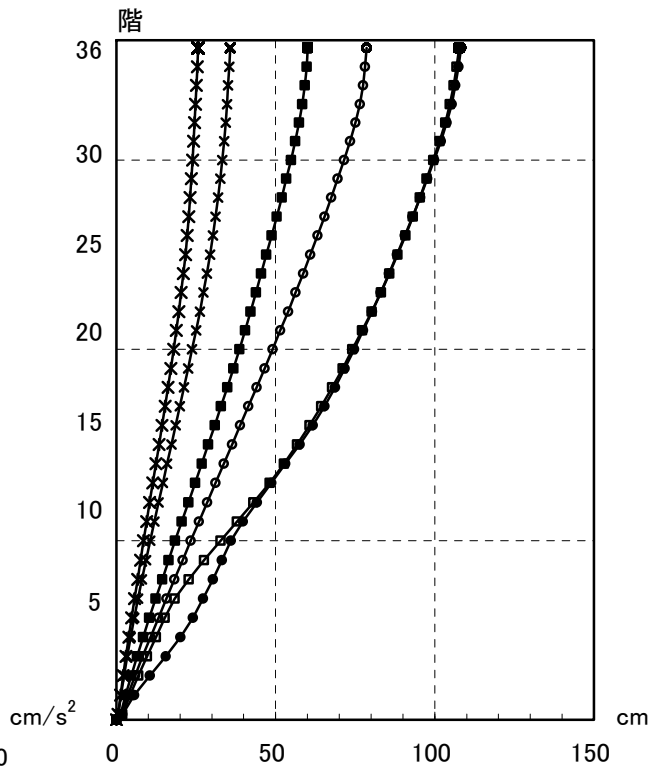
(e) 最大応答層入力エネルギー



(f) 最大応答転倒モーメント



(g) 最大応答加速度



(h) 最大応答水平変位

図 4.3.2-12 最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2011 地震動平均+ σ 波の比較】

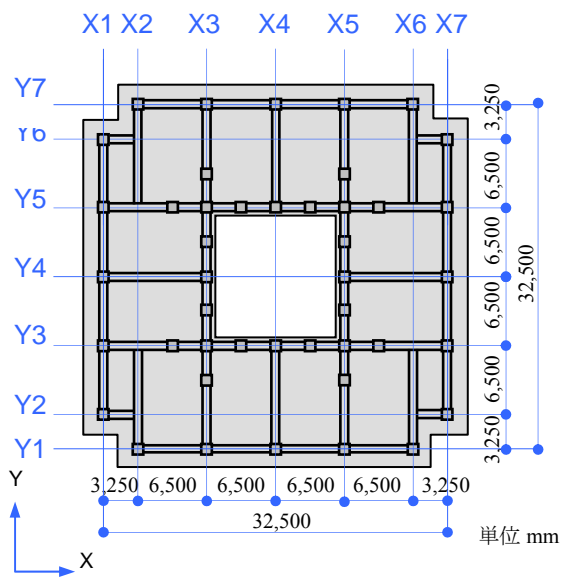


图 4.3.3-1 基准阶伏图

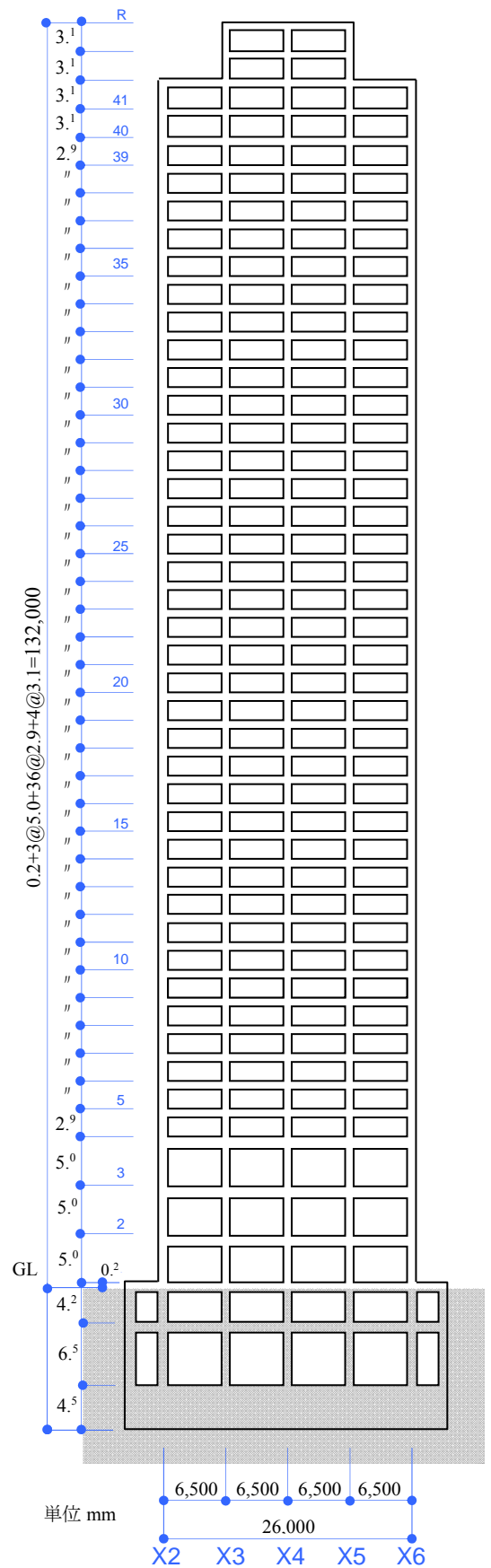


图 4.3.3-2 主要轴组图

4-3-3-3 静的漸増载荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

- : 応答限界変形点、おおよそ変形角 1/100 に達する点
- : 架構設計変形点、(応答限界変形点の履歴面積総和) ×2 を示す。

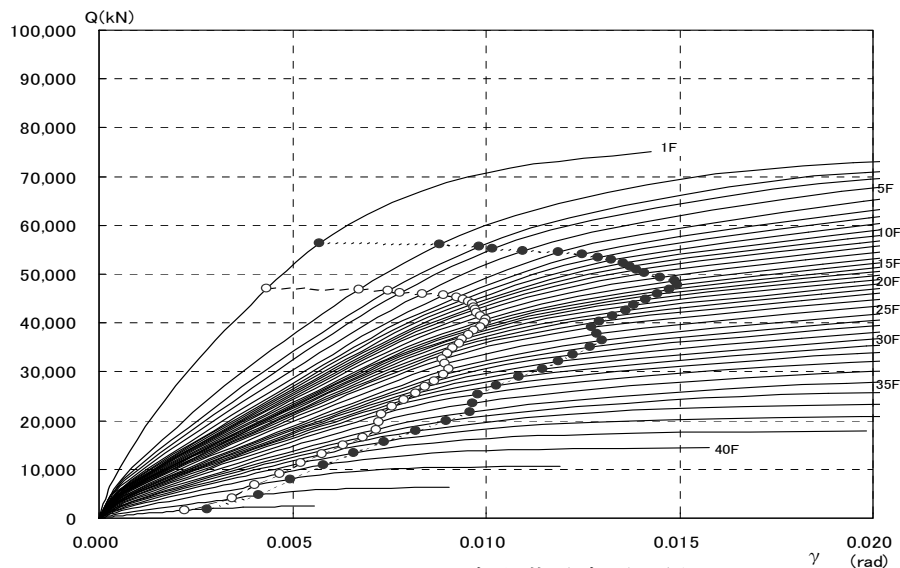


図 4.3.3-3 X 方向荷重変形関係

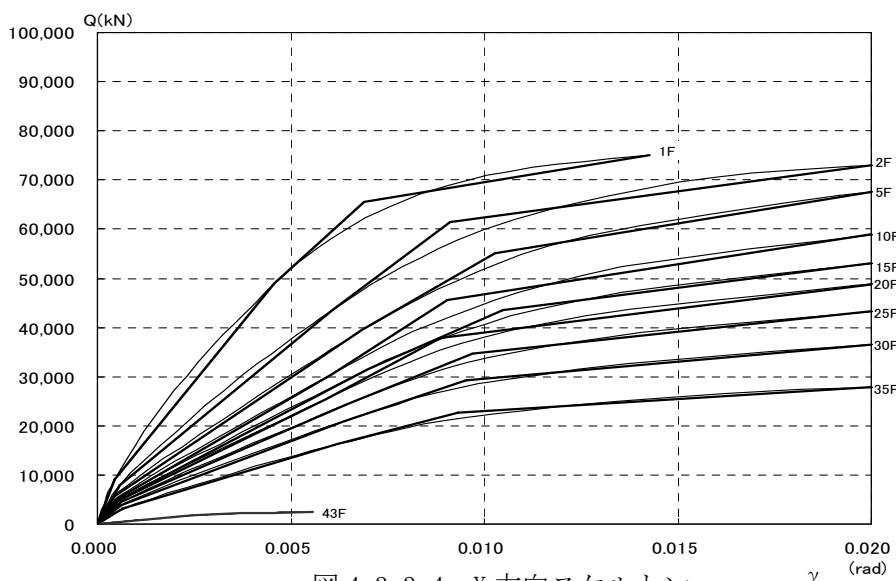


図 4.3.3-4 X 方向スケルトン

(2) 最終载荷時の各層の層せん断力 (係数) の一覧表 (最大層間変形角 約 1/50 時点)

階	ΣW (kN)	応答設計変形時			架構設計変形時		
		Q_i (kN)	C_i	層間変形角 (rad)	Q_i (kN)	C_i	層間変形角 (rad)
43F	1,280	1,587	1.240	1/452	1,895	1.480	1/359
30F	129,253	25,543	0.198	1/122	28,871	0.223	1/87
20F	237,987	36,629	0.154	1/106	43,743	0.184	1/72
10F	350,832	43,796	0.125	1/103	52,301	0.149	1/74
1F	468,412	47,137	0.101	1/230	56,291	0.120	1/176

4-3-3-4 2011 地震動平均波, 平均+ σ 波地震応答解析結果

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部 加速度 (cm/s ²)	頂部 変位 (cm)	層間 変形角 1/1,000(rad)	塑性率	頂部 残留変形 (cm)
RC-130	2011 年 (平均)	T-TN-N-KGIN (新宿)	61	30	3.4 (1/244)	0.56	0.1
		T-TN-N-SZO024 (浜松)	295	55	7.1 (1/141)	1.15	0.5
		T-TN-N-AIC003 (津島)	242	95	10.4 (1/101)	1.56	1.0
		T-TN-N-OSKH02 (此花)	192	90	9.9 (1/101)	1.52	1.1
	2011 年 (平均+ σ)	T-TN-N-KGIN (新宿)	113	57	6.2 (1/161)	1.02	0.0
		T-TN-N-SZO024 (浜松)	367	80	10.1 (1/99)	1.51	0.9
		T-TN-N-AIC003 (津島)	287	124	18.9 (1/53)	3.16	0.5
		T-TN-N-OSKH02 (此花)	284	148	20.2 (1/48)	3.34	0.2

- ・ 今回の計算波に対する応答の最大値は、平均の場合が津島波で変形角 1/101, 塑性率 1.56, 平均+標準偏差の場合が此花波で変形角 1/48, 塑性率 3.34 である。これは津島波と此花波の速度応答スペクトルが、建物初期剛性に対応する 3 秒域では津島波が大きく、建物が塑性化して周期の伸びる 4 秒より大きな周期域では逆に此花波が卓越するためである。
- ・ 平均波に対しては、標準的なクライテリアである変形角 1/100 以下, 塑性率 2 以下を満足しているが、平均+ σ 波に対しては、変形角が 1/50 を超え, 塑性率も 3 を超えている。
- ・ 1/50 を超える応答については、せん断変形成分に対して 2 次部材の追随性を検討し、部材レベルでヒンジの塑性回転角を評価するなど、さらなる検討が必要である。

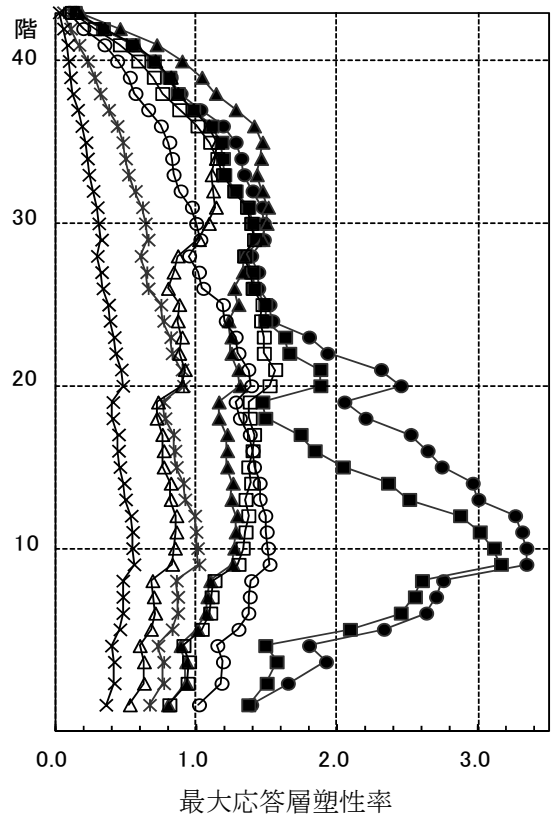
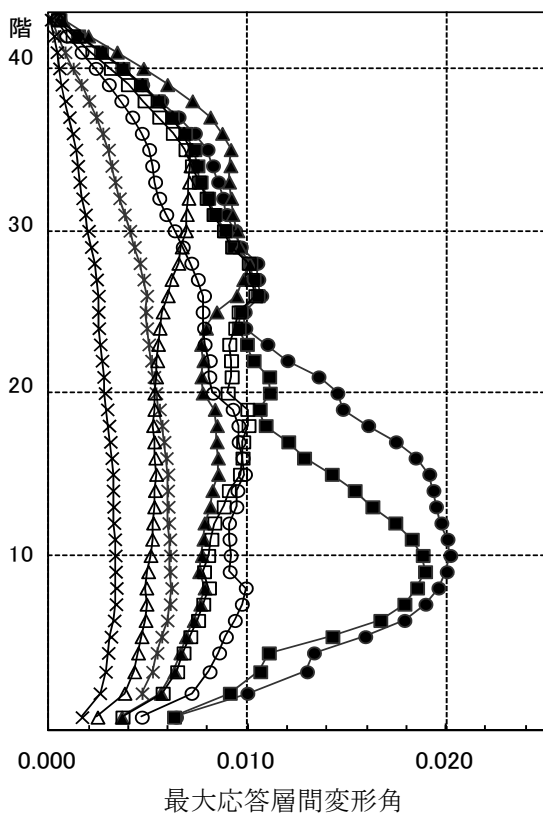
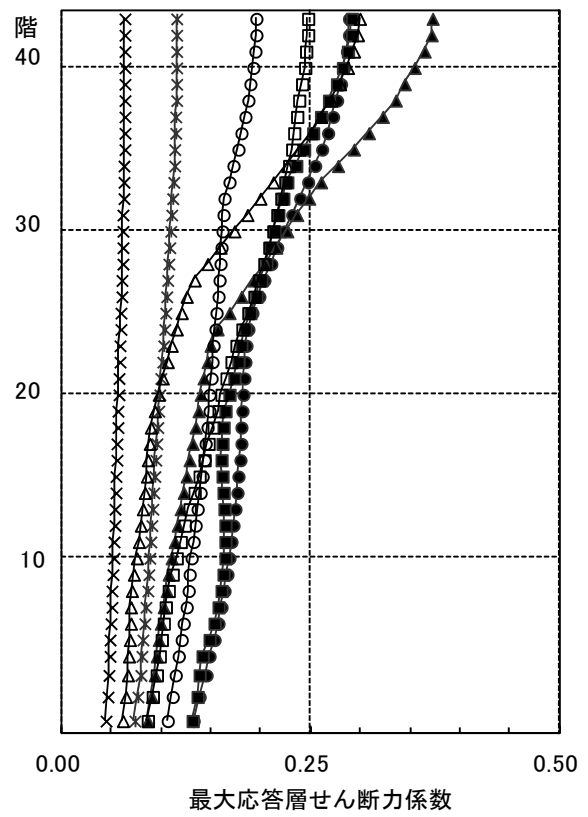
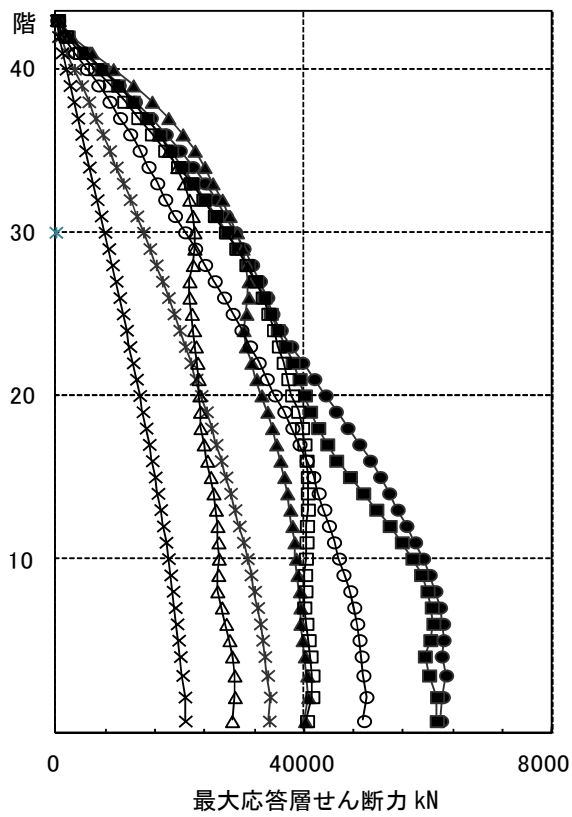
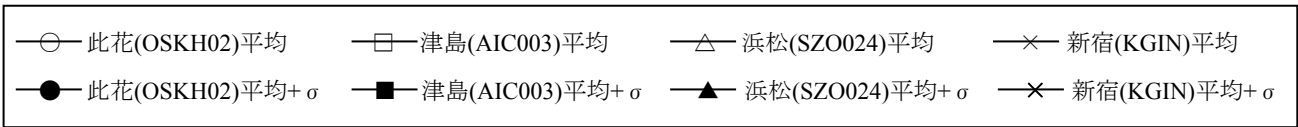


図 4.3.3-5 最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

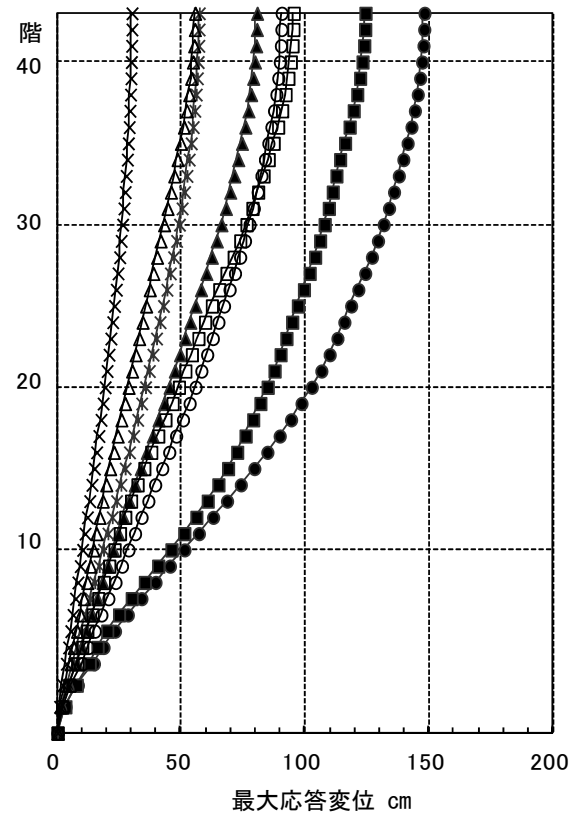
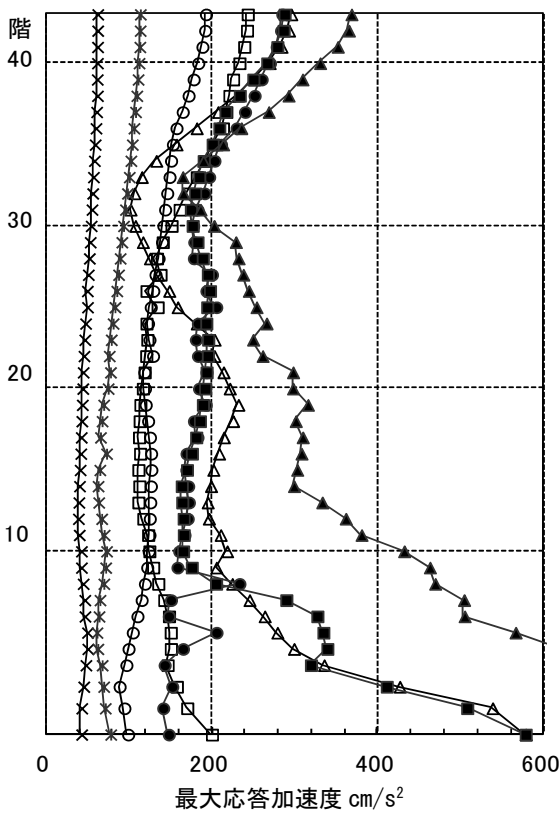
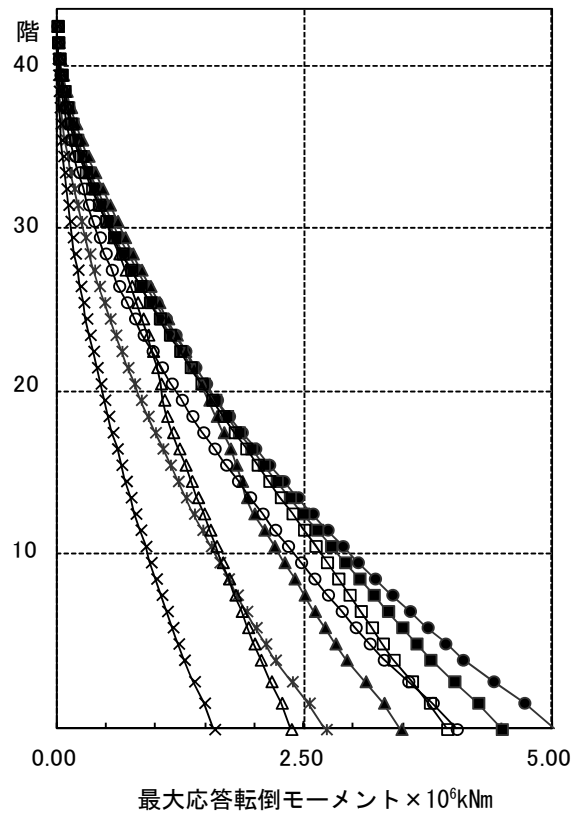
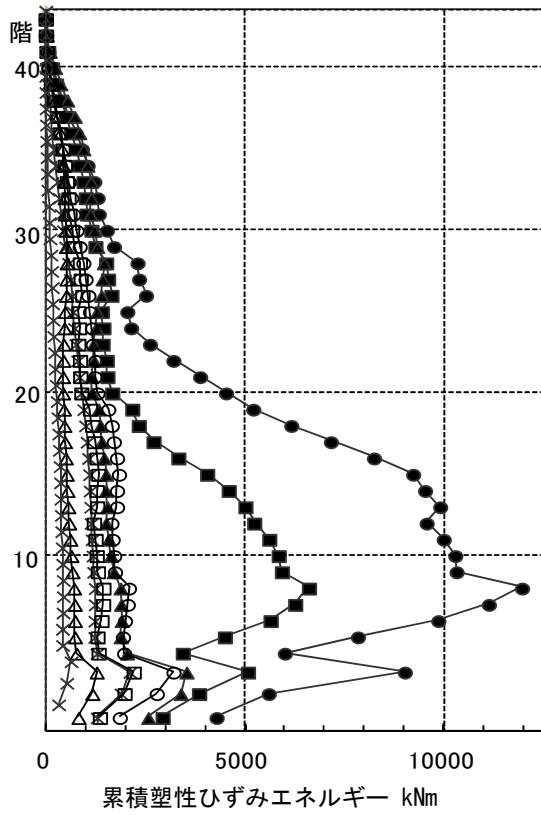
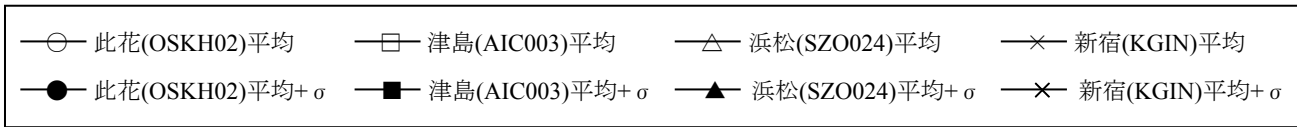
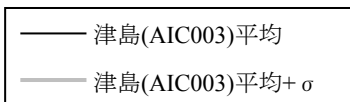
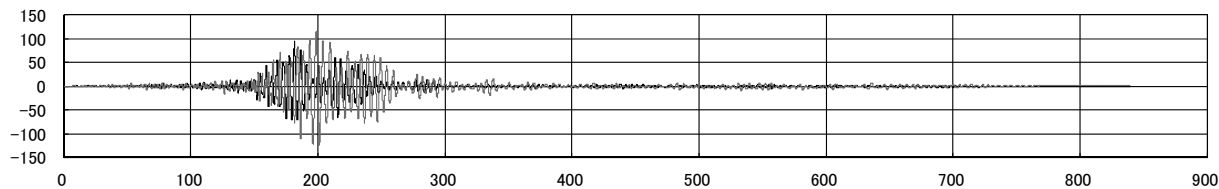


図 4.3.3-6 最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】



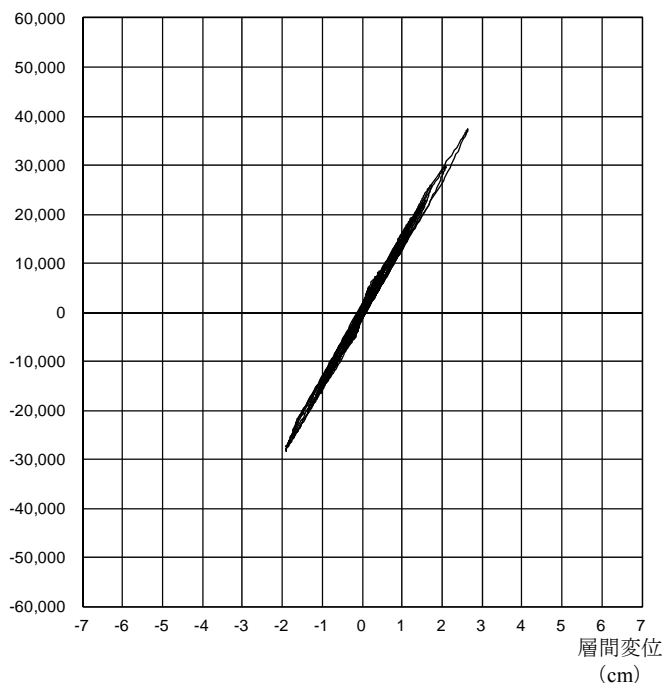
変位
(cm)



頂部応答変位

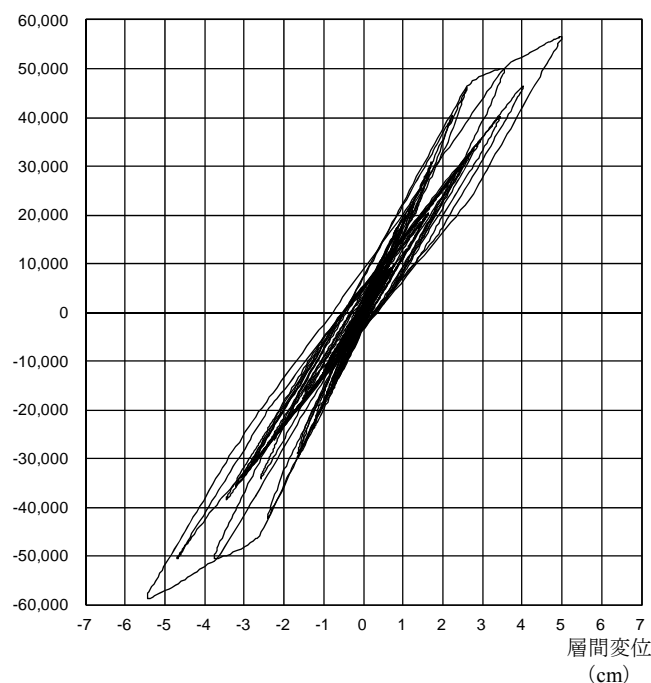
時刻
(秒)

層せん断力
(kN)



荷重変形関係図 (平均 21 階)

層せん断力
(kN)



荷重変形関係図 (平均+ σ 9 階)

図 4.3.3-7 頂部応答変位と荷重変形関係図 (津島 AIC003)

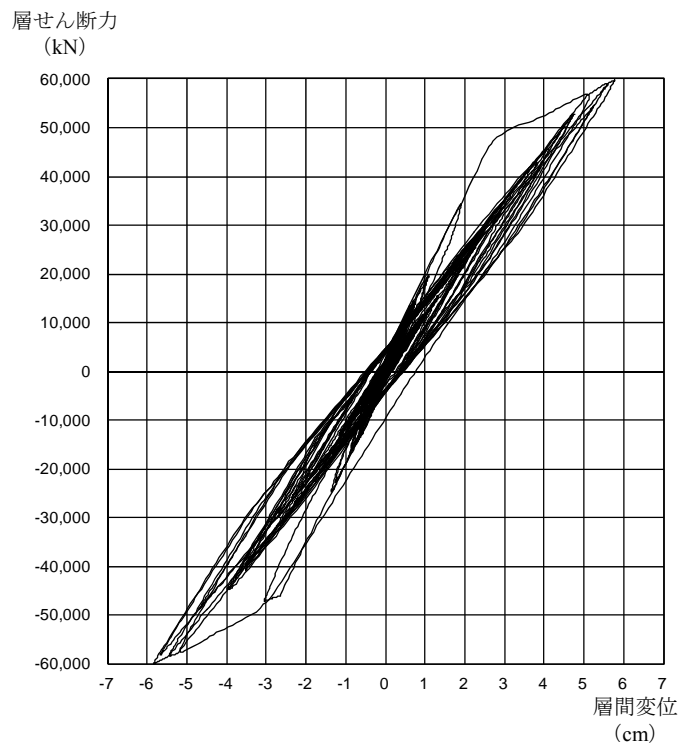
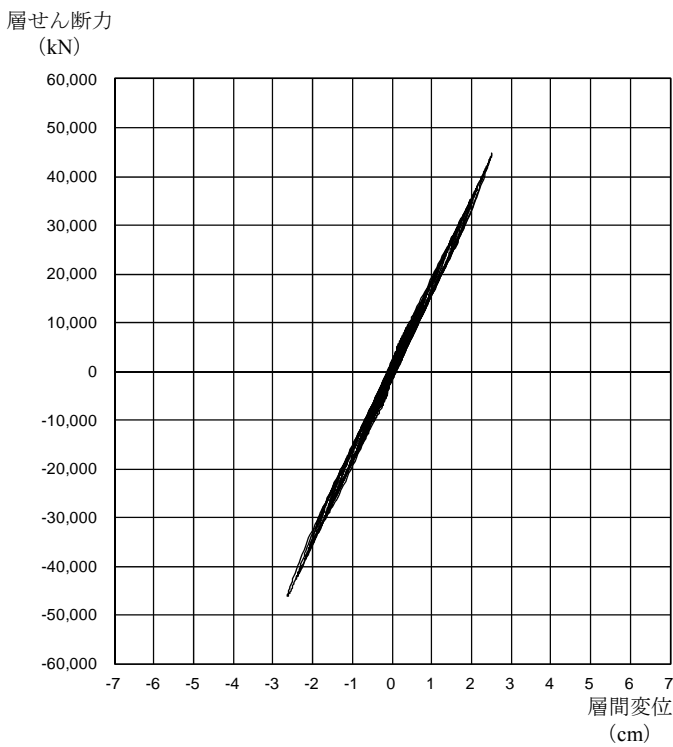
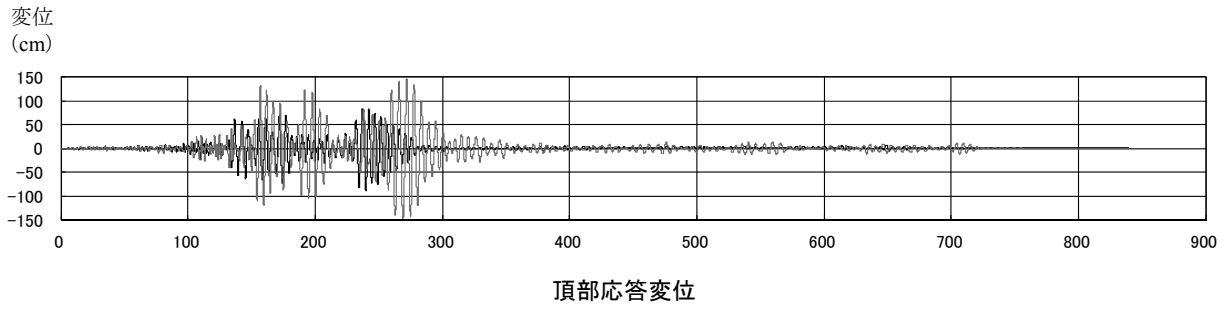
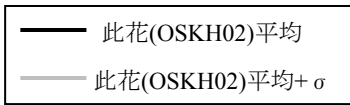


図 4. 3. 3-8 頂部応答変位と荷重変形関係図(此花 OSKH02)

4-3-3-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部 加速度 (cm/s ²)	頂部 変位 (cm)	層間 変形角 1/1,000(rad)	塑性率	頂部 残留変形 (cm)
RC-130	2009 年 (平均)	T-TN-KGIN (新宿)	94	45	4.8 (1/208)	0.77	0.5
		T-TN-AIC003 (津島)	199	90	9.7 (1/103)	1.44	7.4
		N-OSKH02 (此花)	162	89	9.7 (1/103)	1.49	2.8
	2011 年 (平均)	T-TN-N-KGIN (新宿)	61	30	3.4 (1/244)	0.56	0.1
		T-TN-N-AIC003 (津島)	242	95	10.4 (1/101)	1.56	1.0
		T-TN-N-OSKH02 (此花)	192	90	9.9 (1/101)	1.52	1.1

- ・今回作成された平均波に対する最大応答は前回 2009 年作成の平均波に比べて、変形が新宿波で 0.71 倍、津島波で 1.08 倍、此花波で 1.02 倍、塑性率で新宿波で 0.73 倍、津島波で 1.08 倍、此花波で 1.02 倍となっている。
- ・新宿波で 0.7 倍程度応答が小さくなっており、津島波、此花波では若干増大している。

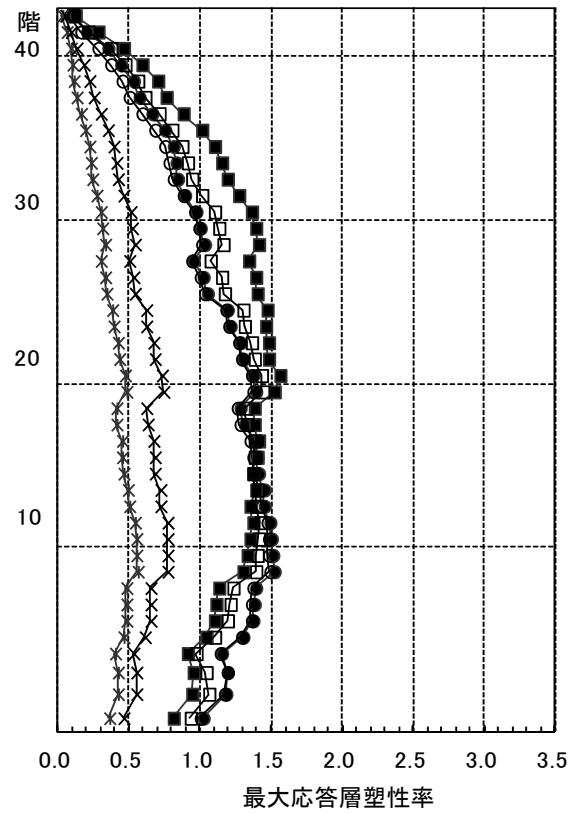
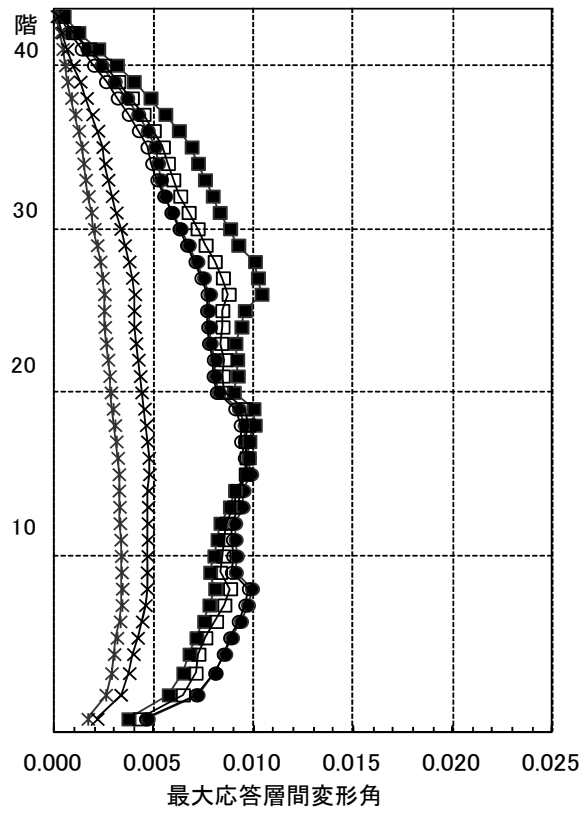
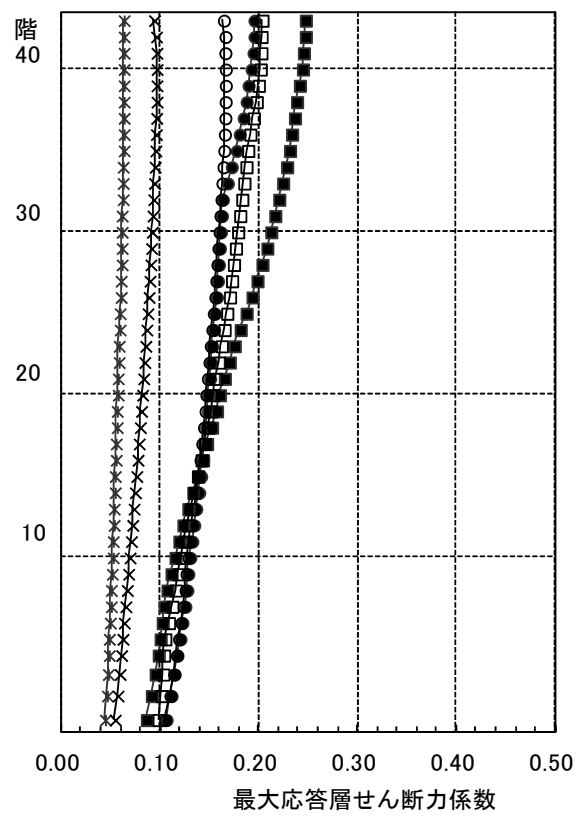
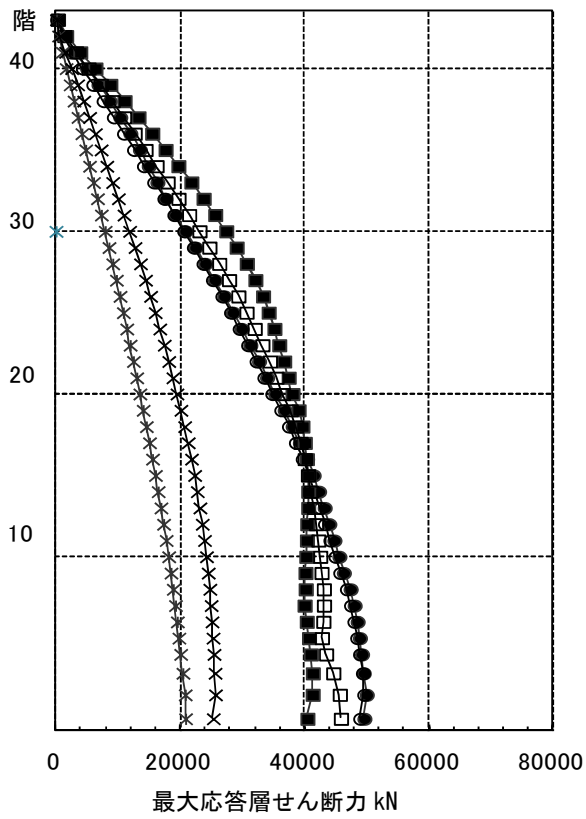
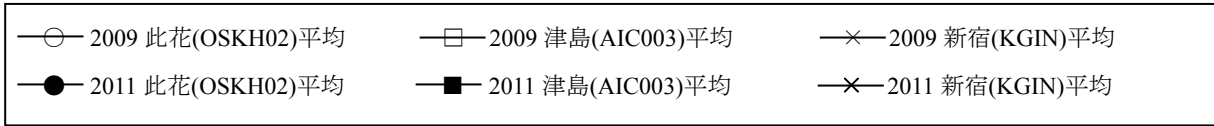


図 4.3.3-9 最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

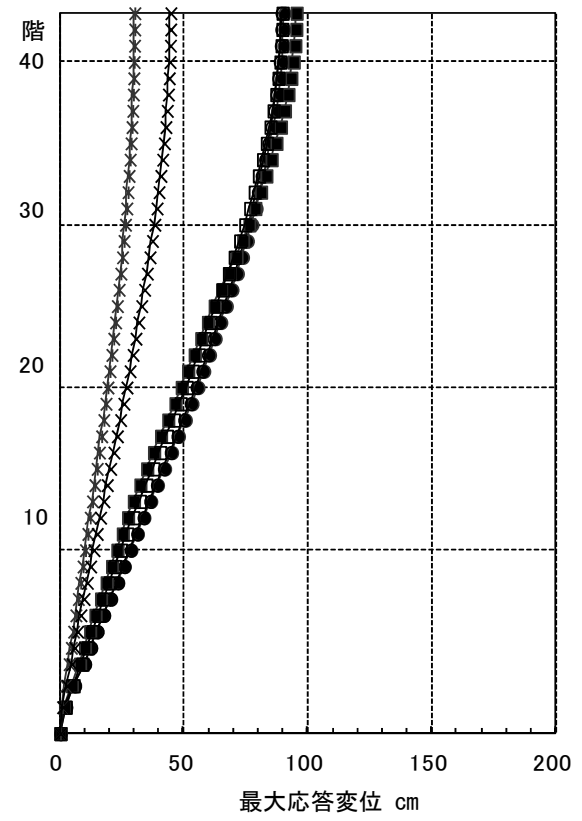
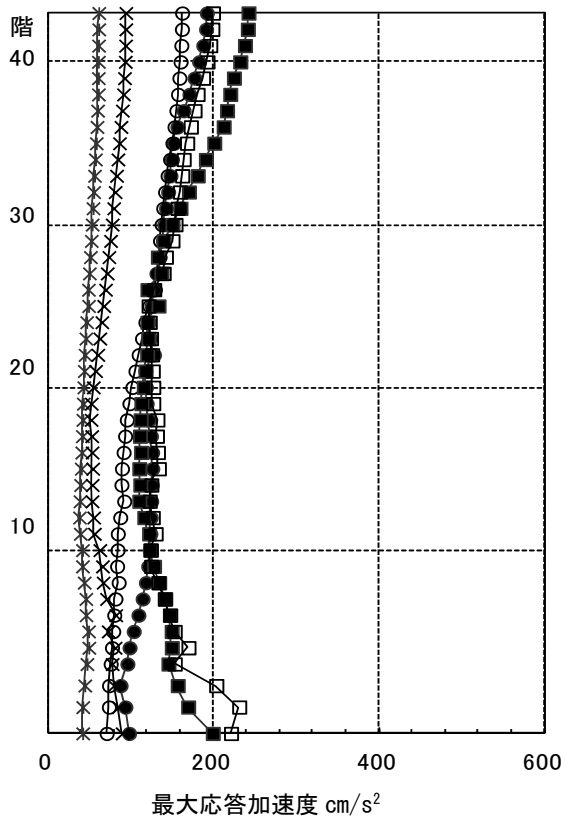
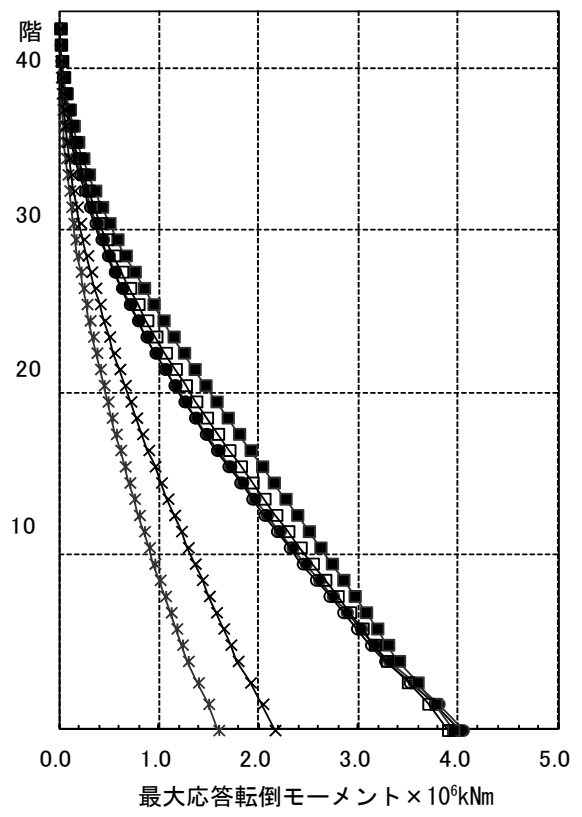
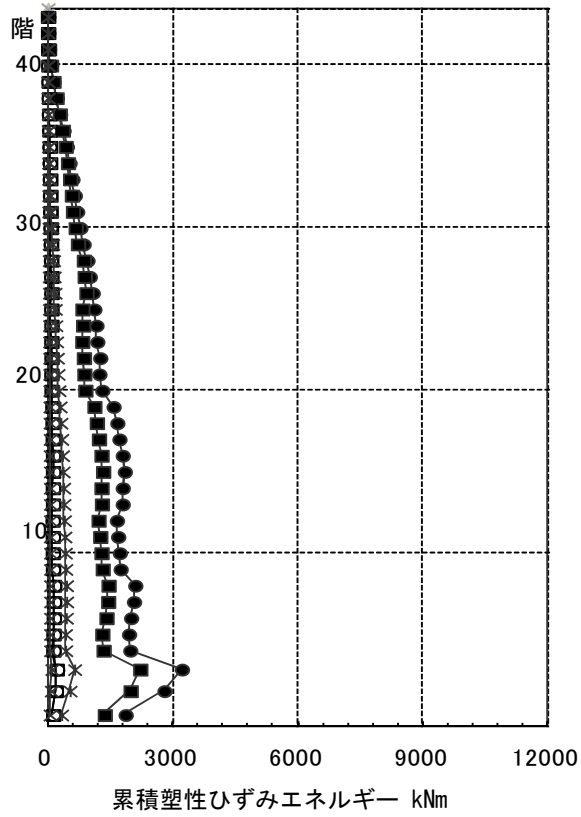
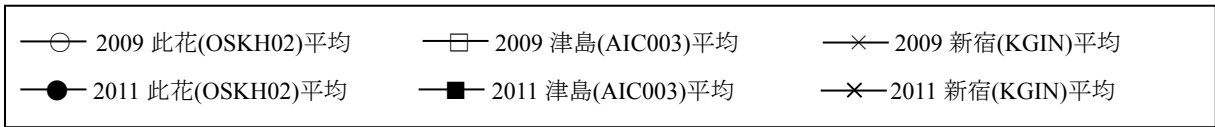


図 4.3.3-10 最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-3-3-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部 加速度 (cm/s ²)	頂部 変位 (cm)	層間 変形角 1/1,000(rad)	塑性率	頂部 残留変形 (cm)
RC-130	2009 年 (平均+σ)	T-TN-KGIN (新宿)	112	53	5.6 (1/178)	0.92	1.0
		T-TN-AIC003 (津島)	331	146	18.4 (1/ 54)	2.99	0.2
		N-OSKH02 (此花)	210	148	20.7 (1/ 48)	3.41	2.1
	2011 年 (平均+σ)	T-TN-N-KGIN (新宿)	113	57	6.2 (1/161)	1.02	0.0
		T-TN-N-AIC003 (津島)	287	124	18.9 (1/ 53)	3.16	0.5
		T-TN-N-OSKH02 (此花)	284	148	20.2 (1/ 48)	3.34	0.2

- ・今回作成された平均+σ波に対する最大応答は前回 2009 年作成の平均+σ波に比べて、変形が新宿波で 1.11 倍、津島波で 1.03 倍、此花波で 0.98 倍、塑性率が新宿波で 1.11 倍、津島波で 1.06 倍、此花波で 0.98 倍となっている。
- ・平均波では新宿波で 30%程度応答が小さくなっていたが、平均+σでは逆に 10%程度増加している。
- ・津島波は若干増加、此花波では若干低減している。
- ・津島、此花の平均+σ波では、変形が 1/50 以上、塑性率が 3 以上であることは、新旧とも共通である。

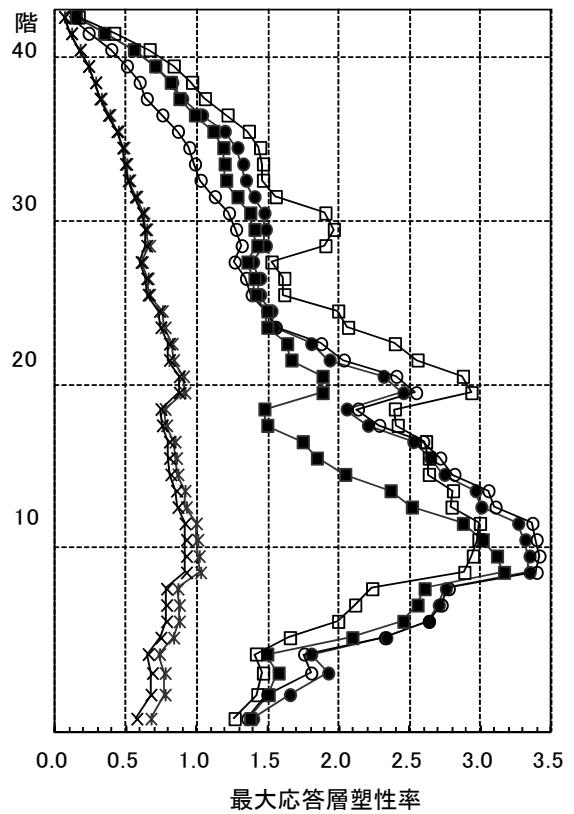
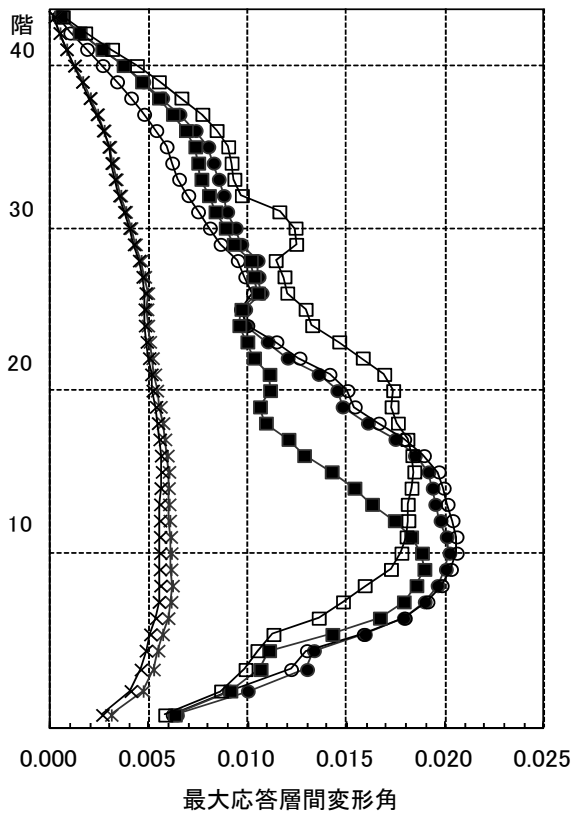
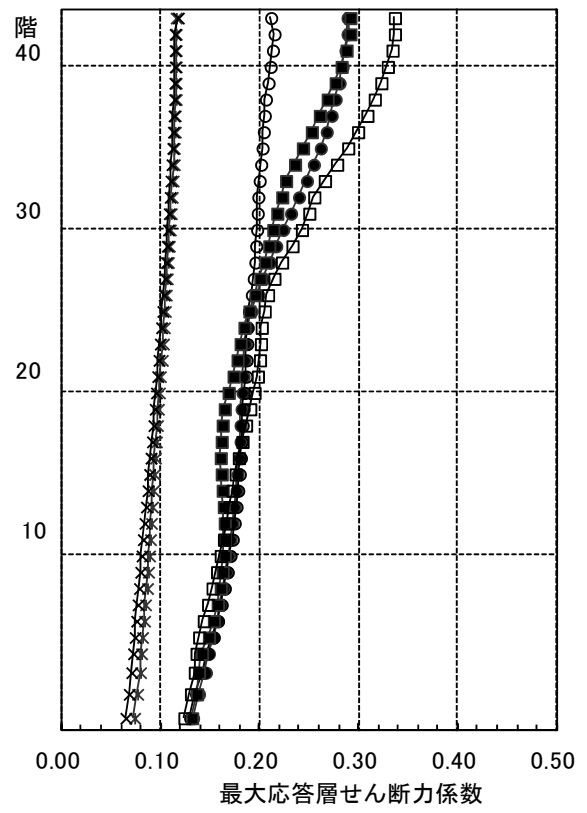
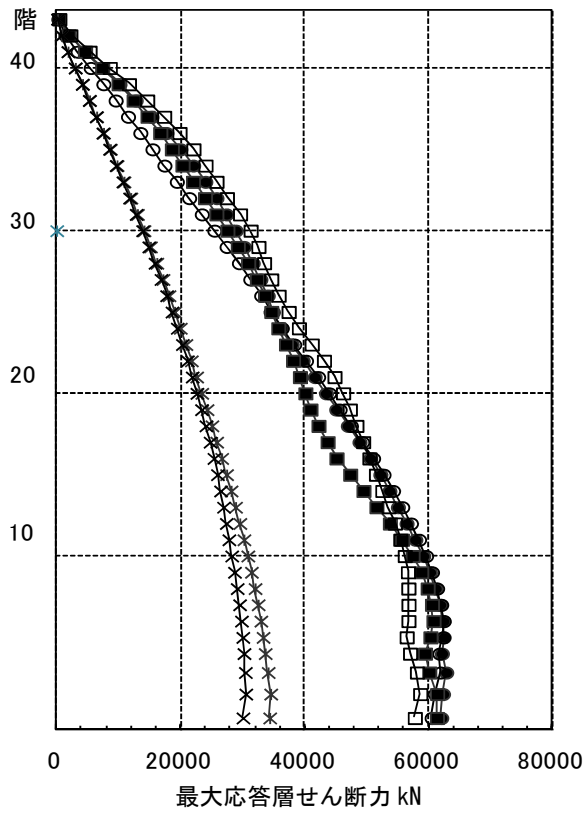
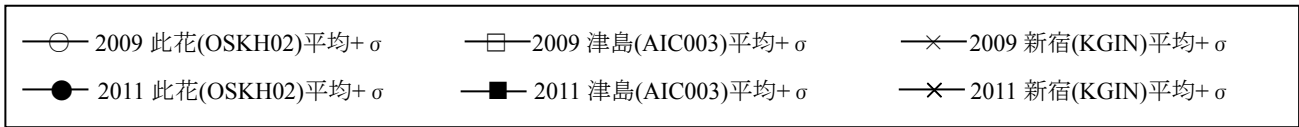


図 4.3.3-11 最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

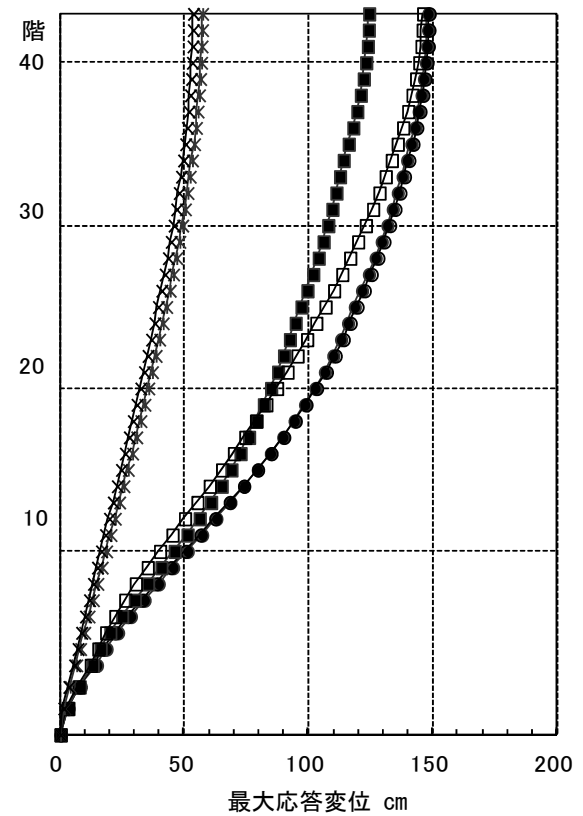
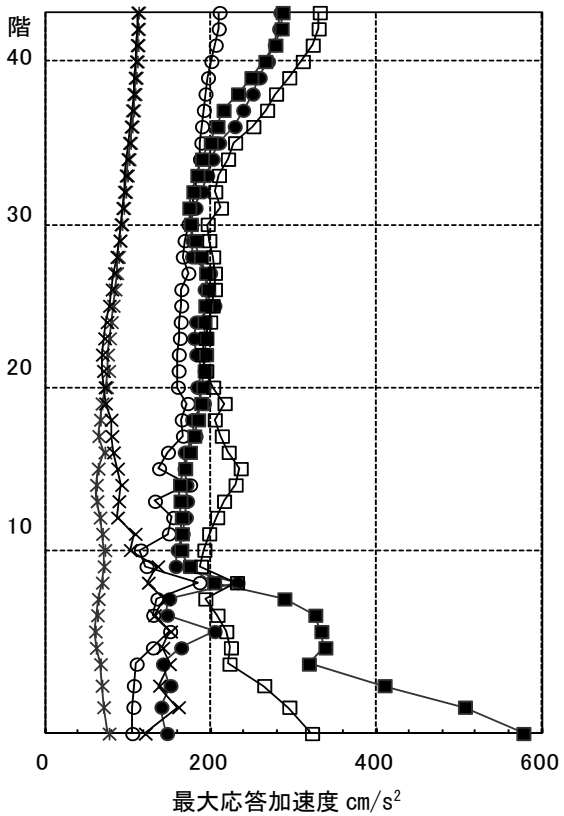
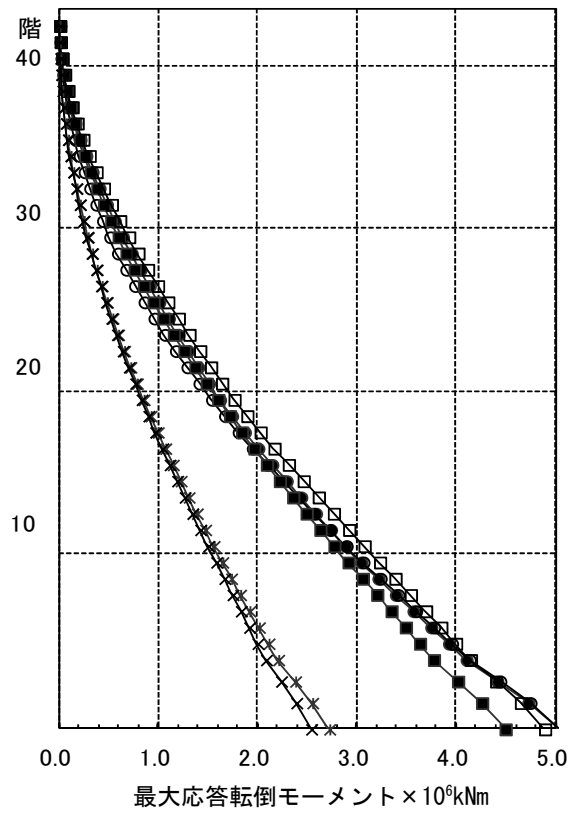
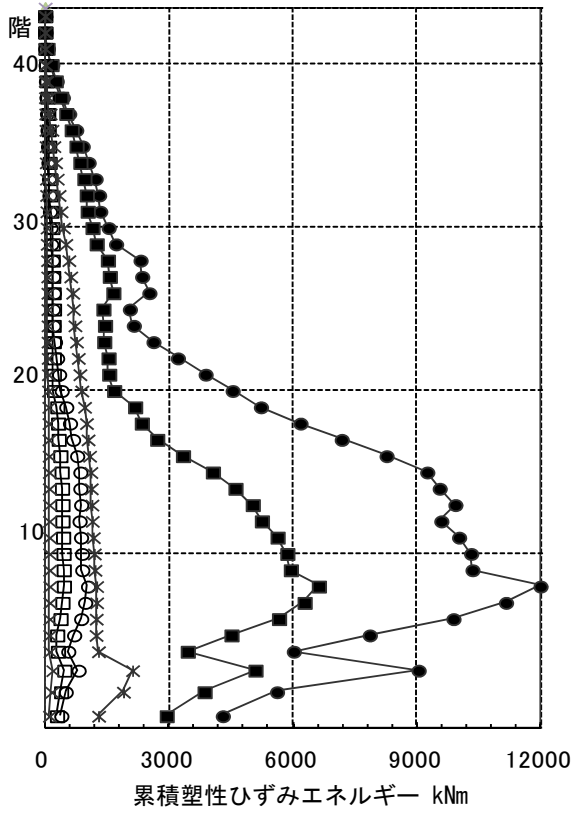


図 4.3.3-12 最大応答値(2) 【2011地震動平均+σ波と2009地震動平均+σ波の比較】

4-3-3-7 大阪地域の応答比較

- ・大阪地域の計算波は2009年が此花OSKH02(大阪市此花区北港緑地2丁目内)と大阪OSK005(大阪市東淀川区柴島1丁目1-1)で提供されていたが、今回新たに堺OSK006(堺市山本町4-7 三宝公園)が追加された。
- ・これら3地点は大阪市域の超高層建物が多く位置する、梅田、OBP(大阪ビジネスパーク)、天王寺・阿倍野とは図4-3-3.13の関係にある。これら3地域は距離および地盤条件から見てOSK005に近い。
- ・大阪平野では、6000年前の河内湾から2000年前の河内湖へと湾岸部の陸地化が進んできた歴史から地盤条件の差が大きい。とくに東大阪や八尾などは軟弱で厚い沖積層を有するので、長周期地震動についても大きな増幅を示す。

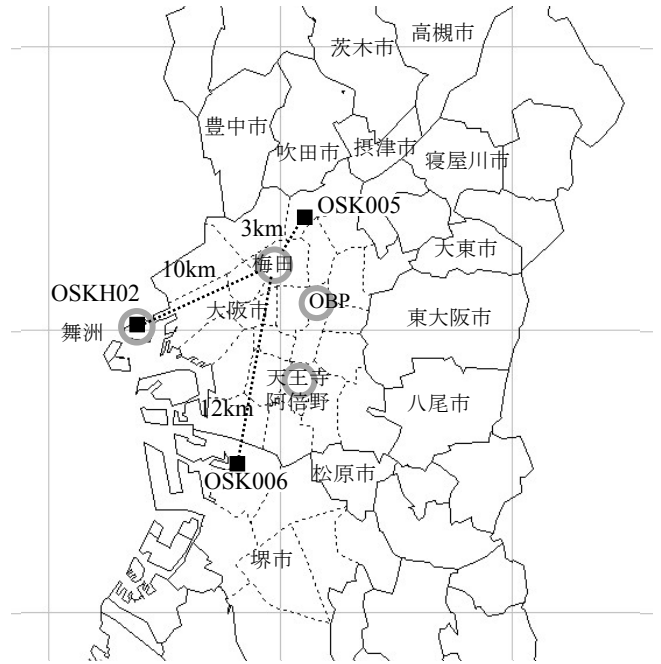


図 4. 3. 3-13 計算波提供地点

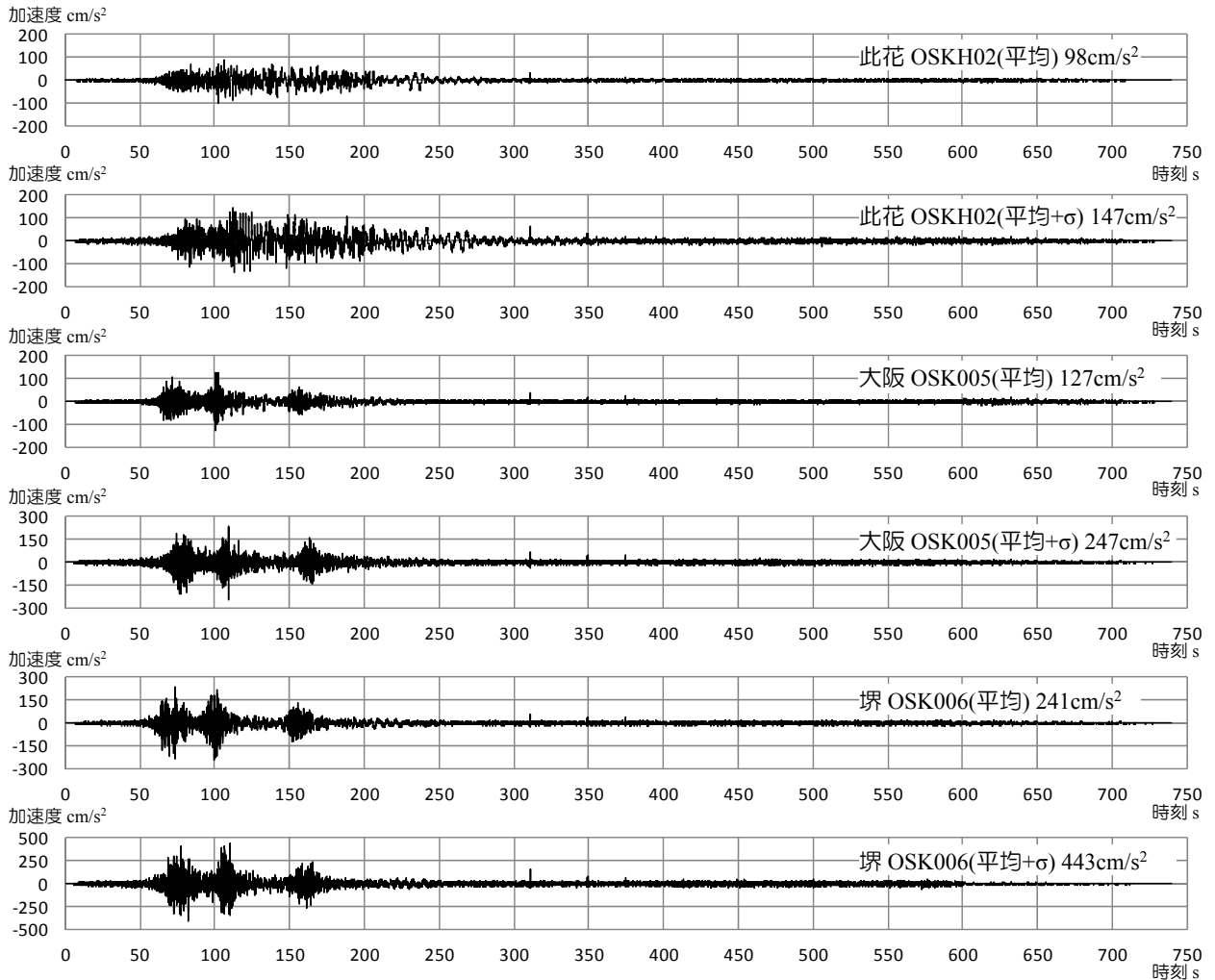


図 4. 3. 3-14 大阪地域の計算波の波形

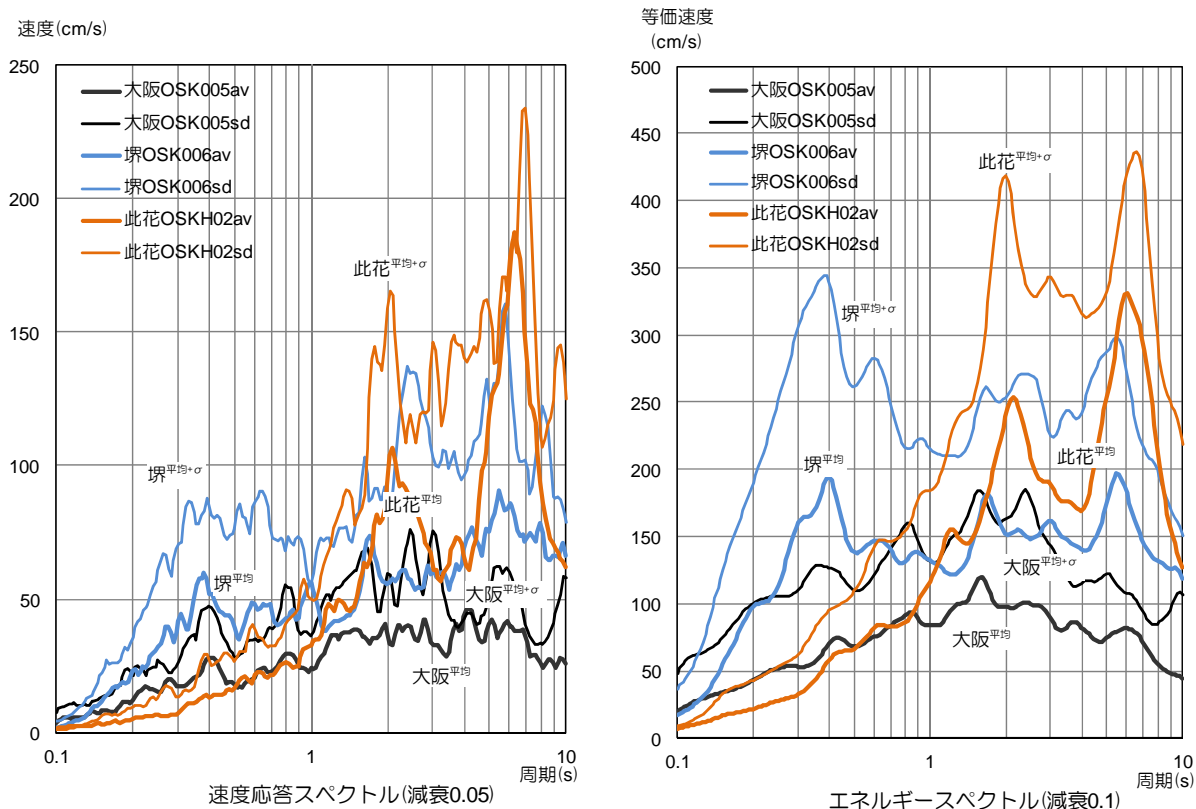


図 4. 3. 3-15 大阪地域の計算波のスペクトル比較

地震応答解析結果(大阪の場合)

モデル	入力地震波		最大応答値				
			頂部 加速度 (cm/s ²)	頂部 変位 (cm)	層間 変形角 1/1,000(rad)	塑性率	頂部 残留変形 (cm)
RC-130	2011年 (平均)	T-TN-N-OSKH02 (此花)	192	90	9.9 (1/101)	1.52	1.1
		T-TN-N-OSK005 (大阪)	108	29	3.2(1/313)	0.53	0.0
		T-TN-N-OSK006 (堺)	153	66	6.7(1/149)	1.13	0.3
	2011年 (平均+σ)	T-TN-N-OSKH02 (此花)	284	148	20.2 (1/ 48)	3.34	0.2
		T-TN-N-OSK005 (大阪)	119	38	4.1(1/244)	0.67	0.6
		T-TN-N-OSK006 (堺)	249	134	17.4(1/57)	2.88	1.1

- 大阪地域の計算波のスペクトル図によれば、湾岸部の此花,堺に比べて内陸部の大阪では卓越周期およびスペクトルの大きさの差が顕著である。
- このように計算波におけるサイト係数の影響は大きく、検討敷地が計算点と異なる場合は、提供された計算波の採択に十分な注意が必要である。
- スペクトルの差に応じて、応答結果は此花,堺,大阪の順に大きく、平均,平均+σとも変形では3:2:1、塑性率では5:4:1となっている。

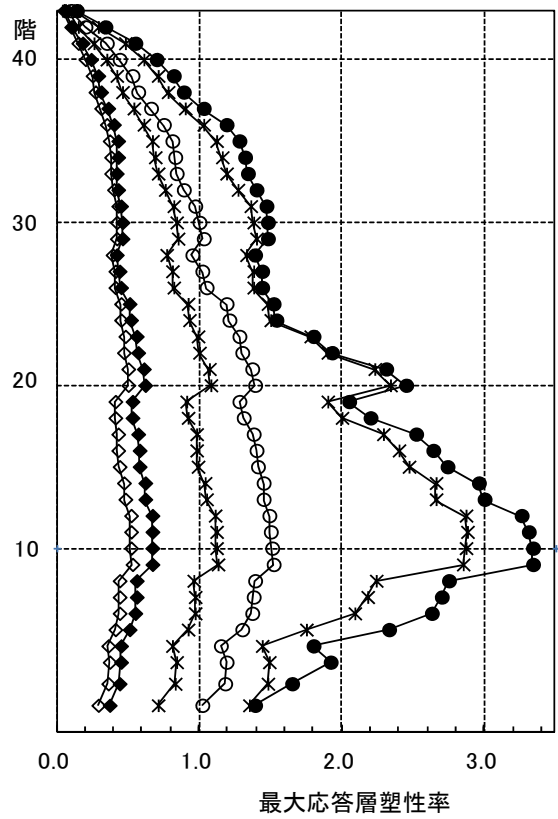
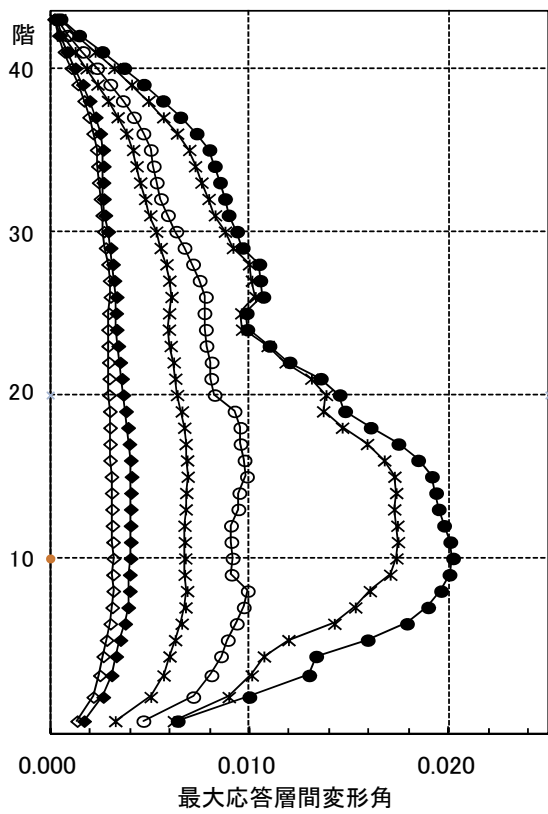
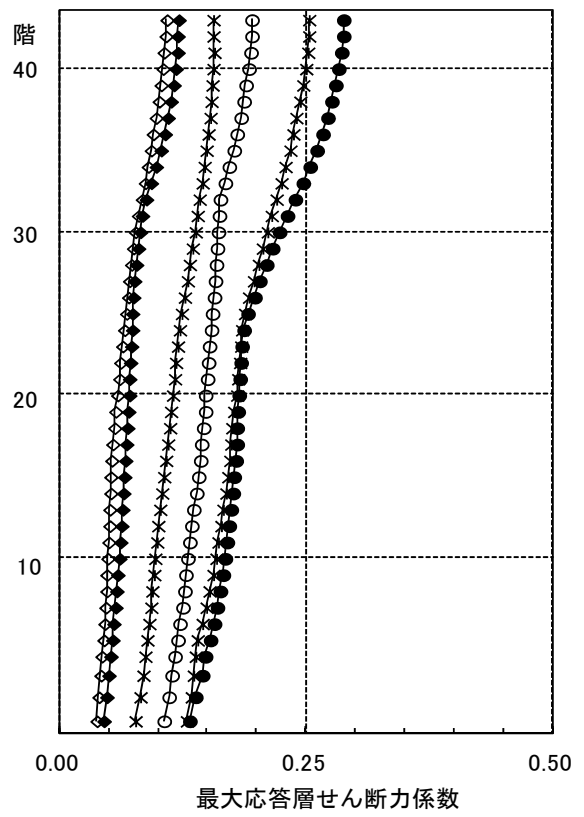
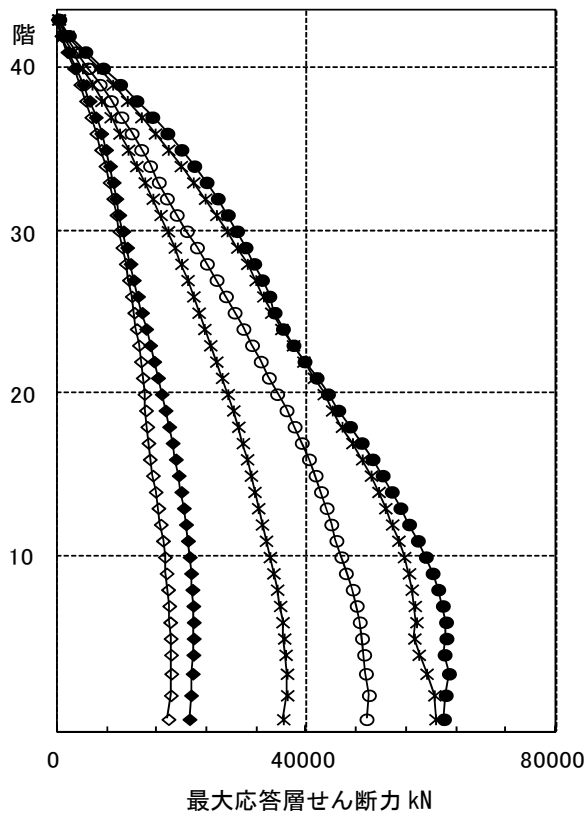
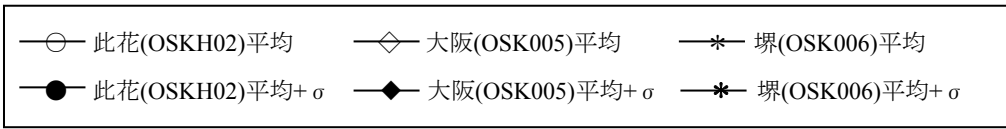


図 4.3.3-16 最大応答値(1) 大阪地域の地震動の応答比較

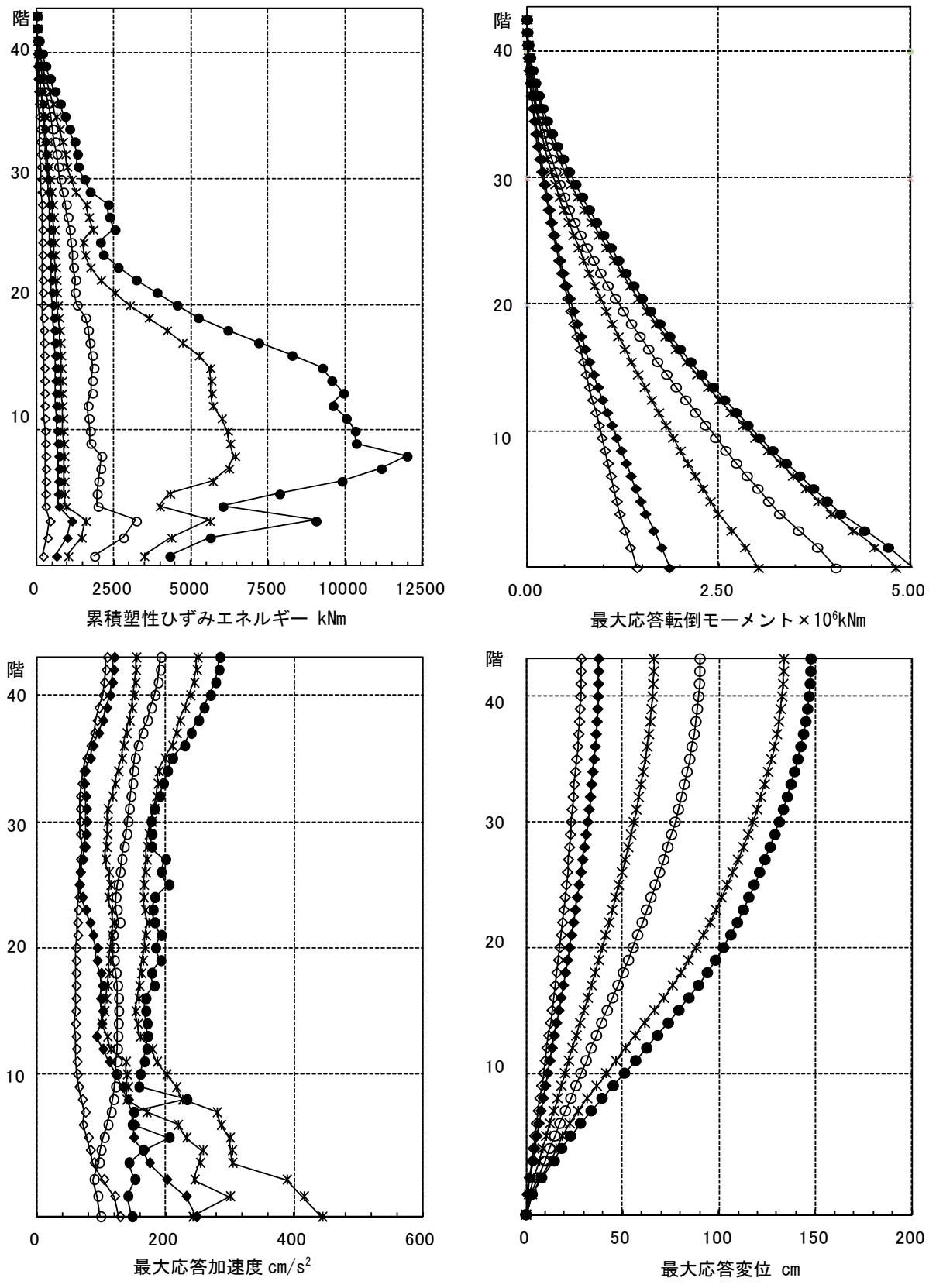
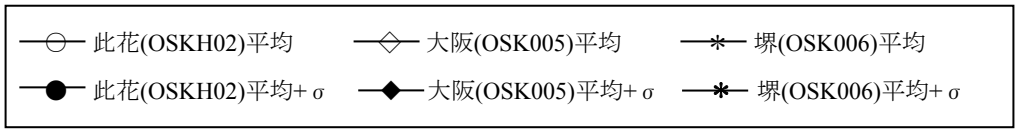


図 4.3.3-17 最大応答値(2) 大阪地域の地震動の応答比較

4-3-4 RC150m級建物(1)

4-3-4-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
RC造	1990年代	47F/B1/P1	150.45m	2.37s(X) 3.48s(Y)	X, Y	中廊下型 純ラーメン構造

(次頁以降に略伏図と略軸組図を示す)

- ・制振部材がなく、単純にフレームによるエネルギー吸収に期待した耐震構造の建物である。
- ・X方向は、外周部とコア部分に均等フレーム(基準スパン 5.7m)を有していることから剛性が高いが、梁の降伏がほぼ同時に発生するため、荷重変形曲線の折れ曲がりが見え、第3次勾配の剛性が小さい。
- ・Y方向は、アスペクト比が大きく剛性の確保が問題となることから、建築計画に支障のない範囲で架構を設け、適正な剛性が確保できるよう計画している。
荷重変形曲線上はなだらかである。

4-3-4-2 モデル化の方針

項目			
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系	<input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input checked="" type="checkbox"/> 平面骨組	<input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数	<input type="checkbox"/> 初期剛性比例	<input checked="" type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
	[3.0%]		
解析プログラム	<input checked="" type="checkbox"/> 市販	[RESP-M2]	<input type="checkbox"/> 自社開発
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P- δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材(柱・壁)の軸力・曲げ非線形相互作用考慮		
当時の一般規定* の解析上の扱い			
その他	塑性率の基点は、第2折点を起点としている。		

* (幅厚比、ボルト、横補剛等)

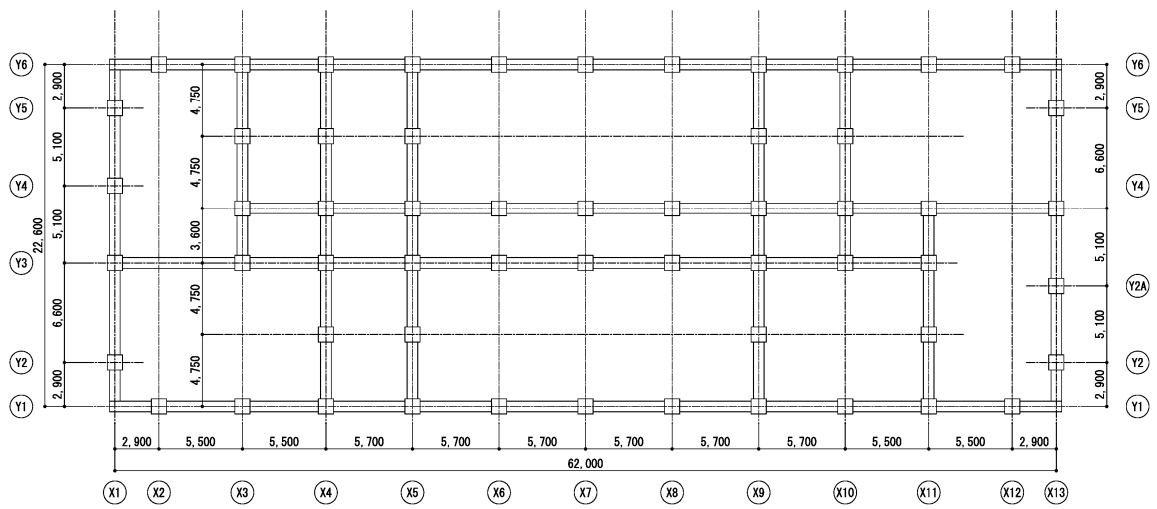


图 4.3.4-1 基準階架構平面図

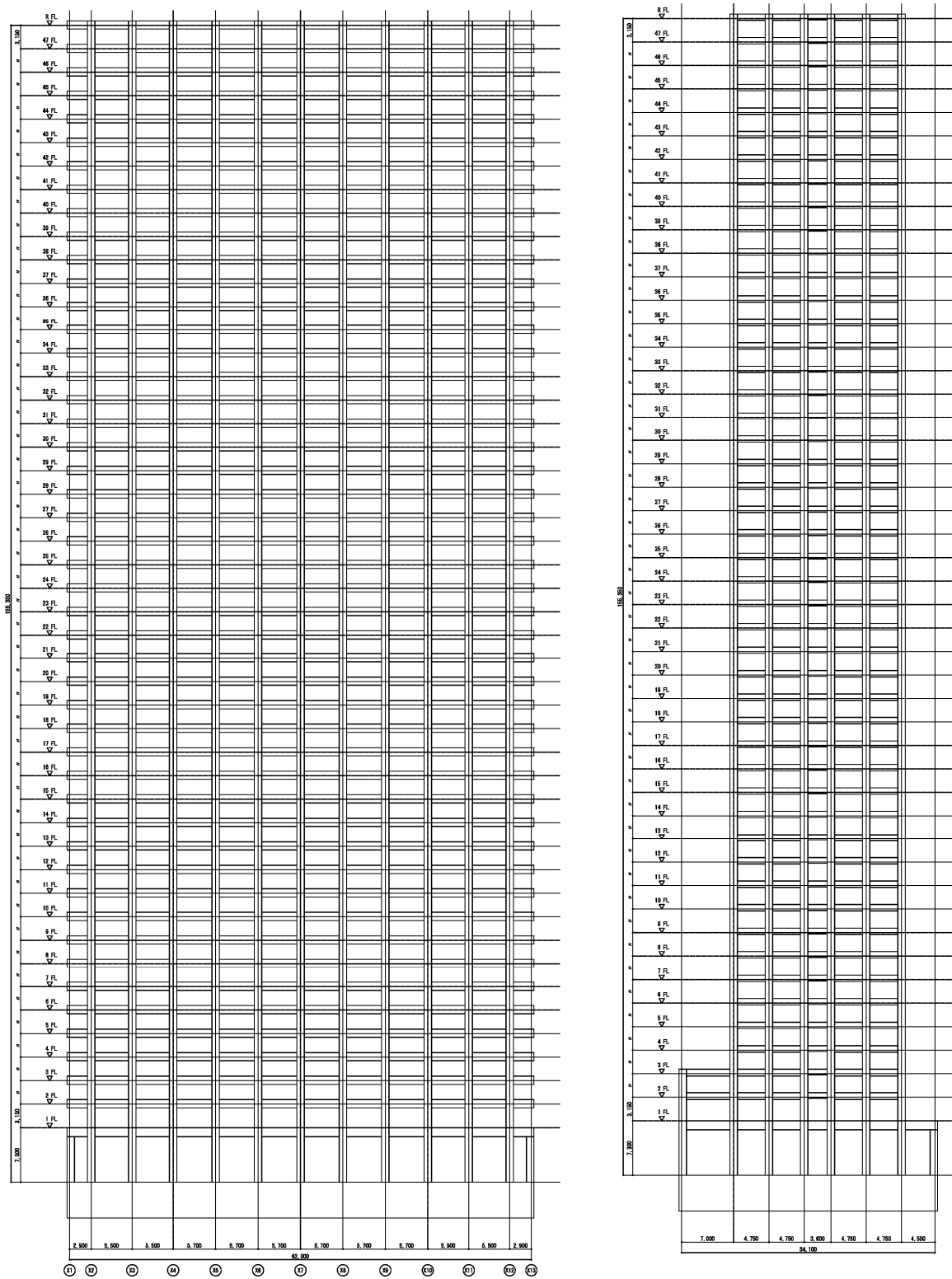


图 4.3.4-2 主要轴组图

4-3-4-3 静的漸増载荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

応答限界変形時：X 方向全体変形角 1/150 時，Y 方向全体変形角 1/125 時

架構限界変形時：応答限界変形時の代表高さにおける履歴面積の 2 倍が確保できる変形角

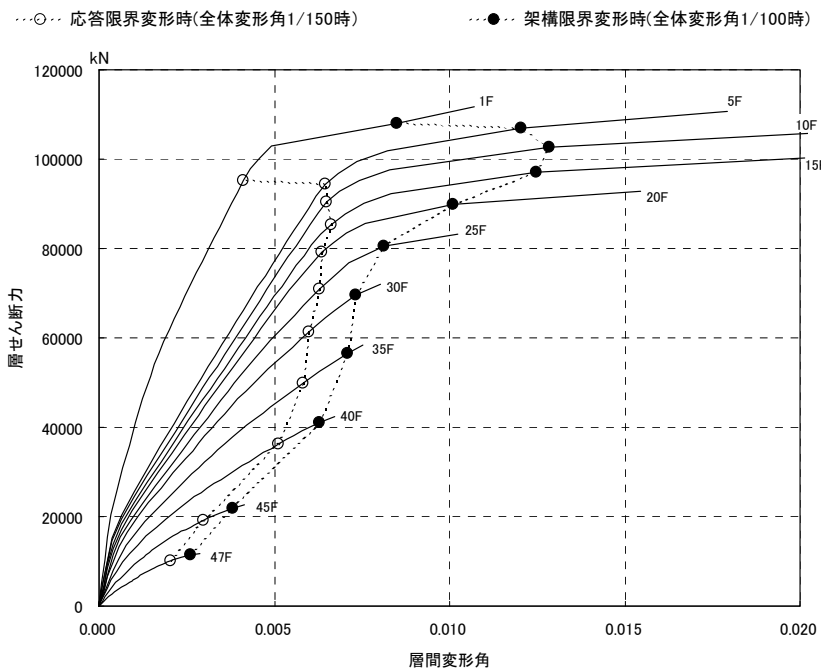


図 4.3.4-3 (X 方向)

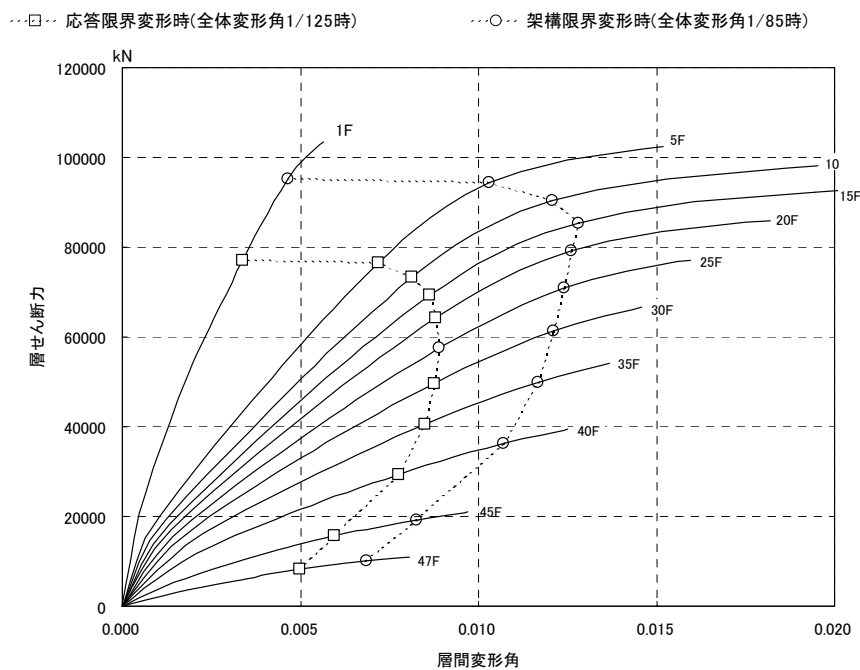


図 4.3.4-4 (Y 方向)

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力 (係数) の一覧表

X方向

階	ΣW (kN)	応答限界変形時 (全体変形角 1/150 時)		架構限界変形時 (全体変形角 1/100 時)	
		層せん断力(kN)	層せん断力係数	層せん断力(kN)	層せん断力係数
47F	34280	10064	0.5420	11424	0.6153
30F	309538	61273	0.1980	69553	0.2247
20F	491487	79104	0.1609	89795	0.1827
10F	678175	90333	0.1332	102542	0.1512
1F	857419	95174	0.1110	108034	0.1260

Y方向

階	ΣW (kN)	応答限界変形時 (全体変形角 1/125 時)		架構限界変形時 (全体変形角 1/85 時)	
		層せん断力(kN)	層せん断力係数	層せん断力(kN)	層せん断力係数
47F	34280	8160.0	0.2380	10063.9	0.2936
30F	309538	49681.3	0.1605	61273.2	0.1980
20F	491487	64138.8	0.1305	79104.2	0.1609
10F	678175	73242.6	0.1080	90333.3	0.1332
1F	857419	77167.4	0.0900	95174.0	0.1110

4-3-4-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)						
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm	
RC 150m級(1)	此花(OSKH02)平均	167.0	51.9	1/ 213	0.71	-	9.08	
	津島(AIC003)平均	158.3	61.5	1/ 183	0.82	-	6.96	
	新宿(KGIN)平均	73.3	16.8	1/ 559	0.25	-	1.32	
	浜松(SZ0024)平均	270.2	64.1	1/ 183	0.87	-	3.96	
	入力地震波	最大応答値(Y方向)						
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm	
		此花(OSKH02)平均	198.5	121.9	1/ 104	0.99	-	8.20
		津島(AIC003)平均	163.0	69.5	1/ 164	0.60	-	5.50
		新宿(KGIN)平均	63.4	30.9	1/ 375	0.27	-	2.57
		浜松(SZ0024)平均	274.6	54.9	1/ 142	0.87	-	5.54

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)						
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm	
RC 150m級(1)	此花(OSKH02)平均+σ波	285.5	112.3	1/ 63	2.36	-	11.99	
	津島(AIC003)平均+σ波	255.0	67.1	1/ 164	0.93	-	9.29	
	新宿(KGIN)平均+σ波	91.6	30.9	1/ 303	0.51	-	2.06	
	浜松(SZ0024)平均+σ波	386.7	91.6	1/ 94	1.57	-	7.11	
	入力地震波	最大応答値(Y方向)						
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm	
		此花(OSKH02)平均+σ波	305.0	158.1	1/ 59	2.10	-	9.59
		津島(AIC003)平均+σ波	264.3	121.2	1/ 92	1.19	-	3.45
		新宿(KGIN)平均+σ波	118.0	72.5	1/ 167	0.62	-	4.78
		浜松(SZ0024)平均+σ波	356.0	72.1	1/ 125	1.13	-	9.61

※層の塑性率は、第2折点を起点として算出している。

- 平均波の応答結果は、全ての地震波でX、Y方向共にクライテリアを満足する結果となる。
(層間変形角：1/100、層の塑性率：2.0以下)
- 平均波+σ波の応答結果は、此花(OSKH02)平均+σ波において最大値を示し、層間変形角、層の塑性率共にクライテリアを超過する結果となる。

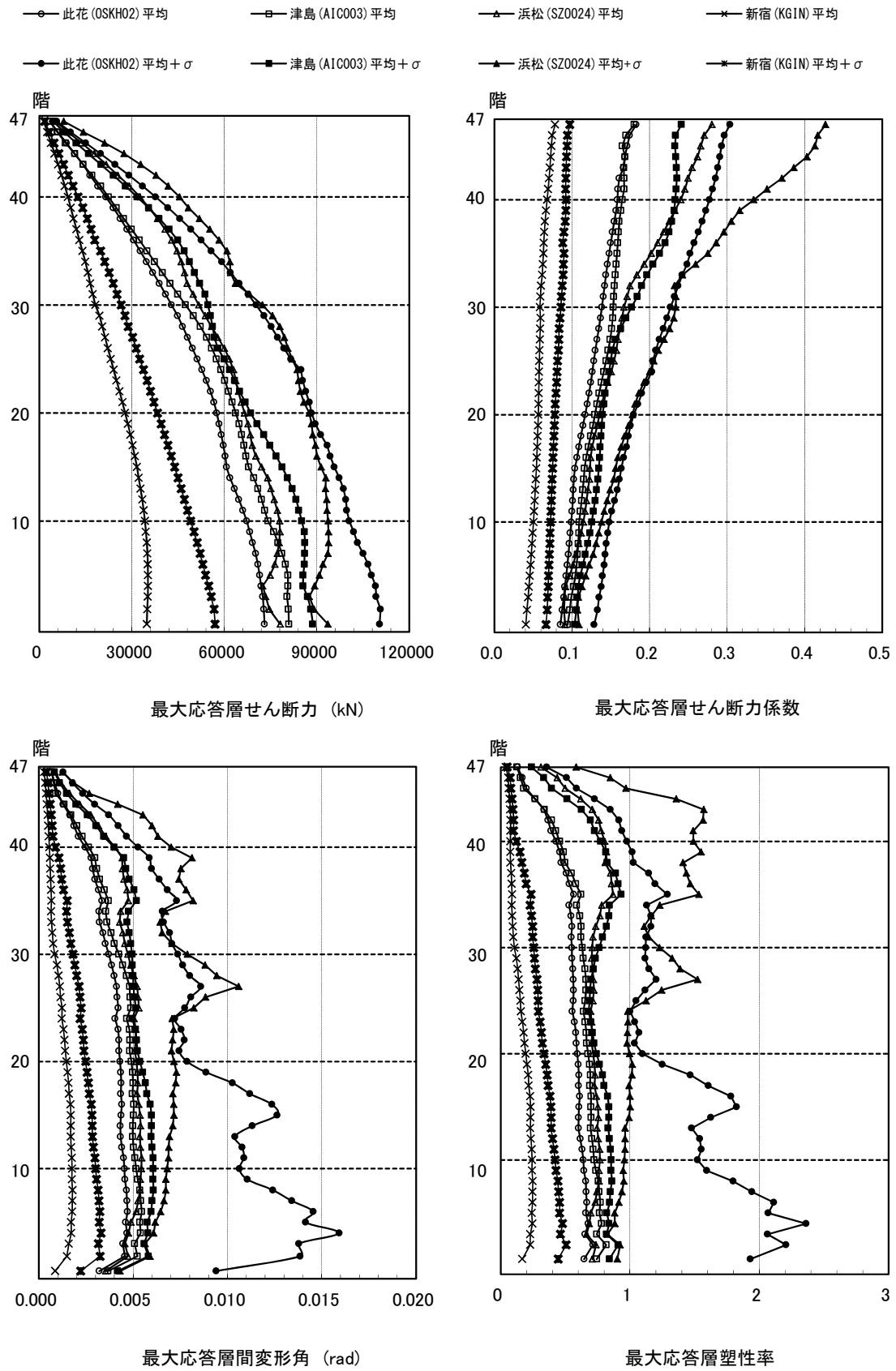


図 4.3.4-5 X方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

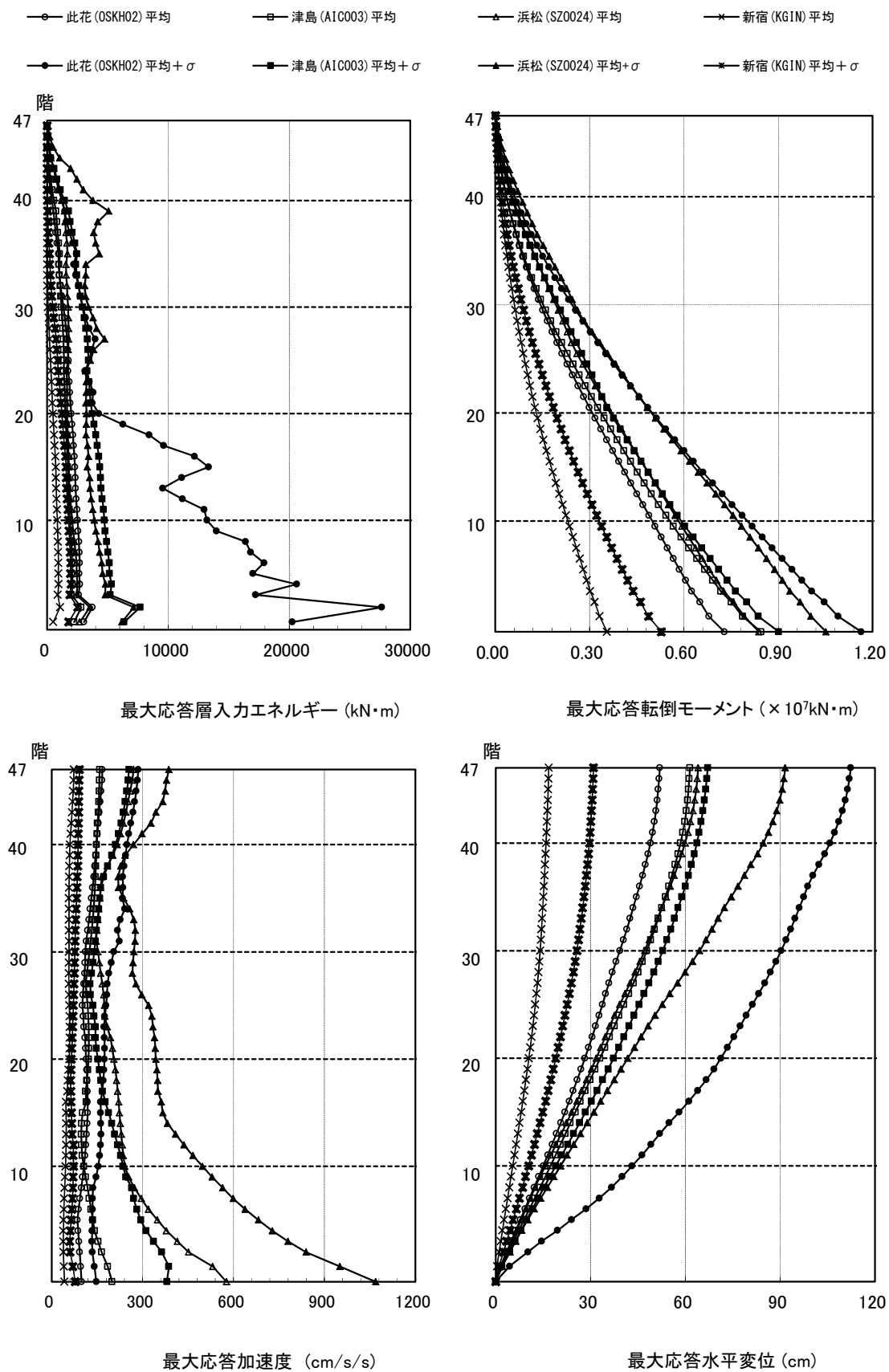


図 4.3.4-6 X方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

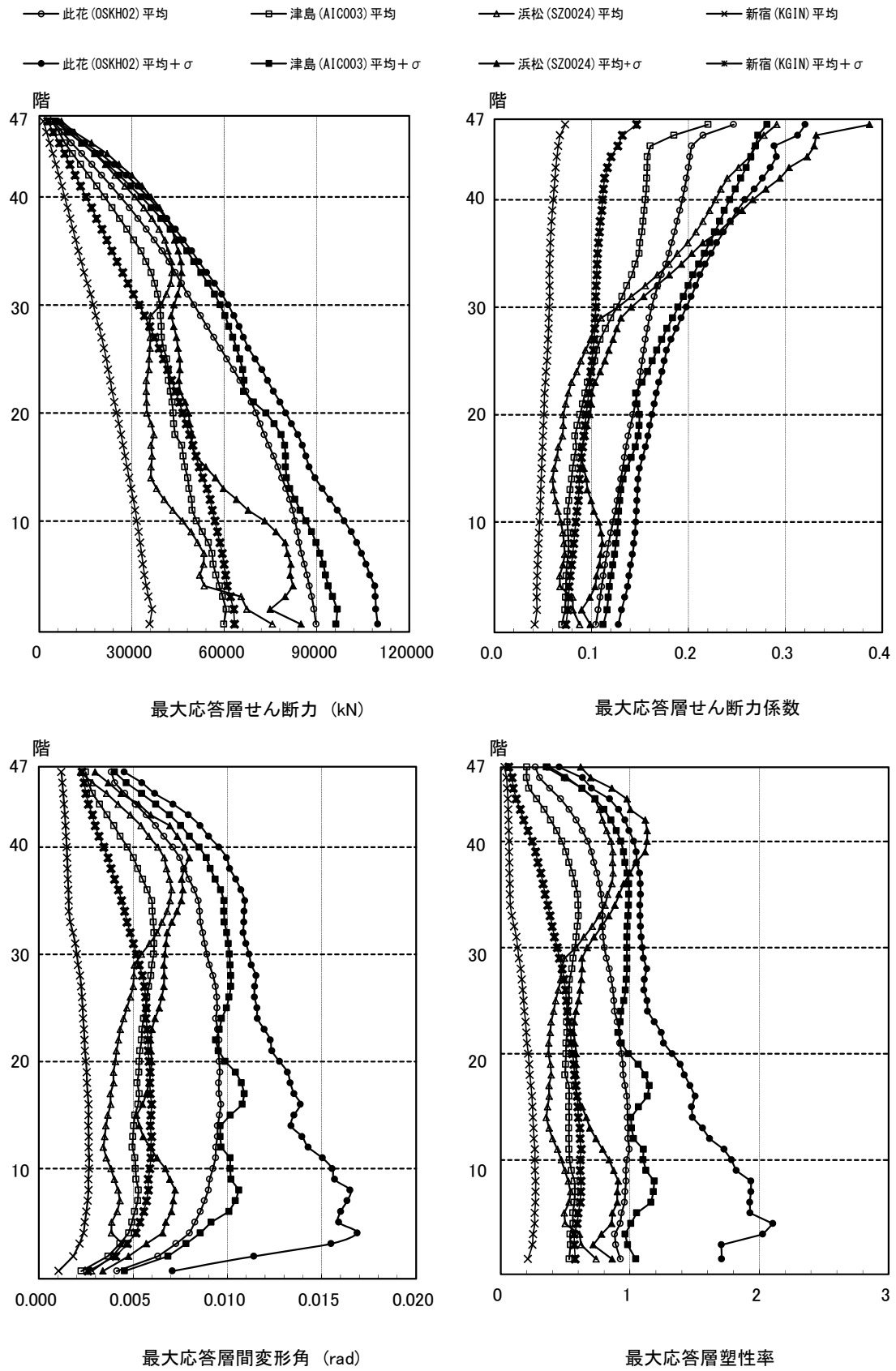


図 4.3.4-7 Y方向最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

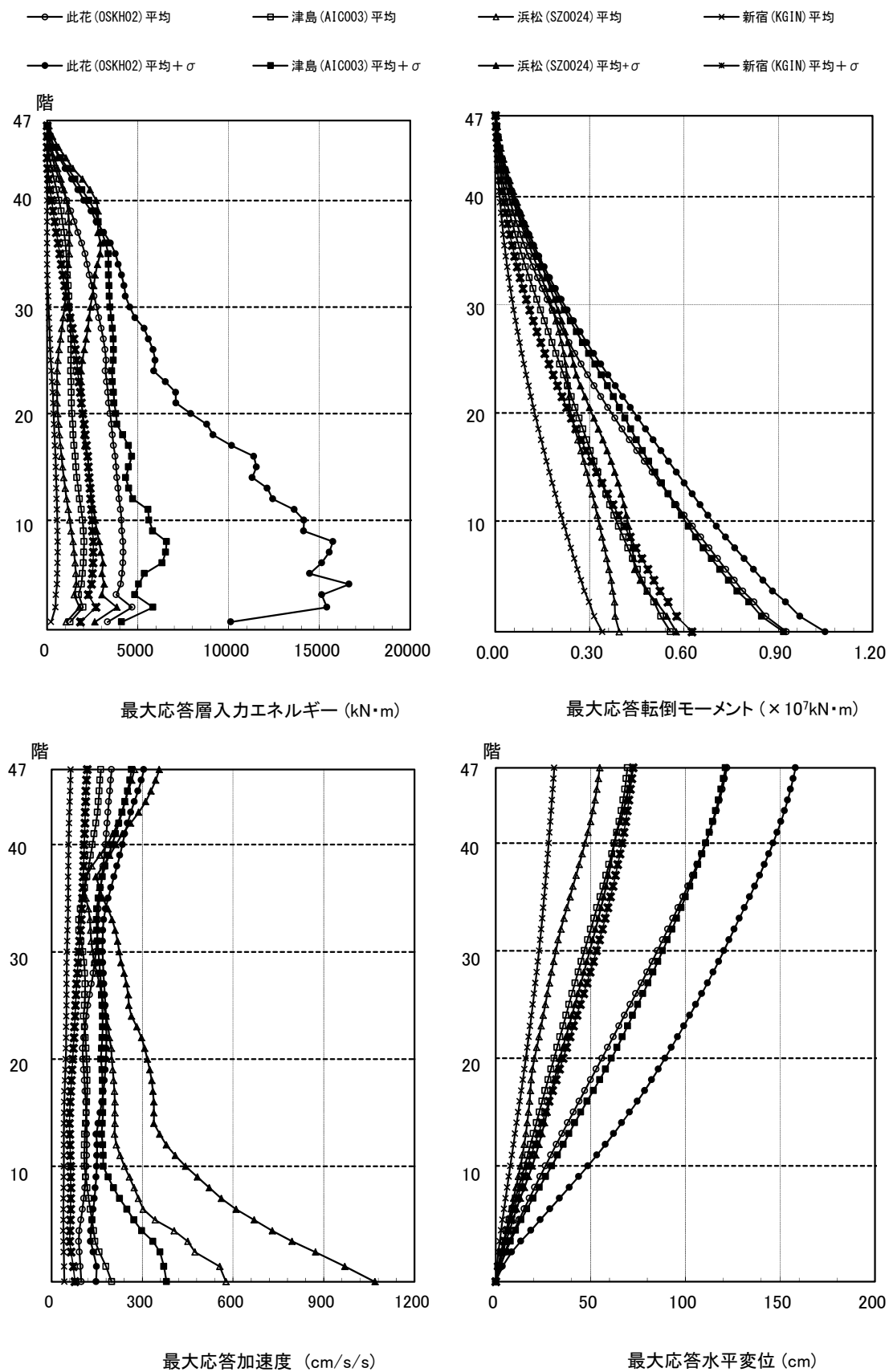


図 4.3.4-8 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-3-4-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m級(1)	此花(OSKH02)平均	167.0	51.9	1/ 213	0.71	-	9.08
	津島(AIC003)平均	158.3	61.5	1/ 183	0.82	-	6.96
	新宿(KGIN)平均	73.3	16.8	1/ 559	0.25	-	1.32
	浜松(SZ0024)平均	270.2	64.1	1/ 183	0.87	-	3.96
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	198.5	121.9	1/ 104	0.99	-	8.20
	津島(AIC003)平均	163.0	69.5	1/ 164	0.60	-	5.50
	新宿(KGIN)平均	63.4	30.9	1/ 375	0.27	-	2.57
	浜松(SZ0024)平均	274.6	54.9	1/ 142	0.87	-	5.54

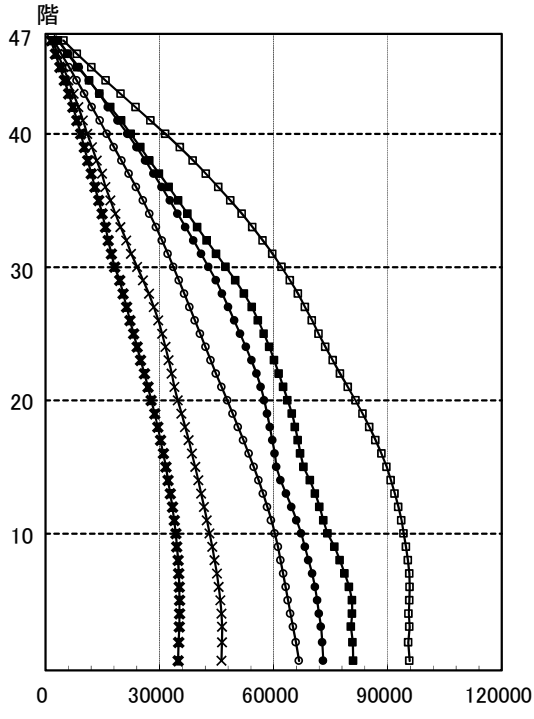
2009 地震動の平均波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m級 (1)	此花(OSKH02)平均	120.3	42.8	1/ 245	0.62	1.43	0.97
	津島(AIC003)平均	234.9	82.4	1/ 143	1.02	1.62	11.54
	新宿(KGIN)平均	89.3	25.2	1/ 381	0.38	0.27	2.10
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	159.4	107.2	1/ 114	0.92	2.25	0.94
	津島(AIC003)平均	181.4	84.2	1/ 141	0.70	0.00	1.58
新宿(KGIN)平均	90.1	45.0	1/ 261	0.40	0.54	0.67	

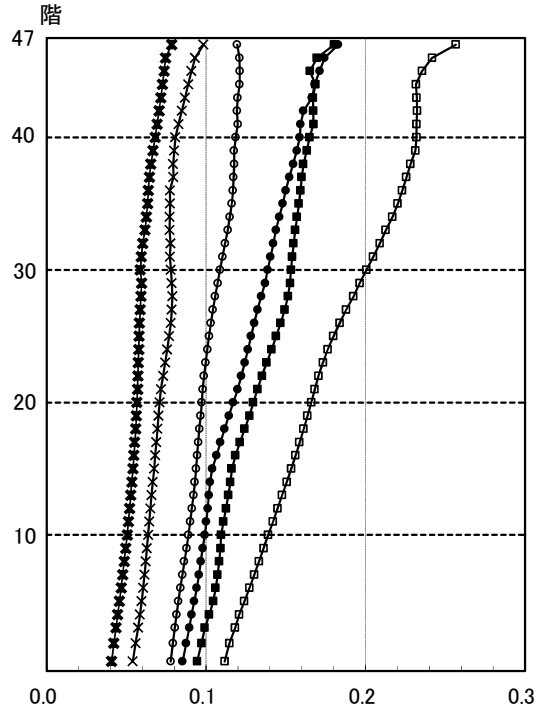
※層の塑性率は、第2折点を起点として算出している。

- 全ての地震波において X、Y 方向共にクライテリアを満足する結果となる。
(層間変形角：1/100、層の塑性率：2.0 以下)

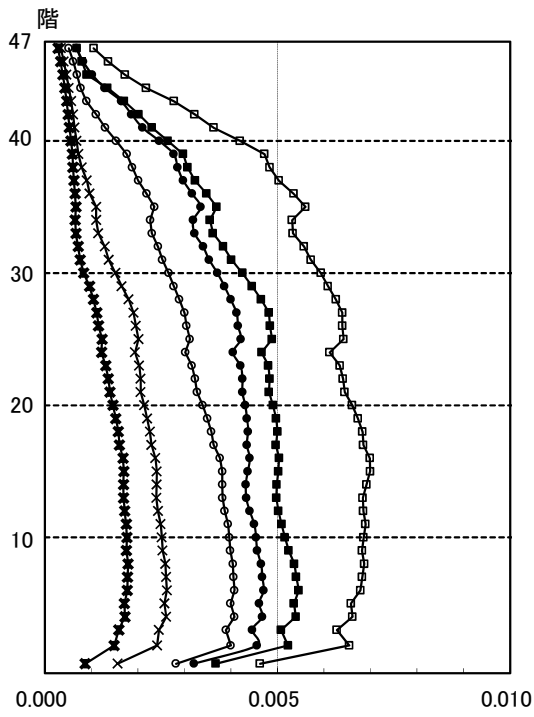
○ 此花 (OSKH02) 平均_1次波 □ 津島 (AIC003) 平均_1次波 × 新宿 (KGIN) 平均_1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均_3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均_3連動 * 新宿 (KGIN) 平均_3連動



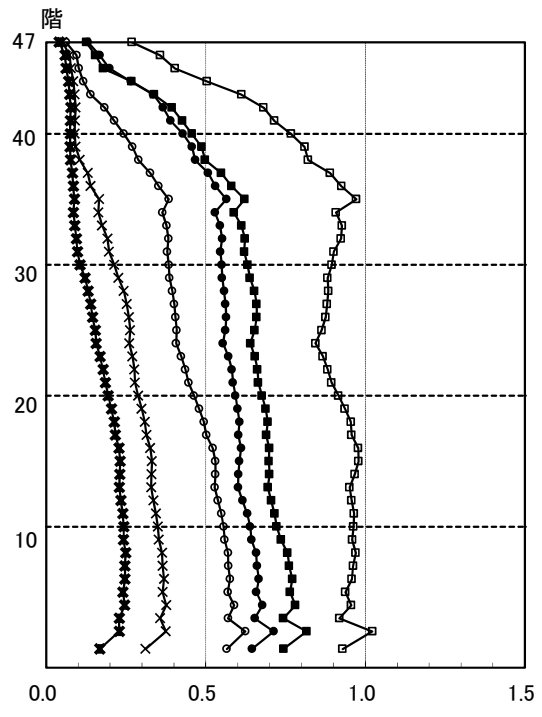
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数



最大応答層間変形角 (rad)



最大応答層塑性率

図 4.3.4-9 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

○ 此花 (OSKH02) 平均_1次波 □ 津島 (AIC003) 平均_1次波 × 新宿 (KGIN) 平均_1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均_3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均_3連動 * 新宿 (KGIN) 平均_3連動

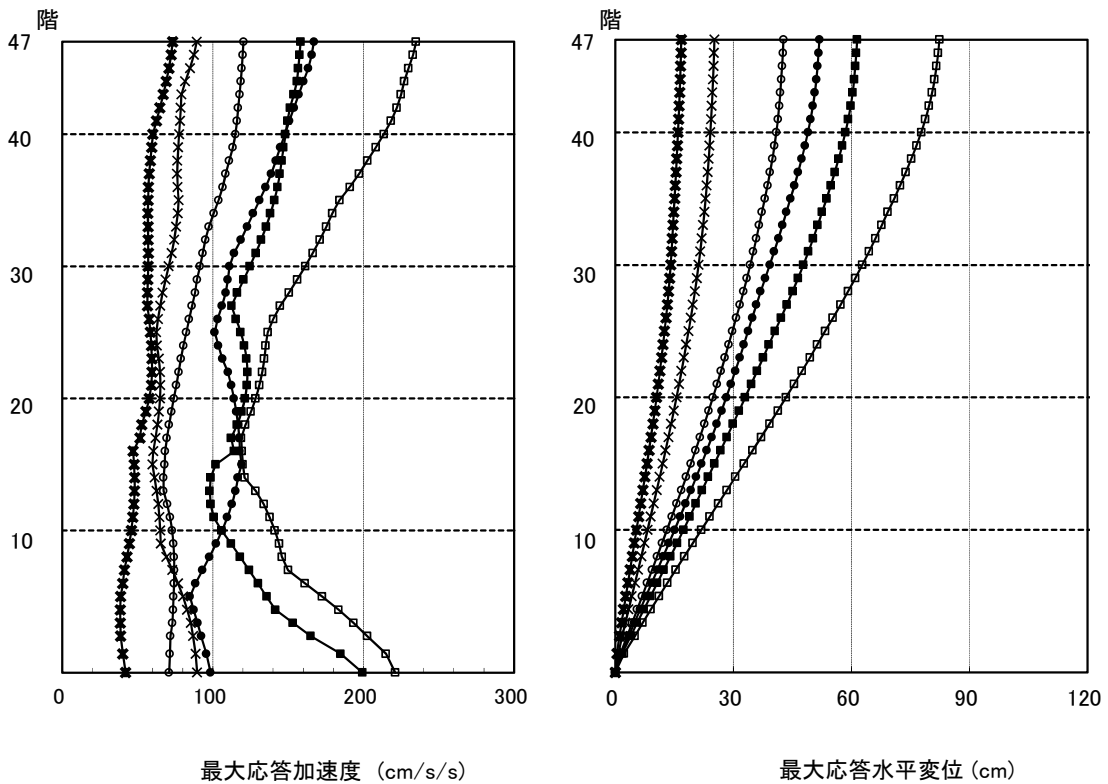
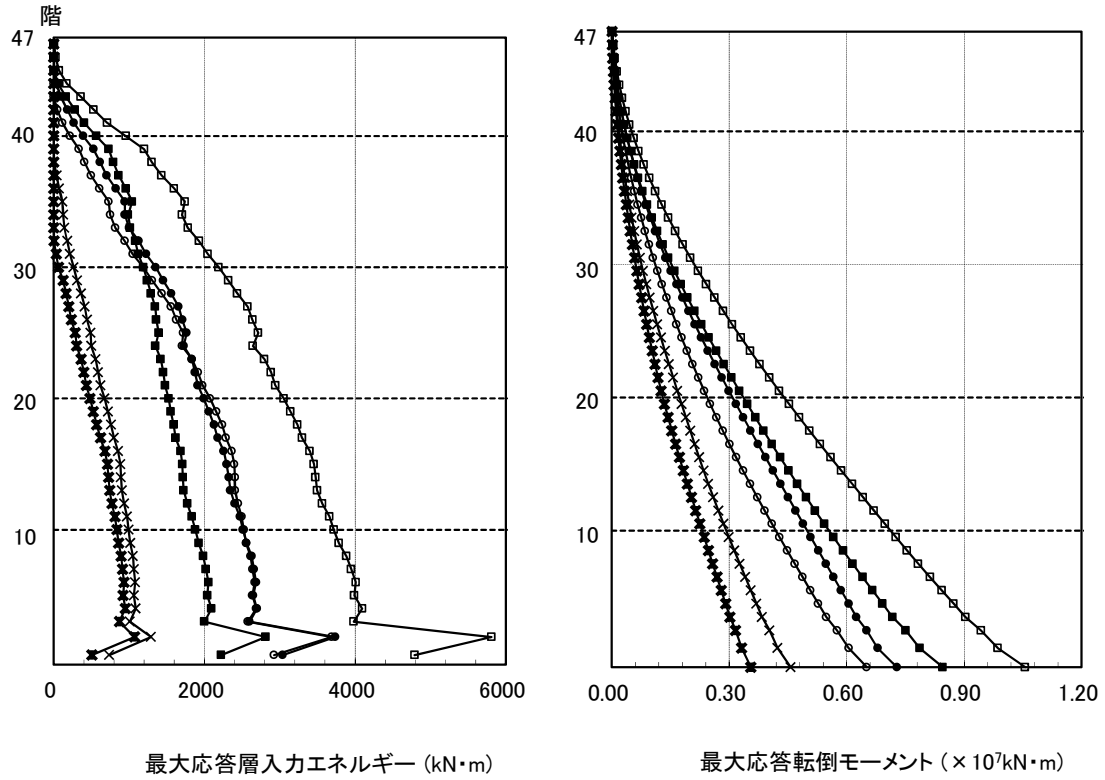
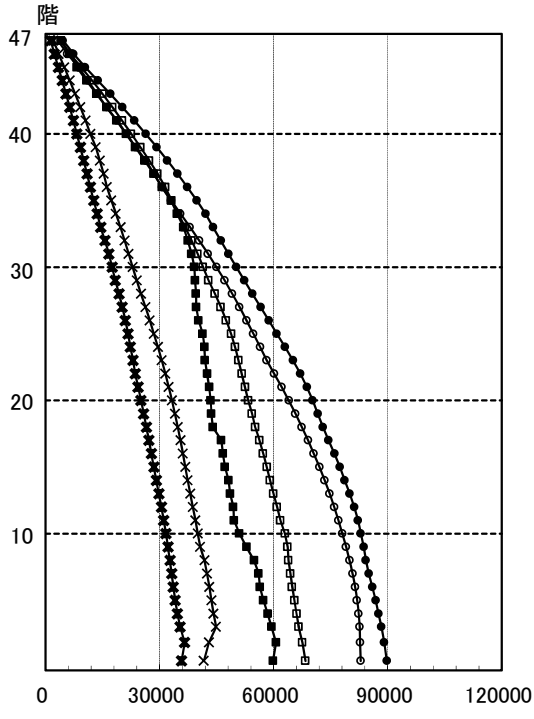
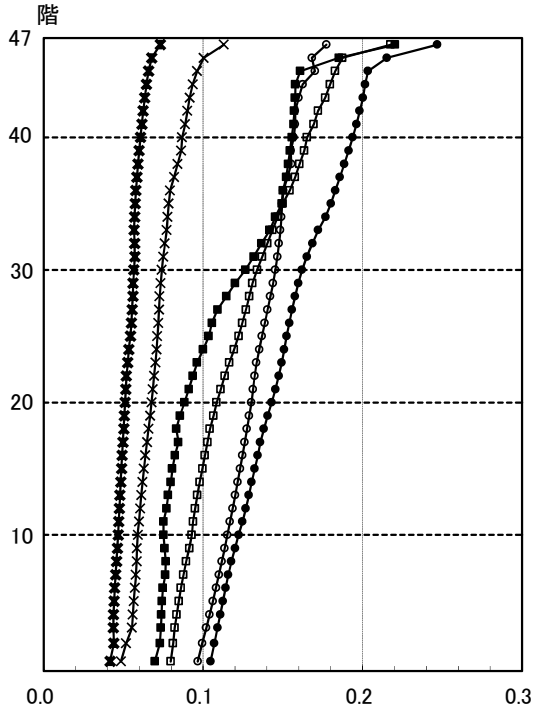


図 4.3.4-10 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

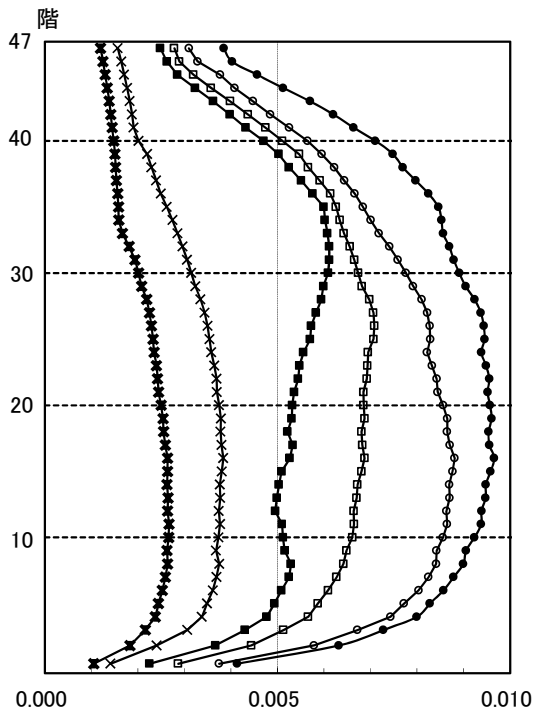
○ 此花 (OSKH02) 平均_1次波 □ 津島 (AIC003) 平均_1次波 × 新宿 (KGIN) 平均_1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均_3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均_3連動 * 新宿 (KGIN) 平均_3連動



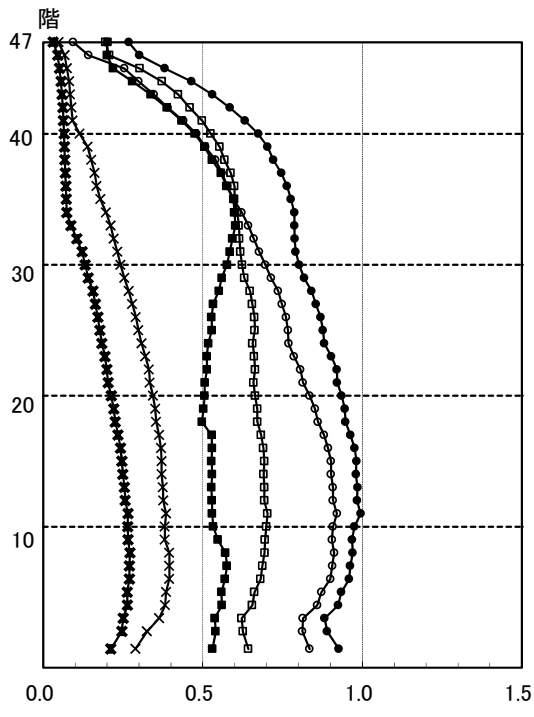
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数



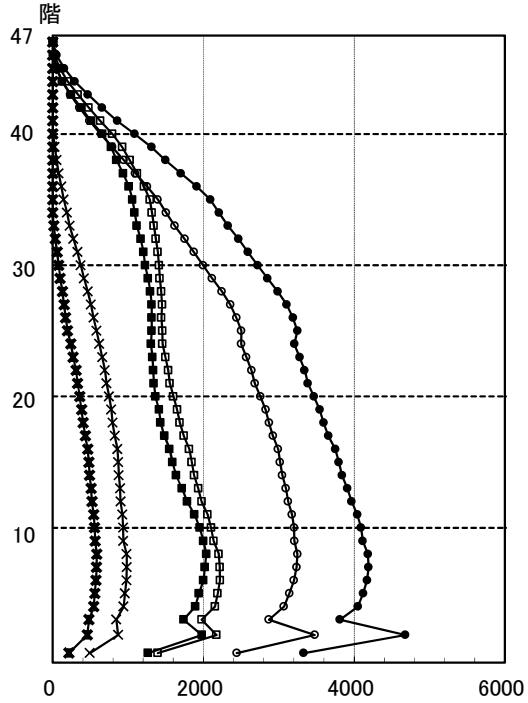
最大応答層間変形角 (rad)



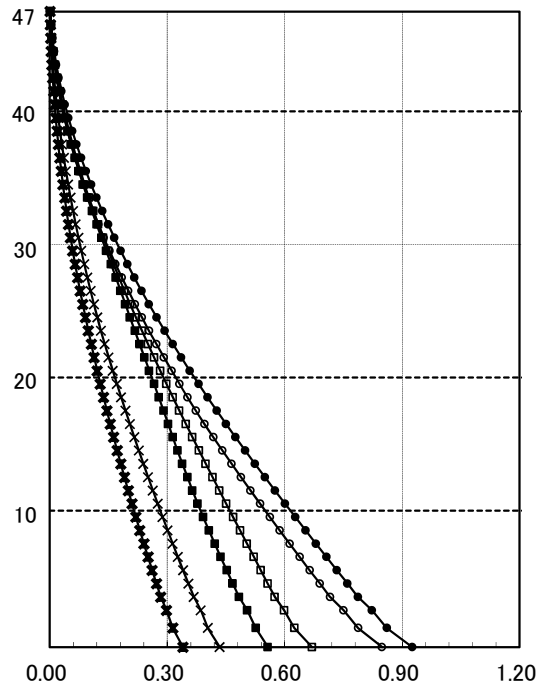
最大応答層塑性率

図 4.3.4-11 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

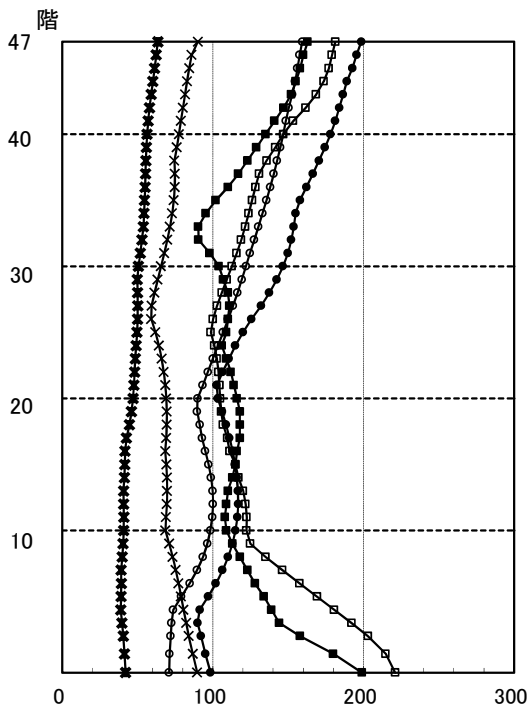
○ 此花 (OSKH02) 平均_1次波 □ 津島 (AIC003) 平均_1次波 × 新宿 (KGIN) 平均_1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均_3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均_3連動 * 新宿 (KGIN) 平均_3連動



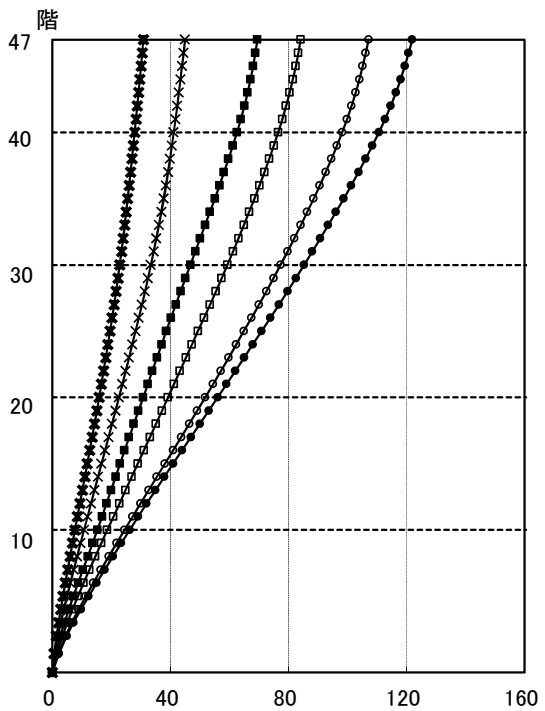
最大応答層入力エネルギー (kN·m)



最大応答転倒モーメント ($\times 10^7$ kN·m)



最大応答加速度 (cm/s/s)



最大応答水平変位 (cm)

図 4.3.4-12 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

4-3-4-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m級(1)	此花(OSKH02)平均+σ波	285.5	112.3	1/ 63	2.36	-	11.99
	津島(AIC003)平均+σ波	255.0	67.1	1/ 164	0.93	-	9.29
	新宿(KGIN)平均+σ波	91.6	30.9	1/ 303	0.51	-	2.06
	浜松(SZ0024)平均+σ波	386.7	91.6	1/ 94	1.57	-	7.11
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ波	305.0	158.1	1/ 59	2.10	-	9.59
	津島(AIC003)平均+σ波	264.3	121.2	1/ 92	1.19	-	3.45
	新宿(KGIN)平均+σ波	118.0	72.5	1/ 167	0.62	-	4.78
	浜松(SZ0024)平均+σ波	356.0	72.1	1/ 125	1.13	-	9.61

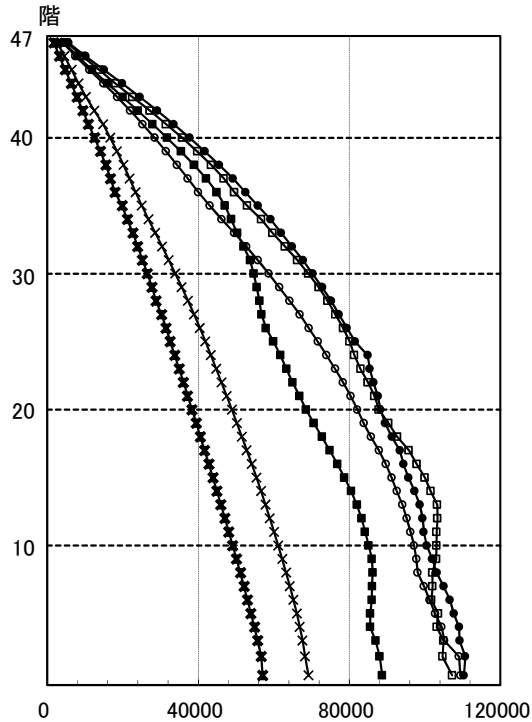
2009 地震動の平均+σ波

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m級(1)	此花(OSKH02)平均+σ波	227.0	88.6	1/ 77	2.08	4.86	8.93
	津島(AIC003)平均+σ波	278.8	117.6	1/ 55	2.65	41.65	5.31
	新宿(KGIN)平均+σ波	128.2	43.7	1/ 234	0.66	0.91	7.30
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角	層の 塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ波	215.6	159.7	1/ 66	1.73	2.03	1.13
	津島(AIC003)平均+σ波	316.8	159.1	1/ 70	1.51	0.68	16.56
新宿(KGIN)平均+σ波	152.9	54.7	1/ 224	0.48	1.62	0.02	

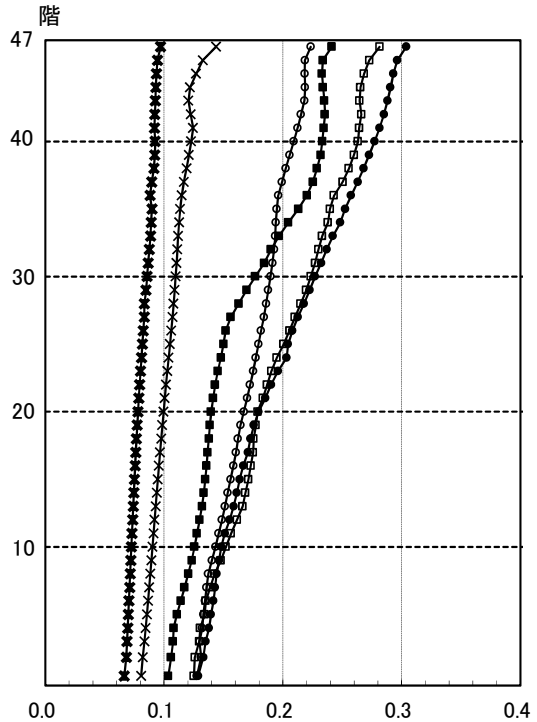
※層の塑性率は、第2折点を起点として算出している。

- ・津島波において、2009年地震動と2011年地震動の最大応答値の変動が他の地震波と比較して大きくなる結果であった。

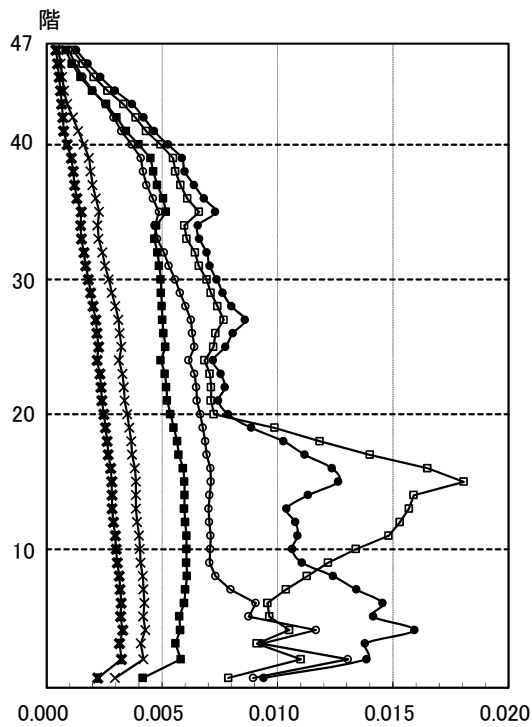
○ 此花 (OSKH02) 平均+ σ _1次波 □ 津島 (AIC003) 平均+ σ _1次波 × 新宿 (KGIN) 平均+ σ _1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均+ σ _3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均+ σ _3連動 * 新宿 (KGIN) 平均+ σ _3連動



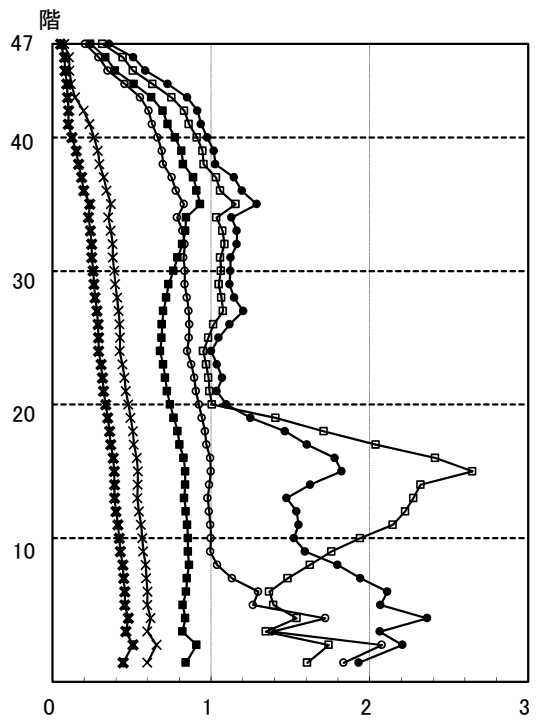
最大応答層せん断力 (kN)



最大応答層せん断力係数



最大応答層間変形角 (rad)



最大応答層塑性率

図 4.3.4-13 X方向最大応答値(1) 【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

○ 此花 (OSKH02) 平均+ σ _1次波 □ 津島 (AIC003) 平均+ σ _1次波 × 新宿 (KGIN) 平均+ σ _1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均+ σ _3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均+ σ _3連動 * 新宿 (KGIN) 平均+ σ _3連動

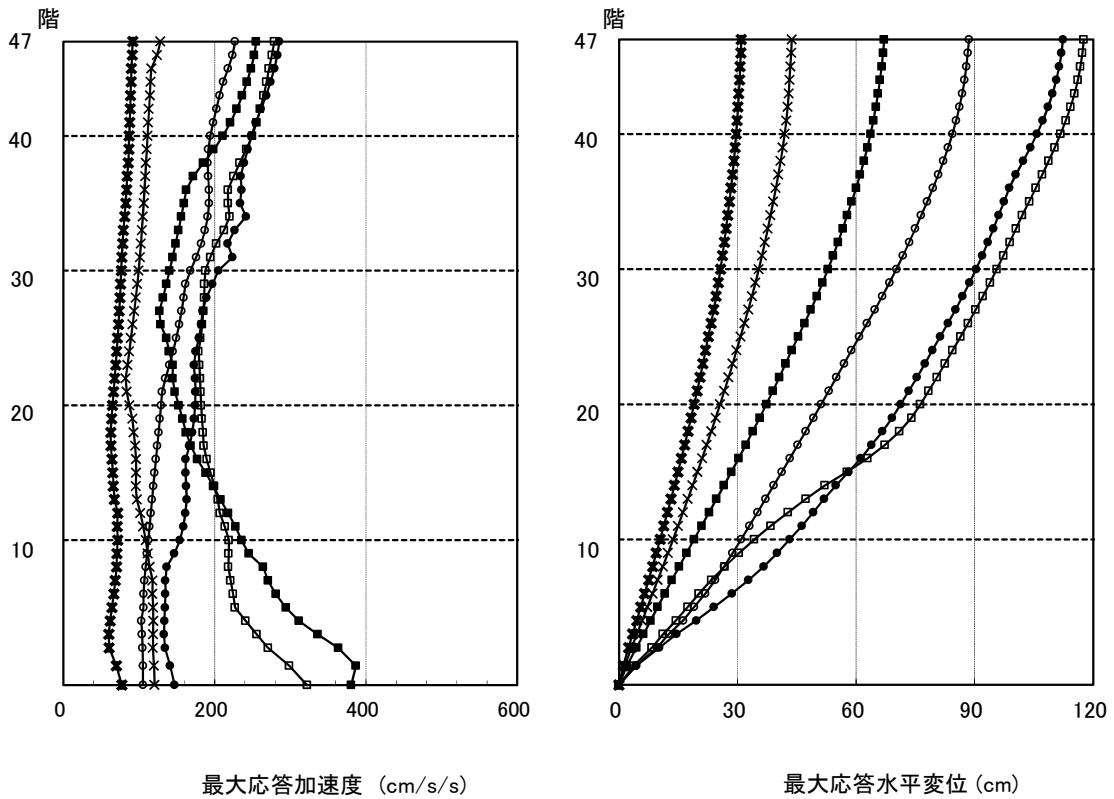
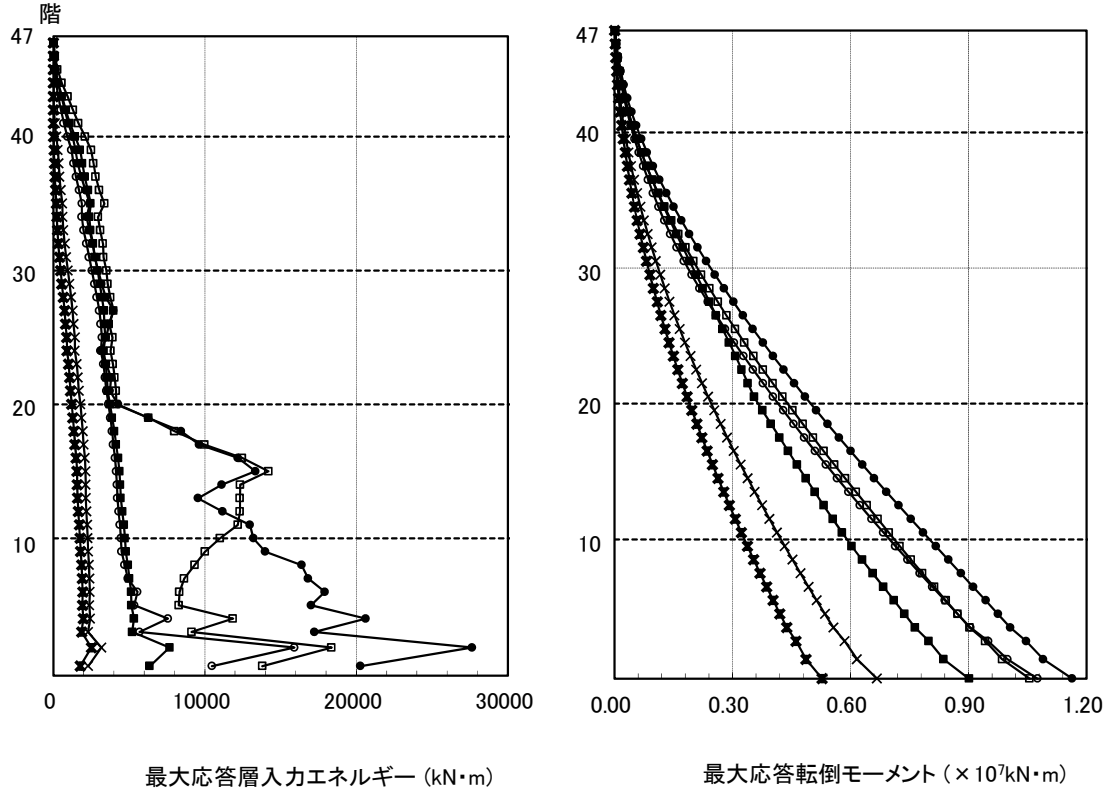


図 4.3.4-14 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

○ 此花 (OSKH02) 平均+ σ _1次波 □ 津島 (AIC003) 平均+ σ _1次波 × 新宿 (KGIN) 平均+ σ _1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均+ σ _3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均+ σ _3連動 * 新宿 (KGIN) 平均+ σ _3連動

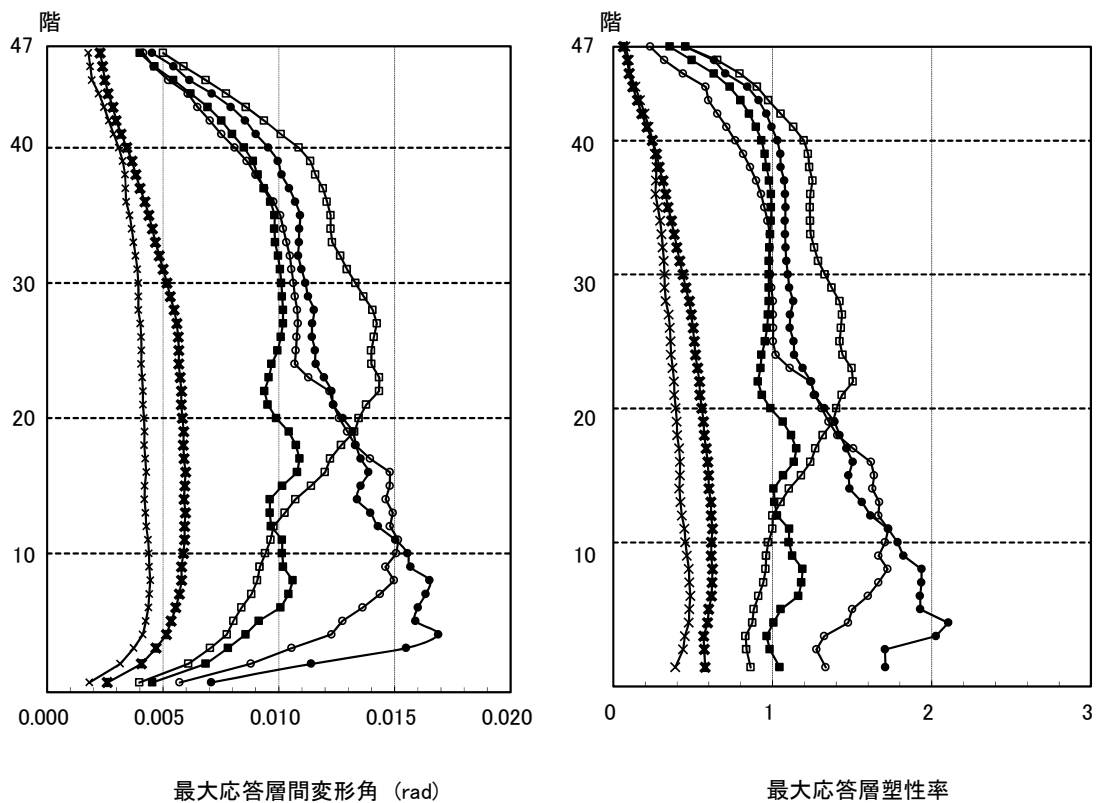
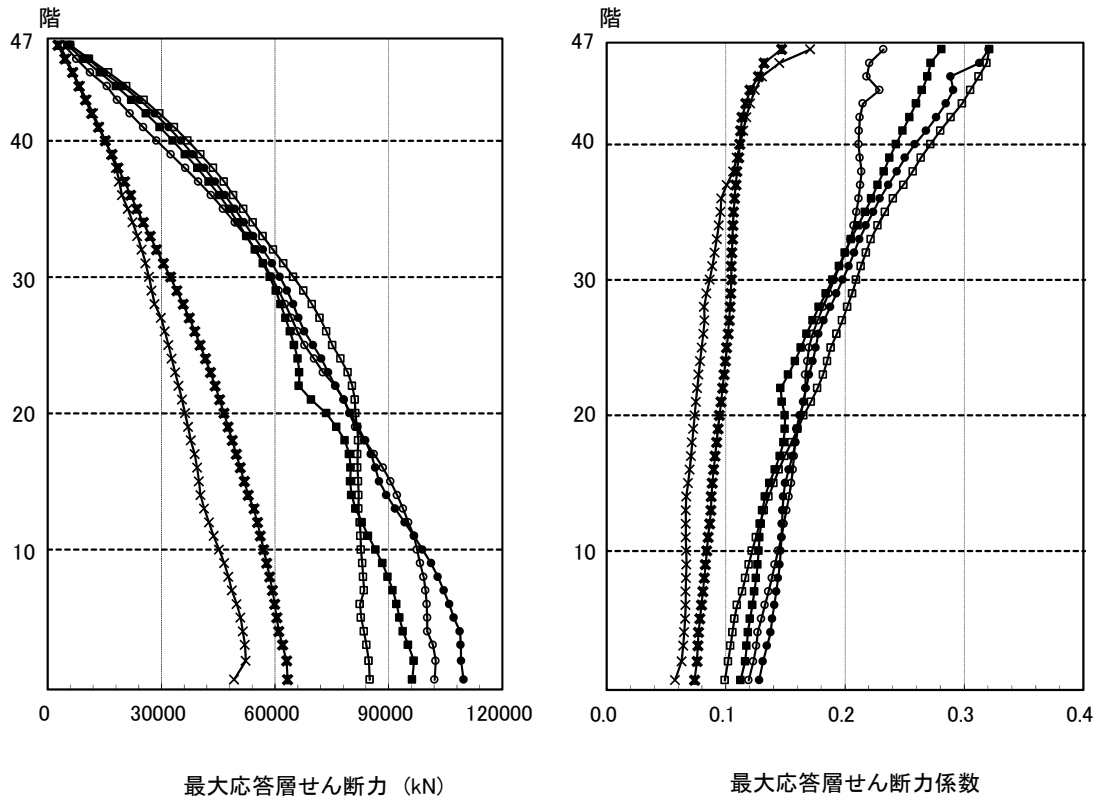


図 4.3.4-15 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

○ 此花 (OSKH02) 平均+ σ _1次波 □ 津島 (AIC003) 平均+ σ _1次波 × 新宿 (KGIN) 平均+ σ _1次波
 ● 此花 (OSKH02) 平均+ σ _3連動 ■ 津島 (AIC003) 平均+ σ _3連動 * 新宿 (KGIN) 平均+ σ _3連動

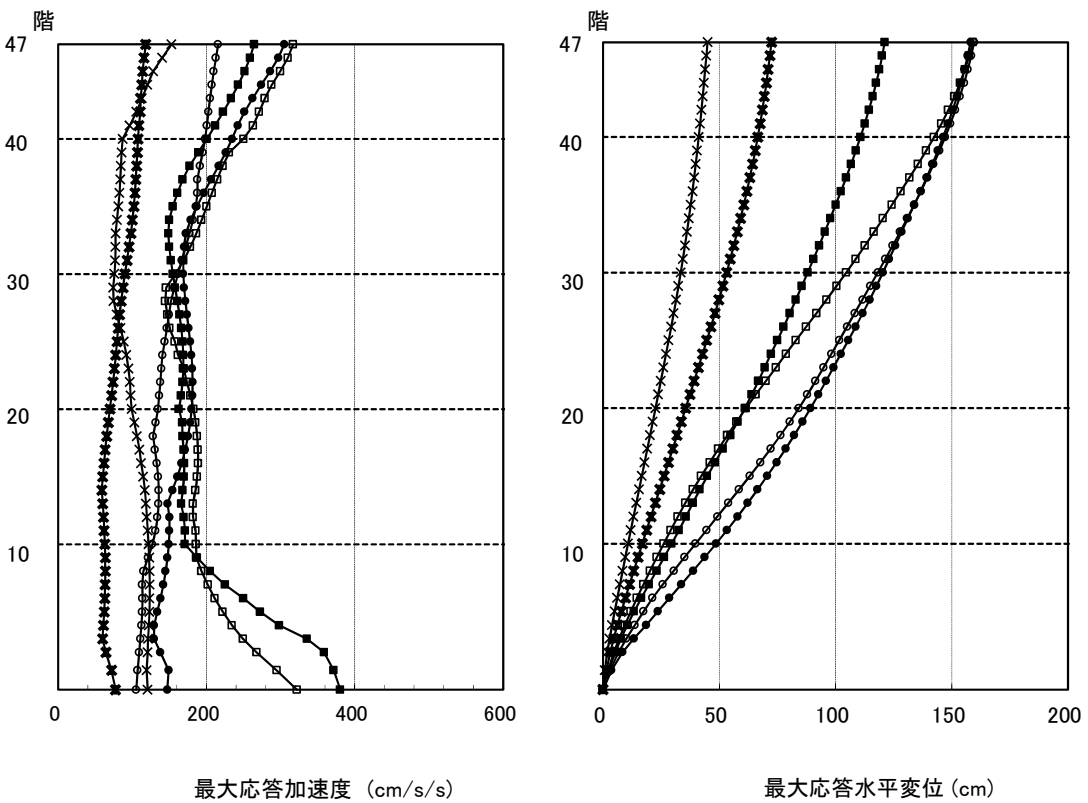
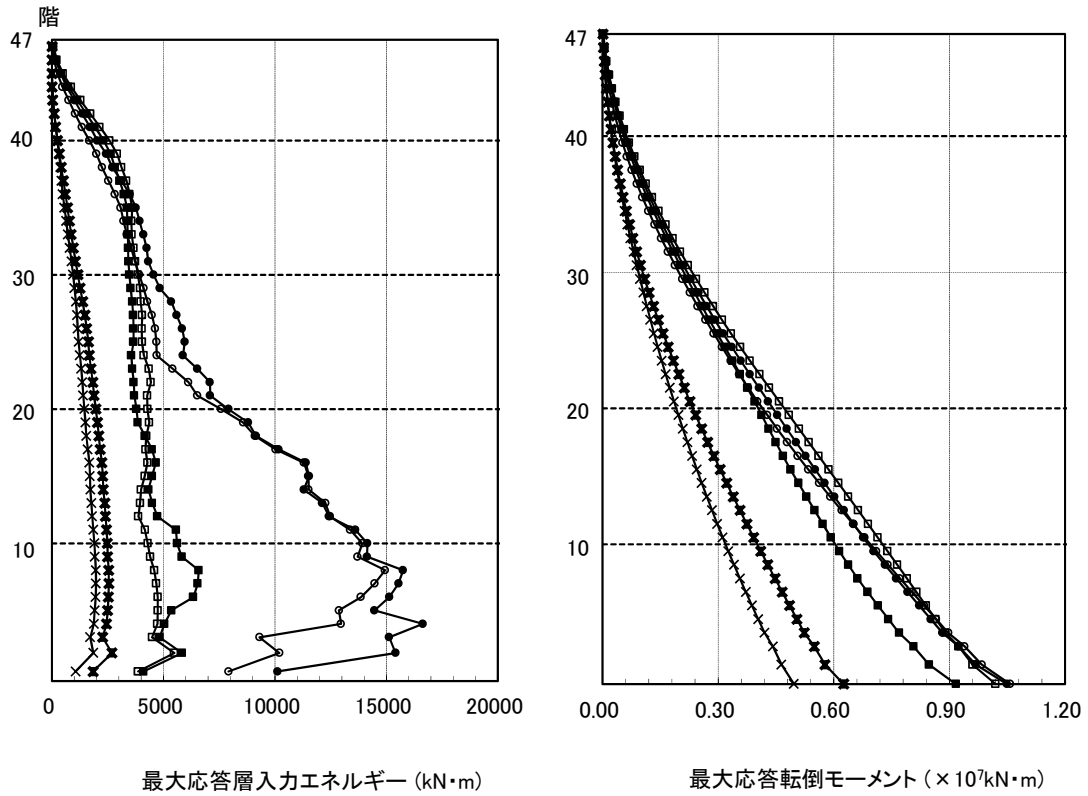


図 4.3.4-16 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-3-5 RC150m 級建物(2)

4-3-5-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
RC	2005	44	151.5m	長手 2.9 短手 3.3	長手 (X) 短手 (Y)	センターコア

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

・建物概要及び設計方針

本建物は、地上 44 階、軒高 151.5m の高層集合住宅である。平面形状は、センターコアタイプで、住戸を外周にはりめぐらしている。住戸部は梁をできるだけ減らして大型スラブとし、プランの自由度向上を図っている。構造は純フレーム構造を基本とするが、短手(Y)において、剛性を確保するために一部袖壁状の耐震壁を設けている。

耐震クライテリアは、極めて稀に起こる可能性のある地震に対して層間変形角 1/100 以下、層塑性率 2.0 以下としている。

地震応答解析は、質点系モデルを採用する。長手(X) はせん断多質点系とするが、短手(Y) は曲げ成分を考慮し、曲げせん断多質点系とする。

4-3-5-2 モデル化の方針

項目			
系のモデル化	質点系	<input checked="" type="checkbox"/> せん断多質点系(X)	<input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系(Y)
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組	<input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数	<input type="checkbox"/> 初期剛性比例	<input checked="" type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
	[3%]		
解析プログラム	<input type="checkbox"/> 市販 []	<input checked="" type="checkbox"/> 自社開発	
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材(柱・壁)の軸力・曲げ非線形相互作用考慮		
当時の一般規定の解析上の扱い	特になし		
その他	復元力特性：武田モデル(せん断成分)、弾性(曲げ成分)		

4-3-5-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

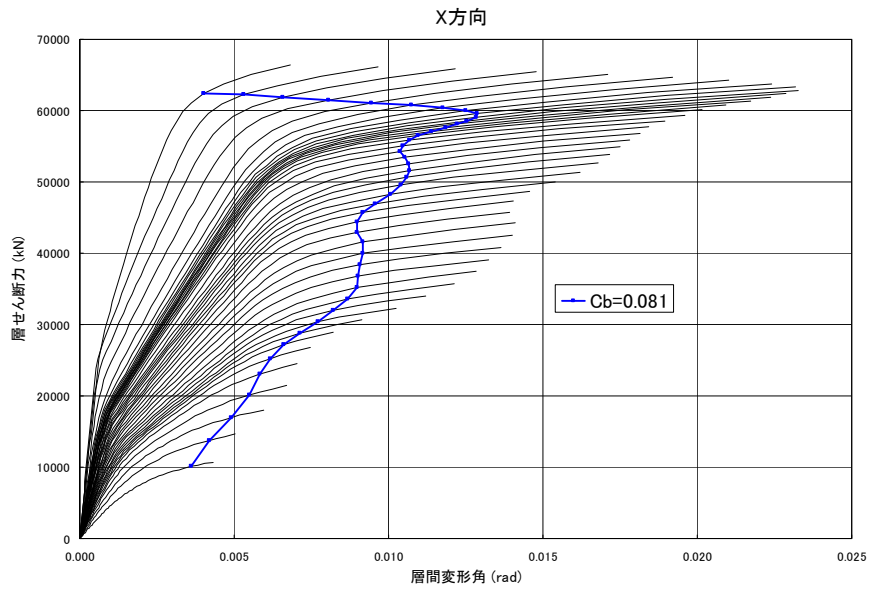


図 4. 3. 5-3 X方向荷重変形関係図

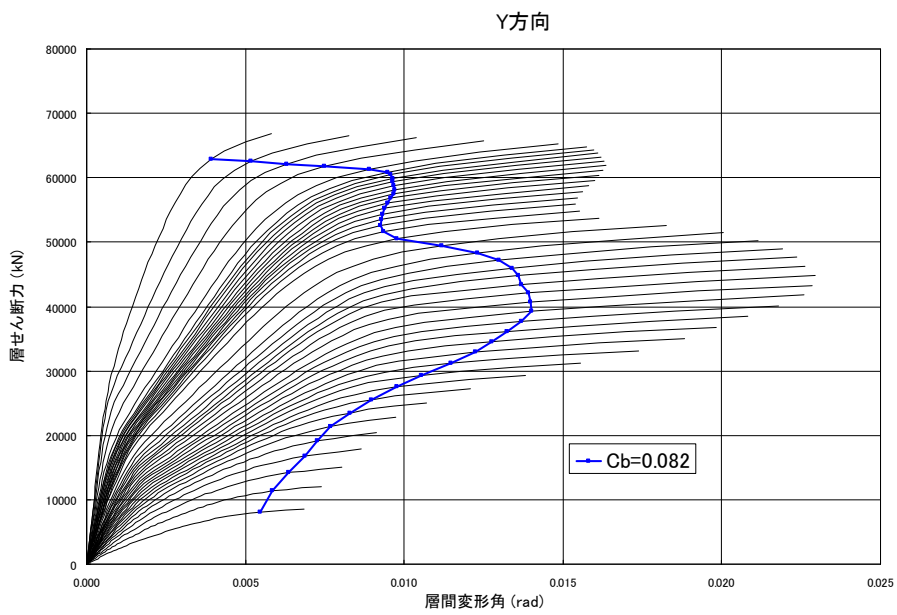


図 4. 3. 5-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/ 75 時点）

階	ΣW (kN)	X 方向（長手方向）		Y 方向（短手方向）	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
44F	22,692	10,667	0.444	8,094	0.357
30F	253,437	39,958	0.158	37,744	0.149
20F	387,540	52,554	0.125	50,549	0.120
10F	387,540	59,077	0.100	58,810	0.099
1F	766,497	62,462	0.081	62,880	0.082

4-3-5-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

(1) 地震応答解析結果一覧 (2011 地震動平均波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均	132.	84.	1/93	1.7	—	0.8
	津島(AIC003)平均	167.	67.	1/158	1.0	—	0.4
	新宿(KGIN) 平均	79.	70.	1/444	0.4	—	0.03
	浜松(SZO024) 平均	224.	21.	1/140	1.3	—	1.2
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	167.	112.	1/99	2.0	—	0.4
	津島(AIC003)平均	171.	71.	1/125	1.0	—	0.6
	新宿(KGIN) 平均	87.	24.	1/455	0.4	—	1.0
	浜松(SZO024) 平均	224.	53.	1/128	1.2	—	2.4

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(2) 地震応答解析結果一覧 (2011 地震動平均+σ波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均+σ	208.	140.	1/51	3.0	—	1.0
	津島(AIC003)平均+σ	200.	84.	1/77	2.0	—	1.0
	新宿(KGIN) 平均+σ	95.	44.	1/208	0.9	—	0.8
	浜松(SZO024) 平均+σ	255.	65.	1/97	1.8	—	1.5
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+σ	248.	173.	1/62	3.0	—	0.4
	津島(AIC003)平均+σ	216.	97.	1/99	1.9	—	2.0
	新宿(KGIN) 平均+σ	102.	59.	1/192	0.9	—	0.4
	浜松(SZO024) 平均+σ	261.	65.	1/96	1.7	—	3.0

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(3) 最大応答分布

1)～9)の事項について示す。

- 1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- 2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- 3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- 4) 層の最大応答塑性率の高さ方向の分布
- 5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- 6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- 7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- 8) 最大応答水平変位の高さ方向分布
- 9) 頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）

(4) 所見

- ・ 下層部では、此花(OSKH02)の応答（せん断力、変形角）が最大であり、上層部では、浜松(SZ0024)の応答が最大である。一方、新宿(KGIN)の応答は全層にわたって最小である。
- ・ 浜松(SZ0024)の下層における加速度が突出して大きくなっている。
- ・ 平均波の場合、此花(OSKH02)の応答だけがレベル2地震の設計クライテリア（部材角1/100以下、層塑性率2以下）を満足していない。
- ・ 地震後の残留変形は、3cm程度以下に収まっている。

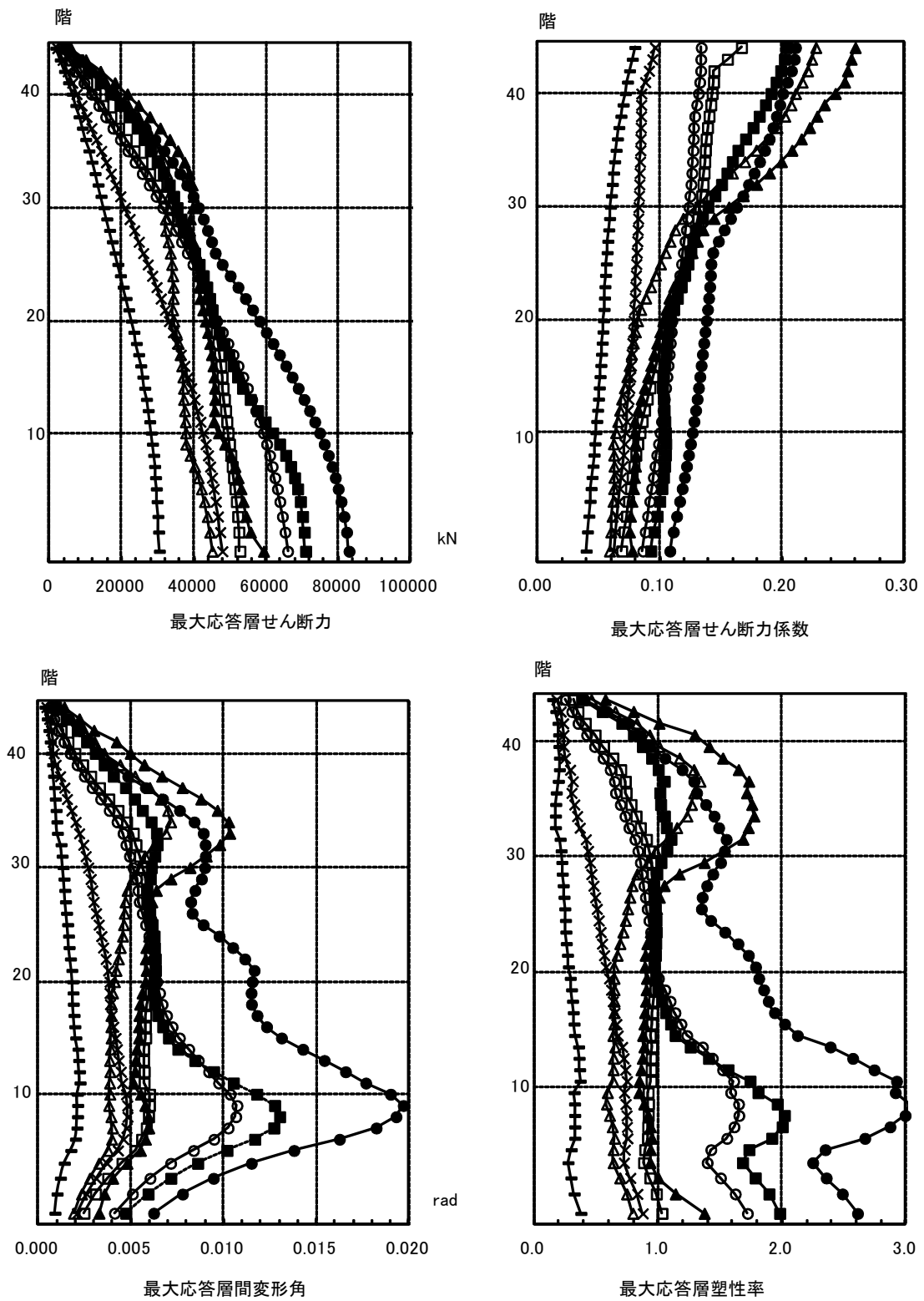
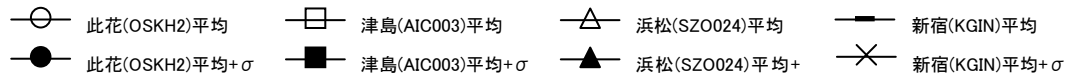


図 4.3.5-5 X方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

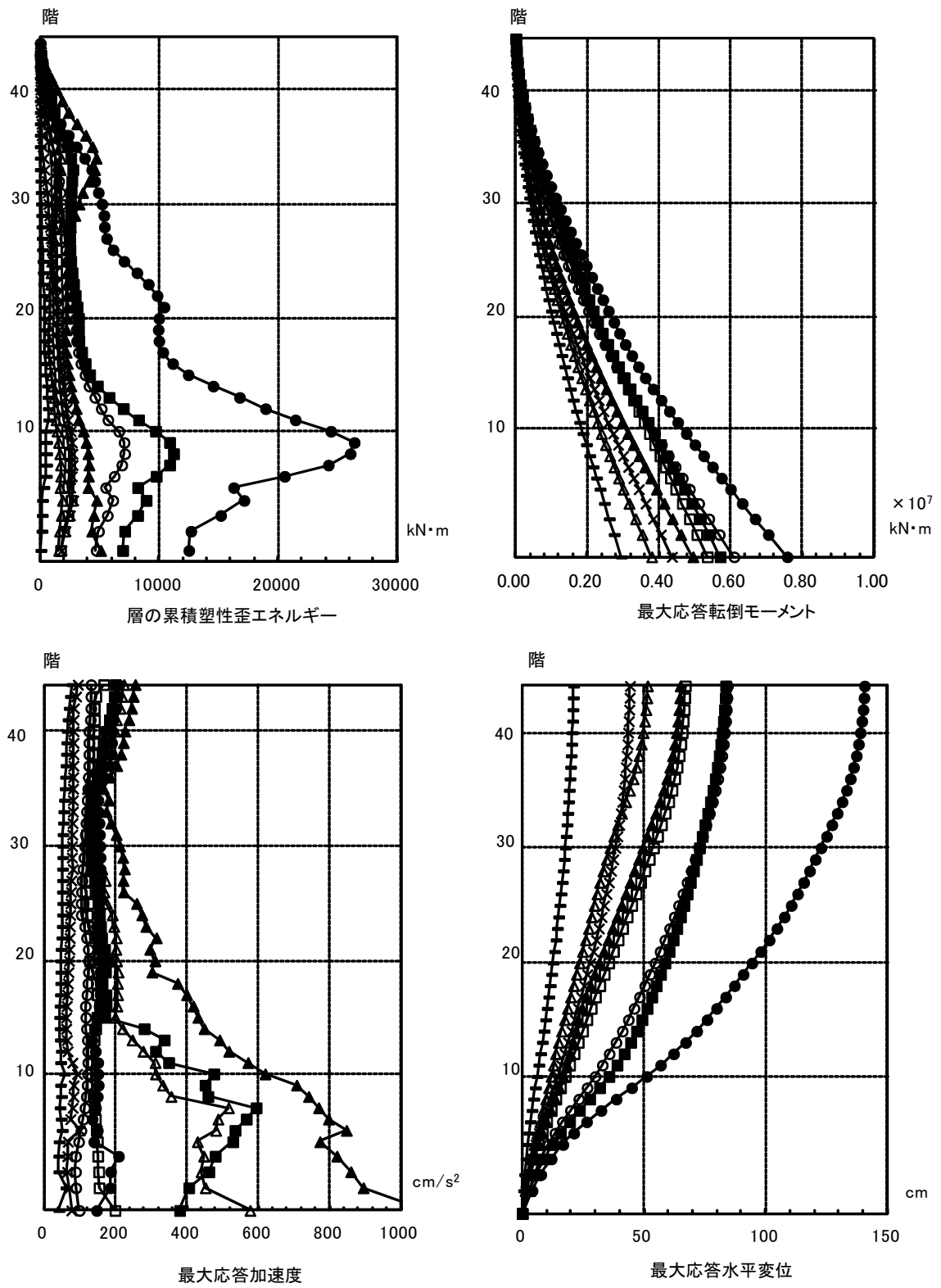
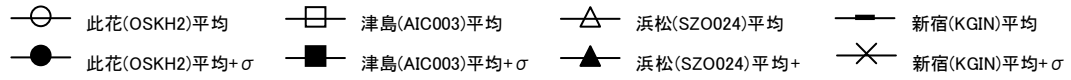


図 4.3.5-6 X方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

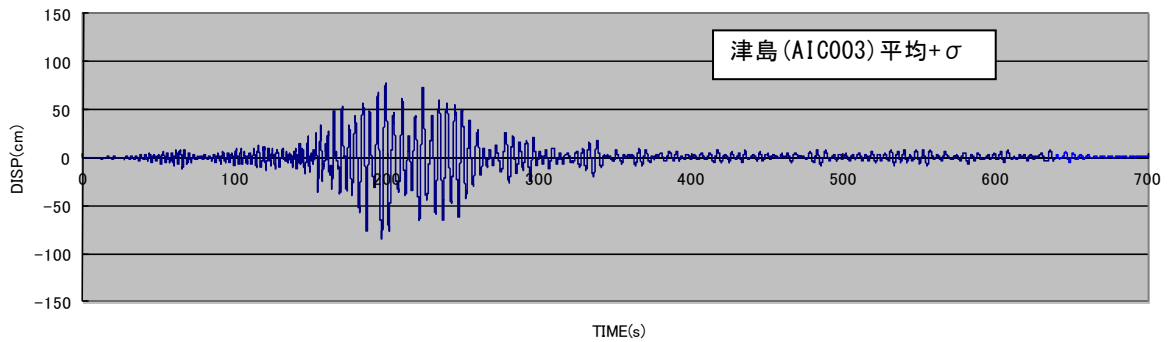
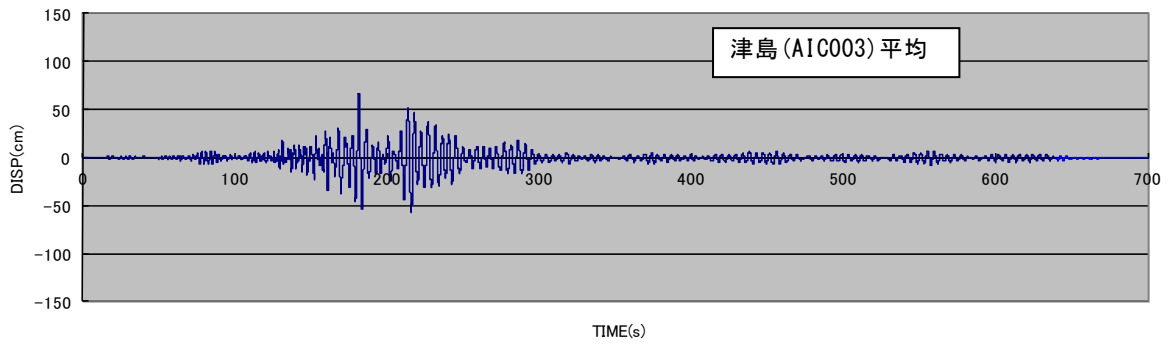
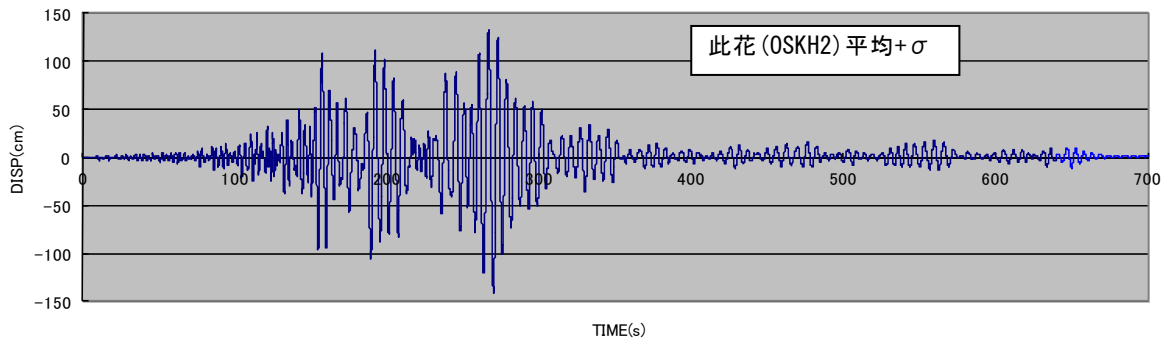
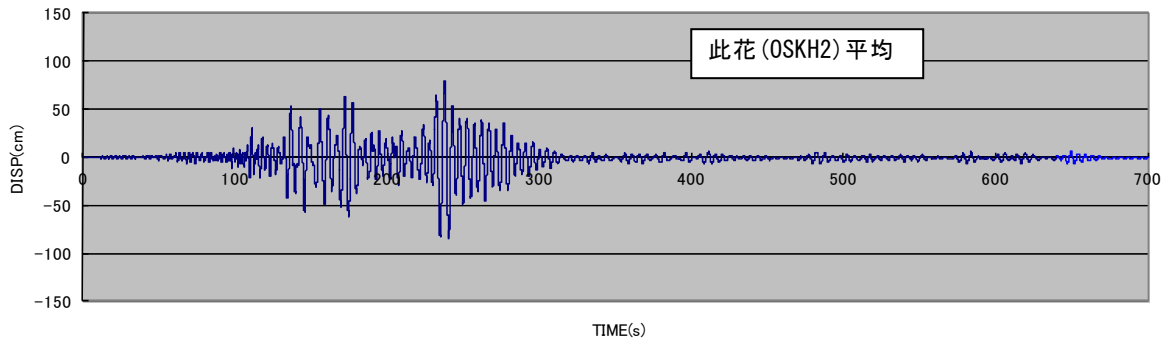


図 4.3.5-7 X 方向最大応答値 (3) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

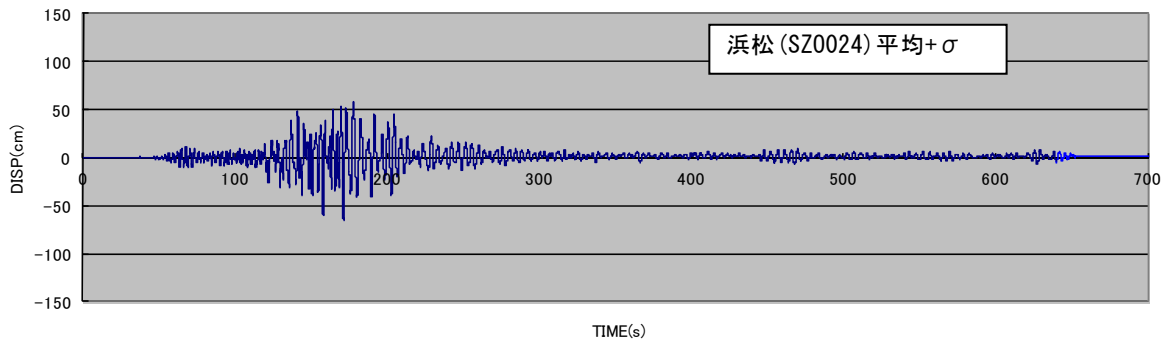
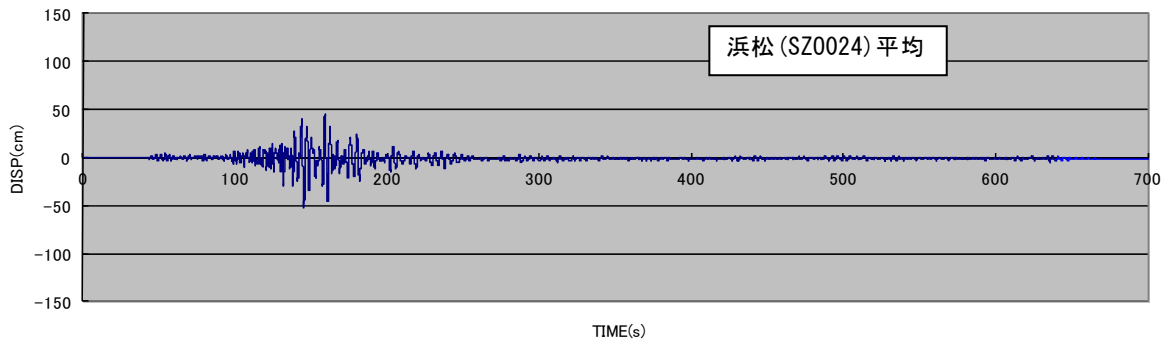
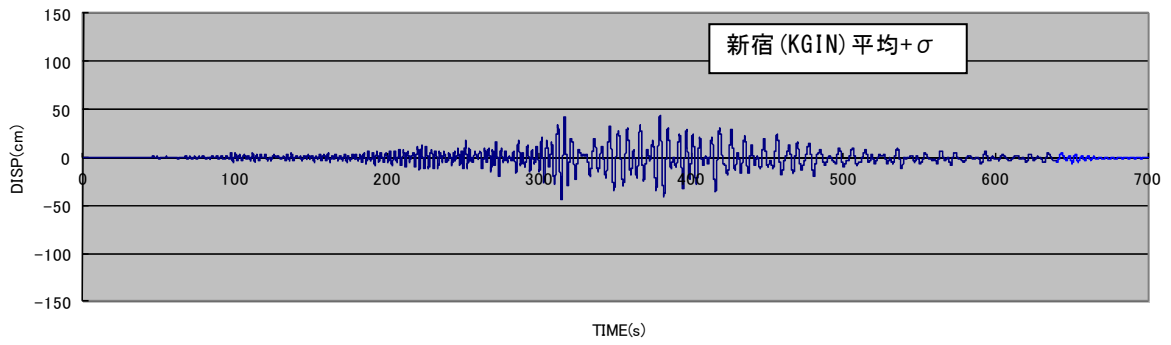
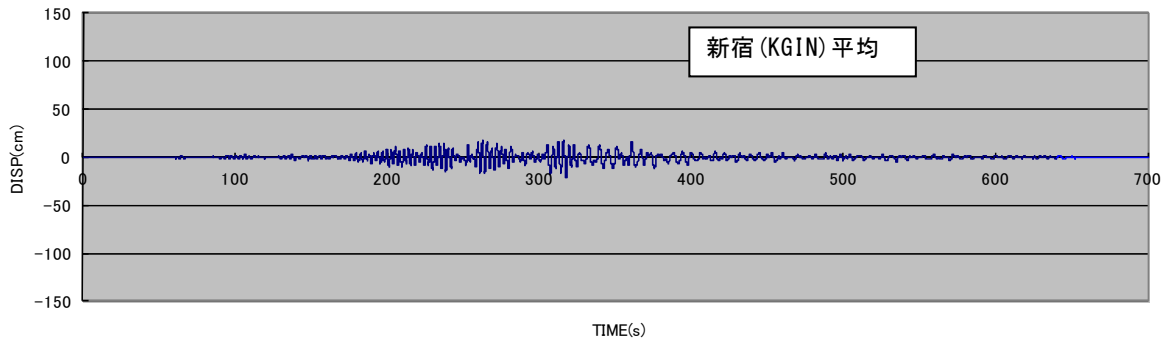


図 4. 3. 5-8 X方向最大応答値(4) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

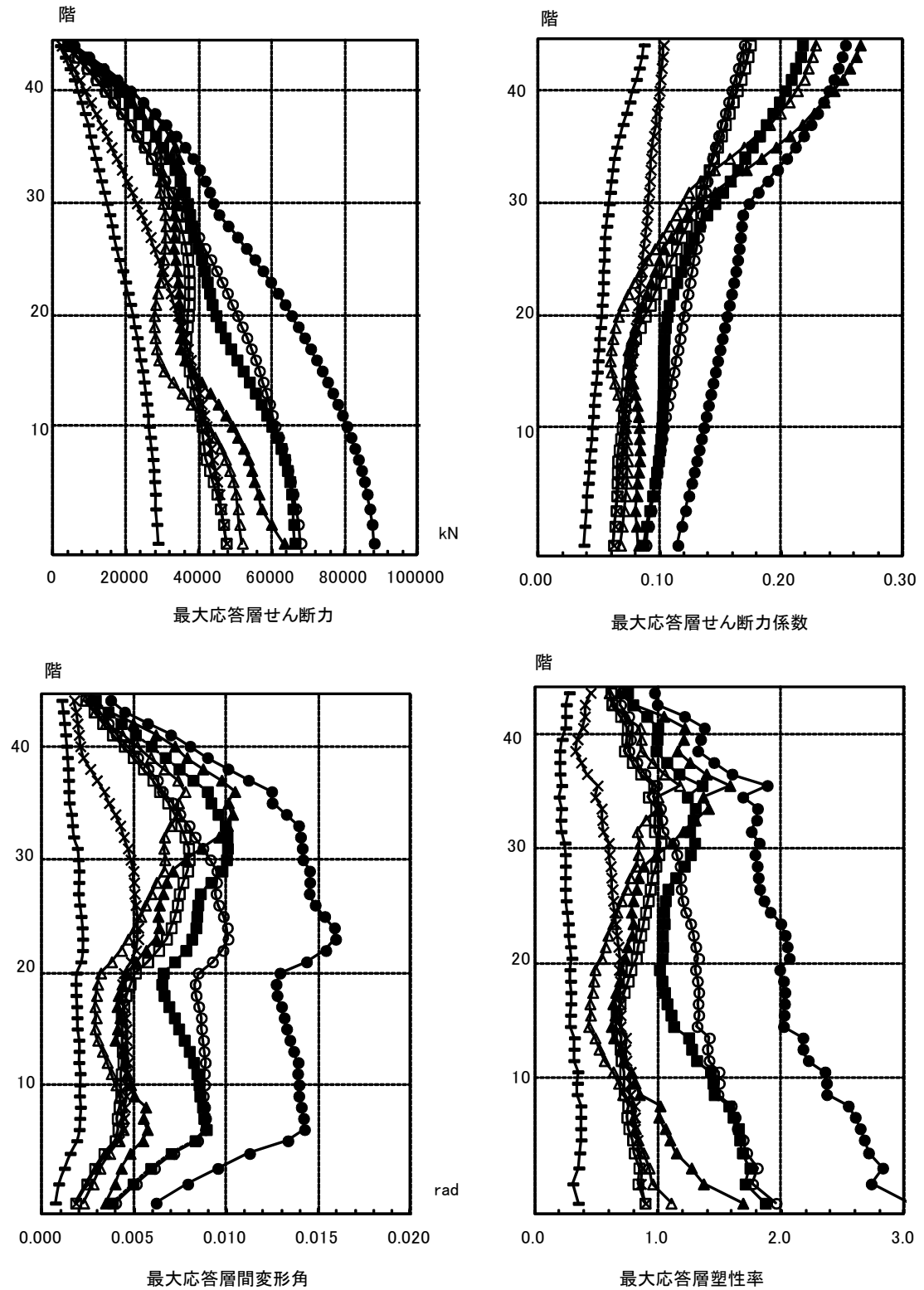
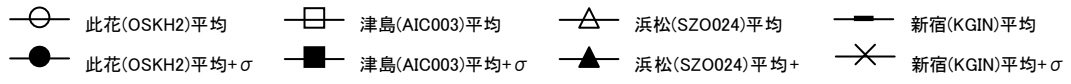


図 4.3.5-9 Y方向最大応答値(1)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

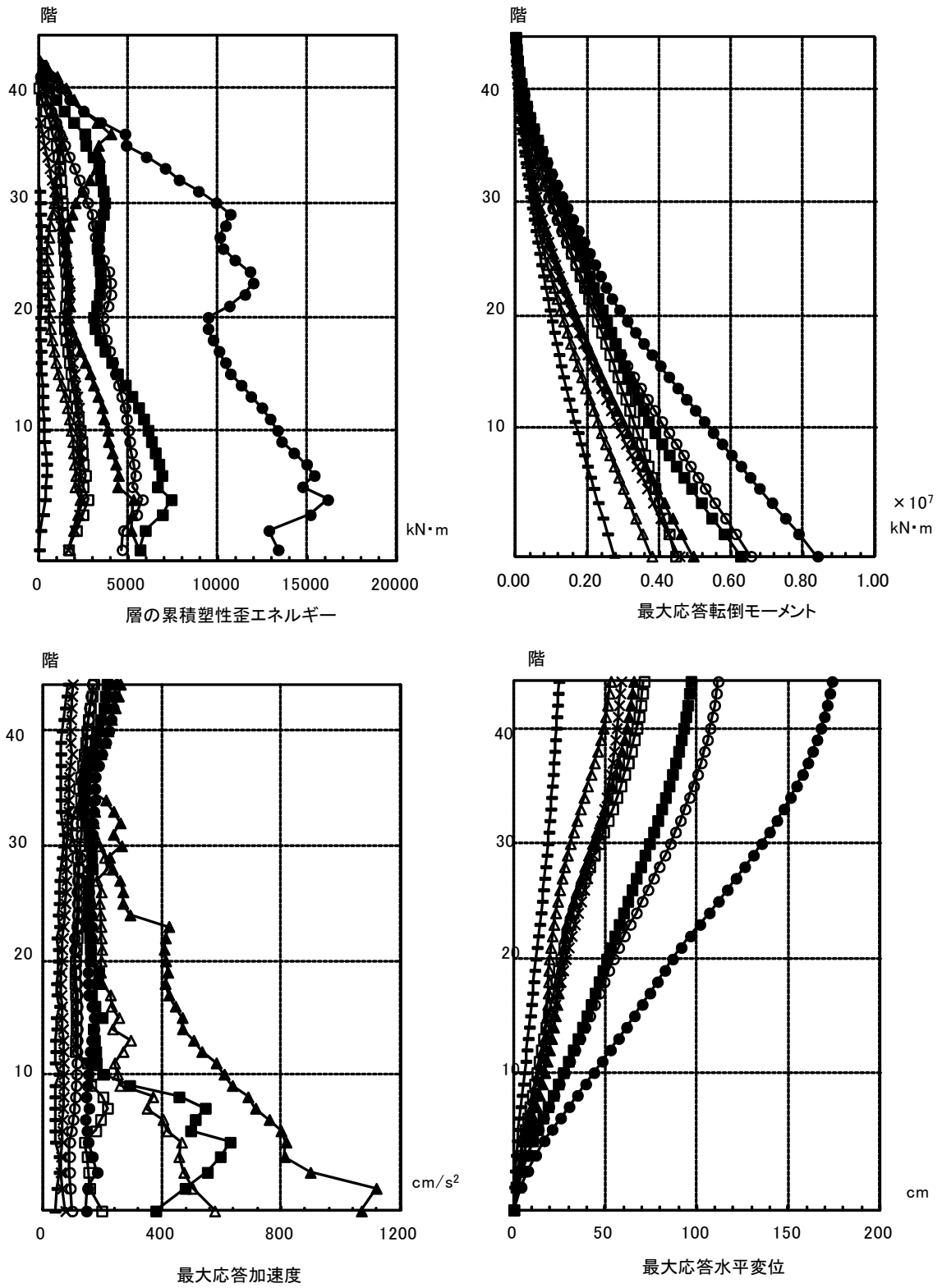
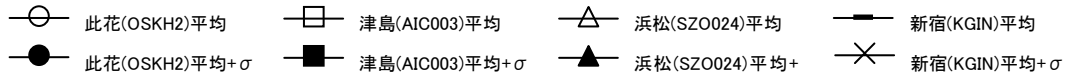


図 4.3.5-10 Y方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

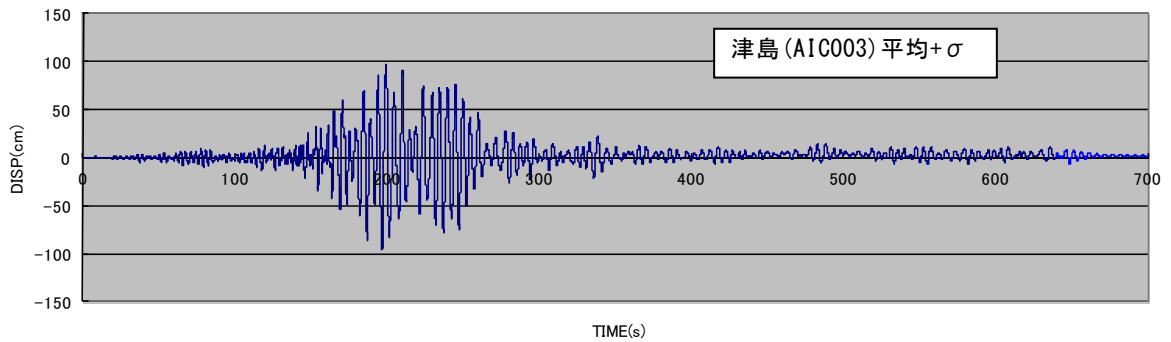
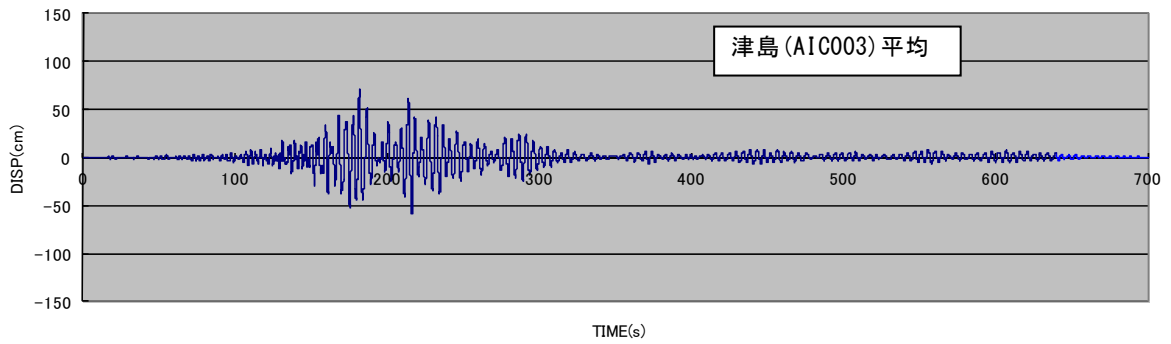
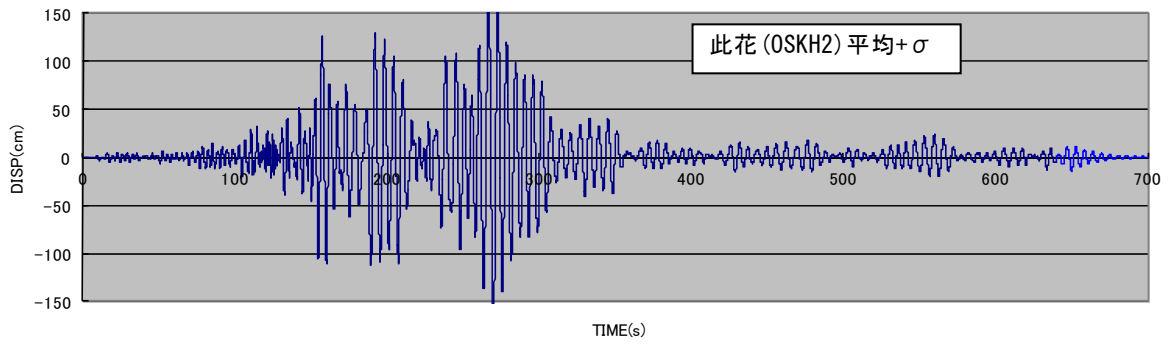
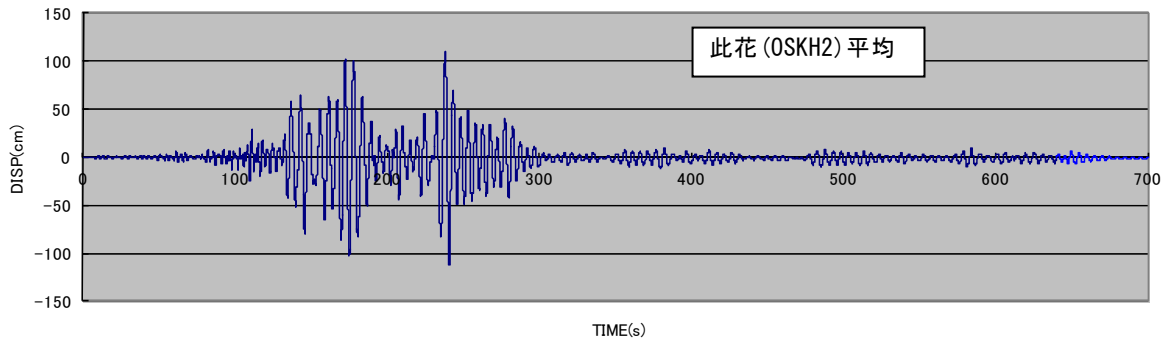


図 4.3.5-11 Y方向最大応答値(3)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

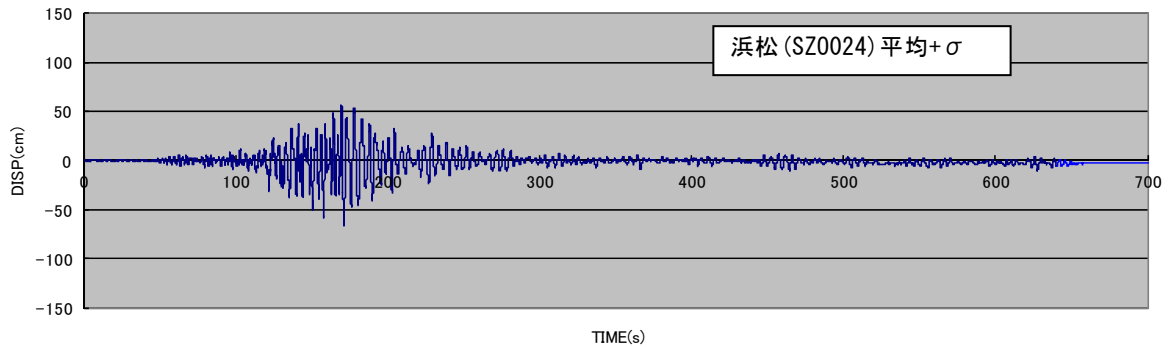
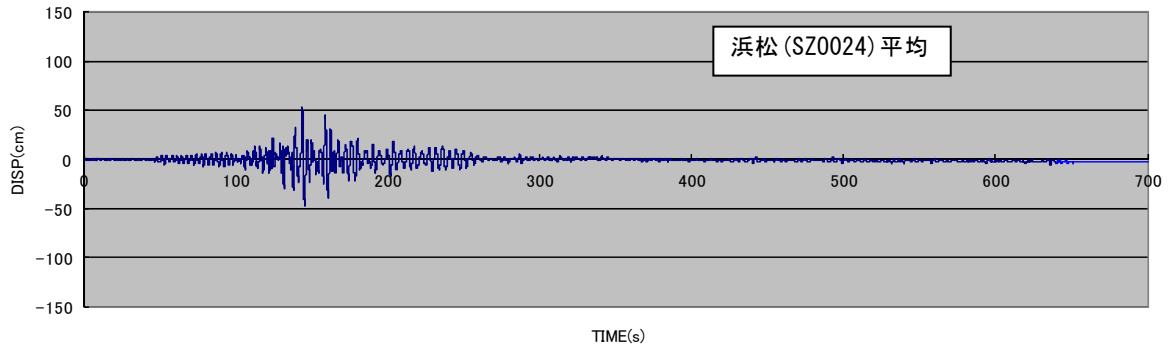
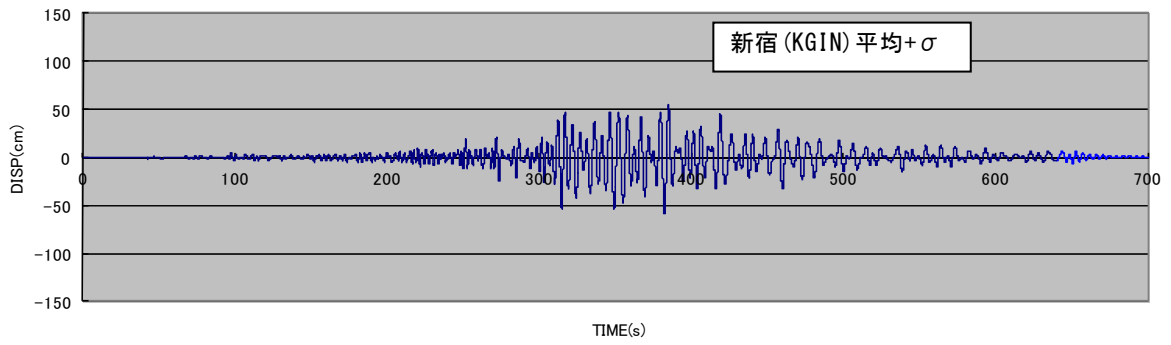
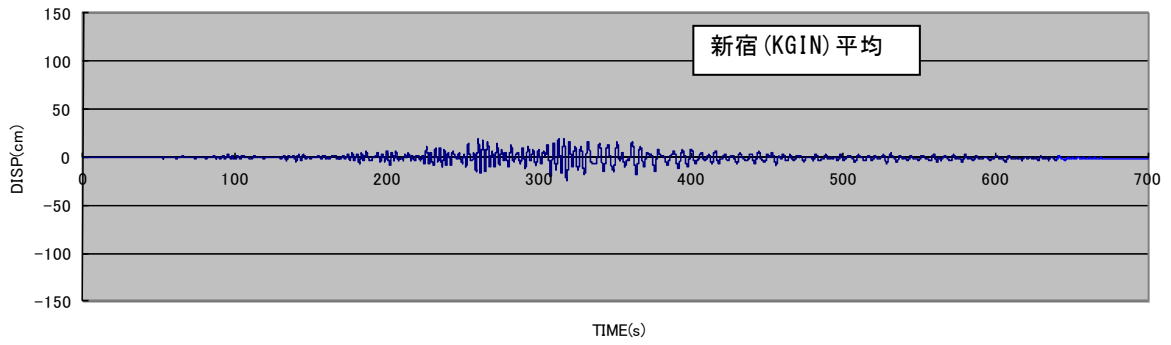


図 4.3.5-12 Y方向最大応答値(4) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-3-5-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

(1) 地震応答解析結果一覧 (2009 地震動平均波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均	131.	78.	1/108	1.5	—	0.2
	津島(AIC003)平均	170.	66.	1/172	1.1	—	0.4
	新宿(KGIN) 平均	101.	35.	1/270	0.7	—	0.1
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	181.	95.	1/123	1.7	—	0.5
	津島(AIC003)平均	179.	76.	1/123	1.5	—	0.5
新宿(KGIN) 平均	90.	40.	1/279	0.6	—	0.3	

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(2) 地震応答解析結果一覧 (2011 地震動平均波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均	132.	84.	1/93	1.7	—	0.8
	津島(AIC003)平均	167.	67.	1/158	1.0	—	0.4
	新宿(KGIN) 平均	79.	70.	1/444	0.4	—	0.03
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均	167.	112.	1/99	2.0	—	0.4
	津島(AIC003)平均	171.	71.	1/125	1.0	—	0.6
新宿(KGIN) 平均	87.	24.	1/455	0.4	—	1.0	

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(3) 最大応答分布

1)～9)の事項について示す。

- 1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- 2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- 3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- 4) 層の最大応答塑性率の高さ方向の分布
- 5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- 6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- 7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- 8) 最大応答水平変位の高さ方向分布
- 9) 頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）

(4) 所見

- ・此花(0SKH02)の応答（せん断力、変形角）は、2011地震動の方が大きい。一方、津島(AIC003)、新宿(KGIN)は2009地震動の方が大きい。

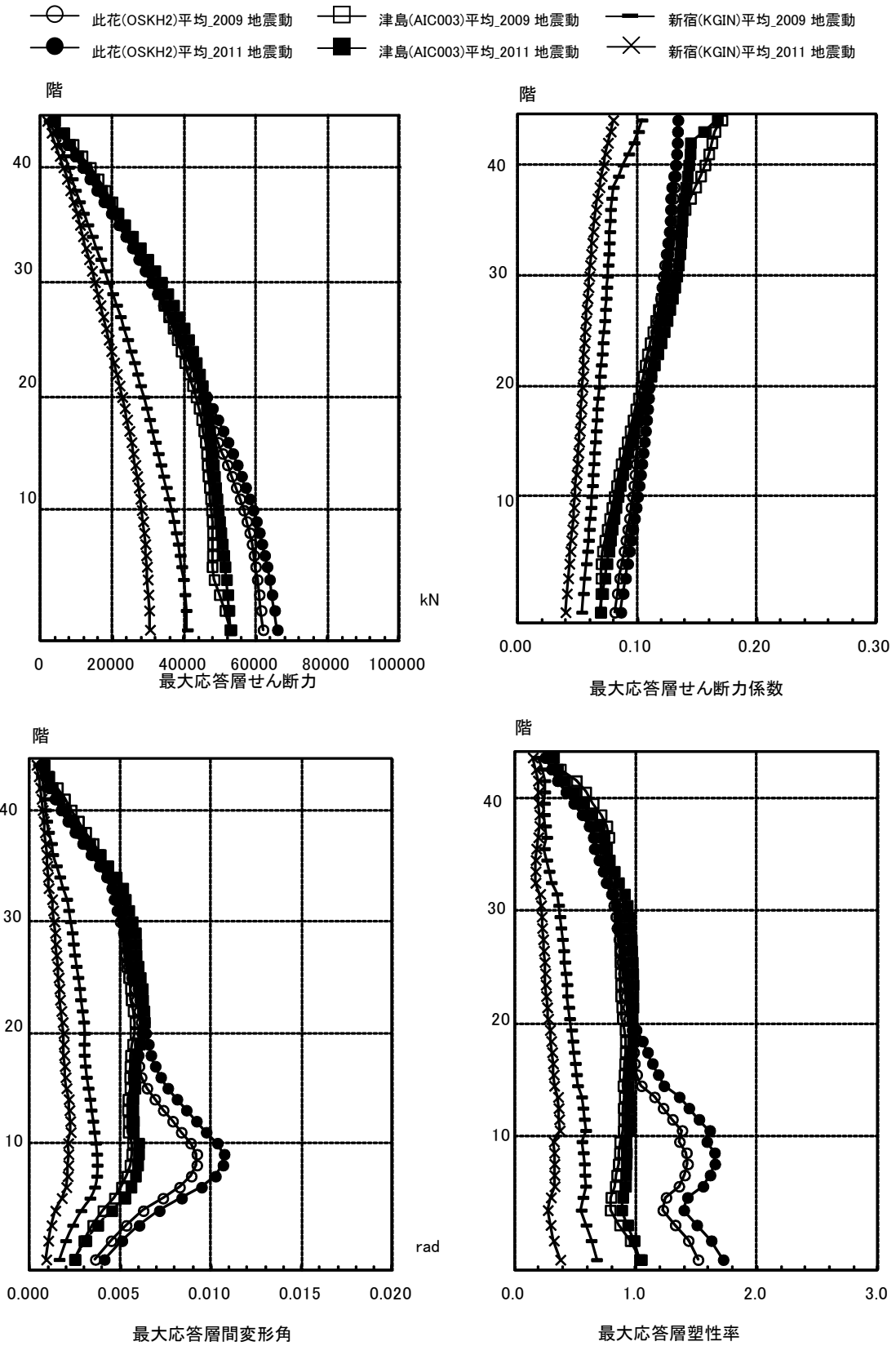


図 4.3.5-13 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

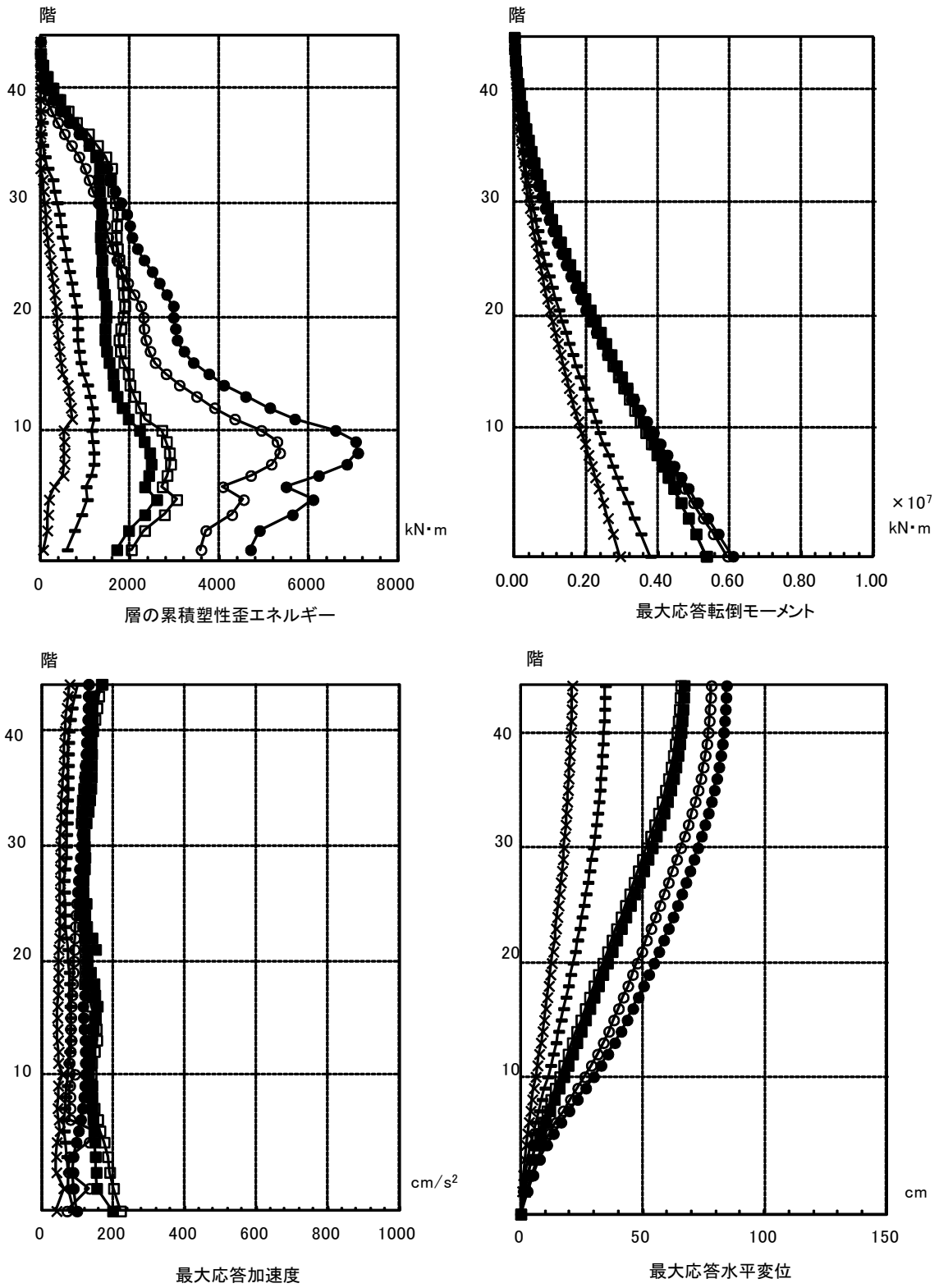
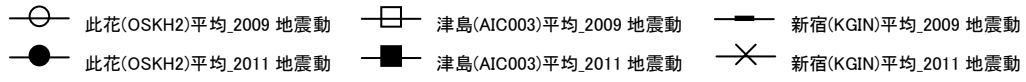


図 4.3.5-14 X方向最大応答値(2)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

- 此花(OSKH2)平均_2009 地震動
- 津島(AIC003)平均_2009 地震動
- 新宿(KGIN)平均_2009 地震動
- 此花(OSKH2)平均_2011 地震動
- 津島(AIC003)平均_2011 地震動
- × 新宿(KGIN)平均_2011 地震動

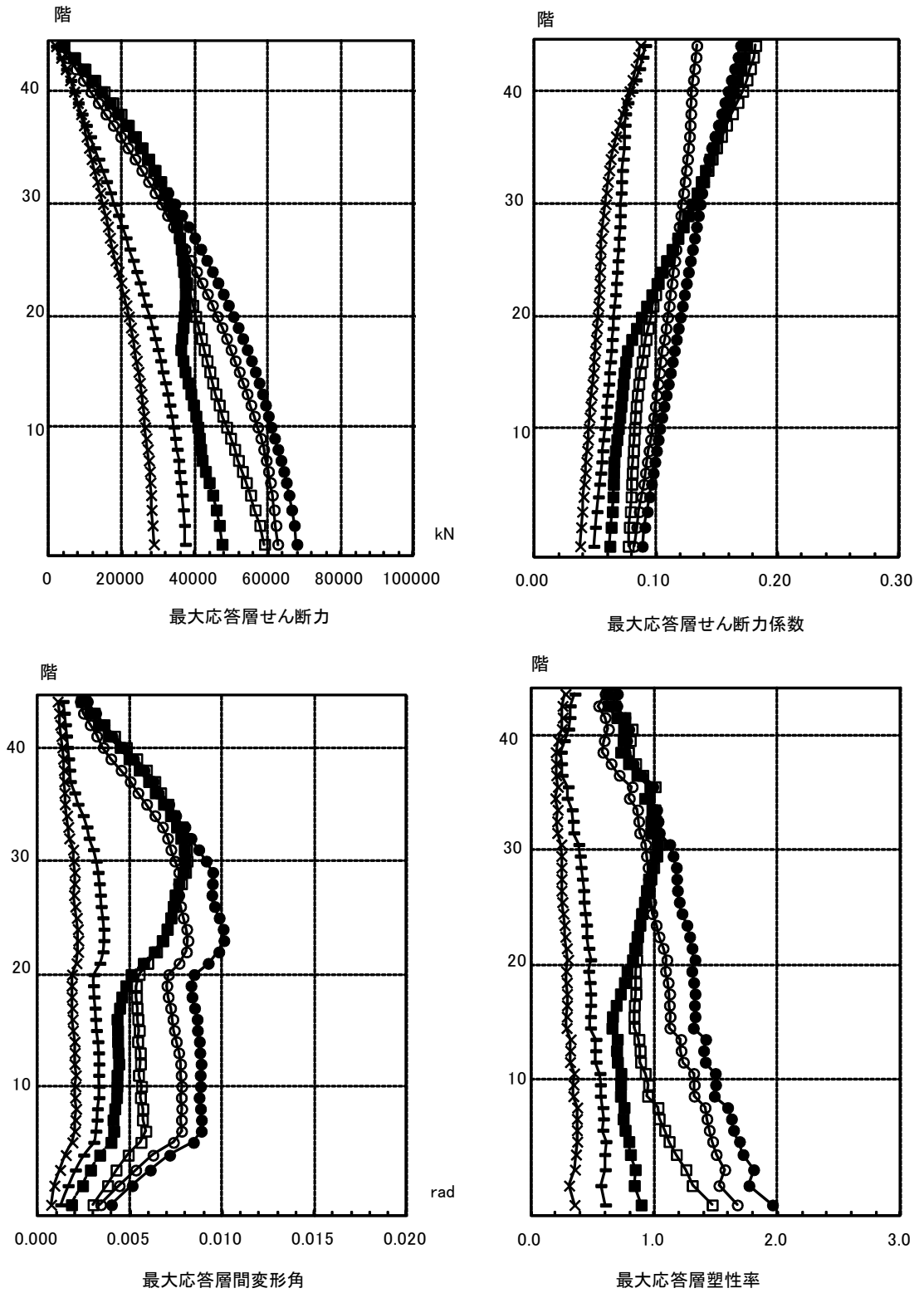


図 4.3.5-15 Y方向最大応答値(1)【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

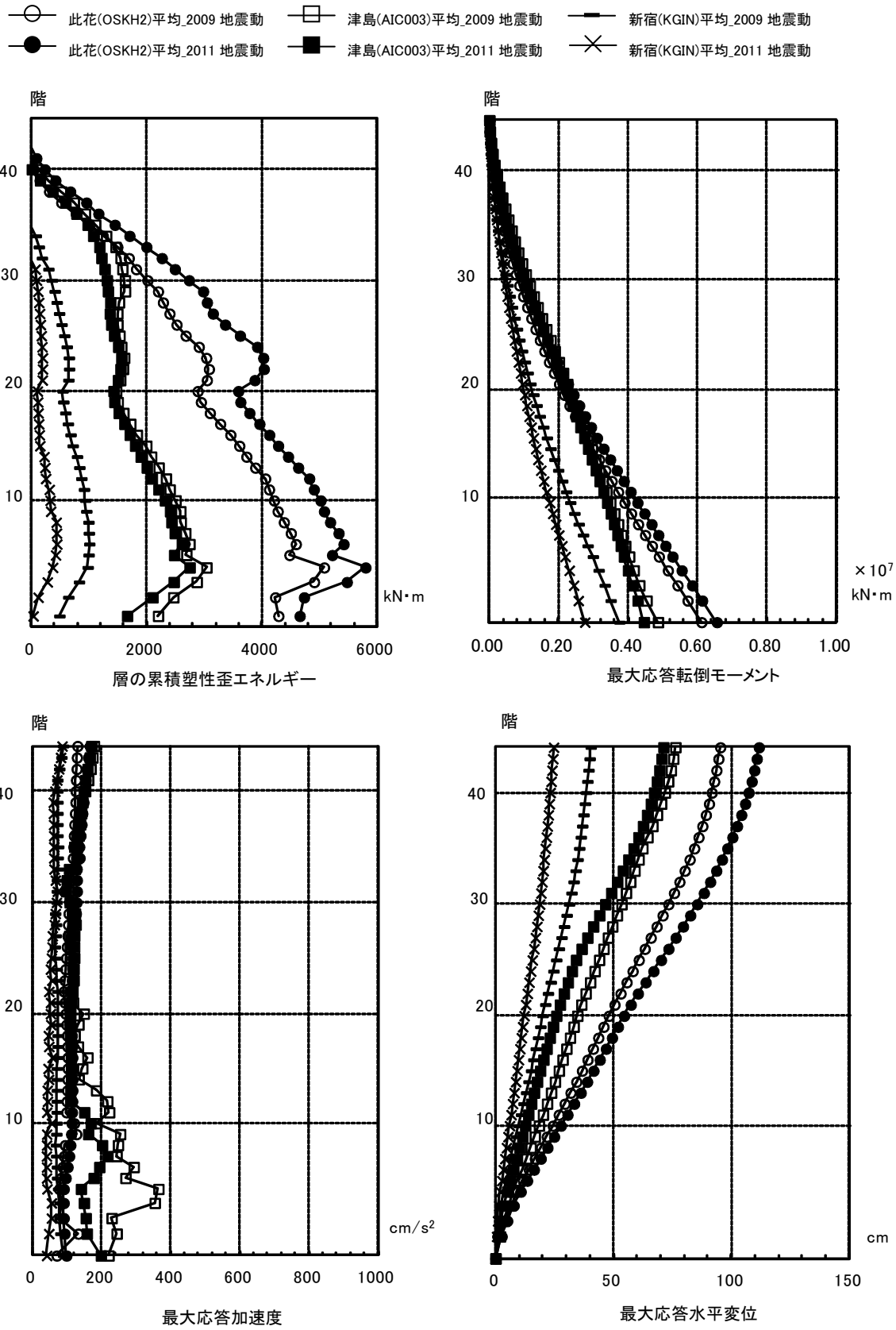


図 4.3.5-16 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

4-3-5-6 2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較

(1) 地震応答解析結果一覧 (2009 地震動平均+ σ 波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均+ σ	150.	119.	1/58	2.6	—	0.4
	津島(AIC003)平均+ σ	242.	120.	1/78	2.1	—	3.5
	新宿(KGIN) 平均+ σ	145.	55.	1/175	1.0	—	0.9
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+ σ	170.	148.	1/75	2.7	—	0.7
	津島(AIC003)平均+ σ	253.	136.	1/66	1.9	—	4.5
新宿(KGIN) 平均+ σ	141.	59.	1/182	0.8	—	1.4	

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(2) 地震応答解析結果一覧 (2011 地震動平均+ σ 波)

モデル	入力地震波	最大応答値(X方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
RC 150m 級 (2)	此花(OSKH02)平均+ σ	208.	140.	1/51	3.0	—	1.0
	津島(AIC003)平均+ σ	200.	84.	1/77	2.0	—	1.0
	新宿(KGIN) 平均+ σ	95.	44.	1/208	0.9	—	0.8
	入力地震波	最大応答値(Y方向)					
		頂部加速度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	累積塑性 変形倍率	頂部残留 変形 cm
	此花(OSKH02)平均+ σ	248.	173.	1/62	3.0	—	0.4
	津島(AIC003)平均+ σ	216.	97.	1/99	1.9	—	2.0
新宿(KGIN) 平均+ σ	102.	59.	1/192	0.9	—	0.4	

注) 塑性率の定義：第2折れ点からの変形増大倍率とする。

(3) 最大応答分布

1)～9)の事項について示す。

- 1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- 2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- 3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- 4) 層の最大応答塑性率の高さ方向の分布
- 5) 層の累積塑性歪エネルギーの高さ方向の分布
- 6) 最大応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- 7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- 8) 最大応答水平変位の高さ方向分布
- 9) 頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）

(4) 所見

- ・ 此花(OSKH02)と津島(AIC003)応答（せん断力、変形角）は、2009 地震動と 2011 地震動で同程度である。一方、新宿(KGIN)は 2009 地震動の方が大きい。

- 此花(OSKH2)平均+ σ _2009 地震動 □ 津島(AIC003)平均+ σ _2009 地震動 — 新宿(KGIN)平均+ σ _2009 地震動
- 此花(OSKH2)平均+ σ _2011 地震動 ■ 津島(AIC003)平均+ σ _2011 地震動 × 新宿(KGIN)平均+ σ _2011 地震動

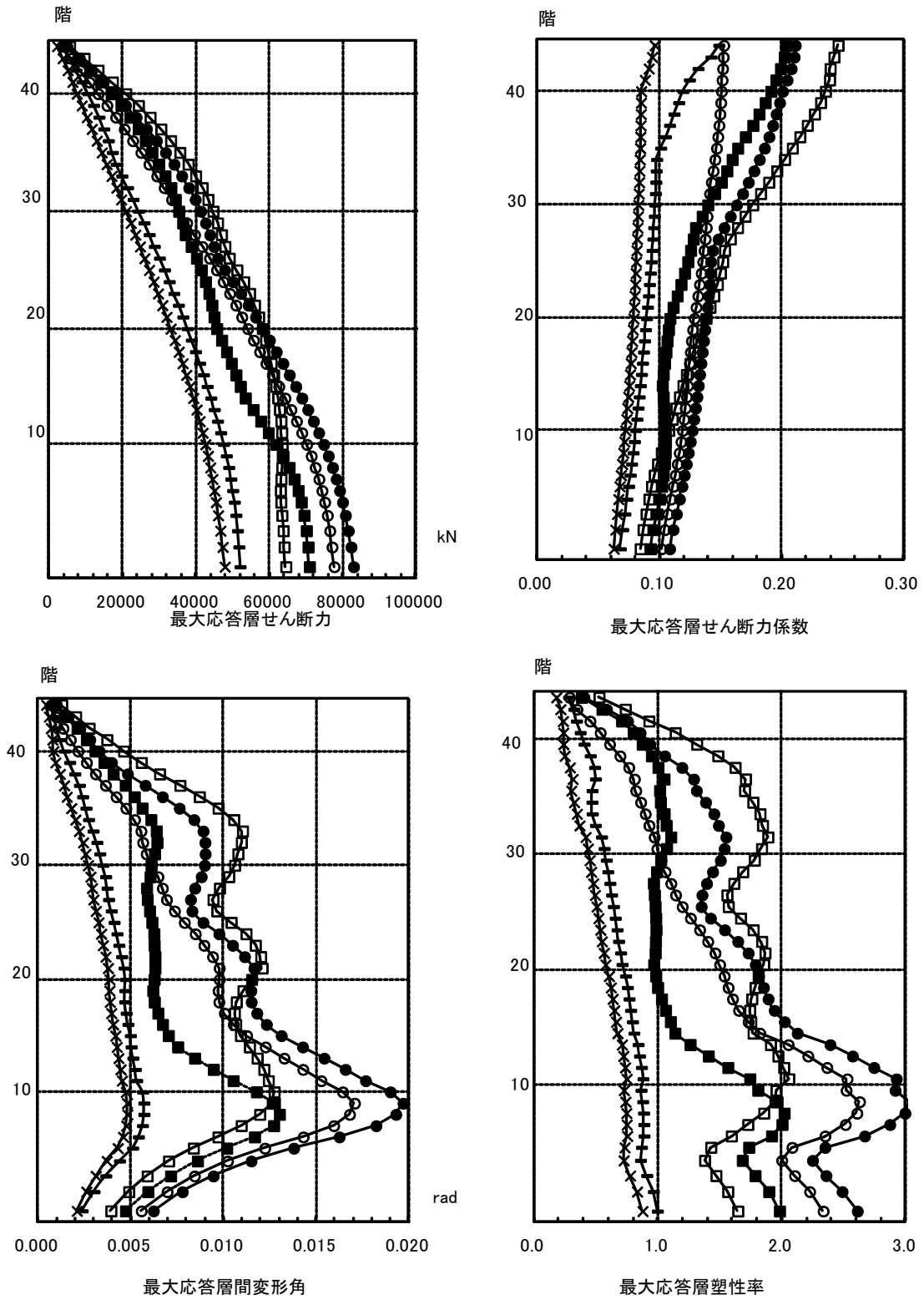


図 4.3.5-17 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

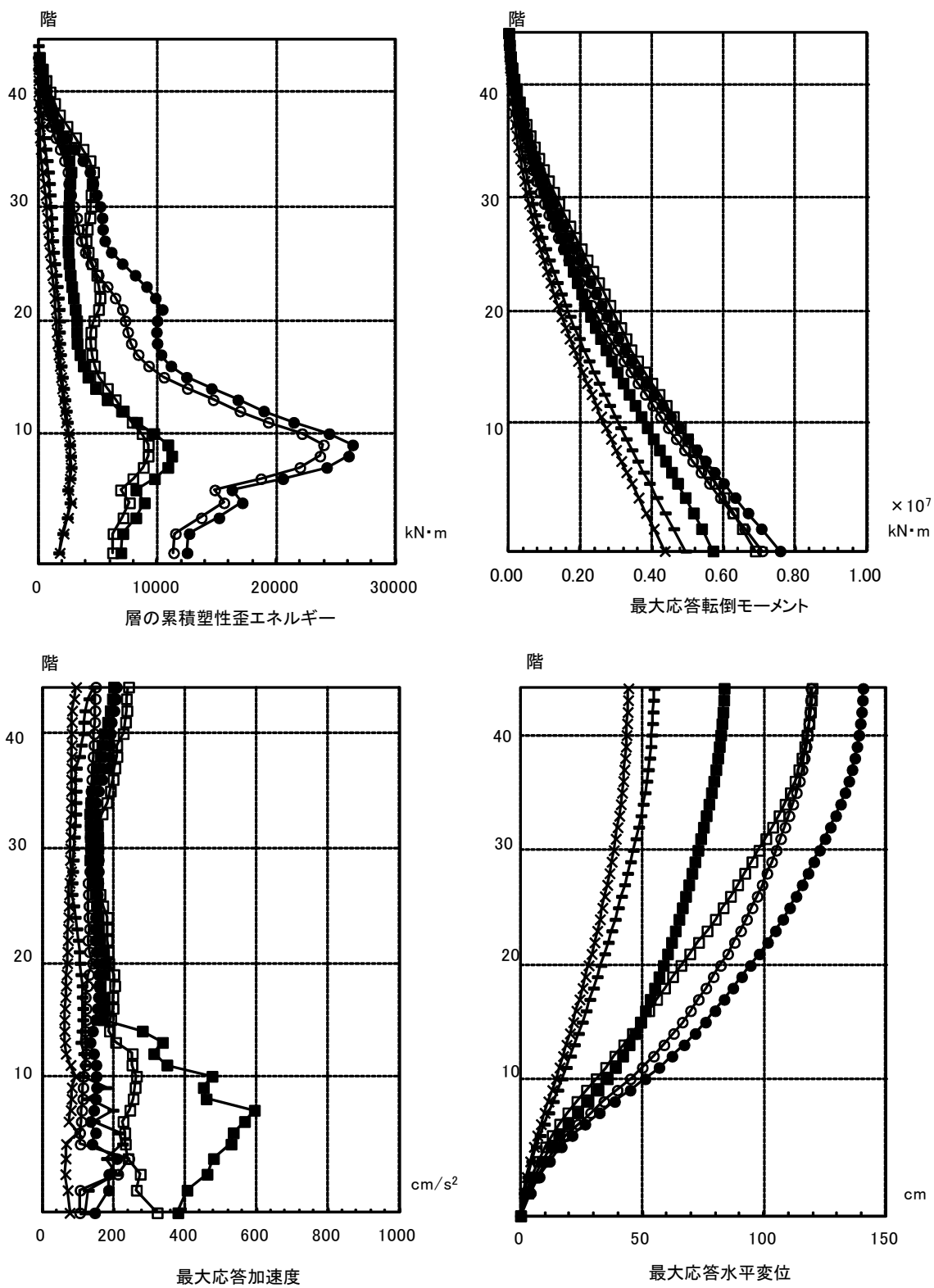
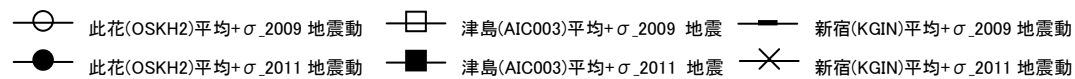


図 4.3.5-18 X方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

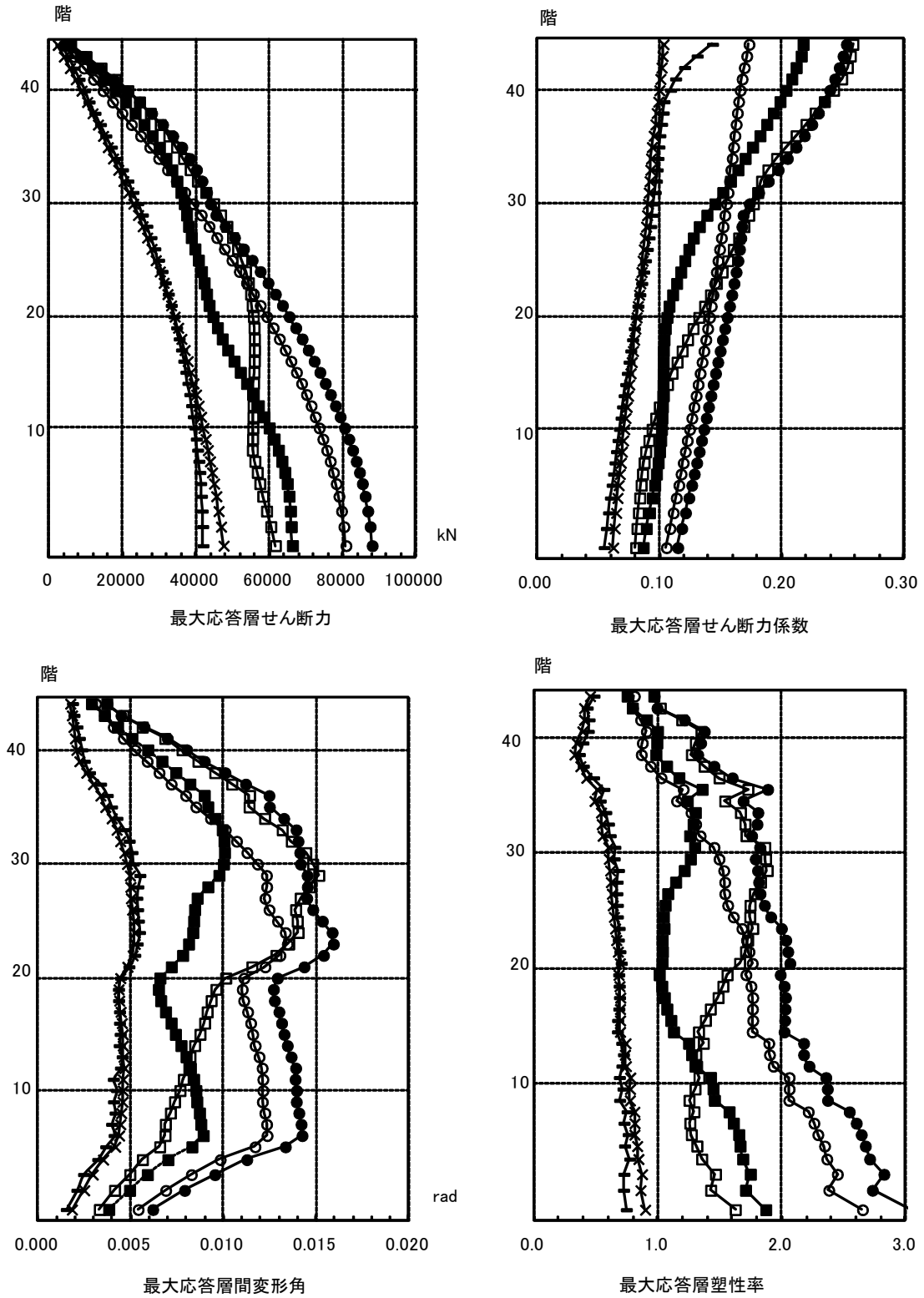
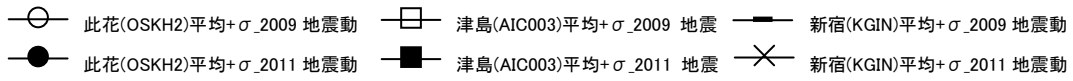


図 4.3.5-19 Y方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

- 此花(OSKH2)平均+ σ _2009 地震動
- 津島(AIC003)平均+ σ _2009 地震動
- 新宿(KGIN)平均+ σ _2009 地震動
- 此花(OSKH2)平均+ σ _2011 地震動
- 津島(AIC003)平均+ σ _2011 地震動
- × 新宿(KGIN)平均+ σ _2011 地震動

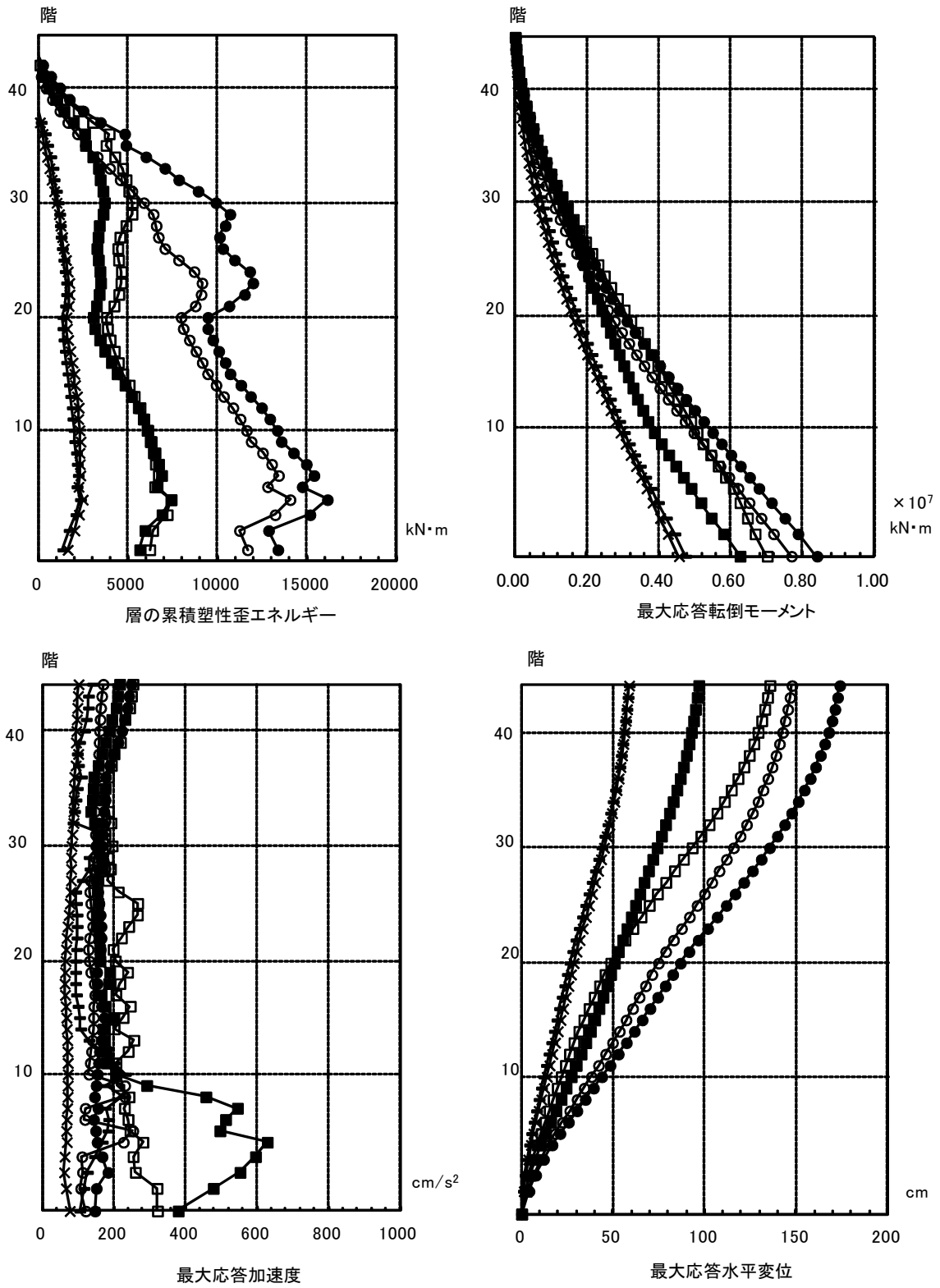


図 4.3.5-20 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-3-6 RC180m級建物

4-3-6-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高(m)	固有周期(秒)	解析方向	構造上の特徴
RC	2007	54	180.8	X : 4.23 Y : 4.31	X, Y	センターボイド ラーメン架構

(次頁に略伏図と略軸組図を示す)

検討建物モデルは、原設計建物に対して階数およびスパンを若干変更したものである。原設計建物は 2007 年の設計であり、地盤増幅を考慮した告示波および最大速度を 0.5m/s に基準化した観測波に対して、応答層間変形角が 1/120 程度以下、応答層塑性率が 1.0 程度以下となるように設計されている。

なお、原設計建物は地下 2 階を有しており、静的増分解析モデル、振動系モデルも地下 2 階からモデル化されている関係で、本検討においても地下 2 階床位置に地震波を入力している。

4-3-6-2 モデル化の方針

項目			
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系	<input checked="" type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組	<input type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数	<input type="checkbox"/> 初期剛性比例	<input checked="" type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
	[3%]		
解析プログラム	<input type="checkbox"/> 市販 []	<input checked="" type="checkbox"/> 自社開発	
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P- δ 効果考慮 <input type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input type="checkbox"/> 鉛直部材（柱・壁）の軸力・曲げ非線形相互作用考慮		
当時の一般規定*の解析上の扱い	特になし		
その他	復元力特性 せん断成分：トリリニア型（武田モデル） 曲げ成分：弾性		

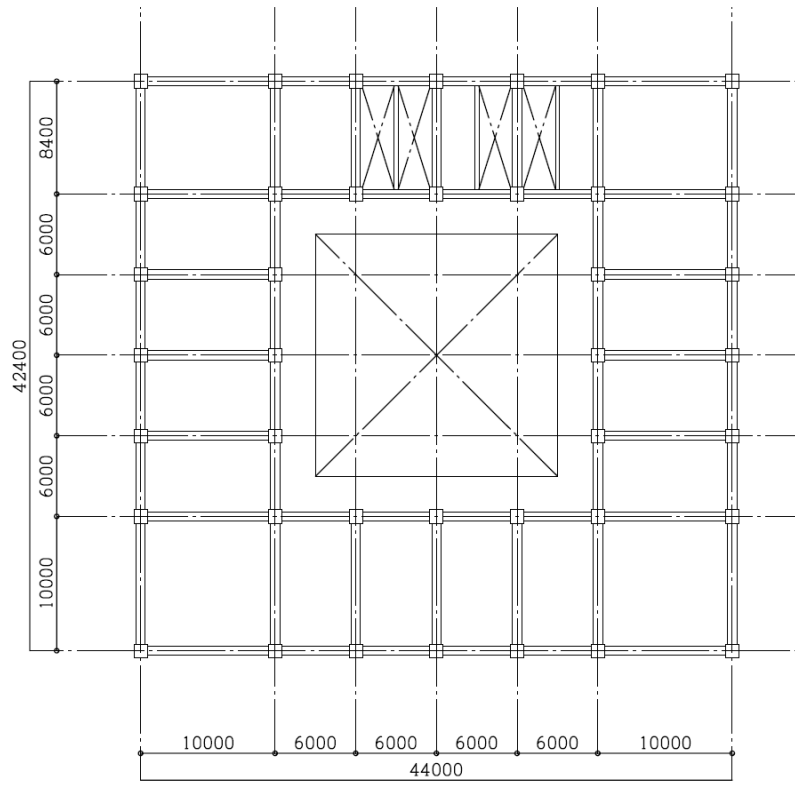


图 4.3.6-1 基准階架構伏図

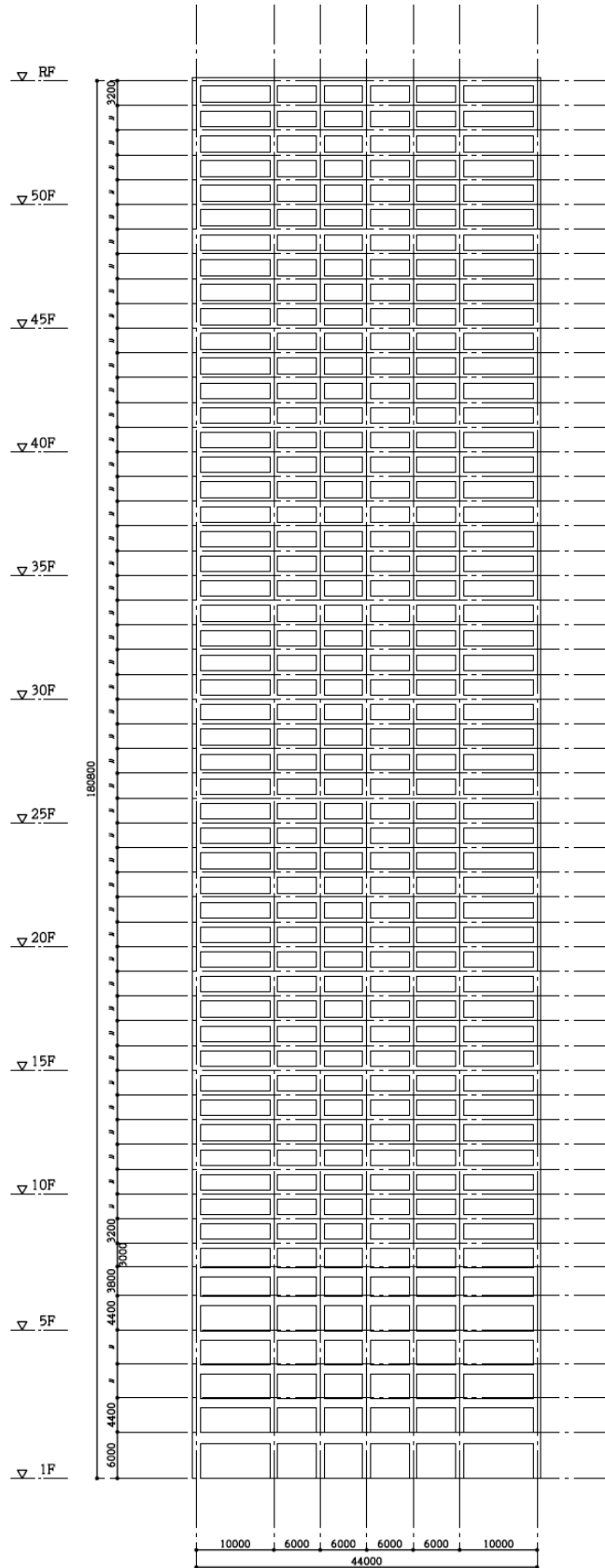


図 4.3.6-2 軸組図

4-3-6-3 静的漸増載荷解析結果

(1) 各層の荷重変形関係（層間変位・層せん断力の関係）

※図中の弾性層は地下階を表している

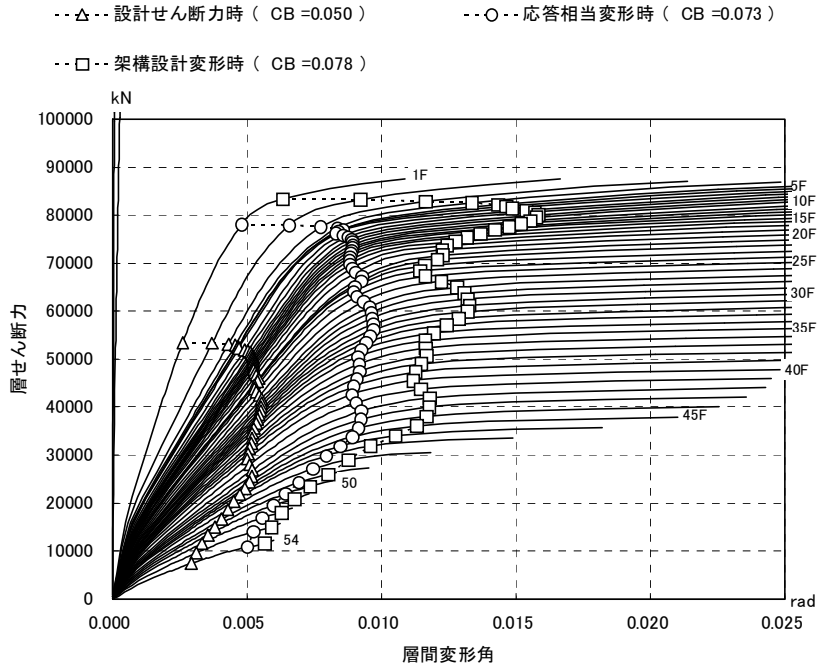


図 4.3.6-3 X方向荷重変形関係図

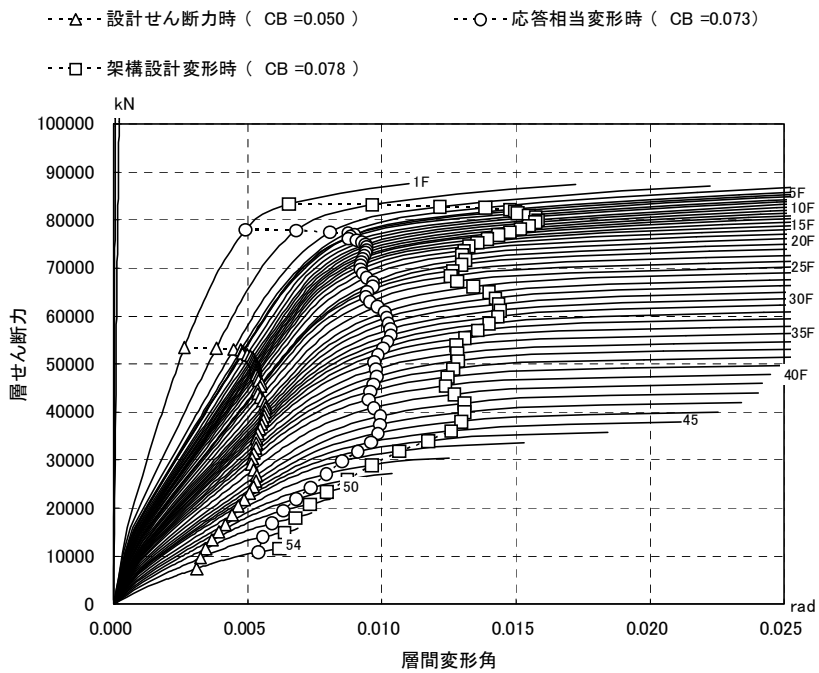


図 4.3.6-4 Y方向荷重変形関係図

(2) 最終載荷時の各層の層せん断力（係数）の一覧表（最大層間変形角 約 1/ 60 時点）

階	ΣW (kN)	X 方向	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数
54F	33,988	11,591	0.341
45F	193,657	36,071	0.186
30F	471,470	61,193	0.130
15F	763,403	76,933	0.101
1F	1,068,853	83,371	0.078

4-3-6-4 2011 地震動平均波、平均+σ波地震応答解析結果

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
R C 180m 級	此花(2011)平均	213.1	197.6	1/67	2.00	11.99
	津島(2011)平均	139.5	59.2	1/199	0.69	1.94
	浜松(2011)平均	183.0	45.7	1/179	0.88	3.56
	新宿(2011)平均	145.6	138.7	1/101	1.34	2.98
	此花(2011)平均+σ	215.4	209.2	1/48	2.80	12.21
	津島(2011)平均+σ	207.6	139.6	1/101	1.21	5.62
	浜松(2011)平均+σ	251.9	67.2	1/91	1.83	12.00
	新宿(2011)平均+σ	172.7	179.5	1/51	2.82	10.93
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
	此花(2011)平均	215.1	202.6	1/68	1.92	5.88
	津島(2011)平均	142.3	62.1	1/195	0.70	2.00
	浜松(2011)平均	182.3	46.6	1/172	0.89	2.05
	新宿(2011)平均	153.9	149.2	1/95	1.42	2.37
	此花(2011)平均+σ	214.3	214.7	1/53	2.52	13.57
	津島(2011)平均+σ	206.0	139.5	1/104	1.23	1.79
	浜松(2011)平均+σ	247.2	70.8	1/84	1.98	12.26
	新宿(2011)平均+σ	172.9	183.7	1/51	2.71	12.14

注 1) 塑性率の定義：せん断成分トリリニアカーブの第 2 折れ点を基点とする。

最大応答値は前表に示した通りであり、次頁以降の図に高さ方向の分布を掲載する。
加えて、下記に図の順序に合わせて特徴的な部分の考察を加える。

なお、X方向とY方向とでは振動性状はほぼ同等であり、X方向のみの記載とする。

- 1) 応答層せん断力は、「平均」よりも「平均+ σ 」の応答が大きくなっている。また、応答分布は各サイト毎で、「平均」と「平均+ σ 」で分布形状が近似しているが、津島波のみが差異が大きくなっている。
- 2) 最大応答層間変形角は、「平均」応答では此花波で最大 1/67(9F)となっている。その他の入力波では1/100以内となっている。「平均+ σ 」応答では、此花波で1/48(10F)、浜松波で1/91(45F)、新宿波で1/51(10F)と大きな値となっている。
- 3) 最大応答層塑性率は、「平均」応答では此花波で2.00(7F)となっている以外は何れも2.0以下である。「平均+ σ 」応答では、此花波で2.80(10F)、新宿波で2.82(7F)である。
- 4) 層入力エネルギーは、応答塑性率分布と同様の傾向であるが、塑性率が大きい層により大きなエネルギーが入力されていることが分かる
- 5) 応答加速度は、浜松波が短周期成分が強い波のため、特に低層部の応答加速度が大きくなっているが、それ以外の地震動においては、各層でほぼ一定値となっている。
- 6) 頂部応答変位は、「平均+ σ 」と「平均」の比をとると、此花波：1.06、津島波：2.36、浜松：1.47、新宿：1.29となっている。また、長周期成分の大きい此花波と、短周期成分の大きい浜松波では約4倍の差がある。
- 7) 頂部残留変位は、平均波では此花波(OSKH02)で10cmを超えるが、それ以外では5cm以下であるのに対し、平均+ σ では全て5cmを超え、津島波(AIC003)以外の3波では10cmを超えている。

なお、本振動系モデルは、原設計時に作成した復元力特性を用いているため、此花波のように応答層間変形角が1/100を超える応答値は保証していない。

各方向別に(1)～(10)の事項について示す。

- (1) 最大応答層せん断力の高さ方向の分布
- (2) 最大応答層せん断力係数の高さ方向の分布
- (3) 最大応答層間変形角の高さ方向の分布
- (4) 層の最大応答塑性率の高さ方向の分布
- (5) 層の応答入力エネルギーの高さ方向の分布
- (6) 層の応答転倒モーメントの高さ方向の分布
- (7) 最大応答加速度の高さ方向の分布
- (8) 最大応答変位の高さ方向分布
- (9) 最大応答荷重－変形関係図
- (10) 頂部応答変位時刻歴波形

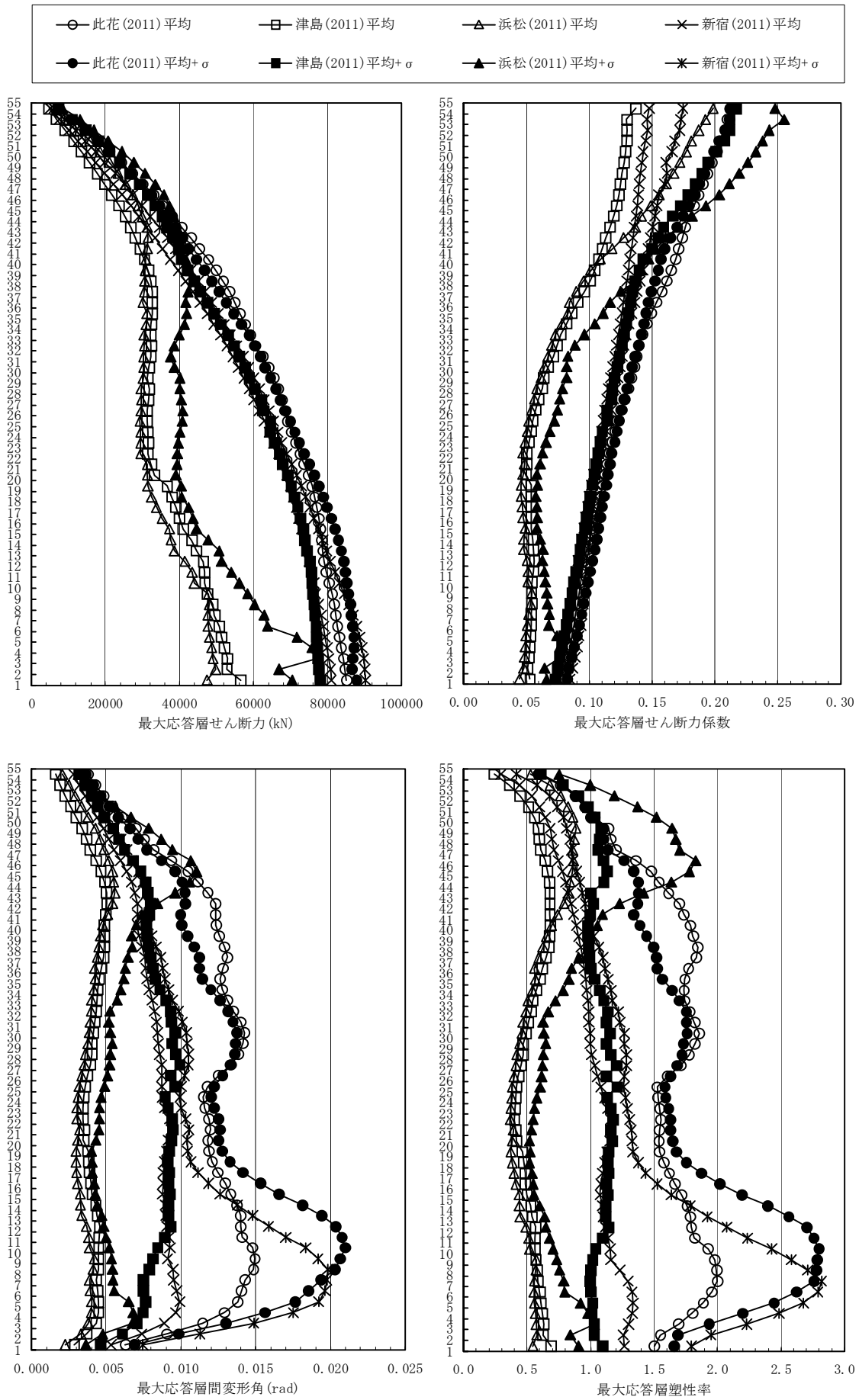


図 4.3.6-5 X方向最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

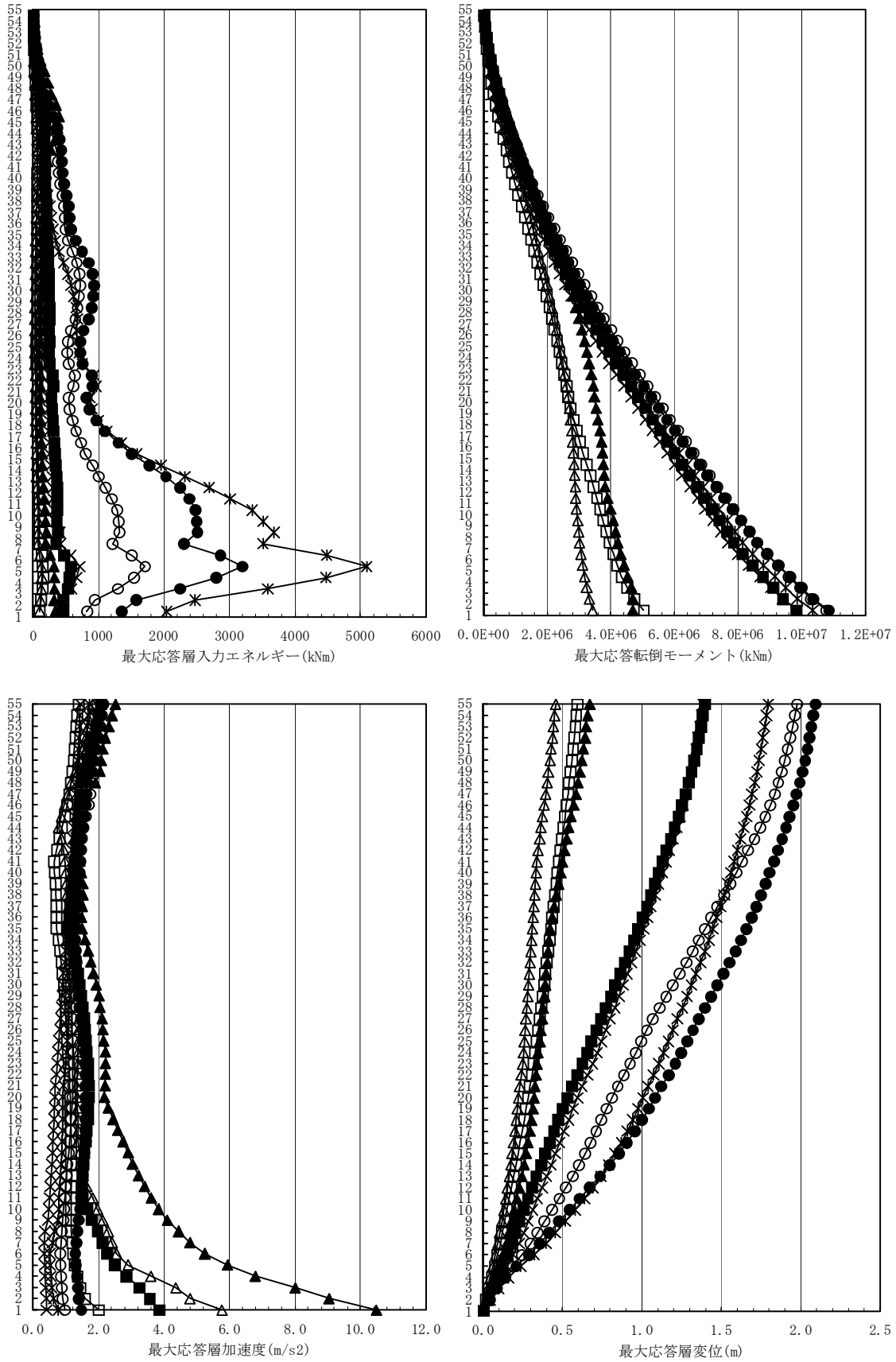
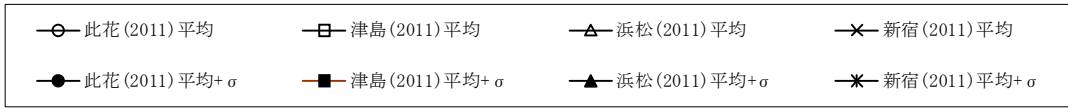


図 4.3.6-6 X方向最大応答値(2) 【2011地震動の平均波と平均+σ波地震応答解析結果】

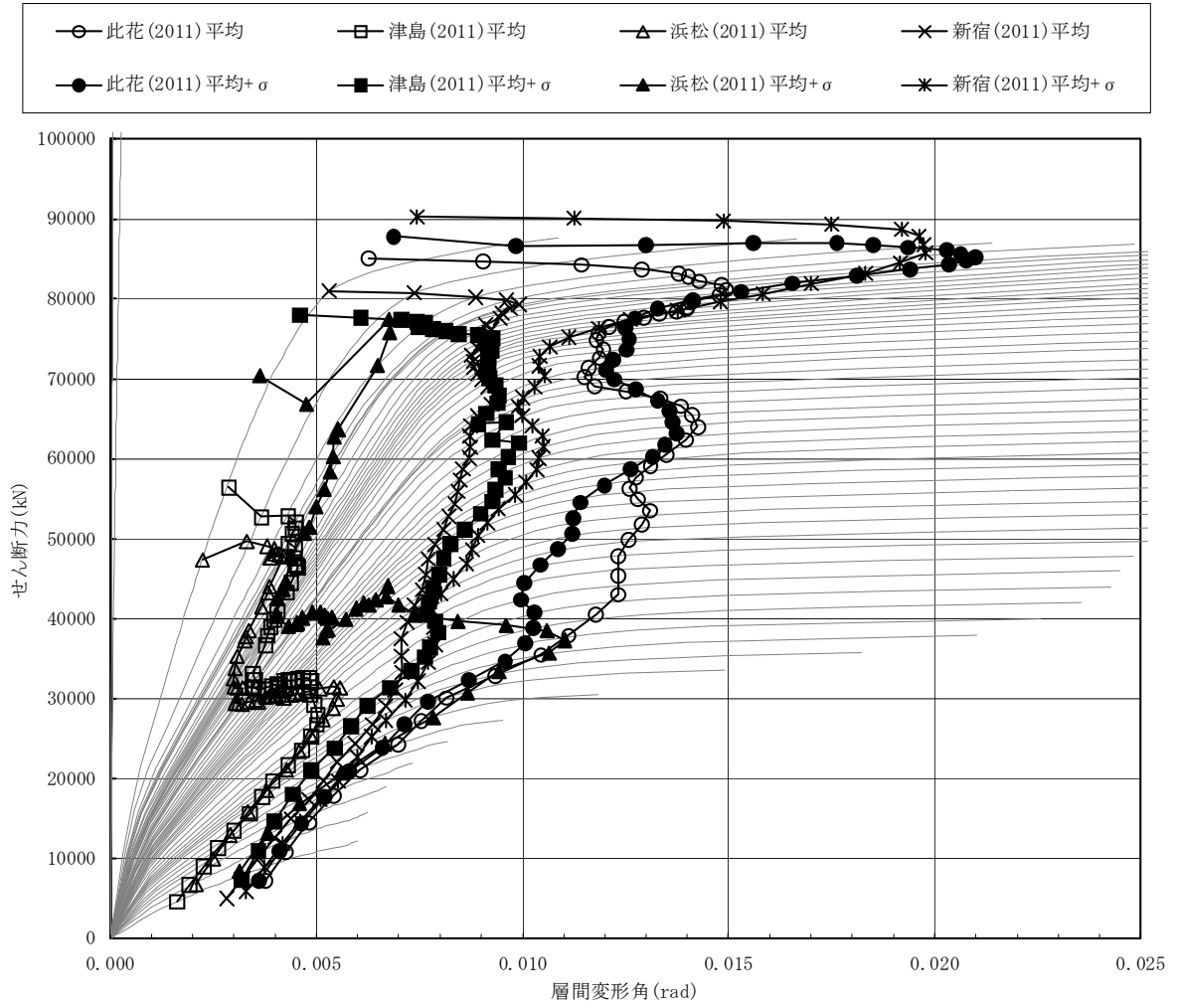


図 4.3.6-7 X方向最大応答値(3) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

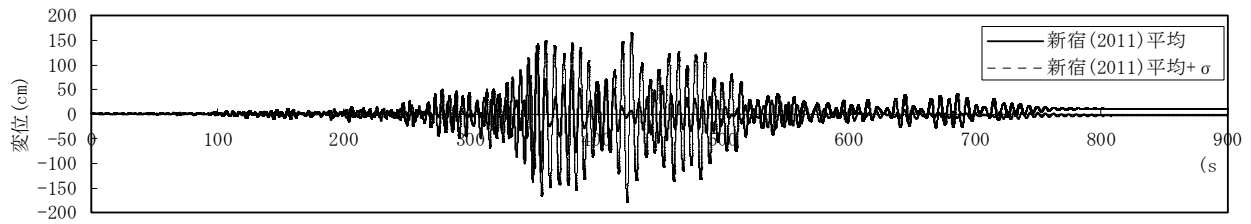
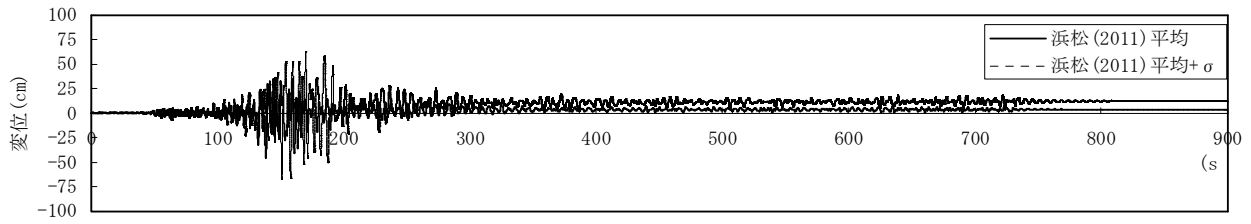
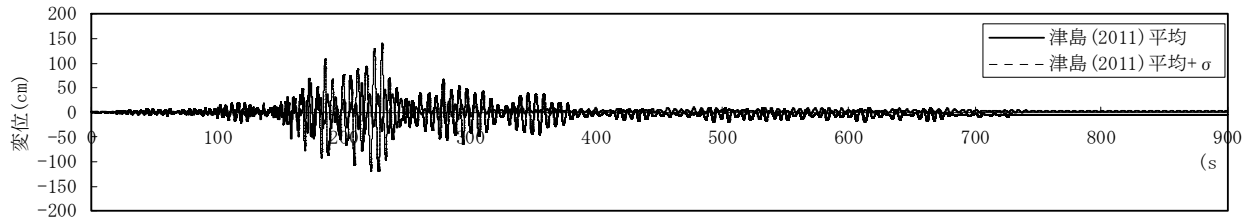
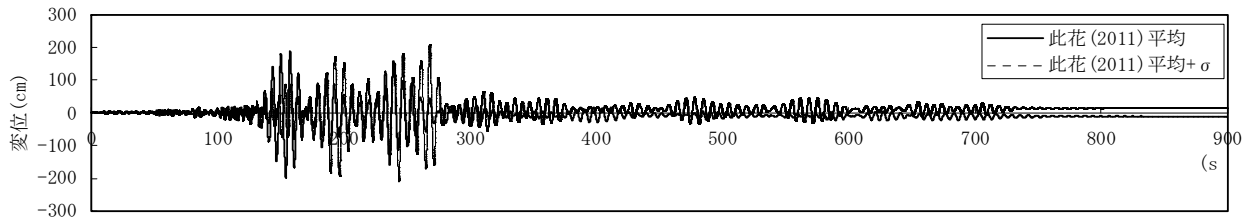


図 4.3.6-8

X方向頂部応答変位時刻歴波形【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

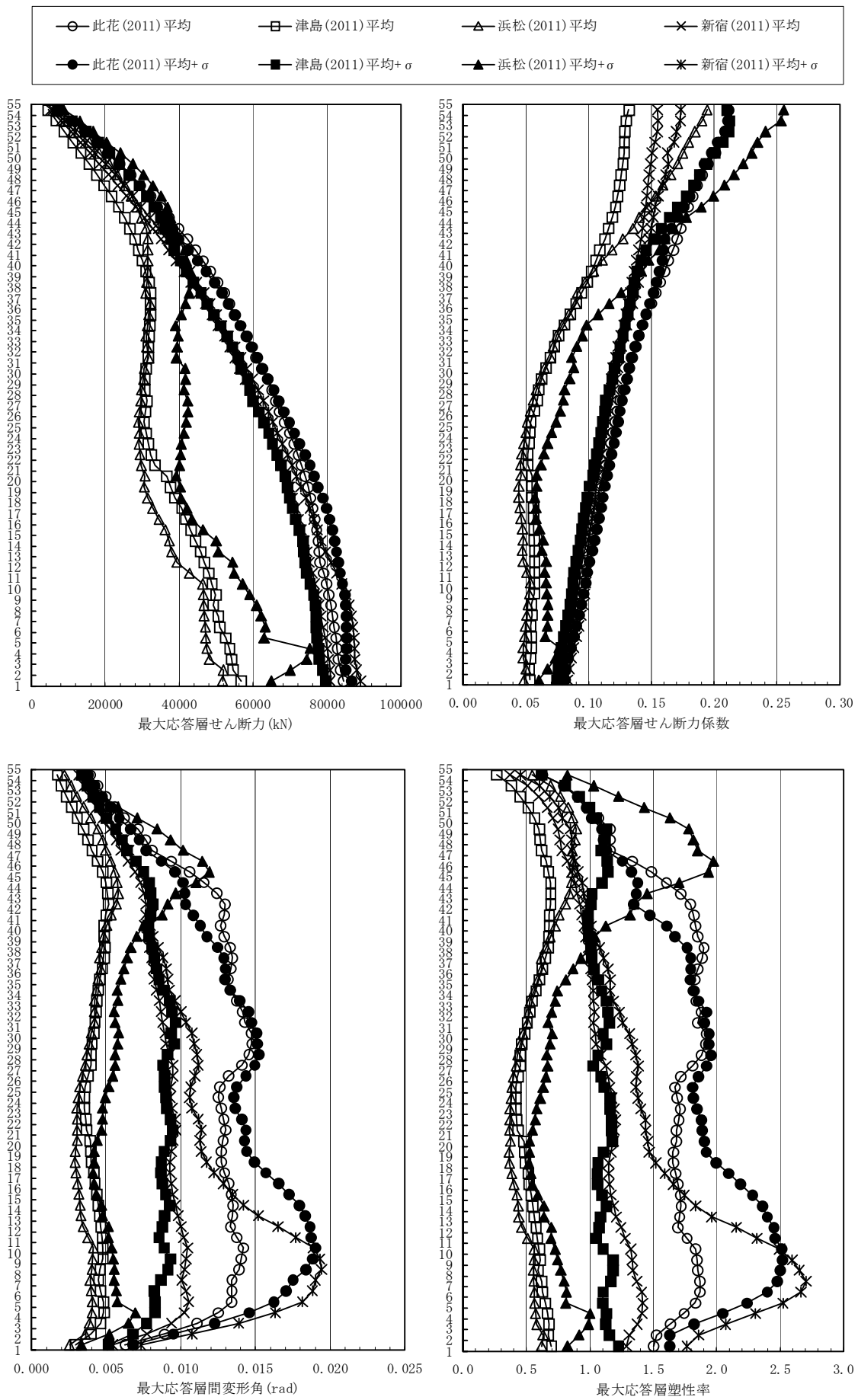


図 4.3.6-9 Y方向最大応答値(1) 【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

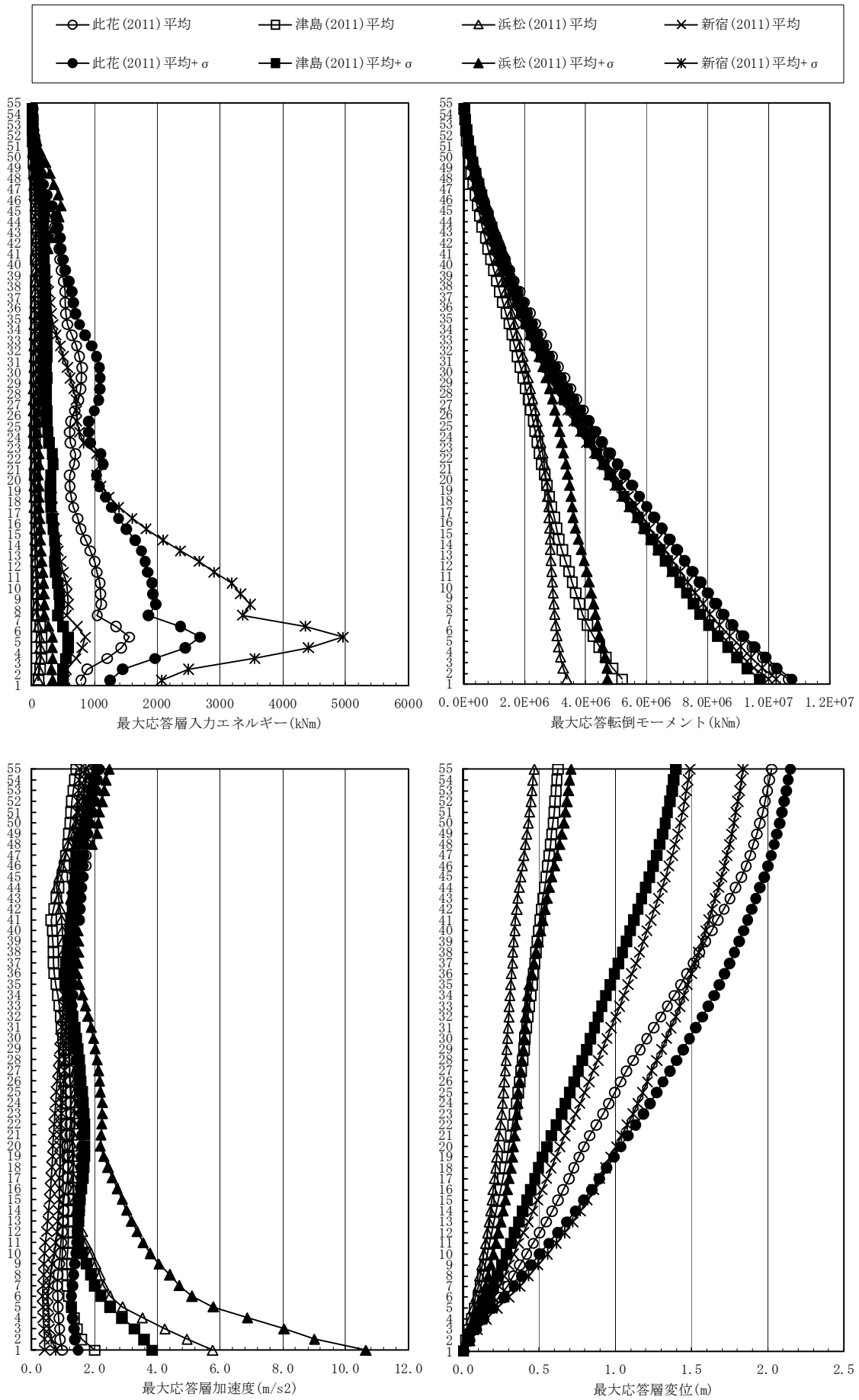


図 4.3.6-10 Y方向最大応答値(2)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

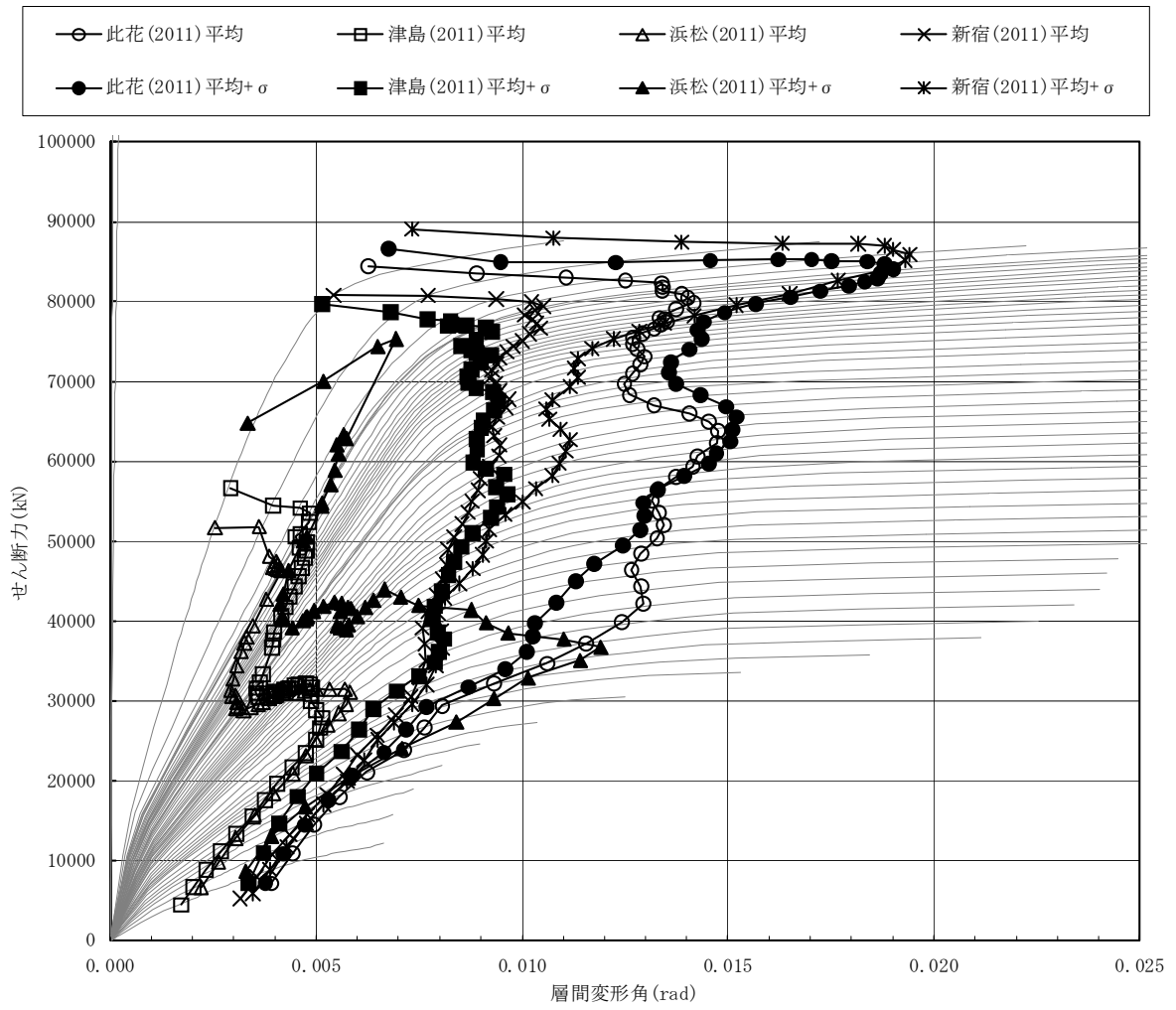


図 4.3.6-11 Y方向最大応答値(3)【2011地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

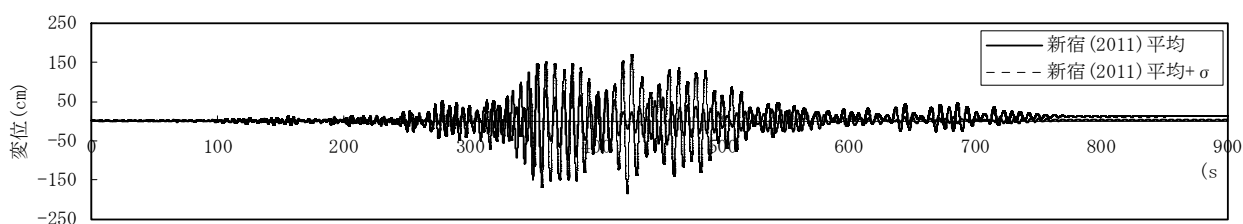
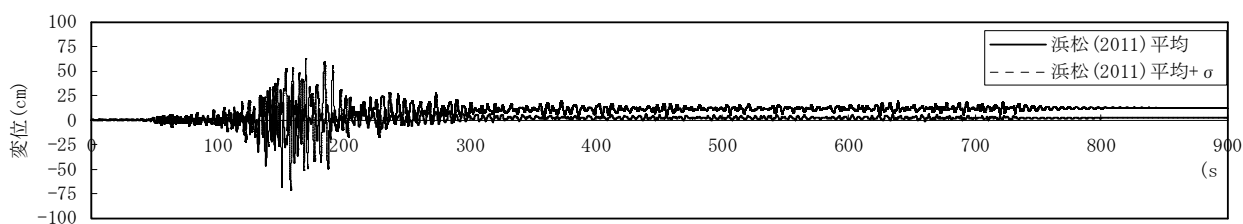
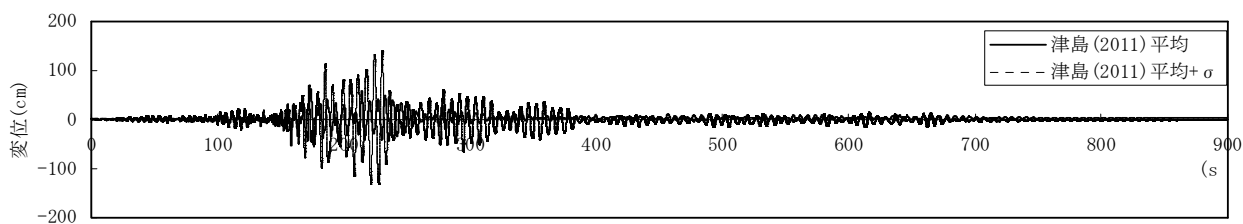
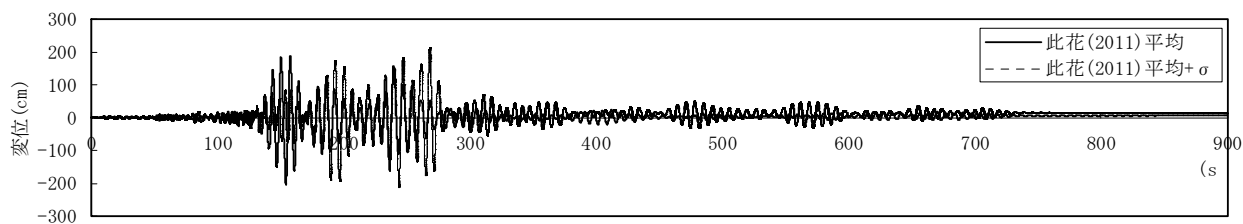


図 4.3.6-12

Y 方向頂部応答変位時刻歴波形【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波の地震応答解析結果】

4-3-6-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
R C 180m 級	此花(2011)平均	213.1	197.6	1/67	2.00	11.99
	津島(2011)平均	139.5	59.2	1/199	0.69	1.94
	新宿(2011)平均	145.6	138.7	1/101	1.34	2.98
	此花(2009)平均	163.7	175.9	1/65	2.12	2.30
	津島(2009)平均	193.2	115.0	1/101	1.42	1.65
	新宿(2009)平均	113.7	108.5	1/135	0.94	3.86
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
	此花(2011)平均	215.1	202.6	1/68	1.92	5.88
	津島(2011)平均	142.3	62.1	1/195	0.70	2.00
	新宿(2011)平均	153.9	149.2	1/95	1.42	2.37
	此花(2009)平均	164.0	177.7	1/66	2.00	1.15
	津島(2009)平均	195.0	116.0	1/100	1.43	4.50
	新宿(2009)平均	116.2	113.5	1/132	0.97	3.93

注 1) 塑性率の定義：せん断成分トリリニアカーブの第 2 折れ点を基点とする。

次項以降に応答値を示す。応答結果は以下のようにまとめられる

- 1) 最大応答せん断力分布は、此花波は 2011 と 2009 でほぼ同等となっており、津島波では 2009 が大きく、新宿波では逆に 2011 の方が大きくなっている。特に、津島波では 2011 と 2009 の差異が大きい。
- 2) 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率の分布も、応答せん断力の傾向とほぼ同じであり、此花波が 2009，2011 共に最大でどちらも 1/65 程度となっている。津島波は 2009 と 2011 では 2 倍程度の差異がある。
- 3) 最大応答層入力エネルギーは、此花波 (2011) が最も大きい。また、此花波は (2011) と (2009) とで応答せん断力，応答層間変形角などはほぼ同等であったが、層エネルギー入力は 2 倍程度の差異がある。

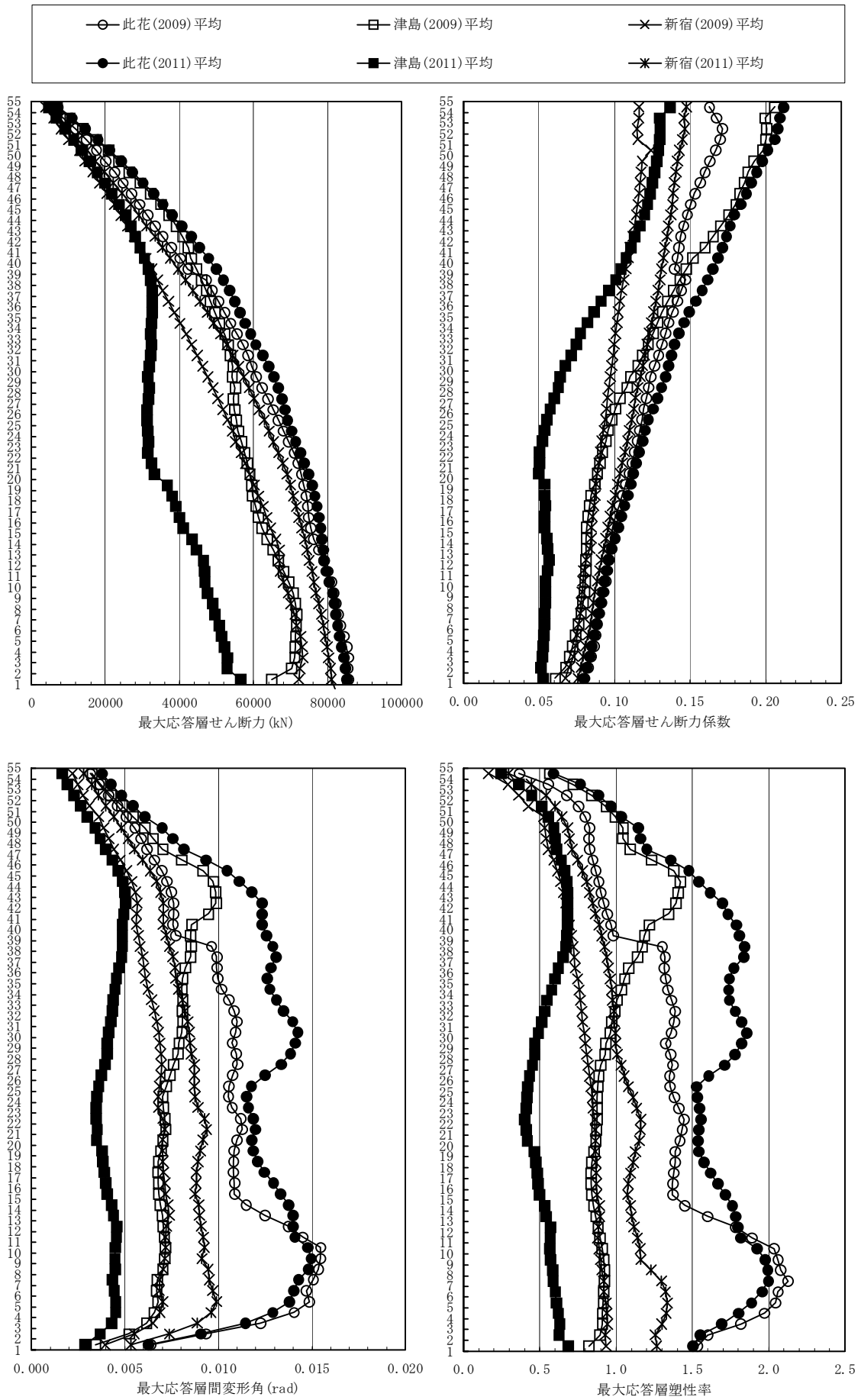


図 4.3.6-13 X方向最大応答値(1) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

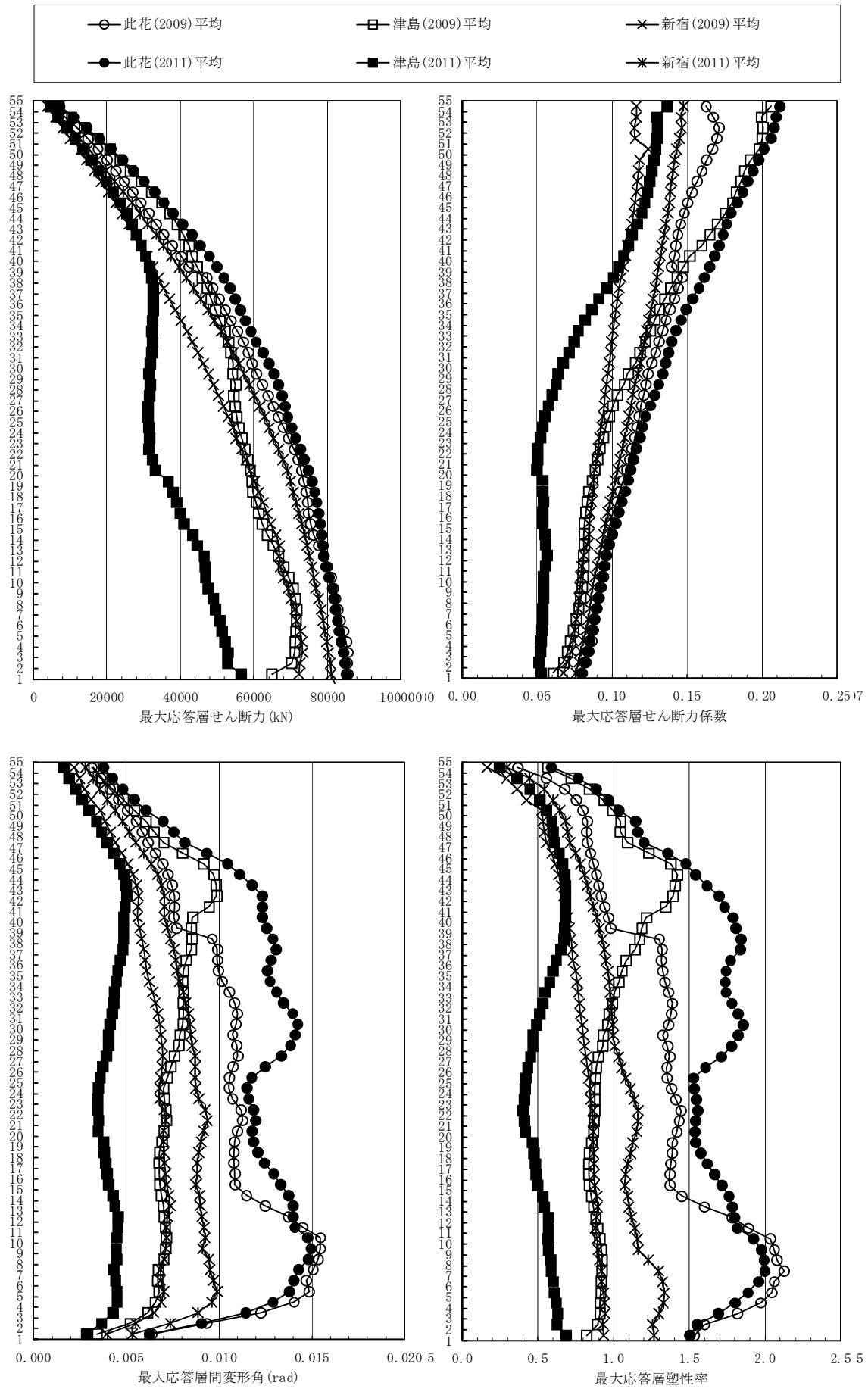


図 4.3.6-14 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

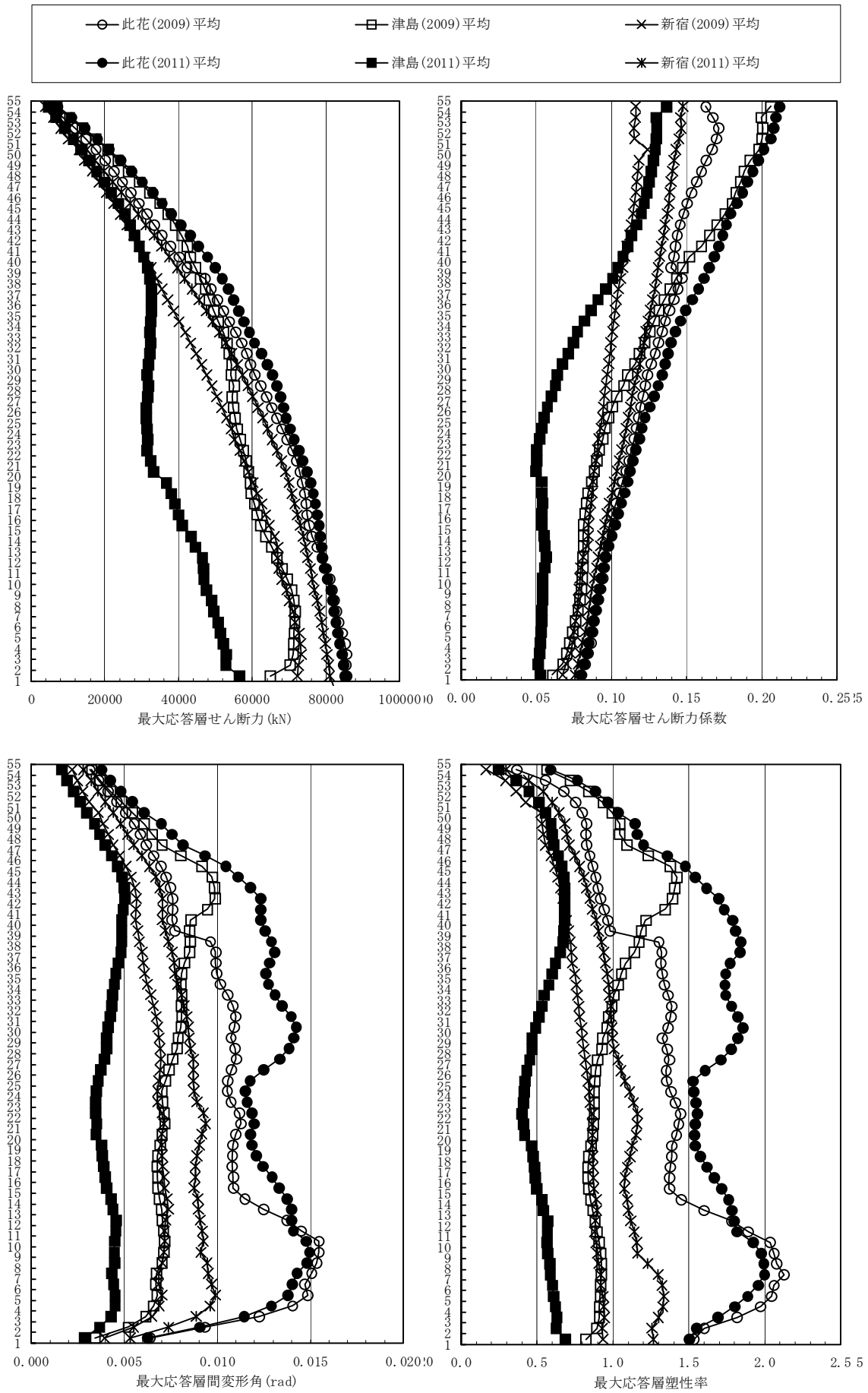


図 4.3.6-15 Y方向最大応答値(1) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

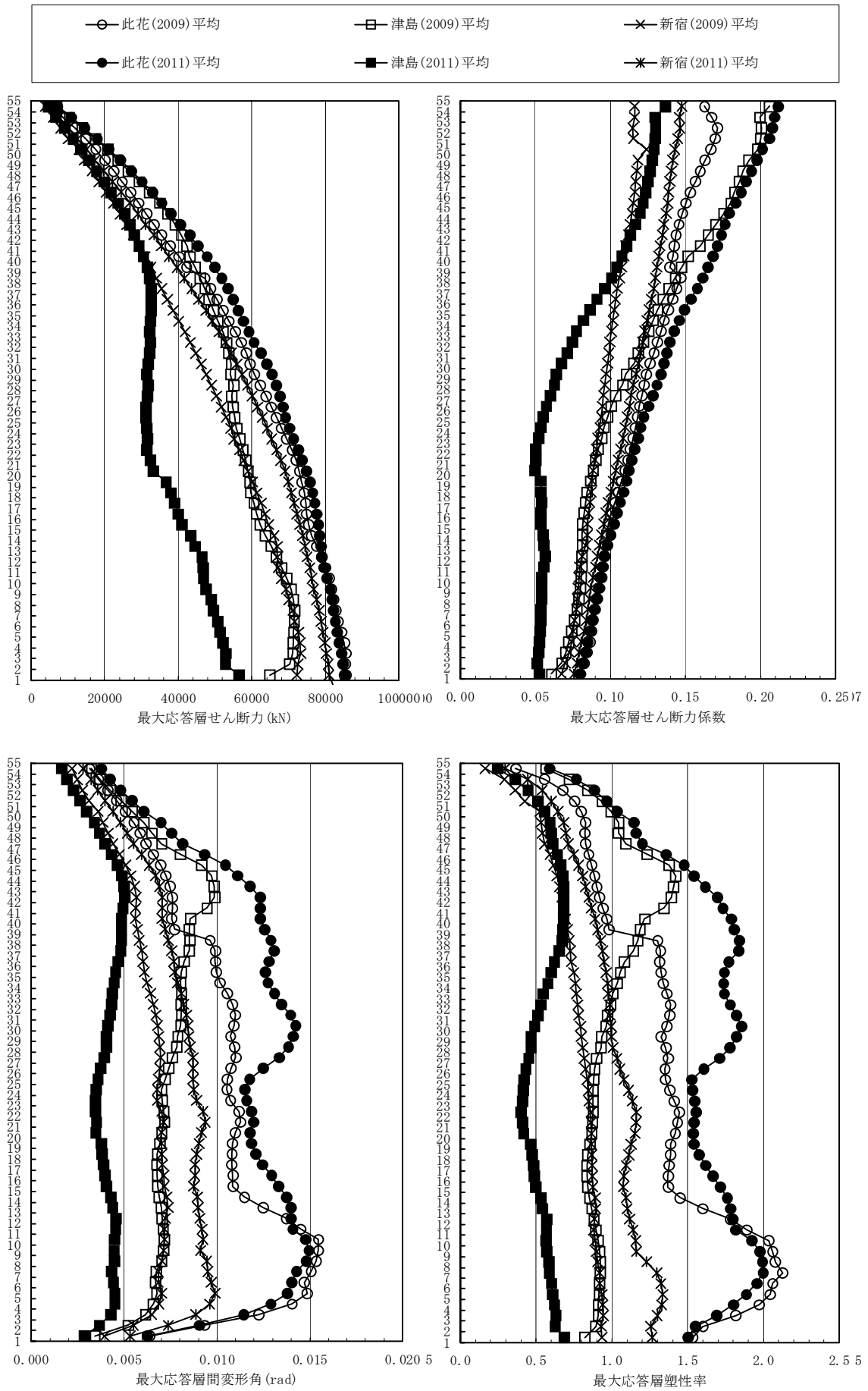


図 4.3.6-16 Y方向最大応答値(2) 【2011地震動平均波と2009地震動平均波の比較】

4-3-6-6 2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較

モデル	入力地震波	最大応答値(X 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
R C 180m 級	此花(2011)平均+ σ	215.4	209.2	1/48	2.80	12.21
	津島(2011)平均+ σ	207.6	139.6	1/101	1.21	5.62
	新宿(2011)平均+ σ	172.7	179.5	1/51	2.82	10.93
	此花(2009)平均+ σ	192.4	202.6	1/47	2.88	6.04
	津島(2009)平均+ σ	198.2	162.6	1/73	1.93	1.92
	新宿(2009)平均+ σ	160.9	180.7	1/57	2.30	13.65
	入力地震波	最大応答値(Y 方向)				
		頂部加速度 (cm/s ²)	頂部変位 (cm)	変形角 (rad)	塑性率	頂部残留 変形 (cm)
	此花(2011)平均+ σ	214.3	214.7	1/53	2.52	13.57
	津島(2011)平均+ σ	206.0	139.5	1/104	1.23	1.79
	新宿(2011)平均+ σ	172.9	183.7	1/51	2.71	12.14
	此花(2009)平均+ σ	196.3	206.4	1/51	2.62	7.09
	津島(2009)平均+ σ	198.1	163.6	1/71	1.95	0.91
	新宿(2009)平均+ σ	162.6	178.5	1/67	1.98	8.52

注 1) 塑性率の定義：せん断成分トリリニアカーブの第 2 折れ点を基点とする。

次項以降に応答値を示す。応答結果は以下のようにまとめられる

- 1) 最大応答せん断力分布は、各地震動とも応答値が復元力特性の第 3 勾配にあるため、せん断力が頭打ちとなり、入力地震動による差異は小さい。
- 2) 最大応答層間変形角、最大応答層塑性率の傾向は平均波での傾向と同様に、此花波は 2011 と 2009 でほぼ同等となっており、津島波では 2009 が大きく、新宿波では逆に 2011 の方が大きくなっている。特に、津島波では 2011 と 2009 の差異が大きい。
- 3) 最大応答層入力エネルギーは、平均波入力と異なり、新宿(2011)が最も大きく、次いで此花(2011)となっている。

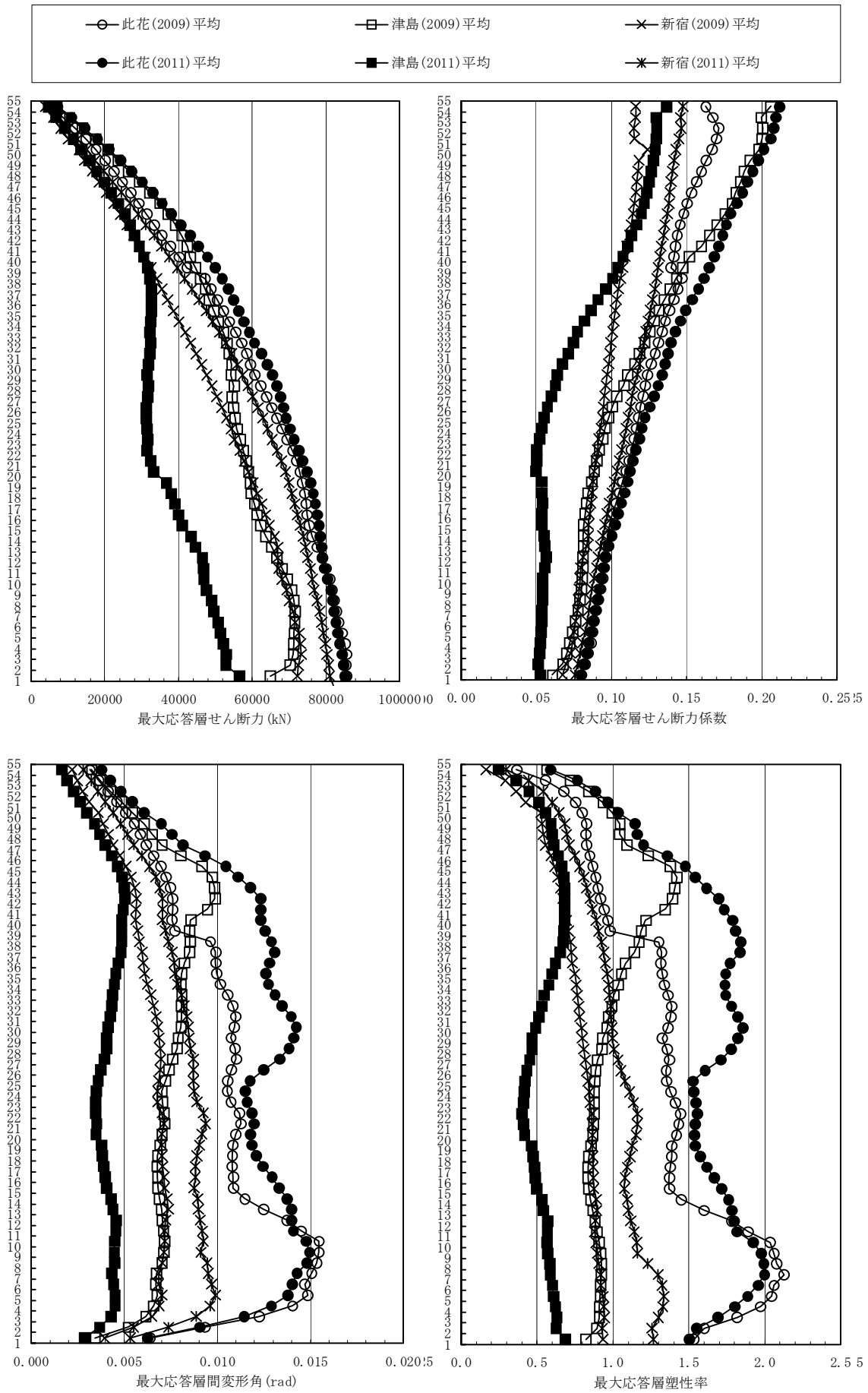


図 4.3.6-17 X方向最大応答値(1)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

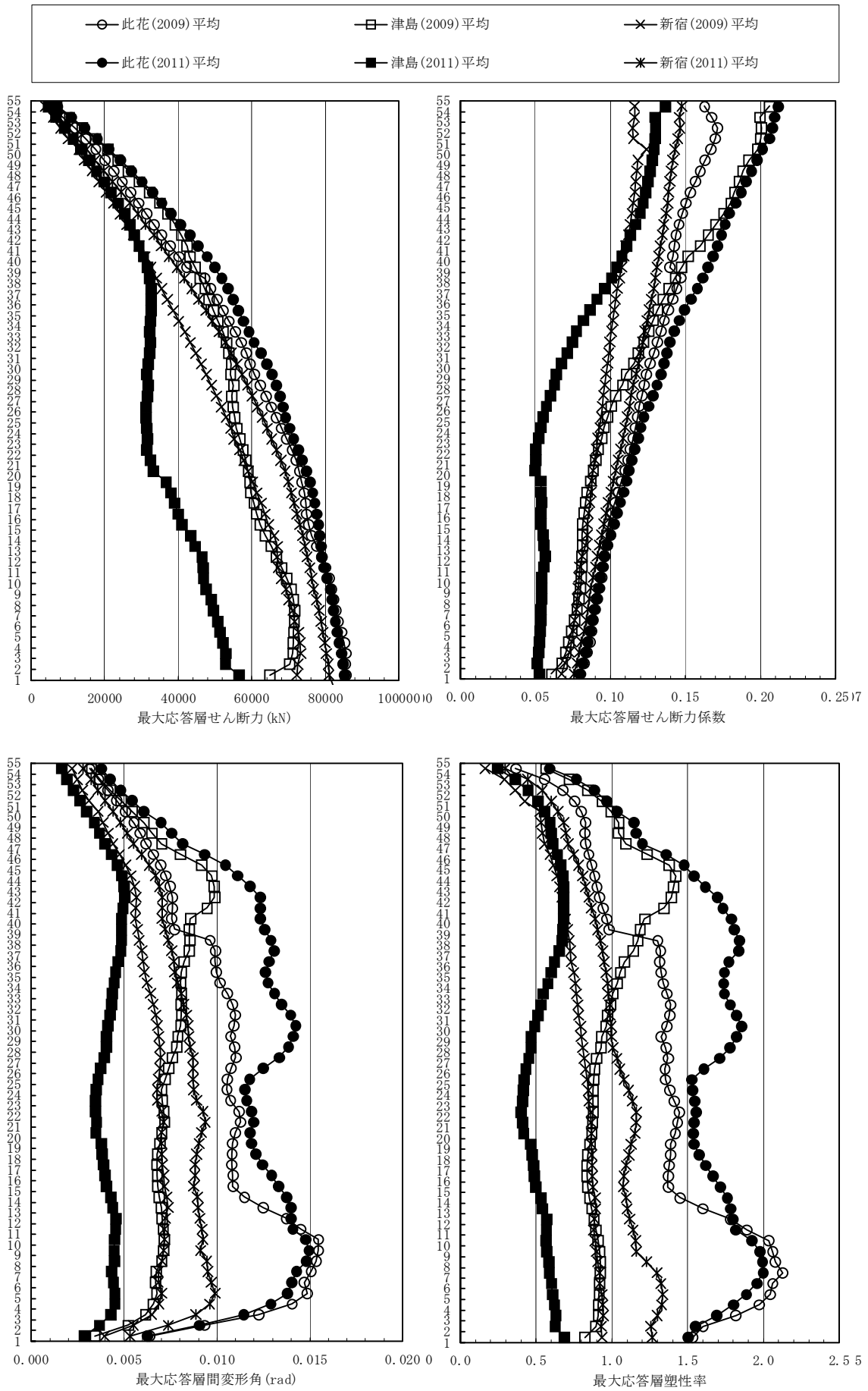


図 4.3.6-18 X方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

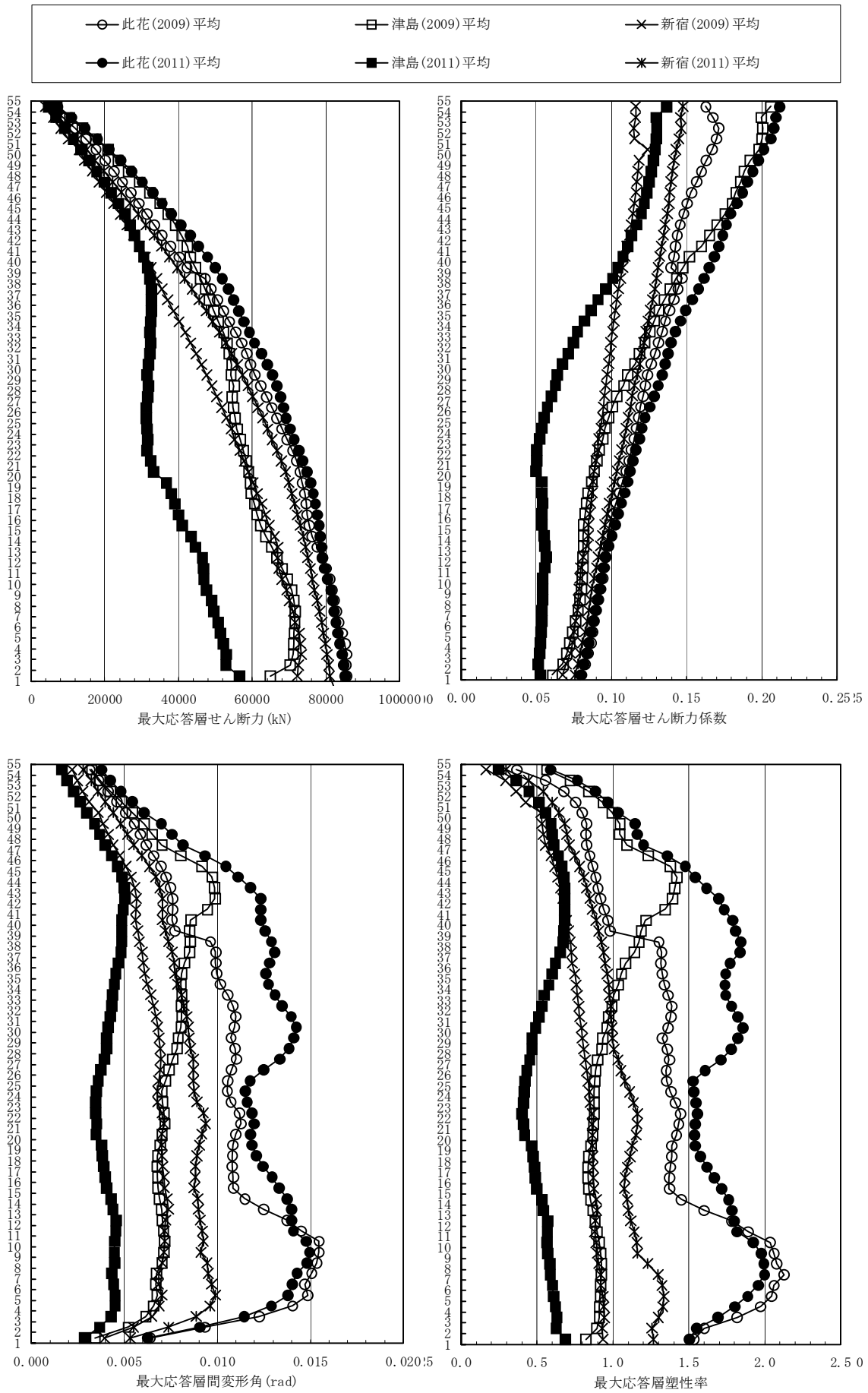


図 4.3.6-19 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

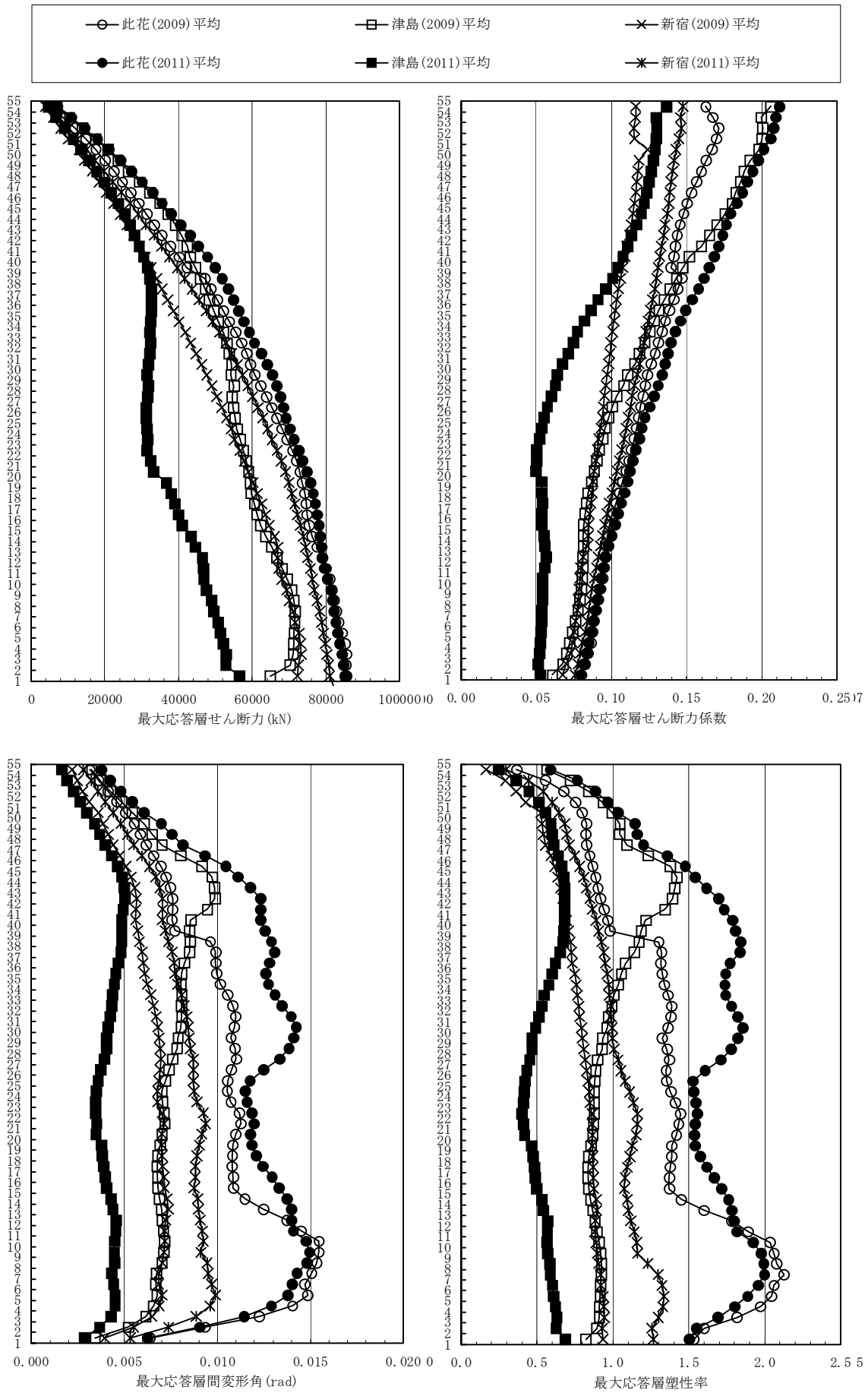


図 4.3.6-20 Y方向最大応答値(2)【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-3-7 RC240m級建物

4-3-7-1 対象建物概要

構造種別	設計年	階数	軒高	固有周期	解析方向	構造上の特徴
RC	2003	70	242.3m	5.44 秒 (X,Y 両方向)	X 方向	純ラーメン構造 (チューブ架構)

(次項以降に略伏図と略軸組図を示す)

本節の検討対象建物は、超高強度コンクリート及び超高強度鉄筋を採用した地上 70 階建、軒高約 240m、住戸数約 700 の RC 造超高層集合住宅である。次頁以降に基準階架構平面図・軸組図を示す。

基準階平面は、外側1スパンを 4.0m、内側8スパンを 5.0m とした 1 辺が 48.0m の正方形の四隅を切り欠いた形状で、中央部に 26.4m 角のボイド空間を有しており、基準階階高は 3.4m、アスペクト比(高さ/幅)は、Y1、Y6 通りで約 8.1、Y3、Y4 通りで約 5.0 となっている。

構造形式は、チューブ効果を有する純ラーメン構造である。居住空間となる 9.0m スパンのスラブは、梁のない 1枚スラブ(t=300mm のハーフ PCa ボイドスラブ)としている。すなわち、主たる耐震架構は Y1、Y3、Y4、Y6 通りの4構面で、X、Y両方向に対称な架構形式としている。構造材料として、コンクリートの最大設計基準強度を 120N/mm²、鉄筋鋼種を主筋 SD685、せん断補強筋 SD785 という超高強度材料を採用しており、基準階の柱断面サイズを 900×900、梁断面サイズを 600×850 としている。

耐震設計では静的設計と動的設計の2つのクライテリアを設定し、静的には使用限界、設計限界、終局限界の各限界状態に対応したレベル1～3の3段階の地震力に対して設計を行い、動的にはレベル1・2の2段階の入力地震動に対する応答解析により、安全性を確認している。また、耐風設計では、粗度区分Ⅲ、再現期間 500 年、基本風速 38 m/s として風洞実験に基づき設定した風荷重に対して弾塑性風応答解析を行い、部材が降伏していないことを確認している。

4-3-7-2 モデル化の方針

項目			
系のモデル化	質点系	<input type="checkbox"/> せん断多質点系	<input type="checkbox"/> 曲げせん断多質点系
	骨組系	<input type="checkbox"/> 平面骨組	<input checked="" type="checkbox"/> 立体骨組
粘性減衰	減衰定数 [3%]	<input type="checkbox"/> 初期剛性比例	<input checked="" type="checkbox"/> 瞬間剛性比例
		解析プログラム	
	<input type="checkbox"/> 市販	[]	<input checked="" type="checkbox"/> 自社開発
解析の前提条件	<input type="checkbox"/> P-δ 効果考慮 <input checked="" type="checkbox"/> ねじれ考慮 <input type="checkbox"/> 地盤ばね考慮 <input checked="" type="checkbox"/> 鉛直部材(柱・壁)の軸力・曲げ非線形相互作用考慮		
当時の一般規定の解析上の扱い	特になし		
その他	復元力特性 せん断成分:弾性, 曲げ成分:武田ループ		

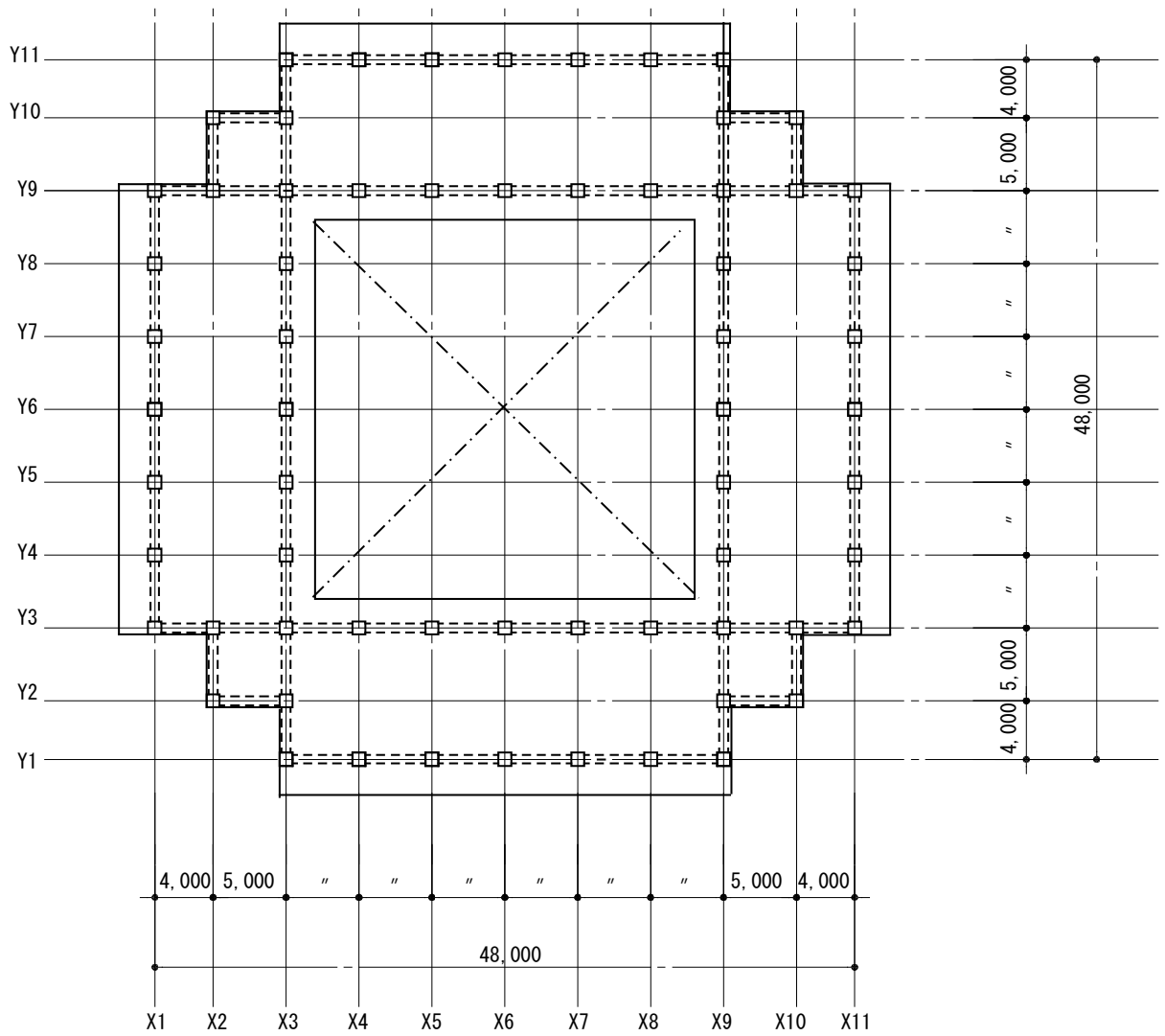


图 4.3.7-1 基准階架構平面图 (S=1 : 500)

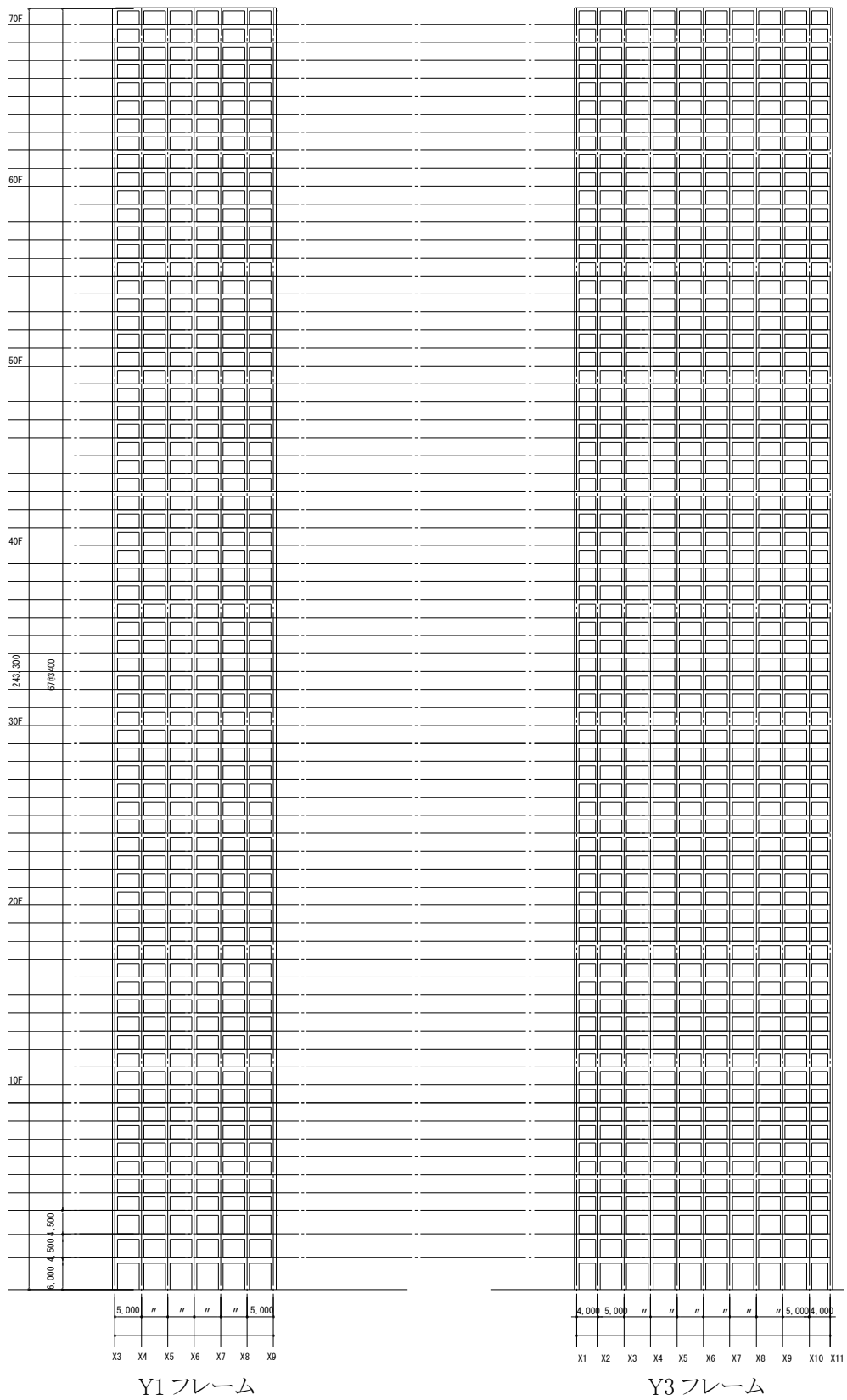


図 4.3.7-2 主要架構軸組図 (S=1 : 1200)

4-3-7-3 静的荷重漸増解析結果

(1) 各層の荷重変形関係 (層間変位・層せん断力の関係)

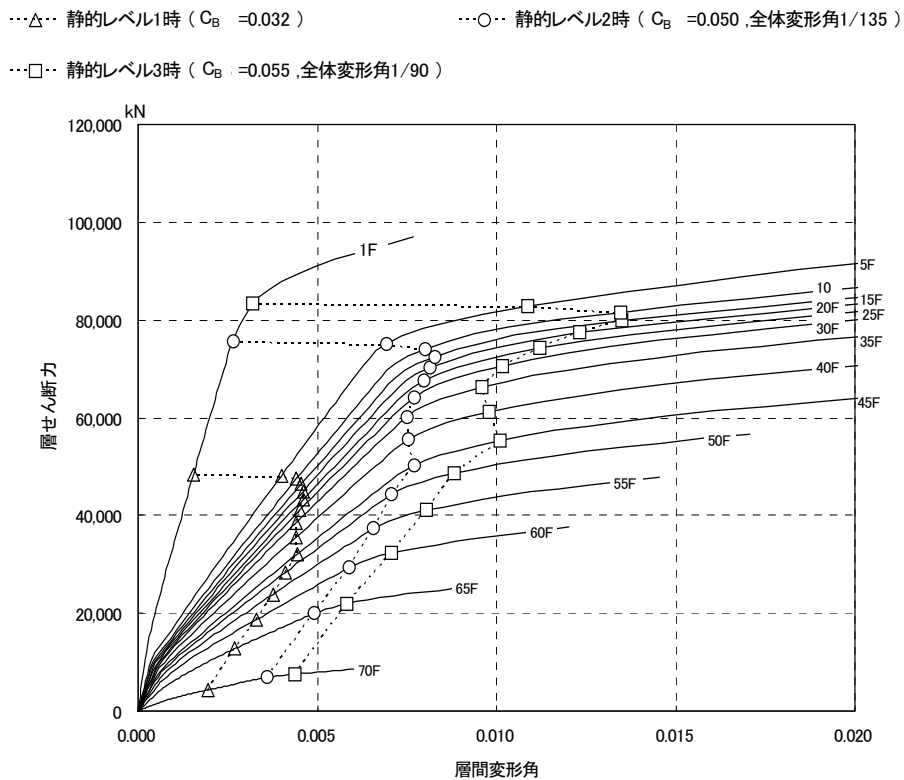


図 4. 3. 7-3 X 方向荷重変形関係

※全体変形角は外力荷重重心位置における水平変形を高さで除したものの。

(2) 各層の層せん断力 (係数) の一覧表

階	ΣW (kN)	静的レベル2時 (全体変形角 1/135)		静的レベル3時 (全体変形角 1/90)	
		層せん断力 (kN)	層せん断力係数	層せん断力 (kN)	層せん断力係数
70F	22,140	6,847	0.309	7,532	0.340
50F	450,190	44,233	0.098	48,656	0.108
30F	880,802	64,210	0.073	70,631	0.080
10F	1,311,785	74,144	0.057	81,558	0.062
1F	1,513,733	75,687	0.050	83,255	0.055

4-3-7-4 2011 地震動平均波、平均+ σ 波地震応答解析結果

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s^2	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均	126.6	143.7	1/133	1.10	0.39
		津島平均	111.6	80.7	1/199	0.75	0.13
		浜松平均	129.9	93.2	1/163	0.93	0.24
		新宿平均	100.3	155.4	1/123	1.22	0.58

2011 地震動の平均+ σ 波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s^2	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均+ σ	164.8	186.2	1/91	1.90	2.46
		津島平均+ σ	146.5	116.9	1/142	1.04	0.26
		浜松平均+ σ	206.4	79.1	1/106	1.86	1.07
		新宿平均+ σ	117.7	192.2	1/77	2.29	1.35

注 1) 塑性率の定義：各層の梁の部材曲げ塑性率

- ・ 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数
平均波から平均+ σ 波への入力の増加に伴い、応答結果が大きくなっている。
- ・ 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率
此花平均+ σ 波，新宿平均+ σ 波の最大応答層間変形角が 1/100 を超え、最大 1/77 となった。平均波と平均+ σ 波の比較において地震波ごとの応答の傾向は概ね同じである。
- ・ 層の累積塑性歪エネルギー
平均+ σ 波の累積塑性歪エネルギーは、平均波と比較すると全体的に増加しており、特に新宿波のエネルギー増大が顕著である。
- ・ 最大応答転倒モーメント
平均+ σ 波の最下層では、平均波と比較して 0.77~1.46 倍の応答値である。
- ・ 最大応答加速度
浜松波の応答加速度が卓越している。平均+ σ 波の応答は、平均波と比較して全体的に増加している。
- ・ 最大応答変位
平均+ σ 波の頂部最大応答変位は、平均波と比較して 0.85~1.45 倍の応答値である。

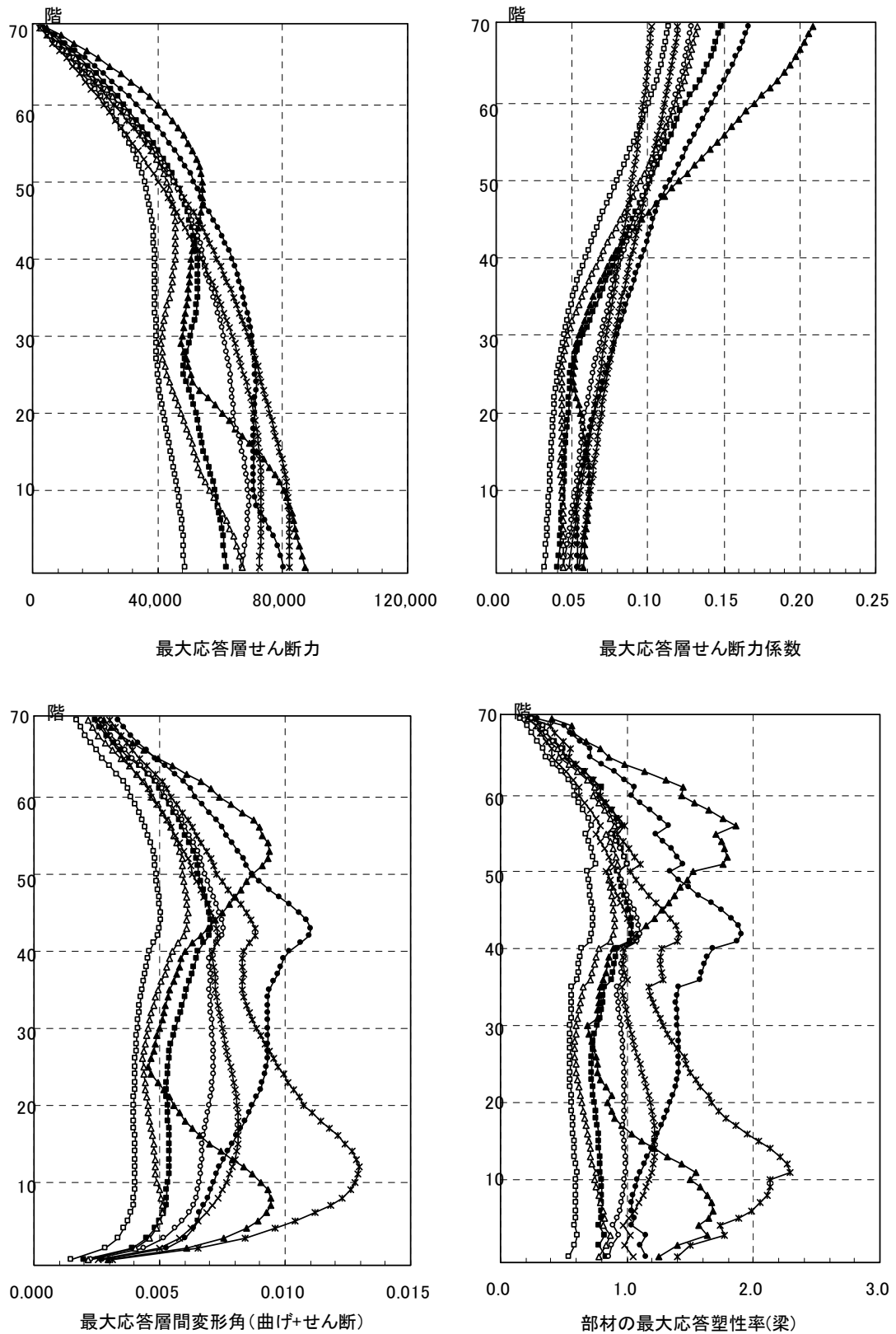
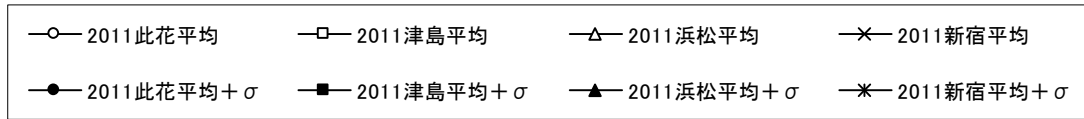


図 4.3.7-4 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

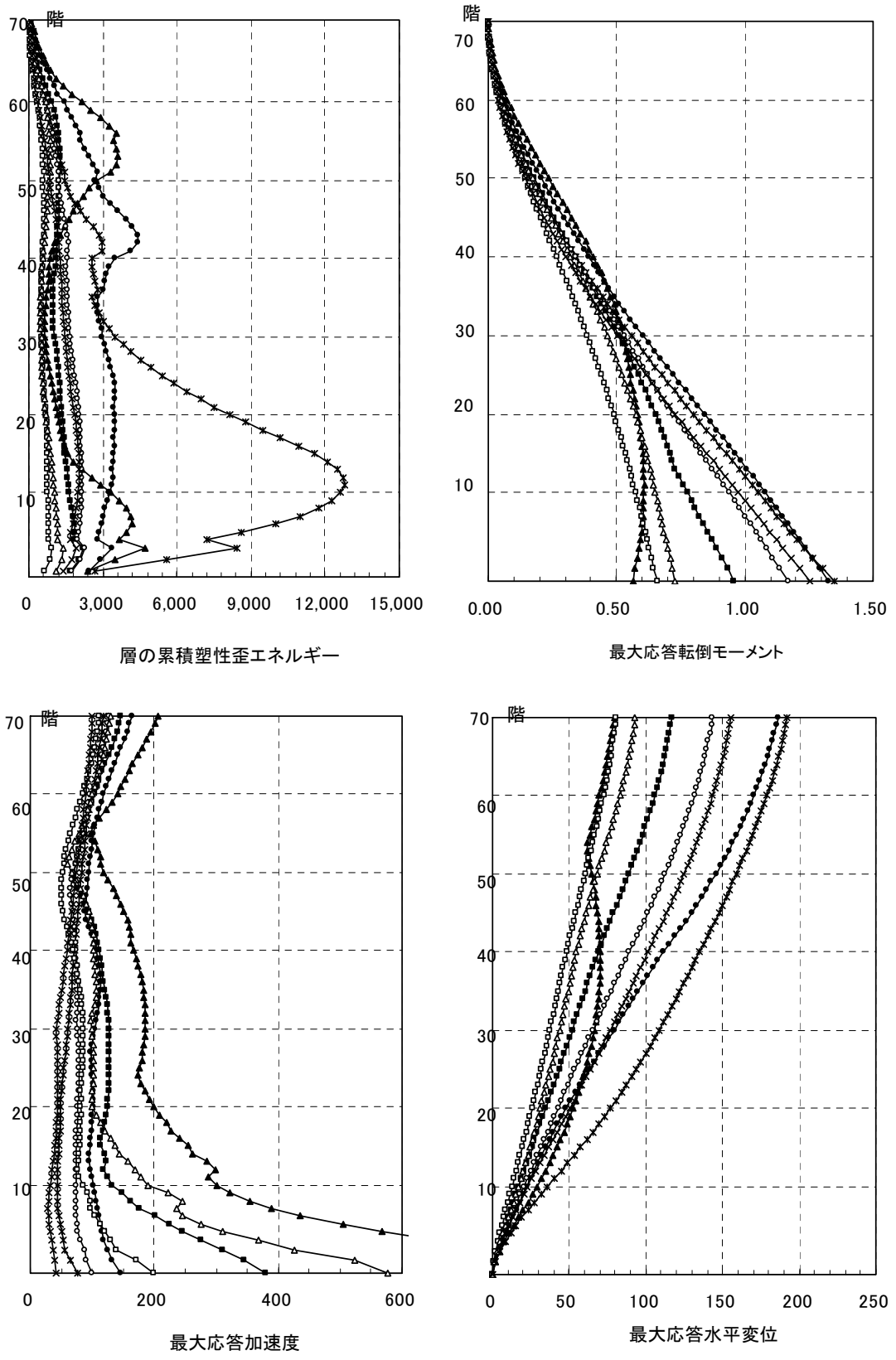
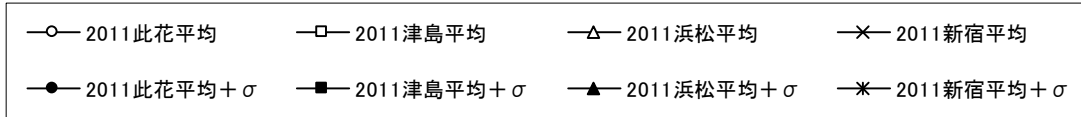


図 4.3.7-5 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動の平均波と平均+ σ 波地震応答解析結果】

4-3-7-5 2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較

2011 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均	126.6	143.7	1/133	1.10	0.39
		津島平均	111.6	80.7	1/199	0.75	0.13
		新宿平均	100.3	155.4	1/123	1.22	0.58

2009 地震動の平均波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均	119.7	165.5	1/117	1.31	0.60
		津島平均	113.0	101.8	1/187	0.76	0.89
		新宿平均	81.8	121.9	1/160	0.90	0.26

注 1) 塑性率の定義：各層の梁の部材曲げ塑性率

- ・ 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数
 応答せん断力・応答せん断力係数は、2011 地震動では 2009 地震動と比較して此花波及び津島波の応答が小さくなり、新宿波では大きくなっている。
- ・ 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率
 最大値をとるのは 2009 地震動の此花波である。2011 地震動では 2009 地震動と比較して此花波及び津島波の応答が小さくなり、新宿波では大きくなっている。
- ・ 層の累積塑性歪エネルギー
 2009 地震動と比較して 2011 地震動では 2009 地震動と比較して此花波の累積塑性歪エネルギーが大きくなり、津島波及び新宿波では小さくなっている。
- ・ 最大応答転倒モーメント
 2011 地震動の最下層では、2009 地震動と比較して 0.76～1.20 倍の応答値である。
- ・ 最大応答加速度
 最大値をとるのは 2009 地震動の津島波である。2011 地震動では 2009 地震動と比較して津島波及び新宿波の応答が小さくなり、此花波では大きくなっている。
- ・ 最大応答変位
 2011 地震動の頂部最大応答変位は、2009 地震動と比較して、0.79～1.27 倍の応答値である。

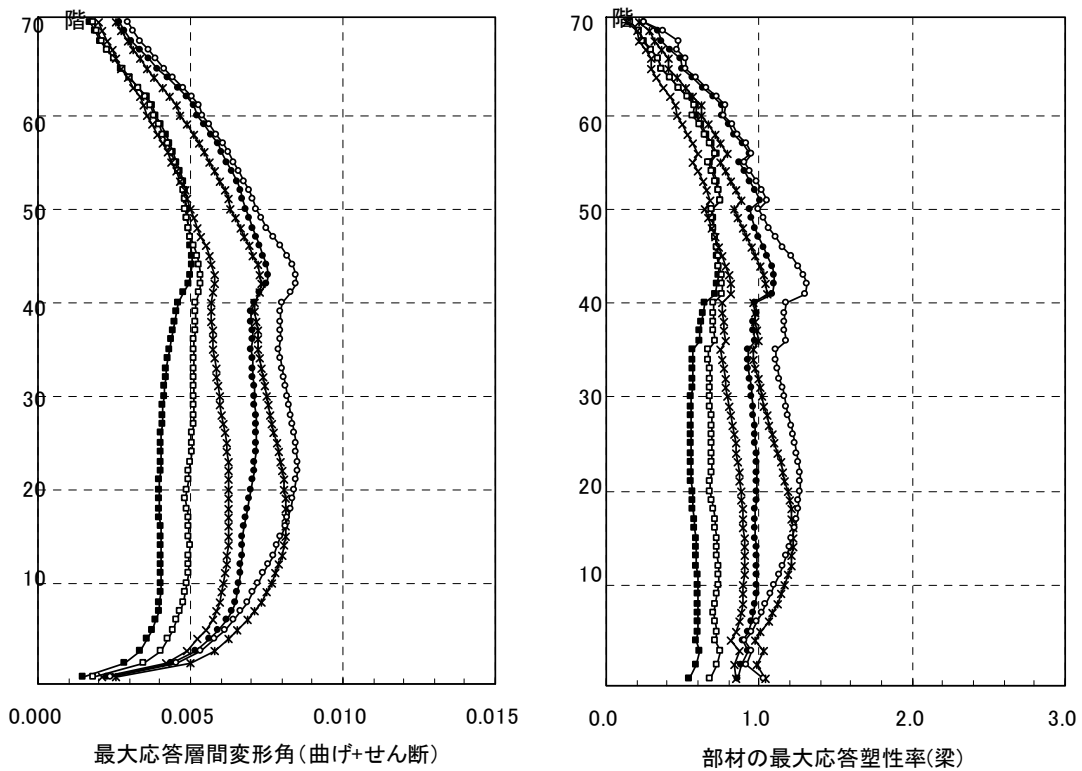
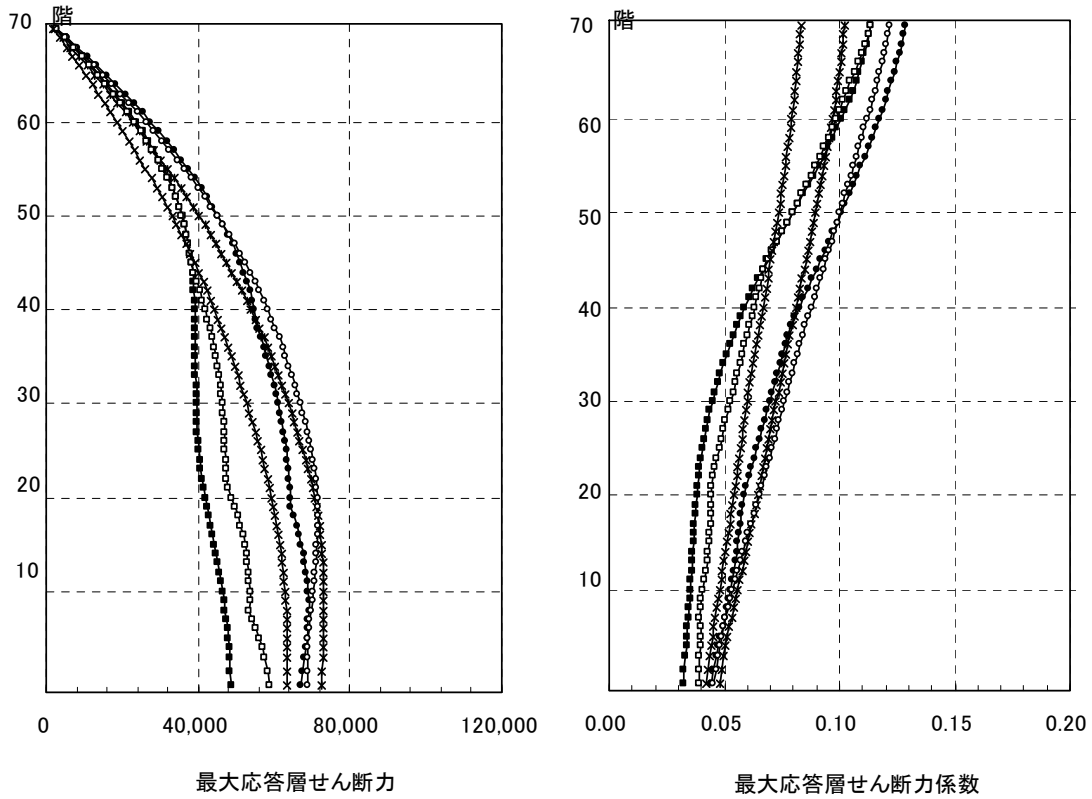


図 4.3.7-6 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

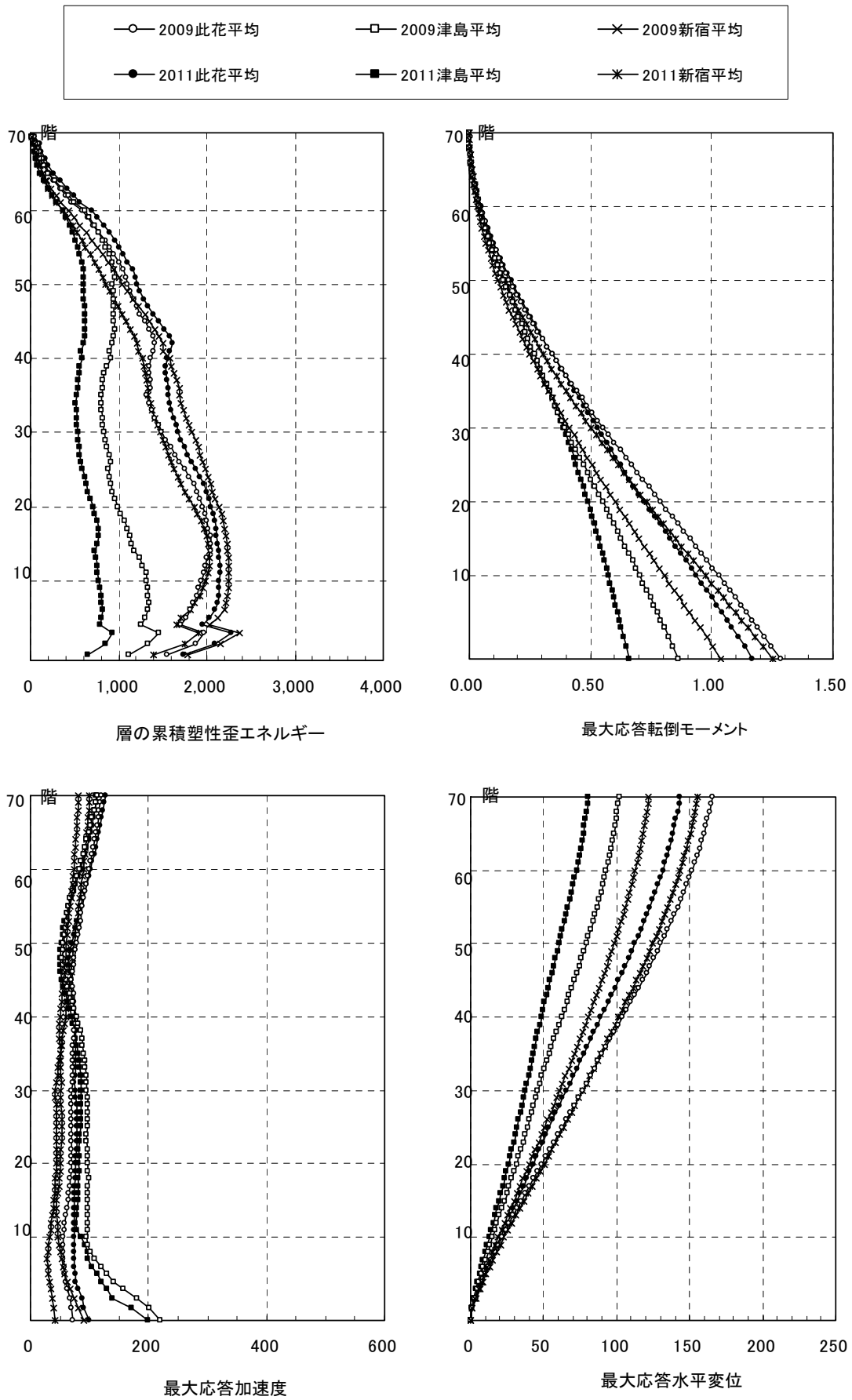


図 4.3.7-7 X 方向最大応答値(2) 【2011 地震動平均波と 2009 地震動平均波の比較】

4-3-7-6 2011 地震動平均+σ波と 2009 地震動平均+σ波の比較

2011 地震動の平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均+σ	164.8	186.2	1/ 91	1.90	2.46
		津島平均+σ	146.5	116.9	1/142	1.04	0.26
		新宿平均+σ	117.7	192.2	1/ 77	2.29	1.35

2009 地震動の平均+σ波

モデル	方向	入力地震波	最大応答値				
			頂部加速度 度 cm/s ²	頂部変位 cm	変形角 rad	塑性率	頂部残留 変形 cm
RC 240m級	X	此花平均+σ	138.6	190.2	1/ 97	1.77	0.37
		津島平均+σ	176.0	144.6	1/ 99	1.74	0.69
		新宿平均+σ	124.0	168.1	1/104	1.50	0.10

注 1) 塑性率の定義：各層の梁の部材曲げ塑性率

- ・ 最大応答せん断力，最大応答せん断力係数
 応答せん断力・応答せん断力係数は、2011 地震動では 2009 地震動と比較して津島波が小さく、此花波が大きくなり、新宿波は同程度である。
- ・ 最大応答層間変形角，最大応答層塑性率
 層間変形角、層塑性率ともに最大値は 2011 地震動の新宿波で 1/77 及び 2.29 となっている。
- ・ 層の累積塑性歪エネルギー
 2011 地震動の新宿波の累積塑性歪エネルギーが卓越している。新宿波以外の 2011 地震動のエネルギーは、2009 地震動と比較して小さくなっている。
- ・ 最大応答転倒モーメント
 2011 地震動の最下層では、2009 地震動と比較して 0.84～1.03 倍の応答値である。
- ・ 最大応答加速度
 最大値をとるのは 2011 地震動の津島波である。2011 地震動では 2009 地震動と比較して此花波及び津島波の応答が大きくなり、新宿波では小さくなっている。
- ・ 最大応答変位
 2011 地震動の頂部最大応答変位は、2009 地震動と比較して 0.81～1.14 倍の応答値である。

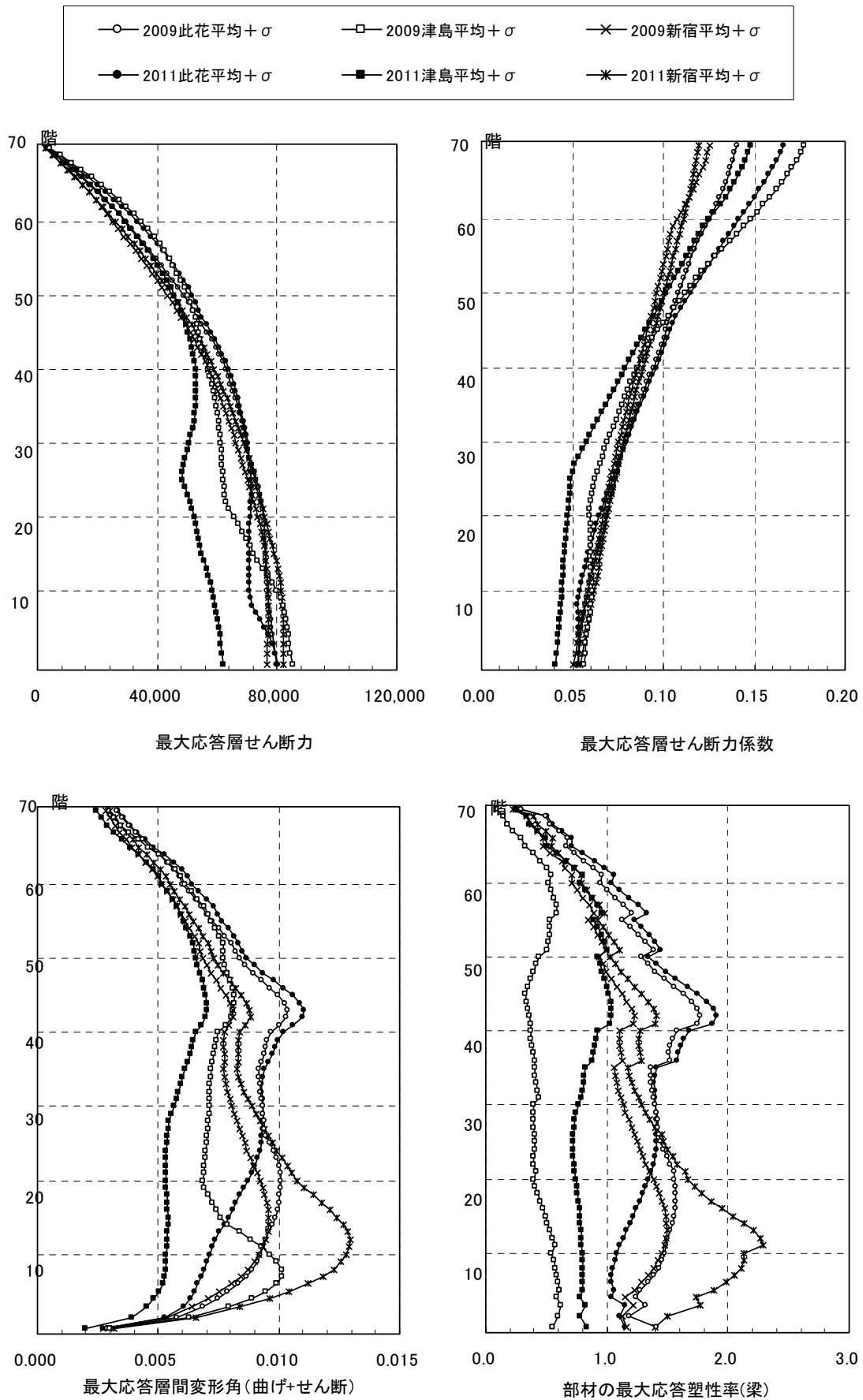


図 4.3.7-8 X 方向最大応答値(1) 【2011 地震動平均+ σ 波と 2009 地震動平均+ σ 波の比較】

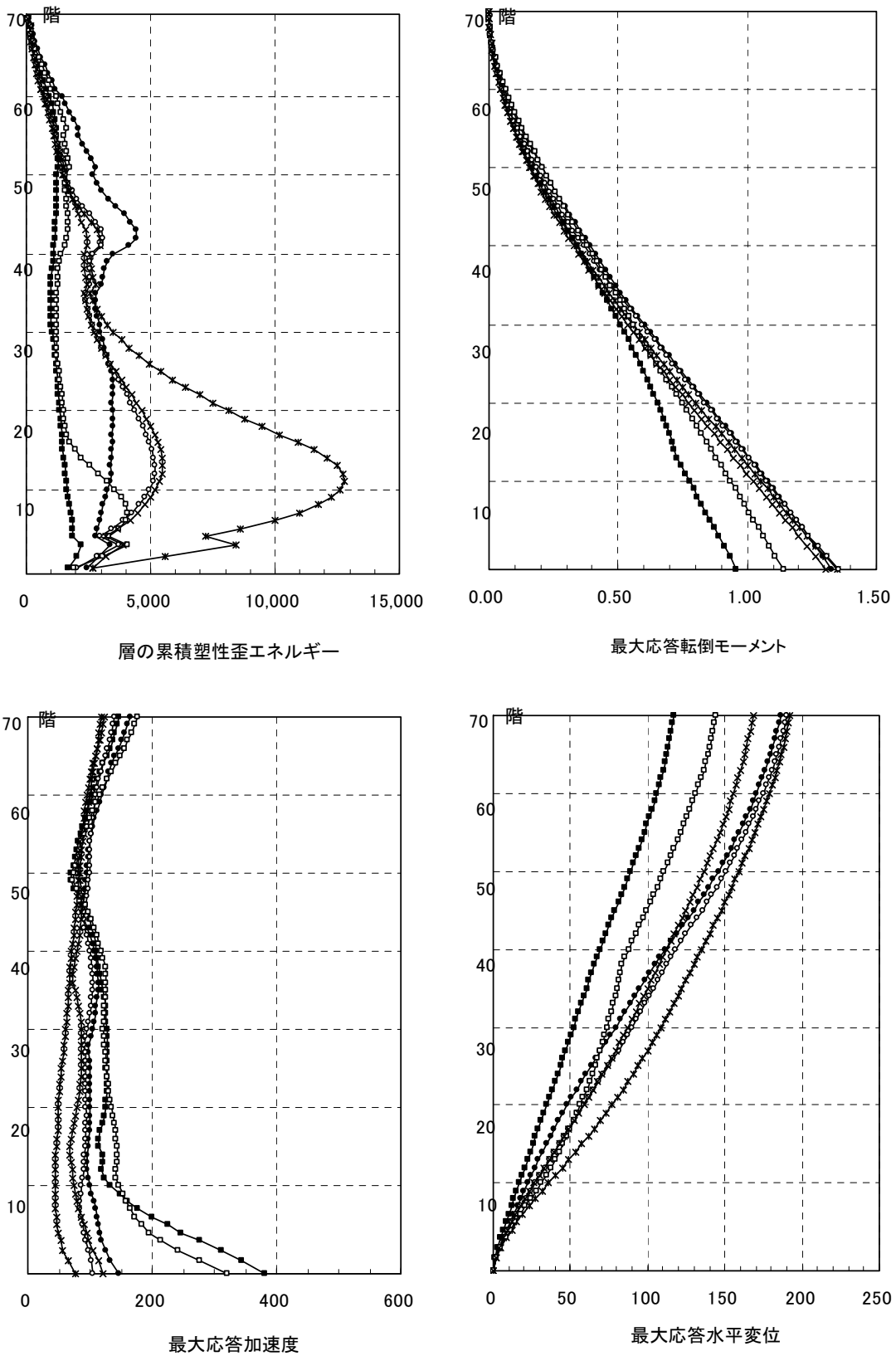


図 4.3.7-9 X方向最大応答値(2) 【2011地震動平均+ σ 波と2009地震動平均+ σ 波の比較】

4-4 考察とまとめ

4-2 に示された鉄骨造超高層建物 6 棟、及び 4-3 に示された鉄筋コンクリート造超高層建物 7 棟の応答結果のまとめを示す。

4-4-1 鉄骨造建物のまとめ

鉄骨造超高層建物 6 棟の、今回作成された地震動に対する応答最大値の一覧を表 4.4-1, 表 4.4-2, 表 4.4-5, 表 4.4-7 に示す。以下に 4-2 で示された各建物の応答結果のまとめを示す。

- 平均波の最大応答値は、100m～140m 級建物(固有周期 2.3～3.8 秒)では層間変形角 1/104～1/120, 層塑性率 1.38～1.90 となっており、レベル 2 地震動に対するクライテリアに余裕を持った応答値を示している。また、何れも浜松波(SZ0024)で最大応答値が発生している。
- 一方、200m～250m 級建物(固有周期 5.3～7.0 秒)では層間変形角 1/59～1/70, 層塑性率 1.61～3.2 となっており、レベル 2 地震動クライテリアを大きく上回っている。また、何れも此花波(OSKH02)で最大応答が発生している。
- 平均+ σ 波の最大応答値は、大部分の建物においてレベル 2 クライテリアを上回っており、層間変形角 1/50～1/82, 層塑性率 1.84～3.5 となっている。100m および 120m 級建物では浜松波(SZ0024), 140m 級以上の建物では此花波で最大応答が発生している。これは、層の塑性化により建物の等価周期が長周期化され、特に 140m 級建物については平均波の応答と異なり長周期成分の強い此花波(OSKH02)に反応(共振)したことが伺える。
- 平均波と平均+ σ 波との比較は、最大層間変形角および層塑性率の地震波毎の(平均+ σ / 平均)比はそれぞれ、此花波(OSKH02) : 1.09～2.00, 1.00～2.22, 津島波(AIC003) : 1.06～1.61, 1.05～3.25, 浜松波(SZ0024) : 1.36～1.73, 1.45～2.20, 新宿波(KGIN) : 1.11～1.99, 1.09～2.00 となっており、平均的には概ね 1.5 倍程度の増幅となっている。また、建物高さでの特徴的な差異は見られない。
- 2011 年平均波(3 連動地震波)と 2009 年平均波(1 次提供波)と比較して、此花波(OSKH02)では建物高さによらずほぼ同程度の最大応答値を示している。津島波(AIC003)では 100m 級建物ではほぼ同程度であるが、140m～230m 級建物では凡そ 2 割程度応答が低減している。新宿波(KGIN)では最大 5 割程度応答が低減している。
- 2011 年平均+ σ 波(3 連動地震波)と 2009 年平均+ σ 波(1 次提供波)と比較して、此花波(OSKH02)では 100m 級で約 1.44～1.90 倍程度に応答が増加し、140m～230m では約 3 割程度増加である。津島波(AIC003)では、100m 級建物で 1.11～1.29 倍程度応答が増加しているが、140m～230m 級建物では逆に 0.8 倍程度に低減している。新宿波(KGIN)では建物高さによる特徴はなく、概ね同程度の応答値である。

4-4-2 鉄筋コンクリート造建物のまとめ

鉄筋コンクリート造超高層建物7棟の、今回作成された地震動に対する応答最大値の一覧を表4.4-3、表4.4-4、表4.4-6、表4.4-8に示す。以下に4-3で示された各建物の応答結果のまとめを示す。

- 平均波の最大応答値は、180m級建物で層間変形角 $1/67$ 、層塑性率 2.00 となっており比較的大きな応答を示しているが、その他の建物ではレベル2地震動に対するクライテリアほぼ同等もしくは余裕を持った応答値を示している。また、最大応答値が発生している地震動は90m～115m級(固有周期 $1.86\sim 2.16$ 秒)では浜松波(SZ0024)、130m～150m(固有周期 $2.37\sim 3.12$ 秒)では津島波(AIC003)、150m～240m(固有周期 $2.92\sim 5.44$ 秒)では此花波(OSKH02)となっており、建物高さ(固有周期)により地震波が明確に分かれている。
- 平均 $+\sigma$ 波の最大応答値は、大部分の建物においてレベル2クライテリアを上回っており、層間変形角 $1/48\sim 1/64$ 、層塑性率 $2.00\sim 3.34$ となっている。90m級建物では浜松波(SZ0024)、115m級以上の建物では此花波で最大応答が発生している。これは、層の塑性化により建物の等価周期が長周期化され、特に115m～150m級建物については平均波の応答と異なり長周期成分の強い此花波(OSKH02)に反応(共振)したことが伺える。(※RC建物は塑性化による剛性低下により、層間変形角 $1/100$ 相当時において固有周期が弾性時に比べて $1.5\sim 2.0$ 倍程度となることが経験的に知られている)
- 平均波と平均 $+\sigma$ 波との比較は、最大層間変形角および層塑性率の地震波毎の(平均 $+\sigma$ /平均)比はそれぞれ、此花波(OSKH02): $1.40\sim 3.38$, $1.40\sim 3.32$ 、津島波(AIC003): $1.12\sim 2.05$, $1.13\sim 2.00$ 、浜松波(SZ0024): $1.14\sim 2.02$, $1.30\sim 2.41$ 、新宿波(KGIN): $1.39\sim 2.25$, $1.38\sim 2.25$ となっており、平均的には概ね $1.6\sim 2.0$ 倍程度の増幅となっている。また、建物高さでの特徴的な差異は見られない。
- 2011年平均波(3連動地震波)を2009年平均波(1次提供波)と比較して、此花波(OSKH02)では建物高さによらず概ね 1.1 倍程度の増加となっている。津島波(AIC003)では180m級建物で約 0.5 倍程度の低減となっているが、それ以外の建物では凡そ $1.0\sim 0.8$ 倍程度の低減となっている。新宿波(KGIN)では180m級建物のみ応答が $1.3\sim 1.4$ 倍程度増大しているが、それ以外の建物では $0.8\sim 0.6$ 倍程度低減している。
- 2011年平均 $+\sigma$ 波(3連動地震波)と2009年平均 $+\sigma$ 波(1次提供波)と比較して、此花波(OSKH02)では115m級で約 1.90 倍程度に応答が増加しているが、130m～180mでは $1.0\sim 1.2$ 倍程度の増加である。津島波(AIC003)では、全体的に応答は低減しており、特に150m級建物(1)のX方向で約 0.34 倍、115m級建物で約 0.44 倍と大きく低減している。新宿波(KGIN)では建物高さによる特徴はなく、約 $0.7\sim 1.34$ 倍程度の応答値となっている。
- RC-130m級建物については、大阪地区で作成された此花波(OSKH02)に加えて、大阪派(OSK005)、堺波(OSK006)についても検討を行った結果、湾岸部の堺での応答は此花とほぼ同等の大きな応答値を示しており、逆に内陸部の大阪での応答は、平均 $+\sigma$ 波においてもレベル2クライテリアに対して十分に余裕のある結果であった。この様に、計算波におけるサイト係数の影響は大きく、建設敷地が計算点と異なる場合は、計算波の選択に十分な注意が必要である。

表 4. 4-1 超高層S造建物検討結果一覧表(1)

S 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値				
				方向	平均波			
					層間変形角	塑性率	累積塑性変形倍率	頂部残留変位(cm)
100m級	102m 25	0.100	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/120(5F: 浜松(SZO024))	1.38(5F: 浜松(SZO024))	10.73(10F: 此花(OSKH02))	3.19(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/106(10F: 浜松(SZO024))	1.43(12F: 浜松(SZO024))	16.14(10F: 浜松(SZO024))	2.01(RF: 津島(AIC003))
120m級	120m 26	0.075	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/153(4F: 浜松(SZO024))	1.45(1F: 浜松(SZO024))	0.9(**F: 浜松(SZO024))	0.74(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/147(6F: 浜松(SZO024))	1.27(1F: 浜松(SZO024))	0.4(**F: 浜松(SZO024))	1.26(RF: 浜松(SZO024))
140m級	140m 35	0.073	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/119(15F: 浜松(SZO024))	1.82(16F: 浜松(SZO024))	1.16(16F: 浜松(SZO024))	3.61(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/104(16F: 浜松(SZO024))	1.90(16F: 浜松(SZO024))	0.86(16F: 浜松(SZO024))	2.22(RF: 浜松(SZO024))
200m級	200m 46	0.055	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/81(33F: 此花(OSKH02))	2.16(33F: 此花(OSKH02))	6.83(20F: 此花(OSKH02))	7.65(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/92(19F: 此花(OSKH02))	2.47(18F: 此花(OSKH02))	9.85(13F: 此花(OSKH02))	0.69(RFF: 新宿(KGIN))
230m級	230m 53	0.045	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/69(14F: 此花(OSKH02))	3.1(14F: 此花(OSKH02))	11.2(24F: 此花(OSKH02))	0.7(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/66(25F: 此花(OSKH02))	2.7(15F: 此花(OSKH02))	5.6(8F: 此花(OSKH02))	7.9(23F: 此花(OSKH02))
250m級	256m 55	0.055~0.075	等価曲げせん断棒モデル	X 方向	1/65(12F: 此花(OSKH02))	2.54(12F: 此花(OSKH02))	12.3(11F: 此花(OSKH02))	9.72(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/70(43F: 此花(OSKH02))	1.61(40F: 此花(OSKH02))	0.96(43F: 此花(OSKH02))	2.43(RF: 此花(OSKH02))

表 4. 4-2 超高層S造建物検討結果一覧表(2)

S 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値				
				方向	平均+σ波			
					層間変形角	層塑性率	累積塑性変形倍率	頂部残留変位(cm)
100m級	102m 25	0.100	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/82(4F:浜松(SZO024))	2.09(3F:浜松(SZO024))	71.83(4F:浜松(SZO024))	7.46(3F:津島(AIC003))
				Y 方向	1/67(10F:浜松(SZO024))	2.28(10F:浜松(SZO024))	87.88(10F:浜松(SZO024))	0.88(RF:浜松(SZO024))
120m級	120m 26	0.075	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/93(7F:浜松(SZO024))	2.58(6F:浜松(SZO024))	3.8(**F:浜松(SZO024))	2.84(RF:浜松(SZO024))
				Y 方向	1/114(6F:浜松(SZO024))	1.79(1F:浜松(SZO024))	1.0(**F:浜松(SZO024))	1.97(RF:此花(OSKH02))
140m級	140m 35	0.073	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/73(14F:此花(OSKH02))	3.04(14F:此花(OSKH02))	8.63(14F:此花(OSKH02))	2.23(RF:浜松(SZO024))
				Y 方向	1/68(16F:此花(OSKH02))	3.06(16F:此花(OSKH02))	5.09(13F:此花(OSKH02))	1.88(RF:浜松(SZO024))
200m級	200m 46	0.055	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/78(12F:此花(OSKH02))	2.42(12F:此花(OSKH02))	8.24(12F:此花(OSKH02))	2.35(RF:此花(OSKH02))
				Y 方向	1/56(18F:此花(OSKH02))	4.07(18F:此花(OSKH02))	39.31(13F:此花(OSKH02))	68.5(RF:此花(OSKH02))
230m級	230m 53	0.045	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/69(14F:此花(OSKH02))	3.0(17F:此花(OSKH02))	13.5(15F:此花(OSKH02))	10.7(RF:此花(OSKH02))
				Y 方向	1/62(12F:此花(OSKH02))	2.9(23F:此花(OSKH02))	10.8(26F:此花(OSKH02))	17.8(RF:此花(OSKH02))
250m級	256m 55	0.055~0.075	等価曲げせん断棒モデル	X 方向	1/52(11F:此花(OSKH02))	3.17(12F:此花(OSKH02))	14.2(12F:此花(OSKH02))	5.32(RF:此花(OSKH02))
				Y 方向	1/64(43F:此花(OSKH02))	1.84(41F:此花(OSKH02))	1.73(21F:此花(OSKH02))	3.25(RF:浜松(SZO024))

表 4.4-3 超高層 RC 造建物検討結果一覧表(1)

RC 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値				
				方向	平均波			
					層間変形角	塑性率※1	累積塑性変形倍率	頂部残留変位(cm)
90m 級	93.1m 30	0.103	部材精算モデル	X 方向	1/151(19F : 浜松(SZO024))	1.19(19F : 浜松(SZO024))	—	0.60(RF : 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/159(19F : 浜松(SZO024))	1.69(19F : 浜松(SZO024))	—	0.47(RF : 浜松(SZO024))
115m 級	114.5m 36	0.078	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/138(18F : 浜松(SZO024))	0.79(18F : 浜松(SZO024))	—	13.0(RF : 浜松(SZO024))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上
130m 級	132.0m 43	0.073	等価せん断棒 モデル	X 方向	1/101(18F : 津島(AIC003))	1.56(21F : 津島(AIC003))	—	1.1(RF : 此花(OSKH02))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上
150m 級 (1)	150.5m 47	0.060	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/183(6F : 津島(AIC003))	0.87(35F : 浜松(SZO024))	—	9.08(RF : 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/104(16F : 此花(OSKH02))	0.99(11F : 此花(OSKH02))	—	8.20(RF : 此花(OSKH02))
150m 級 (2)	151.5m 44	0.060	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/93(9F : 此花(OSKH02))	1.7(1F : 此花(OSKH02))	—	0.8(RF : 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/99(23F : 此花(OSKH02))	2.0(1F : 此花(OSKH02))	—	2.4(RF : 浜松(SZO024))
180m 級	180.8m 54	0.050	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/67(9F : 此花(OSKH02))	2.00(7F : 此花(OSKH02))	—	11.99(RF : 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/68(29F : 此花(OSKH02))	1.92(30F : 此花(OSKH02))	—	5.88(RF : 此花(OSKH02))
240m 級	242.2m 70	0.032	部材精算モデル	X 方向	1/123(14F : 新宿(KGIN))	1.22(14F : 新宿(KGIN))	—	0.58(RF : 新宿(KGIN))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上

※1 塑性率は、等価モデルの場合は層塑性率を、部材精算モデルの場合は部材塑性率を示す。

表 4. 4-4 超高層 RC 造建物検討結果一覧表(2)

RC 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値				
				方向	平均+σ波			
					層間変形角	塑性率※1	累積塑性変形倍率	頂部残留変位(cm)
90m 級	93.1m 30	0.103	部材精算モデル	X 方向	1/79(20F: 浜松(AIC003))	2.93(20F: 浜松(SZO024))	—	4.15(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/89(19F: 浜松(SZO024))	5.07(20F: 浜松(SZO024))	—	1.73(RF: 浜松(SZO024))
115m 級	114.5m 36	0.078	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/64(3F: 此花(OSKH02))	2.00(3F: 此花(OSKH02))	—	22.8(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上
130m 級	132.0m 43	0.073	等価せん断棒 モデル	X 方向	1/48(10F: 此花(OSKH02))	3.34(9F: 此花(OSKH02))	—	0.9(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上
150m 級 (1)	150.5m 47	0.060	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/63(4F: 此花(OSKH02))	2.36(4F: 此花(OSKH02))	—	11.99(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/59(4F: 此花(OSKH02))	2.10(4F: 此花(OSKH02))	—	9.61(RF: 浜松(SZO024))
150m 級 (2)	151.5m 44	0.060	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/51(9F: 此花(OSKH02))	3.0(8F: 此花(OSKH02))	—	1.5(RF: 浜松(SZO024))
				Y 方向	1/62(23F: 此花(OSKH02))	3.0(8F: 此花(OSKH02))	—	3.0(RF: 浜松(SZO024))
180m 級	180.8m 54	0.050	等価曲げせん断 棒モデル	X 方向	1/48(10F: 此花(OSKH02))	2.82(10F: 新宿(KGIN))	—	12.21(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	1/51(13F: 新宿(KGIN))	2.71(9F: 新宿(KGIN))	—	13.57(RF: 此花(OSKH02))
240m 級	242.2m 70	0.032	部材精算モデル	X 方向	1/77(12F: 新宿(KGIN))	2.29(11F: 新宿(KGIN))	—	2.46(RF: 此花(OSKH02))
				Y 方向	同 上	同 上	—	同 上

※1 塑性率は、等価モデルの場合は層塑性率を、部材精算モデルの場合は部材塑性率を示す。

表 4.4-5 S 造建物の最大層間変形一覧

	方向	周期 (s)	平均波				平均+ σ 波			
			此花	津島	浜松	新宿	此花	津島	浜松	新宿
S100m 級	X	2.30	1/137	1/125	1/120	1/276	1/121	1/96	1/82	1/249
	Y	2.75	1/159	1/115	1/106	1/333	1/87	1/87	1/69	1/186
S120m 級	X	2.6	1/247	1/220	1/153	1/475	1/147	1/138	1/93	1/318
	Y	2.9	1/264	1/220	1/147	1/414	1/132	1/147	1/114	1/311
S140m 級	X	3.69	1/135	1/125	1/119	1/341	1/73	1/118	1/75	1/171
	Y	3.79	1/136	1/113	1/104	1/291	1/68	1/101	1/75	1/176
S200m 級	X	5.74	1/81	1/155	1/156	1/115	1/78	1/111	1/100	1/97
	Y	5.08	1/92	1/155	1/148	1/170	1/56	1/88	1/104	1/122
S230m 級	X	6.5	1/69	1/185	1/144	1/135	1/69	1/104	1/122	1/72
	Y	5.5	1/66	1/123	1/141	1/97	1/62	1/101	1/83	1/74
S250m 級	X	5.8	1/65	1/148	1/180	1/84	1/52	1/100	1/104	1/69
	Y	5.3	1/70	1/127	1/127	1/122	1/64	1/79	1/81	1/83

※網掛け：クライテリアを満足しない応答値

表 4.4-6 RC 造建物の最大層間変形一覧

	方向	周期 (s)	平均波				平均+ σ 波			
			此花	津島	浜松	新宿	此花	津島	浜松	新宿
RC90m 級	X	2.0	1/231	1/215	1/151	1/649	1/121	1/115	1/79	1/347
	Y	1.9	1/247	1/221	1/159	1/745	1/142	1/136	1/89	1/386
RC115m 級	X,Y	2.16	1/191	1/193	1/138	1/450	1/64	1/127	1/68	1/323
RC130m 級	X	3.1	1/101	1/101	1/141	1/244	1/48	1/53	1/99	1/161
RC150m 級 (1)	X	2.37	1/213	1/183	1/183	1/559	1/63	1/164	1/94	1/303
	Y	3.48	1/104	1/164	1/142	1/375	1/59	1/92	1/125	1/167
RC150m 級 (2)	X	2.9	1/93	1/158	1/140	1/444	1/51	1/77	1/97	1/208
	Y	3.3	1/99	1/125	1/128	1/455	1/62	1/99	1/96	1/192
RC180m 級	X	4.23	1/67	1/199	1/179	1/101	1/48	1/101	1/91	1/51
	Y	4.31	1/68	1/195	1/172	1/95	1/53	1/104	1/84	1/51
RC240m 級	X,Y	5.44	1/133	1/199	1/163	1/123	1/91	1/142	1/106	1/77

※網掛け：クライテリアを満足しない応答値

表 4.4-7 S 造建物の最大塑性率一覧

	方向	周期 (s)	平均波				平均+σ波			
			此花	津島	浜松	新宿	此花	津島	浜松	新宿
S100m 級	X	2.30	1.09	1.30	1.38	0.60	1.38	1.72	2.09	0.66
	Y	2.75	0.96	1.32	1.43	0.46	1.76	1.77	2.29	0.82
S120m 級	X	2.6	0.92	1.03	1.45	0.49	1.55	1.64	2.58	0.70
	Y	2.9	0.71	0.84	1.27	0.44	1.36	1.49	1.79	0.58
S140m 級	X	3.69	1.62	1.74	1.82	0.62	3.04	1.83	2.98	1.24
	Y	3.79	1.38	1.72	1.90	0.63	3.06	1.97	2.76	1.03
S200m 級	X	5.74	2.16	1.13	1.13	1.65	2.42	1.58	1.77	1.95
	Y	5.08	2.47	1.14	1.20	1.22	4.07	1.99	1.62	1.82
S230m 級	X	6.5	3.1	1.1	1.5	1.5	3.0	2.1	1.8	2.8
	Y	5.5	2.7	1.3	1.3	1.7	2.9	1.7	2.4	2.4
S250m 級	X	5.8	2.54	0.85	0.68	1.94	3.17	1.63	1.16	2.38
	Y	5.3	1.61	0.87	0.95	0.83	1.84	1.47	1.40	1.28

※網掛け：クライテリアを満足しない応答値

表 4.4-8 RC 造建物の最大塑性率一覧

	方向	周期 (s)	平均波				平均+σ波			
			此花	津島	浜松	新宿	此花	津島	浜松	新宿
RC90m 級	X	2.0	0.78	0.82	1.19	0.24	1.65	1.74	2.93	0.48
	Y	1.9	0.89	0.95	1.69	0.31	2.24	2.36	5.07	0.55
RC115m 級	X,Y	2.16	0.57	0.58	0.79	0.24	2.00	0.94	1.90	0.33
RC130m 級	X	3.1	1.52	1.56	1.15	0.56	3.34	3.16	1.51	1.02
RC150m 級 (1)	X	2.37	0.71	0.82	0.87	0.25	2.36	0.93	1.57	0.51
	Y	3.48	0.99	0.60	0.87	0.27	2.10	1.19	1.13	0.62
RC150m 級 (2)	X	2.9	1.7	1.0	1.3	0.4	3.0	2.0	1.8	0.9
	Y	3.3	2.0	1.0	1.2	0.4	3.0	1.9	1.7	0.9
RC180m 級	X	4.23	2.00	0.69	0.88	1.34	2.80	1.21	1.83	2.82
	Y	4.31	1.92	0.70	0.89	1.42	2.52	1.23	1.98	2.71
RC240m 級	X,Y	5.44	1.10	0.75	0.93	1.22	1.90	1.04	1.86	2.29

※網掛け：クライテリアを満足しない応答値

4-4-3 応答結果の考察

作成された地震動に対するモデル建物の応答結果を以下に整理する。なお、ここで取り上げた建物は、現存する超高層をモデルとしており、ここで示す結果は既存の超高層への問題の有無に直結することを念頭に置かなければならない。さらに、今回の解析においては耐力劣化や P- δ 効果を考慮していない解析であり、層の復元力特性の設定範囲も大変形までの再現は考慮していないため、実際にはさらには変形が進む可能性が考えられる。

従来のレベル2のクライテリアである 1/100 と 2.0 に対する結果

- 1) 大阪地区の此花については、平均波では 150m 以上建物で、平均+ σ 波ではほとんどの建物で、クライテリアを満足できない状況になっている。なお、平均+ σ 波の応答結果は、制振補強をしてもクライテリアを満足できないおそれがある。
- 2) 名古屋地区の津島については、平均波ではクライテリアを満足しており、平均+ σ 波については 100m 級建物だけが、わずかにクライテリアを満足しない結果となっている。
- 3) 東京地区の新宿については、平均波では 200m を越える建物を除きほとんどの建物でクライテリアを満足する結果となった、なおかつその数値も 1/200 程度の小さな値にとどまった。
- 4) 震源に近い浜松では、平均波では全ての建物がクライテリアを満足しているが、平均+ σ 波では多くの建物でクライテリアを満足できず、特にその程度は 100m 級建物で大きくなっている。

作成された地震動についての特徴

- 5) AIC003 の速度応答スペクトルは、周期帯によって平均+ σ 波が平均波を下回り、標準偏差 σ の意味がわかりにくくなっている。
- 6) 大阪地区において此花 OSKH02 と大阪 OSK005 は、応答スペクトルやエネルギースペクトルに 3 倍以上の開きがあり、中間地点域の取扱いが難しいことがあきらかになっている。
- 7) 千葉について E62 と CHB009 はほぼ同じ敷地ながら、観測点の違いにより作成地震動に大きな性状の違いがみられる。

以上を鑑みると、長周期地震動はサイト毎で大きく性状が異なるということが改めて明らかになったため、本手法あるいは本手法以外の方法を用いて適切なレベルが確保されたサイト毎に地震動を作成すべきである (4-4-4 参照)。

4-4-4 建築学会による検証用スペクトル(2007年)との比較

「長周期地震動と建築物の耐震性」(日本建築学会、2007年)では、長周期地震動に対する検証手法として、速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの2つのスペクトルを設定する方法が提案されている。その1例として、「平均的」レベルのスペクトルを基準とし、「特定の周期帯」を考慮したスペクトルを規定する方法(下図)が示されている。

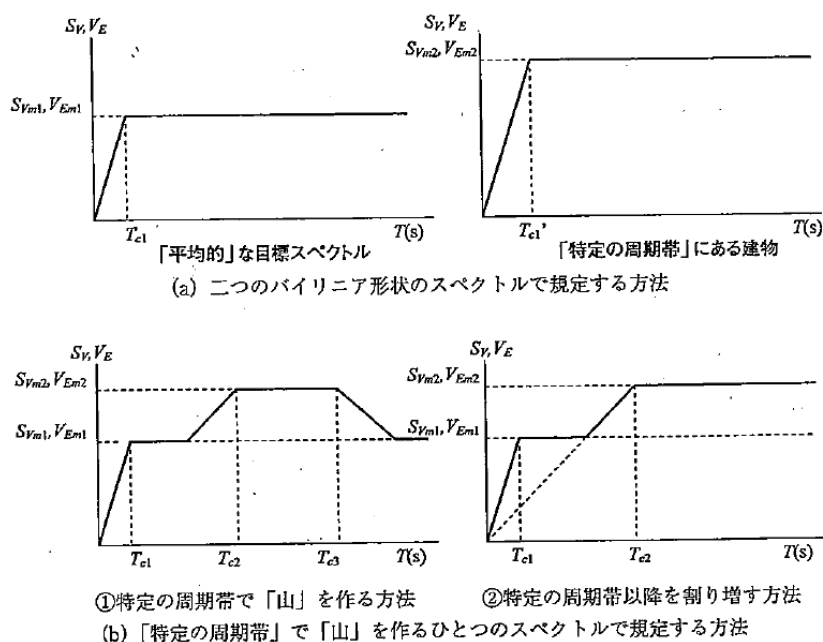


図 4.4-1 長周期地震動検討用スペクトルの例

当報告書では、長周期地震動が数秒から10秒までの間に「特定の周期帯」を有することが特徴ではあるものの、様々な手法による多くの予測波が大ききなばらつきを有することから、地域を限っても「特定の周期帯」を特定することは困難としている。そこで検討の目安となるスペクトルとして、標準波、告示波のレベルを基準に、それらに対する比率で評価することが試みられている。超高層建物に対する長周期地震動の「平均的」なレベルと「特定の周期帯」のレベルの速度応答スペクトルおよびエネルギースペクトルとして、下表が示されている。

表 4.4-9 超高層建物に対する長周期地震動の想定レベル

	標準波、告示波	巨大地震による長周期地震動	
		平均的(周期 0~10 秒)	特定の周期帯
速度応答スペクトル Sv(cm/s)	Sv=80~120cm/s	Svm1=80~120cm/s	Svm2=120~180cm/s
エネルギースペクトル Ve(cm/s)	Ve=120~180cm/s	Vem1=180~270cm/s	Vem1=270~400cm/s

2011 地震動（此花、津島、浜松、新宿）について、それらのスペクトルと想定レベルの関係を下図に示す。平均波に関しては、概ねこの想定レベルと同等のレベルにあることが分かる。

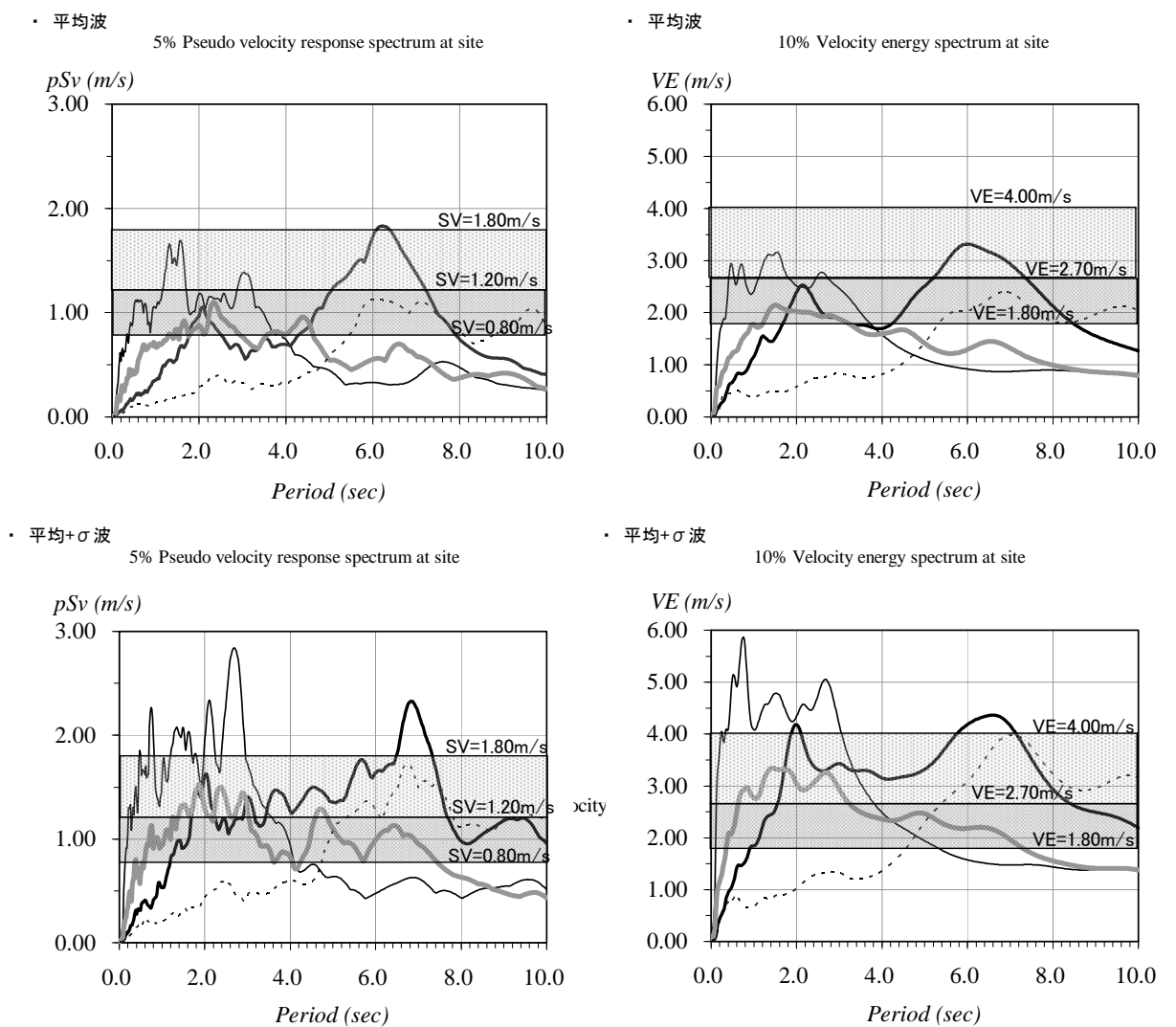
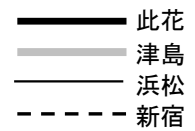


図 4.4-2 速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比較

第 5 章 免震建築物の地震応答計算

5-1 検討用入力地震動

検討に用いた地震動はすべて、東海・東南海・南海地震の 3 連動地震による地震動である。今回作成された長周期地震動のうち、大阪平野の地震動として大阪市此花の地震動を、濃尾平野の地震動として愛知県津島市の地震動を、関東平野の地震動として東京都新宿の地震動を用いた。また、断層近傍の地震動として静岡県浜松市の地震動も用いた。平成 21 年度の検討では此花、名古屋、津島、新宿の 4 地点で行ったが、名古屋は津島と地震動の特性は近く、レベル的には津島の方が大きかったことから名古屋は対象から外し、代わって非常に地震動のレベルの大きい浜松を採用した。また、各地点において平成 21 年度と同様に、平均 (AV) と平均+標準偏差 (SD) の地震動の検討を行った。

表 5.1-1 に地震動の一覧表を示す。図 5.1-1~4 にこれらの地震動の擬似速度応答スペクトル $pSv(h=0.05)$ 及びエネルギースペクトル $Ve(h=0.10)$ を示す。ここにおいて、此花、津島、新宿に関しては、破線で平成 21 年度に検討した地震動によるスペクトルも示している。この地震動は、此花が南海地震による地震動であり、津島と新宿は東海・東南海連動地震の地震動である。

なお、今回作成された地震動は、回帰式の作成にあたり改良が加えられている。また、東海・東南海の断層モデルは前回の検討のモデルと異なっている。このため、平成 21 年度の地震動と今回の地震動の差は、3 連動と単独または 2 連動との違いだけでなく、回帰式や断層モデルの違いも含まれている。

表 5.1-1 検討用入力地震動一覧

略称	対象地震・評価地点など	加速度 cm/s ²	速度 cm/s	継続時間 s
OSKH02-AV	東海・東南海地震・南海地震 此花 平均	98.5	38.1	740.0
OSKH02-SD	東海・東南海地震・南海地震 此花 平均+標準偏差	147.2	45.0	740.0
AIC003-AV	東海・東南海地震・南海地震 津島 平均	199.4	26.8	740.0
AIC003-SD	東海・東南海地震・南海地震 津島 平均+標準偏差	380.4	42.6	740.0
KGIN-AV	東海・東南海地震・南海地震 新宿 平均	42.1	21.6	740.0
KGIN-SD	東海・東南海地震・南海地震 新宿 平均+標準偏差	77.2	31.0	740.0
SZO024-AV	東海・東南海地震・南海地震 浜松 平均	576.8	40.1	740.0
SZO024-SD	東海・東南海地震・南海地震 浜松 平均+標準偏差	1069.4	37.8	740.0

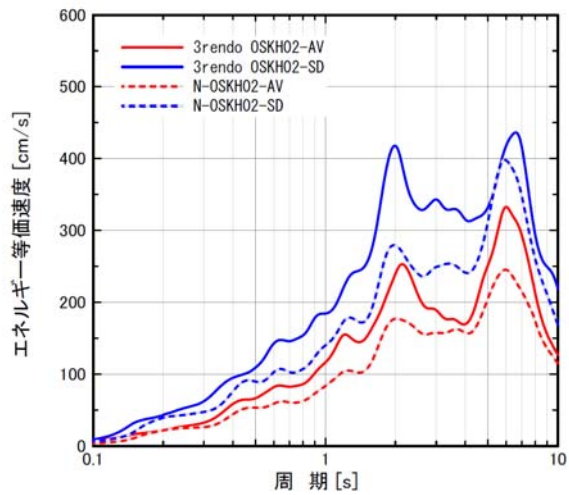
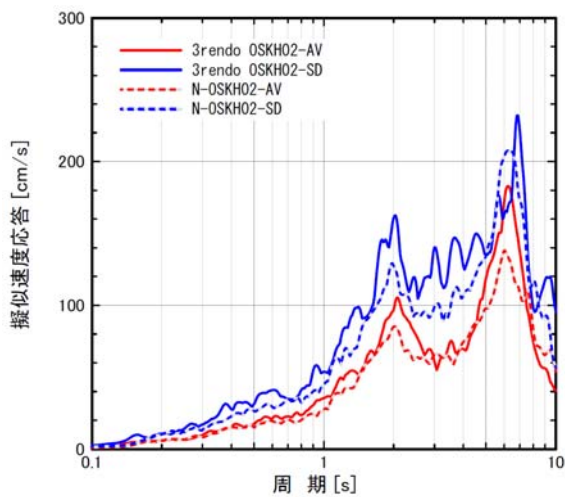


図 5.1-1 此花の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

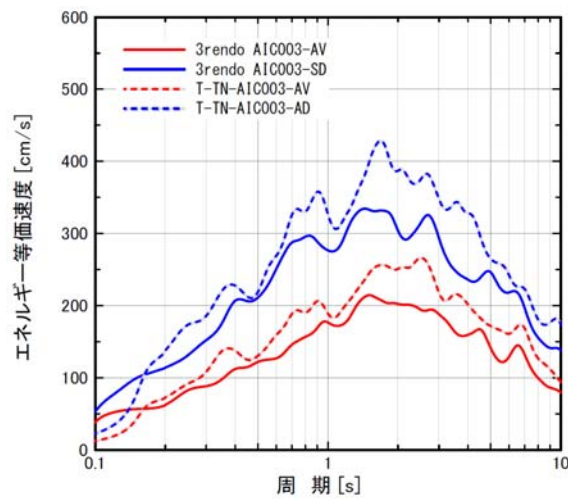
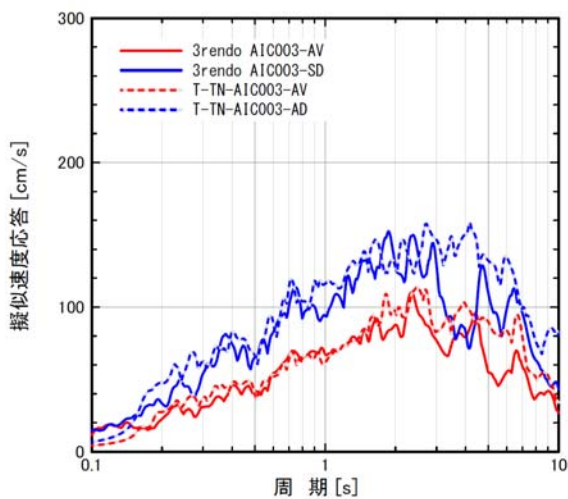


図 5.1.2 津島の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

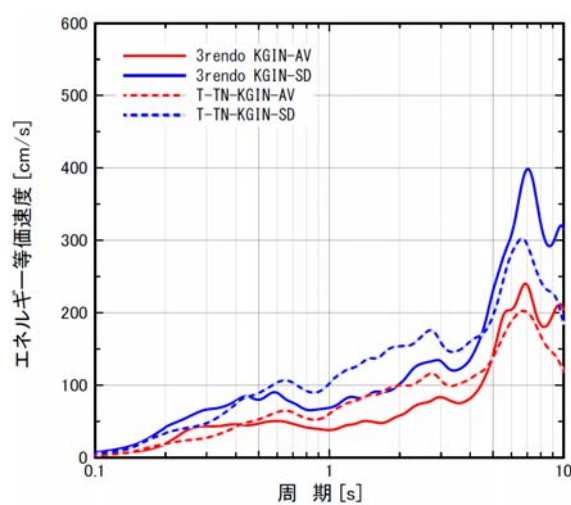
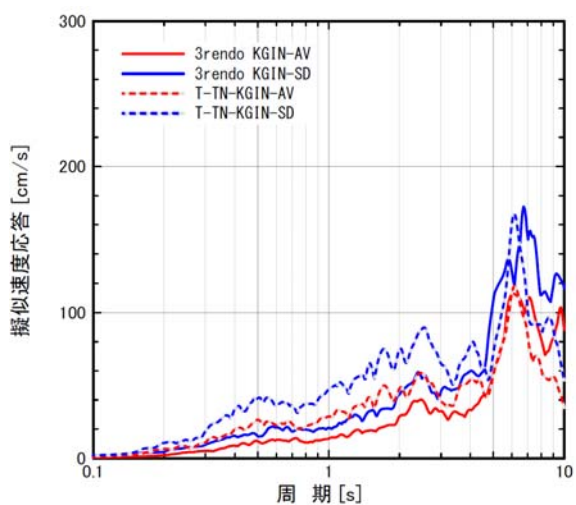


図 5.1-3 新宿の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

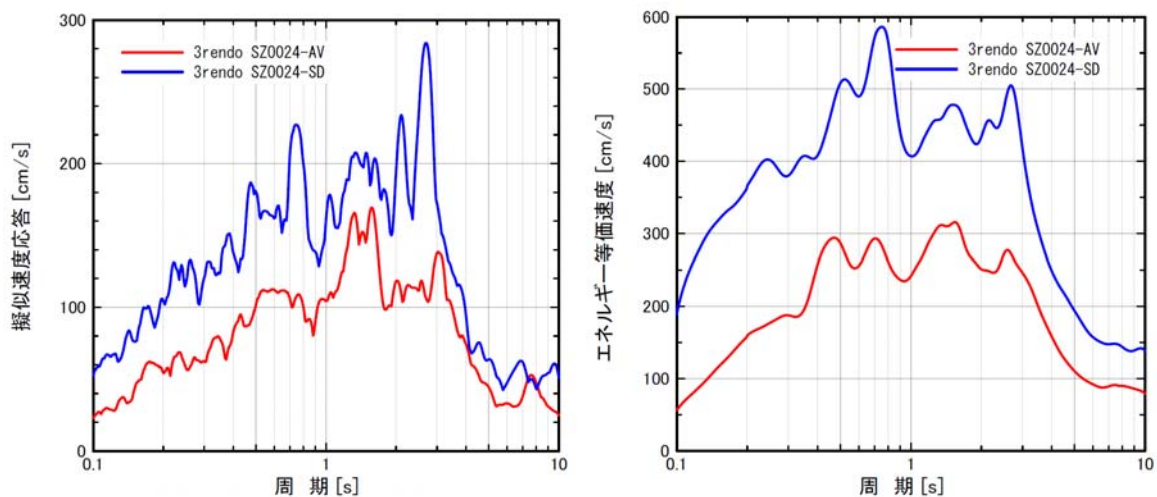


図 5.1-4 浜松の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

此花は2秒と6,7秒付近に大きなピークがあり、SDの波ではpSvが最大240cm/s程度、Veが最大450cm/s程度と非常に大きい。前回(平成21年度)に検討した地震動と比較すると、ほぼすべての周期で大きくなっている。特に、Veは40%程度大きくなっている。

津島では1~5秒が大きく、SDの波ではpSvが最大160cm/s程度、Veが最大320cm/s程度であり、此花と比べるとやや小さいが非常に高いレベルとなっている。前回検討した地震動と比較するとpSvはほとんど同じであるが、4秒付近は前回よりもかなり小さくなっている。Veは前回よりもかなり小さくなっており、20%程度小さくなっている。これは断層モデルや回帰式の違いや、地震動作成上のばらつきの問題であると考えられる。

新宿は6,7秒付近に大きなピークがあり、SDの波ではpSvが最大180cm/s程度、Veが最大400cm/s程度とかなり大きい。5秒以下では非常に小さい。前回検討した地震動と比較するとピーク付近の値はpSvはほとんど同じでVeはやや大きい。5秒以下では全体的にかなり小さくなっている。これも、断層モデルや回帰式の違いや、地震動作成上のばらつきの問題であると考えられる。

浜松は0.5~3秒にピークがあり、SDの波ではpSvが最大380cm/s程度、Veが最大600cm/s程度と非常に大きい。しかしながら、3秒を超えると急速に小さくなっている。

5-2 検討用建物

平成 21 年度の検討では、設計時期・建物高さ・免震システムなどがバランスよく網羅されるように選定した 40 棟のモデル建物で行った。ここにおいて、設計時期は第一期（1994 年以前）、第二期（1995 年～1999 年）、第三期（2000 年以降）の 3 期に分類し、建物高さは低層（20 m未満）、中高層（20m～60m未満）、超高層（60m以上）の 3 つに分類している。

今回の検討においては、この 40 棟のなかから 22 棟を選定し解析を行った。表 5.2-1 にモデル建物リストを示す。ここにおいて、着色されている建物は免震部材のエネルギー吸収の検討も行っている。図 5.2-1 に採用したモデル建物の固有周期（200%ひずみ時）と建物高さの関係図を示す。高さが高いほど固有周期は長くなっているが、選定した建物は周期 2～7 秒の範囲で幅広く分布している。

表 5.2-1 モデル建物リスト

記号	分類	軒高(m)	設計年	構造種別	免震システム	固有周期(s)	
						基礎固定	200%ひずみ時
A-1	低層第 1 世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	0.41	1.77
A-3	中高層第 3 世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	0.73	3.25
B-3	低層第 3 世代	13.1	2000	RC	NR+SL+OD	0.217	3.36
B-4	超高層第 3 世代	120.9	2006	RC	NR+SL+OD	3.16	6.19
C-2	中高層第 1 世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	0.82	2.99
C-4	超高層第 3 世代	88.5	2008	R C	LRB+NR	2.27	4.93
D-2	中高層第 3 世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	0.863	3.45
D-4	超高層第 3 世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	3.45	6.43
E-1	中高層第 2 世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	0.79	3.4
E-2	中高層第 2 世代	26.1	1996	RC	NR+鉛 D+鋼棒 D	0.68	2.56
E-3	超高層第 3 世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	1.78	5.24
E-4	中高層第 3 世代	34.0	2004	RC	LRB	0.87	3.87
F-3	中高層第 3 世代	31.0	2006	S	NR+SL	1.81	4.3
F-4	超高層第 3 世代	140.0	2006	RC	NR+SL	3.49	5.55
G-3	中高層第 2 世代	28.7	1997	CFT+S	NR+OD	1.32	4.027
G-4	中高層第 3 世代	24.2	2001	S	NR+OD	1.039	3.573
H-1	低層第 1 世代	11.9	1990	RC	NR+鉛 D	0.27	2.23
H-4	超高層第 3 世代	60.4	2002	S	NR+鉛 D+鋼 D	1.82	4.02
I-1	中高層第 2 世代	31.3	1996	RC	HDR	1.1	4.27
I-2	中高層第 3 世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛 D+鋼 D	1.57	5.09
J-1	中高層第 2 世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+鋼 D+OD	0.5	3.04
J-3	中高層第 2 世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	0.095	2.75

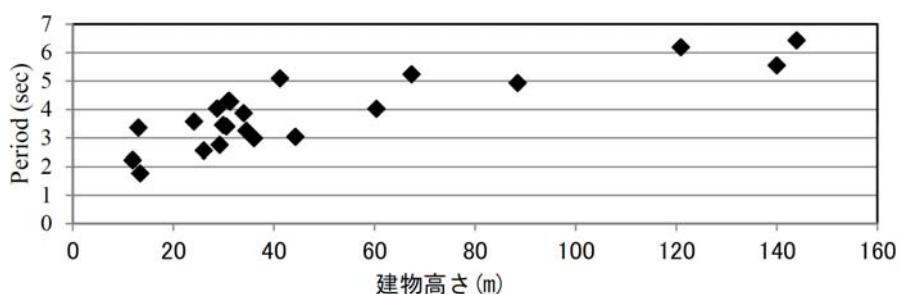


図 5.2-1 モデル建物の高さと固有周期

5-3 応答解析

5-3-1 応答解析結果

応答結果は上部構造については最大加速度、最大層間変形角、ベースシア係数、建物の状態を、免震層については最大変位、最大速度、せん断力係数、免震層の状態を整理した。

ここにおいて、

建物の状態とは、上部建物の応力状態で、下記の4つに分類している。

- ・短期許容応以下 主要構造体がすべて短期許容応力度以下となっている状態
- ・弾性限以下 主要構造体が短期許容応力度を超えているが、降伏していない状態
- ・保有耐力以下 主要構造体が一部降伏しているが、建物の保有水平耐力以下の状態
- ・保有耐力以上 建物の保有水平耐力を超えている状態

免震層の状態とは、最大変位時における免震部材の状態を、下記の3つに分類している。

- ・許容変形以下 応答変形が免震部材の許容変形以内となっている状態
- ・限界変形以下 応答変形が免震部材の許容変形は超えているが、限界変形（またはピットクリアランス）以内となっている状態
- ・限界変形以上 応答変形が免震部材の限界変形（またはピットクリアランス）を超えていると状態

解析結果の一部を一覧表にしたものを、表 5.3-1 (1)~(4)に示す。図 5.3-1 にエネルギーの速度換算値 V_e をエネルギースペクトル($h=0.1$)とともに示す。図 5.3-2 に応答ベースシア係数を加速度応答スペクトル($h=0.2$)/g とともに示す。図 5.3-3 に免震層の応答変位を変位応答スペクトル($h=0.2$)とともに示す。図 5.3-4~6 に V_e 、応答ベースシア係数、免震層の応答変位の前回検討波との比較を示す。図 5.3-7 に上部建物および免震層の状態を、図 5.3-8 に固有周期別上部建物の状態を、図 5.3-9 に固有周期別免震層の状態を示す。図 5.3-10 に上部建物の状態の前回との比較を、図 5.3-11 に上部建物層間変形角の前回との比較を、図 5.3-12 に免震層の状態の前回との比較を示す。

表 5.3-1 (2) 解析結果の集計表 (AIC003)

記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	解析方向	固有周期(S)		αy	Ve (m/s)	上部構造			免震層		
							基礎 固定	200% ひずみ時			最大加速度 (m/s ²)	最大瞬間 変形角	ベースシ 係数	状態	最大変位 (m)	最大速度 (m/s)
AV	A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	1.70	1/323	0.13	0.05	0.27	許容変形以下
	A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	1.70	1/1016	0.07	0.18	0.46	許容変形以下
	B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	1.76	1/11012	0.06	0.12	0.30	許容変形以下
	B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	1.45	1/350	0.04	0.25	0.34	許容変形以下
	C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	2.20	1/903	0.12	0.12	0.38	許容変形以下
	C-4	中高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	1.99	1/360	0.05	0.16	0.28	許容変形以下
	D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	2.25	1/556	0.07	0.15	0.32	許容変形以下
	D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	1.41	1/309	0.05	0.15	0.25	許容変形以下
	E-1	中高層 第2世代	30.6	1996	RC	NR+鉛D	X	0.79	3.40	0.035	1.82	1/841	0.07	0.14	0.35	許容変形以下
	E-2	中高層 第3世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼棒	X	0.68	2.56	0.068	1.91	1/538	0.09	0.10	0.29	許容変形以下
	E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.024	1.51	1/473	0.05	0.22	0.34	許容変形以下
	E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039	1.81	1/935	0.06	0.13	0.34	許容変形以下
	F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	1.69	1/233	0.07	0.13	0.33	許容変形以下
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Pca	NR+SL	X	3.49	5.55	0.032	1.61	1/238	0.04	0.16	0.24	許容変形以下	
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.63	1/554	0.08	0.29	0.50	許容変形以下	
G-4	中高層 第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	1.78	1/832	0.06	0.15	0.34	許容変形以下	
H-1	低層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	0.27	2.23	0.042	1.87	1/4025	0.08	0.09	0.26	許容変形以下	
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	1.82	4.02	0.035	1.62	1/448	0.06	0.10	0.38	許容変形以下	
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	0.50	3.04	0.030	1.91	1/2022	0.11	0.23	0.49	許容変形以下	
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	1.73	1/1848	0.08	0.16	0.33	許容変形以下	
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	X	1.10	4.27	0.017	1.61	1/754	0.05	0.14	0.31	許容変形以下	
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.043	1.80	1/1771	0.07	0.14	0.31	許容変形以下	
SD	A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	3.19	1/82	0.24	0.14	0.54	保耐力以上
	A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	2.56	1/691	0.10	0.32	0.66	許容変形以下
	B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	2.71	1/6429	0.10	0.22	0.53	許容変形以下
	B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	2.23	1/229	0.05	0.37	0.55	許容変形以下
	C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	3.13	1/715	0.15	0.21	0.62	弾性限以下
	C-4	超高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	3.04	1/207	0.06	0.25	0.40	許容変形以下
	D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	3.19	1/401	0.09	0.30	0.63	許容変形以下
	D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	1.86	1/275	0.04	0.27	0.47	許容変形以下
	E-1	中高層 第2世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	X	0.79	3.40	0.035	2.66	1/446	0.10	0.27	0.61	許容変形以下
	E-2	中高層 第2世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼棒	X	0.68	2.56	0.068	2.84	1/286	0.12	0.20	0.51	許容変形以下
	E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.029	2.29	1/293	0.07	0.48	0.61	限界変形以下
	E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039	2.59	1/599	0.09	0.27	0.61	許容変形以下
	F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	2.51	1/233	0.08	0.25	0.59	許容変形以下
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Pca	NR+SL	X	3.49	5.55	0.032	2.44	1/183	0.05	0.26	0.51	弾性限以下	
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	2.45	1/538	0.08	0.26	0.62	許容変形以下	
G-4	低層 第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	2.78	1/446	0.12	0.22	0.51	許容変形以下	
H-1	中高層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	0.27	2.23	0.042	3.04	1/2352	0.14	0.22	0.58	許容変形以下	
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	1.82	4.02	0.035	2.48	1/400	0.09	0.24	0.53	許容変形以下	
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	0.50	3.04	0.030	2.83	1/1921	0.14	0.31	0.66	許容変形以下	
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	2.49	1/1373	0.10	0.26	0.60	許容変形以下	
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	X	1.10	4.27	0.017	2.37	1/541	0.08	0.29	0.66	許容変形以下	
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.043	2.53	1/993	0.08	0.23	0.56	許容変形以下	

表 5.3-1 (3) 解析結果の集計表 (KGIN)

記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	解析方向	固有周期(S)		αy	Ve (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	最大層間変形角	ベースシア係数	状態	免震層	
							基礎固定	200% 凸平み時							最大変位 (m)	最大速度 (m/s)
AV																
A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	0.48	0.92	1/2737	0.06	短期許容以下	0.01	許容変形以下
A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	0.55	0.85	1/2897	0.03	短期許容以下	0.03	許容変形以下
B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	0.54	0.30	1/23834	0.03	短期許容以下	0.03	許容変形以下
B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	1.27	0.63	1/497	0.04	短期許容以下	0.22	許容変形以下
C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	0.42	0.96	1/1946	0.06	短期許容以下	0.02	許容変形以下
C-4	超高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	0.93	0.93	1/564	0.03	短期許容以下	0.05	許容変形以下
D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	0.57	1.04	1/1527	0.04	短期許容以下	0.03	許容変形以下
D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	1.38	0.57	1/440	0.04	短期許容以下	0.19	許容変形以下
E-2	中高層 第2世代	26.1	1996	RC	LRB+NR	X	0.79	3.40	0.035	0.38	0.82	1/2287	0.03	短期許容以下	0.02	許容変形以下
E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	NR+鉛D+鋼棒	X	0.68	2.56	0.068	0.44	0.78	1/2272	0.05	短期許容以下	0.02	許容変形以下
E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.024	0.85	0.49	1/1091	0.03	短期許容以下	0.09	許容変形以下
F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	X	0.87	3.87	0.039	0.43	0.82	1/2260	0.04	短期許容以下	0.02	許容変形以下
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Psa	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	0.76	1.30	1/317	0.06	短期許容以下	0.08	許容変形以下
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	3.49	5.55	0.032	0.71	0.71	1/443	0.04	短期許容以下	0.06	許容変形以下
G-4	中高層 第2世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	0.91	0.41	1/1217	0.04	短期許容以下	0.14	許容変形以下
H-1	低層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	1.04	3.57	0.094	0.89	0.36	1/1758	0.03	短期許容以下	0.08	許容変形以下
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	0.27	2.23	0.042	0.37	0.60	1/6570	0.05	短期許容以下	0.01	許容変形以下
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	1.82	4.02	0.035	0.58	1.29	1/773	0.05	短期許容以下	0.03	許容変形以下
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	X	0.50	3.04	0.030	0.50	0.52	1/2835	0.04	短期許容以下	0.02	許容変形以下
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	0.49	0.78	1/2804	0.03	短期許容以下	0.04	許容変形以下
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	1.10	4.27	0.017	0.64	0.53	1/2212	0.05	短期許容以下	0.06	許容変形以下
SD																
A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	0.85	1.23	1/1713	0.09	短期許容以下	0.02	許容変形以下
A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	1.10	1.04	1/1321	0.06	短期許容以下	0.13	許容変形以下
B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	1.14	0.41	1/15707	0.04	短期許容以下	0.07	許容変形以下
B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	2.45	0.86	1/290	0.05	弾性限界以下	0.41	許容変形以下
C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	0.88	1.43	1/1405	0.08	短期許容以下	0.03	許容変形以下
C-4	超高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	1.70	1.13	1/454	0.04	短期許容以下	0.08	許容変形以下
D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	1.11	1.34	1/1147	0.05	短期許容以下	0.07	許容変形以下
D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	2.19	0.74	1/341	0.05	短期許容以下	0.30	許容変形以下
E-1	中高層 第2世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	X	0.79	3.40	0.035	0.89	1.13	1/1649	0.05	短期許容以下	0.05	許容変形以下
E-2	中高層 第2世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼棒	X	0.68	2.56	0.068	0.81	1.07	1/1895	0.06	短期許容以下	0.03	許容変形以下
E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.024	2.25	0.78	1/314	0.07	短期許容以下	0.46	0.51
E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039	0.88	1.00	1/1707	0.05	短期許容以下	0.06	許容変形以下
F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	1.31	1.53	1/306	0.06	短期許容以下	0.11	0.22
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Psa	NR+SL	X	3.49	5.55	0.032	1.69	0.97	1/362	0.05	短期許容以下	0.18	0.30
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.49	0.65	1/765	0.06	短期許容以下	0.22	0.33
G-4	中高層 第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	1.44	0.49	1/1207	0.04	短期許容以下	0.11	0.18
H-1	低層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	0.27	2.23	0.042	0.73	0.68	1/5689	0.06	短期許容以下	0.04	0.12
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	1.82	4.02	0.035	1.04	1.65	1/725	0.06	短期許容以下	0.07	0.25
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	0.50	3.04	0.030	0.96	0.79	1/2362	0.08	短期許容以下	0.08	0.19
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	0.93	0.91	1/2438	0.06	短期許容以下	0.08	0.19
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	X	1.10	4.27	0.017	1.23	0.76	1/1587	0.04	短期許容以下	0.10	0.21
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.043	0.82	0.10	1/2829	0.05	短期許容以下	0.04	0.13

表 5.3-1 (4) 解析結果の集計表 (SZ0024)

記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	解析方向	固有周期(S)		αy	Ve (m/s)	上部構造		免震層				
							基礎固定	200%ひずみ時			最大加速度 (m/s ²)	最大層間変形角	ベースシア係数	状態	最大変位 (m)	最大変位 (m/s)	状態
A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	2.61	1/74	0.24	0.17	0.66	許容変形以下		
A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	2.18	1/634	0.09	0.26	0.54	許容変形以下		
B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	2.32	1/8043	0.08	0.18	0.46	許容変形以下		
B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	1.29	1/261	0.03	0.17	0.44	許容変形以下		
C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	2.79	1/586	0.16	0.20	0.60	許容変形以下		
C-4	超高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	2.19	1/226	0.05	0.15	0.38	許容変形以下		
D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	2.83	1/513	0.09	0.23	0.54	許容変形以下		
D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	2.13	1/265	0.03	0.14	0.35	許容変形以下		
E-1	中高層 第2世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	X	0.79	3.40	0.035	2.38	1/517	0.09	0.22	0.49	許容変形以下		
E-2	中高層 第2世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼D	X	0.68	2.56	0.068	2.43	1/279	0.12	0.16	0.43	許容変形以下		
E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.024	1.57	1/306	0.05	0.26	0.39	許容変形以下		
E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039	2.31	1/602	0.07	0.21	0.49	許容変形以下		
F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	X	1.34	4.17	0.040	2.20	1/305	0.09	0.24	0.38	許容変形以下		
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Pea	NR+SL	Y	3.21	5.45	0.032	1.71	1/250	0.04	0.10	0.32	許容変形以下		
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.74	1/20	0.07	0.25	0.52	許容変形以下		
G-4	中高層 第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	2.26	1/601	0.09	0.17	0.42	許容変形以下		
H-1	低層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	0.27	2.23	0.042	2.40	1/2722	0.18	0.18	0.55	許容変形以下		
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	1.82	4.02	0.035	2.20	1/347	0.08	0.21	0.44	許容変形以下		
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	0.50	3.04	0.030	2.60	1/2291	0.13	0.27	0.58	許容変形以下		
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	2.23	1/1147	0.10	0.22	0.46	許容変形以下		
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	X	1.10	4.27	0.017	1.95	1/594	0.07	0.27	0.49	許容変形以下		
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.043	2.18	1/708	0.08	0.21	0.49	許容変形以下		
記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	解析方向	基礎固定	200%ひずみ時	αy <td>Ve (m/s) <td>最大加速度 (m/s²)</td> <td>最大層間変形角</td> <td>ベースシア係数</td> <td>状態</td> <td>最大変位 (m) <td>最大変位 (m/s) <td>状態</td> </td></td></td>	Ve (m/s) <td>最大加速度 (m/s²)</td> <td>最大層間変形角</td> <td>ベースシア係数</td> <td>状態</td> <td>最大変位 (m) <td>最大変位 (m/s) <td>状態</td> </td></td>	最大加速度 (m/s ²)	最大層間変形角	ベースシア係数	状態	最大変位 (m) <td>最大変位 (m/s) <td>状態</td> </td>	最大変位 (m/s) <td>状態</td>	状態
A-1	低層 第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	Y	0.41	1.77	0.053	4.44	4.32	1/44	0.29	保有耐力以上	0.22	0.82	許容変形以下
A-3	中高層 第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	X	0.73	3.25	0.028	3.03	3.68	1/534	0.11	短期許容以下	0.38	0.89	許容変形以下
B-3	低層 第3世代	13.0	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.017	3.71	1.66	1/4859	0.13	弾性限以下	0.33	0.77	許容変形以下
B-4	超高層 第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.024	2.01	2.45	1/172	0.04	短期許容以下	0.25	0.62	許容変形以下
C-2	中高層 第2世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	4.40	4.49	1/396	0.25	弾性限以下	0.49	1.05	許容変形以下
C-4	超高層 第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	X	2.27	4.93	0.028	3.30	4.15	1/188	0.07	短期許容以下	0.27	0.70	許容変形以下
D-2	中高層 第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	Y	0.86	3.45	0.032	4.00	4.14	1/298	0.11	弾性限以下	0.38	0.89	許容変形以下
D-4	中高層 第3世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	Y	3.45	6.43	0.016	2.13	2.97	1/197	0.06	短期許容以下	0.16	0.56	許容変形以下
E-1	中高層 第2世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	X	0.79	3.40	0.035	3.39	2.51	1/311	0.13	短期許容以下	0.38	0.92	許容変形以下
E-2	中高層 第2世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼D	X	0.68	2.56	0.068	4.03	3.48	1/142	0.19	保有耐力以下	0.30	0.80	許容変形以下
E-3	超高層 第3世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	X	1.78	5.24	0.024	2.30	2.30	1/263	0.06	短期許容以下	0.33	0.67	許容変形以下
E-4	中高層 第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039	3.26	3.39	1/456	0.10	短期許容以下	0.35	0.84	許容変形以下
F-3	中高層 第3世代	31.1	2006	S+CFT	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	3.19	3.58	1/151	0.10	弾性限以下	0.28	0.70	許容変形以下
F-4	超高層 第3世代	139.6	2006	RC+Pea	NR+SL	Y	3.21	5.45	0.032	2.53	4.10	1/165	0.04	弾性限以下	0.20	0.56	許容変形以下
G-3	中高層 第3世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	2.83	2.43	1/376	0.12	短期許容以下	0.37	0.85	許容変形以下
G-4	中高層 第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	3.79	4.06	1/338	0.15	短期許容以下	0.30	0.74	許容変形以下
H-1	低層 第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	Y	0.27	2.23	0.042	4.87	4.68	1/681	0.50	保有耐力以上	0.95	2.08	許容変形以上
H-4	超高層 第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	Y	1.82	4.02	0.035	3.19	4.34	1/259	0.10	短期許容以下	0.28	0.79	許容変形以下
I-1	中高層 第2世代	31.3	1996	RC	HDR	X	0.50	3.04	0.030	3.86	5.70	1/1709	0.24	保有耐力以下	0.50	1.15	許容変形以下
I-2	中高層 第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	Y	0.98	3.53	0.036	3.29	3.30	1/862	0.14	弾性限以下	0.40	0.77	許容変形以下
J-1	中高層 第2世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+オイルD+鋼D	X	1.10	4.27	0.017	2.76	1.90	1/477	0.10	短期許容以下	0.38	0.84	許容変形以下
J-3	中高層 第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.043	3.21	3.29	1/408	0.10	短期許容以下	0.32	0.72	許容変形以下

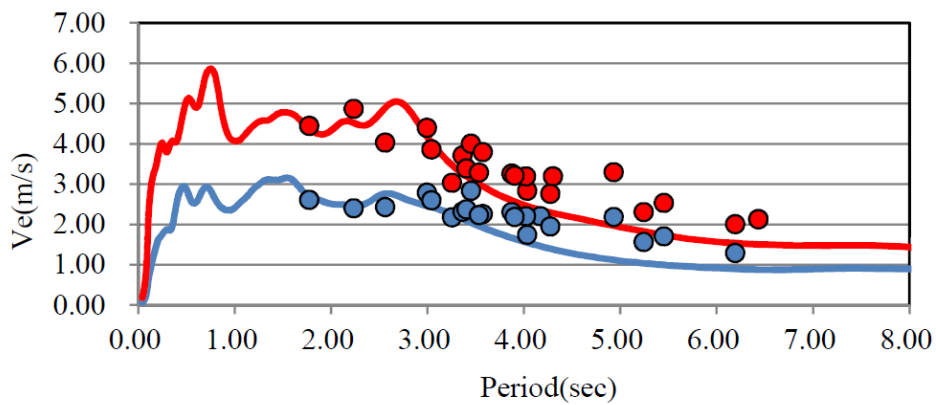
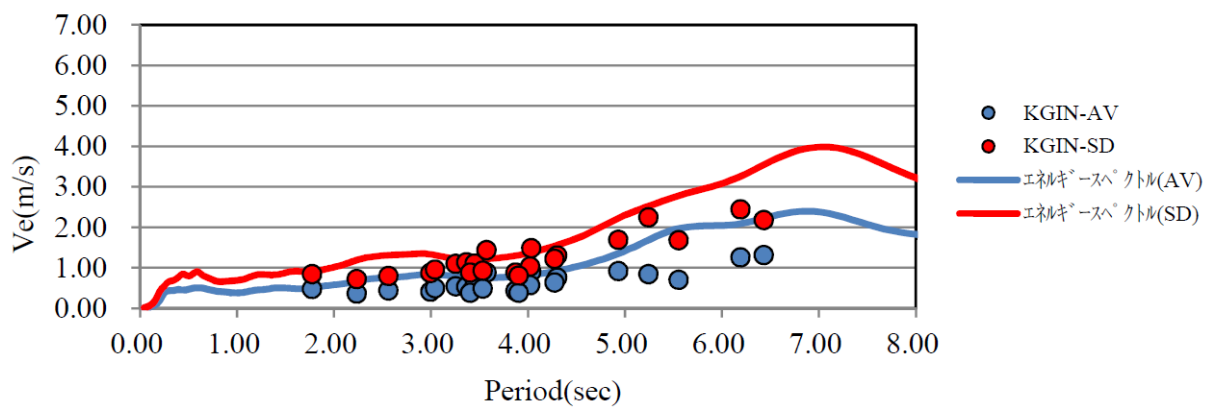
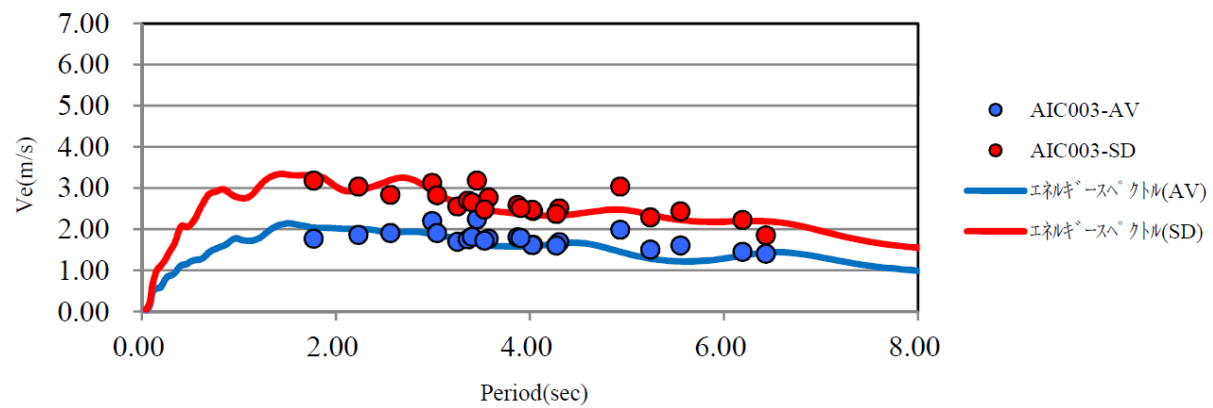
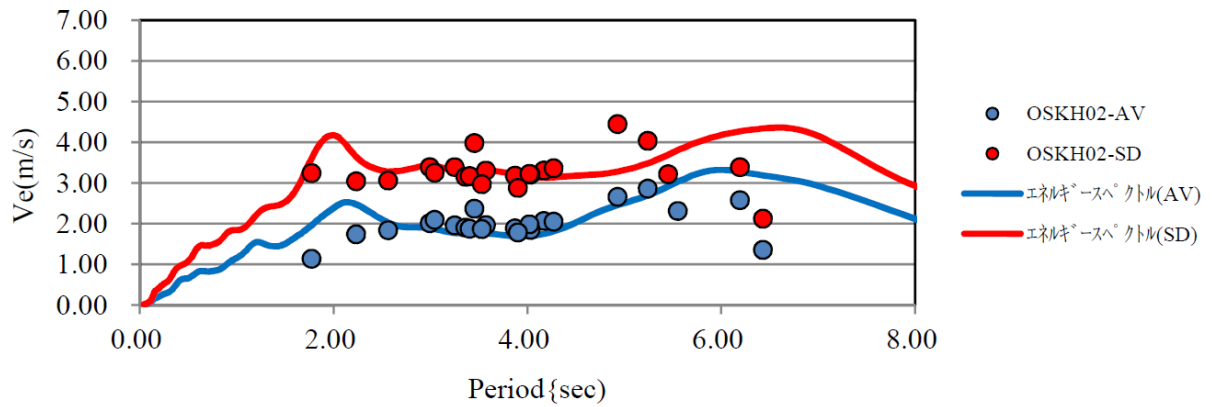


図 5.3-1 エネルギーの速度換算値

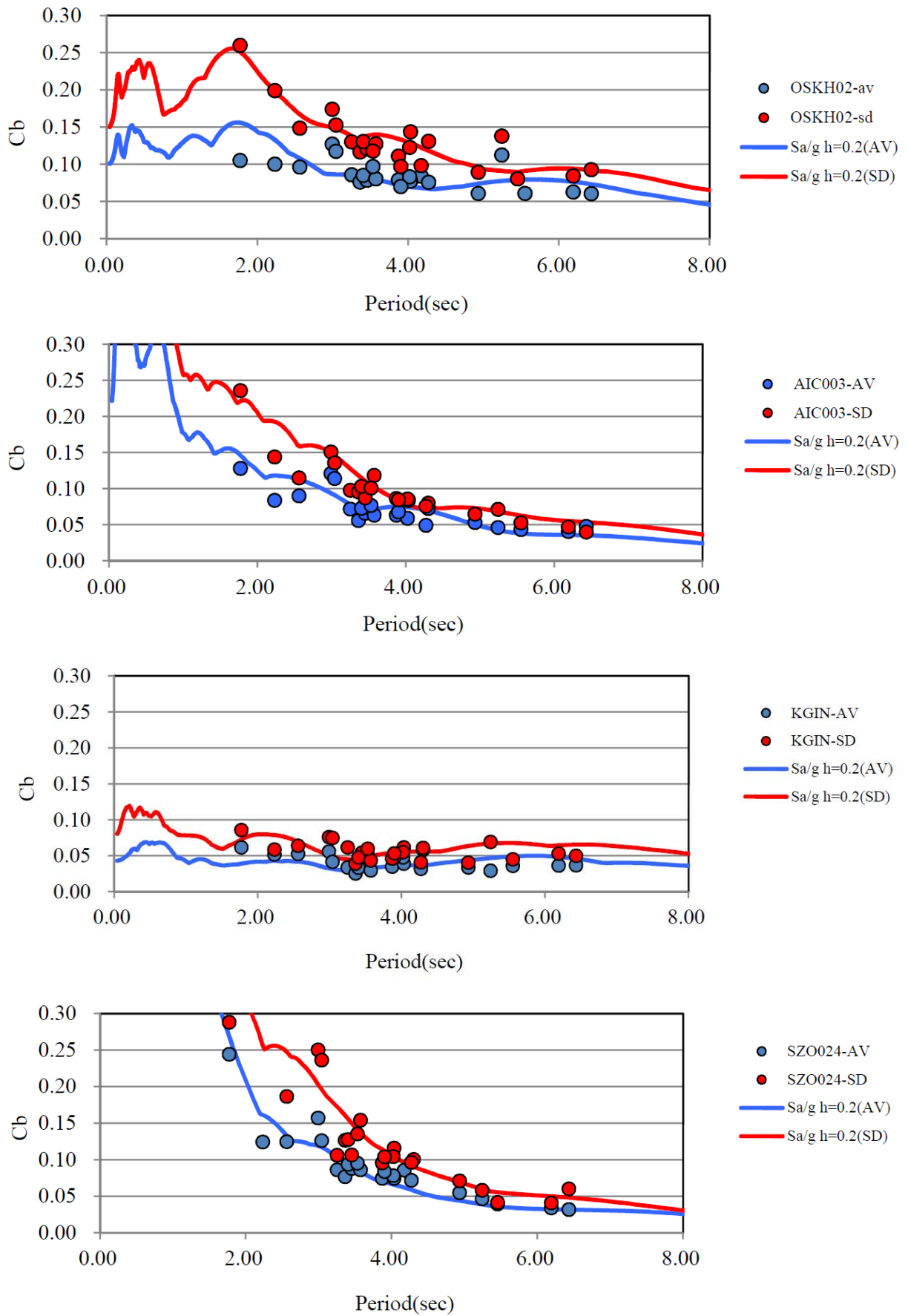


図 5.3-2 上部建物の応答ベースシア係数

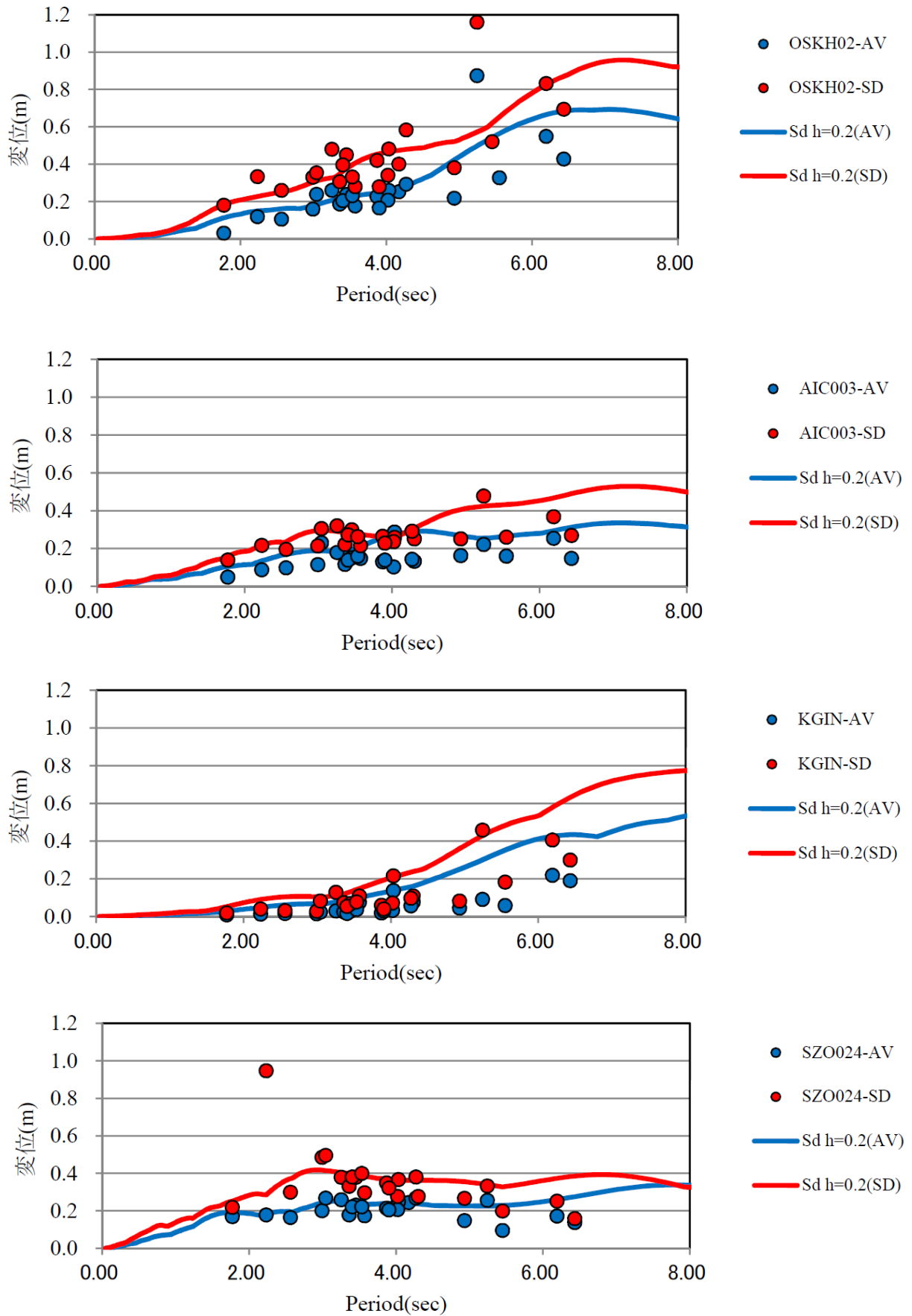


図 5.3-3 免震層の応答変位

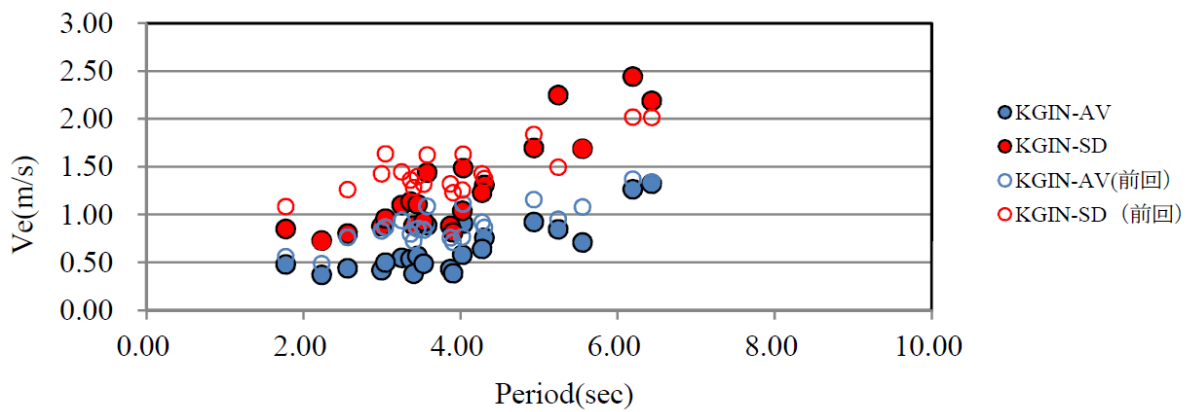
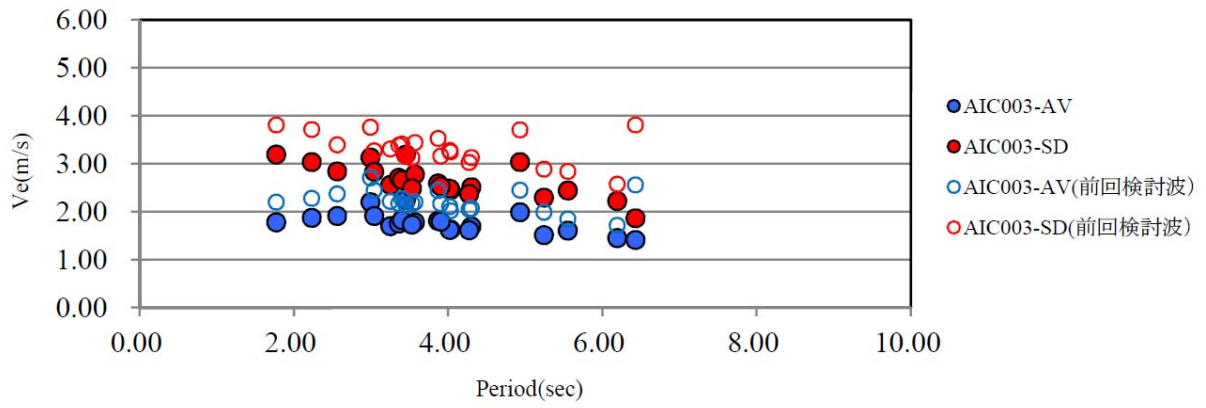
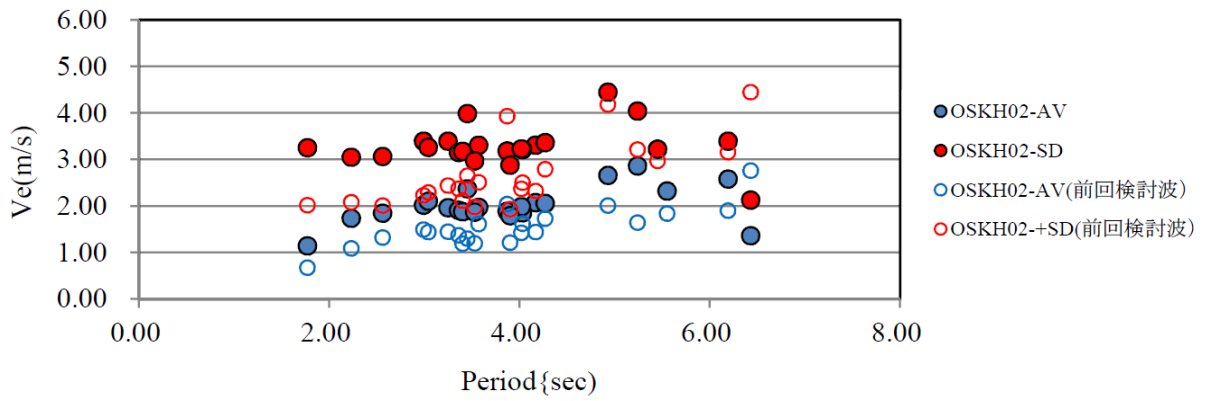


図 5.3-4 エネルギーの速度換算値の前回との比較

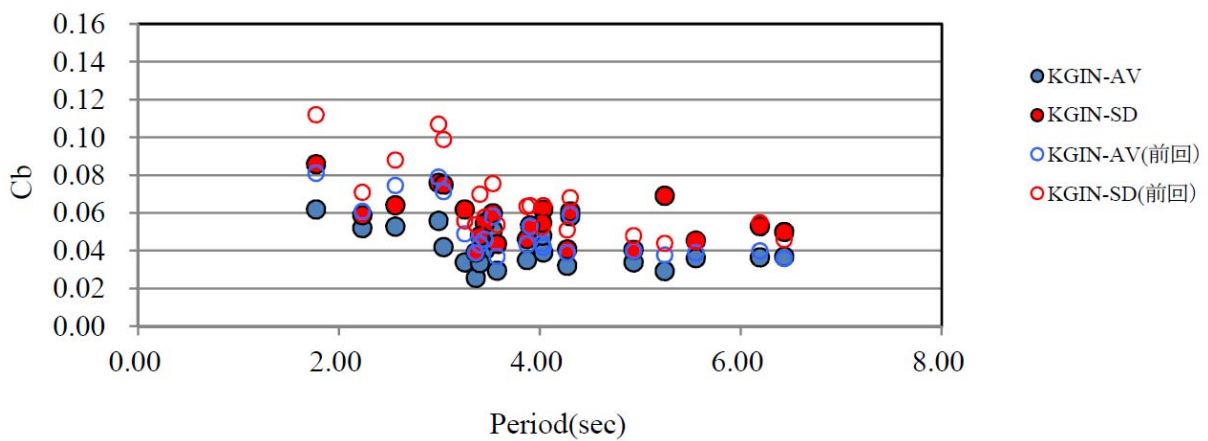
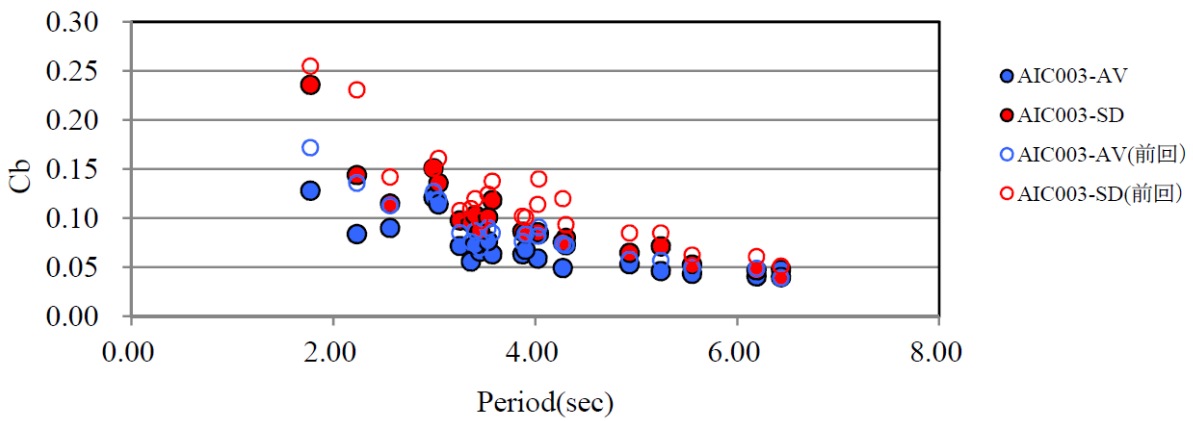
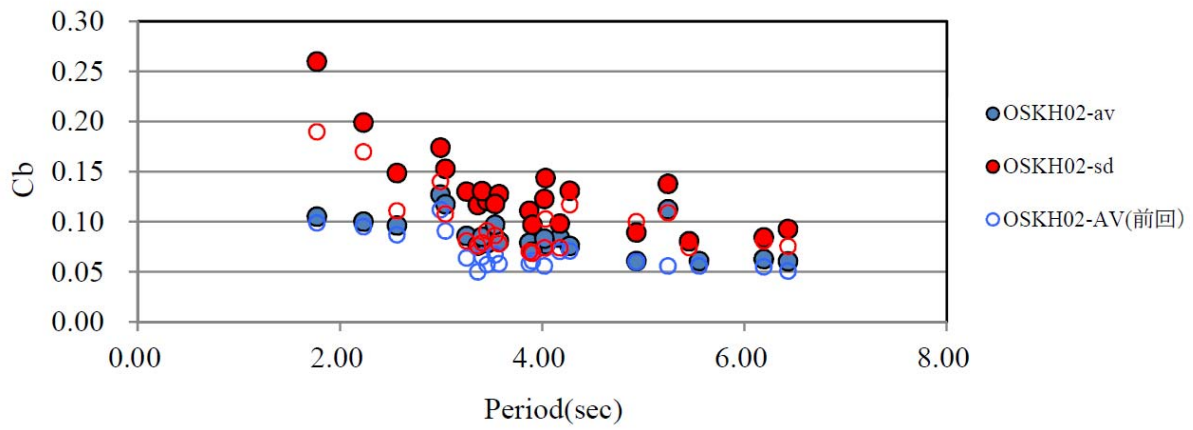


図 5.3-5 上部建物の応答ベースシア係数の前回との比較

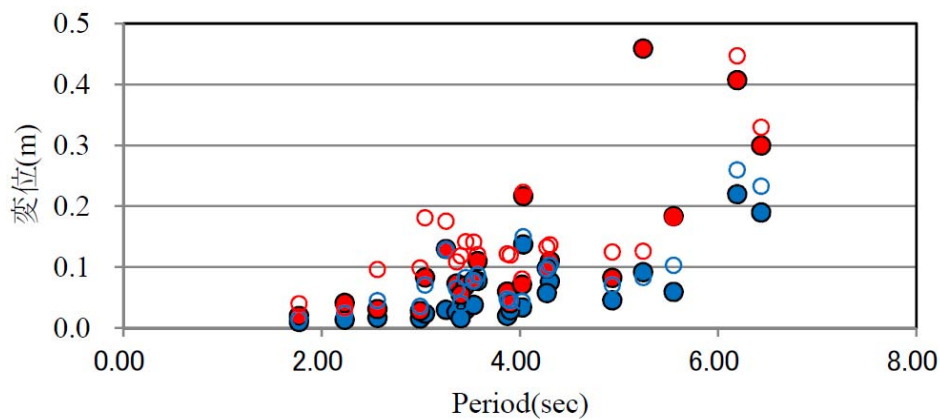
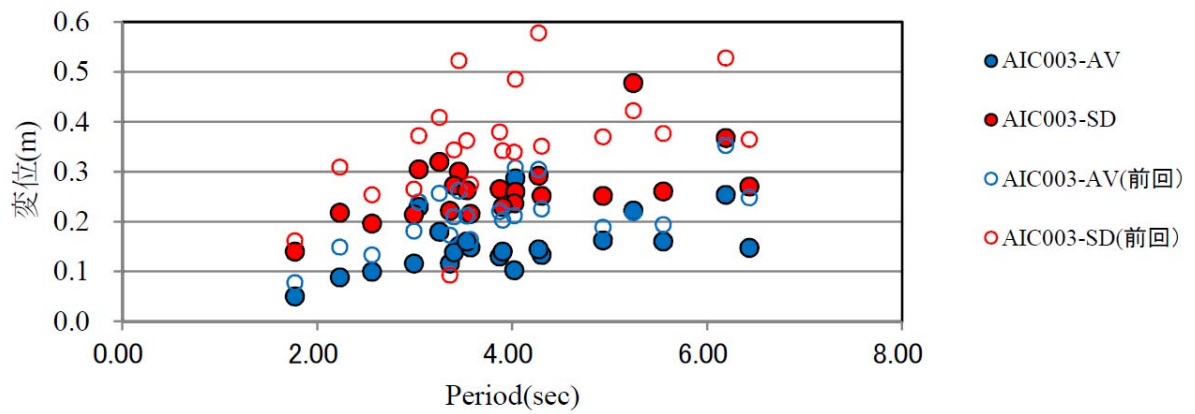
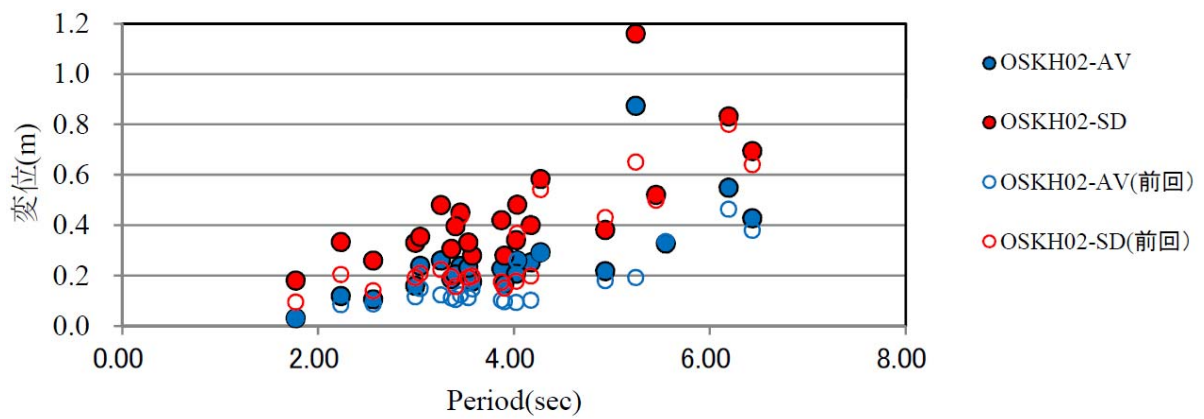


図 5.3-6 免震層の応答変位の前回との比較

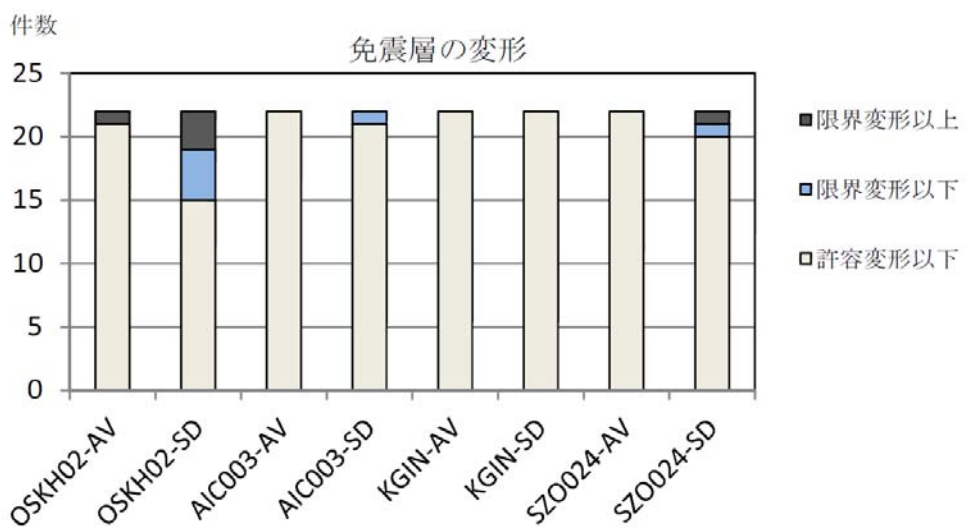
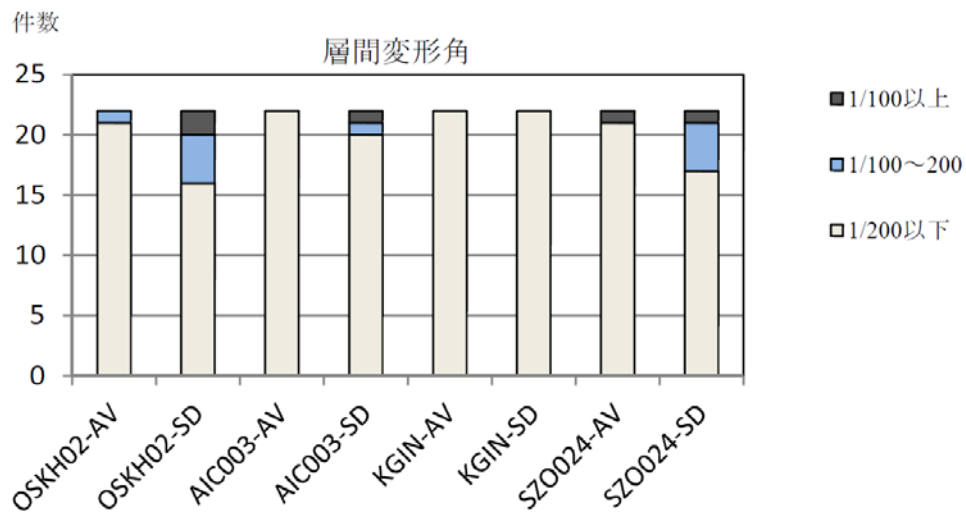
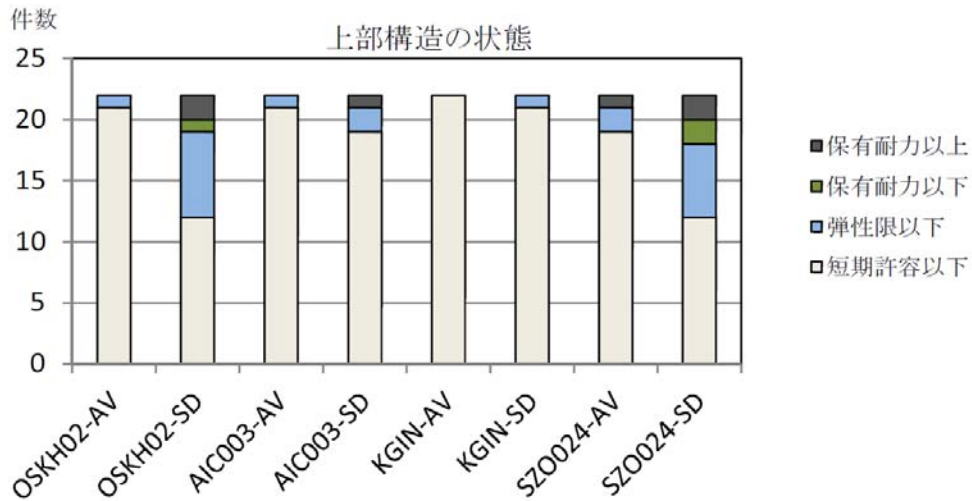


図 5.3-7 上部建物の状態と層間変形角および免震層の状態

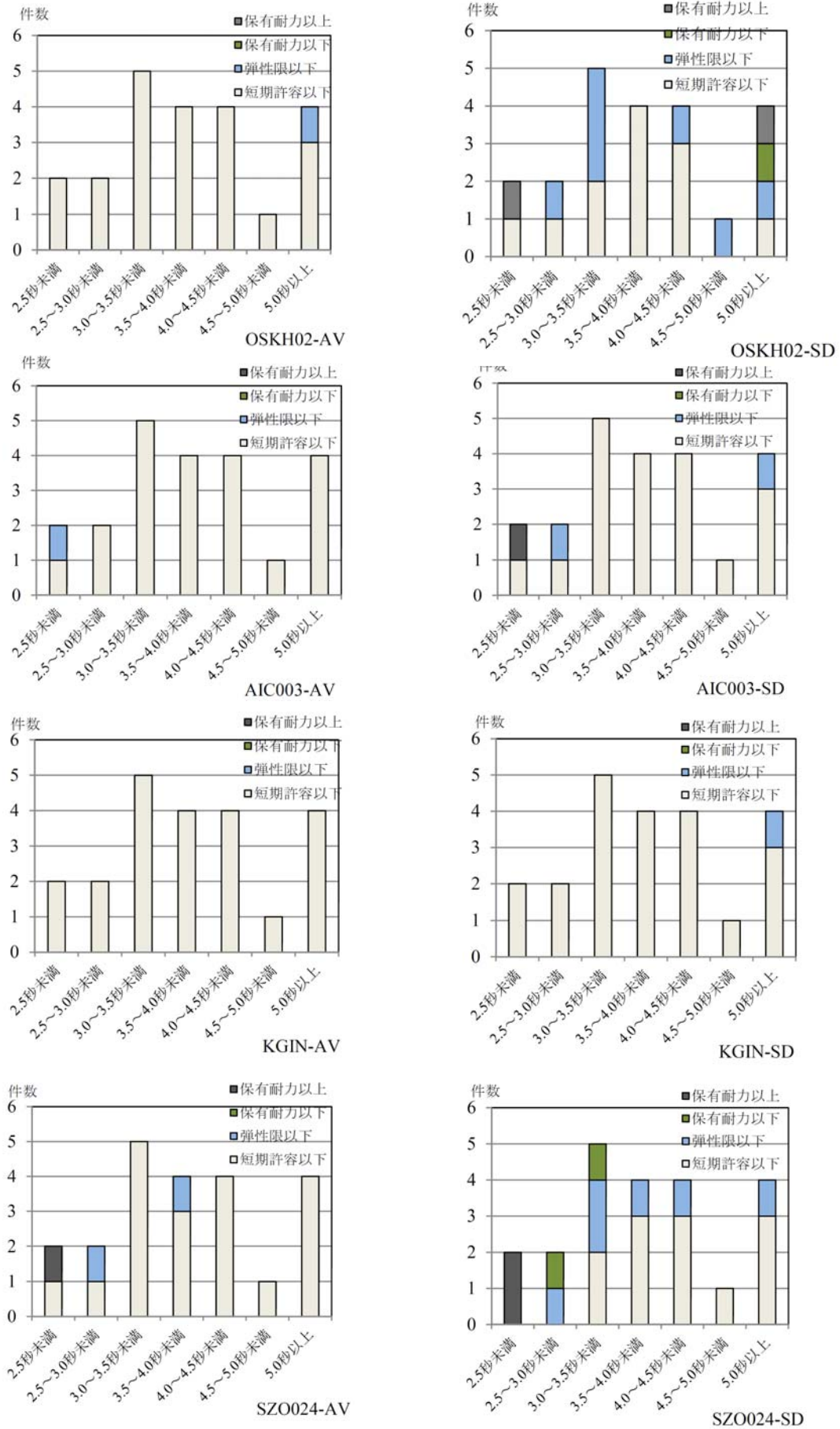


図 5.3-8 固有周期で分類した上部建物の状態

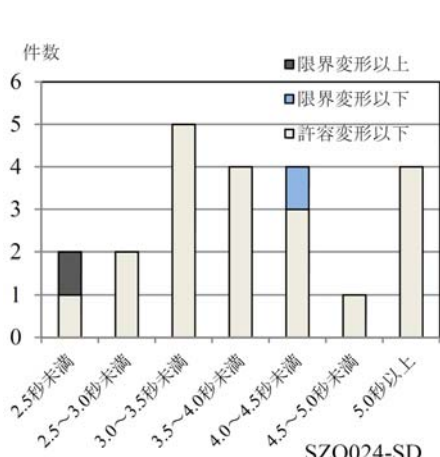
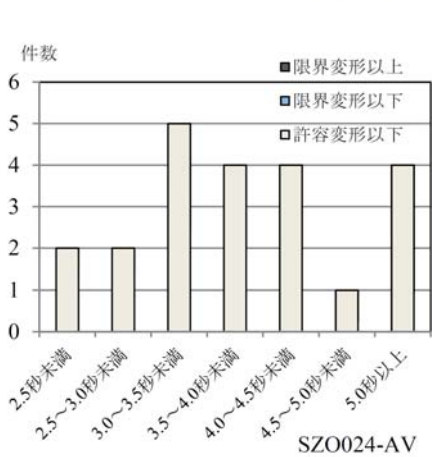
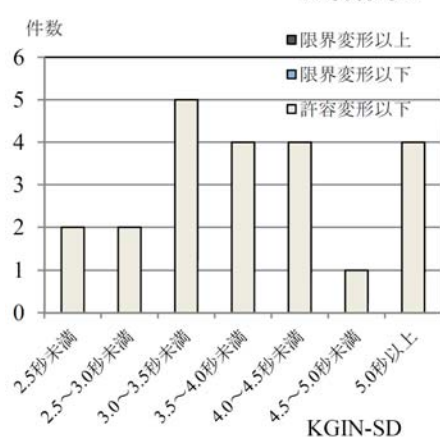
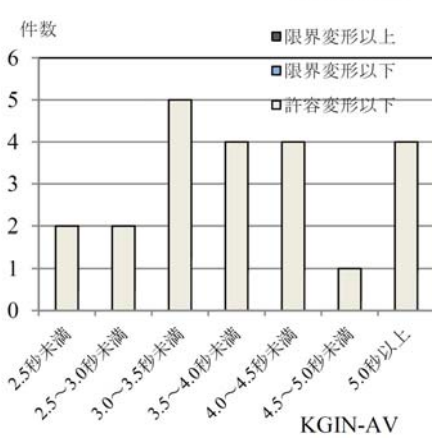
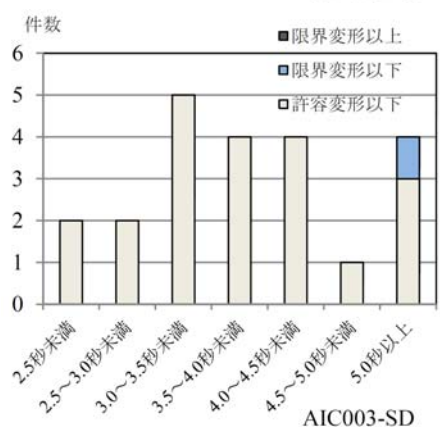
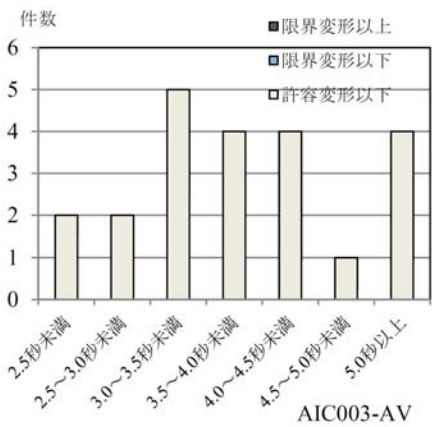
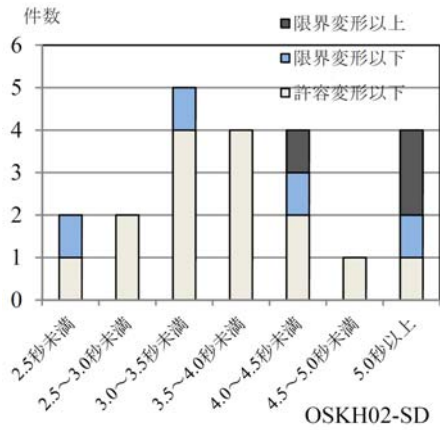
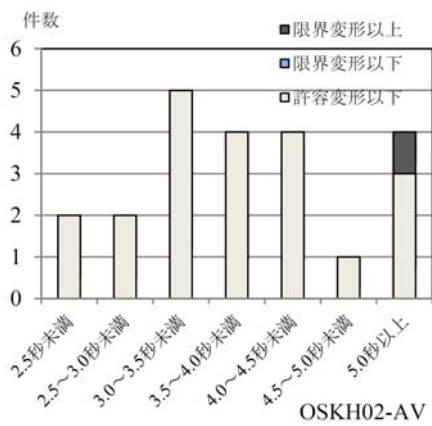


図 5.3-9 固有周期で分類した免震層の状態

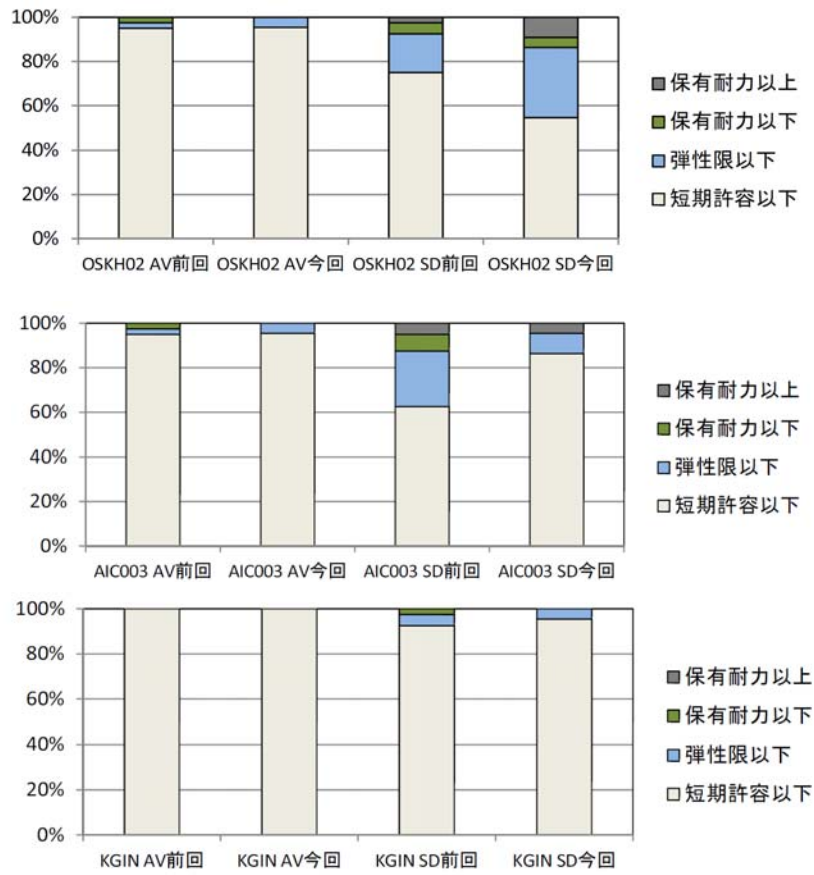


図 5.3-10 上部建物の状態の前回との比較

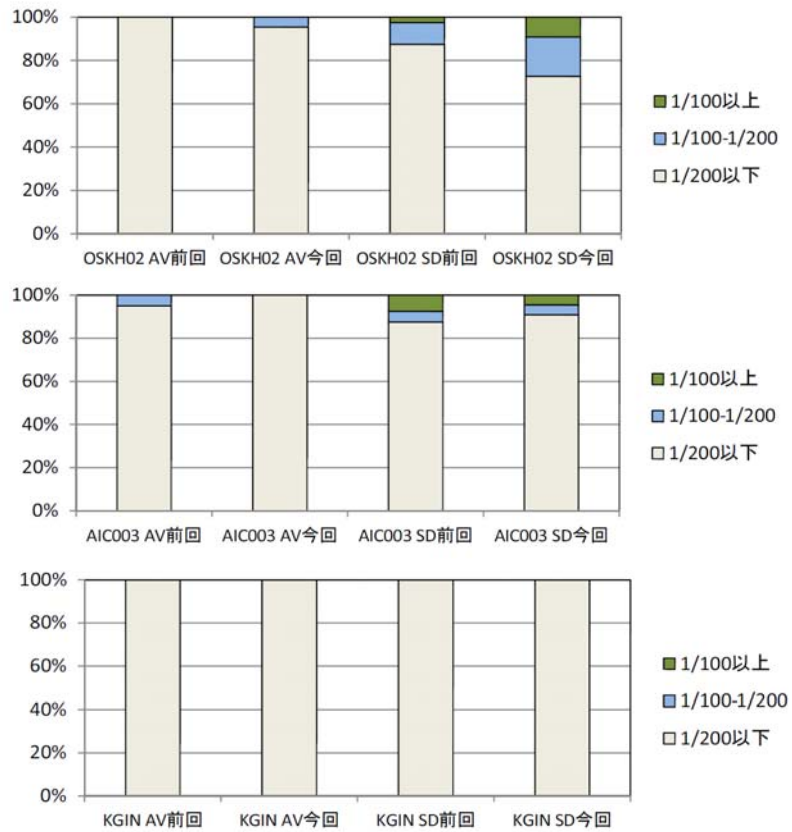


図 5.3-11 上部建物層間変形角の前回との比較

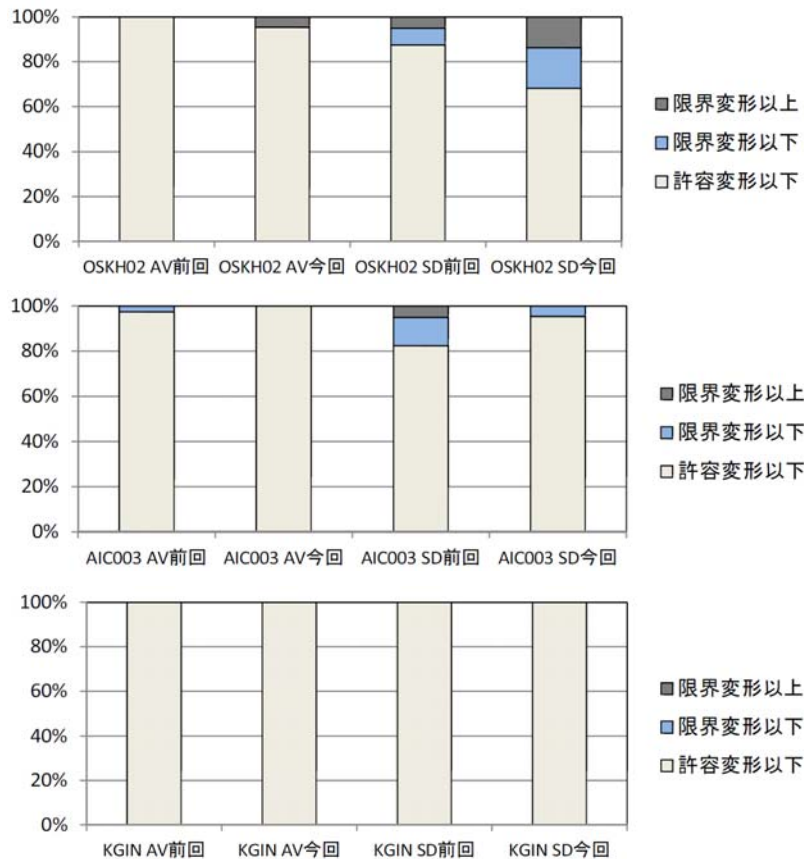


図 5.3-12 免震層の状態の前回との比較

5-3-2 応答解析結果に対する考察

(1) 入力エネルギーの速度換算値 V_e

入力エネルギーの速度換算値は概ねエネルギースペクトルの値と一致している。OSKH02 波は AV で 2~3m/s 程度、SD で 3~5 程度である。スペクトルでは 2 秒と 6.7 秒にピークがあるが、応答結果では 4 秒付近も大きくなっている。AIC003 波では AV で 1~2m/s 程度、SD で 2~3m/s 程度であり、2-5 秒の周期帯では概ね一定である。KGIN 波では AV で 0.5~1m/s 程度、SD で 1~2m/s 程度であり、5 秒以上で大きくなっているが、OSKH02 や AIC003 に比べるとやや小さい。SZO02 波では AV で 2m/s 程度、SD で 4m/s 程度であり OSKH02 と同様に非常に大きいが周期 4 秒以上ではやや小さくなっている。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 では前回よりも全体的に 1.2~1.5 倍程度大きくなっているが、建物によっては 2 倍程度になっているものもある。AIC003 ではほとんどが前回よりもやや小さくなっている。KGIN は 4 秒以下では前回よりも小ささが、4 秒以上では前回よりも大きくなっているものが多く、特に SD ではその傾向が強い。

(2) 上部建物の応答ベースシア係数

応答ベースシア係数は概ね減衰 20% の加速度応答スペクトルを重力加速度 g で除した値に近い。OSKH02 波は AV で 0.05~0.10 程度、SD で 0.10~0.15 程度であるが、スペクトルのピークである 2 秒付近では SD 波の応答値が 0.2~0.25 程度と非常に大きくなっている。また、5 秒

付近の応答も大きい。AIC003 波では AV で 0.05～0.10 程度、SD で 0.05～0.15 程度であり、2 秒付近では AV で 0.1～0.15 程度、SD で 0.15～0.25 程度と非常に大きくなっている。SD 波は 4 秒付近のスペクトルが落ち込んでおり、建物の解析結果もそのようになっている。KGIN 波では AV で 0.05 程度、SD で 0.05～0.08 程度と小さい。スペクトルのピークが 6～7 秒付近にあるが、建物の応答値ではさほど大きくなっていない。SZO02 波では AV では周期 4 秒以上では 0.05～0.08 程度だが周期が短くなるにつれ急激に大きくなり、0.10～0.25 となっている。SD も傾向的には同様に、周期 4 秒以上では 0.05～0.10 程度だが周期が短くなるにつれ急激に大きくなり、0.10～0.30 となっている。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 では AV では 3～4 秒付近で前回よりもやや大きくなっているがそれ以外では大きな差はない。SD は 5 秒付近を除いてほとんどの周期で 1.1～1.2 倍程度に大きくなっている。AIC003 ではほとんどが前回よりもやや小さくなっている。KGIN は 4 秒以下では前回よりも小さきが、4 秒以上では前回とほぼ同じで、SD の 5 秒付近は前回よりもかなり大きくなっている。これは SD のスペクトルのピークが前回よりもやや短周期側にシフトしたことによると考えられる。

(3) 免震層の応答変位

免震層の応答変位は概ね減衰 20%の変位応答スペクトルに近い。OSKH02 波は AV で 0.2～0.3m程度だが 5 秒以上では大きくなり 0.4～0.6m程度となっており、周期 5 秒付近では 0.8m程度の非常に大きいものもある。SD で 0.4～0.6m程度であるが、5 秒以上では大きくなり 0.6～0.8m程度となっており、周期 5 秒付近では 1.2m程度の非常に大きいものもある。AIC003 波では AV で 0.1～0.24m程度、SD で 0.2～0.4m程度でありあまり大きくない。KGIN 波では AV で 0.05～0.1m程度と小さく、SD で 0.1～0.2m程度がほとんどであるが、周期 5 秒以上では 0.4m程度とやや大きくなっている。SZO02 波では AV では 0.2m程度、SD は 0.4m程度であるが、3 秒付近ではやや大きく 0.5m程度となっている。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 では AV では 3～4 秒付近で前回よりもやや大きくなっているがそれ以外では大きな差はないが、周期 5 秒付近で非常に大きくなっているものがある。SD は 6 秒以上ではほとんど変わらないがそれ以外では 1.5～2 倍程度に大きくなっており、AV と同様に周期 5 秒付近で非常に大きくなっているものがある。AIC003 ではほとんどが前回よりも 0.5～0.7 倍程度小さくなっている。KGIN はほとんどが前回よりも小さきが、SD の 5 秒付近は前回の 4 倍程度とかなり大きくなっている。これは SD のスペクトルのピークが前回よりもやや短周期側にシフトしたことによると考えられる。

(4) 上部建物の状態

AV では、ほとんどが短期許容応力度以下であり、短期許容を超え弾性限耐力以下となっているものが OSKH02 で 1 棟、AIC003 で 1 棟、SZO024 で 2 棟ある。SZO024 では保有耐力以上となっているものも 1 棟ある。周期別にみると、OSKH02 では周期 5 秒以上の 1 棟が弾性限以下となっており、AIC003 では 2.5 秒未満の 1 棟が弾性限以下となっている。4 秒以下で弾性限以下のものが 2 棟あり、2.5 秒未満の 1 棟は保有耐力以上となっている。この 1 棟は第一期でもかなり初期の建物であり、耐力がやや小さいものと思われる。

SD では、OSKH02 は弾性限以下 7 棟、保有耐力以下 1 棟、保有耐力以上が 2 棟とやや損傷

が出ているものがある。周期別にみると 2.5 秒未満と 5 秒以上で保有耐力以上のものがあり、5 秒以上の建物で弾性限を超えて保有耐力以下のものがある。3.5～4 秒はすべて短期許容以下となっている。AIC003 は弾性限以下 2 棟で 1 棟は保有耐力以上となっている。周期別にみると 2.5 秒未満に保有耐力以上のものがあり、2.5～3.0 秒、5 秒以上の建物で弾性限を超えて保有耐力以下のものがある。KGIN では 1 棟が弾性限以下となっているが周期 5 秒以上の建物である。SZO024 では弾性限以下のものが 5 棟、保有耐力以下が 2 棟、保有耐力以上は 2 棟となっている。周期別にみると 2.5 秒未満の建物は 2 棟とも保有耐力以上となっており、保有耐力以下の 2 棟は 2.5～3.5 秒の建物である。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 の SD では前回よりも損傷の生じている建物が増えており、短期許容以下を超えているものの比率は、前回の 25%程度から 45%程度に上昇している。AIC003 は前回よりもかなり損傷が生じているものが少なくなっており、SD では短期許容以下を超えているものの比率は、前回の約 40%から約 15%に低下している。KGIN では前回も AV ではすべて短期許容以下で SD でも損傷は小さいが、今回は SD でも弾性限を超えるものはなかった。

(5) 上部建物の層間変形角

AV では、ほとんどが 1/200 以下であるが、OSKH02 で 1/100～1/200 のものが 1 棟、SZO024 で 1/100 以上のものが 1 棟ある。SD では OSKH02 で 1/100～1/200 のものが 4 棟、1/100 以上のものが 2 棟ある。AIC003 では 1/100～1/200 のものが 1 棟、1/100 以上ものが 1 棟ある。KGIN ではすべて 1/200 以下となっている。SZO024 では 1/100～1/200 のものが 4 棟、1/100 以上ものが 1 棟ある。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 の AV は前回すべて 1/200 以下であったが、今回は 1/100～1/200 があり、SD では 1/100～1/200 の建物も 1/100 以上の建物も比率が倍になっている。AIC003 は前回よりも小さくなっており、AV では前回あった 1/100～1/200 が 1/200 以下となり、1/100 以上のものが前回の比率の半分になっている。KIGN に関しては前回も今回もすべて 1/200 以下となっている。

(6) 免震層の状態

AV では、OSKH02 で 1 棟が限界変形を超えている以外はすべて許容変形以下となっている。限界変形を超えているものは周期 5 秒以上のものである。SD では OSKH02 で許容変形を超えて限界変形以下のものが 4 棟、限界変形を超えるものは 3 棟ある。限界変形を超えているものは 4.0～4.5 秒の建物で 1 棟、5.0 秒以上の建物で 2 棟となっている。AIC003 は周期 5 秒以上で 1 棟が限界変形以下となっている以外は、すべて許容変形以下であり、KGIN はすべて許容変形以下である。SZO024 は周期 2.5 秒未満で 1 棟が限界変形を超えており、4.0～4.5 秒で 1 棟が限界変形以下となっている。

前回の検討波と比較してみると、OSKH02 の AV は前回すべて許容変形以下であったが、今回は限界変形以上があり、SD では限界変形以下も限界変形以上も 3 倍程度増えている。AIC003 は前回よりも小さくなっており、AV では前回あった限界変形以下がなくなり、SD では限界変形以上がなくなり、限界変形以下というのも前回の 1/3 程度に下がっている。KIGN に関しては前回も今回もすべて許容変形以下となっている。

5-3-3 免震部材のエネルギー吸収に対する検討

長周期地震動は非常に継続時間が長く、免震部材で吸収するエネルギーは非常に大きくなる。これまでの、知見では免震部材に長時間の繰返し変形が作用すると温度上昇を生じ、剛性や減衰性能が変動することが明らかになっている。また、履歴系のダンパーでは金属疲労によるクラックや破壊が生じる可能性もある。ここでは、モデル建物の免震部材が吸収したエネルギーを把握し、免震部材の状態に関して考察する。

(1) モデル建物の免震部材の吸収エネルギー量

検討にあたっては、建物モデル 22 棟の中から、すべての種類の免震部材を網羅できるように 10 棟を選択し、検討を行った。

これらの建物について、免震層の最大変位、最大速度、総変位距離、総吸収エネルギーを求めたほか、各免震部材ごとに吸収エネルギーや累積塑性変形などのエネルギー吸収に係わると思われる値を求めた。エネルギー吸収に係わる指標として、鉛プラグ入り積層ゴムでは、吸収エネルギー E を鉛プラグの体積 V_p で除した E/V_p とした。高減衰積層ゴムは E をゴム体積 V_r で除した E/V_r とした。また、すべり支承では総滑動距離、鋼材ダンパーや鉛ダンパーでは 1 台あたりの吸収エネルギー E の他に、累積塑性変形を求めた。オイルダンパーに関しては吸収エネルギー E とダンパーの鉄部の重量を示した。免震層の総変位距離に関しては、解析終了時（地震動継続時間 720 秒）のものと、免震層の吸収エネルギーが最終値の 95% になる時点のものを示した。これは、主要動の後の小さい揺れが継続する際に、履歴系のダンパーは弾性範囲となり減衰がなくなるために、弾性変形が長時間継続することにより総変位距離が大きくなってしまい、解析終了時の総変位距離は値としてあまり意味をなさないと思われることによる。

表 5.3-2 (1) ~ (2) にエネルギー吸収量を一覧表にまとめたものを示す。表 5.3-3 には吸収エネルギーの 95% 時における免震層の総変位距離を、図 5.3-13 は免震層の総変位距離と固有周期の関係を示す。図 5.3-14 ~ 5.3-19 に各免震部材ごとの単位体積あたりや 1 台あたりの吸収エネルギーを示す。また、図 5.3-20 ~ 5.3-25 にその前回解析との比較を示す。なお、前回は KGIN 及び SZ0024 の検討は行っていない。

表 5.3-2 (1) エネルギー検討結果の一覧

記号	分類	軒高 (m)	免震 システム	固有周期(s)		α	地震動	免震層の総 吸収E (kNm)	Vc(m/s)	最大変位 (m)	総変位距離 (m)	LRB E/Vp (N/mm ²)	HDR E/Vr (N/mm ²)	滑り支承 総すべり 距離(m)	鋼材D E/台 (kNm)	鉛D E/台 (kNm)	オールド E/台 (kNm)	
				基礎 固定	200% ひずみ													
A-3	中高層 第3世代	34.6	HDR+NR	0.73	3.25	0.028	OSKH02-av	9.38.E+04	1.96	0.26	16.8(12.4)		8.9					
							OSKH02-sd	2.82.E+05	3.39	0.48	37.2(26.2)		26.7					
							AIC003-av	6.89.E+04	1.70	0.18	16.7(10.4)		6.5					
							AIC003-sd	1.58.E+05	2.56	0.32	27.1(18.3)		14.9					
							KGIN-av	7.20.E+03	0.55	0.03	4.7(3.6)		0.7					
							KGIN-sd	2.91.E+04	1.10	0.13	9.9(7.8)		2.8					
B-3	低層 第3世代	13.0	NR+SL +オールド D	0.22	3.36	0.017	SZ0024-av	1.14.E+05	2.18	0.26	21.1(13.3)		10.8					
							SZ0024-sd	2.18.E+05	3.03	0.38	33.3(21.2)		20.6					
							OSKH02-av	3.54.E+03	1.91	0.19	7.5 (7.2)		7.5				695	
							OSKH02-sd	9.65.E+03	3.15	0.31	17.0(16.0)		17.0				2,381	
							AIC003-av	2.99.E+03	1.76	0.12	5.9(5.8)		5.9				638	
							AIC003-sd	7.09.E+03	2.71	0.22	12.5(11.9)		12.5				1,746	
C-4	超高層 第3世代	88.5	HDR+NR	0.73	3.25	0.028	KGIN-av	2.79.E+02	0.54	0.03	0.6(0.6)			0.6				
							KGIN-sd	1.25.E+03	1.14	0.07	3.1(3.0)		3.1				182	
							SZ0024-av	5.18.E+03	2.32	0.18	8.6(8.3)		8.6				1,351	
							SZ0024-sd	1.33.E+04	3.71	0.33	17.8(16.7)		17.8				4,073	
							OSKH02-av	5.01.E+04	1.96	0.22	11(8.5)		90.10					
							OSKH02-sd	1.42.E+05	3.39	0.38	22.6(18.5)		255.90					
D-2	中高層 第3世代	29.9	LRB+NR	0.36	3.45	0.032	AIC003-av	2.24.E+04	1.70	0.16	9.0(5.9)		40.30					
							AIC003-sd	5.49.E+04	2.56	0.25	15.9(11.5)		98.60					
							KGIN-av	3.85.E+03	0.55	0.05	4.4(3.2)		6.91					
							KGIN-sd	1.74.E+04	1.10	0.08	8.4(6.3)		31.21					
							SZ0024-av	2.36.E+04	2.18	0.15	10.6(6.8)		42.48					
							SZ0024-sd	6.01.E+04	3.03	0.15	19.8(12.5)		107.99					
E-2	中高層 第2世代	26.1	NR+鋼棒 D +鉛D	0.68	2.56	0.068	OSKH02-av	5.65.E+04	2.37	0.24	16.5(9.1)		164.0					
							OSKH02-sd	1.63.E+05	3.99	0.45	28.3(19.0)		471.8					
							AIC003-av	4.89.E+04	2.25	0.15	21.2(8.9)		141.9					
							AIC003-sd	9.83.E+04	3.19	0.30	26.1(15.0)		285.4					
							KGIN-av	2.85.E+03	0.57	0.03	4.4(2.1)		8.3					
							KGIN-sd	1.15.E+04	1.11	0.07	9.07(4.8)		33.5					
E-2	中高層 第2世代	26.1	NR+鋼棒 D +鉛D	0.68	2.56	0.068	SZ0024-av	7.73.E+04	2.83	0.23	25.2(11.5)		224.4					
							SZ0024-sd	1.52.E+05	4.00	0.38	36.0(21.7)		441.7					
							OSKH02-av	4.64.E+03	1.85	0.11	10.9(7.5)		299				406	
							OSKH02-sd	1.32.E+04	3.06	0.26	17.4(13.1)		1,136				913	
							AIC003-av	4.59.E+03	1.91	0.10	11.3(7.3)		292				406	
							AIC003-sd	9.85.E+03	2.84	0.20	17.8(12.5)		758				758	
E-2	中高層 第2世代	26.1	NR+鋼棒 D +鉛D	0.68	2.56	0.068	KGIN-av	3.19.E+02	0.38	0.02	4.1(2.7)							
							KGIN-sd	1.07.E+03	0.89	0.03	6.7(4.6)		6				147	
							SZ0024-av	7.14.E+03	2.43	0.17	13.5(8.6)		556				543	
							SZ0024-sd	2.04.E+04	3.39	0.30	26.7(18.5)		1,873				1,308	

表 5.3-2 (2) エネルギー検討結果の一覧

記号	分類	軒高 (m)	免震 システム	固有周期(s)		α	地震動	免震層の総 吸収E (kNm)	Vc(m/s)	最大変位 (m)	総変位距離 (m)	LRB E/Vp (N/mm ²)	HDR E/Vr (N/mm ²)	滑り支承 総すべり 距離(m)	鋼材D E/台 (kNm)	鉛D E/台 (kNm)	オイルD E/台 (kNm)	
				基礎 固定	200% ひずみ													
F-3	中高層 第3世代	31.1	NR+SL	1.81	4.30	0.040	OSKH02-av	2.04.E+04	2.07	0.25	25.5			5.0				
							OSKH02-sd	4.90.E+04	3.31	0.40	31.6			12.1				
							AIC003-av	1.15.E+04	1.69	0.13	27.3			2.8				
							AIC003-sd	2.69.E+04	2.51	0.25	27.3			6.6				
							KGIN-av	1.94.E+03	0.76	0.08	9.4			0.5				
							KGIN-sd	6.81.E+03	1.31	0.11	16.0			1.7				
							SZ0024-av	2.18.E+04	2.20	0.24	28.3			5.4				
							SZ0024-sd	4.31.E+04	3.19	0.28	27.6			10.6				
							OSKH02-av	5.91.E+04	1.97	0.18	16.1(12.3)						1.846	
							OSKH02-sd	1.66.E+05	3.31	0.28	28.2(21.7)						5.201	
G-4	中高層 第3世代	24.2	NR +オイル D	1.04	3.57	0.094	AIC003-av	4.82.E+04	1.78	0.15	14.0(10.1)							
							AIC003-sd	1.16.E+05	2.78	0.22	23.3(17.0)						3.638	
							KGIN-av	1.20.E+04	0.89	0.08	9.0(7.5)						375	
							KGIN-sd	3.17.E+04	1.44	0.11	15.3(13.0)						991	
							SZ0024-av	7.67.E+04	2.26	0.17	15.8(10.9)						2.396	
							SZ0024-sd	2.15.E+05	3.79	0.30	27.8(17.7)						6.708	
							OSKH02-av	2.54.E+04	1.99	0.21	11.6(8.2)						1.179	
							OSKH02-sd	6.99.E+04	3.23	0.34	22.6(17.5)						4.188	
							AIC003-av	1.52.E+04	1.62	0.10	9.4(6.1)						675	
							AIC003-sd	3.74.E+04	2.48	0.24	16.7(11.9)						1.996	
H-4	超高層 第3世代	60.4	NR+鉛D +鋼D	1.82	4.02	0.035	KGIN-av	1.58.E+03	0.58	0.03	3.6(2.3)							
							KGIN-sd	5.86.E+03	1.04	0.07	6.7(4.8)						28	
							SZ0024-av	2.77.E+04	2.20	0.28	14.6(9.1)						163	
							SZ0024-sd	6.12.E+04	3.19	0.21	24.3(16.7)						1,338	
							OSKH02-av	1.89.E+04	2.10	0.24	40.5(14.6)						3,463	
							OSKH02-sd	4.59.E+04	3.26	0.35	48.0(23.5)						2,975	
							AIC003-av	1.57.E+04	1.91	0.23	43.6(12.6)							
							AIC003-sd	3.45.E+04	2.93	0.31	50.9(21.8)							
							KGIN-av	1.03.E+03	0.50	0.02	9.4(4.6)							
							KGIN-sd	3.95.E+03	0.96	0.08	17.9(7.4)							
I-1	中低層 第2世代	31.3	HDR	0.50	3.04	0.030	SZ0024-av	2.91.E+04	2.60	0.27	55.3(21.1)							
							SZ0024-sd	6.03.E+04	3.86	0.50	26.8(25.6)							
							OSKH02-av	2.24.E+05	2.05	0.29	18.5(13.5)						1,512	
							OSKH02-sd	6.01.E+05	3.36	0.58	35.8(28.4)						4,365	
							AIC003-av	1.38.E+05	1.61	0.15	14.7(9.9)						843	
							AIC003-sd	2.99.E+05	2.37	0.29	24.7(17.4)						1,959	
							KGIN-av	2.18.E+04	0.64	0.06	6.9(5.0)						82	
							KGIN-sd	8.04.E+04	1.23	0.10	12.3(9.4)						463	
							SZ0024-av	2.03.E+05	1.95	0.27	19.7(13.0)						1,238	
							SZ0024-sd	4.04.E+05	2.76	0.38	31.6(22.1)						2,616	
J-1	中高層 第2世代	44.3	NR+CLB +オイルD +鋼D	1.10	4.27	0.020												

表 5. 3-3 吸収エネルギーの 95%時における免震層の総変位距離 (m)

棟	周期	OSKH02-av	OSKH02-sd	AIC003-av	AIC003-sd	KGIN-av	KGIN-sd	SZ0024-av	SZ0024-sd
A-3	3.25	12.4	26.2	10.4	18.3	3.6	7.8	13.3	21.2
B-3	3.36	7.2	16.0	5.8	11.9	0.6	3.0	8.3	16.7
C-4	3.25	8.5	18.5	5.9	11.5	3.2	6.3	6.8	12.5
D-2	3.45	9.1	18.9	8.9	15.0	2.1	4.8	11.5	21.7
E-2	2.56	7.5	13.1	7.3	12.5	2.7	4.6	8.6	18.5
F-3	4.30								
G-4	3.57	12.3	21.7	10.1	17.0	7.5	13.0	10.9	17.7
H-4	4.02	8.2	17.5	6.1	11.9	2.3	4.8	9.1	16.7
I-1	3.04	14.6	23.5	12.6	21.8	4.6	7.4	21.1	25.6
J-1	4.27	13.5	28.4	9.9	17.4	5.0	9.4	13.0	22.1
平均		10.4	20.4	8.6	15.3	3.5	6.8	11.4	19.2

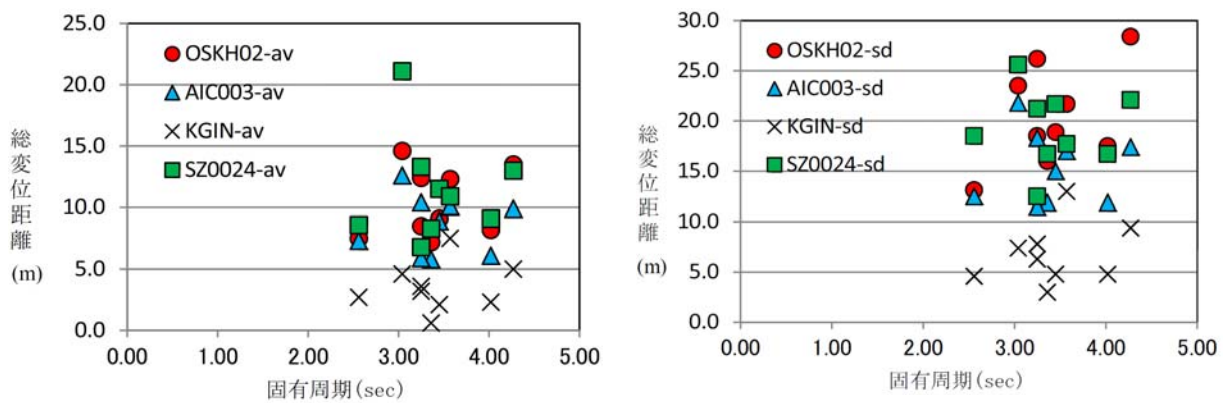


図 5. 3-13 吸収エネルギーの 95%時における免震層の総変位距離 (m) と固有周期

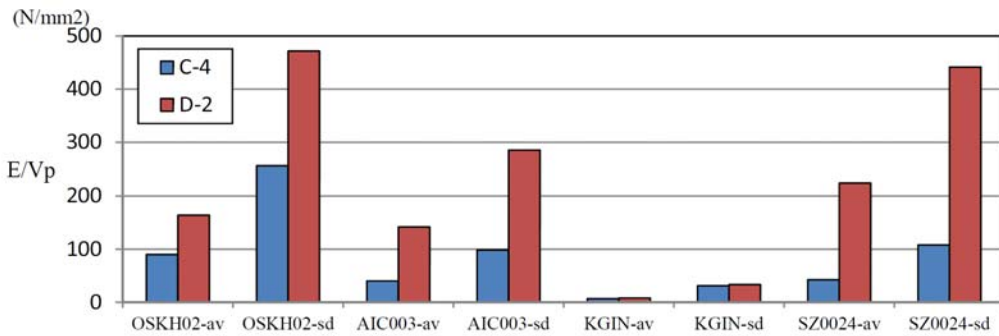


図 5. 3-14 LRB の鉛単位体積あたりの吸収エネルギー

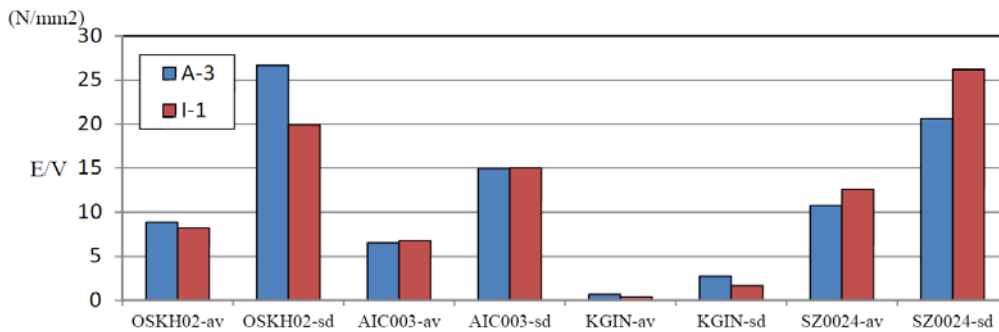


図 5. 3-15 高減衰積層ゴムのゴム単位体積あたりの吸収エネルギー

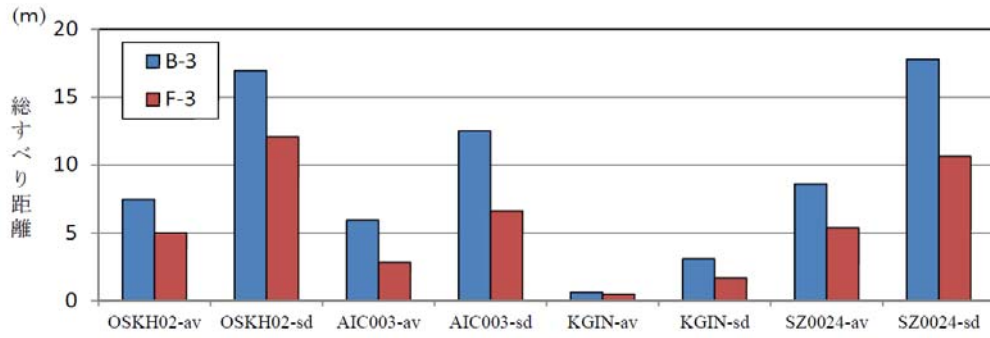


図 5.3-16 弾性すべり支承の総すべり距離

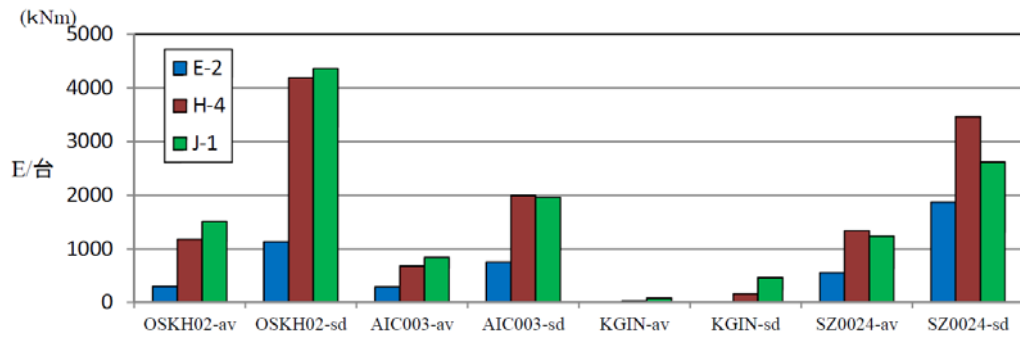


図 5.3-17 鋼材ダンパーの1台あたりの吸収エネルギー

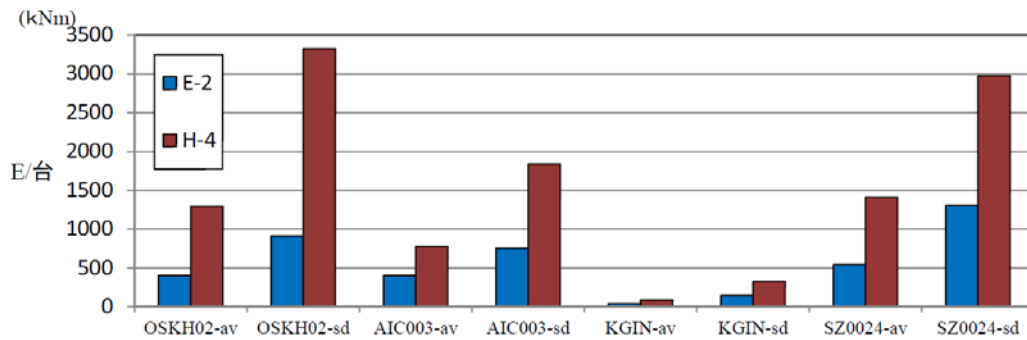


図 5.3-18 鉛ダンパーの1台あたりの吸収エネルギー

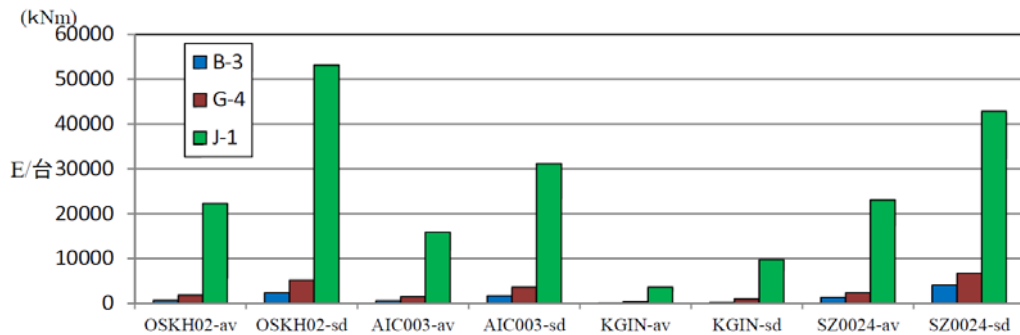


図 5.3-19 オイルダンパーの1台あたりの吸収エネルギー

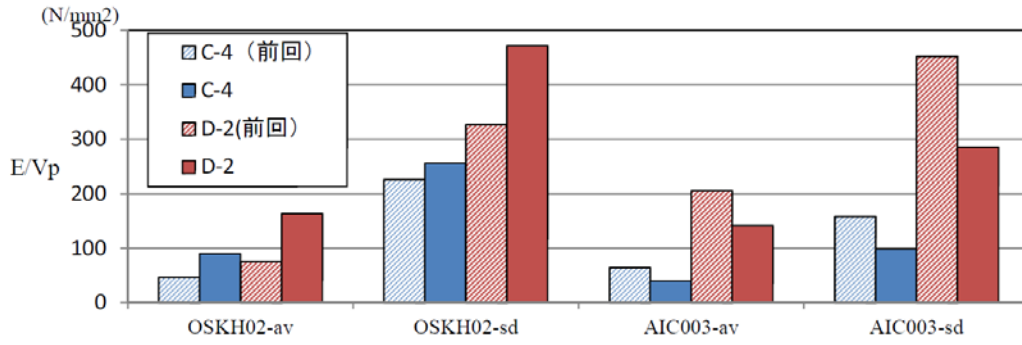


図 5.3-20 LRB の鉛単位体積あたりの吸収エネルギーの前回との比較

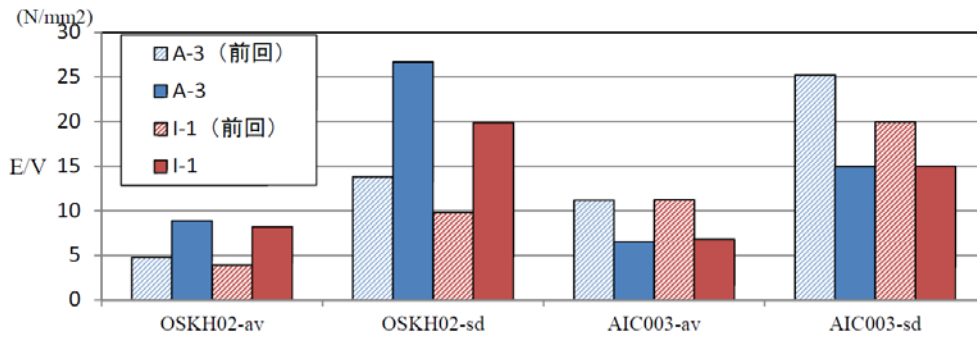


図 5.3-21 高減衰積層ゴムのゴム単位体積あたりの吸収エネルギーの前回との比較

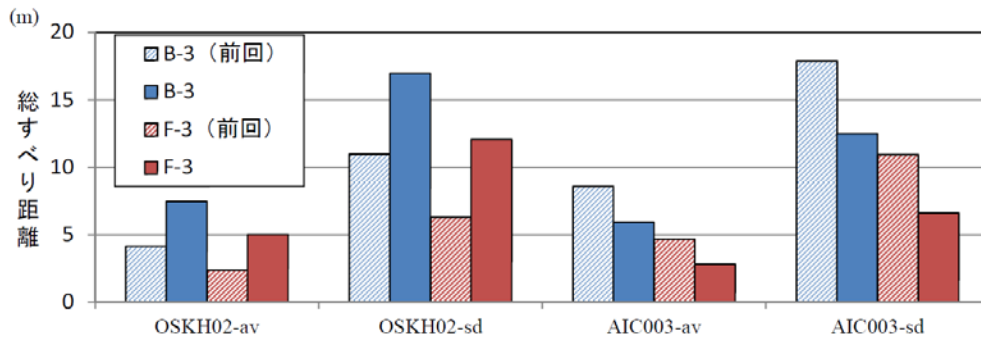


図 5.3-22 弾性すべり支承の総すべり距離の前回との比較

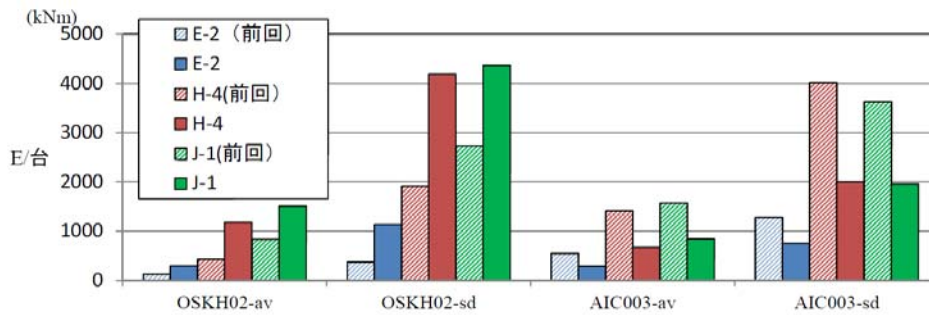


図 5.3-23 鋼材ダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーの前回との比較

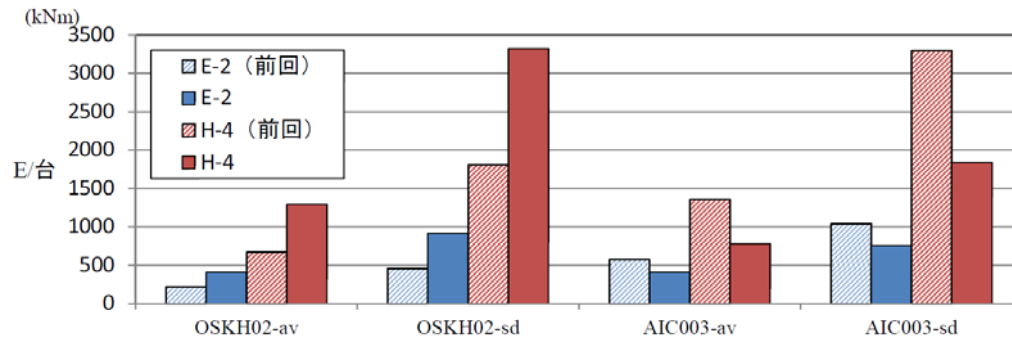


図 5.3-24 鉛ダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーの前回との比較

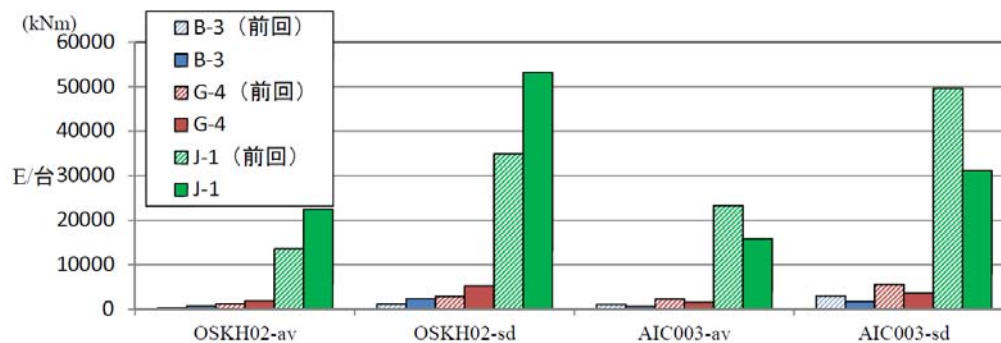


図 5.3-25 オイルダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーの前回との比較

免震層の総変位距離は同じ固有周期でもややばらつきが大きい。解析した建物の平均値は AV では、KGIN を除き概ね 10m 程度である。SD は KGIN を除き概ね 20m 程度であるが AIC003 は 15m 程度とやや小さい。KGIN は SD でも約 7m とかなり小さい。

LRB の鉛単位体積あたりの吸収エネルギーは AV で最大 98.6N/mm^2 、SD で最大 255.9N/mm^2 となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV で 2 倍程度、SD で 1.5 倍程度に大きくなっている。

高減衰積層ゴムのゴム単位体積あたりの吸収エネルギーは AV で最大 12.6N/mm^2 、SD で最大 26.7N/mm^2 となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV、SD とともに 2 倍程度に大きくなっている。

弾性すべり支承の総すべり距離は AV で最大 8.6m、SD で最大 17.8m となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV、SD とともに 1.5~2 倍程度に大きくなっている。

鋼材ダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーは AV で最大 1,512kNm、SD で最大 4,365kNm となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV、SD とともに 2 倍程度に大きくなっている。

鉛ダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーは AV で最大 1,411kNm、SD で最大 3,325kNm となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV、SD とともに 2 倍程度に大きくなっている。

オイルダンパーの 1 台あたりの吸収エネルギーは AV で最大 23,129kNm、SD で最大 53,175kNm となっている。前回の解析と比較すると OSKH02 の AV、SD とともに 1.5 倍程度に大きくなっている。

(2) 免震部材の吸収エネルギー量に対する考察

1) 鉛プラグ入り積層ゴム

既往の実験によると鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)は長周期地震動により、破損等の損傷が生じることはないと考えられるが繰り返し加力による温度上昇に伴い、降伏荷重が低下する。これまでの研究によると、降伏荷重の低下率 ${}_{LRB}k_{\min}$ は LRB が吸収するエネルギー ${}_{LRB}W_p$ を鉛プラグの体積 V_p で除した ${}_{LRB}W_p/V_p$ の関数として式 5.3-1 で評価できるとされている^{5.1)}。

$${}_{LRB}k_{\min} = -0.06 + 1.25 \times \exp\left(-\frac{{}_{LRB}W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right) \quad (5.3-1)$$

図 5.3-26 に実験結果と式 5.3-1 の比較を示す。なお、図中の(1)式は式 5.3-1 を意味する。

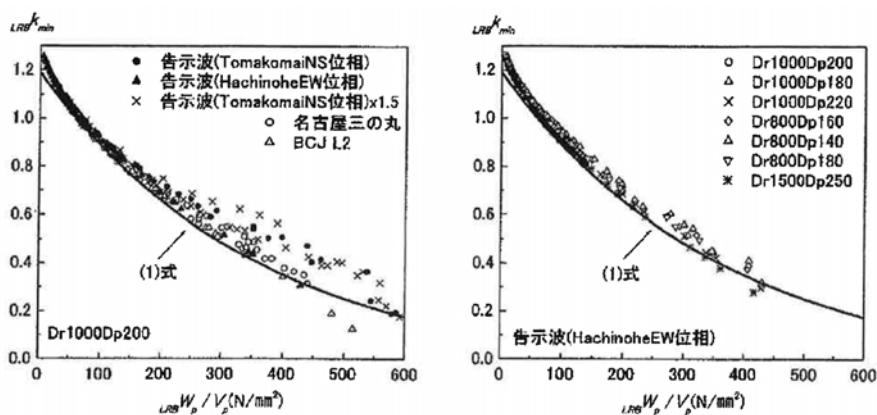


図 5.3-26 ${}_{LRB}k_{\min}$ と ${}_{LRB}W_p$ の関係

今回の解析において、鉛単位体積当たりの吸収エネルギーは AV で最大 98.6N/mm^2 、SD で最大 255.9N/mm^2 となっており、式 5.3-1 によると、降伏荷重の低下率 ${}_{LRB}k_{\min}$ は AV で 0.89、SD で 0.55 となっている。このことから、SD では降伏荷重の低下を考慮すると変位はかなり大きくなると思われる。

2) 高減衰積層ゴム

既往の実験によると高減衰積層ゴムも LRB と同様に長周期地震動により、破損等の損傷が生じることはないと考えられるが繰り返し加力による温度上昇に伴い、等価剛性が低下する。これまでの研究によると、等価剛性の低下率 $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ は高減衰積層ゴムが吸収するエネルギー E を高減衰積層ゴムの体積 V_r で除した E/V_r の関数として式 5.3-2 で評価できるとされている^{5.2)}。

$$\frac{K_{eq}}{{}_0K_{eq}} = -2.56 + 0.18 \times \exp\left(-\frac{E}{2V_r}\right) + 3.36 \exp\left(-\frac{E}{3000V_r}\right) \quad (5.3-2)$$

図 5.3-27 に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ と E/V_r の関係を示す。 E/V_r が 5N/mm^2 程度までに急激に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ は低下するが、 5N/mm^2 以上では大きな変化はなく、概ね 0.8 程度である。

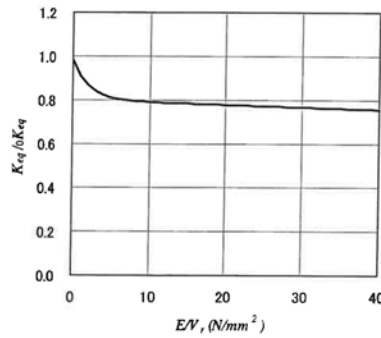


図 5.3-27 $K_{eq}/_0K_{eq}$ と E/V_r の関係

今回の解析において、ゴム単位体積当たりの吸収エネルギーは AV で最大 12.6N/mm^2 、 SD で最大 26.7N/mm^2 となっており、式 5.3-2 によると等価剛性の低下率 $LRBk_{min}$ は AV で 0.79 、 SD で 0.77 となっている。このことから、 SD では等価剛性の低下を考慮すると変位はもう少し大きくなると思われる。

3) 弾性すべり支承

弾性すべり支承には、高摩擦タイプ（摩擦係数 $\mu=0.13$ 程度）、中摩擦タイプ（ $\mu=0.075$ 程度）、低摩擦タイプ（ $\mu=0.015$ 程度）の 3 タイプある。これまでに、それぞれのタイプの弾性すべり支承の繰り返し実験が行われているが、いずれも繰り返しによりすべり材の温度が上昇し、それともない摩擦係数が変動している。本検討では、モデル B-3 は低摩擦、モデル F-3 は中摩擦を使用している。

図 5.3-28 に低摩擦タイプの累積すべり変位と摩擦係数の関係を示す^{5.3)}。繰り返しにより摩擦係数は低下するが、40 サイクル（累積すべり変位 24m ）程度からは安定している。低下した摩擦係数は設計値の約 70% 程度である。図 5.3-29 に中摩擦タイプの累積すべり変位と摩擦係数の関係を示す。累積変位が 10m 程度まで、急激に摩擦係数が低下し約 70% 程度となるが、 10m を越えると低下は著しく減少する。また、時間をおいて再度加振すると特性はほぼ、元に戻っている。

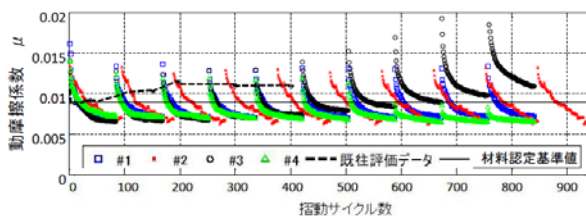


図 5.3-28 累積すべり変位と摩擦係数
(低摩擦)

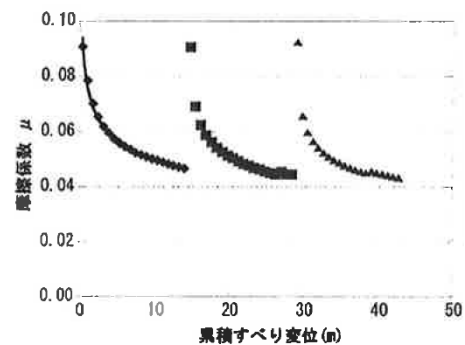


図 5.3-29 累積すべり変位と摩擦係数
(中摩擦)

今回の解析において、累積すべり距離は低摩擦タイプの B-3 モデルで AV で最大 8.6m 、 SD で最大 17.8m となっている。図 5.3-27 より摩擦係数の低下はややあるが、低摩擦タイプは摩擦

係数が非常に小さく、すべり支承が建物の減衰性能に占める割合は非常に小さいため応答には大きな影響はないものと思われる。中摩擦タイプの F-3 モデルでは AV で最大 5.4m、SD で最大 12.1m となっており、図 5.3-29 より SD では摩擦係数は 70% 程度まで小さくなっており、これを考慮すると応答変位はやや大きくなると思われる。

4) 鋼材ダンパー

鋼材ダンパーは鋼材の塑性変形によりエネルギーを吸収するものであり、長時間の繰り返し载荷をうけると疲労破壊する。疲労特性については、定振幅繰り返し载荷試験をもとに疲労曲線が求められており、ダンパーの時刻歴応答変位をもとにマイナー則により疲労予測を行うことが出来る。ここでは、近年よく用いられている U 型ダンパーについて疲労曲線を示す。

U 型ダンパーには 5 種類サイズがあるが、ここでは真ん中のシリーズである NSUD50 シリーズの疲労曲線を示す。図 5.3-30 に小～大振幅の疲労特性を示す。図中の (4) 式を式 5.3-3 に示す^{5.4)}。

$$\gamma_t = 35 \times N_f^{0.15} + 3620 \times N_f^{0.80} \quad (5.3-3)$$

N_f : 破断までの繰り返し回数 γ_t : 全振幅 / ダンパーロッド高さ

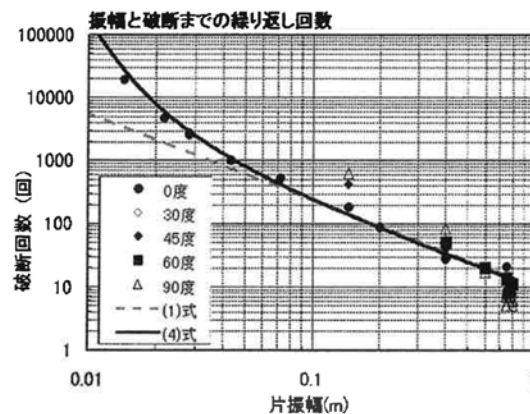


図 5.3-30 U 型ダンパーの疲労特性

前回の検討時に、式 5.3-3 を用いてマイナー則による検討を行った。その結果は 1 台あたりの吸収エネルギーが最大であった J-1 モデルで疲労損傷度 D 値 = 0.40 であった。今回の検討では吸収エネルギーが 1.6 倍になっており、単純にその倍率で D 値を割り増すと D = 0.64 となり 1.0 以下となる。

5) 鉛ダンパー

鉛ダンパーは鉛の塑性変形によりエネルギーを吸収するものであり、長時間の繰り返し载荷をうけると破断する。破断と繰り返し回数の関係については、定振幅繰り返し载荷試験をもとに式が求められており、ダンパーの時刻歴応答変位をもとにマイナー則により疲労予測を行うことが出来る。

図 5.3-31 に鉛ダンパーの振幅と破断時繰り返し回数の関係を示す。鉛ダンパーには U180 タイプと U2426 タイプがあるが、ダンパー種類にかかわらず破断時繰り返し回数は以下の式で表現できる。

$$Nd=8.84 \times 10^5 \times \delta^{-1.74} = 8.84 \times 10^5 \times (\Delta/2)^{-1.74} \quad (5.3-4)$$

Nd : 破断までの繰返し回数 δ : 片振幅(mm) Δ : 全振幅(mm)

近年の研究では、鉛ダンパーは破断の前に亀裂が発生することが明らかになった。図 5.3-31 には亀裂の発生する繰返し回数の回帰式も示している^{5.5)}。

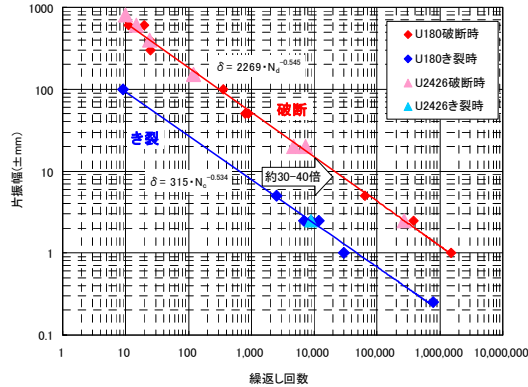


図 5.3-31 鉛ダンパーの振幅と破断時繰返し回数の関係

前回の検討時に、式 5.3-4 を用いてマイナー則による検討を行った。その結果は 1 台あたりの吸収エネルギーが最大であった H-4 モデルの AIC003-SD (E=3, 297kNm) で疲労損傷度 D 値 = 0.18 であった。今回の検討では吸収エネルギーの最大は H-4 モデルの OSKH02-SD (E=3, 325kNm) であり、吸収エネルギーは前回の 1.01 倍程度であり、単純に考えると、今回の疲労損傷度 D 値も限界値 1.0 に対し余裕があると考えられる。しかしながら、図 5.3.31 に示したように、破断回数の 1/30~1/40 程度の回数で亀裂が生じることが近年明らかになっており、今回の検討結果では亀裂は生じていると考えられる。

6) オイルダンパー

オイルダンパーは、温度上昇や繰返し回数によって、エネルギー吸収性能は変化しないことは知られている。しかし、単位時間当たりの入力熱量がオイルダンパーの熱容量を超え、外壁温度が上昇していくと作動油の滲み出しが生じるという知見がある。

設計限界温度は、タンク室の油量は余裕があるので直ちに減衰低下は生じないので、現状は余裕を見て外壁温度 80℃を許容値としている。また、パッキンについては熱劣化試験を行い温度と寿命の関係データから安全を確認している。

オイルダンパーの温度上昇については、地震動は瞬間的であり、放熱量が小さいため、入力エネルギーのほとんどが温度上昇に反映されると考えると、下式により推定することができる。

$$T_m = \frac{Q_m}{V_s \rho_s C_s + V_o \rho_o C_o} + t_a \quad \dots \dots \dots (5.3.5)$$

ここで、Qm : オイルダンパへの総入力熱量、Tm : 表面温度

Vs : 鉄鋼部品の体積、Vo : オイル体積、ρs : 鉄鋼部品の密度、

Cs : 鉄鋼部品の比熱比、ρo : オイル密度、Co : オイルの比熱比

前回の検討では、J-1 モデルの温度上昇が最も大きく、AIC003-SD で 42.9℃であった。今回の検討では J-1 モデルの OSKH02-SD が最もダンパー 1 台あたりのエネルギー吸収量は多く、式

5.3.5 により温度を算定すると 44.5°Cであった。これはダンパーの許容値 80°Cよりかなり低く、問題はないと考えられる。

参考文献

- 5.1) 本間友規他：大振幅繰返し変形を受ける積層ゴム支承の熱・力学的連成挙動に関する研究（その 13 エネルギーの釣合いに基づく応答予測式の導出）、日本建築学会大会梗概集、2009.8
- 5.2) 早川修平他：大振幅繰返し変形を受ける積層ゴム支承の熱・力学的連成挙動に関する研究（その 14 高減衰積層ゴムの各種依存性を考慮した K_{eq} と履歴エネルギーの関係式の提案）、日本建築学会大会梗概集、2009.8
- 5.3) 嶺脇 重雄他：長周期地震動に対する免震部材の多数回繰返し実験（その 5 弾性すべり支承（低摩擦））、日本建築学会大会梗概集、2011.8
- 5.4) 吉敷 他：免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの繰返し変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 624 号、2008.2
- 5.5) 安永 亮他：鉛ダンパーの風応答に関する研究、（その 2 微小変位での高サイクル疲労特性）、日本建築学会大会梗概集、2010.9

5-4 戸建住宅に対する検討

戸建て免震住宅は2,3階建てで、建物重量もある範囲内であるため、同一の免震装置構成(以下、免震システム)で設計されることが多い。本検討では実用化されている戸建て用免震システムとして代表的な、転がり系とすべり系の免震システムについて解析を行う。表5.4-1に解析に用いた特性を示す。

表 5.4-1 免震層の代表モデルの特性

免震システム	摩擦係数	接線剛性	粘性減衰定数
転がり系	$\mu=0.005$	$T_t=3s$	$h_v=20\%, 25\%$ ($T_t=3s$ 時の剛性 k_t 比例型)
すべり系	$\mu=0.05$	$T_t=3s, 4s$	$h_v=0\%$

上部架構をバイリニア+スリップ型の復元力モデル(図5.4-1)に、時刻歴解析に用いる質点モデルを図5.4-2に示す。尚、戸建て免震住宅の場合、免震層上部の床組みは通常鉄骨土台(S)を用いることが多いが、厚さ200mmの鉄筋コンクリート床版(RC)を用いた場合の質量分布でも検討を行う。解析の用いた地震動は、OSKH02, AIC003, KGIN, SZ0024 地点でそれぞれ平均(AV)と平均+標準偏差(SD)の2波を採用する。

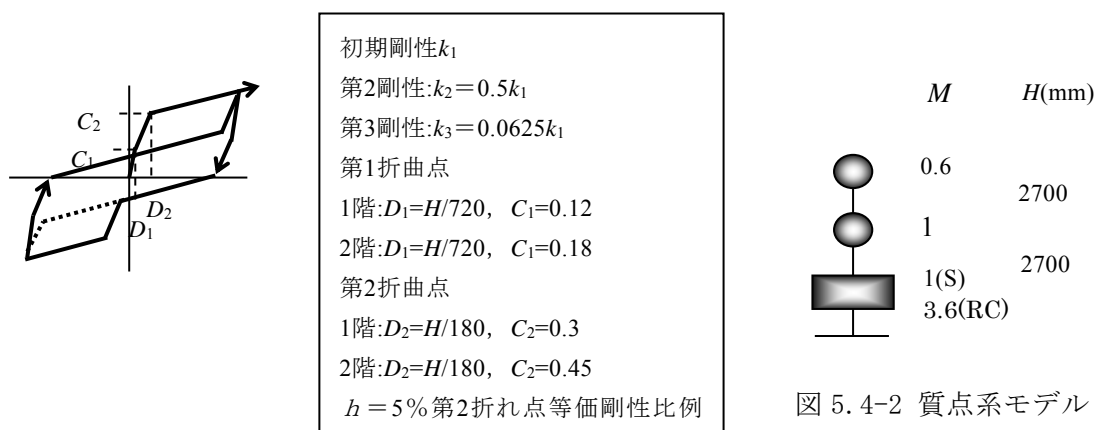


図 5.4-2 質点系モデル

図 5.4-1 上部架構復元力モデル

図5.4-3に転がり系 $h_v=20\%$ の応答結果を、図5.4-4に転がり系 $h_v=25\%$ の応答結果を示す。また、図5.4-5にすべり系 $T_t=3s$ の応答結果を、図5.4-6にすべり系 $T_t=4s$ の応答結果を示す。

転がり支承では $h_v=20\%$ では、SZ0024-SD 以外は免震層変位は一般的な戸建て用免震装置の限界変位(約35cm)、上部架構は降伏せん断力係数($C=0.3$)に対して十分余裕がある結果となっているが、SZ0024-SDでは変位が40cm程度と非常に大きくなっている。 $h_v=25\%$ ではSZ0024-SDの変位は限界変位35cmをやや下回る程度となっている。

すべり系では $T_t=3s$ ではSZ0024-SDにおいて免震層の変位が50cm程度と非常に大きくなっており、一般的な限界変位を超えている。 $T_t=4s$ ではすべての場合に免震層の変位が30cm以下となっている。

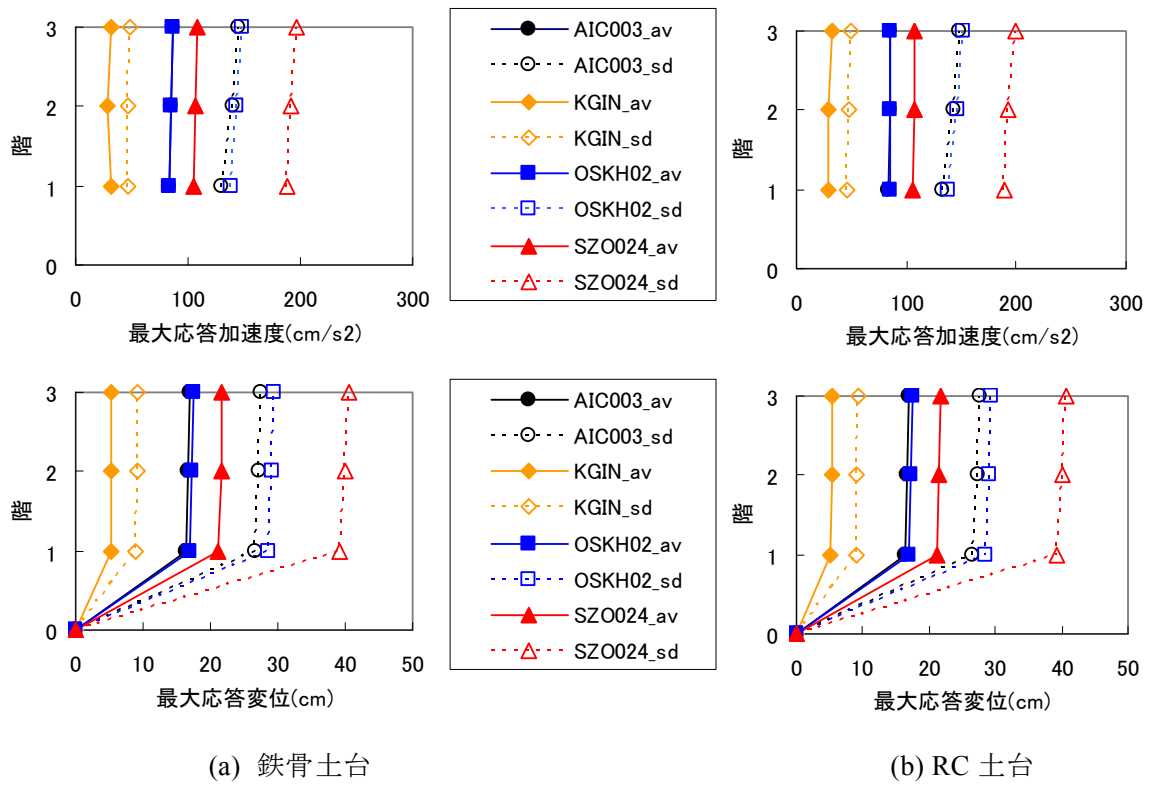


図 5.4-3 転がり系 $h_v=20\%$ 応答解析結果

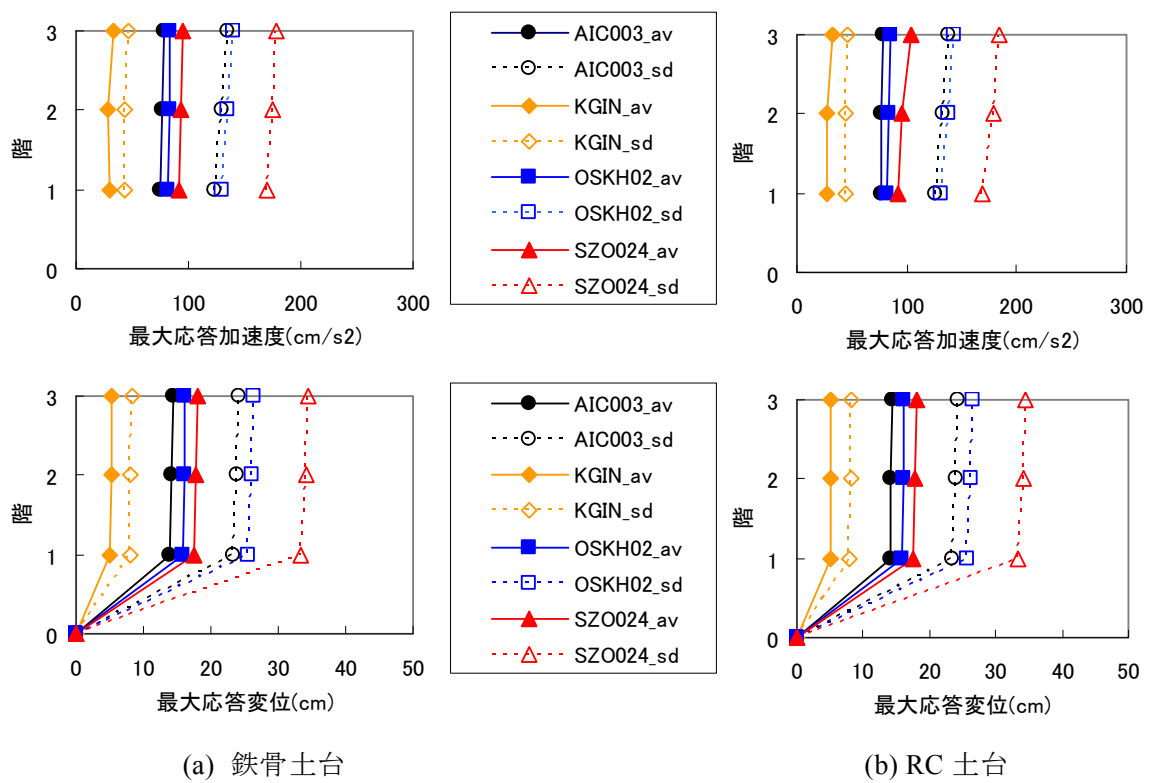


図 5.4-4 転がり系 $h_v=25\%$ 応答解析結果

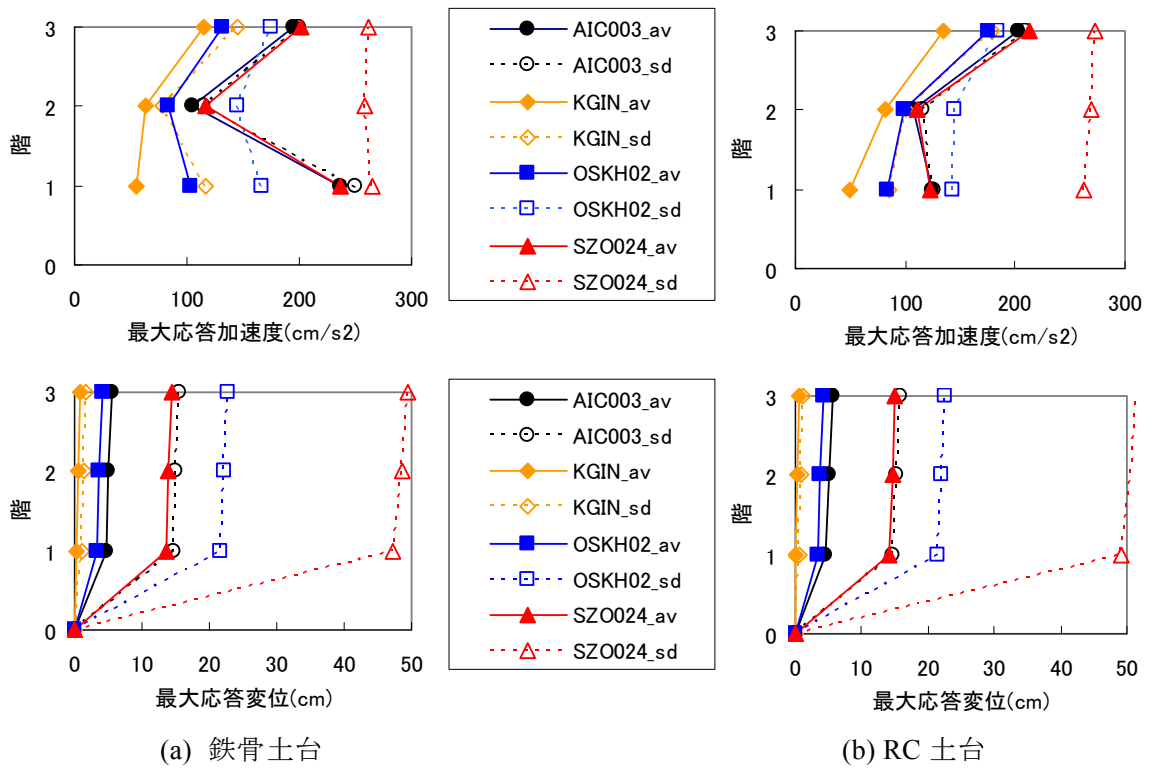


図 5.4-5 すべり系 $T_t=3s$ 応答解析結果

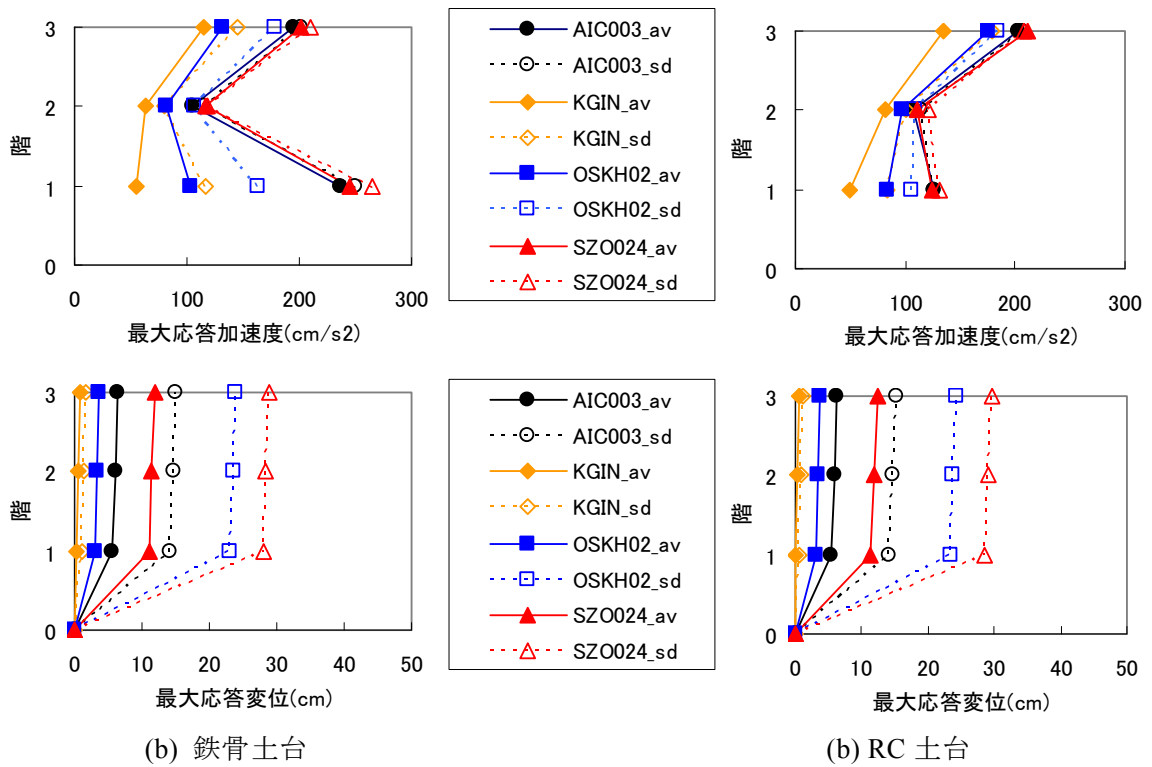


図 5.4-6 すべり系 $T_t=4s$ 応答解析結果

5-5 地震動のばらつきに関する検討

本検討に用いている地震動の作成方法では、作成時に用いた乱数の値によって異なった波が無数に作成される。連動地震の場合には、複数の波を足し合わせるため、地震動のばらつきは大きくなると思われる、本検討用の地震動の作成にあたっては、乱数を変えた 21 波を作成し、下記のルールのもとで検討波として 1 波を選定している。

- ・ 5%減衰の擬似応答スペクトルの平均値に対し周期1～10秒の残差の和が最少
- ・ エネルギースペクトルの平均に対する残差の和が正で、かつ残差の絶対値が最小

本章では、選定する前の21波を用いて、1質点系の非線形モデルを用いたパラメトリックスタディを行い、地震動のばらつきの大きさ、及び今回採用波の選定方法の妥当性を検討する。

(1) 解析モデル

解析には図 5.5-1 に示すように 1 質点系モデルを用いた。

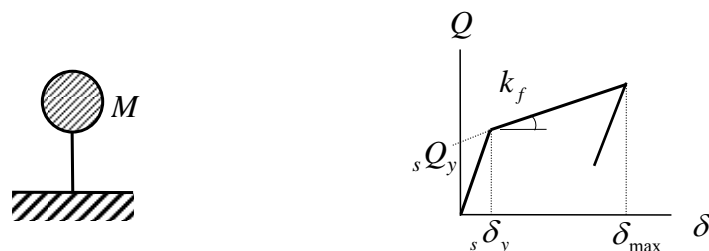


図 5.5-1 解析モデル

免震層はノーマルバイリニア型で降伏変位 ${}_s\delta_y$ は 1cm で固定している。降伏後剛性 K_f は、免震周期から逆算した。免震周期は約 1 秒から 10 秒まで変化させた。降伏せん断力（切片荷重） ${}_sQ_y$ は、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s が 0.02、0.03、0.04 となるように設定した。

(2) 入力地震動

解析に使用する地震動は、下記の 4 地点で計算されたものを使用する。

津島 (AIC003) ・ 新宿 (KGIN) ・ 此花 (OSKH02) ・ 浜松 (SZO024)

それぞれの計算地点において、21 個の異なる乱数から作成された地震動とその平均（あるいは平均+標準偏差）の計 21 波を用いて最大応答変位を求めた。

表 5.5-1 と表 5.5-2 に地震動の最大加速度を示す。ここにおいて、採用波とは上記の選定基準により選定され、今回の検討書において採用している地震動である。

表 5.5-1 入力地震動（平均）の最大加速度（gal）

地震波	AIC003	KGIN	OSKH02	SZO024
採用波	199.40	42.11	98.49	576.78
#1	172.76	40.64	87.75	514.20
#2	181.65	40.66	88.15	515.75
#3	182.90	40.92	88.59	533.51
#4	183.30	40.94	89.84	533.59
#5	189.57	41.21	89.88	540.07
#6	189.81	41.42	90.27	543.80
#7	190.61	41.47	90.38	544.50
#8	194.60	41.64	91.75	548.00
#9	199.40	41.93	92.00	560.81
#10	200.45	42.11	92.03	563.30
#11	202.61	42.51	92.47	563.53
#12	203.83	43.03	93.05	565.88
#13	205.21	43.67	93.27	576.78
#14	207.53	43.75	93.27	582.12
#15	210.82	43.76	94.08	583.81
#16	211.46	44.20	94.14	597.66
#17	212.52	44.76	97.30	600.06
#18	213.37	44.88	97.35	624.64
#19	214.09	45.23	97.87	626.35
#20	217.63	45.35	98.49	629.92
#21	217.86	45.46	99.08	642.81

表 5.5-2 入力地震動（平均+標準偏差）の最大加速度（gal）

地震波	AIC003	KGIN	OSKH02	SZO024
採用波	380.37	77.24	147.15	1069.40
#1	378.84	69.45	145.89	975.73
#2	380.37	69.66	146.77	975.87
#3	389.78	69.97	147.15	976.67
#4	396.04	69.97	147.21	977.24
#5	398.79	70.27	148.91	977.48
#6	401.29	70.34	148.98	979.46
#7	418.01	70.98	149.41	984.48
#8	418.52	71.14	149.85	1015.19
#9	419.90	71.61	149.98	1069.40
#10	421.84	72.37	151.23	1072.61
#11	427.27	72.38	151.56	1099.57
#12	434.81	73.85	153.69	1102.64
#13	442.09	74.00	153.93	1106.61
#14	445.18	76.30	154.42	1114.51
#15	463.33	76.88	160.34	1115.44
#16	466.52	76.90	162.69	1162.57
#17	475.47	77.21	162.78	1163.22
#18	481.01	77.24	162.98	1170.11
#19	486.40	78.50	163.31	1180.59
#20	486.72	79.75	166.32	1198.94
#21	488.83	80.89	168.89	1207.91

(3) 解析結果

最大応答変位と免震周期の関係を図 5.5-2～図 5.5-4 に示す。降伏せん断力係数が大きくなることで、最大変位は減少しているものの、最大変位のばらつきはそれほど変わっていない。AIC003 と SZ0024 の応答変位は免震周期 2～3 秒付近でピークを示し、免震周期が長くなると応答変位は小さくなる傾向を示す。一方、新宿と此花は周期が長くなるとともに最大変位も大きくなる傾向を示す。特に新宿では降伏せん断力係数が 0.02 の場合、周期が 4 秒を超えたあたりからの変位の増加が激しい。

表 5.5-3 に免震周期 4 秒付近での最大応答変位のばらつきを示す。AIC003、KGIN、OSKH02 では応答変位の最小値と最大値では 2 倍程度の差が見られる。SZ0024 では最小と最大の差は 3 倍程度となっている。また、降伏せん断力係数が小さくなるとばらつきの幅も若干拡大する傾向にある。平均の地震動（図中の赤線）は、OSKH02 のケースでは中央値から高めの応答を示すものの、それ以外の地点では中央よりも小さめの応答を示している。

地震エネルギー入力等の等価速度と免震周期の関係を図 5.5-5～図 5.5-7 に示す。エネルギー入力の等価速度のばらつきは、最大応答変位に比べて小さい。表 5.5-4 に免震周期 4 秒での等価速度のばらつき（最小値と最大値の差分）を示す。表中の V_e 値は周期 4 秒でのエネルギー入力の等価速度の値である。エネルギー入力の値とばらつきは、降伏せん断力係数の違いによってもそれほど大きな影響は受けず、安定した値を示している。

表 5.5-3 免震周期 4 秒での最大応答変位のばらつき

入力レベル	α_s	AIC003	KGIN	OSKH02	SZO024
平均	0.02	18～30cm	3～10cm	20～35cm	20～50cm
	0.03	13～25cm	2～3.5cm	11～28cm	15～45cm
	0.04	10～20cm	2～3cm	10～23cm	13～40cm
平均+標準偏差	0.02	30～60cm	7～20cm	40～70cm	40～120cm
	0.03	22～46cm	4～10cm	20～50cm	30～90cm
	0.04	20～40cm	2～6cm	17～40cm	30～80cm

表 5.5-4 免震周期 4 秒でのエネルギー入力の等価速度のばらつき

入力レベル	α_s	AIC003	KGIN	OSKH02	SZO024
平均	0.02	25cm/s	25cm/s	50cm/s	40cm/s
	0.03	25cm/s	20cm/s	30cm/s	45cm/s
	0.04	30cm/s	20cm/s	30cm/s	50cm/s
	V_e 値	150～ 200cm/s	50cm/s 以下	150～ 200cm/s	200～ 250cm/s
平均+標準偏差	0.02	50cm/s	30cm/s	70cm/s	70cm/s
	0.03	60cm/s	30cm/s	40cm/s	70cm/s
	0.04	50cm/s	30cm/s	45cm/s	75cm/s
	V_e 値	250～ 300cm/s	100cm/s 以 下	300cm/s	300～ 400cm/s

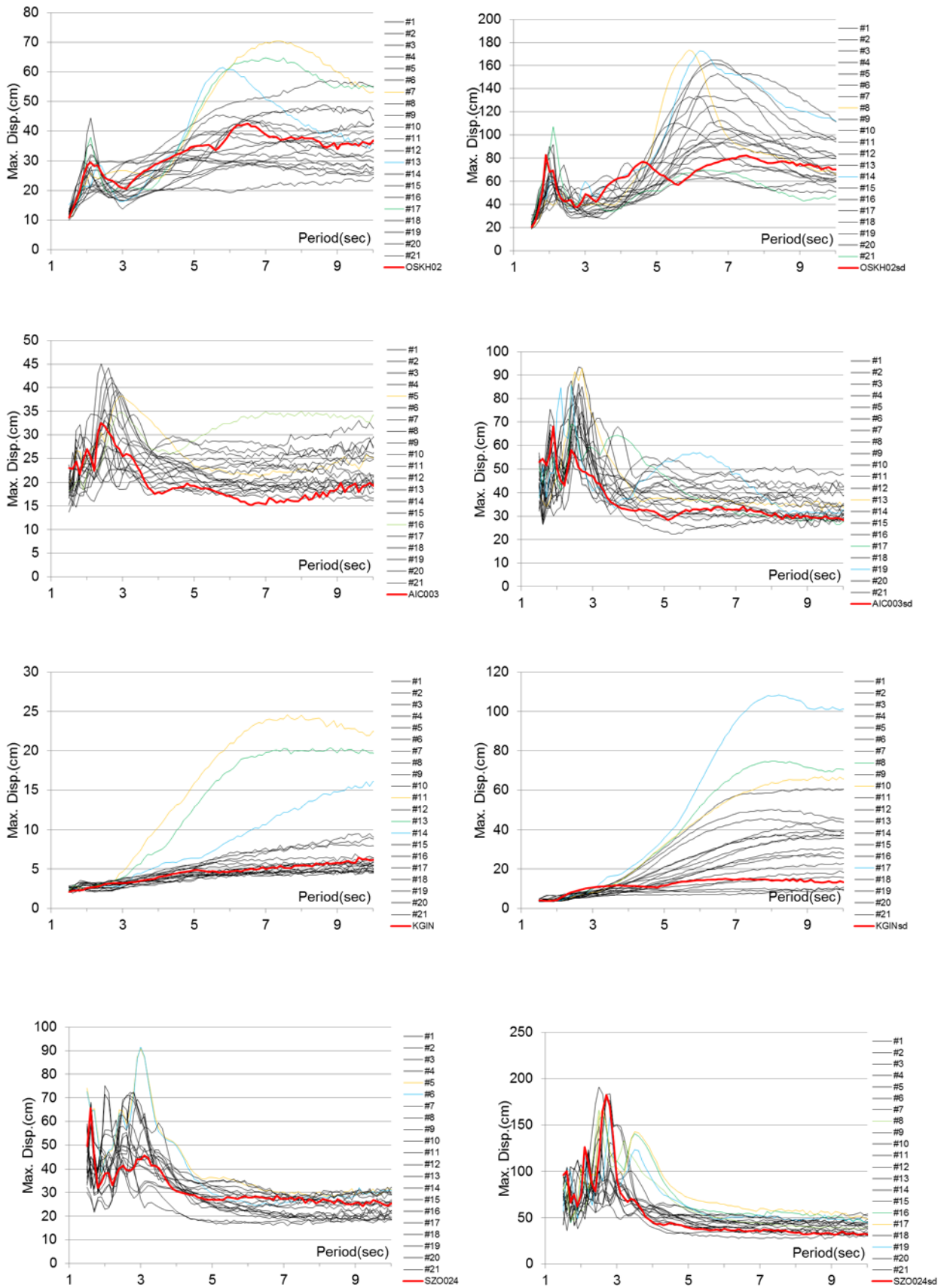


图 5.5-2 最大応答変位 ($\alpha = 0.02$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

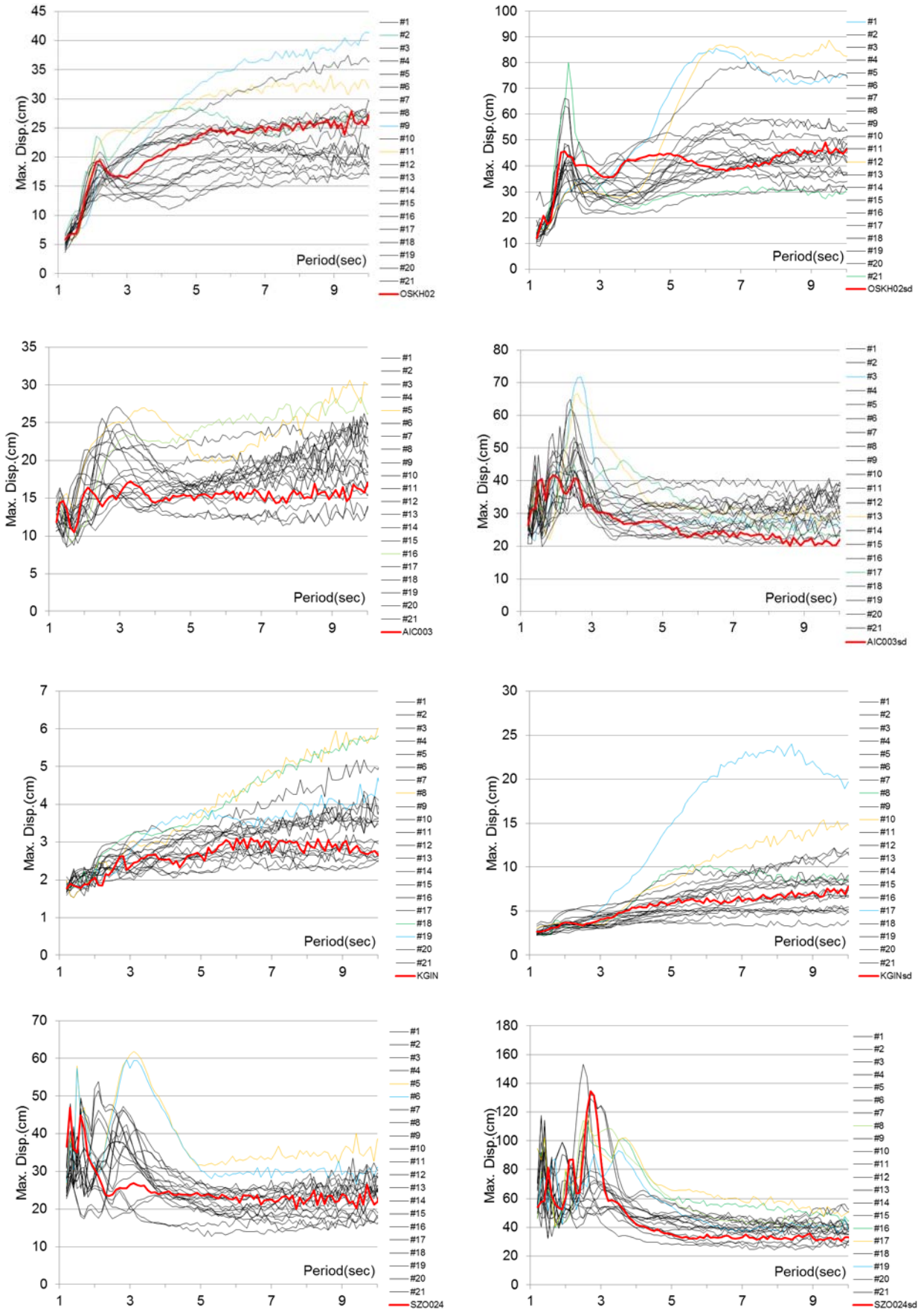


图 5.5-3 最大応答変位 ($\alpha = 0.03$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

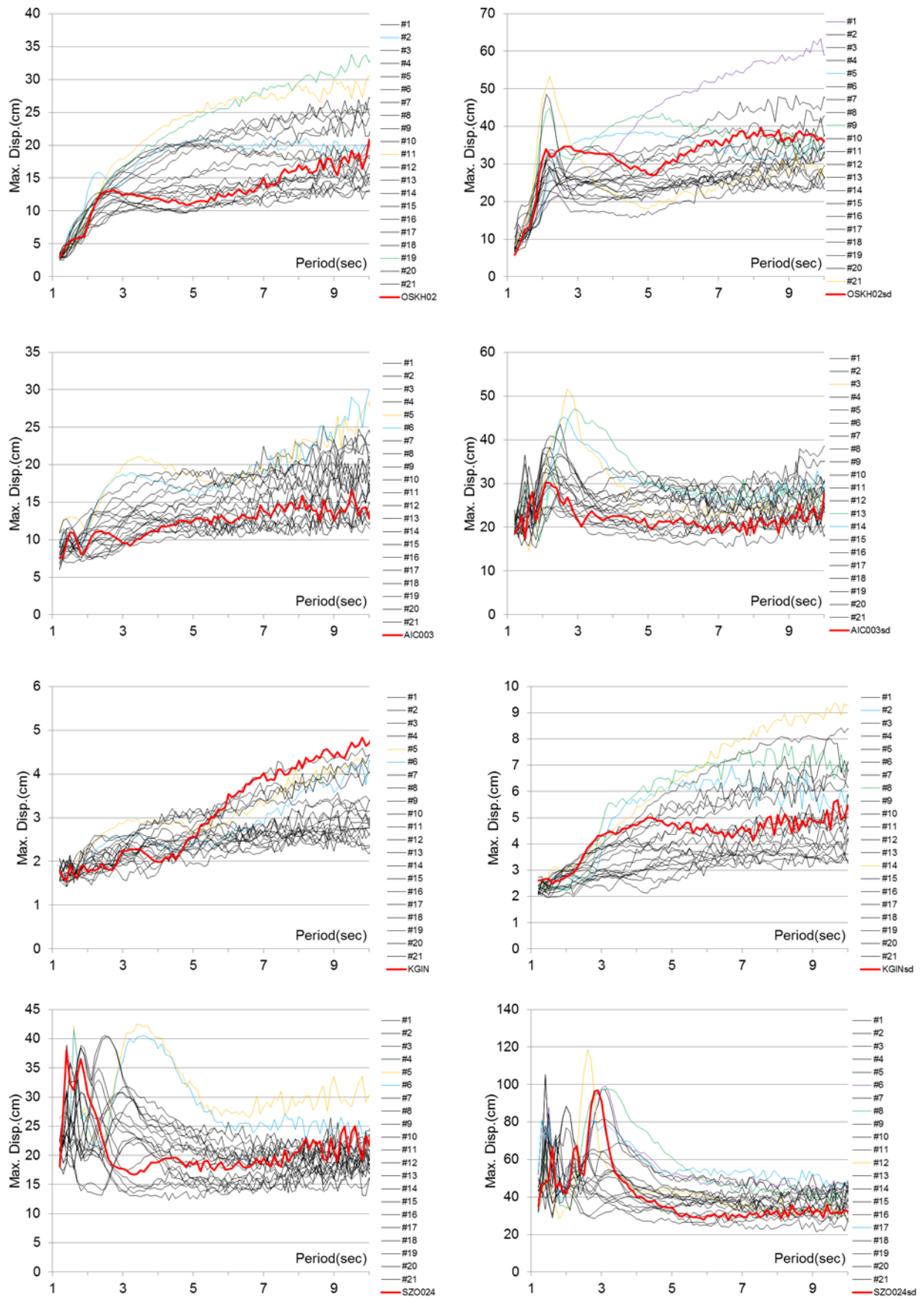


图 5.5-4 最大応答変位 ($\alpha = 0.04$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

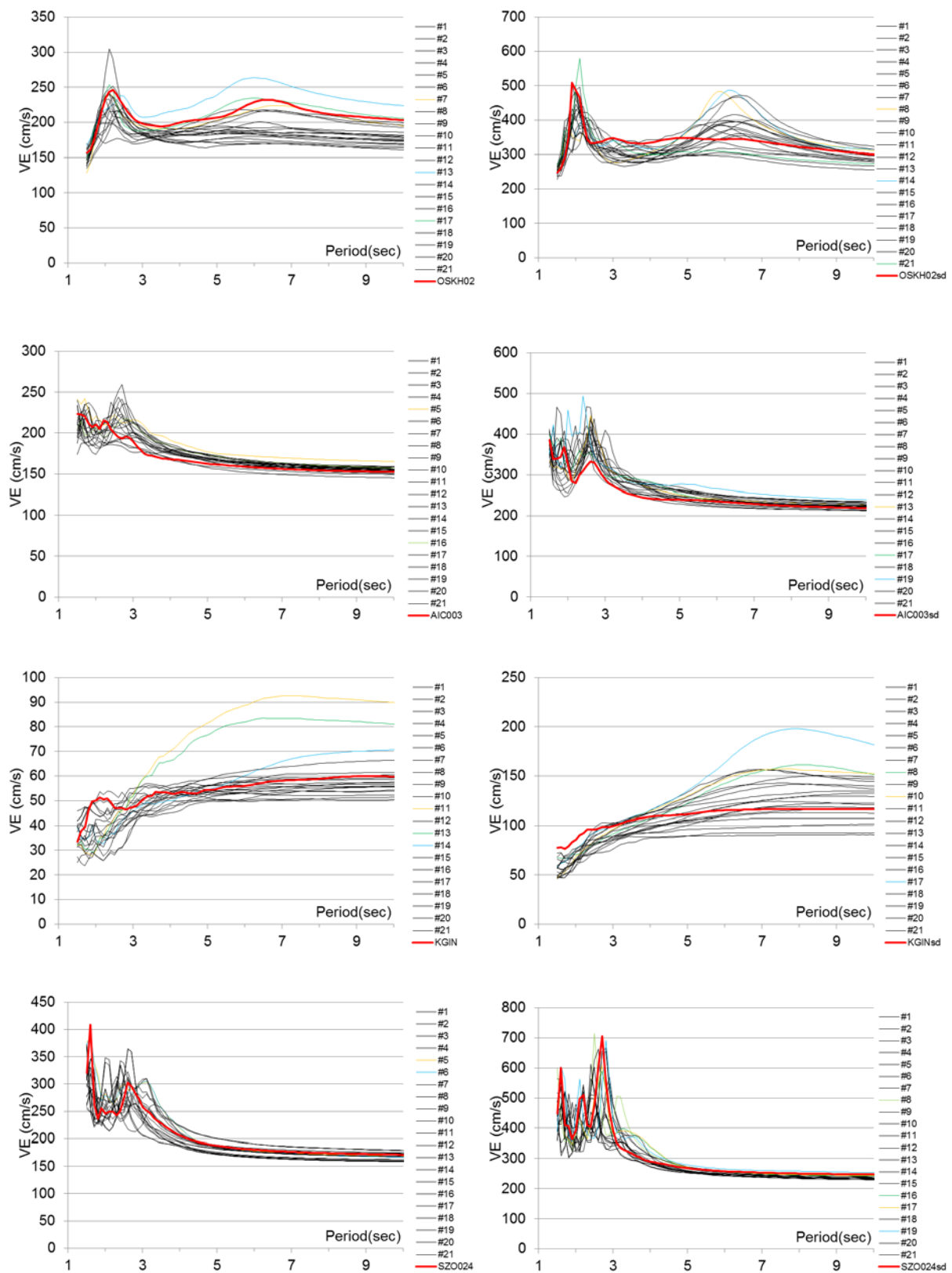


図 5.5-5 地震エネルギー入力等の等価速度 ($\alpha = 0.02$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

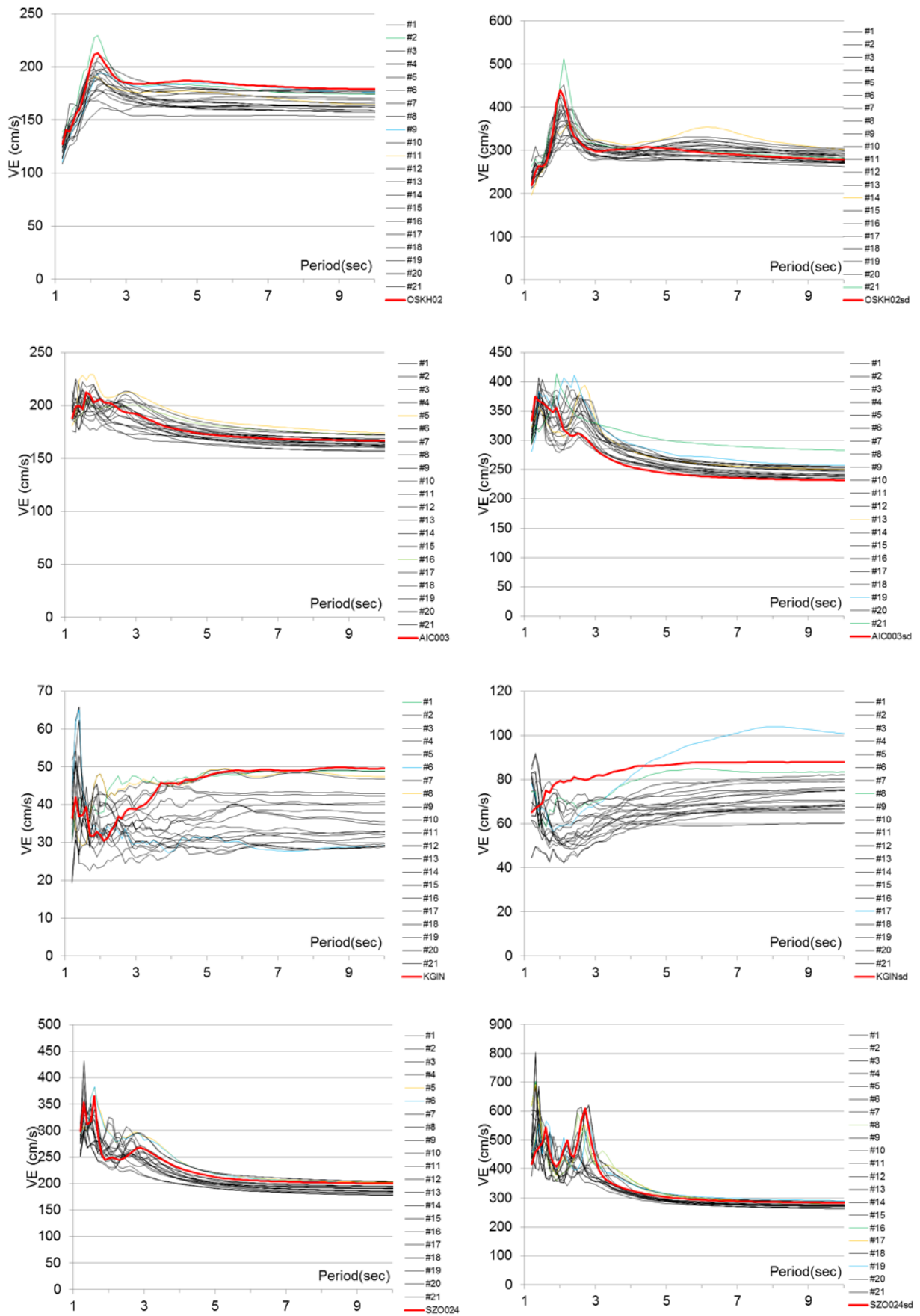


図 5.5-6 地震エネルギー入力の場合の等価速度 ($\alpha = 0.03$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

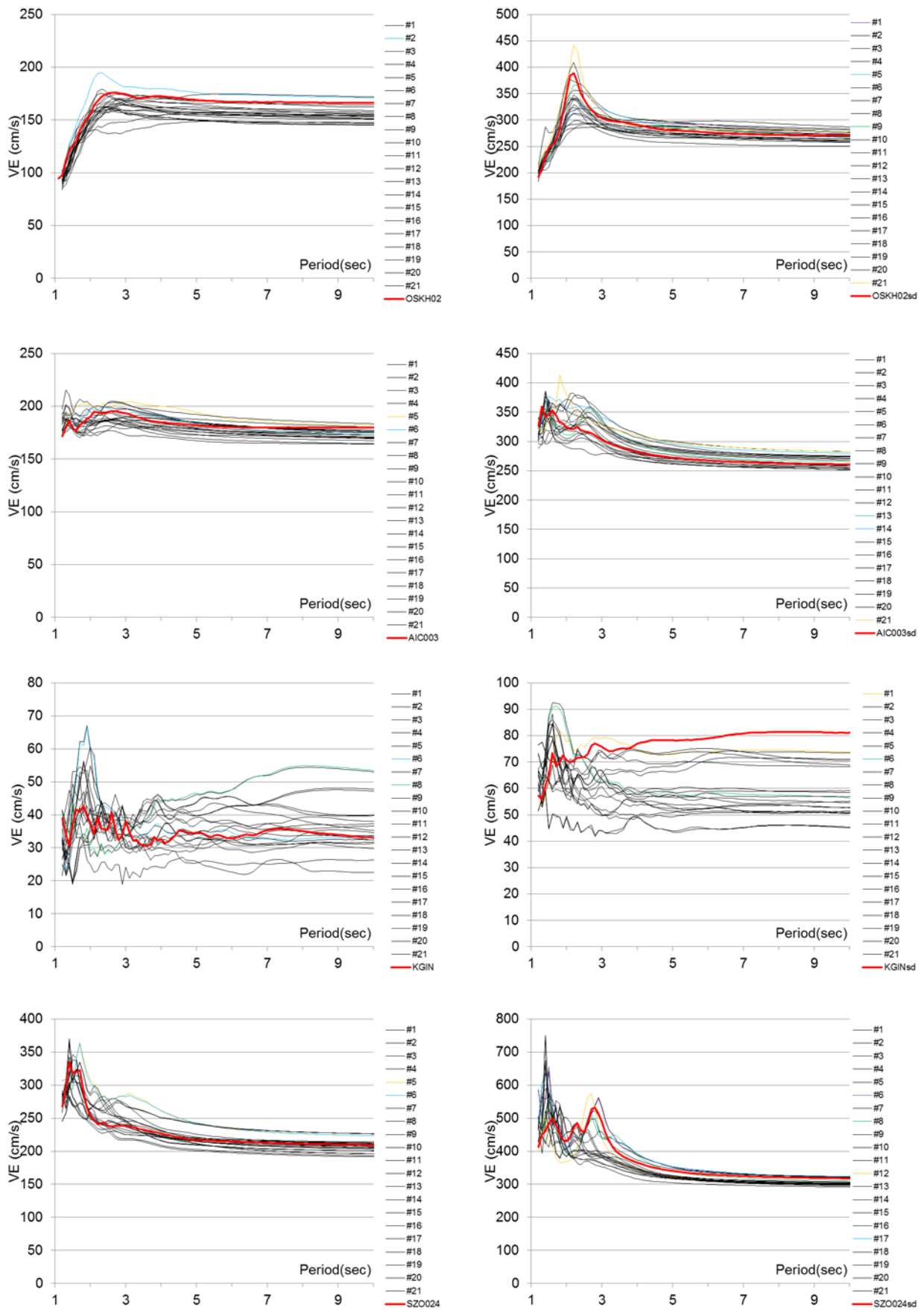


図 5. 5-7 地震エネルギー入力の場合速度 ($\alpha = 0.04$) [左図：平均 右図：平均+標準偏差]

5-6 まとめ

- 平成 21 年度に検討を行った地震動に比べ、此花 (OSKH02) では擬似速度応答スペクトル、エネルギースペクトルともに非常に大きくなっている。これは、前回の検討は南海地震単独であったのに対し、今回の検討は 3 連動地震であり、地震の規模が大きくなったことによると考えられる。
- 平成 21 年度に検討を行った地震動に比べ、津島 (AIC003) や新宿 (KGIN) では擬似速度応答スペクトル、エネルギースペクトルともにやや小さくなっている。前回の検討は東海+東南海連動地震であったのに対し、今回の検討は 3 連動地震だが南海地震の影響はこの地点では小さく、回帰式や断層モデルの変更や地震動作成上のばらつきにより、前回よりも小さくなってしまったと考えられる。
- 浜松 (SZ0024) は震源に近く、非常に大きいレベルの地震動だが、4 秒以上の成分は少なく 4 秒以上の固有周期の免震建物の応答は比較的小さい。
- 平均の波 (AV 波) ではモデル建物の上部構造の状態はほとんどが短期許容応力度以下であり、短期許容応力度を超えるものも、弾性限耐力以下であり損傷はほとんどないと考えられる。免震層の変形も、建設年度が古い 1 棟を除き、すべて許容変形以下であった。
- 平均+標準偏差の波 (SD 波) では、OSKH02 や SZ0024 で上部構造の状態が保有水平耐力を超えているものが 5~8%程度あった。弾性限耐力を超えているものもやや多く、保有水平耐力を超えているものも含めて、全体の 15%が弾性限耐力を超えていた。免震層の変形では、OSKH02 で固有周期の長いもので限界変形を超えているものが多くみられ、全体の 15%程度であった。
- 今回の検討では、免震部材の品質変動や製造時のばらつきは考慮しておらず、それを考慮するともう少し応答が大きくなると思われ、建物の状態はもう少し悪くなると思われる。
- OSKH02 の地震動が前回に比べ非常に大きくなっているため、免震部材の吸収したエネルギーも前回の 1.2~1.5 倍程度に大きくなっている。免震部材の限界値には至っていないと思われるが、温度上昇による品質変動の影響がより大きくなっていると思われる。
- 戸建住宅に関しては、SZ0024 の地震動で周期が短い場合に応答が非常に大きくなるが、それ以外は概ね許容値以下となっている。
- 地震動のばらつきは非常に大きく、応答変位は最小値と最大値では 2 倍程度の差がみられる。地震動を選定する際に、目標スペクトルに最も近いものを選んでいるにもかかわらず、応答変位は平均よりも大きく下回っている場合も多い。エネルギーの入力値 V_e のばらつきは、応答変位のばらつきに比べ小さく、選定した波はほぼ平均的なレベルとなっている。

第6章 まとめ

本検討では、まず一つ目の課題として、平成20～22年度に実施した前課題成果による長周期地震動の作成手法について、平成23年東北地方太平洋沖地震における地震観測記録に基づいて検証作業を行った。

Mw=9.0の本震と同等の規模の地震は今までになく、一つの震源に対して提案手法を適用することは、適用範囲外となるため、本震を巨大連動地震として扱い、本震よりやや小さな震源に分割しそれらを組み合わせて本震を表現し、個々の震源による観測地点の地震動を重ね合わせる方法を用いた。実際、時刻歴の継続時間を考えた場合には、この方法の方が実際の地震動に近いものと考えられる。ただ、本震の震源破壊過程については、現在も検討が進められており、今後の検討の余地を残している。

そのほかにも、地震動特性に対する大きいマグニチュードの場合の頭打ち効果や、震源の地域性（太平洋プレート、南海トラフ）による伝播特性の違い、等を考慮した改良回帰モデルを設定し、新たな地震データも加えて地震動予測モデル（スペクトル特性と時刻歴特性）を提案した。これらの新経験式が従来の旧経験式に比べて、観測値により近い予測値となることも確認している。

次に、上記作業の成果としての長周期地震動の改良（新）経験式を用いた、南海・東南海・東海の3連動巨大海溝地震による主要観測点位置での長周期地震動を作成した。

このうち、新宿（関東平野）、津島（濃尾平野）、此花（大阪平野）および浜松（震源直上）の4地点での模擬地震動を用いて、超高層建築物と免震建築物の応答解析を実施し、応答値を整理した。3連動地震による地震動に対する、超高層建物（鉄骨造6棟、RC造7棟）の応答については、建物の高さ地震動の組み合わせで、特にばらつきを考えた入力地震動に対して、現行設計クライテリアを大きく上回るケースもあり、入力地震動の設定方法や従来の想定を上回る大きな入力地震動に対する応答値の評価方法について有用な資料を提供できるものと考えている。

上記3連動地震については、旧経験式についても地震動算定を行っていたので、新経験式による3連動地震動との比較も行っている。また、地震調査研究推進本部が作成している長周期地震動予測地図（試作版）において、2009年版の昭和東南海地震、想定東海地震および2012年版の昭和南海地震における主要地点での計算波と新経験式による同一地点での作成波形とを比較している。

また、東北地方太平洋沖地震の本震と余震に関して、旧経験式と新経験式で、2011年3月9日の地震(Mw7.4、前震)と3月11日の茨城県沖の最大余震(Mw7.7)、東北地方太平洋沖地震の長周期地震動シミュレーションを実施し前震と最大余震では、新経験式の方が観測をよく表現できることを確認した。ただし本震については、単一の震源として経験式を適用するには規模が大きすぎるため、震源パラメータを最適化するなど、連動型として検討するため、今後も改良を加える余地がある。

以上が、本検討で実施した作業の概要である。

なお、地震動評価では、過去のデータから求めた平均的特性とその平均まわりに標準偏差のばらつきを加味した2つのレベル設定を行っている。観測データに基づいて設計値を検討する場合、用いるデータの不確定性を考慮することが重要である。実際の設計でどの程度のばらつきをとるべきかについては、利用可能なデータ数などの影響もあり難しい作業であるが、より合理的な設計レベルの決定には必要な検討項目である。

特に連動型の時刻歴の評価では、複数の断層破壊による時刻歴をさらに時間軸上で重ね合わせていくため、作成時刻歴の特性や、応答特性には大きな不確定性が含まれることになる。

このように時刻歴の作成においては、ばらつきの要因などを特定しながら、合理的なパラメータ設定を行う必要がある。

その他、今後地震調査研究推進本部、内閣府等から提案される今後の巨大震源情報、そして先述したような設計用地震動のレベル設定と設計クライテリアとの対応関係等、設計実務への活用に資するさらなる検討が必要と考えられる。

© 建築研究資料 第 144 号

平成 25 年 8 月 2 日 印刷

平成 25 年 8 月 2 日 発行

編集
発行 独立行政法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで

独立行政法人建築研究所企画部企画調査課

〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地

電話(029) 864-2151 (代)