

建築研究資料

Building Research Data

No. 1 2 7

December 2010

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

Study on the Safety Countermeasures
for Super-High-Rise Buildings etc. against the Long-Period
Earthquake Ground Motions

大川出、齊藤大樹、佐藤智美、佐藤俊明、北村春幸、鳥井信吾、

辻泰一、北村佳久、藤田聡、関谷裕二、関松太郎

Izuru Okawa, Taiki Saito, Toshimi Satoh, Toshiaki Sato,

Haruyuki Kitamura, Shingo Torii, Yasukazu Tsuji, Yoshihisa Kitamura,

Satoshi Fujita, Yuji Sekiya, Matsutaro Seki

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

2003年十勝沖地震による石油タンク火災を契機として、さまざまな構造物への長周期地震動の影響が懸念されている。さらに国の調査により、海溝型の巨大地震が近い将来に発生する可能性が高いとされ、そのときに生じる被害想定も行われてきた。

建築構造分野では、超高層建築物や免震建築物が長周期地震動による大きな影響を受けるものとされるが、これらの建築物が世に出現してから、わが国周辺で海溝型巨大地震はまだ発生しておらず、地震動や被害のデータも多く蓄積されていない。反面、両タイプの建築物はわが国の大都市部を中心にその棟数を相当な勢いで増加させており、その耐震性能の検証のためには、同種の地震動の設定方法を早急にまとめる必要がある。また同時に、そのような地震動により過大な応答が予測される場合に構ずる対策についても事前の評価技術の開発等が必要である。

建築研究所は、平成20年度に基盤研究として「長周期地震動に対する超高層建物および免震建築物の耐震性能評価技術の開発」を実施し、さらに平成21年度から個別重点研究として「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）を実施している。本研究課題には、3つのサブテーマがあり、サブテーマ1で、設計用長周期地震動の評価手法、サブテーマ2で、長周期建築物の保有性能の把握、サブテーマ3で、長周期建築物の耐震安全性の向上技術の把握、をそれぞれ目標として、検討を実施している。

上述の研究課題の実施に当たって、国土交通省の建築基準整備促進補助金事業による調査事項「超高層建築物等の安全対策に関する検討」の事業主体4者と共同研究を行った。そこにおいて建築研究所は、調査研究の計画策定、研究の成果の取りまとめとしての設計用長周期地震動の提案について、主たる役割を果たしたほか、その他の項目について、各事業主体とともに研究を行った。

これらの研究により、平成21年度末において、設計用長周期地震動の策定に関する基本的な手法の骨子の提案などの中間的な成果を得ている。本資料は、平成21年度に行った共同研究の成果を中心として取りまとめたものであるが、同20年度における検討内容を含め、検討過程において得られた諸知見についても併せて収録している。なお、平成22年度においては、設計への適用など実際の課題への対応を含む技術的資料の整備などについて、同21年度の成果を踏まえつつ、継続検討を行っている。

本資料が、関連基準の技術的背景、研究的位置づけや成熟度等についての利用者の理解を促すとともに、将来的なデータの拡充や検討手法の高度化等に向けて行われるさらなる検討や評価作業において、的確かつより効率的な作業を可能にするものと確信している。

平成22年12月

独立行政法人建築研究所理事長 村上周三

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

大川 出¹⁾、斉藤 大樹¹⁾、佐藤 智美²⁾、佐藤 俊明³⁾、北村 春幸⁴⁾、鳥井 信吾⁵⁾、
辻 泰一⁶⁾、北村 佳久⁷⁾、藤田 聡⁸⁾、関谷 裕二⁹⁾、関 松太郎¹⁰⁾

概 要

超高層建築物や、一部の免震建築物は、建築基準法に基づく告示により定められた方法によって、耐震性能検証用の地震動時刻歴を作成し、それによる地震応答解析により、耐震性能のチェックを行うことになっている。近年、地震動予測手法の高度化や、観測データの蓄積により、わが国周辺の海溝域に生ずる巨大地震による長周期地震動の予測や被害想定などが行われている。これらの検討によると、推定された地震動は、地域によっては現在想定される同種建物用の設計用地震動レベルを超える可能性がある。

そのため、本検討では近年観測された多数の地震記録に基づいて、想定地震（連動型を含む）の地震規模や震源位置を用いて、設計用地震動の作成手法として、建設地の地震動スペクトルレベルや、位相特性を推定する実験式を作成しその有効性について検討した。この場合、長周期地震動の建築物への影響の観点から、各成分の継続時間特性も考慮できるモデルとしている。

さらに、実験式により近い将来に発生が想定される地震について、大都市圏の代表的地点での加速度応答スペクトルをもとめ、さらに当該地点での地震動時刻歴の作成を行った。

超高層建築物については、RC、鉄骨の別、建物高さの違いを考慮した解析モデルを合計 13 種類作成し、それぞれについて、前記長周期地震動による応答性状の検討を行った。

免震建築物についても、建築物の規模、建設年代、免震装置等の種類により 40 種類の解析モデルを作成し、地震応答解析を行い、応答性状の検討を行った。

また、建築設備としてエレベータ、エスカレータをとりあげ、その地震対策について最新の状況と課題の整理を行った。

- 1) 独立行政法人建築研究所, 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, 8) 東京電機大学工学部, 9) (社) 日本エレベータ協会
((株) 日立製作所), 10) (財) 日本建築防災協会

STUDY ON THE SAFETY COUNTERMEASURES FOR SUPER-HIGH-RISE BUILDINGS ETC.
AGAINST THE LONG-PERIOD EARTHQUAKE GROUND MOTIONS

by

Izuru Okawa¹⁾, Taiki Saito¹⁾, Toshimi Satoh²⁾, Toshiaki Sato³⁾,
Haruyuki Kitamura⁴⁾, Shingo Torii⁵⁾, Yasukazu Tsuji⁶⁾, Yoshihisa Kitamura⁷⁾,
Satoshi Fujita⁸⁾, Yuji Sekiya⁹⁾, Matsutaro Seki¹⁰⁾

Summary

In Japan, the seismic performance of the super-high-rise buildings and the base-isolated buildings are to be checked through the response history analysis using the design earthquake motion time histories generated according to the method specified by the Building Standard Law.

Recently, a long-period ground motion simulation and its damage estimations due to large earthquake occurring in the subduction zones around Japan were conducted using the enhanced methodology with the accumulation of earthquake data. These attempt looks to show that the effect of the estimated earthquake ground motions are locally larger than what is legally assigned to specific sites.

In this study, an estimation techniques for determining the spectral and phase properties depending on the earthquake magnitude and the location of hypocenter were proposed based on the many recently recorded data nationwide. In formulating the time history properties, the duration time for time history was also taken into account. Using these techniques, ground motions at several locations in large cities for hypothetical large subduction zone earthquakes anticipated soon to occur in near future were simulated.

The response history analyses using these motions were conducted with variety of building models, considering the natural periods, the height of buildings, structural types, RC or Steel in case for super-high-rise buildings, construction time, types of isolation devices, etc. in case for base-isolated buildings.

In addition, some recent technology for earthquake countermeasures with the elevators was overviewed and new problems were picked up.

This work was conducted under the auspices of the Building Standard Maintenance Promotion Program by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism.

- 1) Building Research Institute, 2) Ohsaki Research Institute, Inc.,
3) Institute of Technology, Shimizu Corporation, 4) Tokyo University of Science,
5) Nikken Sekkei, Inc., 6) Kajima Corporation, 7) Shimizu Corporation,
8) Tokyo Denki University, 9) Hitachi Ltd., 10) Japan Building Disaster Prevention Association

謝 辞

本検討は、建築研究所と、平成 21 年度建築基準整備促進補助金事業の実施主体である株式会社大崎総合研究所、社団法人日本建築構造技術者協会、社団法人日本免震構造協会および財団法人日本建築防災協会との共同研究として実施されたものです。

検討の実施にあたっては、次頁以降に示す検討委員会を設置し、強震動研究や建築物の地震応答特性についての経験が豊富な研究者、技術者の方々からさまざまな貴重なご意見を頂戴しました。

検討委員会委員長として、成果のとりまとめにご協力をいただいた首都大学東京名誉教授西川孝夫先生および、同委員会委員の皆様には深甚なる謝意を表する次第です。

また、種々の建築物の応答性状につきましては、検討委員会・建物応答 WG 下に設置された超高層 SWG（事務局（社）：日本建築構造技術者協会）と免震 SWG（事務局：（社）日本免震構造協会）にて実施された地震応答解析結果に基づいています。

第 3 章における長周期地震動の解析においては、公表された観測記録を利用させていただきました。K-NET、KiK-net の地震記録については、独立行政法人防災科学技術研究所の観測記録を、JMA87 型、同 95 型の地震記録については、気象庁の観測記録を利用させていただきました。また、工学院大学の観測記録も利用させていただきました。さらに、地震調査研究推進本部から公表された長周期地震動予測地図試作版(平成 21 年 9 月)における公表データについても利用させていただきました。これらの機関および担当者の方々に深甚なる謝意を表する次第です。

以上、あわせて、ご協力いただいた皆様に、謝意を表します。

検討体制

本検討は、建築研究所と、(株)大崎総合研究所、(社)日本建築構造技術者協会、(社)日本免震構造協会および(財)日本建築防災協会との共同研究として、(財)日本建築防災協会に「長周期地震動の設定に関する検討委員会」及び各WG(「地震動WG」・「建物応答WG」)を設置して実施した。下記に委員会及び各WGの委員名簿を示す。

(所属、肩書きは平成22年3月末現在のものである)

長周期地震動に関する検討委員会委員名簿 (敬称略、順不同)

委員長	西川 孝夫	(社)日本免震構造協会会長：首都大学東京名誉教授
委員	岡田 恒男	(財)日本建築防災協会理事長：東京大学名誉教授
同	北村 春幸	東京理科大学理工学部建築学科教授
同	瀬瀬 一起	東京大学地震研究所地震火山災害部門教授
同	小鹿 紀英	(株)小堀鐸二研究所副所長
同	佐藤 俊明	清水建設(株)技術研究所原子力施設技術センター所長
同	勅使川原正臣	名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻教授
同	中島 正愛	京都大学防災研究所地震防災研究部門教授： (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター長
同	福和 伸夫	名古屋大学大学院環境学研究科教授
同	藤田 聡	東京電機大学工学部機械工学科教授
同	翠川 三郎	東京工業大学大学院総合理工学研究科教授
同	村上 雅也	(財)日本建築防災協会耐震改修支援センター長：千葉大学名誉教授
同	瀬尾 和大	(社)日本免震構造協会(東京工業大学大学院総合理工学研究科教授)
同	鳥井 信吾	(社)日本建築構造技術者協会((株)日建設計構造設計部門副代表)
同	佐藤 智美	(株)大崎総合研究所主席研究員
同	飯場 正紀	(独)建築研究所構造研究グループ長
同	五條 渉	(独)建築研究所住宅・都市研究グループ長
同	大川 出	(独)建築研究所構造研究グループ主席研究監
同	小山 信	(独)建築研究所国際地震工学センター上席研究員
同	斉藤 大樹	(独)建築研究所国際地震工学センター上席研究員
同	杉山 義孝	(財)日本建築防災協会専務理事
協力委員	杉藤 崇	国土交通省住宅局建築指導課建築物防災対策室長
同	西山 功	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部長

同 地震動WG 委員名簿 (敬称略、順不同)

主査	大川 出	(前 掲)
委員	西川 孝夫	(前 掲)

同	北村 春幸	(前 掲)
同	久田 嘉章	工学院大学工学部建築学科教授
同	加藤 研一	(株)小堀鐸二研究所研究部統括部長
同	佐藤 俊明	(前 掲)
同	藤堂 正喜	戸田建設(株)技術研究所技術指導役
同	吉村 智昭	大成建設(株)技術センター建築技術研究所防災研究室主任研究員
同	長谷川 豊	(社)日本免震構造協会(オイレス工業(株)免制震事業部技術部主査)
同	辻 泰一	(社)日本建築構造技術者協会(鹿島建設(株)建築設計本部 構造設計統括グループ・グループリーダー)
同	佐藤 智美	(前 掲)
同	飯場 正紀	(前 掲)
同	小山 信	(前 掲)
同	斉藤 大樹	(前 掲)
同	片岡正次郎	国土交通省国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター地震防災研究室主任研究官
協力委員	松井 康治	国土交通省住宅局建築指導課課長補佐
同	竹原 創平	国土交通省住宅局建築指導課構造係長
同	向井 昭義	国土交通省国土技術政策総合研究所建築新技術研究官
同	小豆畑達哉	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部構造基準室長

同 建物応答WG 委員名簿 (敬称略、順不同)

主 査	斉藤 大樹	(前 掲)
委 員	西川 孝夫	(前 掲)
同	北村 春幸	(前 掲)
同	勅使川原正臣	(前 掲)
同	藤田 聡	(前 掲)
同	小鹿 紀英	(前 掲)
同	木村 雄一	大成建設(株)設計本部構造計画グループプロジェクトリーダー
同	関谷 裕二	(社)日本エレベーター協会昇降機耐震設計・施行指針検討WG委員
同	田村 和夫	清水建設(株)技術研究所副所長
同	三宅 辰哉	(株)日本システム設計代表取締役
同	北村 佳久	(社)日本免震構造協会 (清水建設(株)設計本部構造設計部3部グループ長)
同	鳥井 信吾	(前 掲)

同	大川 出	(前 掲)
同	森田 高市	(独)建築研究所構造研究グループ主任研究員
協力委員	松井 康治	(前 掲)
同	竹原 創平	(前 掲)
同	向井 昭義	(前 掲)
同	小豆畑達哉	(前 掲)
事務局	関 松太郎	(財)日本建築防災協会審議役
同	菊池 志郎	(財)日本建築防災協会企画調査部長
同	飯島 正也	(財)日本建築防災協会企画調査部課長

目 次

はしがき	i
概要	ii
Summary	iii
謝辞	iv
第1章 はじめに	1
1-1 検討体制	1
1-2 地震動 WG の検討概要	2
1-3 建物応答 WG の検討概要	8
第2章 長周期地震動の評価の現状	13
2-1 超高層建築物のための設計用地震動の現状と課題	13
2-2 長周期地震動の評価の現状	18
第3章 観測データに基づく長周期地震動の性質	29
3-1 長周期地震動の回帰式作成に用いるデータと手法	29
3-2 回帰分析に基づく長周期地震動特性の地域依存性の検討	44
3-3 巨大海溝型地震による長周期地震波形の作成	82
3-4 サイト係数の改良	113
3-5 巨大海溝型地震に対する長周期時刻歴波形の予測	136
3-6 地震調査研究推進本部の長周期地震動との比較	204
3-7 工学的基盤でのサイト係数の検討と地盤増幅率の面的補間の検討	220
資料 3-1 気象庁マグニチュードを用いた減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトル、エネルギー スペクトルの回帰式と地盤増幅率マップ	255
資料 3-2 上下成分の全国の長周期地震動マップ	269
資料 3-3 関東平野・大阪平野・濃尾平野での長周期地震動マップ	277
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	311
4-1 検討で使用した入力地震動	311
4-2 長周期地震動に対する超高層建築物の応答特性	319
4-2-1 検討方針	319
4-2-2 鋼構造超高層	319
4-2-3 鉄筋コンクリート造超高層	329
4-2-4 質点系によるパラメトリック解析	338
4-2-5 耐震性向上技術に関する検討	355
4-2-6 耐震性評価に関わる技術的検討	399

4-2-7	まとめ	414
4-3	長周期地震動に対する免震建築物の応答性状	416
4-3-1	検討方針	416
4-3-2	検討用建物	416
4-3-3	応答解析結果	418
4-3-4	解析結果に関する考察	429
4-3-5	耐震性評価に関わる技術的検討	430
4-3-6	長周期地震動に対する免震建築物の安全性に関する考察	440
4-4	応答特性のまとめ	443
第5章	昇降機の耐震設計の現状と課題	445
第6章	あとがき	453

執筆者リスト

- 第1章 大川出(建築研究所) , 関松太郎 ((財) 日本建築防災協会)
- 第2章 大川出(前掲)
- 第3章 佐藤智美(大崎総合研究所)、佐藤俊明 (清水建設)
- 第4章 斉藤大樹(建築研究所)、北村春幸(東京理科大学)、鳥井信吾(日建設計)、辻泰二(鹿島建設)、北村佳久(清水建設)、
- 第5章 藤田聡 (東京電機大学)、関谷裕二((社) 日本エレベータ協会)
- 第6章 大川出 (前掲)

本資料に記載されているさまざまなデータの利用については、建築研究所のHPを参照していただくか、建築研究所に直接お問い合わせください。

第1章 はじめに

1-1 検討体制

本研究は、建築研究所が、平成21年度における個別重点研究課題「長周期建築物の耐震安全性対策技術の開発」の実施に当たって、平成21年度建築基準整備促進補助金事業に基づく調査事項に係る共同研究として、同事業の事業主体4者と共同で実施したものであり、その体制は、図1.1aのとおりである。建築研究所は、調査研究の計画策定、研究の成果の取りまとめとしての設計用長周期地震動の提案について、主たる役割を果たしたほか、その他の項目について、各事業主体とともに研究を行った。

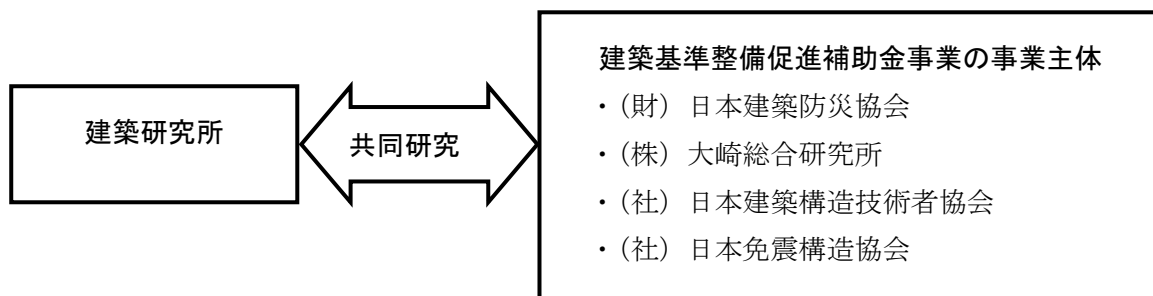


図 1.1a 共同研究の実施体制

共同研究の検討体制としては、「長周期地震動に関する検討委員会」を設け、その下に「地震動WG」と「建物応答WG」を、さらに「建物応答WG」の下に「超高層SWG」と「免震SWG」を設けて行った。検討体制を以下の図1.1bに示す。

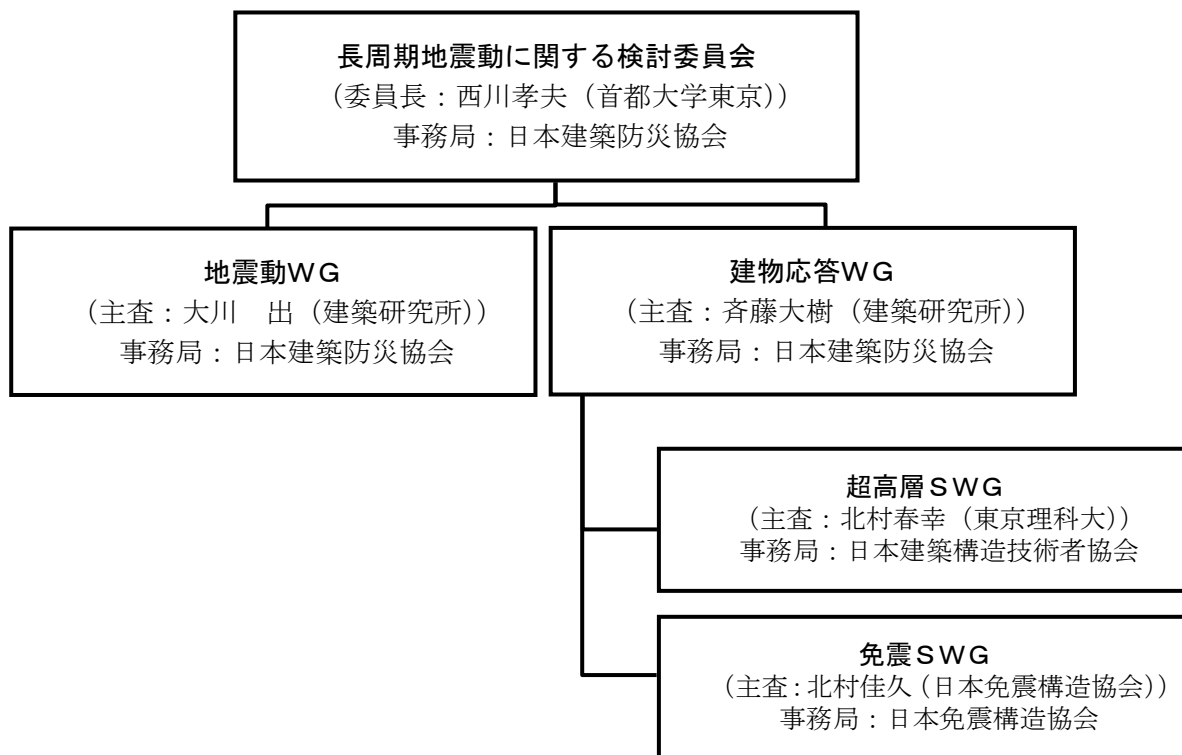


図 1.1b 「長周期地震動に関する検討委員会」検討体制

1-2 地震動 WG の検討概要について

1-2-1 平成 20 年度検討作業について

平成 21 年度地震動 WG の検討は平成 20 年度検討内容に基づいた作業であるため、同 WG の平成 20 年度作業内容について概略記述する。なお、平成 20 年度検討についても、平成 20 年度建築基準整備促進補助金事業に基づく調査事項として、(財)日本建築防災協会と(株)大崎総合研究所との共同研究を実施している。

- (1) 強震観測データによる回帰式の作成
- (2) 使用データ：K-NET、KiK-net、JMA87 観測点におけるデータのうち、海溝型*1、地殻内地震*2 の 2 種類の震源で分類したデータを用いた。
- (3) スペクトルの回帰式は以下の通りとした。

$$\log_{10}Y(T)=a(T)Mw+b(T)R-\log_{10}(R^p(T)+d(T)10^{0.5Mw})+c(T)+c_j(T) \quad (1.1)$$

ここに、

Y(T)：減衰定数 5% 加速度応答スペクトル、または同 1% 加速度応答スペクトル、およびエネルギースペクトル (h=10%) のいずれかを指す。

Mw：モーメントマグニチュード*3

T：周期(秒)

R(km)：想定震源断層までの最短距離

a(T)、b(T)、d(T)、p(T)、c(T)、c_j(T)：回帰係数(数値で与える)

c(T)：周期 1 秒以上で、地盤増幅がなく、地震基盤相当と考えられる KiK-net 観測点 FKSH19 のサイト増幅係数。

c_j(T)：評価地点での地震基盤から地表までのサイト増幅係数。

(10^{c_j(T)}をサイト増幅率としている。)

時刻歴作成のための群遅延時間の平均値および分散の回帰式は以下の通りとした。

$$Y(f)=A(f)M_0^{1/3}+B(f)X+C_j(f) \quad (1.2)$$

ここに、

Y(f)：平均値 $\mu_{t_{gr}}(f)$ 、分散 $\sigma_{t_{gr}}^2(f)$

M₀：地震モーメント (dyne-cm)、f：振動数 (Hz)

X：建設地から断層破壊開始地点までの距離(震源距離, km)

C_j(f)：評価地点の群遅延時間に関するサイト係数

- (4) 想定地震の設定地点でのスペクトルは、モーメントマグニチュードと震源への最短距離および各サイト(観測点に限る)係数によって評価地点の地表における値として求まる。また位相特性については、地震モーメントと震源における破壊開始地点からの距離および、群遅延時間に関するサイト係数(観測点毎に設定)によって算定される。このうち、地震基盤相当のサイトにおける、5%減衰の加速度応答スペクトルは、モーメントマグニチュード Mw と、断層最短距離 R によって図 1.2 のように算定される。

- (5) 上記 (1.1) 式のサイト増幅係数 $c_j(T)$ は、各観測点で求められている。全国および三大都市圏での主要観測地点でのサイト増幅率を図 1.3 に示した。東京地域では周期 6～7 秒に卓越が見られる。大阪では、湾岸地域でやはり周期 6 秒あたりに卓越が見られるが、そのほかの地点では、2～5 秒にピークが見られる。濃尾平野の名古屋市近郊では、東京、大阪よりはやや短い 2～3 秒に卓越が見られる。
- 図 1.2 の地震基盤相当のスペクトルに図 1.3 のサイト増幅率を掛け合わせたものが、対象地点の地表での推定加速度スペクトルとなる。
- (6) これに上記 (2) 式の群遅延時間の回帰分析結果を用いて、位相特性を与えて、算定応答スペクトルに適合するように時刻歴波形を作成した。
- (7) 想定南海地震、想定東南海地震などに対する模擬地震動波形を作成して、既往のシミュレーション波形との比較を行った。その結果、地震動の推定誤差を考慮した場合には、本作業の模擬波形と既往の模擬波形とは大きく乖離することがないことを確認した。

1-2-2 平成 21 年度の地震動 WG 検討内容

平成 20 年度作成した地震動を建物応答 WG に配布し、超高層建築物、免震建築物のモデルによる地震応答解析を行うとともに、東海・東南海、等の連動型の地震動の模擬作成作業を行ったほか、以下のような精度向上及び地震動のばらつきの明確化に関連する作業を行った。

(1) 各既往評価波との比較

- ・日本建築学会（内閣府委託）が実施した有限要素法による東海・東南海地震の広域の地震動シミュレーション（対象周期 2.5 秒以上）、結果との比較を行った。
- ・経験的グリーン関数法による東南海・東海地震による名古屋・三の丸地域の模擬波形との（名古屋市官庁街）比較を行った。
- ・H21.9.に公表された地震調査研究推進本部(推本)による長周期地震動予測地図試作版（有限差分法による、対象周期 3.5 秒以上）との比較作業を行った。

(2) サイト増幅率、サイト係数の改良（主として関東平野を対象として、記録時間の不足するデータに替わるものを補充（JMA 9 5、工学院大等の記録）し、追加観測点のサイト増幅率および群遅延時間のサイト係数を求めた。2009 年に発生した駿河湾の地震の追加により、異なる震源によるデータを用いた場合のサイト増幅率、サイト係数への影響について検討した。

(3) 増幅率の検討（工学的基盤基準と観測点以外の増幅率の評価手法の検討）

- ・地表に工学的基盤相当の地層が露頭しているサイトの平均増幅率を算定し、短周期域 0.5 秒以下での地震基盤－工学的基盤のサイト増幅率とし、周期 1 秒以上の長周期については、影響がないものとして、そのまま工学的基盤相当として使用することとした。その間の周期域についてはマッチングフィルターにより補間を行った。
- ・任意地点の増幅率の算定方法の検討については、推本が平成 21 年 12 月に公開した深部地下構造データを用いた検討を開始した。

(4) 作成波形のばらつきの検討（作成 21 波形のばらつきなど）

- ・本方法において使用する乱数の違いによる地震動のばらつきについて検討した。

・連動型地震を模擬する場合の個別震源による地震動の重ね合わせ方、特に破壊が進行する方向が波形特性に与える影響について検討した。

*1 : プレート境界とスラブ（境界下部プレート）内で起こる地震

*2 : 境界上側の地殻内に起こる地震

*3 : 断層運動としての地震の規模を表す指標。モーメントマグニチュード M_w との間には、次の関係がある。この場合、 M_0 の単位は、 $\text{dyne}\cdot\text{cm}$ である。

$$\log_{10} M_0 = 1.5M_w + 16.1$$

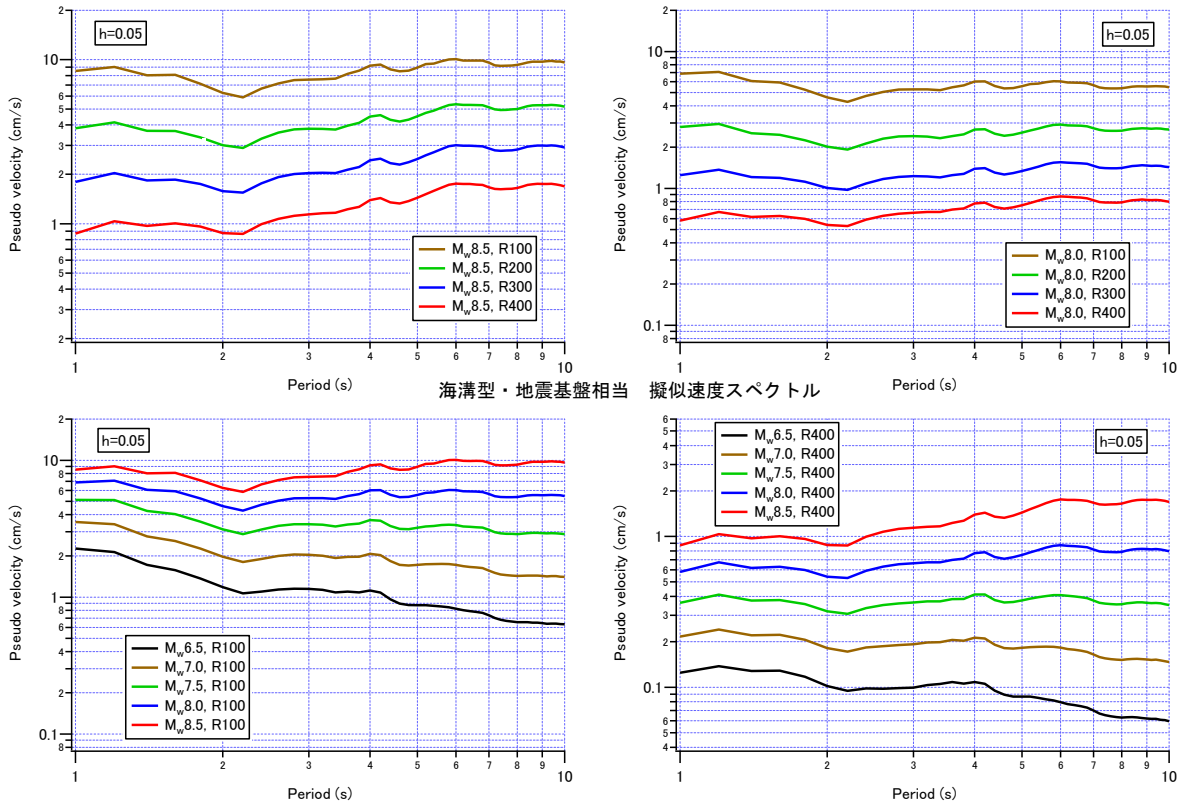


図 1.2 回帰分析による地震基盤相当サイトにおける地震動加速度応答スペクトル(h=5%)

1-2-3 三大都市域における主要観測地点のサイト増幅率について

前記、式(1)に含まれる、サイト増幅率を全国、東京、大阪、名古屋地域について周期との関係を図 1.3 に示した。また、図 1.4 には、本作業で対象とした想定地震の断層モデルとその破壊開始地点および、主要観測地点の位置を示す。さらに、図 1.5 には 3 大都市圏に於ける強震観測点とそのうちそれぞれの地域を代表する観測点の位置を示す。後述する地震動の評価は主としてこれらの地域の代表観測点位置で行っている。

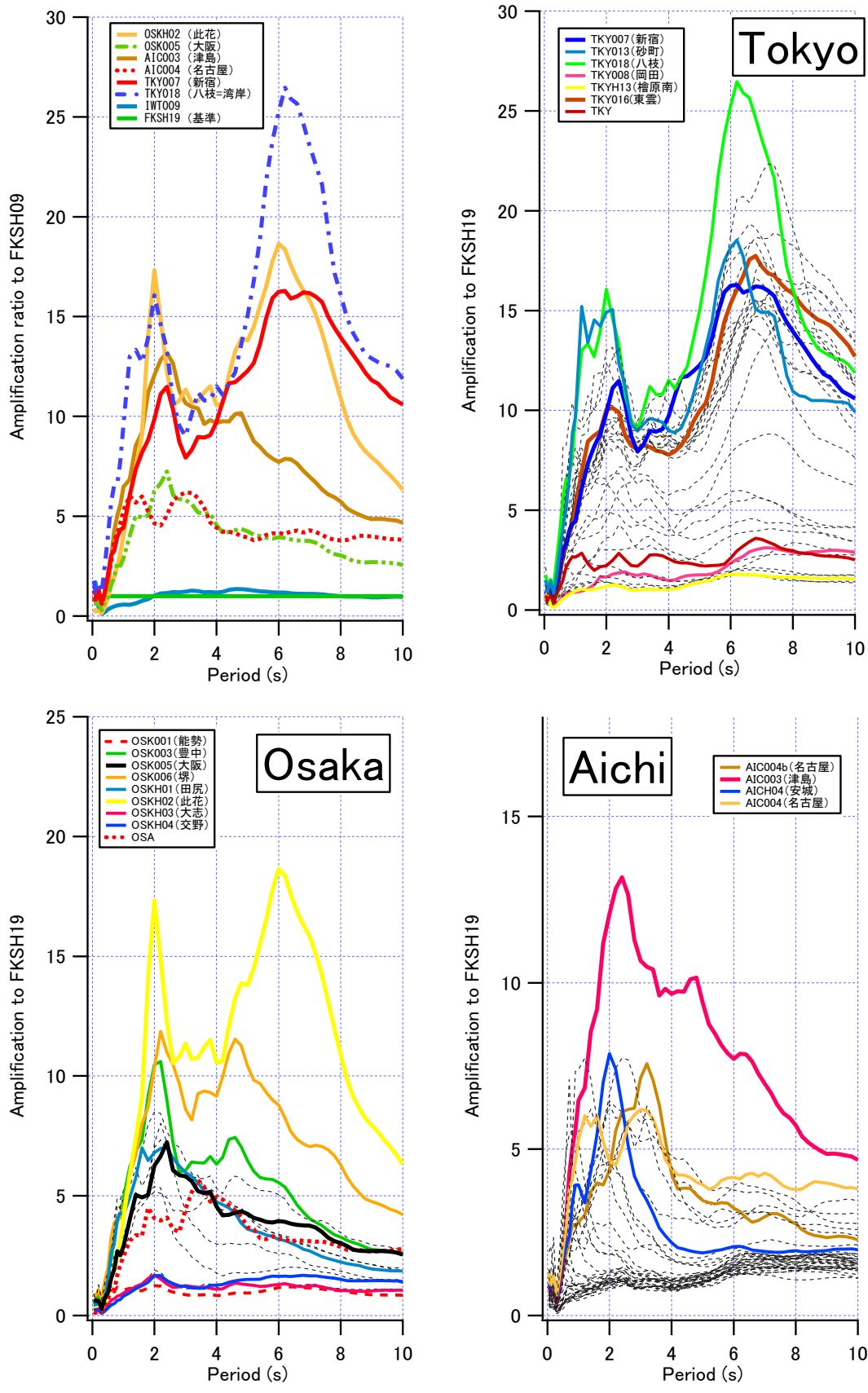


図 1.3 全国及び東京、大阪、愛知各地区における主要地震観測地点のサイト増幅率

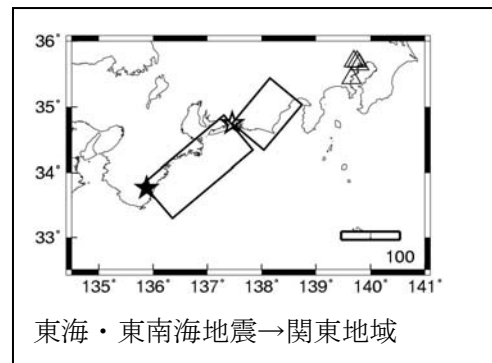
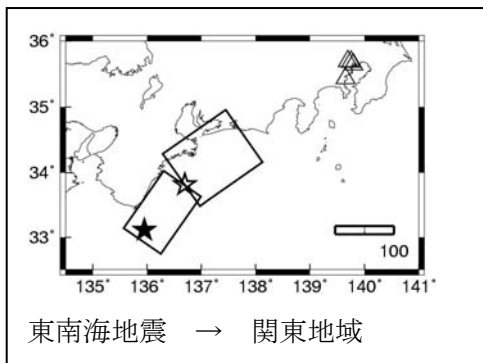
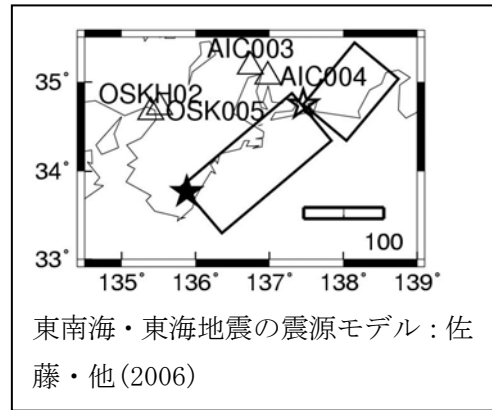
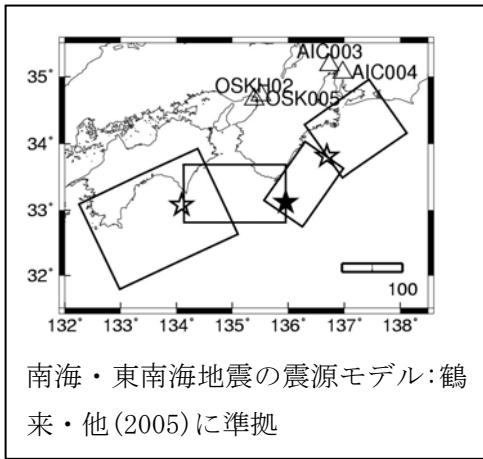
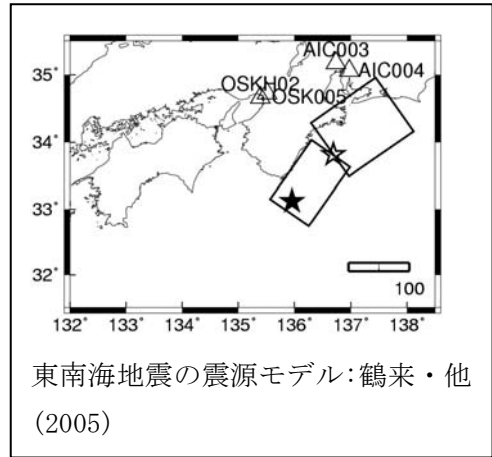
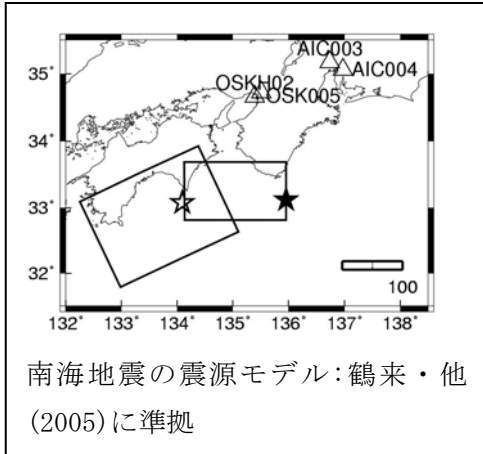


図 1.4 本作業で算定に用いた各想定地震の簡略化震源域と地震動評価地点

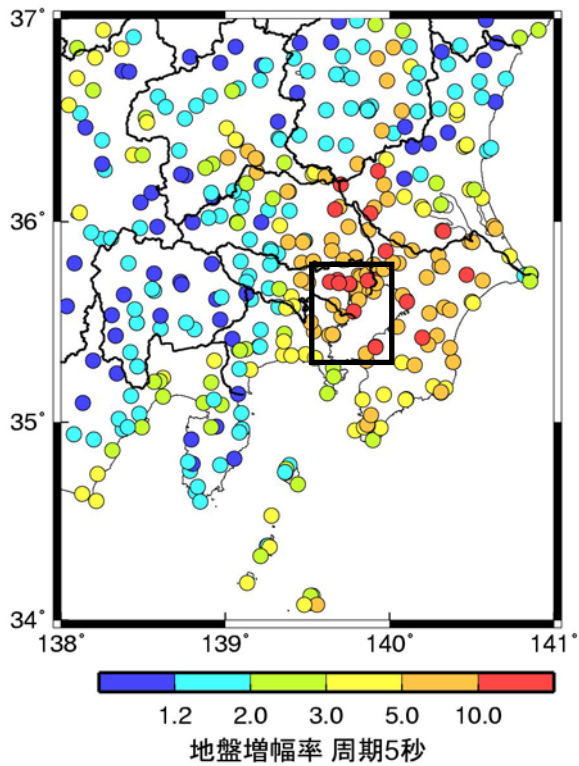
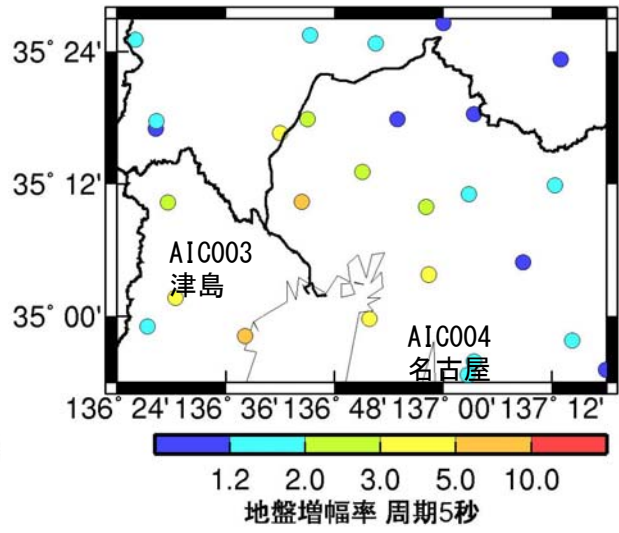
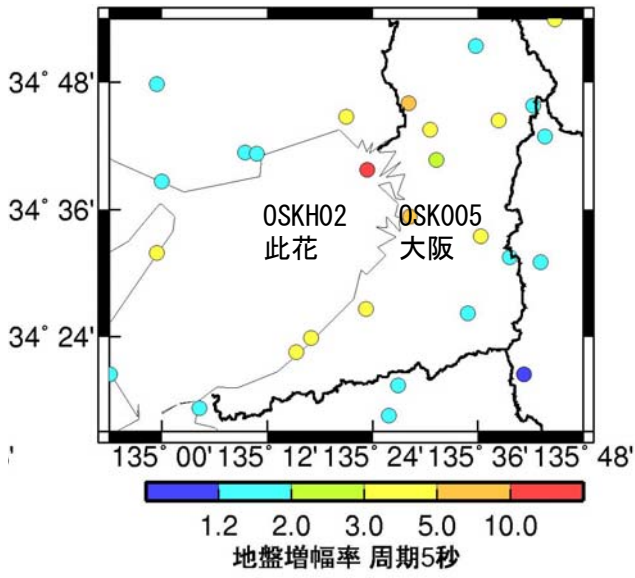


図 1.5 各大都市域での代表的観測地点位置(地震動評価地点)

1-3 建物応答WGでの検討概要

前述のように、「建物応答WG」では、WGの下に「超高層SWG（事務局：日本構造技術者協会）」と「免震SWG（事務局：日本免震構造協会）」を設置して、それぞれの建築物に与える長周期地震動の影響を分析した。

検討に用いた長周期地震動のリストを表1.1に示す。これらは、地震動WGが提案する観測データに基づく回帰式を用いた波形作成法により作られた長周期地震動である。ここに、「平均波」とあるのは回帰式のばらつきを考慮したときの平均的特性から求めた波形で、「平均+標準偏差波」は回帰分析の回帰誤差（予測値と観測値間のばらつき）大きさを前述の平均値に加えて作成したものである。ただし、回帰誤差自体は地震動データ全体から求めたものであり、サイト毎の増幅特性の相違や、観測地震の違いなど、ばらつきをもたらすさまざまな要因がすべて含まれているものであり、この「平均+標準偏差波」は、かなり大きめの予測誤差を見込んで設定している。なお、超高層SWG、免震SWGのそれぞれで、既往設計に用いている地震動波形による応答特性との比較についても検討している。

なお、本資料で応答解析に利用している地震動は、すべて各観測地点の地表面で評価された地震動である。

表 1.1 検討に用いた長周期地震動波形

想定地震	地名		平均波	平均+標準偏差波
想定東海・東南海地震	愛知県	津島	T-TN-AIC003-av	T-TN-AIC003-sd
		名古屋	T-TN-AIC004-av	T-TN-AIC004-sd
	東京	工学院大学	T-TN-KGIN1F-av	T-TN-KGIN1F-sd
想定南海地震	大阪	此花	N-OSKH02-av	N-OSKH02-sd

超高層SWG、免震SWGとも、実際に施工された物件に基づいて、固有周期や構造形式等にバリエーションをもたせた複数の解析用建物モデルを設定した。また、解析方法も現在の設計実務で利用されている方法に基本的に従っている。

超高層建築物の検討では、個々の建物モデルの解析に加えて、耐力変動の影響や、質点系とフレーム系の解析モデルによる結果の違い、P- δ 効果や復元力特性の繰り返し劣化の影響などについても検討した。また、免震建築物の検討では、免震部材の品質変動やエネルギー吸収能力に関する検討を行った。さらに、長周期地震動の影響を受けやすい昇降機設備の地震対策について、最新の状況と課題を整理した。

検討結果のまとめ

- ・ 超高層建築物の応答解析結果一覧を表1.2、表1.3に、免震建築物の応答解析結果を表1.4に示す。
- ・ 本検討では、「地震動WG」が作成した長周期地震動の「平均波」に対しては、超高層建築物も免震建築物も応答値は従来のレベル2地震動の設計クライテリアに収まる程度の結果が得られた。このことから、「平均波」のレベルの長周期地震動に対しては、建築物の揺れの継続

時間の長さやエネルギー入力大きさに留意しながら、現行の設計クライテリアを満足する設計が可能と考えられる。

- ・ 一方、「平均+標準偏差波」のレベルの長周期地震動に対しては、超高層建築物も免震建築物も従来の設計クライテリアを大きく超える応答になる場合があることが示された。地震動作成手法における回帰式の誤差など予測波形のばらつきは極めて大きく、建物応答の結果からも「平均+標準偏差波」のレベルは設計で考慮するには過大な入力であると考えられる。
- ・ しかしながら、万が一起きかもしれない「平均+標準偏差波」に対しても超高層建築物や免震建築物が大破・倒壊しないことを検証するためには、応答値が設計安全限界を超えた場合の建築物の挙動を追跡できる解析方法や、そのモデル化に必要な構造実験の蓄積が不可欠であるが、本検討結果からも、それらの研究はまだ不十分であることがわかる。
- ・ また、既存建築物の効果的な補強方法の開発も急務であるが、本検討において、制震ダンパーの設置により応答値を小さくできる可能性が示された。ただし、必要な補強量を決める方法や施工方法について設計者が参考にできる技術指針等がないのが現状である。
- ・ さらに、超高層建築物の地震後の機能維持の要となる昇降機設備に関しては、すでに長周期地震動対策が進められているものの、構造躯体の応答値が設計安全限界を超えるような場合は想定されておらず、本検討においても、エレベーター昇降路壁の脱落などが起こりうる事が指摘された。
- ・ このように、建築物の設計における地震動のばらつきの扱いに加えて、建築物側の終局性能の把握や対策方法の検討など、議論すべき問題は多く残されている。

表 1.2 超高層S造建物検討結果一覽表

S 造	高さ階数	設計用C _B	応答解析モデル	応答最大値			
				平均波		平均+σ波 (付章参考値)	
				層間変形角	塑性率	層間変形角	塑性率
100m級	102m 25	0.100	曲げせん断棒	X方向	1.34(5F:津島(AIC003))	1/119(10F:津島(AIC003))	1.37(5F:津島(AIC003))
				Y方向	1.58(10F:津島(AIC003))	1/70(10F:津島(AIC003))	2.21(12F:津島(AIC003))
120m級	120m 26	0.075	曲げせん断棒	X方向	1.27(7F:津島(AIC003))	1/115(7F:津島(AIC003))	2.09(7F:津島(AIC003))
				Y方向	1.05(5F:津島(AIC003))	1/136(6F:津島(AIC003))	1.37(6F:津島(AIC003))
140m級	140m 35	0.073	曲げせん断棒	X方向	2.09(14F:津島(AIC003))	1/90(11F:津島(AIC003))	2.53(11F:津島(AIC003))
				Y方向	2.16(16F:津島(AIC003))	1/86(16F:津島(AIC003))	2.71(13F:津島(AIC003))
200m級	200m 46	0.055	曲げせん断棒	X方向	1.42(7F:此花(OSKH02))	1/72(18F:此花(OSKH02))	2.00(19F:此花(OSKH02))
				Y方向	1.42(10F:津島(AIC003))	1/85(32F:津島(AIC003))	2.07(27F:津島(AIC003))
230m級	230m 53	0.045	曲げせん断棒	X方向	1.95(12F:此花(OSKH02))	1/91(16F:此花(OSKH02))	2.96(12F:此花(OSKH02))
				Y方向	2.82(17F:此花(OSKH02))	1/46(29F:此花(OSKH02))	4.05(17F:此花(OSKH02))
250m級	250m 55	0.055~ 0.075	曲げせん断棒	X方向	1.9(11F:此花(OSKH02))	1/56(11F:此花(OSKH02))	2.9(11F:此花(OSKH02))
				Y方向	1.2(33F:此花(OSKH02))	1/123(33F:津島(AIC003))	1.7(40F:津島(AIC003))

表 1.3 超高層RC造建物検討結果一覽表

RC 造	高さ階数	設計用C _B	応答解析モデル	応答最大値			
				平均波		平均+σ波 (付章参考値)	
				層間変形角	塑性率※1	層間変形角	塑性率※1
90m級	93.1m 30	0.103	部材精算モデル	X方向	0.93(19F:津島(AIC003))	1/119(19F:津島(AIC003))	1.70(19F:津島(AIC003))
				Y方向	1.05(19F:津島(AIC003))	1/122(19F:津島(AIC003))	3.03(19F:津島(AIC003))
115m級	114.5m 36		等価曲げせん断棒モデル	X方向	0.67(19F:津島(AIC003))	1/56(18F:津島(AIC003))	2.07(18F:津島(AIC003))
				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	1.49(9F:此花(OSKH02))	1/48(10F:此花(OSKH02))	3.41(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	同上	同上
150m級 (その1)	150.5m 47	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1.02(2F:津島(AIC003))	1/55(15F:津島(AIC003))	2.65(15F:津島(AIC003))
				Y方向	0.92(8F:此花(OSKH02))	1/66(11F:此花(OSKH02))	1.73(8F:此花(OSKH02))
150m級 (その2)	151.5m 44	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1.51(1F:此花(OSKH02))	1/58(9F:此花(OSKH02))	2.63(9F:此花(OSKH02))
				Y方向	1.67(1F:此花(OSKH02))	1/66(29F:津島(AIC003))	2.65(1F:此花(OSKH02))
180m級	180.8m 54	0.050	等価曲げせん断棒モデル	X方向	2.12(7F:此花(OSKH02))	1/47(10F:此花(OSKH02))	2.88(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	2.00(10F:此花(OSKH02))	1/51(10F:此花(OSKH02))	2.62(7F:此花(OSKH02))
240m級	242.2m 70	0.032	部材精算モデル	X方向	1.31(43F:此花(OSKH02))	1/97(19F:此花(OSKH02))	1.77(42F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	同上	同上

第2章 長周期地震動の評価の現状

2-1 超高層建築物のための設計用地震動の現状と課題

わが国では、法令上、高さ 60 メートルを超えるいわゆる超高層建築物については、従来より時刻歴解析を用いた動的解析による耐震設計が義務づけられている。

初期においては、米国の強震記録、エルセントロ、タフトに加えて、当時の日本各地（超高層建築物のほとんどは、大都市に建設されたので、東京、大阪、名古屋、仙台など）での地域の代表的な強震記録という位置づけで、それぞれの地域での特定の記録が設計に用いられていた。例えば、東京では、東京大学地震研究所の本館建物一階で 1956 年に観測された略号 TOKYO101 の波形が東京地域の設計用入力地震動として用いられた。TOKYO101 は最大加速度が数十ガル、かつ観測継続時間が 10 秒程度にすぎない地震動である。その他の地域でも同様に、観測データの蓄積が十分ではなく、比較的小振幅観測記録をその振幅を拡幅などして使われていた。

地震動強さの生起頻度などを勘案し、弾性設計用としては、200 ガル～300 ガル、弾塑性設計用では 300 ガル～500 ガル程度の最大加速度になるようにスケーリングを施し、地震応答解析に利用された。その後、速度振幅レベルの強さが超高層建築物の応答には影響が大きいとして、先行的にいくつかの超高層事例では最大速度振幅で規準化した観測記録が利用されるようになった。さらに、(財)日本建築センターから、弾性用で 25cm/s、弾塑性用で 50cm/s という、現在でも使われている標準的な速度振幅レベルが示され、その振幅で規準化された観測記録が入力地震動として広く用いられるようになった。(’86.6 ビルディングレター²⁾) また、その際に標準的に使われるべき波形として、1940 年エルセントロ N S 成分、1952 年タフト E W 成分、および長周期成分を含むものとして 1968 年十勝沖地震時に運輸省港湾技術研究所(当時)が八戸港湾で観測した強震記録の計 3 波が用いられるようになった。

この後、特定の波、特に個々の建設サイトの表層地盤の影響が考慮されていない波形を設計に用いることの問題点が指摘され、建設省建築研究所(当時)と(財)日本建築センターが、地震応答解析に用いる入力地震動の評価法を作成する共同研究が開始され、その最終成果が 1994 年に出された。その中の「設計用入力地震動作成手法技術指針(案)」(以下センター指針)³⁾が、超高層建築物や免震建築物の時刻歴解析に用いられるようになり、このセンター指針で例示された工学的基盤(せん断波速度 400m/s 程度の地盤面)上のいわゆるセンター波(BCJ-L2 波)を用いて、それぞれの建設地における工学的基盤以浅の表層地盤による増幅特性を考慮して、入力地震動を設定するようになった。この BCJ-L2 波はしばらく共通波として用いられることとなった。この波形のスペクトルは短周期域において加速度レベルがほぼ 1g、長周期域において、速度レベルが 100cm/s の応答スペクトルレベル(減衰定数 5%)を有している。

2003 年十勝沖地震における苫小牧での石油タンク火災を契機として、近年、長周期地震動による種々の長周期構造物への影響が懸念されている。その中でも、超高層建築物や免震建築物等のいわゆる長周期構造物も、同種地震動により大きい影響を受けることが予想される。超高層建築物や免震建築物は、巨大地震による長周期地震動を受けた経験がほとんどなく、また入力地震動

として考慮すべき観測記録もほとんどない状態であり、過去の中小地震の記録に基づいて推定したシミュレーション波形による検討によらざるを得ない状況にある。

一方で、1995年兵庫県南部地震以降、わが国の大都市圏に大きな影響のある巨大地震の近い将来における発生が確実視され、巨大地震への早急な対策が求められている状況でもある。

このような現状を背景に、本作業では建築物の耐震性評価用の長周期地震動を作成するための基礎調査をまず実施した。その結果を踏まえて、今後の長周期建築物の耐震設計のための設計用地震動の策定作業を次年度以降実施する予定である。

超高層建築物(高さ60m超)や免震建築物の耐震計算にあたっては、現在国土交通省平成13年告示1461号(章末参考資料参照)の記述に基づき、各評価機関はその業務方法書(章末参考資料参照)の中で、以下の3種類の地震動を規定し、耐震計算に用いることが運用上行われている。

いわゆる告示波は告示1461号に示される工学的基盤における加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動時刻歴で、その継続時間が60秒以上あることが要求されている。(継続時間は波形のどの部分を指すのかを明確にする必要がある)

表 2.1 平成12年建設省告示1461号に規定された工学的基盤上の地震動

周期 (秒)	加速度応答スペクトル (単位:メートル毎秒毎秒)	
	希に発生する地震動	極めて希に発生する地震動
$T < 0.16$	$(0.64 + 6T)Z$	希に発生する地震動に対する加速度応答スペクトルの5倍の数値とする。
$0.16 \leq T < 0.64$	$1.6Z$	
$0.64 \leq T$	$(1.024/T)Z$	

この表において、 T 及び Z は、それぞれ建築物の周期(単位:秒)及び令第88条第1項に規定する Z (地震地域係数)の数値を表す。

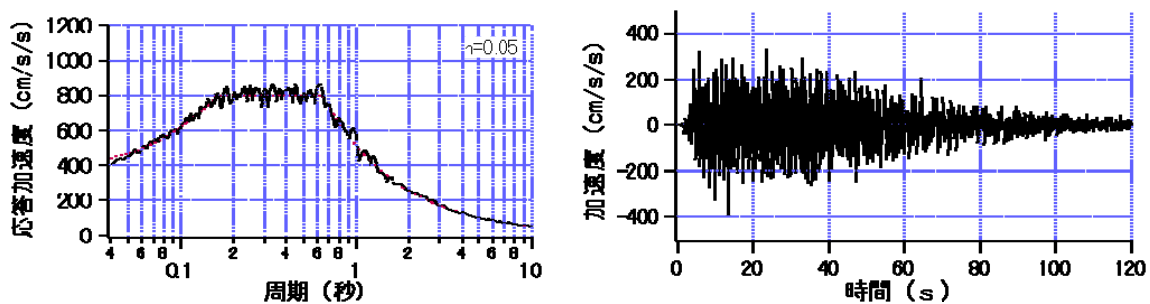


図 2.1 工学的基盤で与えられる告示波スペクトルとそのスペクトルに適合する加速度時刻歴例

サイト波は、建設地点における過去の地震発生履歴や周辺における活断層や地質、直下地盤性状などその固有の地震地盤環境に基づいて個別に決められる地震動である。その評価の妥当性については、構造審査委員会にて審査される。(特に、影響の顕著な震源が近隣にない場合には、告示波によることで十分と判断し、当該サイト波を使用しない場合もある。)

告示波は60秒以上の継続時間を有する必要があるが、サイト波については継続時間に関する規

定はない。

最近、内閣府から巨大地震の被害想定に関わる1kmメッシュ地点の工学的基盤 ($V_s=700\text{m/s}$ 相当の地盤上の地震動) 上における模擬地震動加速度波形が公表されている。独自にサイト波を評価・作成できない設計者は、このような公的機関によって公表されている模擬波形を利用して地震応答解析を行うという事例が増えている。

また、サイト波の評価は、審査の対象にはなるものの、サイト波の評価手法の選定は、基本的に設計者の判断に委ねられている。そのような事情から、サイト波の作成においては、簡便な方法によるものから、かなり高度な知識が必要な手法を用いて強震動予測を行っているものまで、評価手法に非常に大きなバリエーションがある。サイト波は、文字通りサイトの周辺にある影響の大きい震源やサイト下の地盤条件に基づいて個別に評価される地震動である。近年、強震動予測手法が急速に発展してきているものの、巨大地震による長周期地震動の予測では、地表に近い表層地盤だけでなく、震源位置や、地震基盤以浅の3次元地下構造の影響による地震動レベルの増大や、地震動継続時間の長大化の影響を考慮する必要があることが指摘され、個別の評価においては、特に地域ごとの広い地理的範囲の深い地下構造の特定も、重要な課題となっている。

標準波は過去の同種建築物の耐震設計において共通に用いられてきた地震動で、以下の3波形のことをいう。

- ① 1940年5月18日米国カリフォルニア州インペリアルバレー地震におけるエルセントロ変電所建物の地下1階設置の強震計による加速度記録。
- ② 1952年7月21日米国カリフォルニア州カーン郡地震におけるタフト・リンカーン学校校舎間トンネル内に設置された強震計による加速度記録。
- ③ 1968年5月16日十勝沖地震における八戸港湾の地盤上に運輸省港湾技術研究所(当時)によって設置されていた強震計による加速度記録。

上記3波形を最大速度振幅25cm/s、50cm/sに基準化して用いている。

標準波は、過去の設計事例との比較および設計レベルの整合性のチェックを目的としたものであり、特に今回の検討の対象とはしない。

また、これらの個別の地震動の策定に当たっては、国や地方の防災会議等の検討により、それぞれの地域で懸念される地震が起こった場合の地震動の推定や、それに基づいた被害想定などが広く行われていること、(独)防災科学技術研究所により、地震の今後の発生確率に基づいた全国的な地震動予測地図が公表されていること、さらに最近では、南海、東南海、東海各地震による長周期地震動に関する関心が高くなっていること、など従来に比べて建設地の想定地震動に関する情報が広く公開されるようになっており、設計者はそれらの発生の可能性などを勘案しながら設計用地震動(サイト波)の選定を進めているのが現状である。

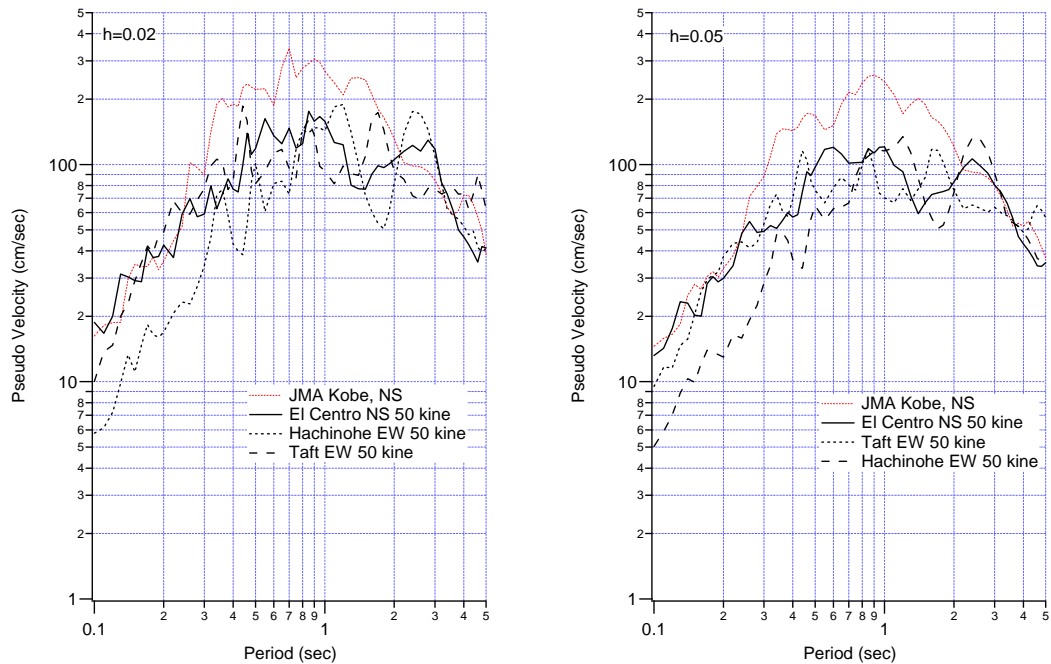


図 2.2 従来の超高層建築物の時刻歴応答解析で用いられてきた標準三波形
(左：減衰定数 2 %、右：減衰定数 5 %)

強震観測点の増加と地震の発生に伴い、強震データの蓄積が進んでいる。また、並行して強震動予測手法の開発も進められてきた。主として超高層建築物を対象とした地震応答解析に用いられる地震動については、現在以下のような問題点・課題が指摘されている。

- (1) 既存の超高層建築物で使われた検討用地震動に建設時期による設計レベルの相違がある。観測記録の蓄積や予測技術の進展により設計用地震動は進化するものであるため、やむを得ない面がある。しかし、最新の手法で評価した地震動で、既存の超高層建築物の耐震性能を評価することは重要である。
- (2) 告示波については、各建設地点の深い地盤構造に起因する地域固有の卓越周期が考慮されていない。図 2.3 に示されるような、卓越周期や卓越バンド幅などが、地域ごとに設定できるかどうか、考えることは有用である。
- (3) 観測記録に見られる長周期地震動の特徴である非常に長い継続時間が考慮されていない。観測記録では、レベルは小さいものの数分以上続くものもあり、建築物の応答の成長の観点から継続時間は重要な要素である。十分な記録時間を持つ観測データの蓄積が必要である。
- (4) サイト波については、個別に物件毎に評価されているが、評価手法がまちまちであり、その妥当性を判断するガイドライン的なものがない。
- (5) 超高層建築物が巨大地震をまだ経験していないため、有用な応答観測記録が十分でない。
- (6) 短周期地震動と長周期地震動の生起時間帯の差が考慮されていない。一般に最初に到来する短周期地震動といわゆる後揺れの両者を考慮する

- (7) 近い将来に発生が懸念される、東南海地震などによる超高層建築物の被災の可能性について早急に検討する必要性があり、特に長周期地震動シミュレーションなど、近年のさまざまな手法に基づく提案波を構造設計に利用する必要性が求められている。

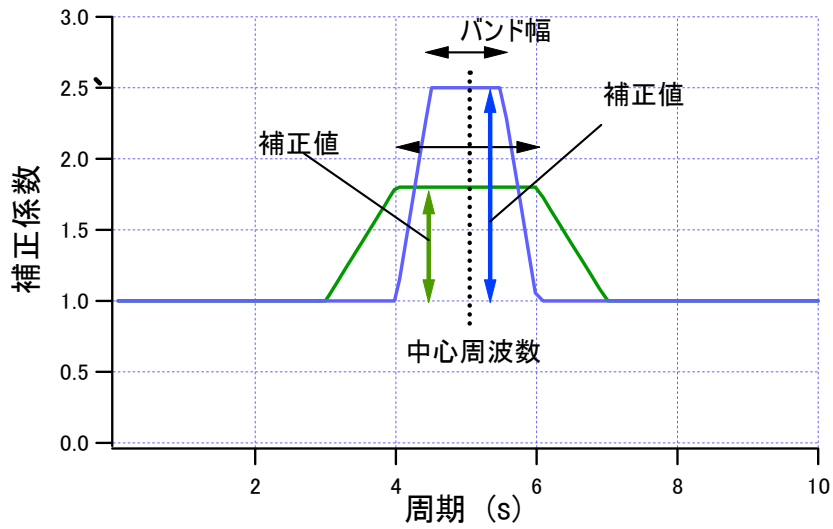


図 2.3 建設地点における固有の卓越周期の評価

2-2 長周期地震動の評価の現状

過去、1964年新潟地震や2003年十勝沖地震で発生した石油タンクの地震時のスロッシングによる火災の問題により、超高層建築物等の長周期建築物への影響が懸念され、最近では、日本建築学会や土木学会による検討の中で、近い将来にその発生が懸念される巨大地震（東海地震、南海、東南海地震、関東地震など）を対象として、いくつかの地点で推定される予測地震動波形が提供されている。

それらの検討によると、建設地点の長周期地震動を決める要素は（1）震源の大きさと震源破壊域（アスペリティ）分布と破壊速度など、（2）震源域と建設地点との距離による地震動の減衰特性、（3）建設地点周辺直下の深い構造（特に3次元構造）に起因する長周期成分の生長、である。

このうち、（1）の震源については、地震調査研究推進本部（推本）により、主要な地震については、推奨モデルが公表されている。（2）はいわゆる距離減衰の問題であるが、長周期地震動データの蓄積は近年進んでおり、それらのデータを用いて、統計的な検討による平均的特性を把握する必要がある。（3）は、わが国の地下構造（特に主要都市部）について、現在どの程度のことかわかっているか、あるいは長周期地震動予測の精度を上げるために、今後どのような調査が必要かなどについて、検討が進んでいるところである。

(1) 石油タンクと設計用長周期地震動

石油タンクのスロッシング一次固有周期は、次式で算定される。

$$T_s = 2\pi \sqrt{D / (3.682g) \cdot \coth(3.682Hl / D)}$$

T_s :スロッシング一次固有周期(秒)

スロッシング一次モードの最大波高応答は、次式で計算される。

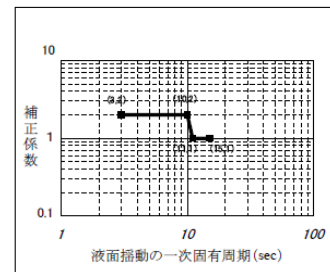
$$w_h = D / 2g \cdot 0.837(2\pi / T_s) \cdot S_v$$

ここに、 D :タンクの直径、 Hl :液深、 g :重力加速度

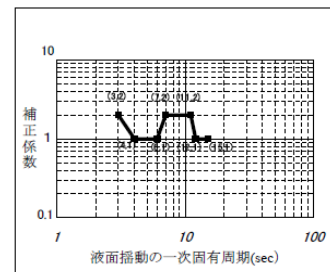
S_v :スロッシング固有周期(T_s)での減衰0.5%の速度応答スペクトル

旧消防法では上記の速度応答スペクトルの値は、約1m/sの基本値に0.7~1.0の地域補正係数を考慮して算定されていた。2006年に施行された、新しい総務省告示では3種類の地域区分（地域1~3）に基づく地震地域補正係数が導入されている。そのうち地域1の地域区分では、予測スペクトルが広い周期帯域、特に約7秒以上で1m/s

別図1



別図2



別図3

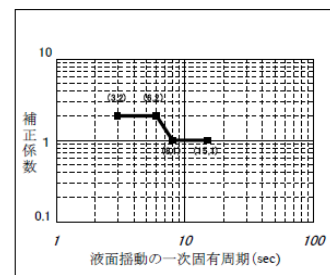


図 2.4 石油タンクの設計用地震動のための補正係数(地域1)
(総務省告示より)

を超えることから、地震地域補正係数として、スロッシングの一次固有周期に応じて与えられる新しい補正係数を導入している。地域 1 に対しては図 2.4 で表わされる最大で 2 倍の補正係数が適用される。地域 1 の地域は以下のように 3 区分され、それぞれの倍率を与えている。

地域 1 :

- i) 苫小牧、酒田、新潟
- ii) 東京湾岸
- iii) 函館、秋田、清水、名古屋、四日市、大阪

地域 2 : 予測スペクトルが周期約 7 秒未満で、1m/s を超える。

地域 3 : 予測スペクトルが、1m/s に満たない。

(2) 建築学会、土木学会と共同研究による検討用地震動

わが国の大都市圏における特定の地点を対象として近未来に発生が懸念されている大地震による長周期地震動の予測が行われた。手法はさまざまで、経験的グリーン関数法、統計的グリーン関数法、有限差分法、それらの組み合わせとしてのハイブリッド法などが使われた。作成された模擬地震動の大半は、日本建築学会から公表されており、表 2.2 に地震、作成者、評価地点などを示した。評価結果によると、地震動の特性は、震源の位置、大きさとその破壊形態および、それぞれの地域の地盤構造（特に深い地下構造）に大きく依存することが指摘された。このうち、震源破壊仮定の予測波への影響が非常に大きいことが指摘されている。（詳細は、文献参照のこと）

さらに、図 2.2 には、模擬地震動波形の応答スペクトル、エネルギースペクトルを重ね書きし、評価地点および研究者による計算結果のばらつきを示している。同じ地震であっても地震発生のプロセスや、計算方法の違いで、結果が大きく異なることを示しており、このような検討においては、相当な不確定性、ばらつきを想定して解釈すべきことを示している。

(3) 内閣府による長周期地震動に関する検討

設計用地震動の策定においては特定の地点ではなく任意の地点を対象とする地震動特性の設定手法が必要である。内閣府の検討では、各地点の地下構造データと観測波の H/V スペクトルなどにより、地盤の固有周期を推定し、全国を対象として分布図を作成して公開している。図 2.6 に固有周期の分布図を示す。青色の固有周期が小さい地域は、山地あるいは、硬質な岩盤が地表近くまである地点であるが、関東平野、濃尾平野、大阪平野、新潟平野等は、堆積層厚が大きく、固有周期が非常に長くなっていることがわかる。

表 2.2 日本建築学会による巨大地震の模擬地震動波形

表 4.1.2 共通波リスト

地震	作成者	地点	成分	略称	呼称	波形データ		時間 刻み (s)	備考
						加速度	速度		
関東	佐藤・壇	東京・ 気象庁	NS	TS-TOK-NS	関東地震・佐藤波・東京気象庁・NS	○	○	0.02	第一次提供波
		みなと みらい	NS	TS-YKL-NS	関東地震・佐藤波・みなとみらい・NS	○	○	0.02	第一次提供波
東海	土方ほか	新宿	NS	KH-SNJ-NS	東海地震・土方波・新宿・NS	○	○	0.01	第二次提供波
		新豊洲	NS	KH-STY-NS	東海地震・土方波・新豊洲・NS	○	○	0.01	第二次提供波
		横浜	NS	KH-YKH-NS	東海地震・土方波・横浜・NS	○	○	0.01	第二次提供波
東海・ 東南海	中部地方 整備局	三の丸	EW	C-SAN-EW	東海東南海地震・中部波・三の丸・EW	○		0.01	第一次提供波
	愛知県 建築住宅 センター	名古屋駅	EW	A-NST-EW	東海東南海地震・愛知県波・名古屋駅・EW	○		0.01	第二次提供波
		水上出張所	EW	A-SJB-EW	東海東南海地震・愛知県波・水上出張所・EW	○		0.01	第二次提供波
南海	釜江・入倉	大阪管区 气象台	NS	KK-OSA-NS	南海地震・釜江波・大阪管区气象台・NS	○		0.01	第一次提供波
		西大阪	EW	KK-WOS-EW	南海地震・釜江波・西大阪・EW	○		0.01	第一次提供波
南海	関口ほか (平均)	福島	NS	HS6-FKS-NS	南海地震・関口波・平均レベル・福島・NS	○		0.02	第二次提供波
		K-NET 大阪	EW	HS6-OSK005 -EW	南海地震・関口波・平均レベル・K-NET 大阪・EW	○		0.02	第二次提供波
		KiK-net 此花	NS	HS6-OSKH02 -NS	南海地震・関口波・平均レベル・KiK-net 此花・NS	○		0.02	第二次提供波

[注] 地表面位置での評価。ただしみなとみらい、三の丸は工学的基盤位置での評価。

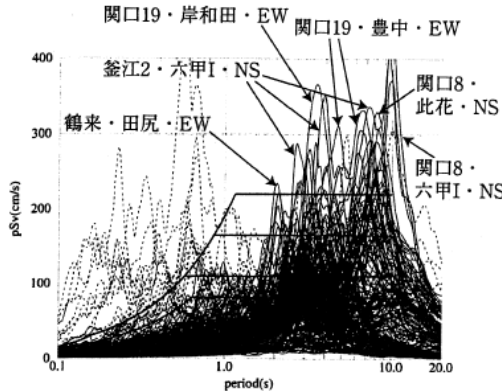


図 4.1.1 提供波の擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)

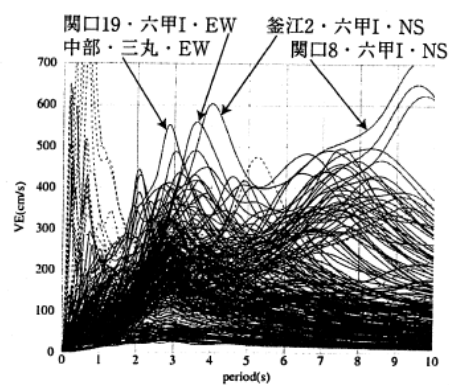


図 4.1.2 提供波のエネルギースペクトル ($h=10\%$)

図 2.5 各提供波のスペクトル特性の比較

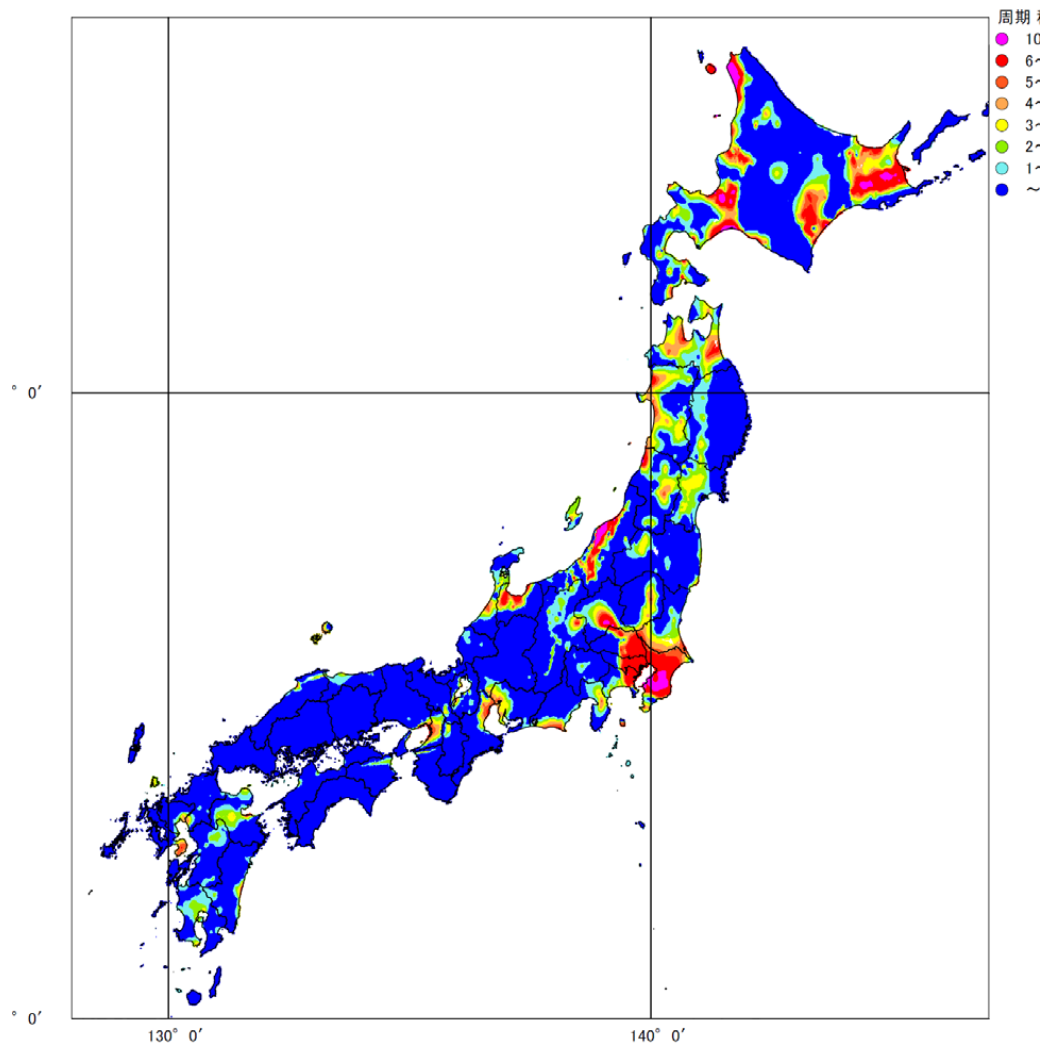


図 2.6 地盤一次周期の全国分布（内閣府の評価結果を転載）¹⁰⁾

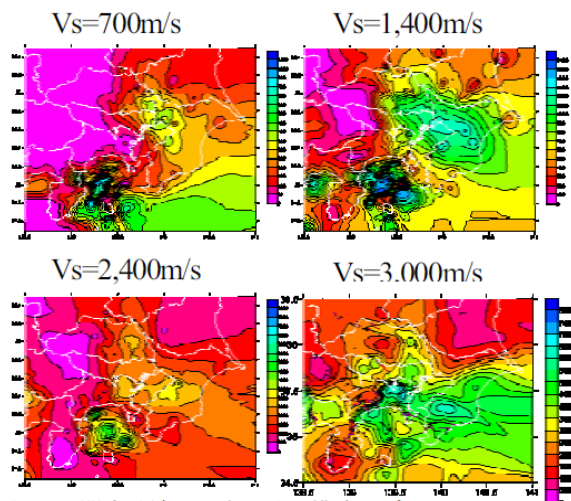


図 9 関東地域の 3 次元地下構造モデル
各層の上面の深さを図示。Vs=700m/s は工学的基盤。
Vs=3,000m/s は地震基盤。

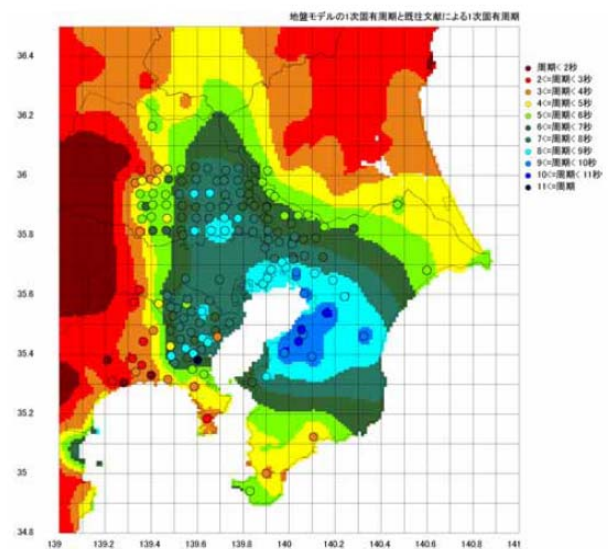


図 10 関東地域の 3 次元速度構造モデルから計算される
Vs=2,400m/s 層より浅い地盤の固有周期

図 2.7 関東地域の 3 次元速度構造モデル(左)と、それに基づく地盤の固有周期分布(右)¹⁰⁾

(4) 日本建築学会・東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会による設計用長周期地震動の検討事例

地震動部会(土木学会、日本建築学会合同)の検討による提供波に基づいて、長周期構造物を主たる対象とした、設計用地震動スペクトル形状が提案されている。

表 2.3 長周期地震動に対する想定されるスペクトルレベル

	標準波・告示波	巨大地震による長周期地震動	
		全体的(周期 0~10sec)	特定の周期帯
速度応答スペクトル S_T (cm/s)	80~120	80~120	120~180
エネルギースペクトル V_E (cm/s)	120~180	180~270	270~400

(5) 日本建築学会高機能社会耐震工学ワーキンググループの検討

日本建築学会は、平成 19 年度より内閣府からの受託研究「平成 20 年度長周期地震動対策に関する調査」を行っている。平成 19 年度には、これまでの予測地震動のばらつきを支配する要因の同定や、超高層建物の応答解析をとおして、損傷箇所の特特定や、補強方法、家具などの固定対策の検討などを行っているが、平成 20 年度には、①震源モデルに起因するばらつきを考慮した予測長周期地震動の高精度化、②長周期建物が保有すべき各種性能項目の明確化など、③長周期地震動の被災に伴い起こりうる事態の明確化、④既存構造物の長周期地震動による損傷把握手法についての検討、を行っている。

その中の①の項目で、関東、濃尾、大阪平野を含む南海トラフ沿い 3 次元地盤モデルによる東海・東南海地震の強震動シミュレーションを行っている。手法は、中央防災会議「東南海・南海地震に関する専門調査会」において検討された東海・東南海連動地震の震源(アスペリティー)モデルをベースに、3次元有限要素モデルを用いて、断層破壊の様相の違いによる地震動への影響度(ばらつきの大きさ)について検討し、既往の模擬地震動波形との比較なども行っている。

(6) その他

関西地震観測研究協議会(関震協)による南海・東南海地震による大阪地域の超高層建築物の応答性状の予測検討が行われている。大阪地域では 2000 年鳥取県西部地震の際に広域で超高層建築物などで長周期地震動が観測されたことから、南海・東南海地震における同様建築物の応答シミュレーションにより、その安全性を検討したものである。

東京地域でも、2004 年中越地震や、2007 年能登半島地震、同中越沖地震などでも、震源から遠く離れているにもかかわらず、長周期の揺れが観測されている。

その他、地震動評価に関連する研究として、地震調査研究推進本部(推本)関係で全国の地下構造の推定に関する調査研究が実施されていて、同時に、発生確率の非常に高い主要な海溝型地震(宮城県沖地震、東海・東南海地震、南海地震)に対応した長周期地震動マップが平成 21 年度末に作成される予定となっている。

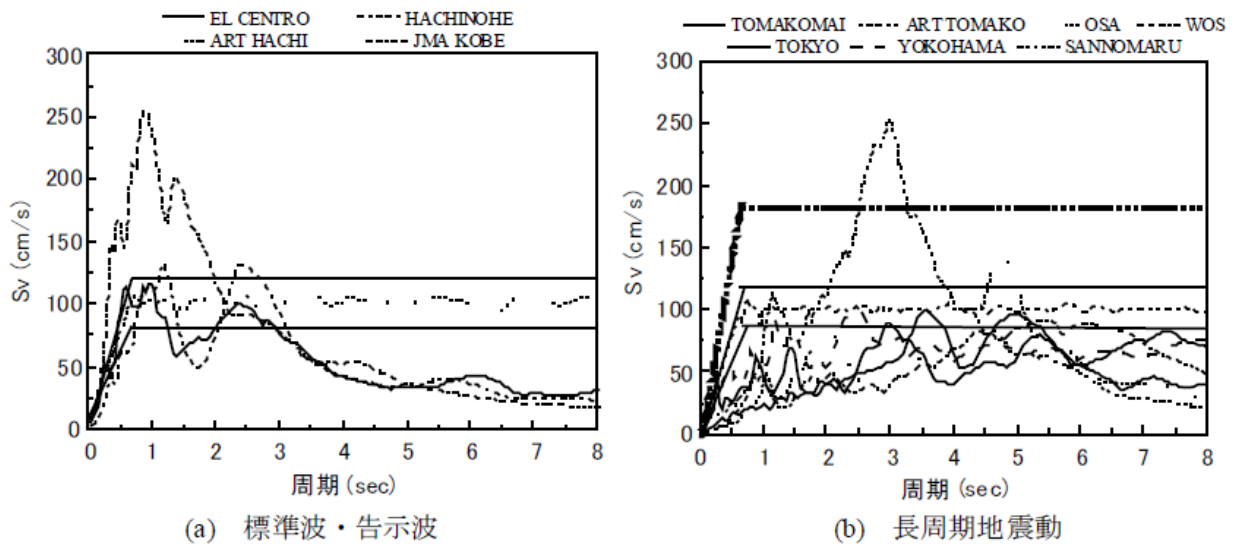


図-1 速度応答スペクトル (h=5%)

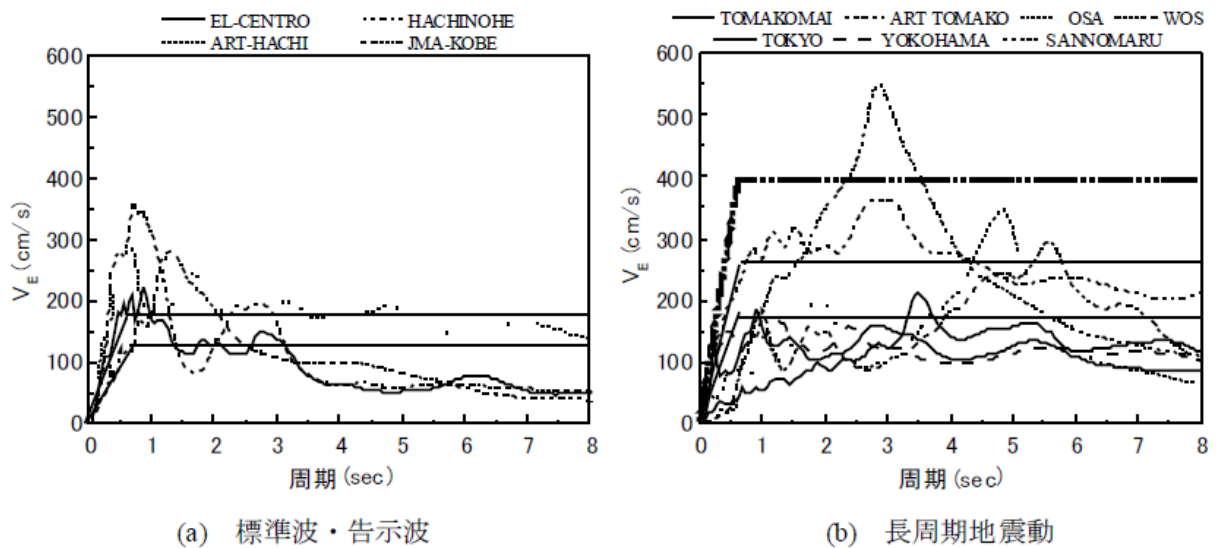
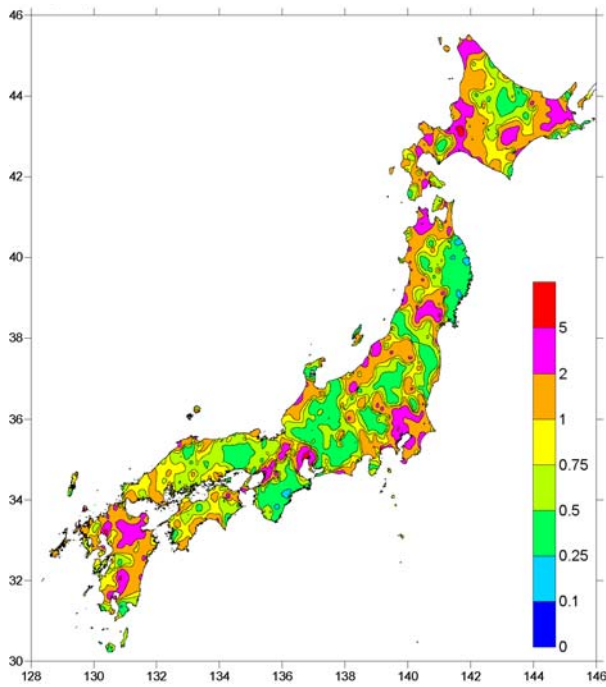


図-2 エネルギースペクトル (h=10%)

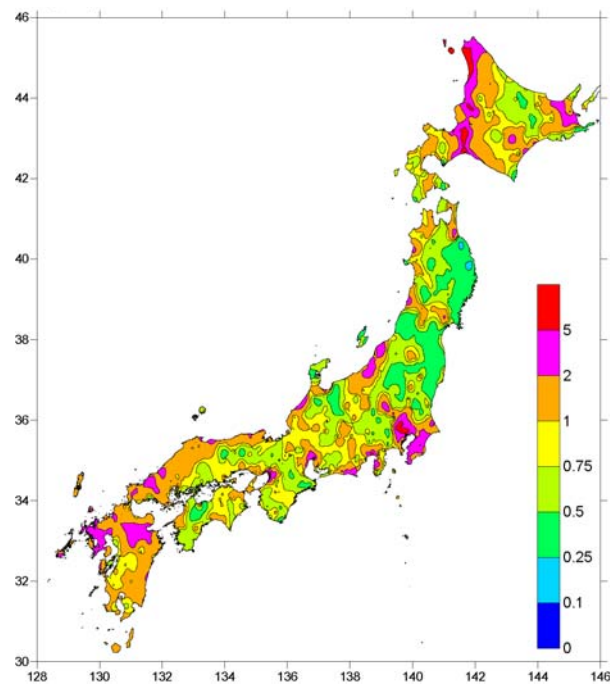
図 2.8 日本建築学会が提案した設計用スペクトル

個別の検討事例として、佐藤他(1999)における関東地震による関東地域の地震動予測事例や、より汎用的な利用をめざした片岡他(2008)による、全国強震観測データを用いた長周期域を対象とした地震動特性の距離減衰式の提案などがある。

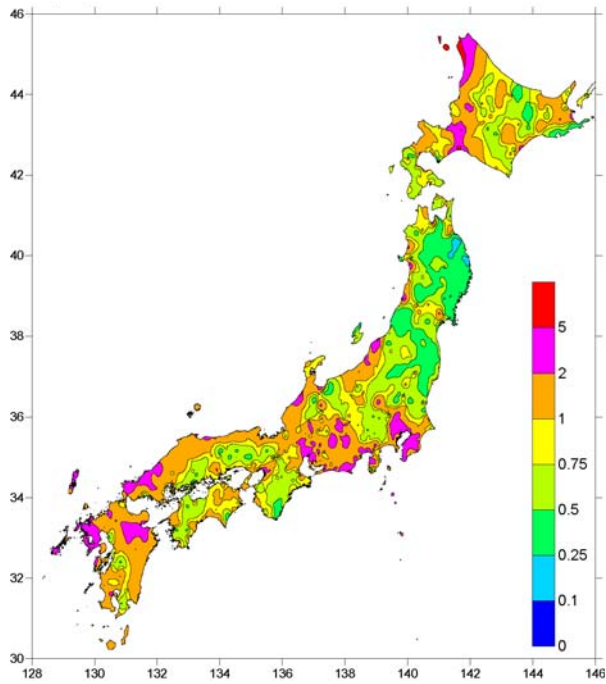
片岡(2008)は、1964年～2005年8月に起こった比較的大規模な地震を内陸地震と海溝性地震に分類し、気象庁一倍強震計、同87型強震計、同95型強震計の記録を用いて、加速度応答スペクトル、フーリエスペクトルの距離減衰式を作成した。通常地震規模と震源から観測点までの距離に加えて観測点の揺れやすさに関する補正値を変数として検討している。この観測点毎の加速度応答スペクトルの補正倍率を周期毎にマップ化して示した。(図 2.9 参照のこと)



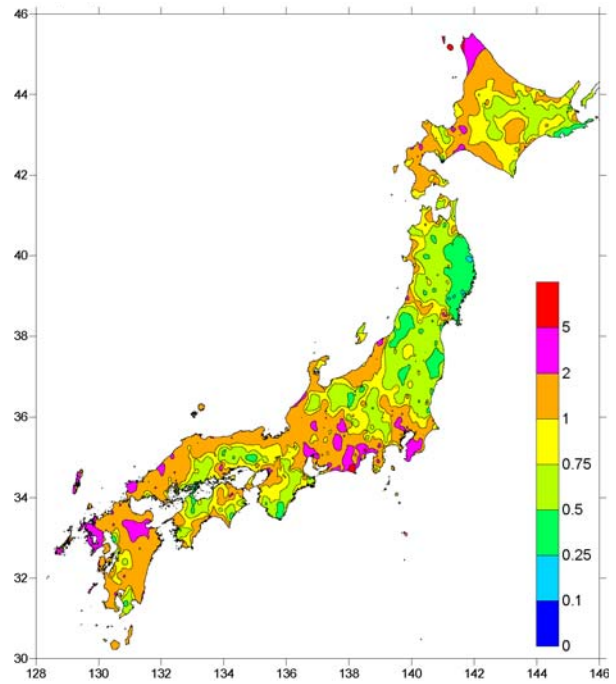
(a) $T_n=3[s]$



(b) $T_n=7[s]$



(c) $T_n=10[s]$



(d) $T_n=15[s]$

図 2.9 加速度応答スペクトル（減衰定数 1%）の距離減衰式の地点補正倍率の分布 ⁷⁾

参考文献

- 1) 日本建築センター，ビルディングレター「高層建築物の動的解析用地震動について」，ビルディングレター 6月号，1986，BCJ
- 2) 日本建築センター，「高層建築物の動的解析用地震動に関する研究」（研究代表者：松島豊），

平成6年度研究助成報告書 No. 9404, 1993, BCJ

- 3) 建築研究所・(財)日本建築センター、「設計用入力地震動作成手法技術指針」、1992, BCJ
- 4) 座間信作 「石油タンクのスロッシングに関わるやや長周期地震動の設計用スペクトル」、12JSEE
- 5) 横田崇, 鈴木晴彦, 増田徹、「中央防災会議での長周期地震動調査結果」広帯域地震動の予測2シンポジウム論文集, 土木学会・日本建築学会・巨大地震災害対応共同研究連絡会 土木学会、2006. 2
- 6) 日本建築学会、「長周期地震動と建築物の耐震性」、日本建築学会東海地震等巨大災害への対応特別委員会、2007. 12
- 7) 片岡正次郎、他、「やや長周期地震動の距離減衰式と全国の地点補正倍率」、土木学会論文集 A、Vol.64, No. 4, pp. 721-738, 2008. 11
- 8) 林康裕、「東南海・南海地震時に想定される大阪平野およびその周辺域における長周期構造物の応答評価ワーキンググループ(長周期応答WG)の活動について」
- 9) 日本建築学会・構造委員会・高機能社会耐震工学WG、「長周期地震動対策に関する公開研究集会」予稿集、平成21年3月9日、日本建築学会
- 10) 内閣府中央防災会議、「長周期地震動の卓越周期と深部地盤の固有周期」、東南海・南海地震等に関する専門調査会 参考資料 平成20年12月

<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/36/shiryou/shiryou4.pdf>

参考資料

建設省告示第1461号(平成12年5月31日)

超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件
(地震力の部分を抜粋)

四 建築物に作用する地震力について次ぎに定める方法による構造計算を行うこと。この場合において、建築物の規定及び形態に応じた上下方向の地震動、当該地震動に直交する方向の水平動、地震時の位相差及び鉛直方向の荷重に対する水平方向の変形の影響等を適切に考慮すること。

イ 建築物に水平方向に作用する地震動は、次ぎに定めるところによること。ただし、敷地の周辺における断層、震源からの距離その他地震時に対する影響及び建築物への効果を適切に考慮して定める場合においては、この限りではない。

(1) 解放工学的基盤(表層地盤による影響を受けないものとした工学的基盤(地下深所にあつて十分な層厚と剛性を有し、せん断速度が約400メートル毎秒以上の地盤をいう。))における加速度応答スペクトル(地震時に建築物に生ずる加速度の周期ごとの特性を表す曲線をいい、減衰定数5パーセントに対するものとする。)を次の表に定める数値に適合する物とし、表層地盤による増幅を適切に考慮すること。(表4.1が入る)

(2) 開始から終了までの継続時間を60秒以上とすること。

(3) 適切な時間の間隔で地震動の数値(加速度、速度若しくは変位又はこれらの組み合わせ)が明らかにされていること。

(4) 建築物が地震動に対して構造耐力上安全であることを検証するために必要な個数以上であること。

ロ イに規定する稀に発生する地震動によって建築物の構造耐力上主要な部分が損傷しないことを、運動方程式に基づき確かめること。ただし、制振部材にあつては、この限りではない。

ハ イに規定する極めて稀に発生する地震動によって建築物が倒壊、崩壊しないことを、運動方式に基づき確か

めること。

五 第二号から第四号までに規定する構造計算を行うにあたり、第一号に規定する荷重及び外力を適切に考慮すること。

六 第一号に規定する実況に応じた荷重及び外力に対して、構造耐力上主要な部分である構造部材の変形又は振動によって建築物の使用上の支障が起らないことを確かめること。

(財)日本建築センター 時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書 (平成12年6月制定、平成19年6月変更)
(地震関連部分のみ抜粋)

4.4 地震力に対する安全性

建築物に作用する地震力について告示第四号に定められた方法によって構造計算を行っていることを次の各項によって評価する。ただし、地震の作用による建築物への影響が暴風、積雪その他の地震以外の荷重及び外力の作用による影響に比べ小さいことが確かめられた場合にあっては、この限りでない。

4.4.1 水平方向入力地震動の設定

(1) 告示第四号イに定められた解放工学的基盤における加速度応答スペクトルをもち、建設地表層地盤による増幅を適切に考慮して作成した地震波（以下「告示波」という。）を設計用入力地震動とする。この場合、告示第四号イに定められた継続時間等の事項を満たし、位相分布を適切に考慮して作成した3波以上を用いること。

(2) 告示第四号イただし書により、建設地周辺における活断層分布、断層破壊モデル、過去の地震活動、地盤構造等に基づいて、建設地における模擬地震波（以下「サイト波」という。）を適切に作成した場合は、前項の告示波のうち極めて稀に発生する地震動に代えて設計用入力地震動として用いることができる。この場合、位相分布等を適切に考慮して作成した3波以上（告示波を併用する場合は、告示波との合計で3波以上）を用いること。

(3) 上記(1)及び(2)の何れの場合においても、作成された地震波が適切なものであることを確かめるため、下記の1)に示す地震波を、さらに評価員、評価補助員により組織する委員会が必要と認めて求めた場合には、1)に示す地震波を設計用入力地震動として併用する。

1) 過去における代表的な観測地震波のうち、建設地及び建築物の特性を考慮して適切に選択した3波以上について、その最大速度振幅を250mm/s、500mm/sとして作成した地震波を、それぞれ稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動とする。なお、上記の最大速度振幅の値は令第88条第1項に定められたZを乗じた値とすることができる。

4.4.2 応答解析に用いる建築物の振動系モデルの設定

(1) 建築物の振動系モデルは、建築物の構造方法、振動性状によって建築物の各部分に生じる力及び変形を適切に把握できるように設定されていること。この場合において、特定の部材への応答値を直接評価することが適切な構造方法、振動性状を有する建築物の場合には、その目的に適した振動系モデルが設定されていること。

(2) 建築物と地盤の動的相互作用が建築物の振動性状に与える影響が大きいと推定される基礎構造を有している場合には、その影響を適切に考慮できる振動系モデルが設定されていること。

(3) 振動系モデルの復元力特性及び減衰特性は、建築物の構造方法及び振動性状を適切に反映したものであること。

(4) 層としての復元力特性を設定する場合には、地震力の各階についての分布を適切に仮定し、各部材の弾塑性復元力特性を適切に考慮した上で行った静的弾塑性解析の結果に基づく方法又はそれに準ずる方法によって行われていること。

4.4.3 水平方向地震力に対する応答計算

(1) 建築物の各応答値は、入力地震動を受ける振動系モデルについての運動方程式を適切な方法によって解くことにより求めていること。

(2) 建築物の平面直交主軸2方向のそれぞれに地震動が加わった場合の応答を別途に求めていること。また、2方向同時に地震動が加わった場合の応答又は主軸に対して45度方向に地震動が加わった場合の応答の影響を適切な方法によって評価していること。

(3) 上下方向の地震動の影響を水平方向地震動との同時性の関係を考慮して、また建築物の規模及び形態を考慮して適切に評価していること。

(4) 平面的に長大な寸法をもつ建築物等、入力地震動の位相差の影響を受けるおそれのある規模及び形態をもつ建築物に対しては、その影響を適切な方法によって考慮していること。

(5) 鉛直方向の荷重に対する水平方向変形の影響を適切に考慮していること。

4.4.4 評価判定クライテリア

(1) 損傷限界

稀に発生する地震動によって、建築物の部分に損傷が生じないことが次のイ及びロの方法によって確かめられていること。（ただし、免震層については、法第37条に基づく免震材料の法第37条材料認定の適用範囲内で使用されていることが確認されていれば、イ及びロの方法によらなくてもよい。）

イ．各階の応答層間変形角が200分の1を超えない範囲にあることを確かめること。ただし、構造耐力上主要な部分の変形によって建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれのないことを確かめた場合にあっては、この限りでない。

ロ．建築物の構造耐力上主要な部分に生じる応力が短期許容応力度以内であるか、又は地震後に有害なひび割れ又はひずみが残留しないことを確かめること。ただし、制振部材（告示第三号イに規定するもの。以下同じ。）にあつては、この限りではない。

(2)倒壊、崩壊限界

極めて稀に発生する地震動によって、建築物が倒壊、崩壊等しないことが次のイから二までの方法によって確かめられていること。（ただし、免震層については、法第37条に基づく免震材料の法第37条材料認定の適用範囲内で使用されていることが確認されていれば、イから二の方法によらなくてもよい。）

イ．各階の応答層間変形角が100分の1を超えない範囲にあること。

ロ．各階の層としての応答塑性率が2.0を超えないこと。この場合、塑性率を求める基準となる変形を構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること。

ハ．構造耐力上主要な部分を構成する各部材の応答塑性率が、その部材の構造方法、構造の特性等によって設定された限界値（当該数値が4.0を超える場合は4.0）以下であること。この場合、塑性率を求める基準となる変形を構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること。（ただし、制振部材にあつては、この限りではない。）

二．応答値が、イ、ロ及びハに示した値を超える場合にあっては、その超過する程度に応じ、以下の事項が確かめられていること。

①部材ごとの応答値を算定できる適切な解析モデルを用いて層間変形角、層の塑性率及び部材の塑性率等の妥当性が確かめられていること。

②応答解析に用いる部材の復元力特性が、応答変形を超える範囲まで適切にモデル化され、かつ、そのモデル化が適切である構造ディテールを有すること。

③水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を算定できる適切な応答解析が行われていること。

第3章 観測データに基づく長周期地震動の性質

3-1 長周期地震動の回帰式作成に用いるデータと手法

本章では、周期 0.1～10 秒の減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの回帰式(距離減衰式)、継続時間を特徴づける群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式を作成するための、地震動データと回帰式作成方法について記述する。

(1) データセット

回帰分析は、海溝型地震、地殻内地震それぞれに対して実施する。回帰分析に用いる海溝型地震、地殻内地震の諸元を表 3.1.1、表 3.1.2 に示す。地震数は、海溝型地震、地殻内地震で、それぞれ、33 個、26 個である。地震モーメント及び M_w は、震源インバージョン結果がある場合にはこの値、ない場合には防災科学技術研究所の F-net の推定値、これもない場合にはハーバード大学の推定値を用いる。なお、その他の地震諸元は気象庁発表の値を用いる。また、回帰式作成に用いる断層最短距離は、震源インバージョンがなされている地震(表 3.1.1、表 3.1.2 参照)は、その断層モデルを用いて計算し、他の地震は震源距離を用いた。

地震の選択条件は、以下の通りである。

- 1) 地殻内地震では、 $M_J \geq 6.0$
- 2) 海溝型地震(プレート境界地震とスラブ内地震)では、 $M_J \geq 6.5$
- 3) 震源深さ $\leq 60\text{km}$
- 4) 2007 年 7 月までの地震

また、記録の選択条件は以下の通りである。

- 1) K-NET 観測点、KiK-net 観測点、気象庁 87 型観測点
- 2) 地表の 3 成分の記録
- 3) 福島・田中(1992)の最大加速度の距離減衰式で 2cm/s^2 以上となる距離以内
- 4) 地殻内地震：震源距離 $\leq 350\text{km}$
- 5) 海溝型地震：震源距離 $\leq 400\text{km}$
- 6) 周期 0.1～10 秒で信頼できる記録
- 7) 層別因子を用いた回帰分析に必要な共通の記録

なお、7)の条件を満足させるため、1996 年銚子付近の地震は $M_J 6.4$ であるが追加している。海溝型地震の震央位置を図 3.1.1 に、 M_J と断層最短距離、 M_w と断層最短距離、地震モーメント M_0 と震源距離の関係を図 3.1.2 に示す。地殻内地震に対する同様の図を図 3.1.3、図 3.1.4 に示す。図 3.1.5 には、観測点位置を示す。

観測加速度波形に周期 0.05～10 秒のフィルターをかけ、S 波部以降を切り出した波形を回帰式作成に用いた。S 波到達時間は発震時からの走時が海溝型地震は震源距離/4.2～5 秒、海溝型地震は震源距離/3.6～5 秒とした。

(2) 加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの回帰式作成方法

固有周期 T の関数である減衰定数 1% と 5% の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを $Y(T)$ とし、 $Y(T)$ を M_j と断層最距離 R (km) をパラメータとする (1) 式と、 M_w と R をパラメータとする (2) 式で表現する。

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

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

ここで、 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $d(T)$ 、 $p(T)$ 、 $c(T)$ 、 $c_j(T)$ は回帰係数である。 $d(T)10^{0.5M_j}$ 、 $d(T)10^{0.5M_w}$ は震源近傍で地震動強さが頭打ちする現象を表現する項である。 $c(T)$ は周期 1 秒以上で、地盤増幅がなく、地震基盤相当と考えられる KiK-net 観測点 FKSH19 のサイト係数である。図 3.1.6 には、FKSH19 での地盤構造 (防災科学技術研究所強震ネットワーク; <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>) を示す。 $c_j(T)$ は j 観測点での地震基盤から地表までのサイト係数である。したがって、 $10^{c_j(T)}$ は j 観測点における地震基盤から地表までの地盤増幅率となる。なお、減衰定数 1% と 5% の加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルとも、NS 成分と EW 成分の幾何平均値と上下成分に対してそれぞれ距離減衰式を作成する。対象とする固有周期 T は、昨年度の検討と同様、56 ポイント (0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0, 2.2, 2.4, 2.6, 2.8, 3.0, 3.2, 3.4, 3.6, 3.8, 4.0, 4.2, 4.4, 4.6, 4.8, 5.0, 5.2, 5.4, 5.6, 5.8, 6.0, 6.2, 6.4, 6.6, 6.8, 7.0, 7.2, 7.4, 7.6, 7.8, 8.0, 8.2, 8.4, 8.6, 8.8, 9.0, 9.2, 9.4, 9.6, 9.8, 10.0 秒) である。

(1)、(2) 式の $d(T)$ 、 $p(T)$ は、グリッドサーチにより求めた。サーチするグリッドは、 $d(T)$ は、既往の研究を参考に、0 から 0.02 までを 0.001 刻みの 21 ポイント、幾何減衰を意味する $p(T)$ は、0.5 から 1.0 までを 0.1 刻みで 6 ポイントとした。したがって、各固有周期において $21 \times 6 = 126$ グリッドで回帰分析を行い、回帰誤差 e が最小となる $d(T)$ 、 $p(T)$ を推定している。回帰分析は、佐藤・他 (1994)、片岡・他 (2006) と同じ、二段階回帰分析手法を用いている。

(3) 群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式作成方法

継続時間は、周波数 f (あるいは周期 T) の狭帯域毎の群遅延時間の平均値 $\mu_{\text{tgr}}(f)$ と分散 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ の 2 つの指標により定義する (和泉・勝倉, 1985)。群遅延時間は、位相スペクトルの 1 回微分であるから、初期位相を設定すれば、群遅延時間の平均値と標準偏差から正規分布を仮定して位相スペクトルが計算できる。群遅延時間を導入することにより、表面波の分散性など非定常性が考慮できる特徴がある (佐藤・他, 1997)。周期 1~10 秒がターゲットであるため、波形の時間刻みを 0.02 秒にし、観測波形に後続の 0 をつけて 655.36 秒とし、さらに、波形の前に 655.36 秒の 0 をつけた波形から $\mu_{\text{tgr}}(f)$ と $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ は計算する。なお、最後に、発震時が 0 秒となるように $\mu_{\text{tgr}}(f)$ を補正する。狭帯域の幅は、フーリエ個数が 64 個となる 0.09766Hz とした。図 3.1.7~図 3.1.9 には、例として 2004 年紀伊半島沖地震の大阪平野内の観測点此花 (OSKH02) での観測加速度波形と非定常スペクトル及び群遅延時間の平均値と平均値 \pm 標準偏差を示す。なお、EW 成分の観測波形は、3.3 で回帰式に基づくシミュレーション対象波形である。

$\mu_{\text{tgr}}(f)$ 、 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ とも、震源特性、伝播特性、サイト特性の和として表現できる(澤田・他、1998)。そこで、中心周波数 f の関数である $\mu_{\text{tgr}}(f)$ と $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ (ともに、水平 2 成分の平均と上下成分) を $Y(f)$ とし、 $Y(f)$ を地震モーメント M_0 (dyne-cm) と震源距離 X (km) をパラメータとする (3) 式で表現する。

$$Y(f) = a(f) M_0^{1/3} + b(f) X + c_j(f) \quad (3)$$

ここで、 $a(f)$ 、 $b(f)$ 、 $c_j(f)$ は回帰係数である。 $c_j(f)$ はサイト係数である。(3) 式は、佐藤・他(2004)と同様に、非負条件付き最小自乗法 (Lawson and Hanson, 1974) により求めた。この手法では、海溝型地震と地殻内地震では基準となる観測点を特定できないため、海溝型地震、地殻内地震のサイト係数を平均する操作は行わない。

断層の破壊の継続時間は、断層長さに比例すると考えられ、断層長さは $M_0^{1/3}$ に比例する。したがって、波形の重心を意味する群遅延時間の平均値 $\mu_{\text{tgr}}(f)$ も $M_0^{1/3}$ に比例すると考えられ、 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ は $M_0^{2/3}$ に比例すると考えられる。 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ は $M_0^{2/3}$ に比例するとしてモデル化して計算すると、 $a(f)$ が 0 となったため、 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ も $M_0^{1/3}$ に比例するとしてモデル化した。 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ が $M_0^{2/3}$ に比例しない理由として、断層が長くなると、観測点から遠い部分での断層の破壊の影響が小さくなることなどが考えられる。 $\mu_{\text{tgr}}(f)$ に対する $b(f)$ は、波群の重心の伝播速度の逆数を意味する。

参考文献

- 1) 青井真・関口春子(2007). 近地地震動記録による能登半島地震の震源インバージョン(暫定版)、
<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/topics/noto070325/>.
- 2) Asano, K. and T. Iwata (2006). Source process and near-source ground motions of the 2005 West Off Fukuoka Prefecture, Earth Planets Space, Vol. 58, pp. 93-98.
- 3) 福島美光・田中貞二(1992). 新しいデータベースを用いた最大加速度の距離減衰式の改訂、日本地震学会講演予稿集、No. 2、pp. 116.
- 4) Hikima, K. and K. Koketsu (2005). Rupture processes of the 2004 Chuetsu (mid-Niigata prefecture) earthquake, Japan: A series of events in a complex fault system, Geophys. Res. Lett., Vol. 32, L18303, doi:10.1029/2005GL023588.
- 5) Horikawa, H. (2001). Earthquake doublet in Kagoshima, Japan: Rupture of asperities in a stress shadow, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, pp. 112-127.
- 6) 岩田知孝・関口春子(2002). 2000年鳥取県西部地震の震源過程と震源域強震動、第11回日本地震工学シンポジウム、CD-ROM、pp. 125-128.
- 7) 和泉正哲・勝倉裕 (1985). 地震動の位相特性に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文集、第327号、pp. 20-26.
- 8) 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.
- 9) Koketsu, K., K. Hikima, S. Miyazaki, and S. Ide (2004). Joint inversion of strong motion and geodetic data for the source process of the 2003 Tokachi-oki, Hokkaido, earthquake,

Earth Planets Space, Vol.56, pp.329-334.

- 10) 国土地理院(2005). 2005年8月16日 宮城県沖の地震に伴う断層モデル(最終解)、http://jishin.go.jp/main/chousa/05sep_miyagi/p09.htm.
- 11) 国土地理院(2008). 震源断層モデルの概念図 : <http://cais.gsi.go.jp/Research/topics/topic080111/images/gsi5.pdf>.
- 12) Lawson, C.L. and Hanson, D.J. (1974). Solving Least squares problems, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 13) 前田宜浩・一柳昌義・笹谷努(2005). 北海道内陸地震の震源特性、日本地震工学会・大会-2005梗概集、pp.300-301.
- 14) 佐藤俊明・宮腰淳一・佐藤智美・渡辺孝英・植竹富一・田中英朗(1994). 気象庁87型電磁式強震計記録の応答スペクトルの統計解析による各地気象台のやや長周期帯域(周期1~10秒)の揺れやすさ係数について、第9回日本地震工学シンポジウム、pp.607-612.
- 15) 佐藤智美・植竹富一・菅原良次(1997). 群遅延時間を用いたやや長周期地震動の経験的経時特性モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第493号、pp.31-39.
- 16) 佐藤智美・巽誉樹(2002). 全国の強震記録に基づく内陸地震と海溝性地震の震源・伝播・サイト特性、日本建築学会構造系論文集、第556号、pp.15-24.
- 17) 佐藤智美・片岡正次郎・奥村俊彦(2002). K-Net 強震記録に基づく工学的基盤における加速度応答スペクトルと経時特性の推定式の検討、第11回日本地震工学シンポジウム、pp.615-620.
- 18) 佐藤智美(2004). 群遅延時間のインバージョンと散乱理論に基づく地震動の経時特性モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第586号、pp.71-78.
- 19) 澤田純男・盛川仁・土岐憲三、横山圭樹(1998). 地震動の位相スペクトルにおける伝播経路特性とサイトの分離、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol.1、pp.915-920.
- 20) 関口春子・岩田知孝(2002). 2001年芸予地震の破壊過程と強震動、月刊地球 号外No.38、pp.239-246.
- 21) 宇佐美龍夫(1999). 新編日本被害地震総覧[増補改訂版]、東京大学出版会.
- 22) 山中佳子(2005). 9月5日の紀伊半島南東沖の地震(Mj6.9, Mj7.4, Mj6.4 + Mj6.2)、EIC地震学ノート No.152、http://www.eic.eri.u-tokyo.ac.jp/EIC/EIC_News/EIC152.html.

表 3.1.1 海溝型地震の地震諸元

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)		観測点 数			
	年	月日	時	分	秒	度	分	秒				度	分		M_0	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 3.1.2 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	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_s	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	1.61E+26	6.7	岩田・関口 (2002)	431
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	2.32E+25	6.2	Hotikawa (2001)	332
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	8.80E+25	6.6	Hikima and Koketsu (2005)	574
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	8.50E+24	5.9	Hikima and Koketsu (2005)	447
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	4.11E+24	5.7		406
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	3.20E+25	6.3	Hikima and Koketsu (2005)	536
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	7.50E+24	5.9	Hikima and Koketsu (2005)	457
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	1.15E+26	6.6	Asano and Iwata (2006)	354
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	1.06E+26	6.6	菅井・関口 (2007)	542
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	1.43E+26	6.7	国土地理院 (2008)	621
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	4.00E+25	6.3	Fukuyama et al. (1993)	25
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	7.48E+23	5.2		14
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	3.30E+26	6.9	Sekiguchi et al. (2002)	25
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				
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				

1、28、29、30、31がHarvard, その他のF-net

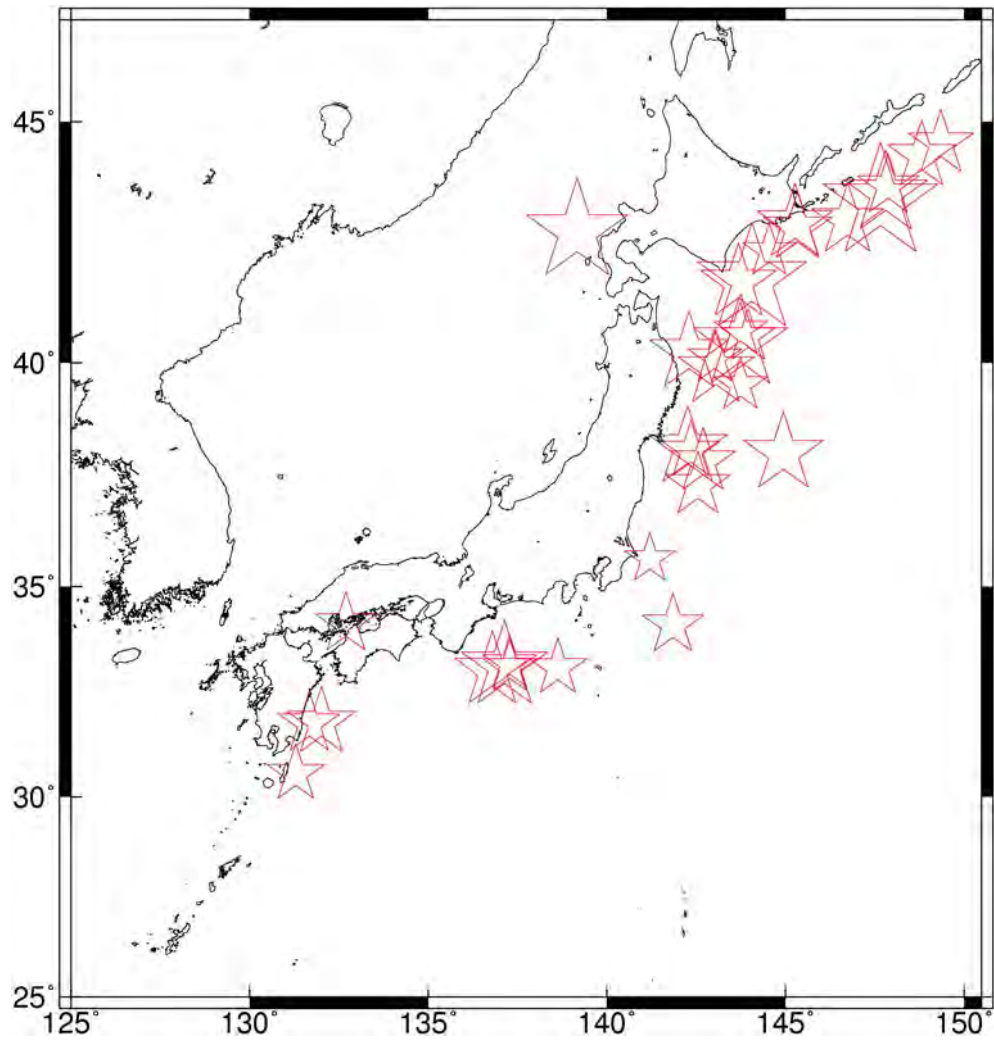


図 3.1.1 海溝型地震の震央位置

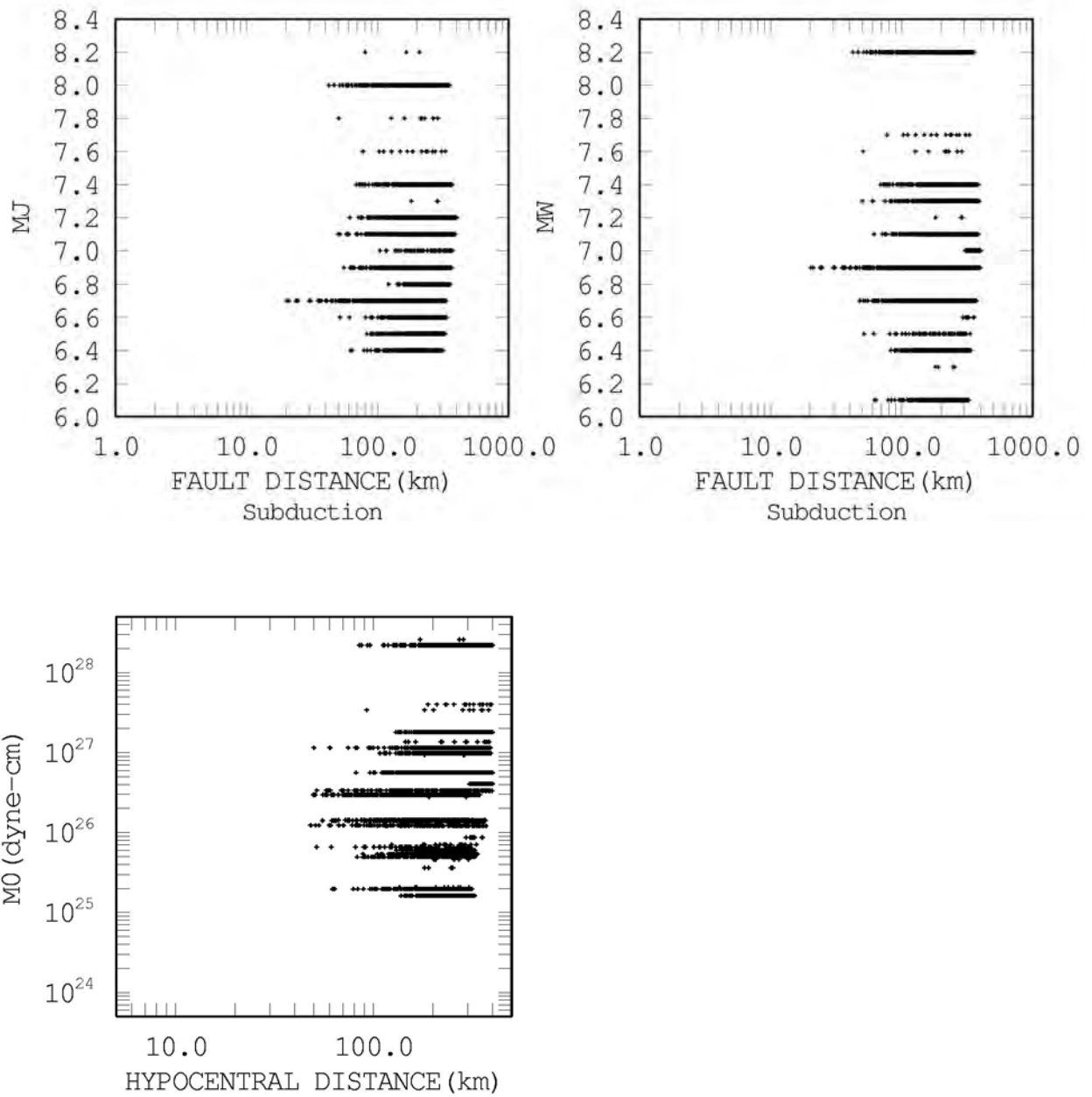


図 3.1.2 海溝型地震の M_J と断層最短距離、 M_w と断層最短距離、地震モーメント M_0 と震源距離の関係

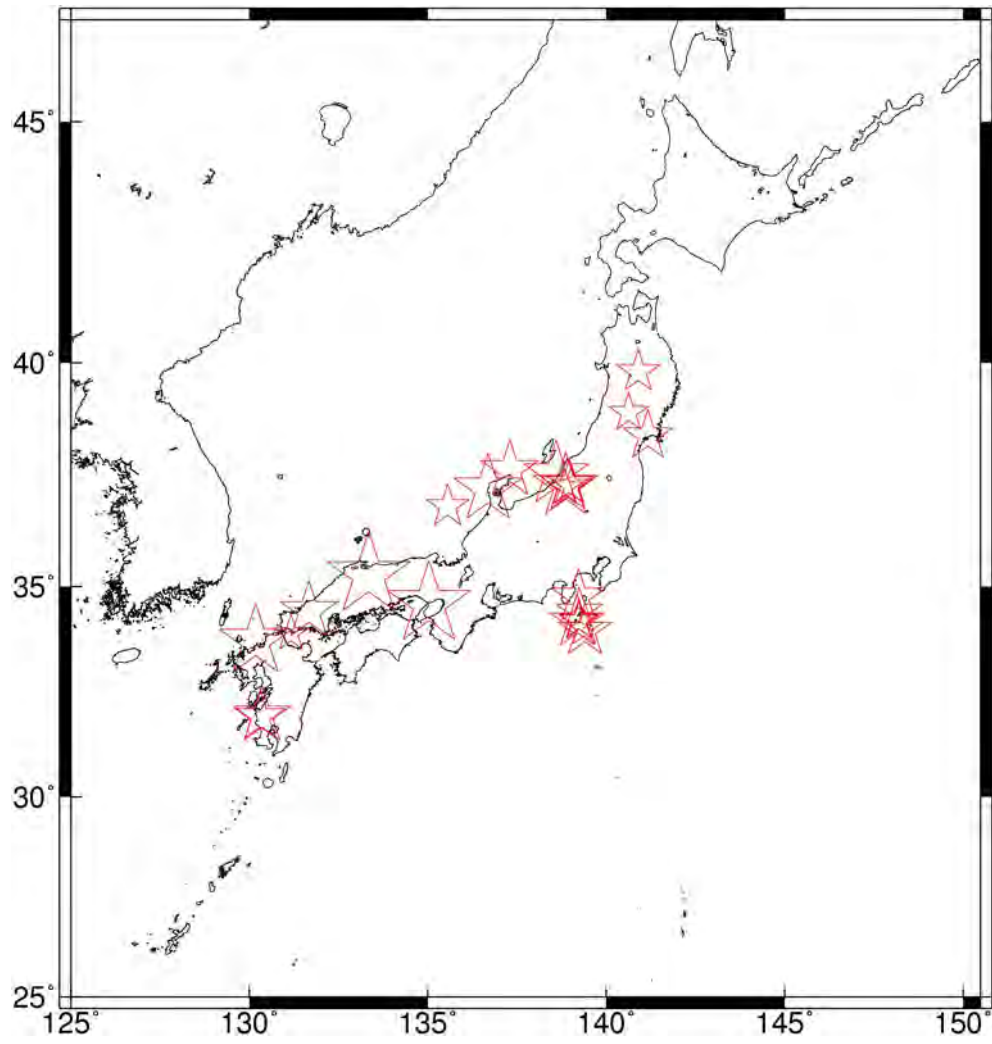


図 3.1.3 地殻内地震の震央位置

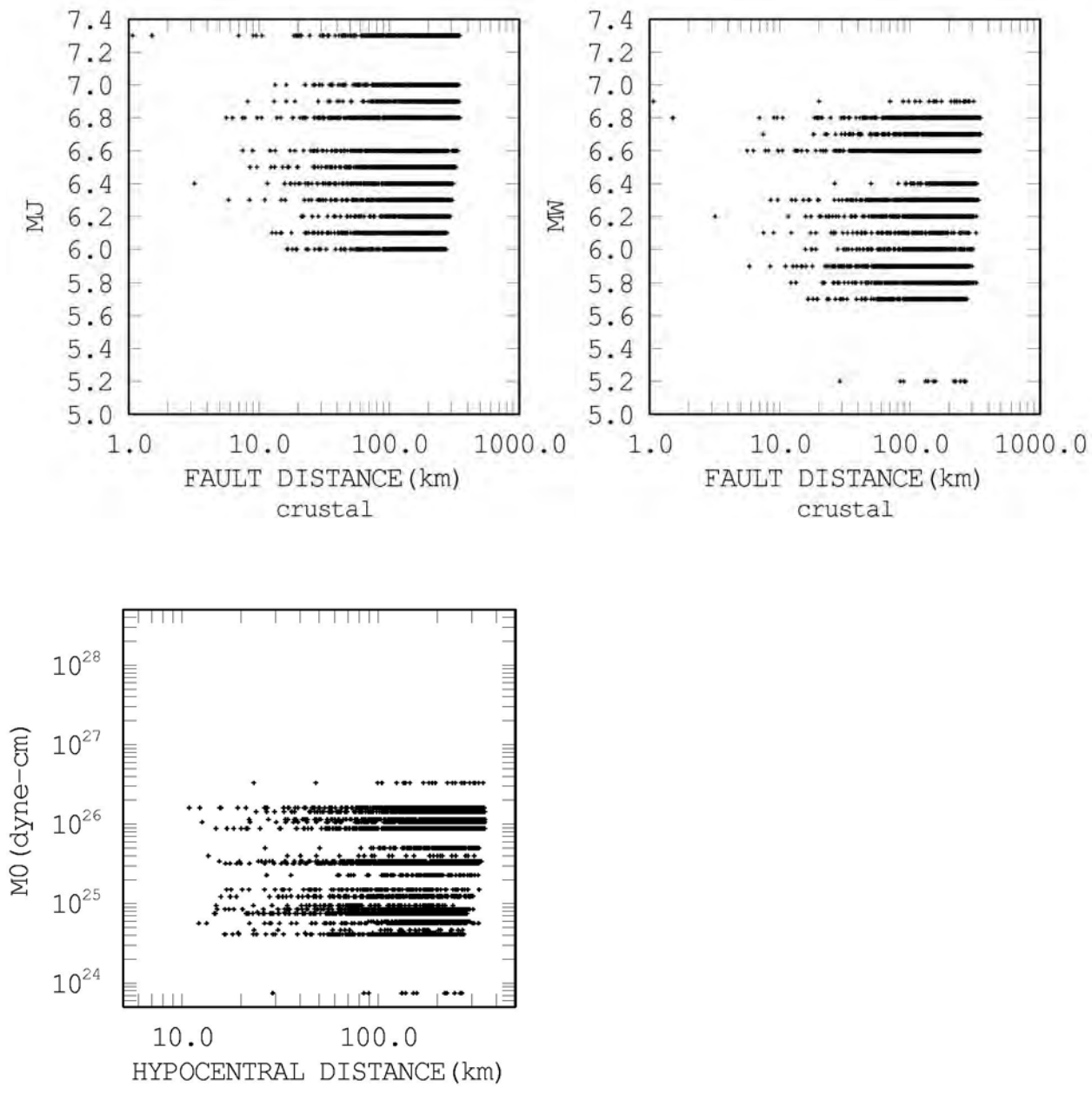
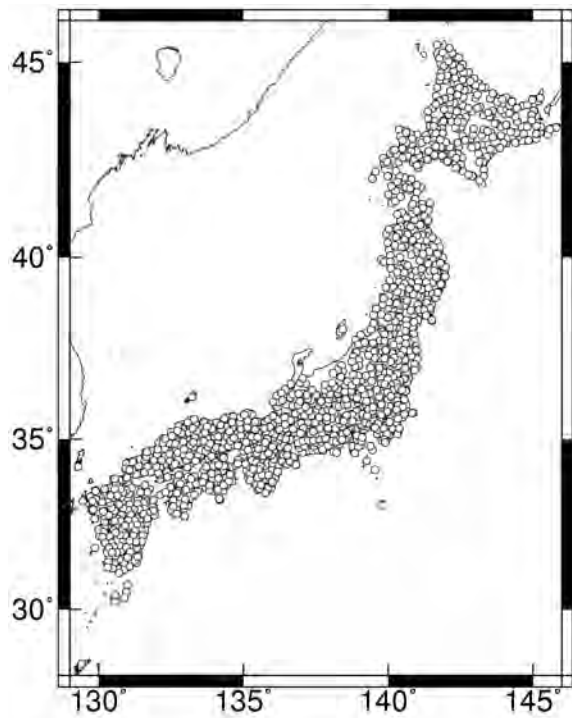
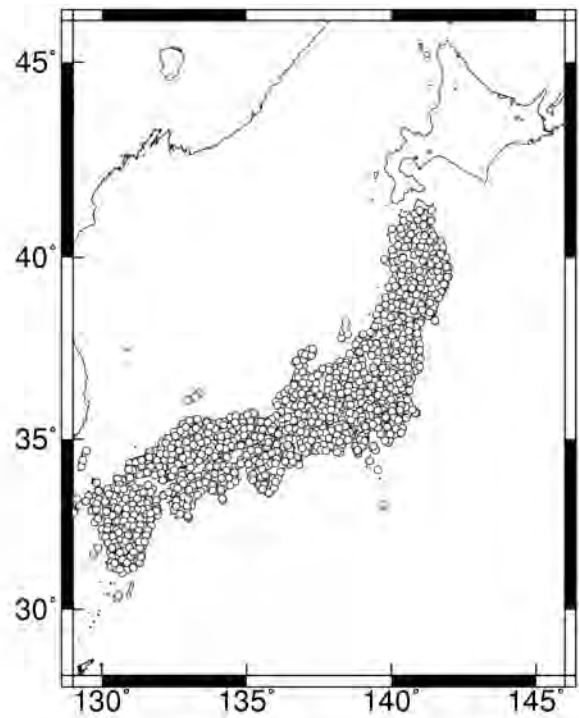


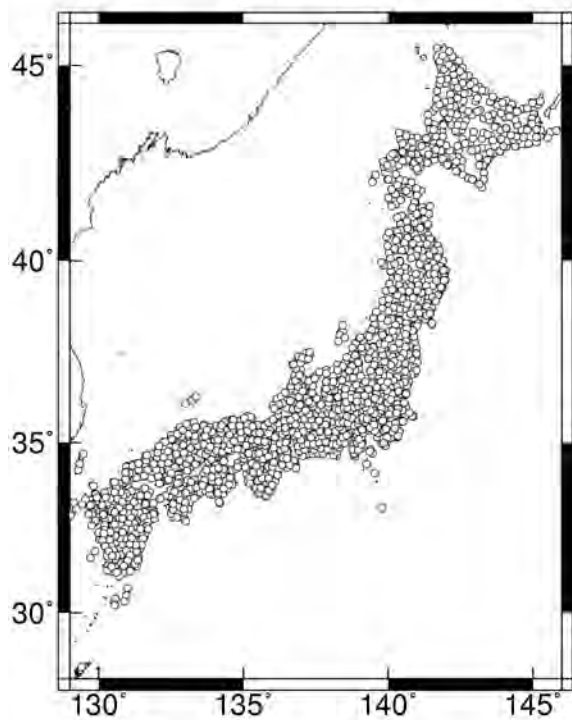
図 3.1.4 地殻内地震の M_J と断層最短距離、 M_w と断層最短距離、地震モーメント M_0 と震源距離の関係



海溝型地震



地殻内地震



全観測点

図 3.1.5 回帰式作成に用いる観測記録が得られている観測点位置

ボーリング柱状図

観測点名： 郡路(みやこじ)
 所在地： 福島県田村郡陸路村大字岩井沢字馬酔木沢230-15
 緯度： 37° 28' 2.0"
 孔口標高： +51.0m
 観測点コード： FKSH19
 経度： 140° 43' 34.0"
 総掘進長： 103.00m

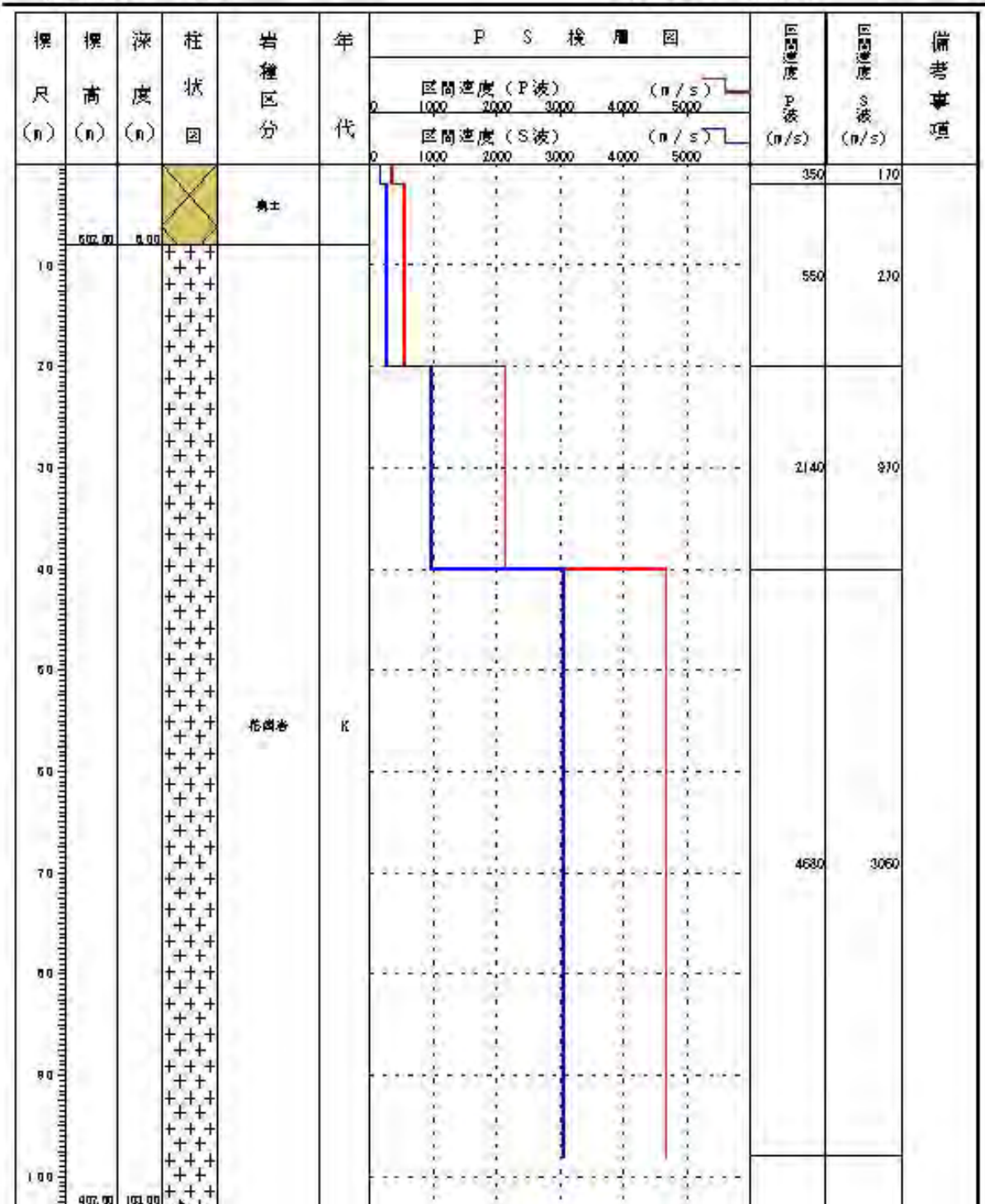


図 3.1.6 基準観測点とした FKSH19 の地盤構造 (防災科学技術研究所)

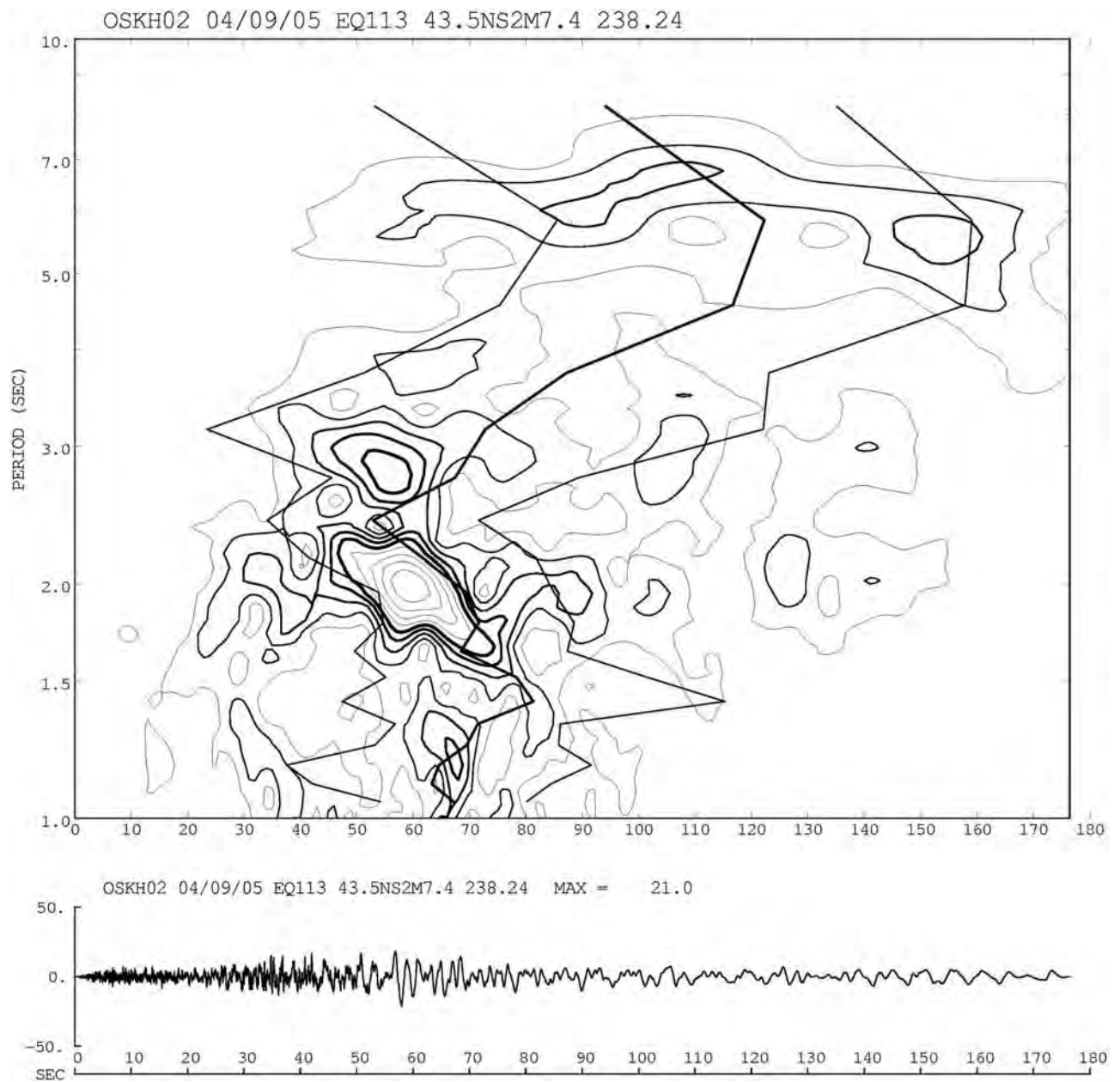


図 3.1.7 2004 年紀伊半島沖地震の大阪平野内の此花(OSKH02)での観測加速度波形 (NS 成分) とその非定常スペクトル及び群遅延時間の平均値 (太線) と平均値±標準偏差 (細線)

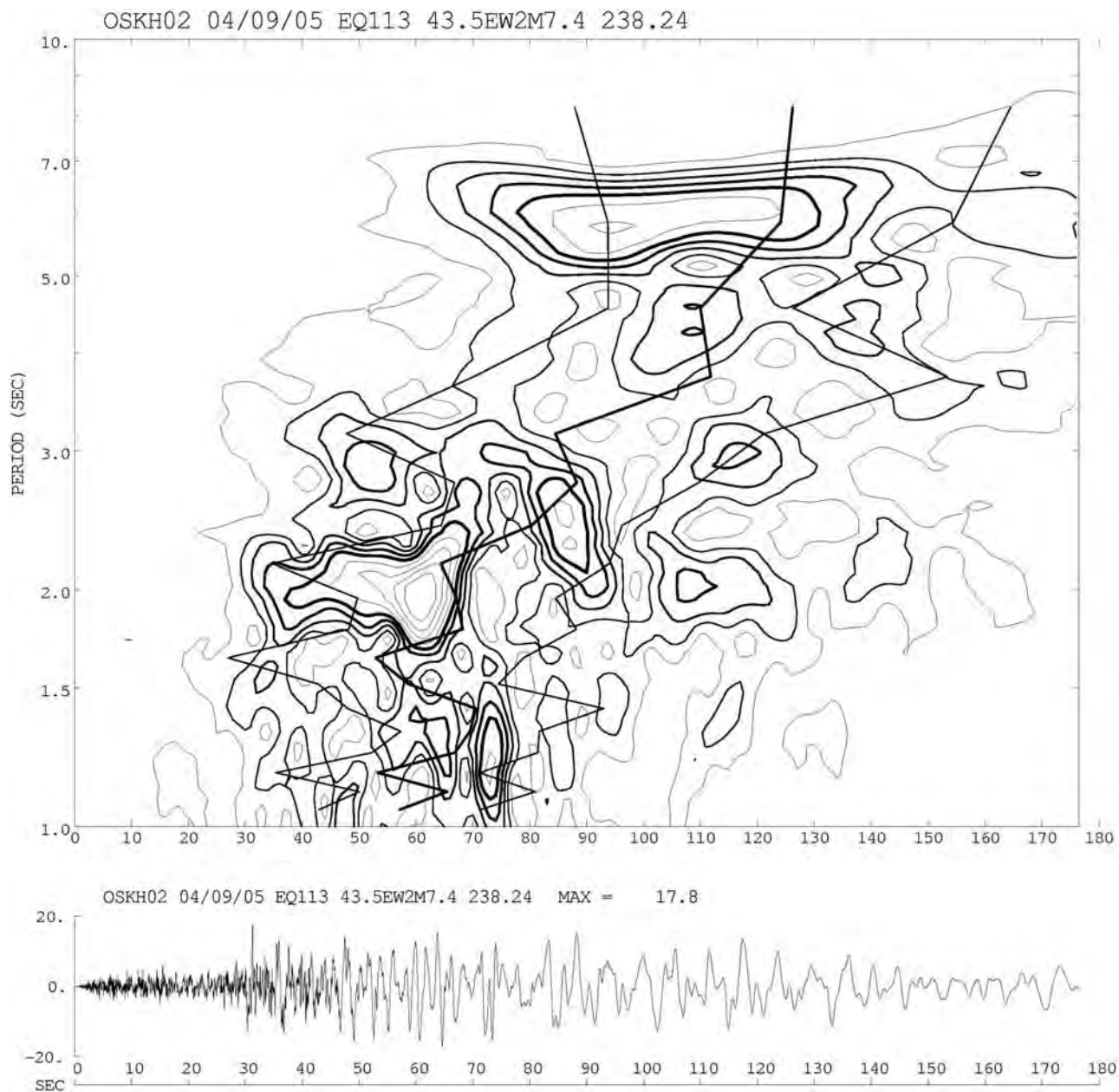


図 3.1.8 2004 年紀伊半島沖地震の大阪平野内の此花(OSKH02)での観測加速度波形 (EW 成分) とその非定常スペクトル及び群遅延時間の平均値 (太線) と平均値±標準偏差 (細線)

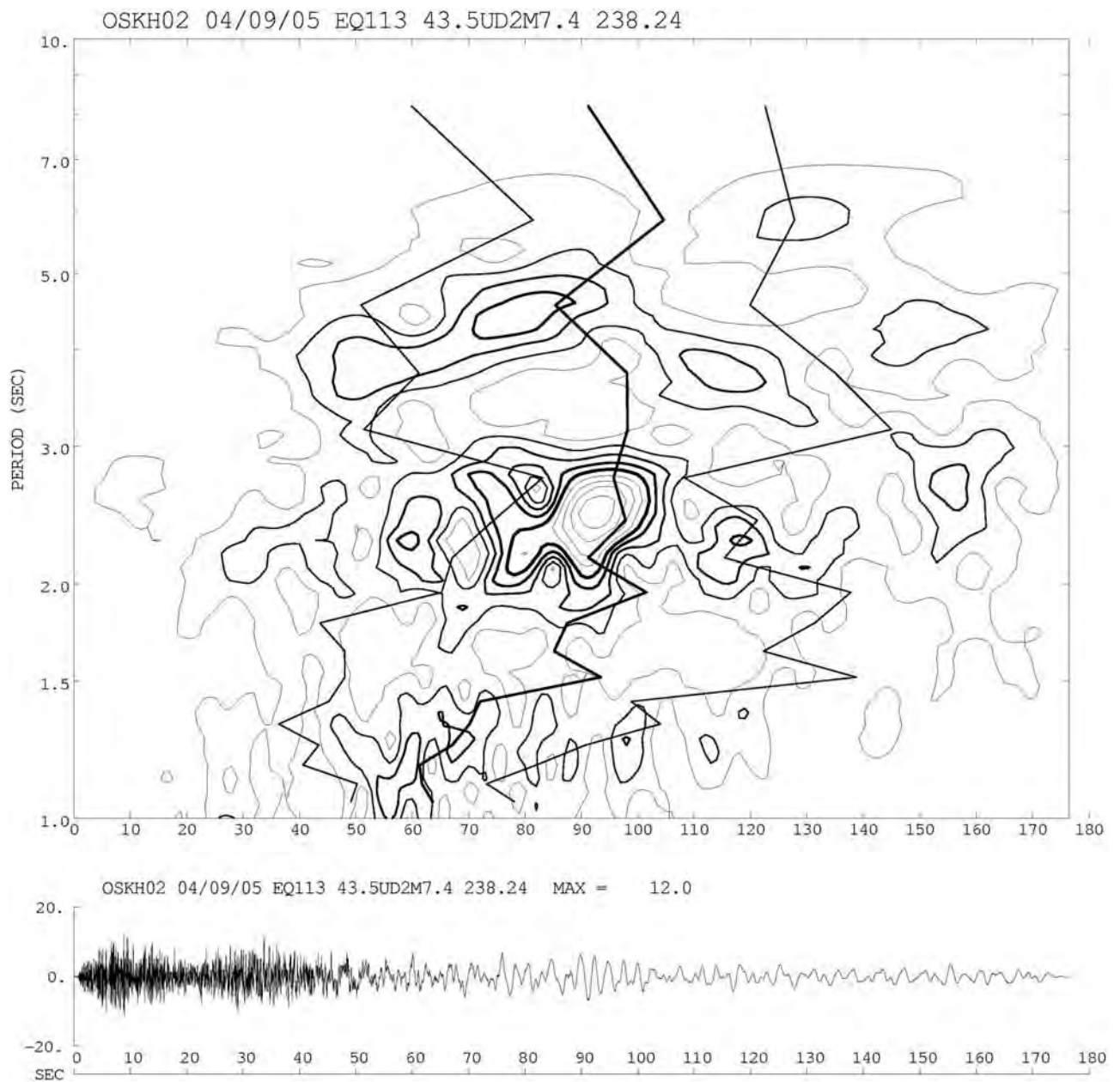


図 3.1.9 2004 年紀伊半島沖地震の大阪平野内の此花(OSKH02)での観測加速度波形 (UD 成分) とその非定常スペクトル及び群遅延時間の平均値 (太線) と平均値±標準偏差 (細線)

3-2 回帰分析に基づく長周期地震動特性の地域依存性の検討

本章では、3-1 で整理したデータセットを用いて、加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの回帰式(距離減衰式)、継続時間を特徴づける群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式を作成する。そして、回帰式のサイト係数に基づき長周期地震動特性の地域依存性について検討する。加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの回帰式には、気象庁マグニチュード M_J を用いた式とモーメントマグニチュード M_w を用いた式があるが、ここでは主に M_w を用いた結果を示し、 M_J を用いた結果は資料に示す。なお、決定周期が 5 秒程度である M_J は飽和するので、 M_w を用いた回帰式の方が巨大地震の長周期地震動を評価する上でよいと考えられる。

(1) 回帰式と回帰係数

加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルに対して得られた海溝型地震、地殻内地震の距離減衰式の回帰係数および回帰誤差 e を、それぞれ、図 3.2.1、図 3.2.2 に示す。海溝型地震の水平成分では、 $P(T)$ がごく一部の周期のみ 1 より小さくなり、 $P(T)$ と $b(T)$ にトレードオフがみられたため、 $P(T) = 1$ とした場合の回帰係数を用いることとした。

図 3.2.3 には、海溝型地震と地殻内地震の距離減衰式の回帰係数と片岡・他(2008)のそれらの回帰係数の比較を示す。いずれも水平成分であり、片岡・他(2008)では IWT009(K-NET 大東)でのサイト係数が示されているため、本検討でも IWT009 でのサイト係数を $C+C_{iwt009}$ として示している。本検討の地殻内地震の距離減衰式の回帰係数は、 p を除き片岡・他(2008)の地殻内地震の回帰係数と整合している。海溝型地震では、 a と $C+C_{iwt009}$ にトレードオフの可能性があるが、その他は、本検討の距離減衰式の回帰係数は片岡・他(2008)とほぼ整合している。

図 3.2.4 には、本検討と片岡・他(2008)の海溝型地震と地殻内地震に対する減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトル(水平成分)の距離減衰式の比較を示す。ともに、IWT009 での加速度応答スペクトルである。片岡・他(2008)で例が示されている $M_w = 7.5$ 、 $R=100\text{km}$ の場合と $M_w = 8.0$ 、 $R=100\text{km}$ の場合である。ただし、地殻内地震の $M_w=8.0$ は外挿である。なお、片岡他(2008)と距離の定義が異なるが、同じとして扱った。また、片岡他(2008)の距離減衰式は、水平 2 成分の応答値のベクトル合成値を用いたものである。K-NET 記録を用いた海溝型地震の減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの距離減衰式(佐藤・他、2002)では水平 2 成分の応答値のベクトル合成は、水平成分の幾何平均より周期 2~10 秒で 1.4 倍程度大きいこと、 M_6 、距離 100km の場合には周期 5 秒以上で 1.5 倍程度大きいことが示されている。そこで、本検討の距離減衰式を 1.4 倍したのもも表示した。海溝型地震の加速度応答スペクトルは、片岡・他(2008)と本検討の 1.4 倍がほぼ同じとなっている。地殻内地震の加速度応答スペクトルは、 M_w を用いた場合、本検討の 1.4 倍が片岡・他(2008)より長周期領域でやや小さく、短周期領域でやや大きい。

図 3.2.5、図 3.2.6 には、海溝型地震、地殻内地震の μ_{tgr} と σ_{tgr}^2 の回帰係数および回帰誤差 e を示す。なお、 μ_{tgr} では、 b の逆数をとって V_s として表示した。波群の平均伝搬速度を意味する V_s は、海溝型地震の方が地殻内地震より大きく、伝播経路の違いを反映している。周期 2 秒以上で σ_{tgr}^2 の b

は0であり、 σ_{tgr}^2 は距離に依存しない。 μ_{tgr} 、 σ_{tgr}^2 ともaは、小さいものの正の値をもち、地震規模が大きいほど大きくなる。例えば、海溝型地震の周期5秒付近に相当する μ_{tgr} が $a=10^{-8}$ 、 σ_{tgr}^2 が $a=3 \times 10^{-7}$ の場合、Mw7.3相当の $M_0=10^{27}$ (dyne-cm)で、震源特性による μ_{tgr} が10秒、 σ_{tgr} が17秒となる。

(2) 全国の地盤増幅率マップと継続時間マップ

水平成分を例に、減衰定数5%と1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数の推定結果をマップとして示す。上下成分に対する同様の図は資料に示した。図3.2.7、図3.2.8、図3.2.9は、減衰定数5%と1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの地盤増幅率マップである。いずれも、固有周期3、5、7、9秒の例であり、以後の地盤増幅率マップは同様の形式で表示する。関東平野、大阪平野、濃尾平野、新潟平野、石狩平野など、堆積層が厚い地域での増幅率が大きいことがわかる。減衰定数1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率マップの定性的傾向は、減衰定数5%の場合とほぼ同じであるが、絶対値がやや大きい。エネルギーペクトルの地盤増幅率マップも、減衰定数5%の場合とほぼ同じであるが、絶対値がやや小さい。図3.2.10には、本検討と片岡・他(2008)の減衰定数1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率マップの比較を示す。片岡・他(2008)の地盤増幅率は全体の平均値に対する増幅率であり、本検討の増幅率は地震基盤相当の基準観測点からの増幅率であるため、絶対値は本検討とは異なるが、定性的な面的分布は類似している。

図3.2.11には、本検討と片岡・他(2008)の水平成分の最大ピーク周期マップと内閣府(2008)の一次固有周期マップの比較を示す。本検討では、地震基盤から地表までの地盤増幅率の最大値が周期2~10秒で3倍以上となる場合にこれを最大ピーク周期とした。片岡・他(2008)では、平均値に対する増幅率の最大値が周期2~10秒で2倍以上となる場合にこれを卓越周期としている。本検討と片岡・他(2008)の水平成分の最大ピーク周期マップは類似している。一方、内閣府(2008)のマップは一次固有周期であるため、本検討や片岡・他(2008)より周期が長い。

図3.2.12、図3.2.13、図3.2.14には、消防法における従来のスペクトル値(速度応答スペクトル約100cm/s)に対する補正係数(平成15年1月14日技術基準の告示)と本検討の減衰定数1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率の比較を示す。消防法における補正係数は、主に気象庁1倍計の記録に基づいて設定しているため、本検討の地盤増幅率は気象庁87型観測点の値を用いた。本検討の周期1~10秒における地盤増幅率は、地域1-1では全周期で大きく、地域1-2では長周期で大きく、地域1-3では短周期で大きい傾向があり、消防法における補正係数の傾向と定性的に整合している。

図3.2.15、図3.2.16には、海溝型地震の μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数のコンターマップを示す。 μ_{tgr} のサイト係数が大きいほど、波群の到達時間が遅れることを意味する。関東平野、大阪平野、濃尾平野、新潟平野など、堆積層が厚い平野でサイト係数が大きい。 σ_{tgr} のサイト係数が大きいほど、波群の広がり大きいことを意味する。平野部で大きく、長周期ほど大きい傾向が顕著である。なお、6章で述べたように富山県、石川県北部では、観測記録が得られていないため、そこでのサイト係数には意味がない。同様に、図3.2.17、図3.2.18には、地殻内地震の μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数のコンターマッ

プを示す。海溝型地震と地殻内地震の μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数の地域性は定性的には類似しているが、大阪平野、濃尾平野の μ_{tgr} の絶対値などは異なっている。

(3) 関東平野、大阪平野、濃尾平野における地盤増幅率マップと継続時間マップ

関東平野、濃尾平野、大阪平野に着目して、減衰定数5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数の推定結果をマップとして示す。ここでも、水平成分の結果を示し、上下成分に対する結果は資料に示した。また、減衰定数1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの地盤増幅率も資料に示した。まず、これらの平野での観測点分布図を全国の観測点分布図とともに図3.2.19に示す。なお、図の色は周期5秒での減衰定数5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率に対応している。

地盤増幅率やサイト係数と地盤構造との関係をみるため、図3.2.20には、関東平野の基盤深さ分布(Sato et al., 1999)を示す。房総半島中部が最も深く、東京湾岸、埼玉県東部なども深くなっている。図3.2.21、図3.2.22、図3.2.23には、加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} のサイト係数、 σ_{tgr} のサイト係数のコンターマップを示す。これらのマップは、基盤深さ分布と相関がみられる。特に、地盤増幅率、 μ_{tgr} のサイト係数と基盤深さ分布との相関が高い。大阪平野、濃尾平野に対する同様の検討結果を図3.2.24～図3.2.31に示す。大阪平野の基盤深さ分布は、岩田・他(2008)で用いられている3つのモデル(堀川・他、2003; Kagawa et al., 2004; Iwata et al., 2008)を、濃尾平野の基盤深さ分布は福和・他(2002)を示している。関東平野の場合と同じように、加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} のサイト係数は基盤深さ分布との相関が高い。継続時間と関係する σ_{tgr} のサイト係数は、平野の内部で大きい傾向があり、表面波が平野内でたまり継続時間が長くなる現象が表れている可能性が考えられる。

最後に、これらの3つの平野における最大ピーク周期マップを図3.2.32、図3.2.33に示す。図3.2.32、図3.2.33は、それぞれ、減衰定数5%、1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率から求めたものであり、定義は前述の通りである。最大ピーク周期には基盤深さ分布と相関がみられる。なお、最大ピーク周期は1次固有周期ではないため、1次固有周期より短いことに注意が必要である。

(4) まとめ

減衰定数5%と1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの回帰式(距離減衰式)、継続時間を特徴づける群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式作成結果、及びこれらに基づく長周期地震動特性の地域依存性について記述した。減衰定数5%と1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの地盤増幅率、群遅延時間の平均値と標準偏差とも、関東平野、大阪平野、濃尾平野、新潟平野、石狩平野など、堆積層が厚い地域で大きいことがわかった。特に地盤増幅率、群遅延時間の平均値には、基盤深さとの相関性がみられた。また、加速度応答スペクトルの回帰式(距離減衰式)については、類似の既往の研究(片岡・他、2008)とほぼ対応する結果となっていることが確認できた。なお、片岡・他(2008)の距離減衰式は、減衰定数5%と1%の加速度応答スペクトルとフーリエス

ペクトルの水平成分に対する式である。長周期地震動に対する群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式については、これまで全国レベルの検討例はなく、本検討で算出した新しい回帰式は、時刻歴波形作成のために有用であると考えられる。次章では、これらの回帰式を用いて、実際に、長周期波形の作成を行う。

参考文献

- 1) 福和伸夫・佐藤俊明・早川崇・池田善考・野崎京三 (2002). 濃尾平野の地盤調査とそのモデル化、月刊地球 号外 37 号、pp. 108-118.
- 2) 堀川晴央・水野清秀・石山達也・佐竹健治・関口春子・加瀬祐子・杉山雄一・横田裕・末廣匡基・横倉隆伸・岩渕洋・北田奈緒子・Arben Pitarka (2003). 断層による不連続構造を考慮した大阪堆積盆地の 3 次元地盤構造モデルの作成、活断層・古地震研究報告、No. 3、pp. 291-324.
- 3) 岩田知孝・岩城麻子・関口春子・吉見雅行 (2008). 地域特性を反映した長周期地震動、長周期地震動対策に関する公開研究集会、日本建築学会、pp. 1-52.
- 4) Iwata, T., T. Kagawa, A. Petukhin, and Y. Onishi (2008). Basin and crustal velocity structure models for the simulation of strong ground motions in the Kinki area, Japan, J. Seismology, DOI10.1007/s10950-007-9086-7.
- 5) Kagawa, T., B. Zhao, K. Miyakoshi, and K. Irikura (2004). Modeling of 3D basin structures for seismic wave simulations based on available information on the target area: case study of the Osaka basin, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 94, pp. 1353-1368.
- 6) 片岡正次郎・松本俊輔・日下部毅明・遠山信彦 (2008). やや長周期地震動の距離減衰式と全国の地点補正倍率、土木学会論文集、Vol. 64、No. 4、pp. 721-738.
- 7) 内閣府 (2008). 長周期地震動の卓越周期と深部地盤の固有周期、http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index_chukin.html、東南海、南海地震等に関する専門調査会.
- 8) 太田外氣晴・座間信作 (2005). 巨大地震と大規模構造物、長周期地震動による被害と対策、共立出版株式会社、pp. 1-287.
- 9) Sato, T., R.W. Graves, and P.G. Somerville (1999). Three-Dimensional Finite-Difference Simulations of Long-Period Strong Motions in the Tokyo Metropolitan Area during the 1990 Odawara Earthquake (Mj 5.1) and the Great 1923 Kanto Earthquake (Ms 8.2) in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 89, pp. 579-607.
- 10) 佐藤智美・片岡正次郎・奥村俊彦 (2002). K-Net 強震記録に基づく工学的基盤における加速度応答スペクトルと経時特性の推定式の検討、第 11 回日本地震工学シンポジウム、pp. 615-620.
- 11) 鈴木晴彦・増田徹・三宅弘恵・瀨瀬一起 (2005). 首都圏における長周期地震動シミュレーション：関東地震と価値川断層の地震、海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測ーシンポジウム論文集、pp. 43-48.

- 12) 横田崇・鈴木晴彦・増田徹 (2006). 中央防災会議での長周期地震動調査結果、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. 19-26.

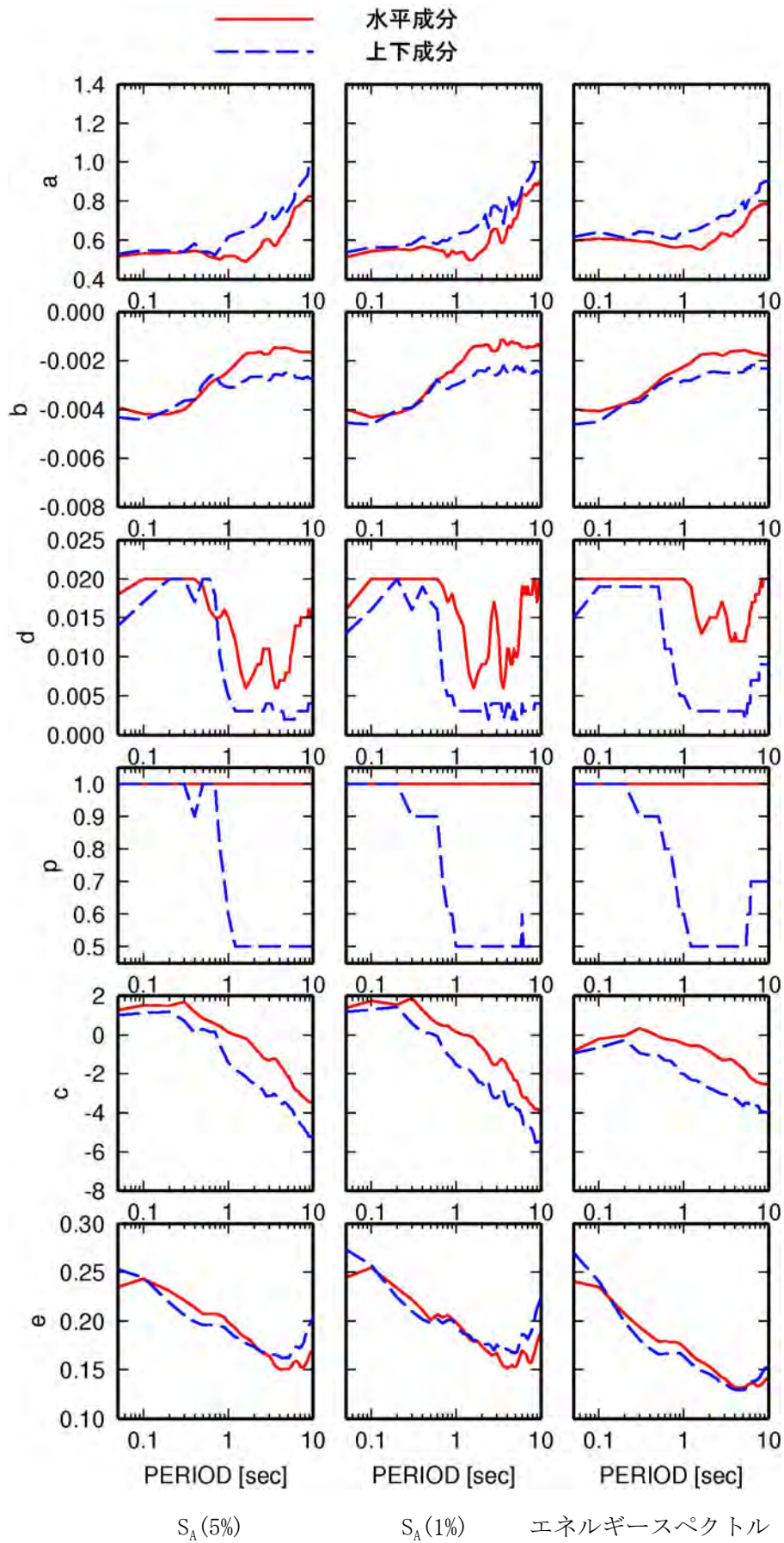


図 3. 2. 1 海溝型地震の回帰係数

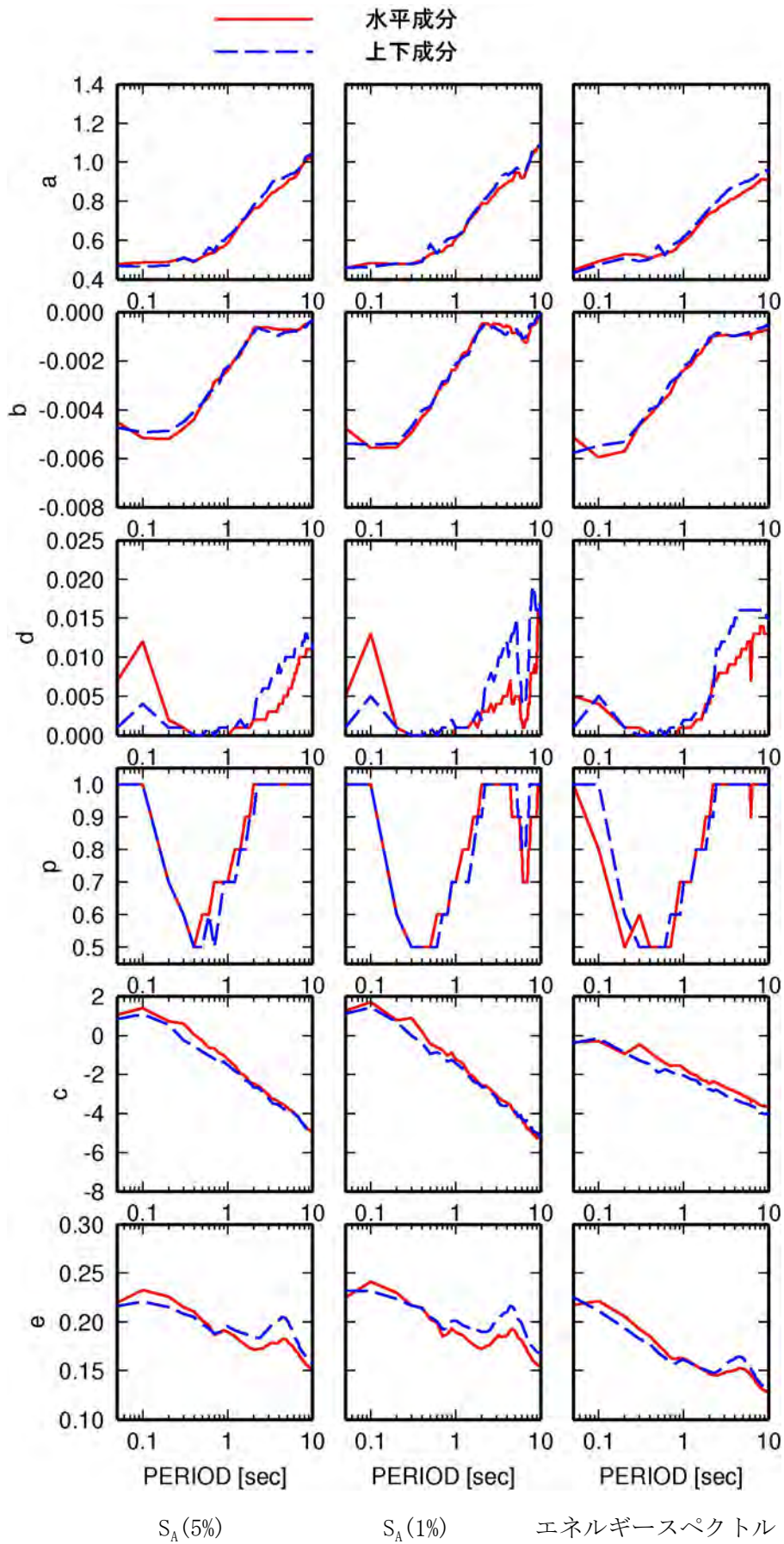


図 3.2.2 地殻内地震の回帰係数

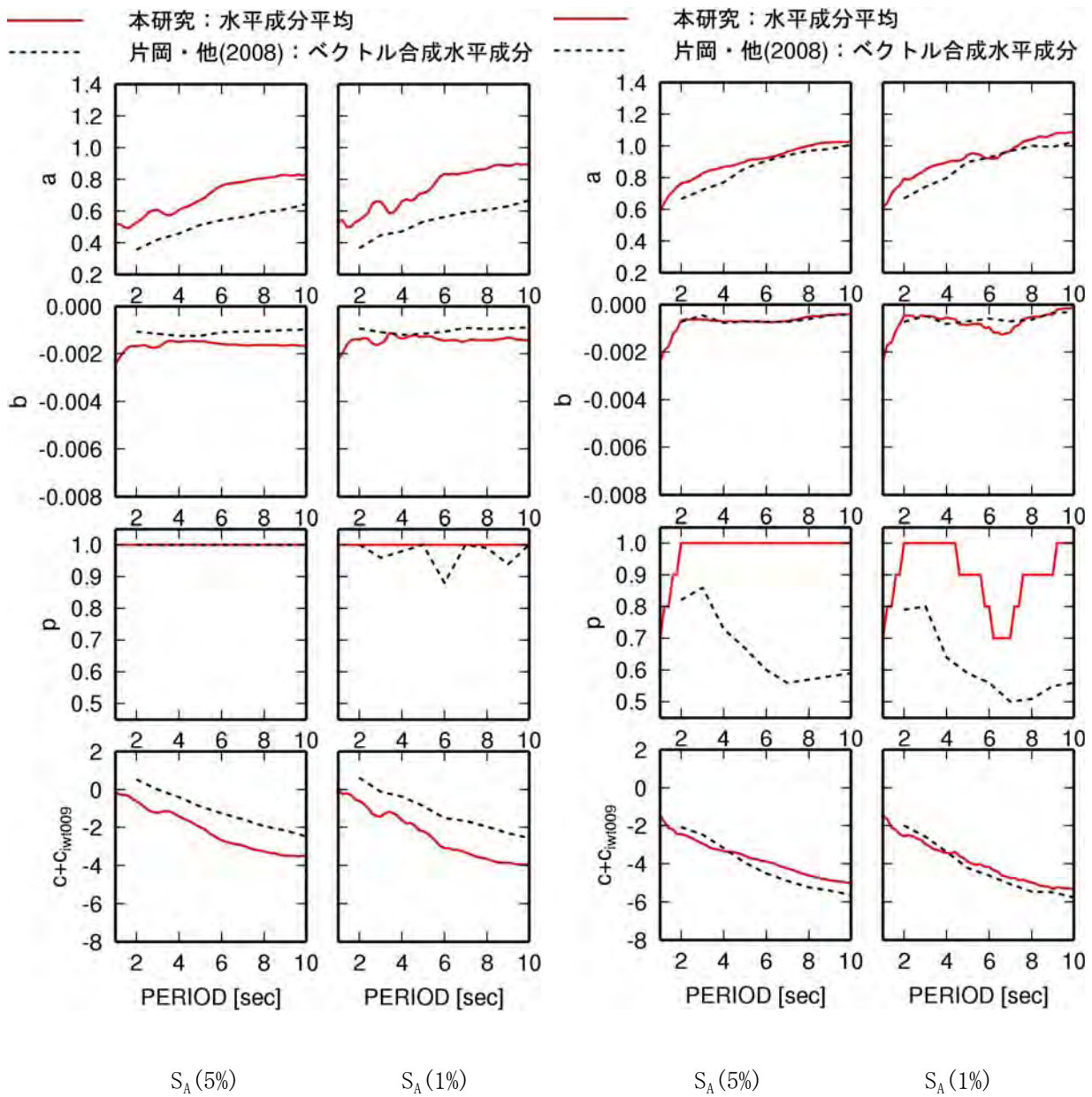


図 3.2.3 本検討と片岡・他(2008)の回帰係数（水平成分）の比較

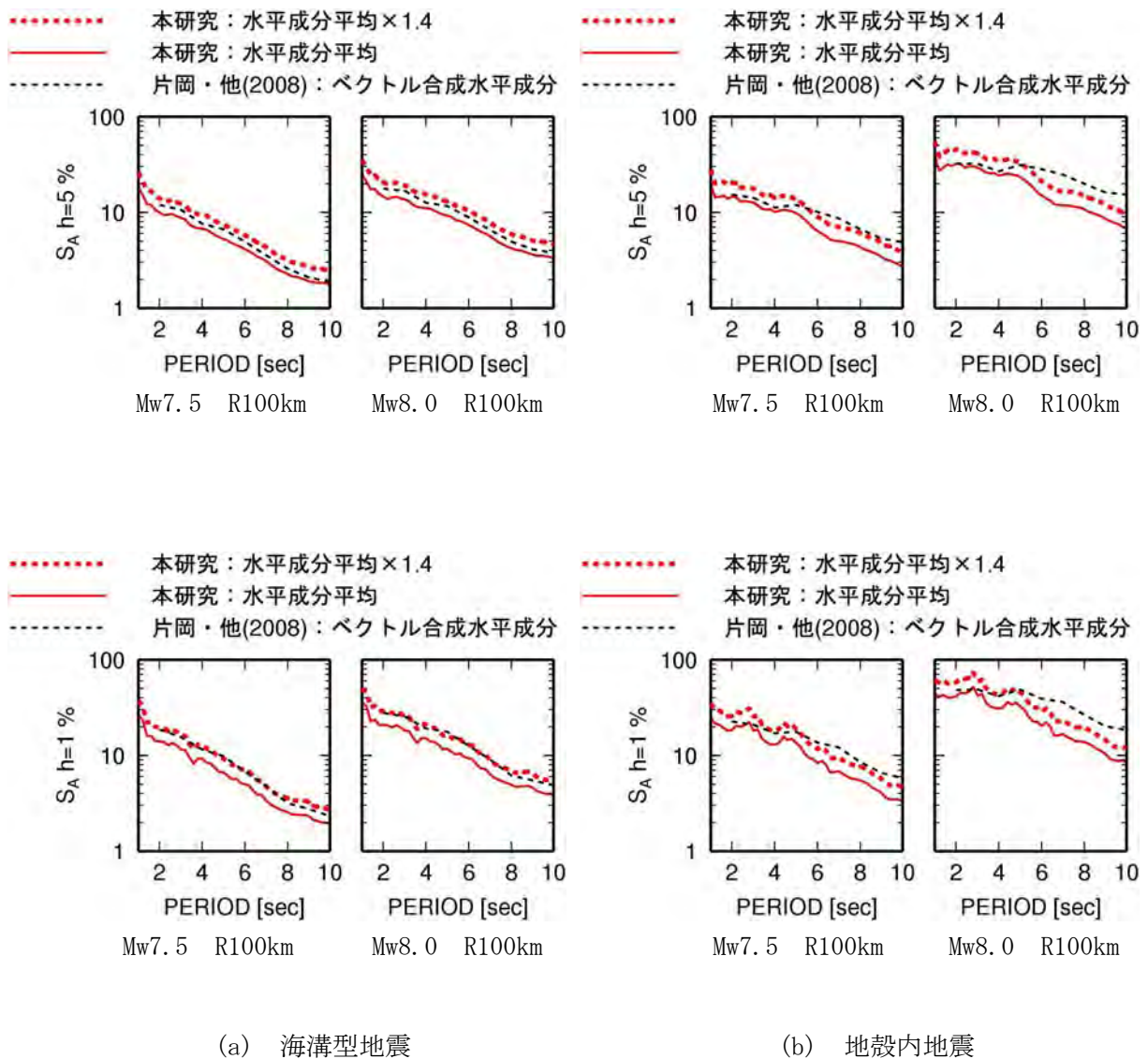
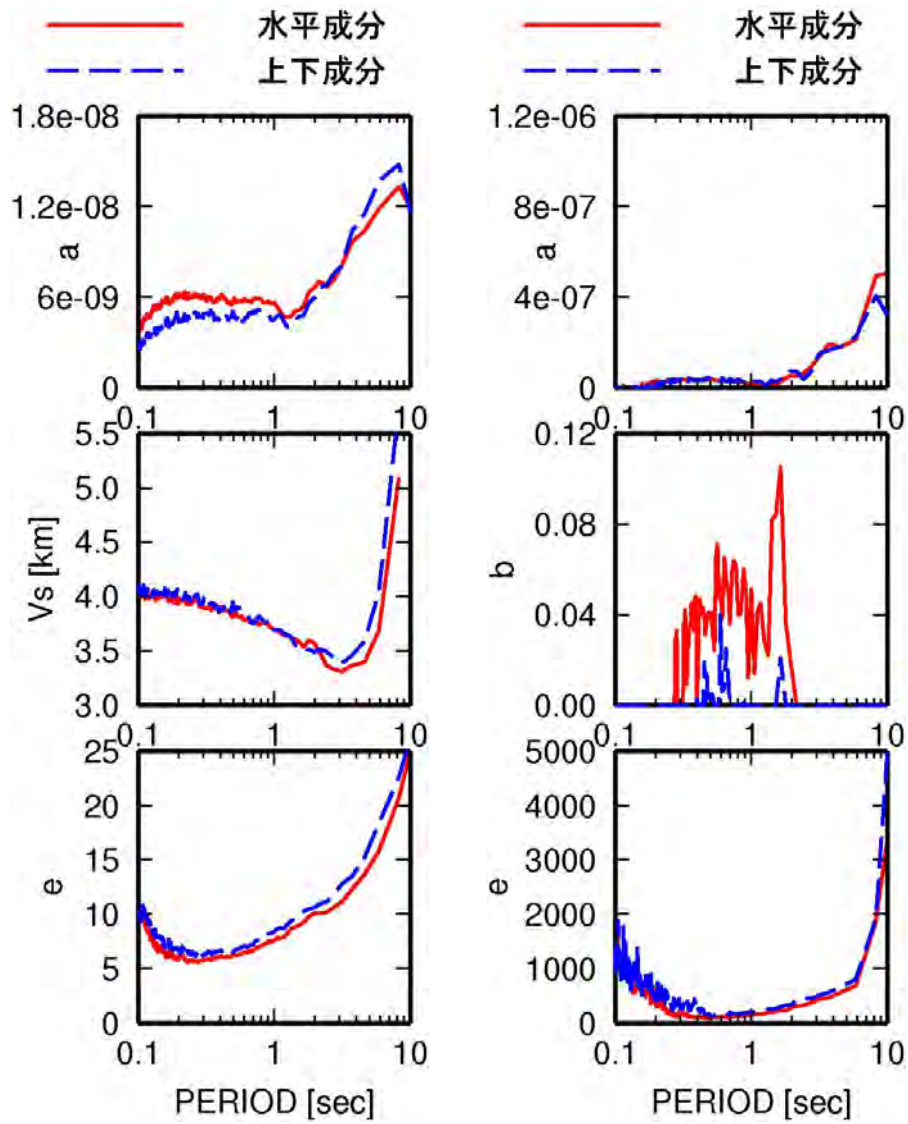


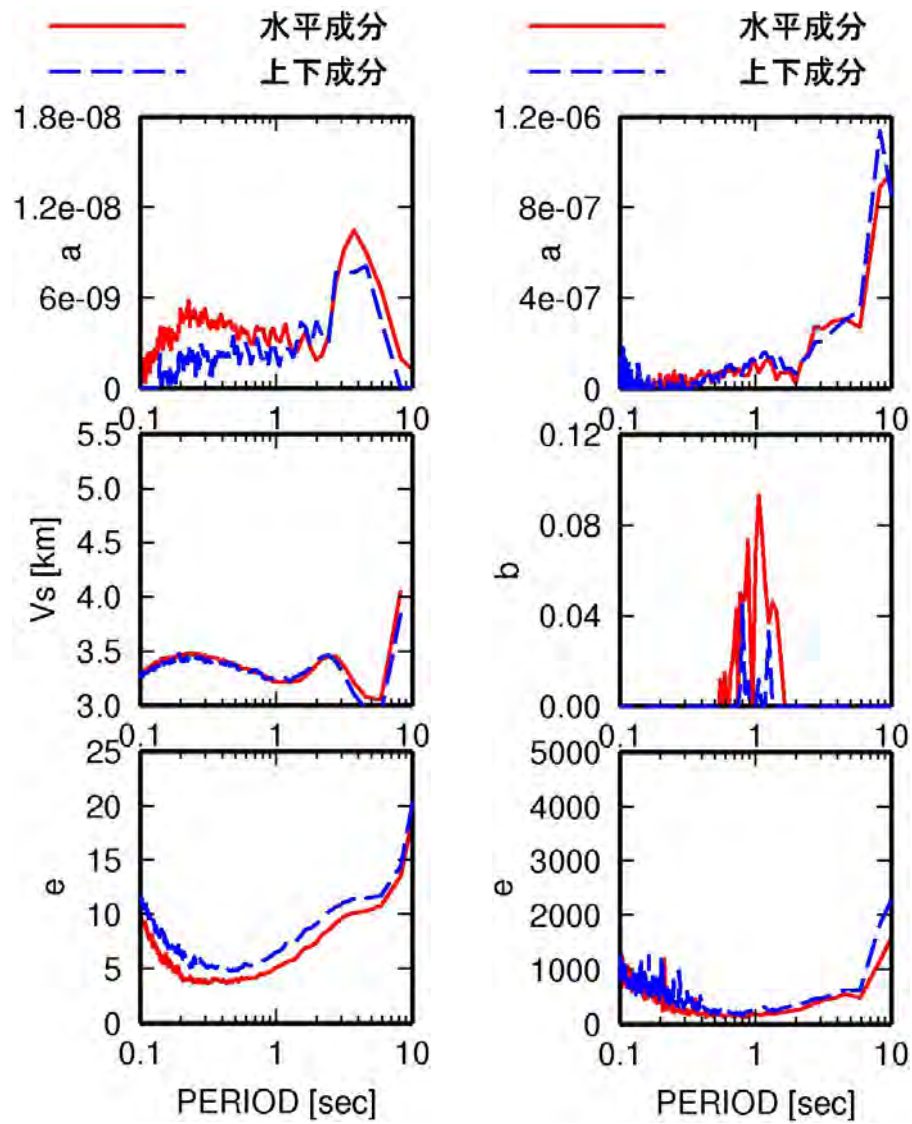
図 3.2.4 本検討と片岡・他(2008)の距離減衰式に基づく IWT009 での水平成分の加速度応答スペクトルの比較



群遅延時間の平均値 $\mu_{t_{gr}}$

群遅延時間の分散 $\sigma_{t_{gr}}^2$

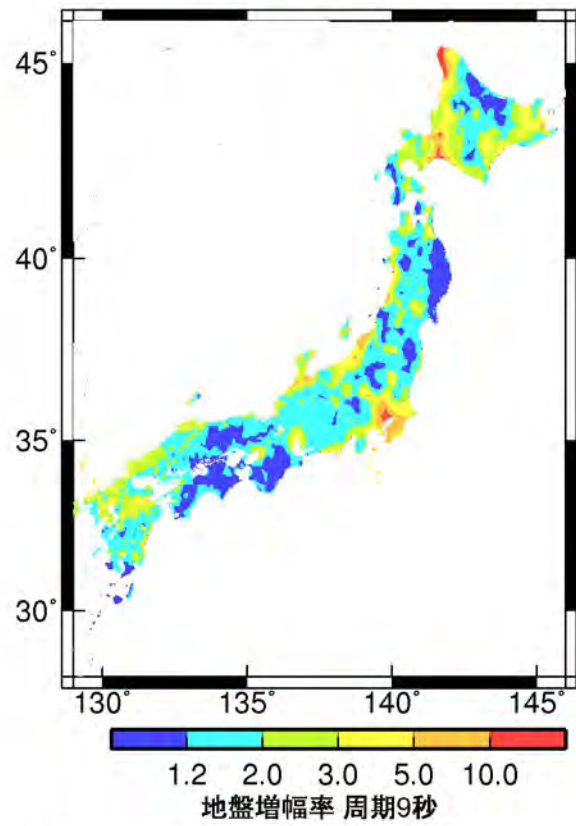
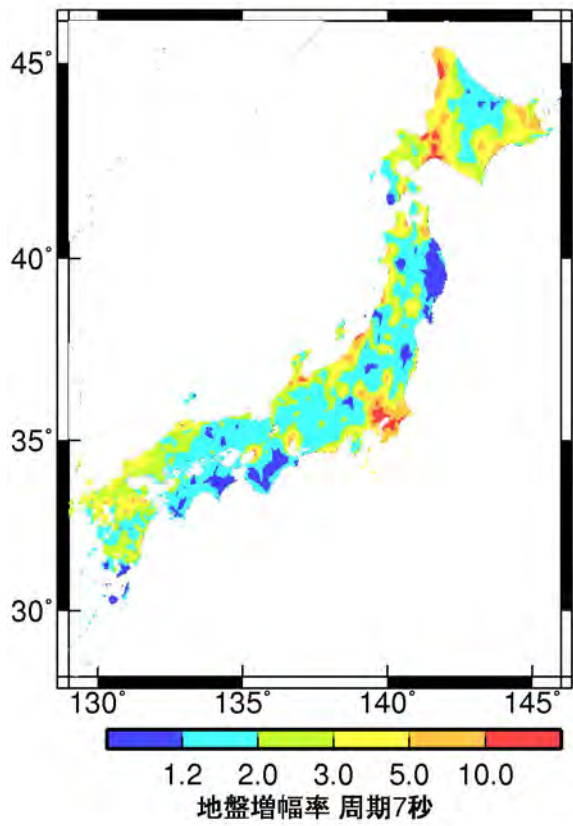
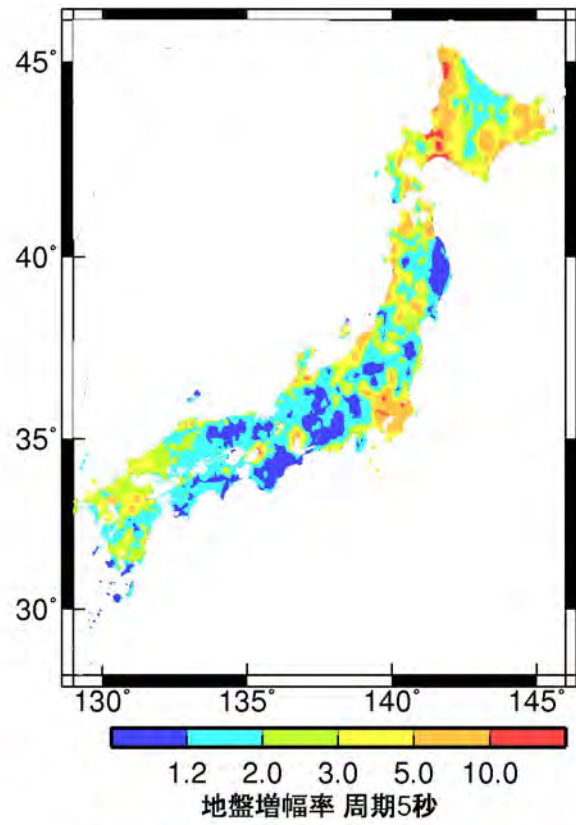
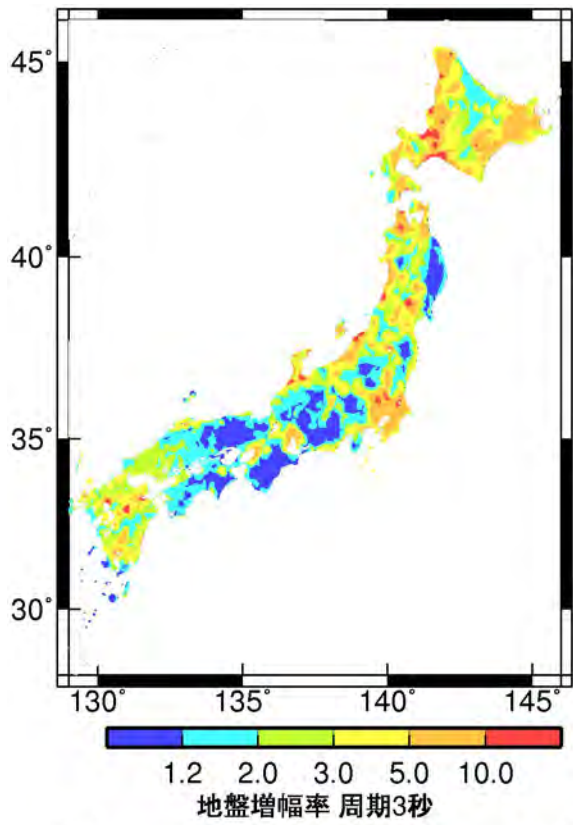
図 3. 2. 5 海溝型地震の群遅延時間の平均値と分散の回帰係数



群遅延時間の平均値 $\mu_{t_{gr}}$

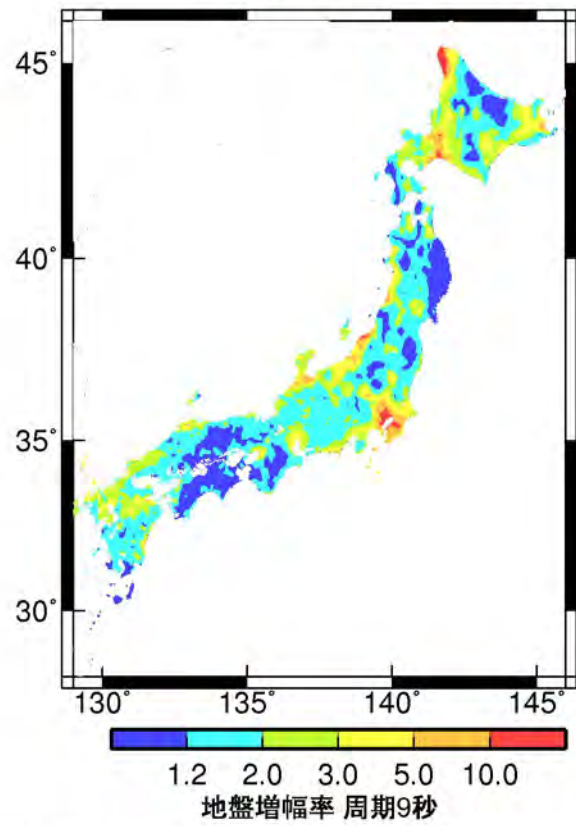
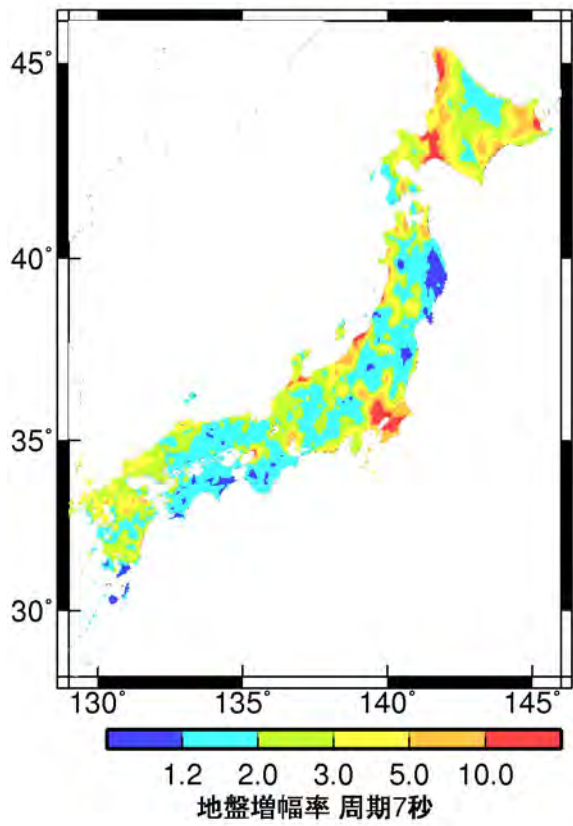
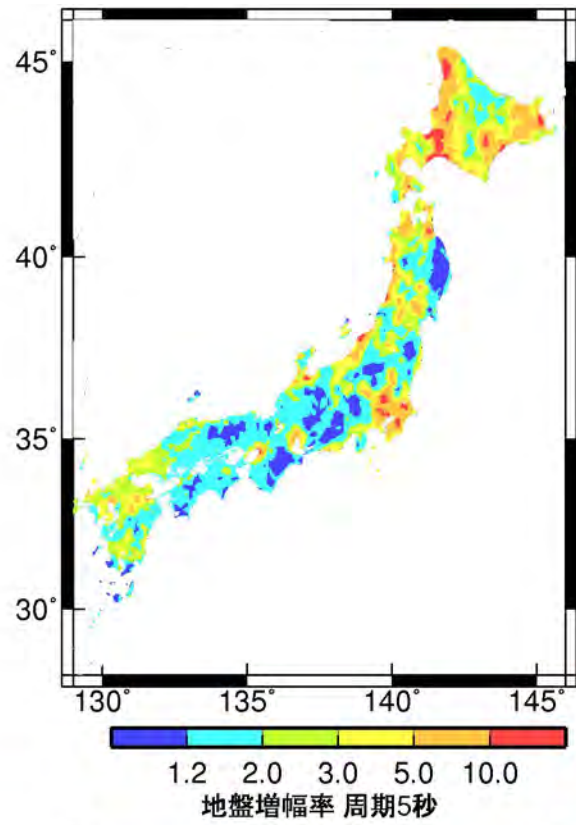
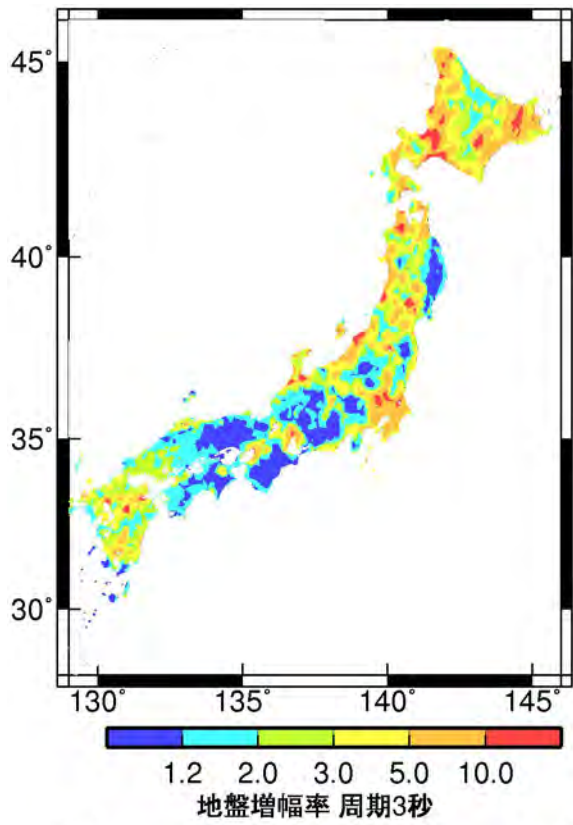
群遅延時間の分散 $\sigma_{t_{gr}}^2$

図 3.2.6 地殻内地震の群遅延時間の平均値と分散の回帰係数



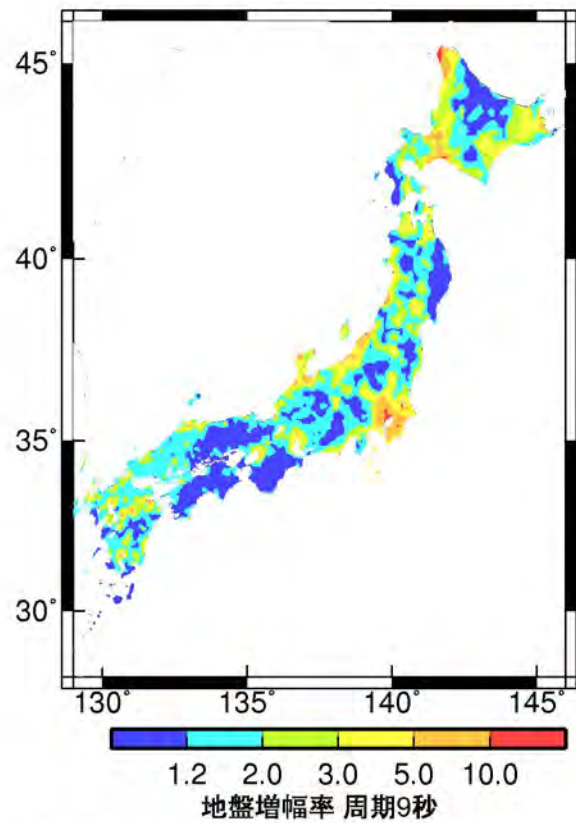
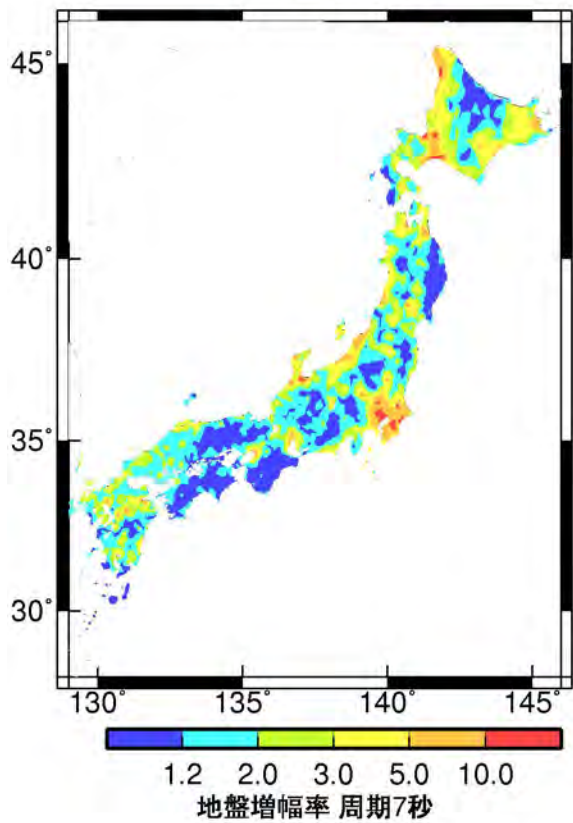
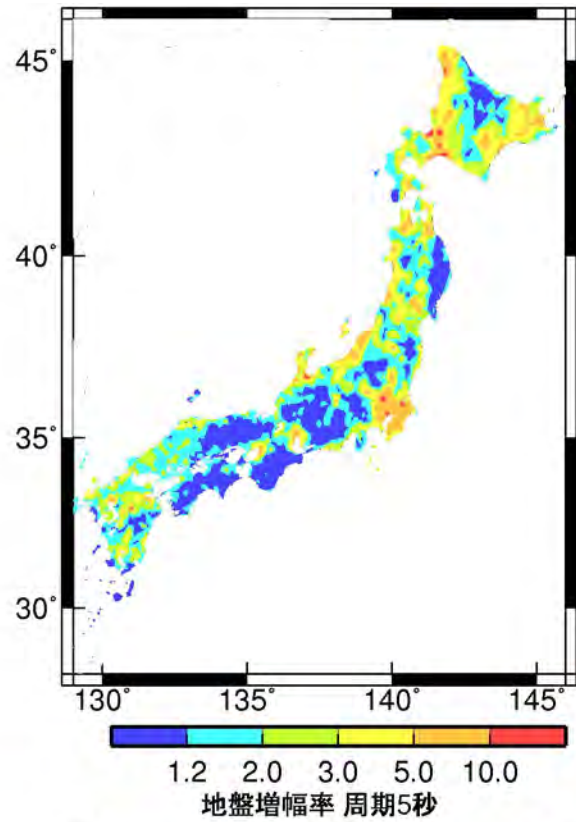
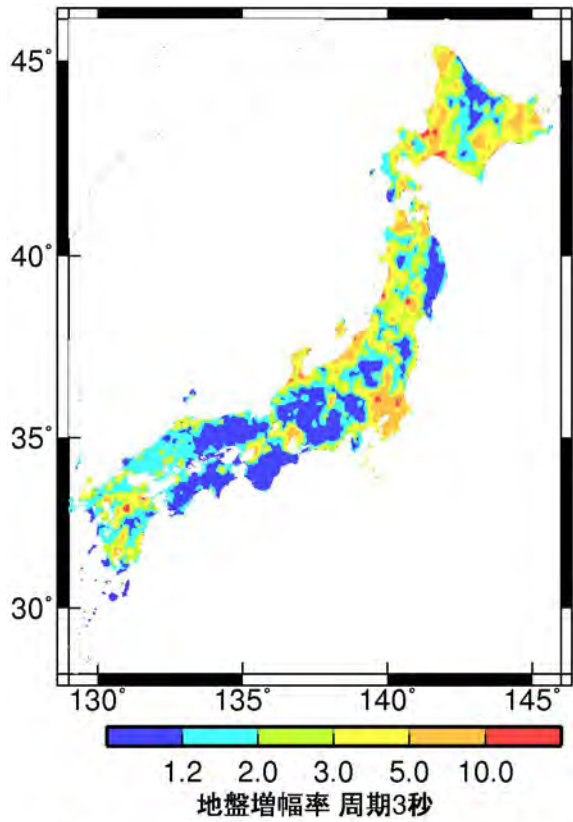
S_A h=5 %: 水平成分

図 3.2.7 減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ



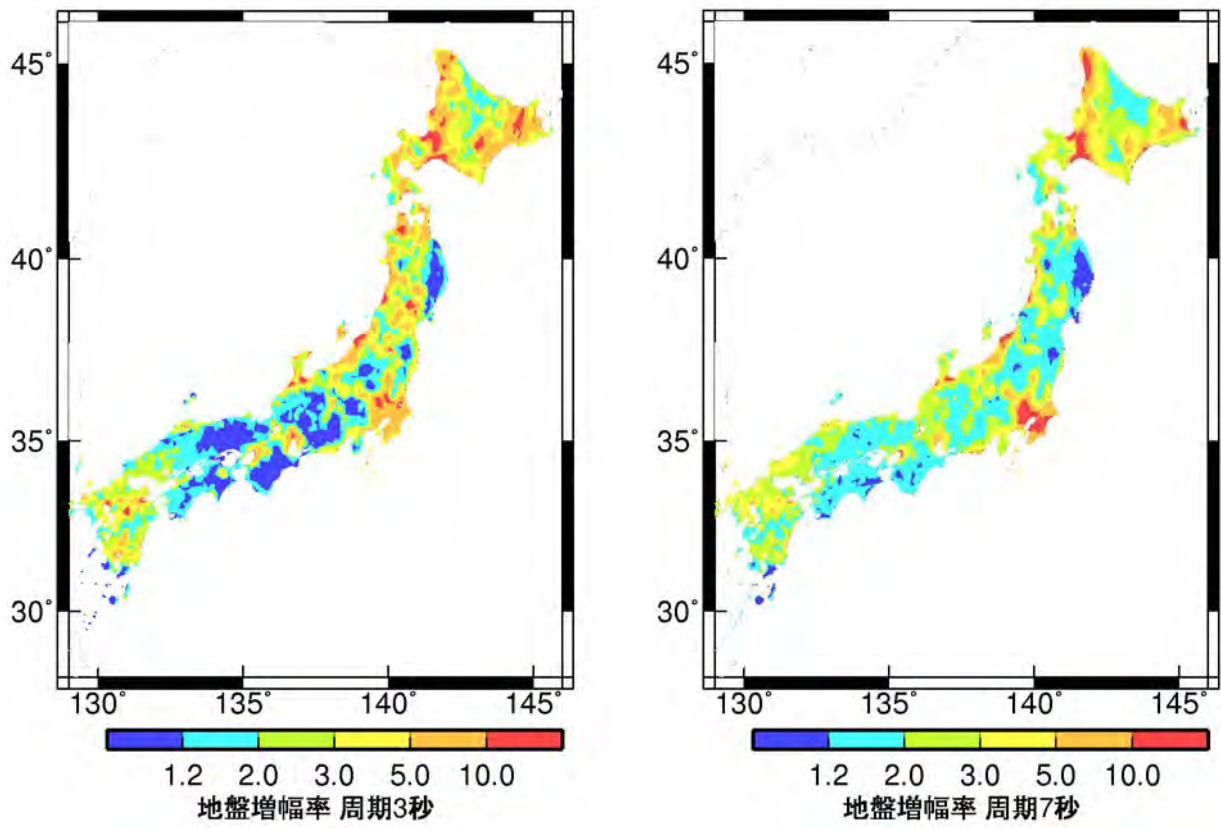
S_A h=1 %: 水平成分

図 3.2.8 減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ

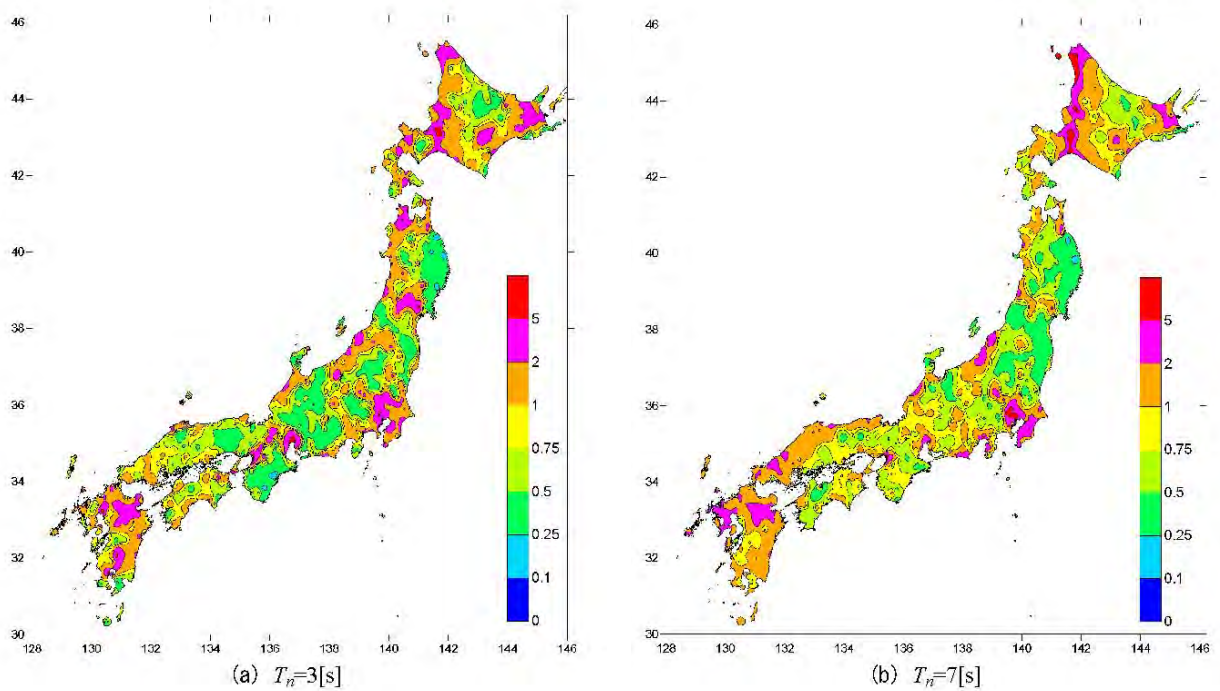


エネルギースペクトル: 水平成分

図 3. 2. 9 エネルギースペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ

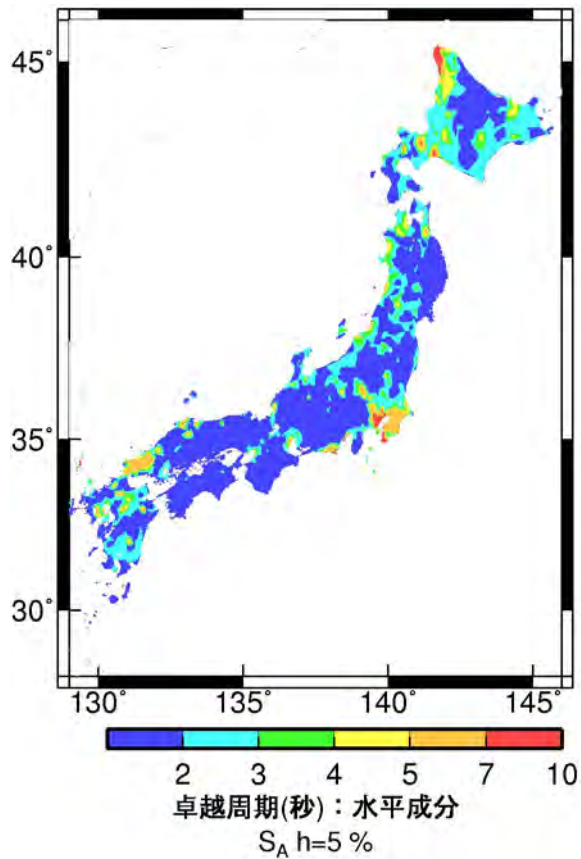


(a) 本検討

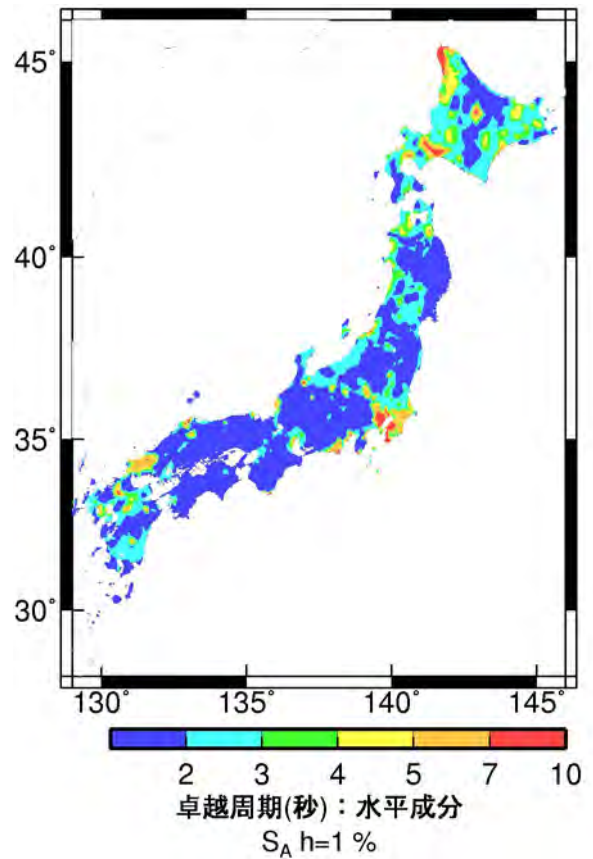


(b) 片岡・他(2008)

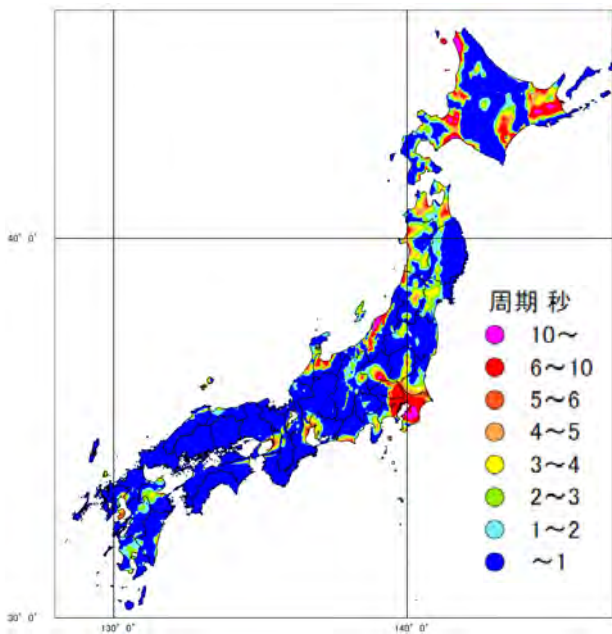
図 3.2.10 減衰定数 1%の加速度応答スペクトルに対する周期 3 秒と 5 秒における本検討の地震基盤からの増幅率と片岡・他(2008)の平均値からの増幅率の比較



(a) 本検討の S_A (h=5%) の最大ピーク周期



(b) 本検討 S_A (h=1%) の最大ピーク周期



(c) 内閣府(2008)の一次固有周期

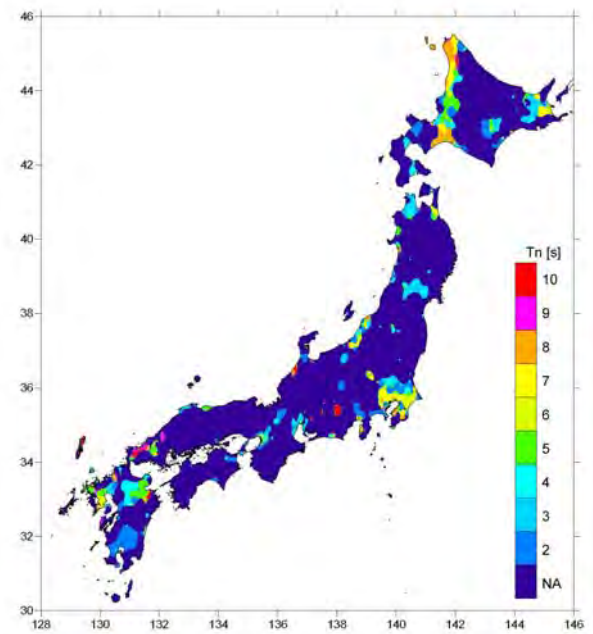


図-10 地点補正倍率から評価した地盤の卓越周期

(d) 片岡・他(2008)の S_A (h=1%) の最大ピーク周期

図 3.2.11 本検討と片岡・他(2008)の最大ピーク周期と内閣府(2008)の一次固有周期の比較

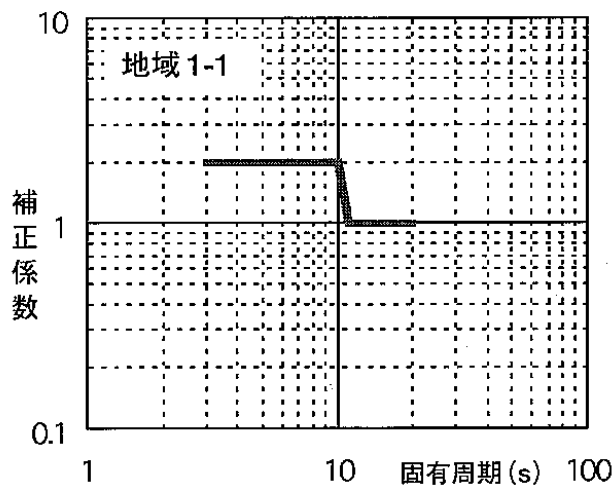
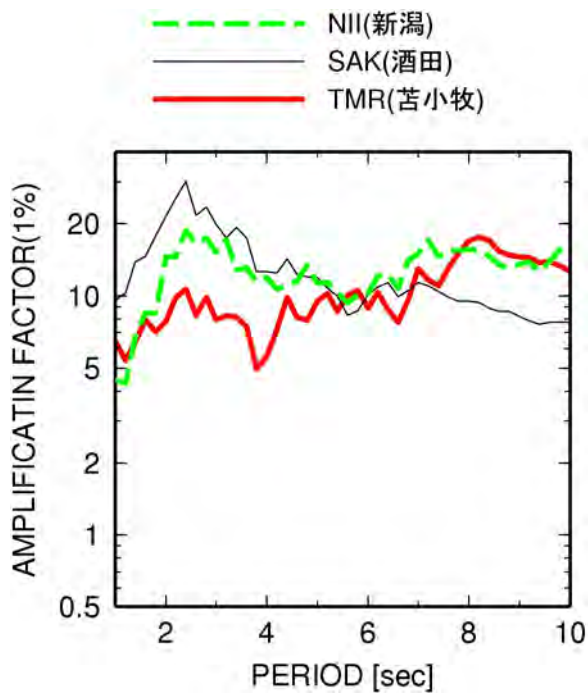


図 7.9(a) 地域 1-1 (苫小牧, 酒田, 新潟) の補正係数 10 秒まで 2 倍, 周期 11 秒で現行の値と一致

(a) 消防法の補正係数 (太田・座間、2005)



(b) 本検討の地盤増幅率

図 3.2.12 地域 1-1 での消防法における従来のスペクトル値に対する補正係数 (平成 15 年 1 月 14 日技術基準の告示) と本検討の減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率の比較。

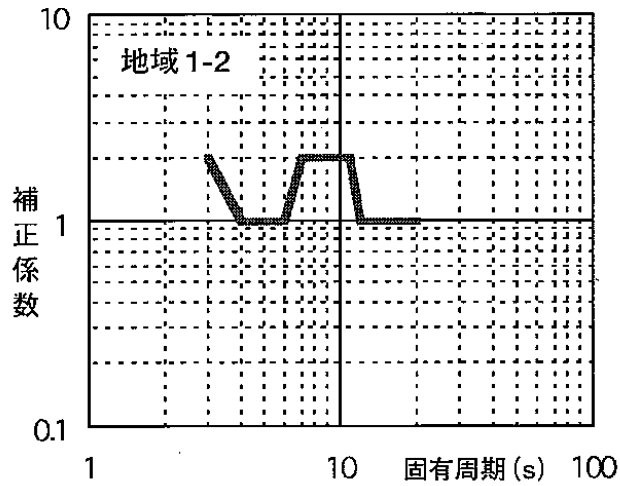
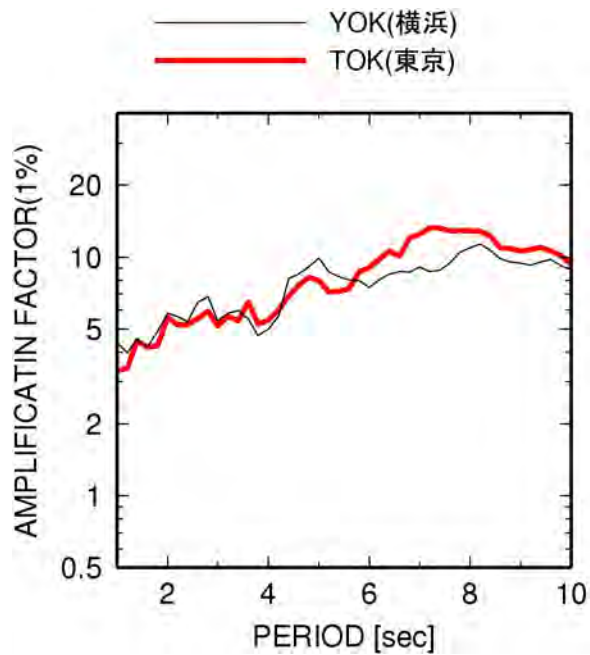


図 7.9(b) 地域 1-2 (東京, 横浜) の補正係数周期
周期 7 ~ 11 秒まで 2 倍

(a) 消防法の補正係数 (太田・座間、2005)



(b) 本検討の地盤増幅率

図 3.2.13 地域 1-2 での消防法における従来のスペクトル値に対する補正係数 (平成 15 年 1 月 14 日技術基準の告示) と本検討の減衰定数 1% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率の比較

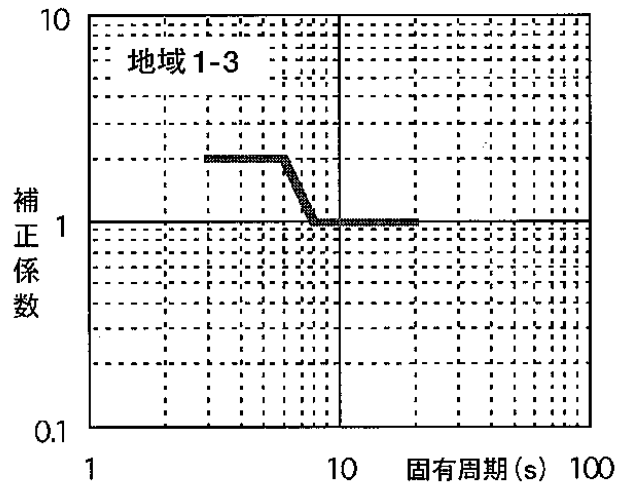
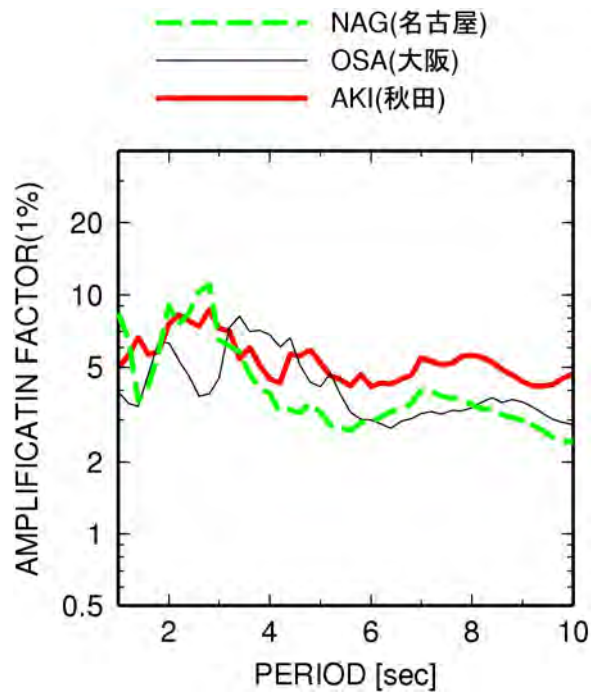


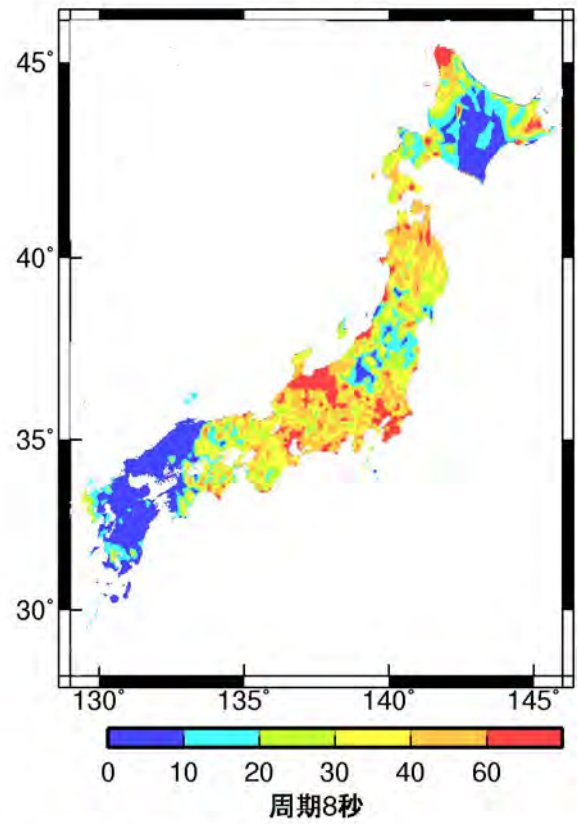
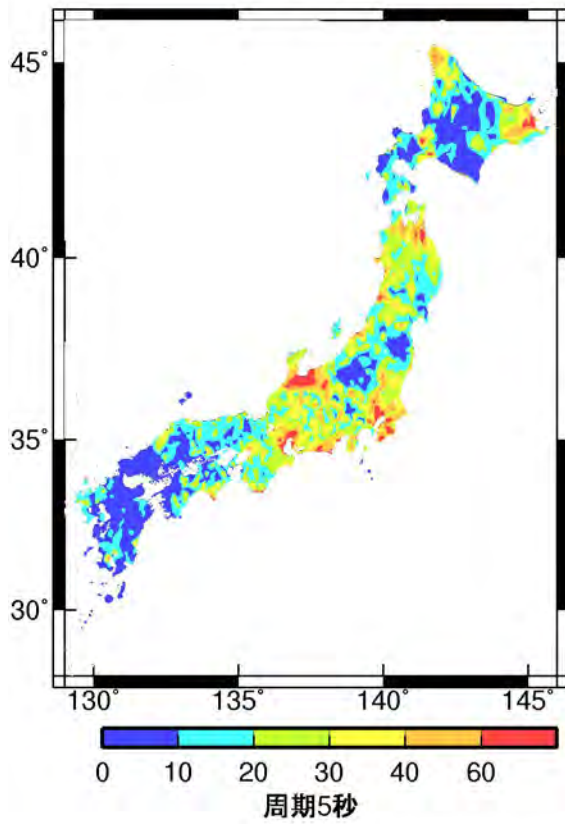
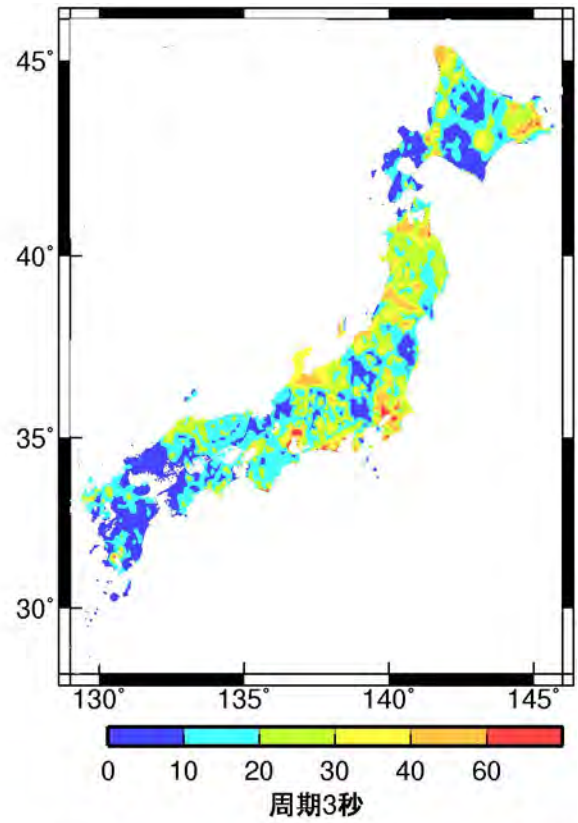
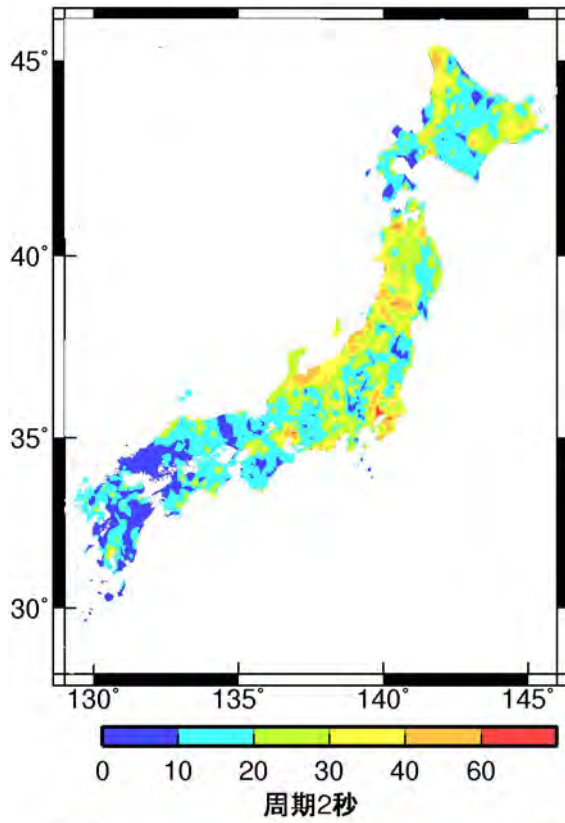
図 7.9(c) 地域 1-3 (秋田, 大阪, 名古屋, 清水, 四日市, 尼崎, 上磯) の補正係数 周期 6 秒まで 2 倍, 周期 8 秒で現行の値と一致

(a) 消防法の補正係数 (太田・座間、2005)



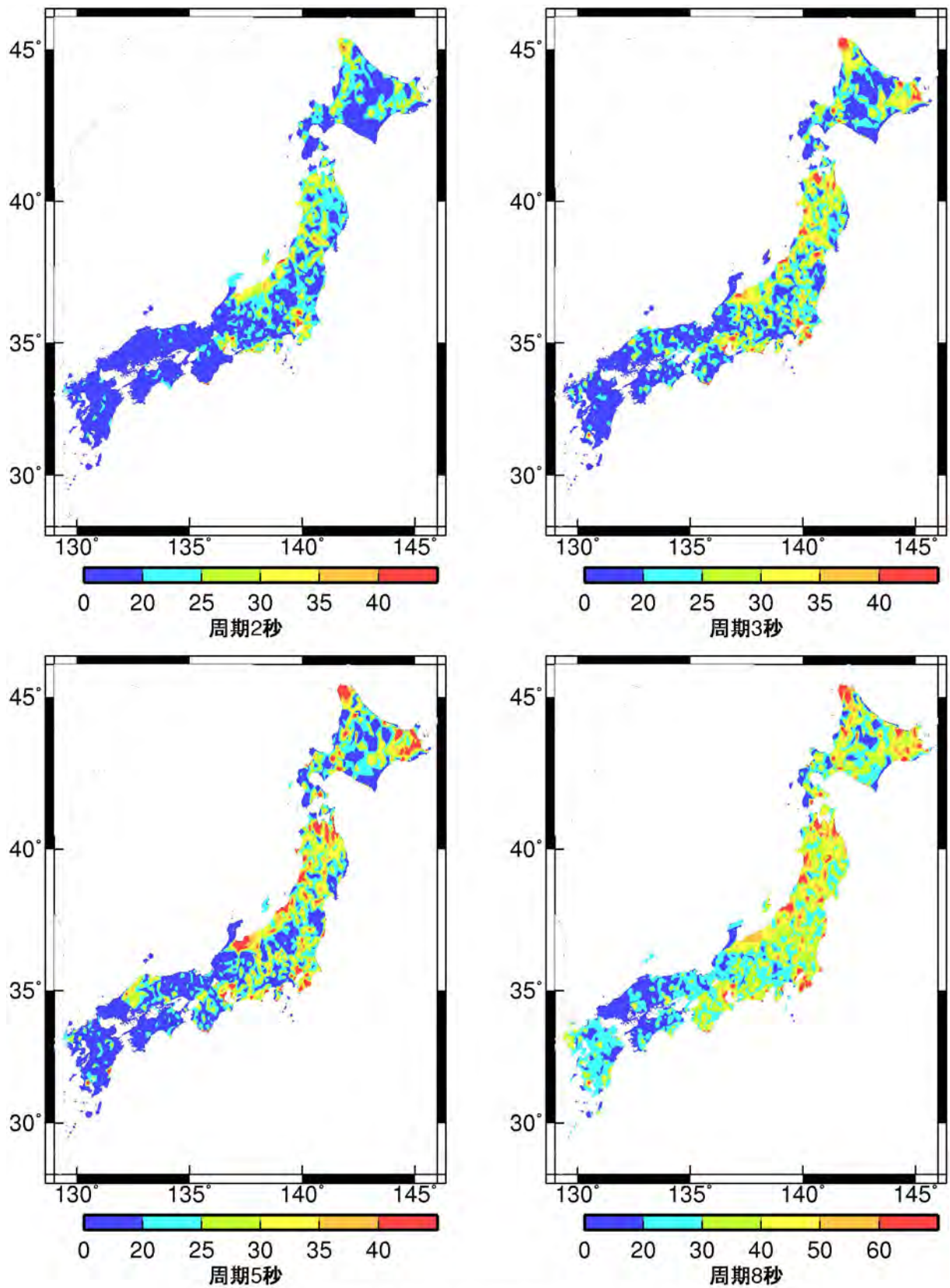
(b) 本検討の地盤増幅率

図 3.2.14 地域 1-3 での消防法における従来のスペクトル値に対する補正係数 (平成 15 年 1 月 14 日技術基準の告示) と本検討の減衰定数 1% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率の比較



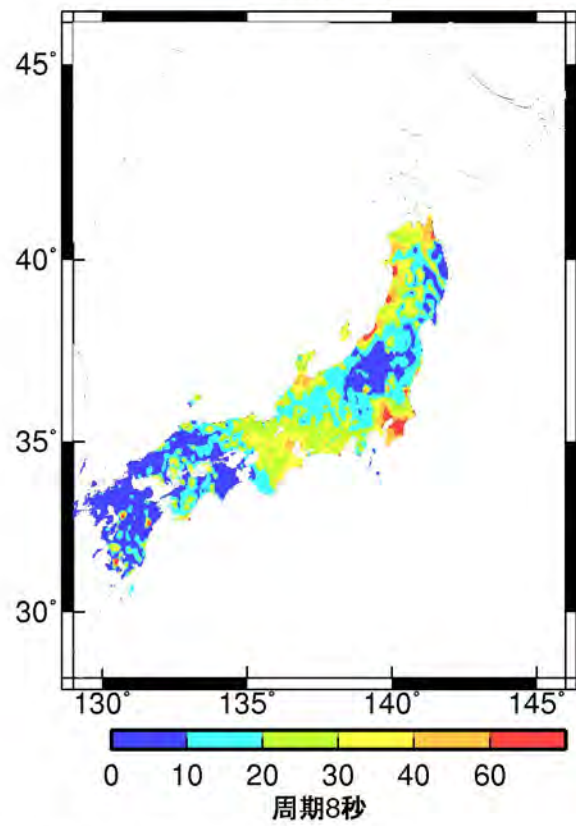
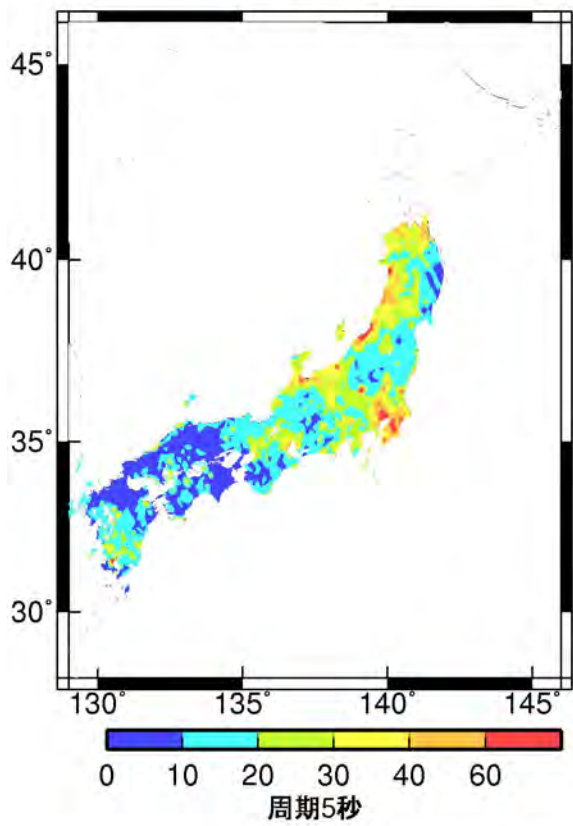
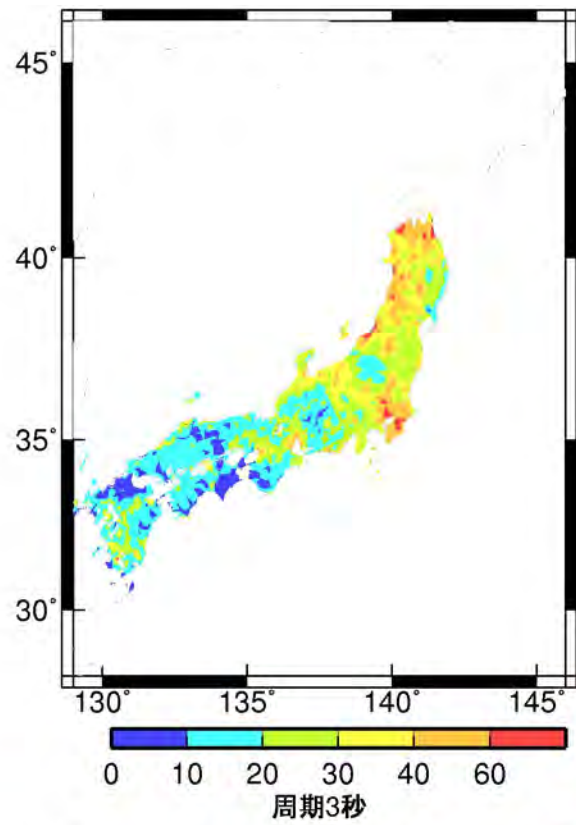
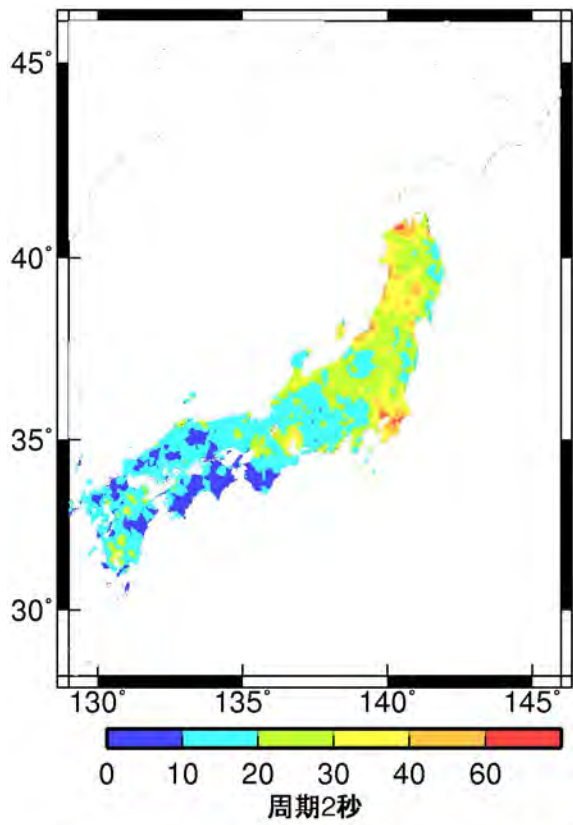
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3.2.15 海溝型地震の群遅延時間の平均値のサイト係数 (単位: 秒)



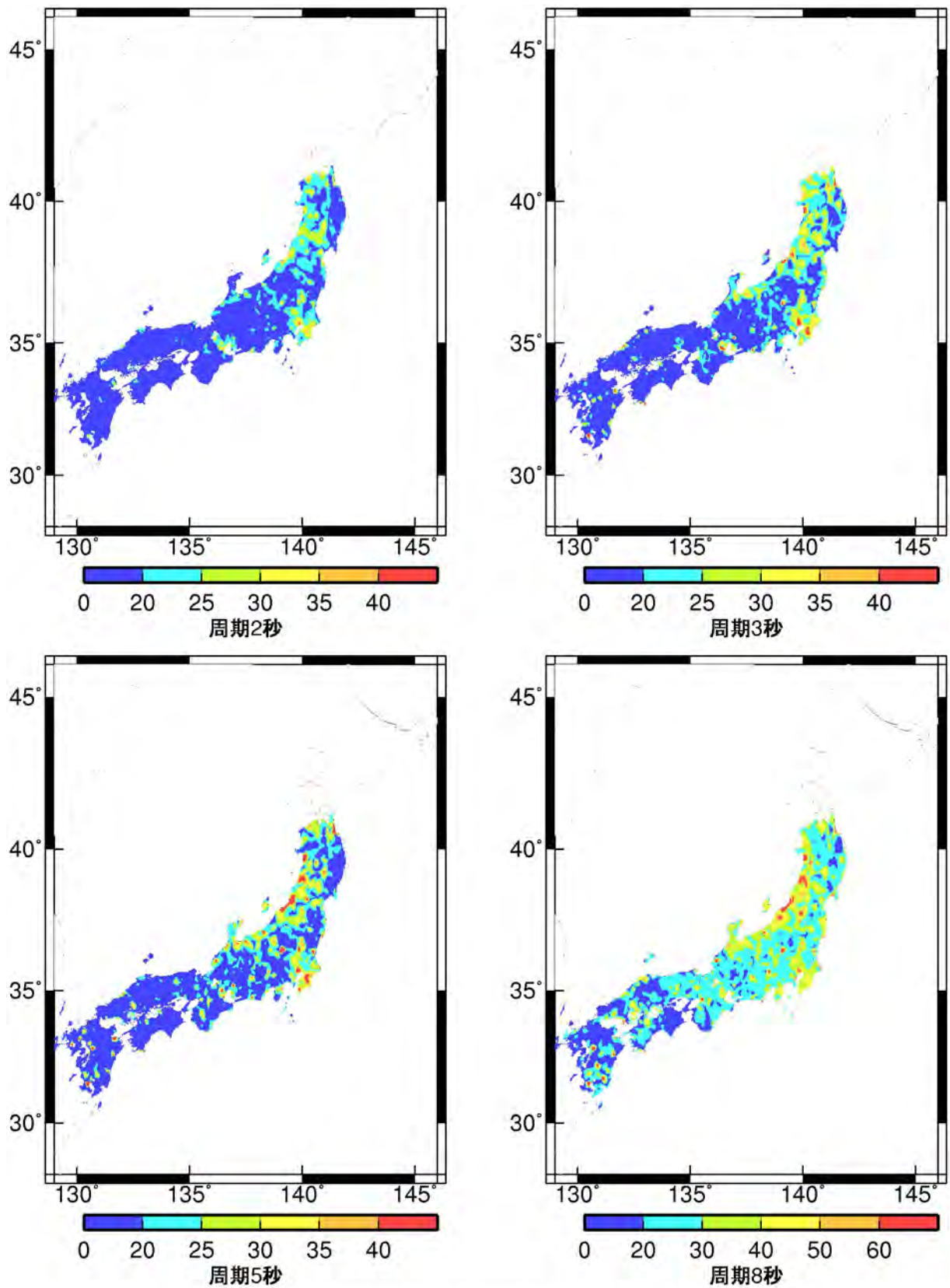
群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3.2.16 海溝型地震の群遅延時間の標準偏差のサイト係数 (単位: 秒)



群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3.2.17 地殻内地震の群遅延時間の平均値のサイト係数 (単位: 秒)



群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3.2.18 地殻内地震の群遅延時間の標準偏差のサイト係数 (単位: 秒)

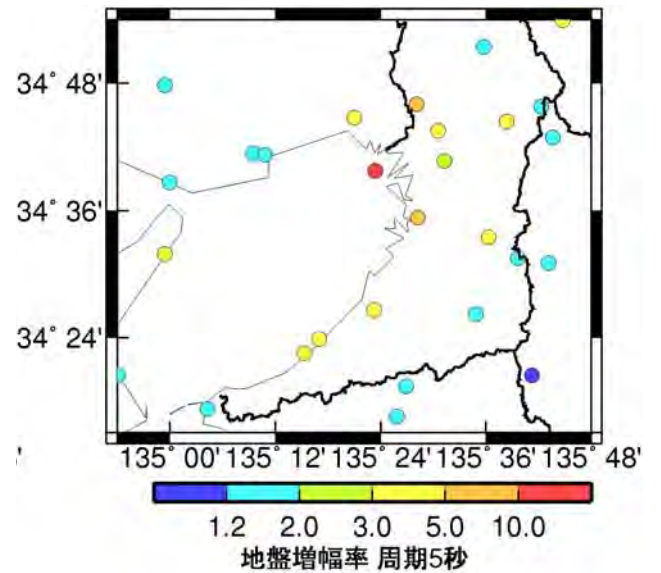
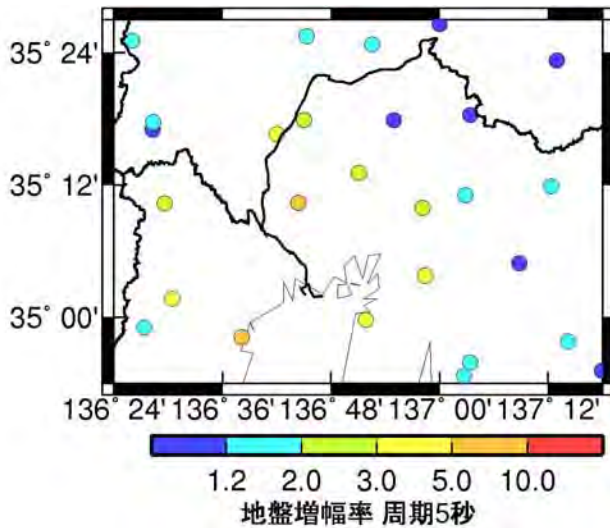
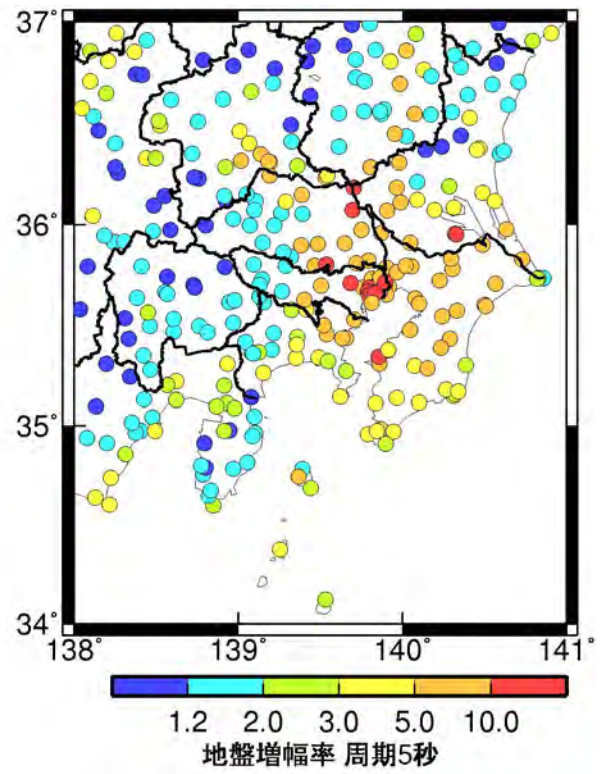
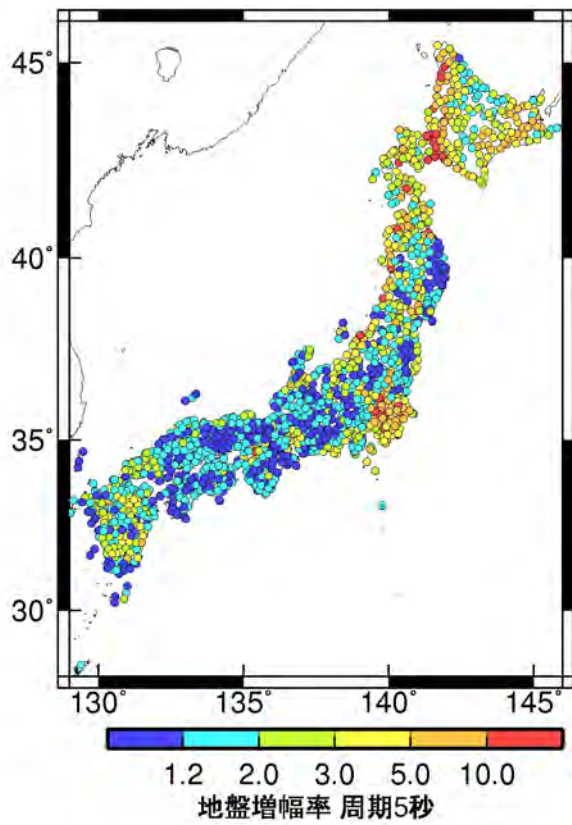
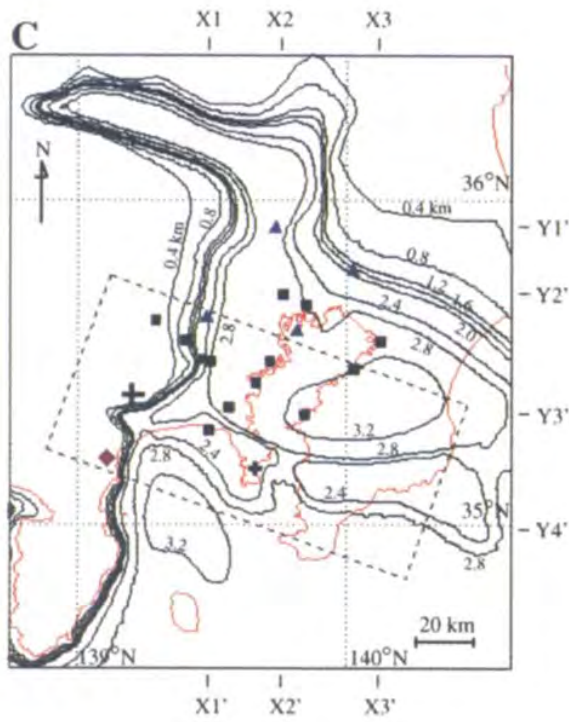
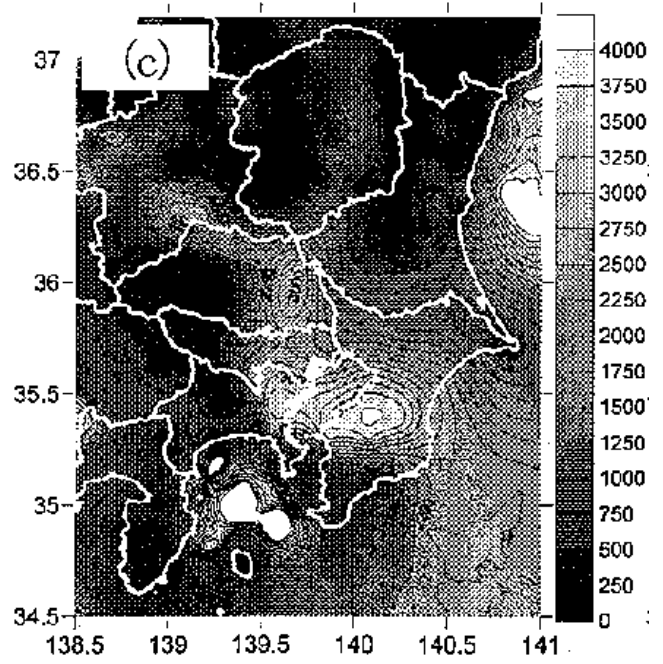


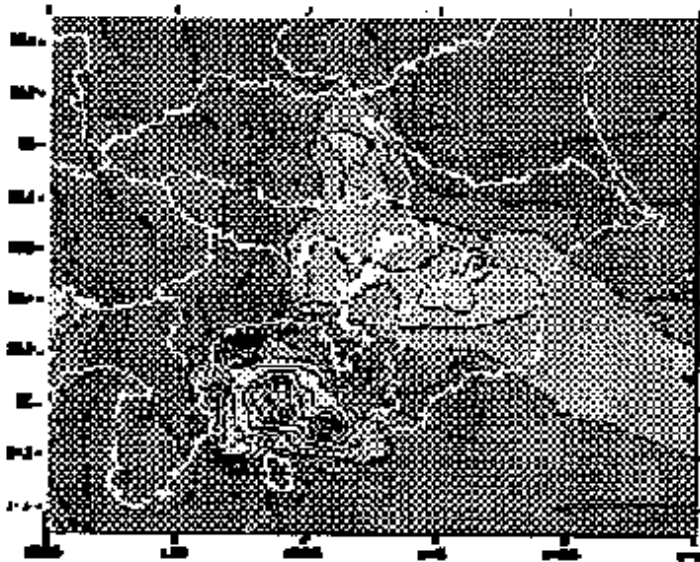
図 3.2.19 全国、関東平野、濃尾平野、大阪平野での観測点位置と減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの周期 5 秒での地盤増幅率



(a) Sato et al. (1999)

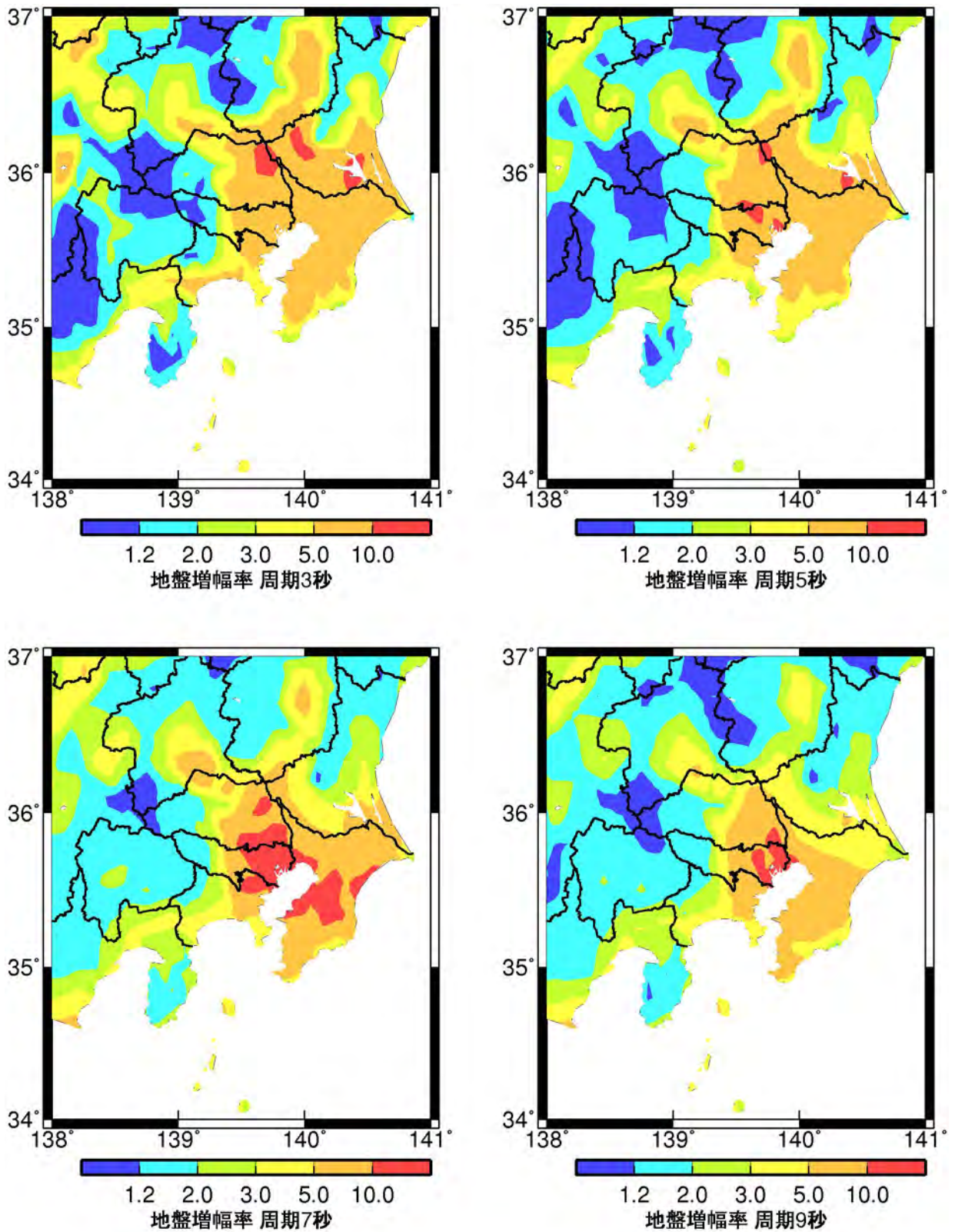


(b) 鈴木・他 (2005)



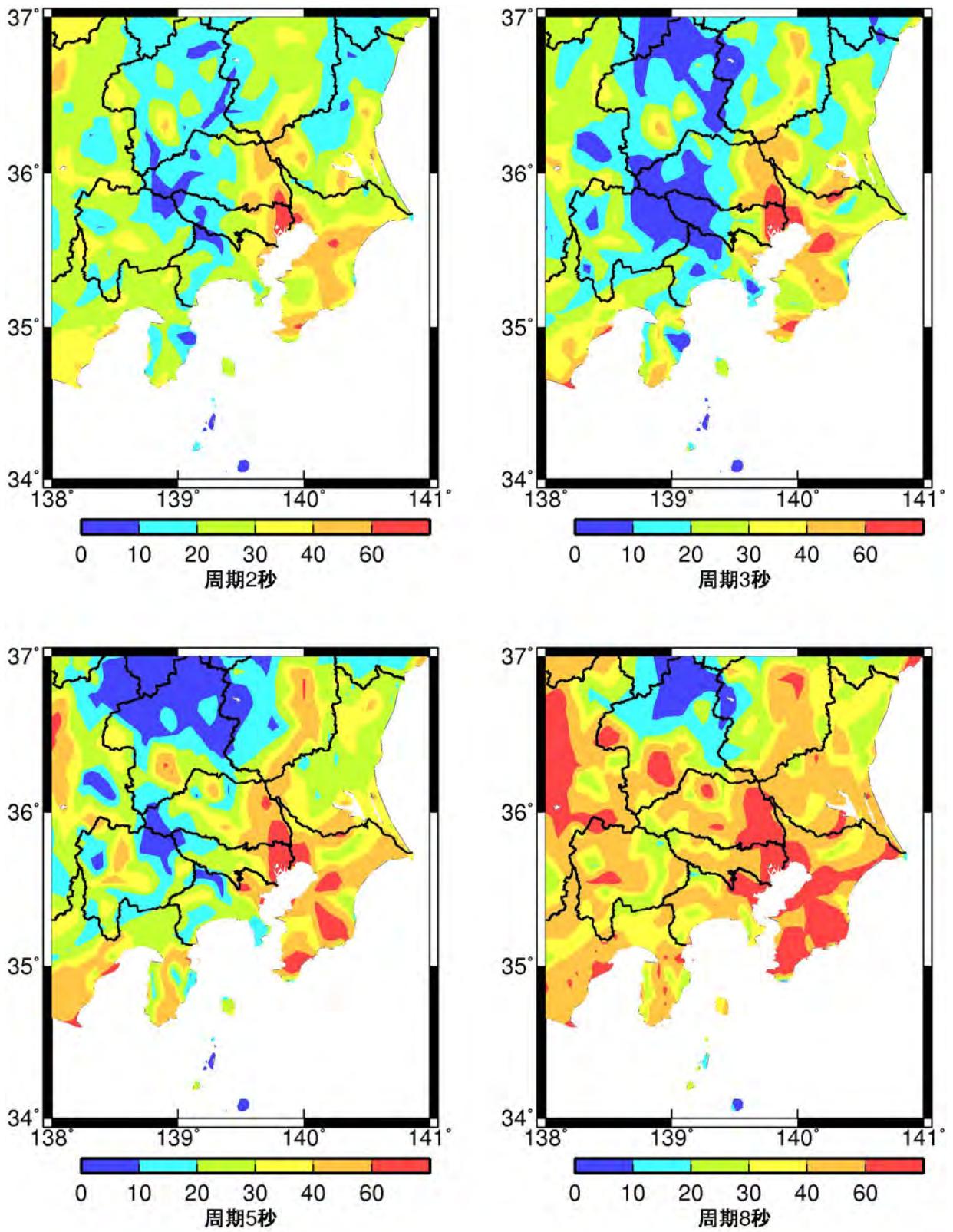
(c) 横田・他 (2006)

図 3.2.20 関東平野の基盤深度分布



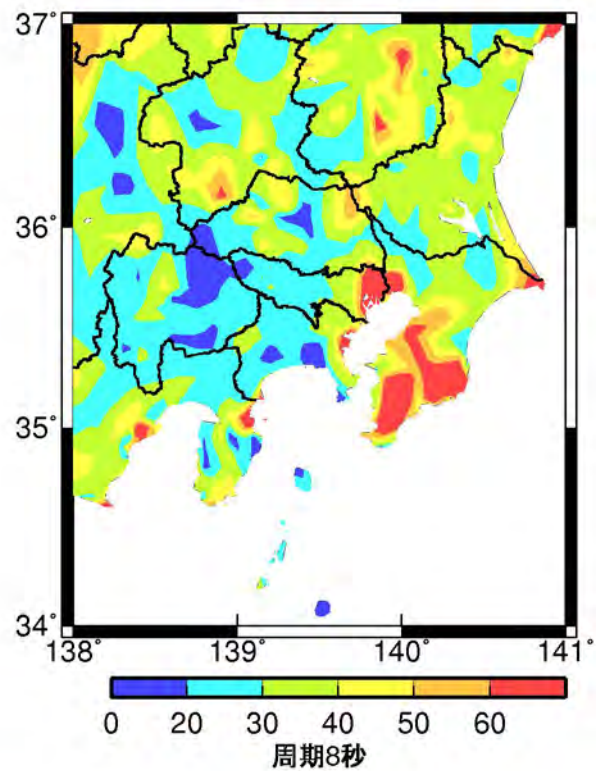
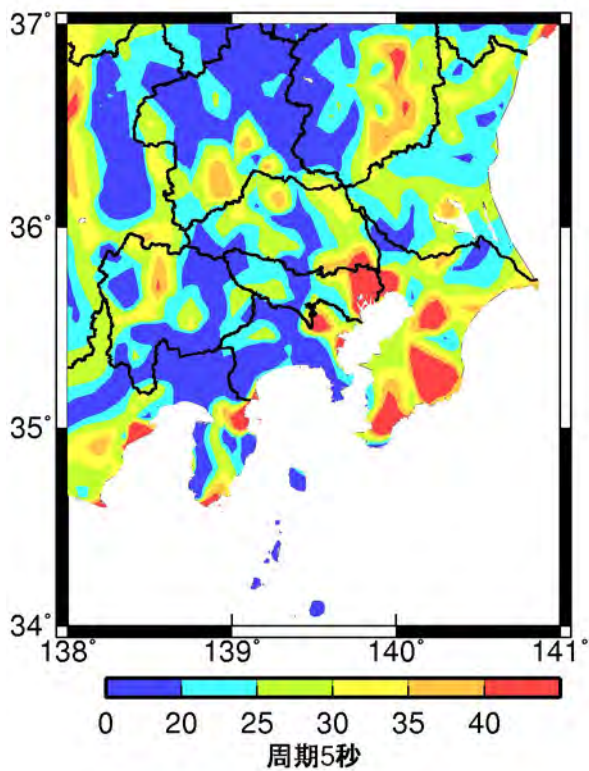
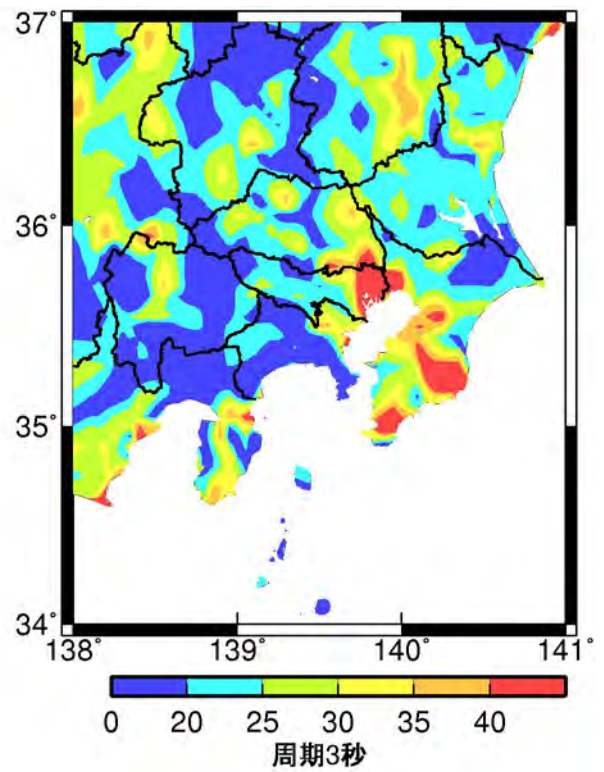
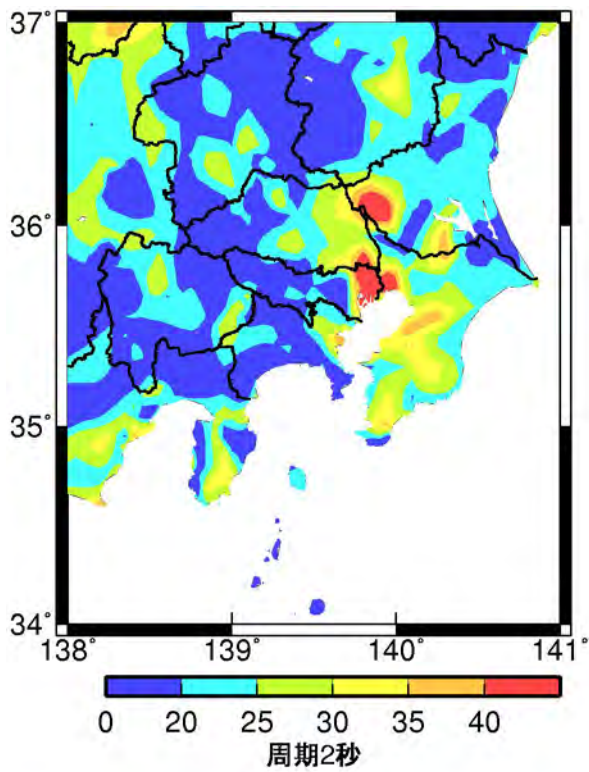
S_A h=5 %: 水平成分

図 3. 2. 21 関東平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率のコンターマップ



群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3. 2. 22 関東平野における海溝型地震の群遅延時間の平均値のサイト係数 (単位: 秒)



群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3. 2. 23 関東平野における海溝型地震の群遅延時間の標準偏差のサイト係数 (単位: 秒)

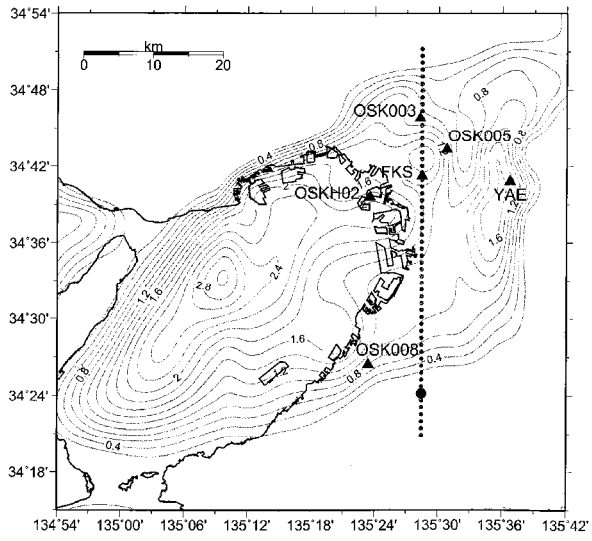


図1-2 鶴来・他の波形測線 (盆地構造はKagawa *et al.*, 2004)

(a) Kagawa *et al.* (2004)

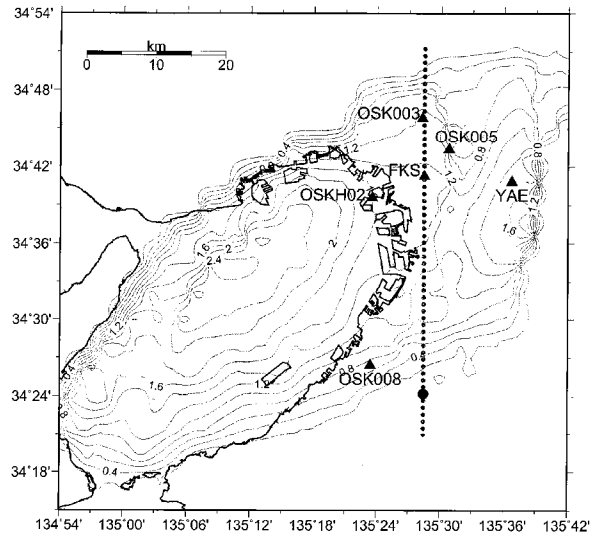


図1-1 産総研(AIST)及び釜江・川辺の波形測線 (盆地構造は堀川・他, 2003)

(b) 堀川・他(2003)

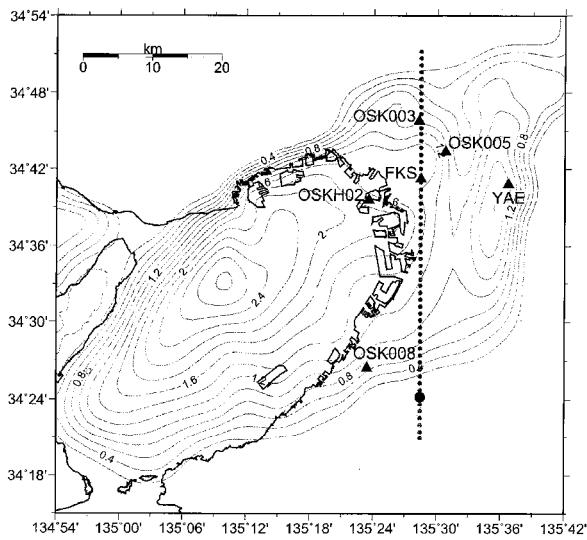


図1-3 岩城・岩田の波形測線 (盆地構造はIwata *et al.*, 2008)

(c) Iwata *et al.* (2008)

図 3.2.24 大阪平野の基盤深度分布 (岩田・他、2008 より転載)

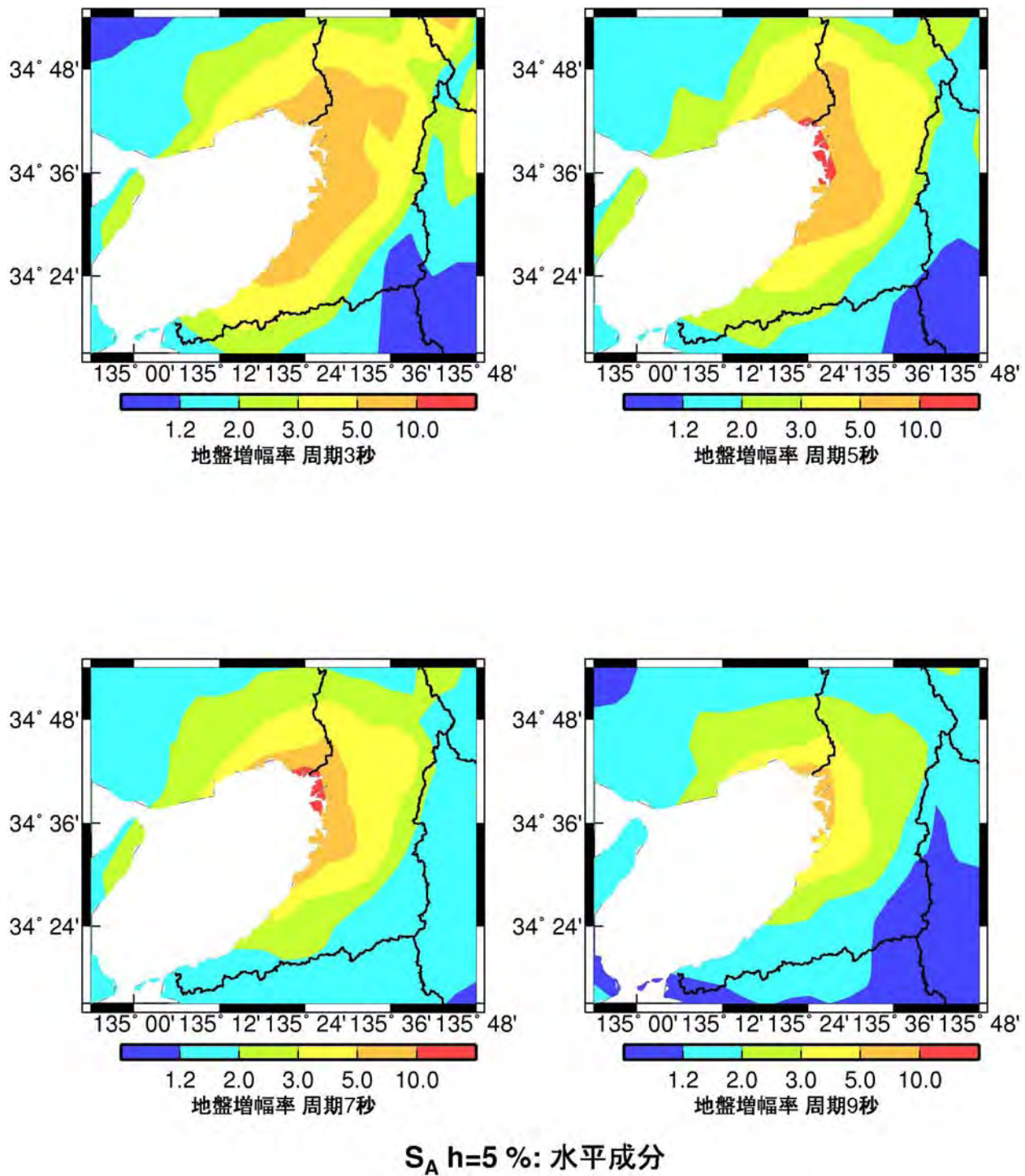
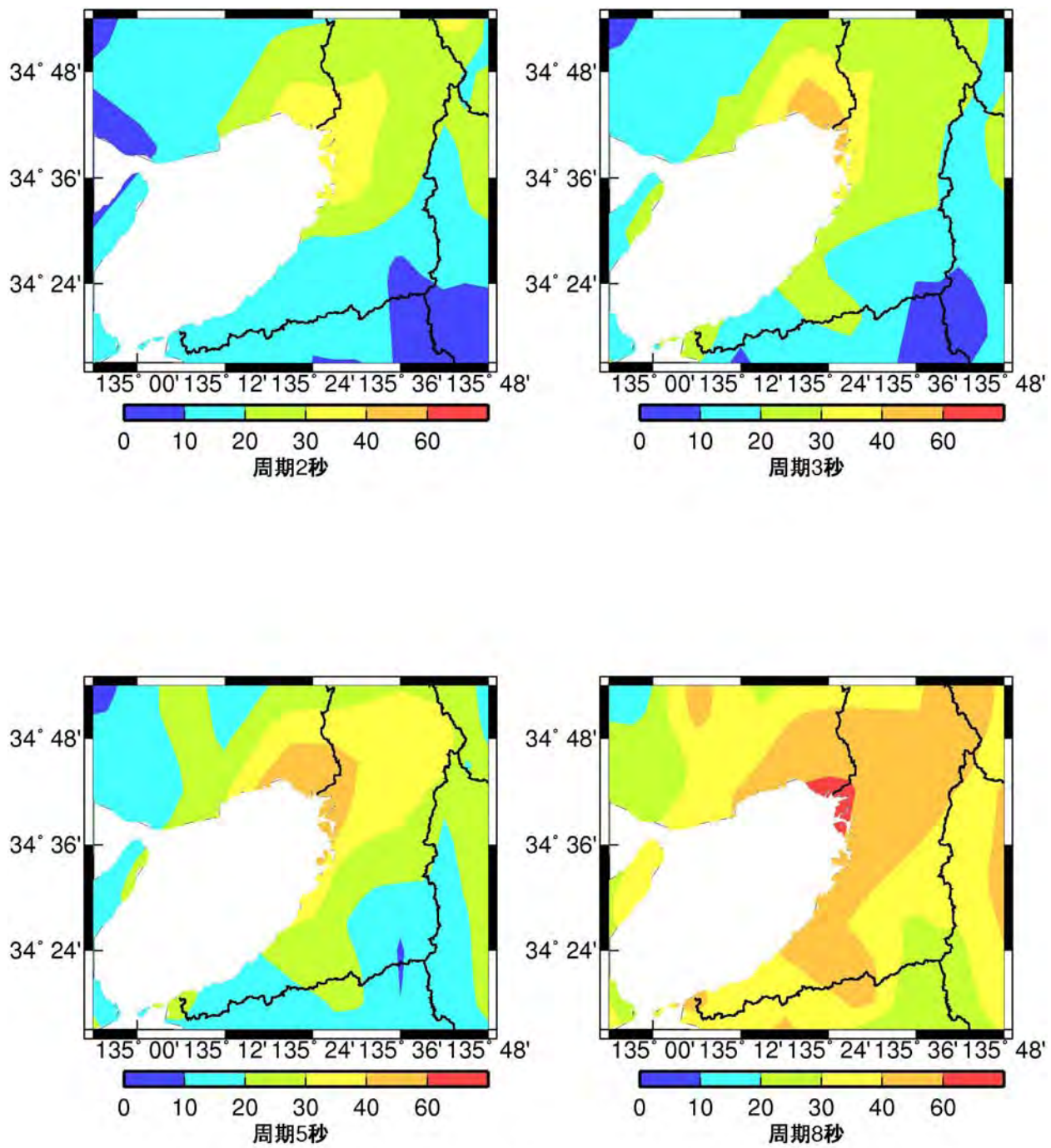
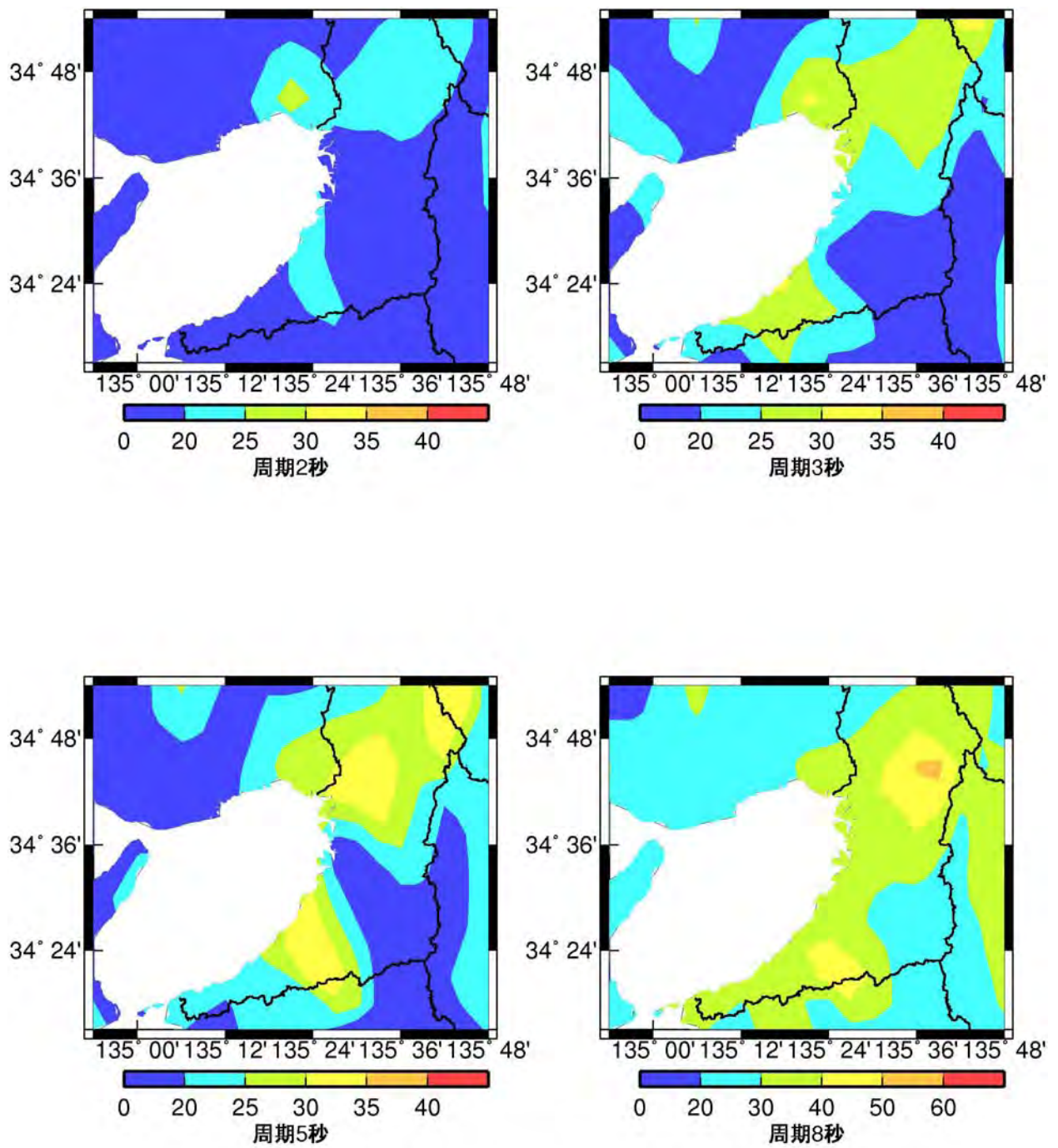


図 3. 2. 25 大阪平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率のコンターマップ



群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3. 2. 26 濃尾平野における群遅延時間の平均値のサイト係数のコンターマップ (単位: 秒)

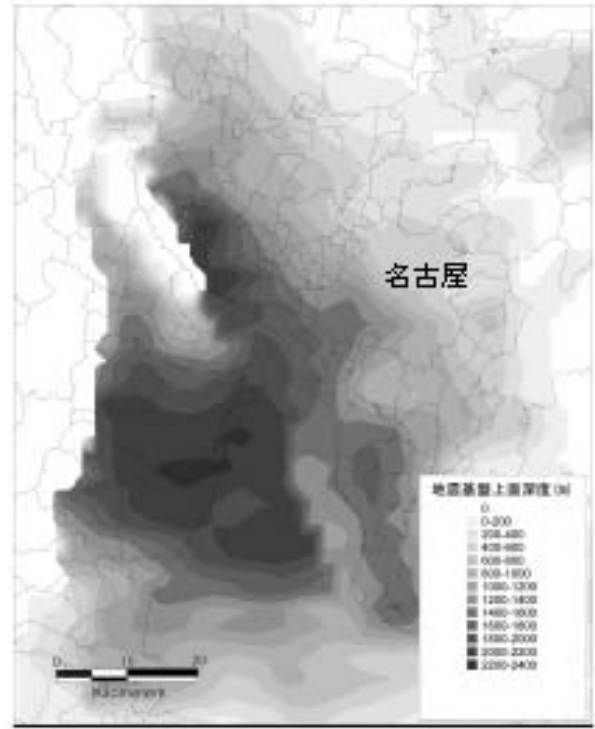


群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3. 2. 27 濃尾平野における群遅延時間の平均値のサイト係数のコンターマップ (単位: 秒)

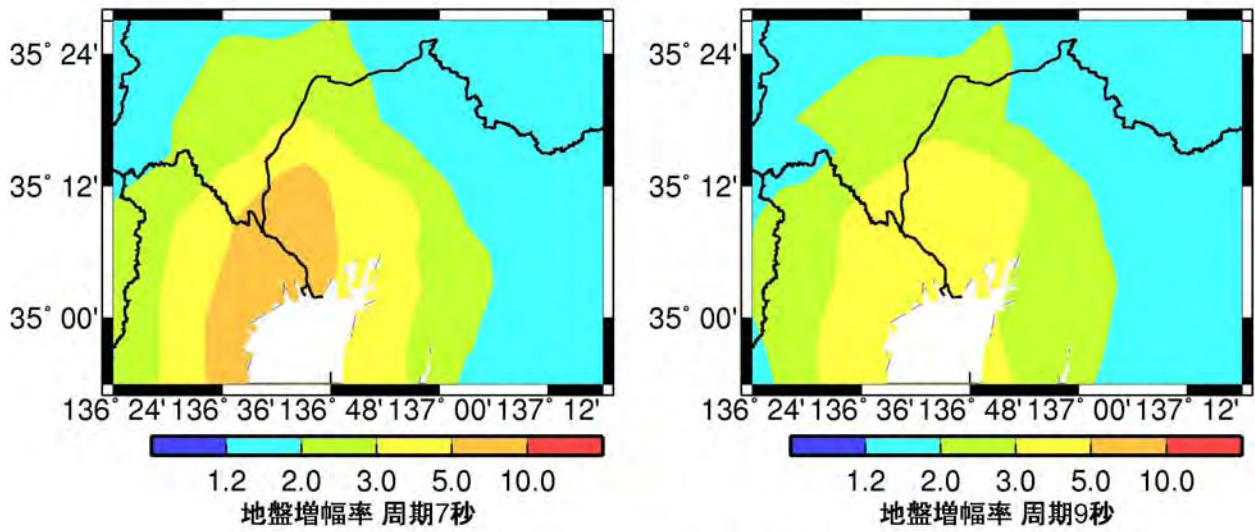
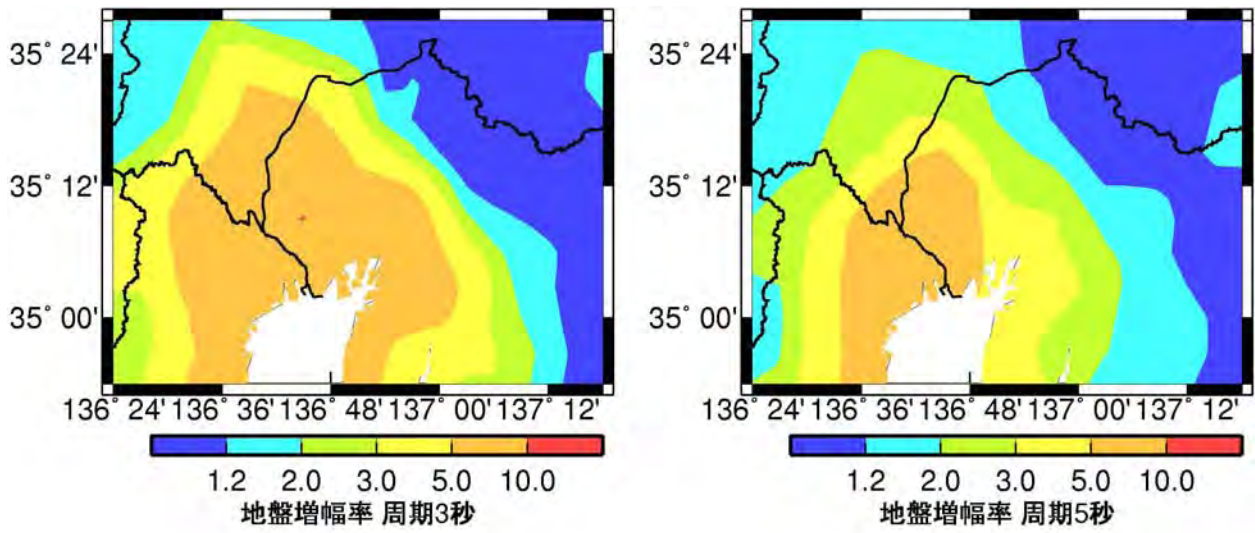


(a) ブーゲー異常



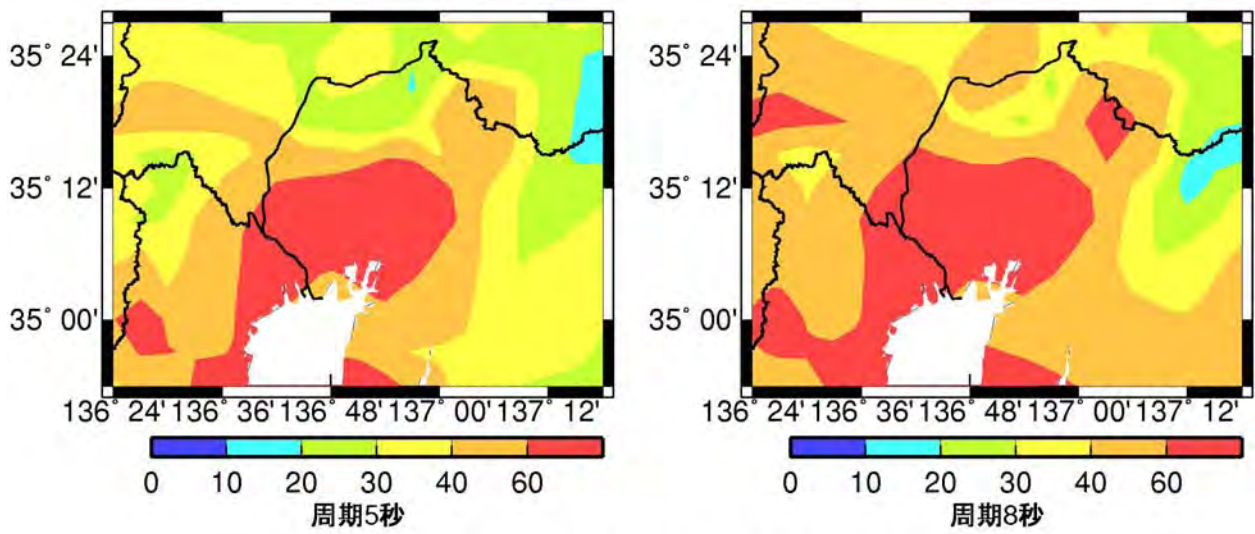
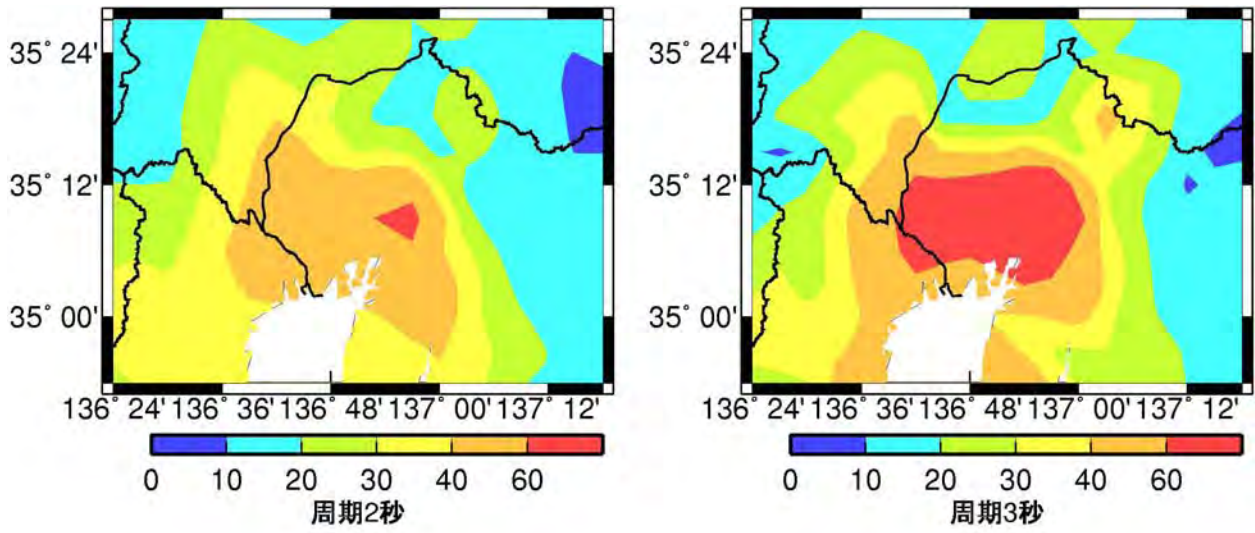
(b) 重力解析に基づく深度分布

図 3.2.28 濃尾平野の基盤深度分布 (福和・他、2002)



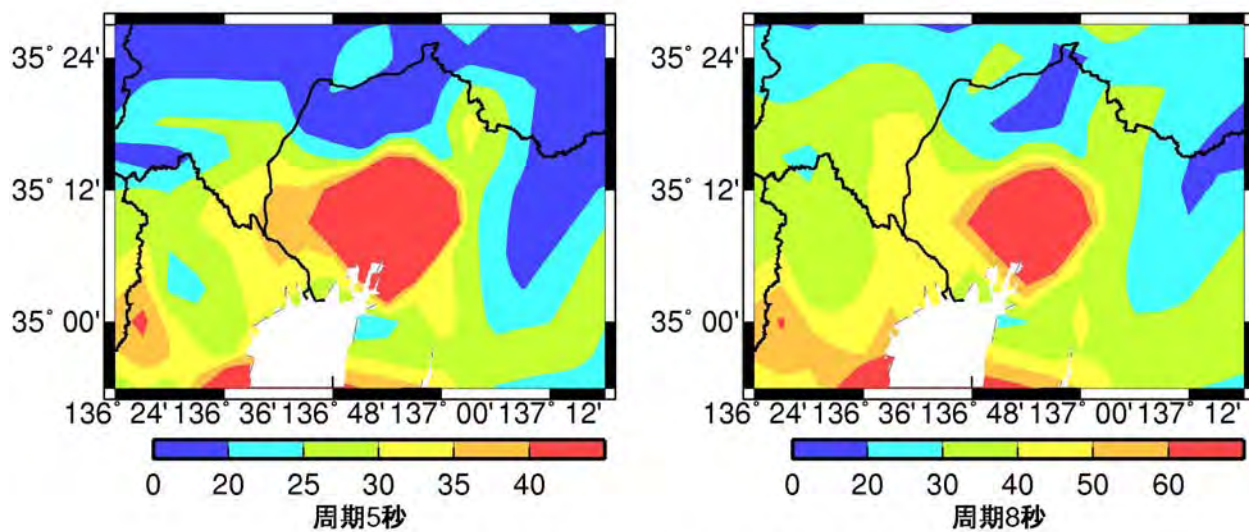
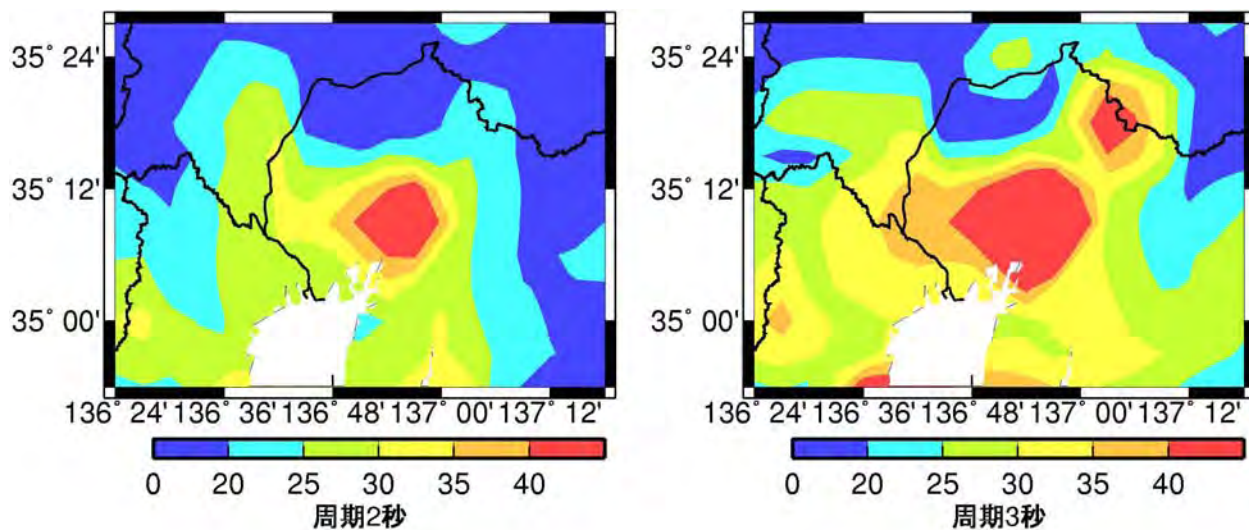
S_A h=5%: 水平成分

図 3.2.29 濃尾平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率のコンターマップ



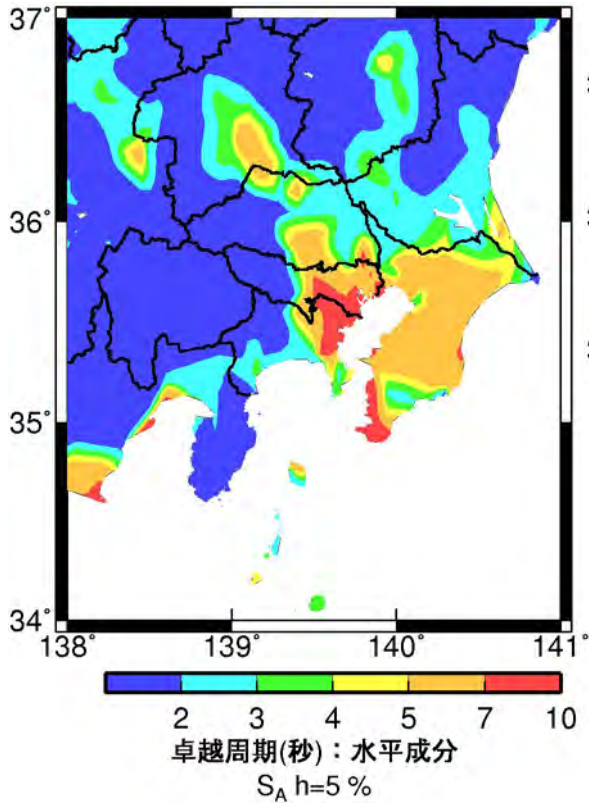
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3. 2. 30 濃尾平野における群遅延時間の平均値のサイト係数のコンターマップ (単位: 秒)

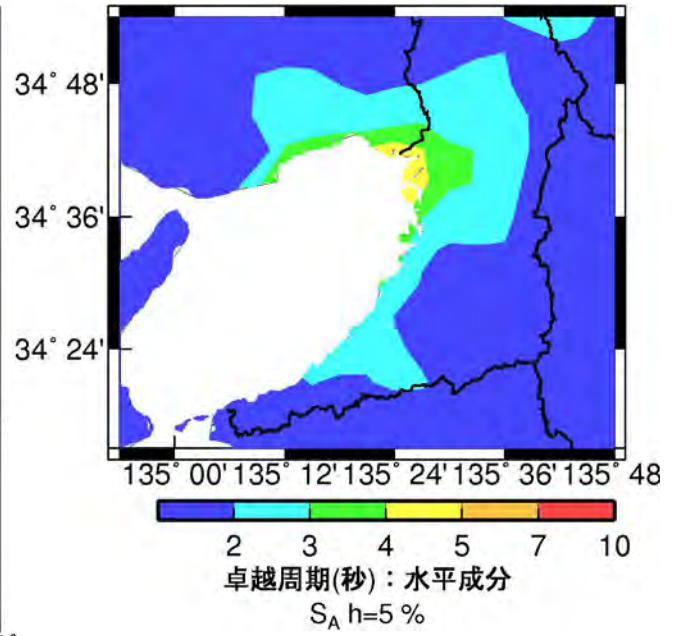


群遅延時間の標準偏差: 水平成分

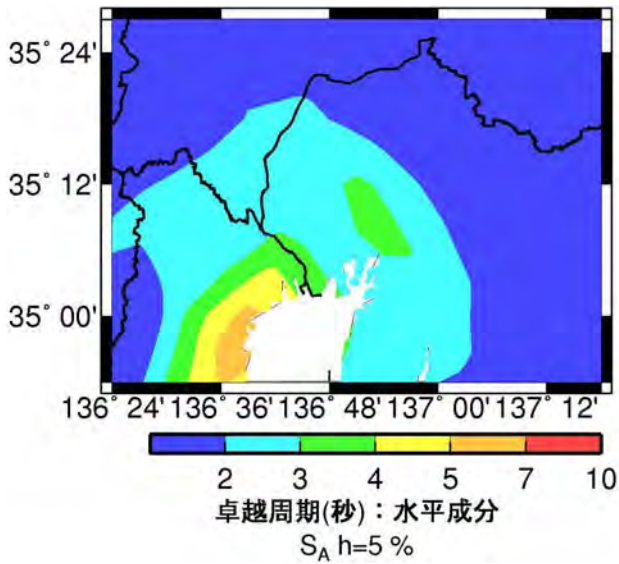
図 3.2.31 濃尾平野における群遅延時間の標準偏差のサイト係数のコンターマップ (単位: 秒)



(a) 関東平野

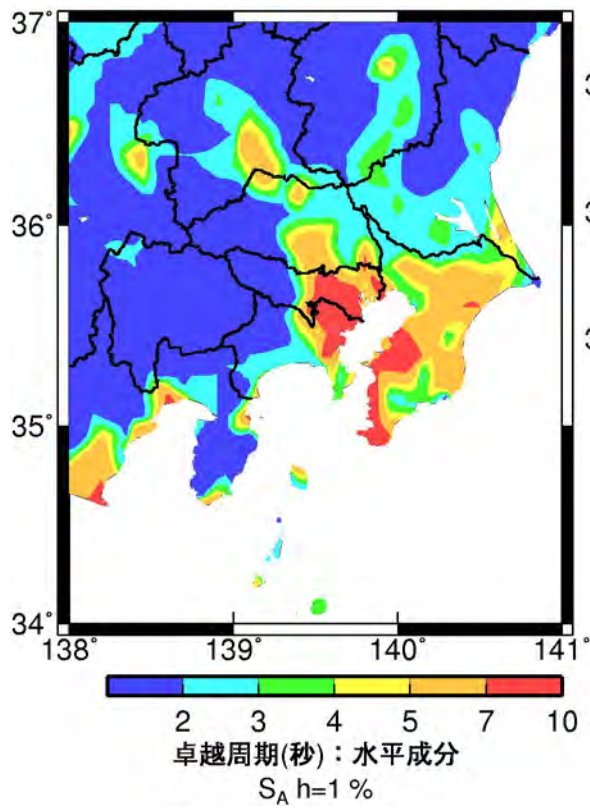


(b) 大阪平野

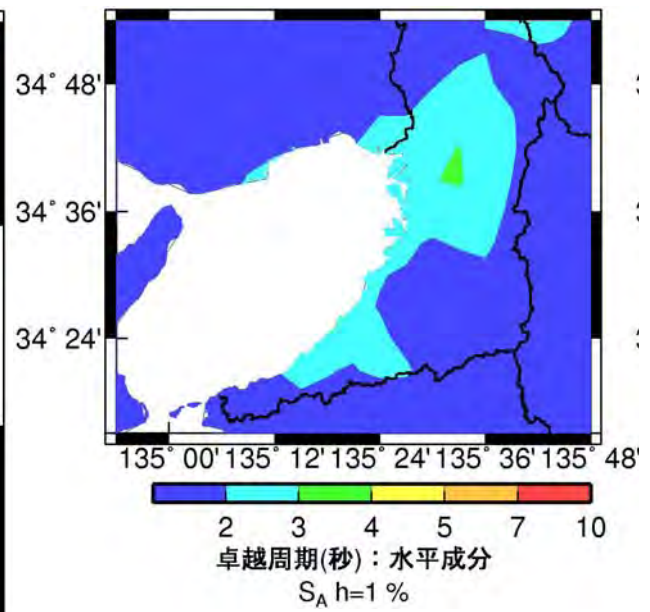


(c) 濃尾平野

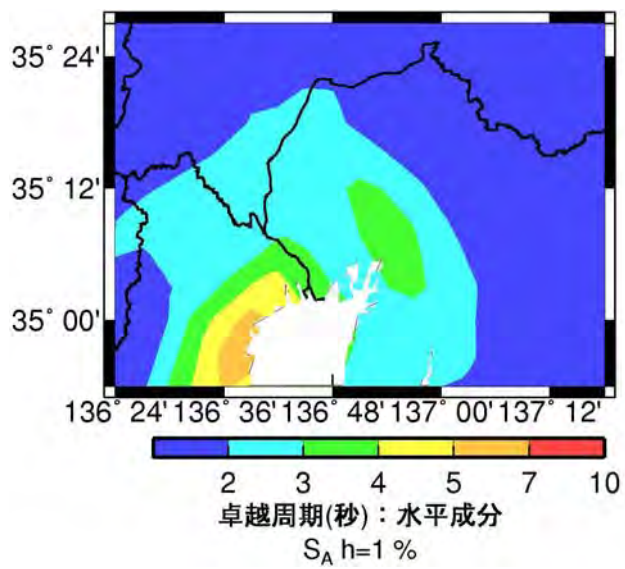
図 3.2.32 減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率に基づく水平成分の最大ピーク周期マップ



(a) 関東平野



(b) 大阪平野



(c) 濃尾平野

図 3.2.33 減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率に基づく水平成分の最大ピーク周期マップ

3-3 巨大海溝型地震による長周期地震波形の作成

本章では、はじめに、3-2 で作成した回帰式を用いて長周期地震波形（時刻歴波形）を作成し、2004 年紀伊半島沖地震の観測波形との比較から、回帰式の妥当性を検証する。そして、想定南海地震の此花（大阪平野）、想定東海・東南海地震の津島（濃尾平野）、想定東海地震の新宿（関東平野）での予測波を作成し、三次元有限差分法や経験的グリーン関数法などに基づく既往の予測波との比較から、回帰式の適用性と今後の課題を整理する。なお、作成する時刻歴波形は水平成分であり、周期範囲は 0.1～10 秒である。

(1) 時刻歴波形作成方法

大崎（1994）などに基づき、本検討の群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式から生成されるフーリエ位相を用いて、回帰式に基づく減衰定数 5% の加速度応答スペクトルにフィッティングするように時刻歴波形を作成する。図 3.3.1 に、時刻歴波形作成フローを示す。なお、断層が複数個ある場合には、複数個の時刻歴波形を断層の破壊開始時間差を考慮して足し合わせる。

例として、作成した回帰式を用いて、2004 年紀伊半島沖地震の此花（OSKH02）での EW 成分をシミュレーションした時のターゲットとした加速度応答スペクトルとフィッティングした加速度応答スペクトルの比較を図 3.3.2 に示す。

これにより作成された加速度波形は図 3.3.10 の (e) である。

波形計算には、計算地点での加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数が必要となる。そこで、図 3.3.3 には、計算地点とする新宿（TKY007）を含む関東平野の代表観測点での加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数（単位：秒）を示す。また、関東平野全体における新宿（TKY007）の特徴をみるために、図 3.3.4 には、周期 5 秒の関東平野の加速度応答スペクトルの地盤増幅率、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数のコンターマップを、Sato et al. (1999) の基盤深さマップとともに示す。大阪平野、濃尾平野に対する同様の検討結果を図 3.3.5～図 3.3.8 に示す。大阪平野、濃尾平野の地下構造として、岩田・他(2006)の基盤深さマップと、福和・他(2002)のブーゲー異常マップを示している。

(2) 2004 年紀伊半島沖地震の波形シミュレーション

2004 年紀伊半島沖地震の此花（OSKH02）、津島（AIC003）での観測波形と、回帰式に基づく計算波形との比較を行う。両地点の観測波形は回帰式作成の際のデータセットに含まれている。なお、TKY007 でも 2004 年紀伊半島沖地震の記録も観測されているが、S 波初動から観測されていないことから、回帰式作成に用いられていないため、シミュレーションは実施していない。図 3.3.9 には、観測記録を用いた減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの分布図を周期 3 秒と周期 5 秒の場合について示す。大阪平野、濃尾平野では揺れが大きいことがわかる。

図 3.3.10 には、此花（OSKH02）での観測加速度波形（EW 成分）と計算波形との比較を示す。(b) は、観測加速度波形の応答スペクトルと観測加速度波形の群遅延時間の平均値と標準偏差を用いた計

算波形である。観測波形との違いは、群遅延時間を正規分布で仮定したことによるものである。(c)は観測の応答スペクトルと回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差を用いたもの、(d)は回帰式の応答スペクトルと観測加速度波形の群遅延時間の平均値と標準偏差を用いたもの、(e)は回帰式の応答スペクトルと回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差を用いたものである。回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差を用いた計算波は、観測波形より継続時間がやや短い。(f)は観測加速度波形の応答スペクトルと回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差に+標準偏差(回帰誤差)を考慮したもの、(g)は回帰式の応答スペクトルと回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差に+標準偏差(回帰誤差)を考慮したものである。群遅延時間の平均値と標準偏差に+標準偏差(回帰誤差)を考慮した場合に、ほぼ観測波形の継続時間が表現できる。図 3.3.11 には、同様の検討を津島(AIC003)で行った結果である。津島(AIC003)では、回帰式の群遅延時間の平均値と標準偏差で観測の継続時間がほぼ表現できている。

(3) 想定巨大海溝型地震の震源モデルと波形作成地点

本検討で計算を行う想定巨大海溝型地震と予測地点を比較する既往波とともに表 3.3 に示す。想定地震は、想定東海・東南海地震(Mw8.3)、想定南海地震(Mw8.5)、想定東海地震(Mw8.0)である。断層面は、既往の断層モデルに基づき、複雑なものは矩形化した。震源距離は、各断層の破壊開始点から求めた。なお、位相を算出する際に乱数を用いるため、2つの異なる乱数を用いて予測波を作成した。計算範囲は固有周期 0.1~10 秒であり、本検討で作成した波形にはこのフィルターをかけている。波形の時間軸は、既往の予測波にそろえて表示した。OSKH02 以外は、本検討の予測波作成地点と既往波の作成地点は異なる。したがって、特に、短周期領域では表層地盤の増幅特性が異なることに注意が必要である。なお、本検討の回帰式のデータセットの最大 Mw は 8.2 であるから、これ以上については外挿となる。

表 3.3.1 の最下欄(既往波の特徴)にまとめたように、比較した予測波のうち、宮腰・他(2006)の三の丸における予測波の工学的基盤での計測震度は 5.3、地表での計測震度は 5.7 であるのに対して、1854 年安政東海地震の三の丸における震度は 5 であり、予測波は過去の地震の震度に比べると大きい(香川・年縄、2006)。また、土方・他(2006)の予測波から計算される震度は、1954 年安政東海地震の震度(宇佐美、1999)よりやや大きい(土方・他、2006)という特徴がある。

なお、本検討の予測波の応答スペクトルは、回帰式の平均値を用いた場合と、平均値+標準偏差を用いた場合を示す。また、予測波と工学的基盤での告示波(安全限界)の応答スペクトルとの比較も行う。

図 3.3.12 には、関口・他(2006)、釜江・川辺(2005)、鶴来・他(2005)の想定南海地震の断層モデルと、鶴来・他(2005)に基づき設定した本検討で用いる Mw8.2 と Mw8.4 の 2つの矩形断層からなる断層モデルを示す。図 3.3.13 には、想定東海・東南海地震の断層モデルを示す。(a)は、愛知県設計用入力地震動研究協議会のモデル(佐藤・他、2006)、(b)は 三の丸地区の予測波計算用のモデル(宮腰・他、2006)である。本検討では、(a)の断層モデルと、(b)を簡便化した(c)の断層モデルの 2つを用いた。図 3.3.14 には、本検討による予測地点(AIC003)と佐藤・他(2006)による予測地点(NST)、宮腰・

他(2006)による予測地点(三の丸)を示す。図 3.3.15 には、土方・他(2006)の断層モデルと、矩形に近似した本検討で用いる断層面を示す。比較対象とする予測地点は、土方・他(2006)では KGIN(新宿、工学院大学)、本検討では K-NET 新宿(TKY007)である。

(4) 作成された長周期地震波形

図 3.3.16 には、関口・他(2006)、釜江・川辺(2005)、鶴来・他(2005)と本検討の予測波の擬似速度応答スペクトルの比較を示す。回帰式の平均値を用いた予測波の応答スペクトルは関口・他(2006)の予測波の応答スペクトルと類似している。図 3.3.17 には、関口・他(2006)、釜江・川辺(2005)、鶴来・他(2005)の予測波の速度波形を示す。図 3.3.18 には、図 3.3.17 と同じスケールで、以下の 3 つのケースの本検討の予測波の速度波形を示す。

a) 加速度応答スペクトル(h=5%) = 平均、群遅延時間の標準偏差 = 平均

b) 加速度応答スペクトル(h=5%) = 平均、群遅延時間 = 平均 + 標準偏差

c) 加速度応答スペクトル(h=5%) = 平均 + 標準偏差、群遅延時間の標準偏差 = 平均 + 標準偏差

b) は、2004 年 紀伊半島沖地震の OSKH02 でのシミュレーションでは、群遅延時間の平均値と標準偏差を平均値 + 標準偏差とした場合に観測波形の継続時間を表現できたことから検討したケースである。

c) は、加速度応答スペクトルの回帰式のばらつきをみるために参考までに検討したケースである。本検討の予測波の速度波形の形状は、関口・他(2006)、鶴来・他(2005)の中間的な特徴をもつ。応答スペクトルの回帰式の平均を用いた場合の本検討の予測波の最大速度は、関口・他(2006)、鶴来・他(2005)と同程度である。図 3.3.19 には、本検討の予測波の加速度波形を示す。

図 3.3.20 には、宮腰・他(2005)と本検討の予測波の加速度応答スペクトルの比較を示す。宮腰・他(2005)では周期 3 秒付近で大きな卓越がみられるが本検討による予測波にはこのようなピークはみられない。図 3.3.21 には、佐藤・他(2006)と本検討の予測波の加速度応答スペクトルの比較を示す。佐藤・他(2006)より本検討の予測波の応答スペクトルは、長周期領域で大きい。図 3.3.20 には、宮腰・他(2005)の予測波と回帰式の平均値を用いた場合の本検討の予測波の比較を示す。予測波は P 波部がないこともありその分やや短い、加速度波形の波形形状は類似している。宮腰・他(2005)の文献には、速度波形が提示されていないため、図 3.3.22 には本検討の予測波の速度波形を加速度波形と同じ継続時間分だけ示している。図 3.3.23 には、佐藤・他(2006)と本検討の予測波の加速度波形、速度波形を示す。速度波形でみると本検討の方が継続時間が長い。

図 3.3.24 には、土方・他(2006)による予測波と本検討の予測波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルとの比較を示す。土方・他(2006)による予測波は、周期 1~5.5 秒が経験的グリーン関数法、周期 5.5 秒以上が理論的方法(三次元有限差分法)によるものである。土方・他(2006)による予測波の周期 3 秒程度のピークは経験的グリーン関数として用いた東扇島の記録の特徴であるため、SNJ(新宿、工学院大学)での予測波に対しては意味のあるものではない。この周期付近を除く長周期領域では、本検討の回帰式の平均値を用いた予測波の応答スペクトルは土方・他(2006)とほぼ同レベルである。また、両者とも、周期 6 秒程度で告示スペクトルを若干超えている。図 3.3.25、図 3.3.26 には、

土方・他(2006)による予測波と本検討の予測波(回帰式の平均値を用いた場合)の加速度波形、速度波形を示す。本検討の予測波の継続時間の方が短い。群遅延時間の回帰式に+標準偏差を考慮しても、観測波の継続時間を再現することはできなかった。これは、回帰式作成に用いたTKY007で観測されている海溝型地震は、1996年銚子付近の地震と2005年宮城県沖地震のみであり、これらの波形の長周期の継続時間が短いためであると考えられる。これは、南海トラフ沿いからの伝播経路と、北からの伝播経路の違いを反映している可能性を示唆している。

(4) まとめ

海溝型地震に対する加速度応答スペクトル(減衰定数1%と5%)と群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式を用いて、2004年紀伊半島沖地震の此花(OSKH02)と津島(AIC003)での観測波形のシミュレーションを行い、回帰式の妥当性を確認した。さらに、想定南海地震の此花(OSKH02)、想定東海・東南海地震の津島(AIC003)、想定東海地震の新宿(TKY007)での予測波形を計算した。応答スペクトルについては、いずれの予測波についても、既往の予測波(既往波)のばらつきを考慮すると既往波とほぼよい対応がみられた。継続時間については、此花(OSKH02)、津島(AIC003)では、本検討の予測波は既往波と同程度であったが、新宿(TKY007)については、本検討の予測波は既往波より継続時間が短かった。これは、回帰式作成のデータセットに含まれる、新宿(TKY007)での海溝型地震の記録は1996年銚子付近の地震と2005年宮城県沖地震のみであり、これらの観測波形の長周期の継続時間が短いためと考えられる。

より信頼性のある予測波作成に向け、今後、新宿の工学院大学の記録、気象庁1倍計の記録、関西地震観測協議会の記録など、十分な継続時間が観測されている記録を用いて回帰式の改良を行ない、予測波を改良することが望ましいと考えられる。

参考文献

- 1) 福和伸夫・佐藤俊明・早川崇・池田善考・野崎京三(2002). 濃尾平野の地盤調査とそのモデル化、月刊地球号外 37号、pp. 108-118.
- 2) 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・貫井泰・土田剛(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—広帯域強震動の予測2—シンポジウム論文集、pp. 83-90.
- 3) 岩田知孝・岩城麻子・関口春子・吉見雅行(2008). 地域特性を反映した長周期地震動、長周期地震動対策に関する公開研究集会、日本建築学会、pp. 1-52.
- 4) 香川敬生・年縄巧(2006). 巨大地震災害への対応検討特別委員会報告書、付録 地震動提供波概説文.
- 5) 釜江克宏・川辺秀憲(2005). 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.
- 6) 川辺秀憲・釜江克宏(2006). 破壊伝播速度が東南海・南海地震の強震動予測結果に与える影響、

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. 91-94.

- 7) 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.
- 8) 大崎順彦(2004). 新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、pp. 1-299.
- 9) Sato, T., R. W. Graves, and P. G. Somerville (1999). Three-Dimensional Finite-Difference Simulations of Long-Period Strong Motions in the Tokyo Metropolitan Area during the 1990 Odawara Earthquake (Mj 5.1) and the Great 1923 Kanto Earthquake (Ms 8.2) in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 89, pp. 579-607.
- 10) 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.
- 11) 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—広帯域強震動の予測 2—シンポジウム論文集、pp. 61-73.
- 12) 鶴来雅人・趙伯明・Petukhin Anatoly・香川敬夫(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.
- 13) 宇佐美龍夫(1999). 新編日本被害地震総覧[増補改訂版]、東京大学出版会.

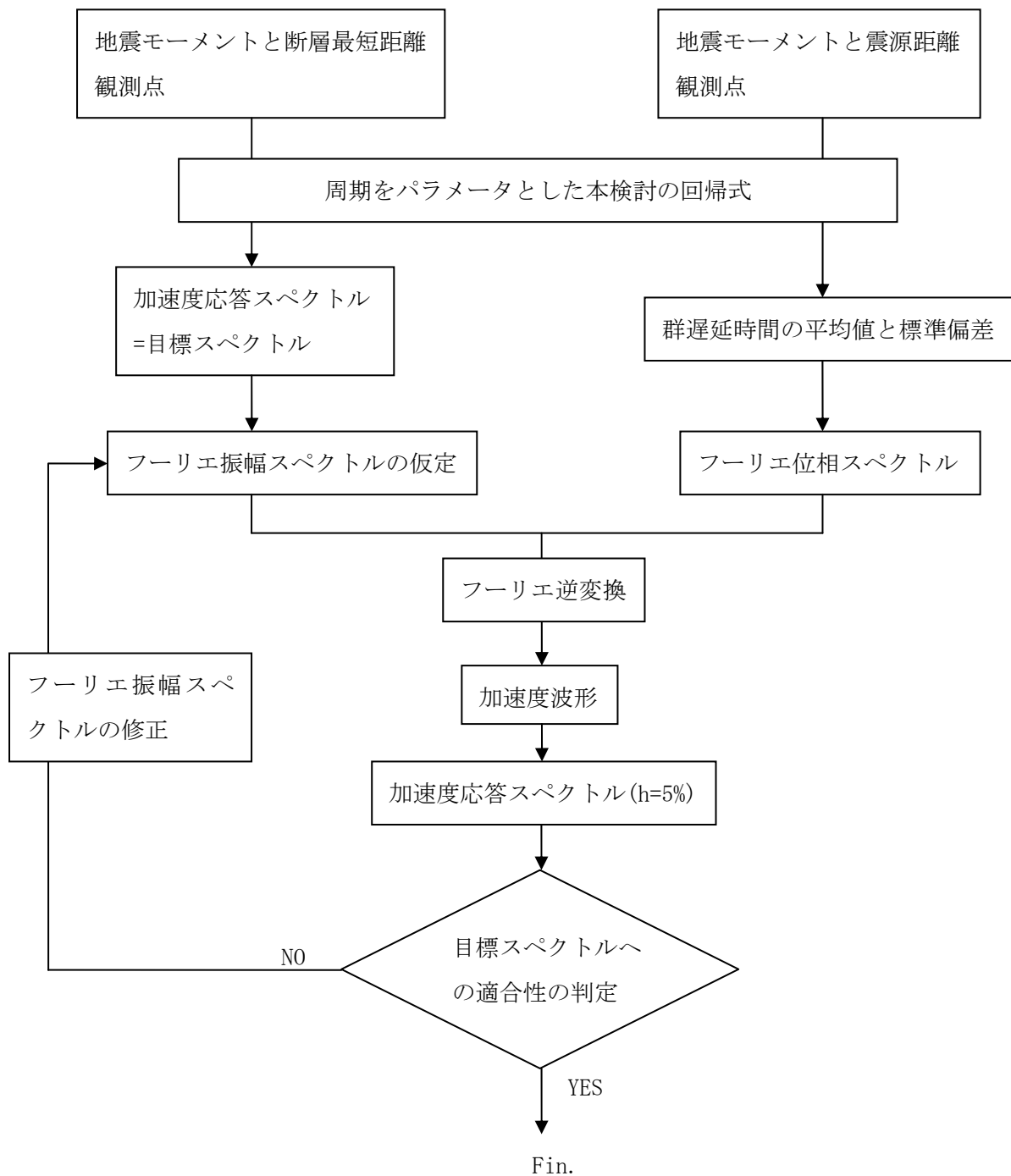


図 3.3.1 加速度応答スペクトルと群遅延時間の平均値・標準偏差の回帰式に基づく時刻歴波形作成フロー（断層が複数個ある場合には、複数個の時刻歴波形を断層の破壊開始時間差を考慮して足し合わせる）

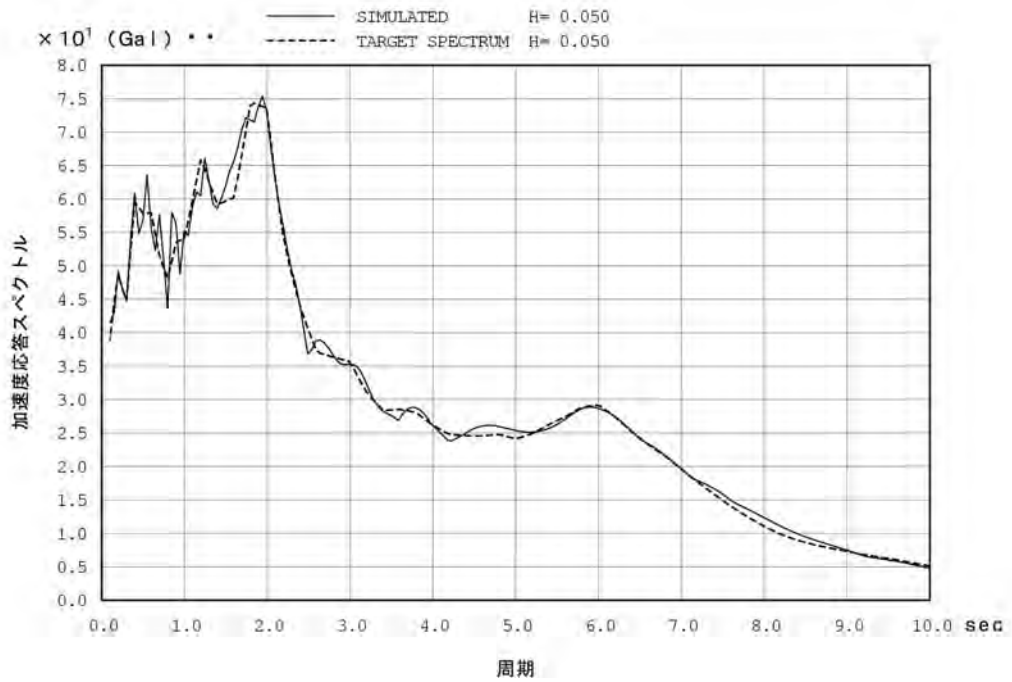
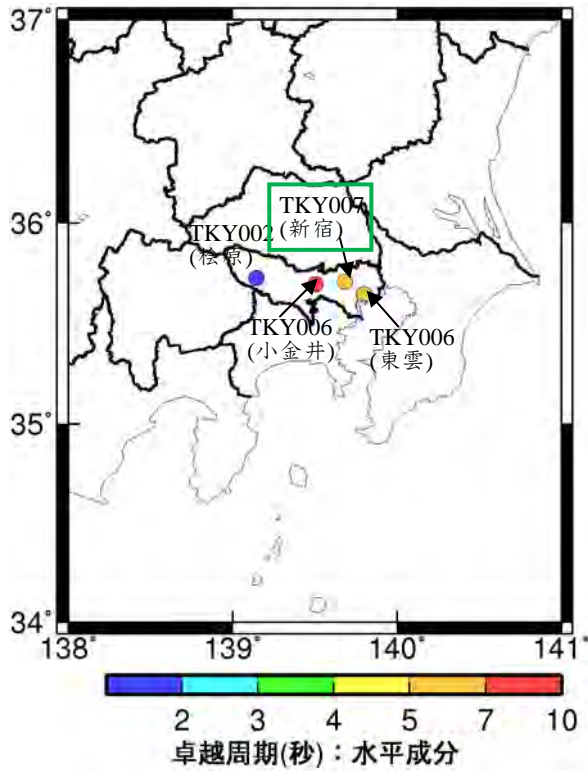
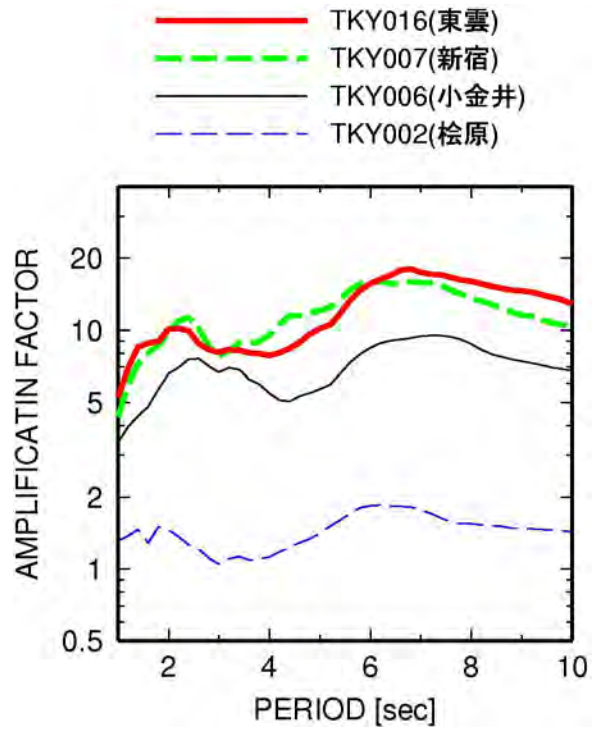


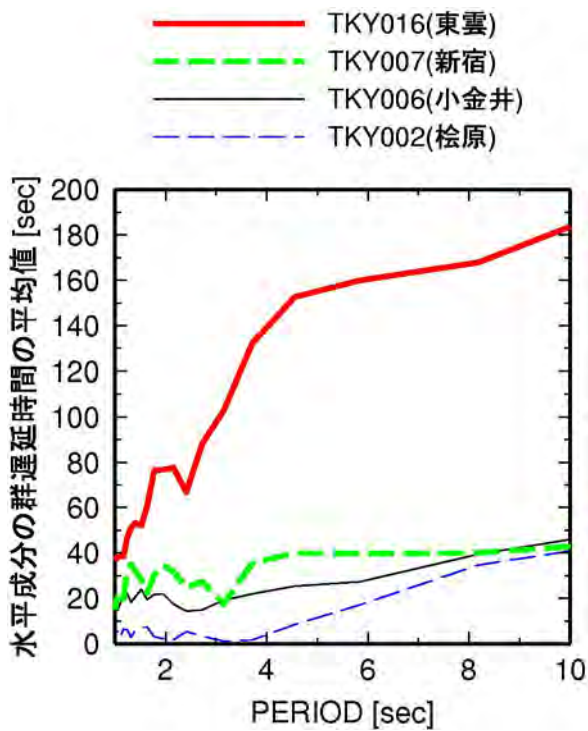
図 3.3.2 減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの回帰式に基づくターゲットスペクトルと、群遅延時間の平均値と標準偏差の回帰式に基づく位相スペクトルを用いてターゲットスペクトルにフィッティングした加速度応答スペクトルの比較 (2004 年 紀伊半島沖地震に対する OSKH02 でのシミュレーションの場合)



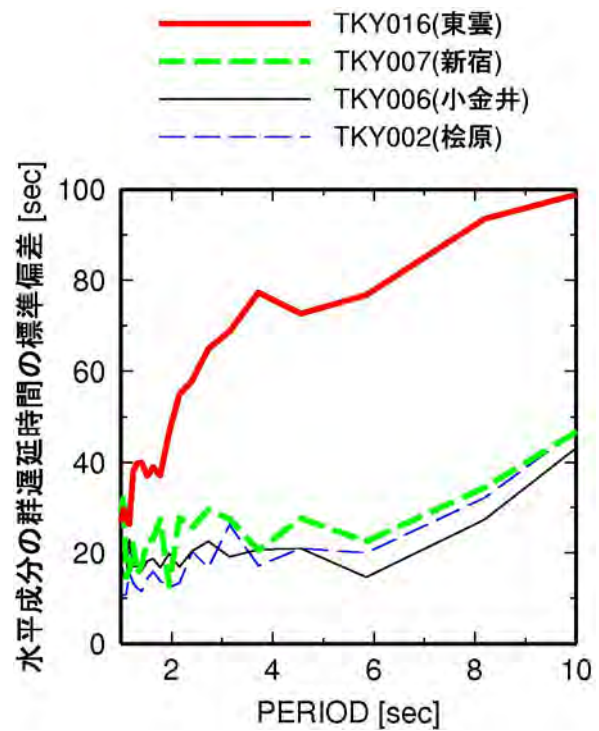
(a) 観測点位置



(b) 加速度応答スペクトルの地盤増幅率



(c) μ_{tgr} のサイト係数

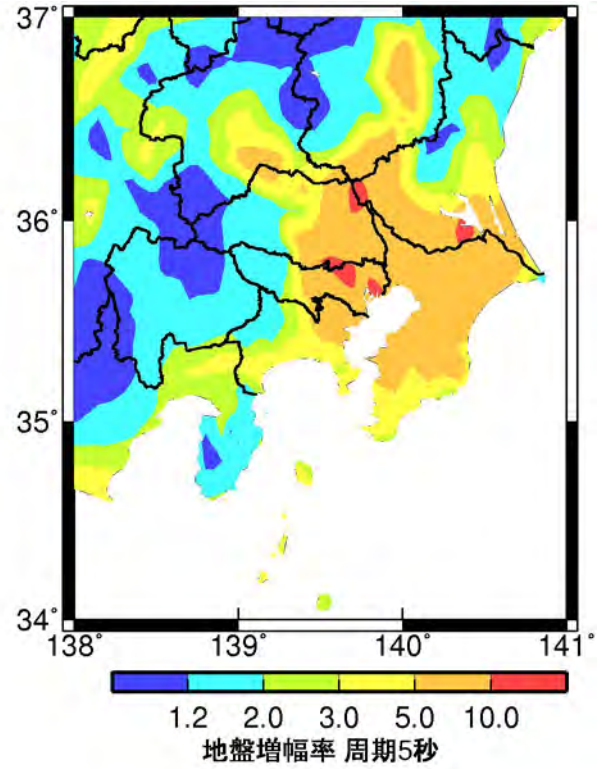


(d) σ_{tgr} のサイト係数

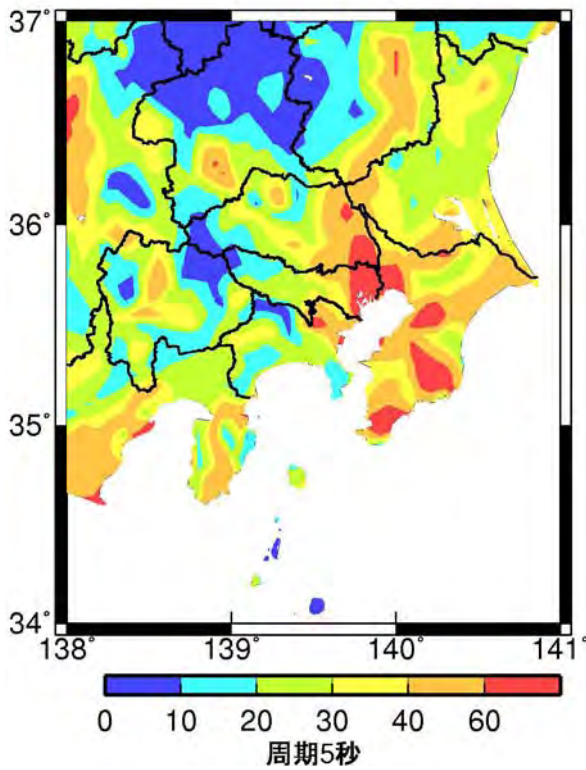
図 3.3.3 関東平野の代表観測点における減衰定数 5% の加速度応答スペクトル、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数 (水平成分) の比較



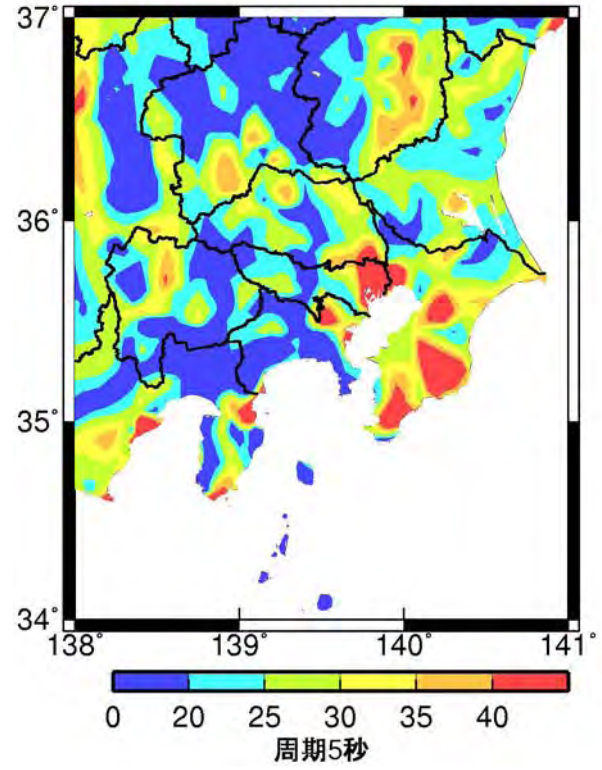
(a) 堆積層厚分布 (Sato et al., 1999)



(b) 加速度応答スペクトルの増幅率

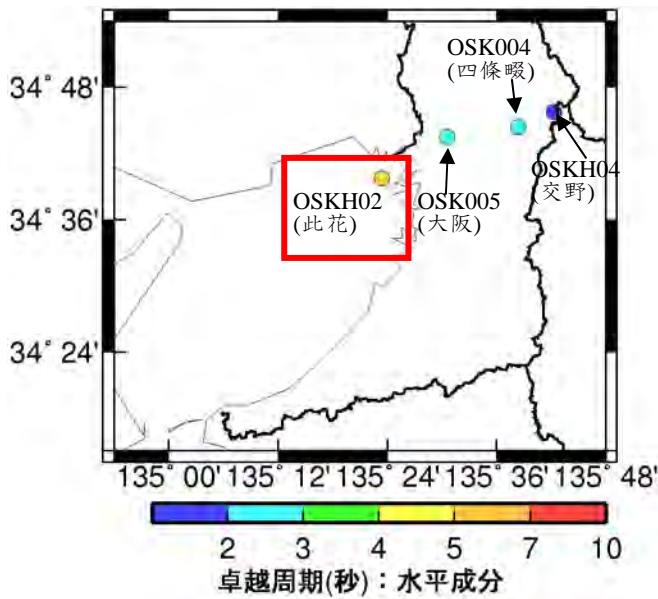


(c) 群遅延時間の平均値のサイト係数

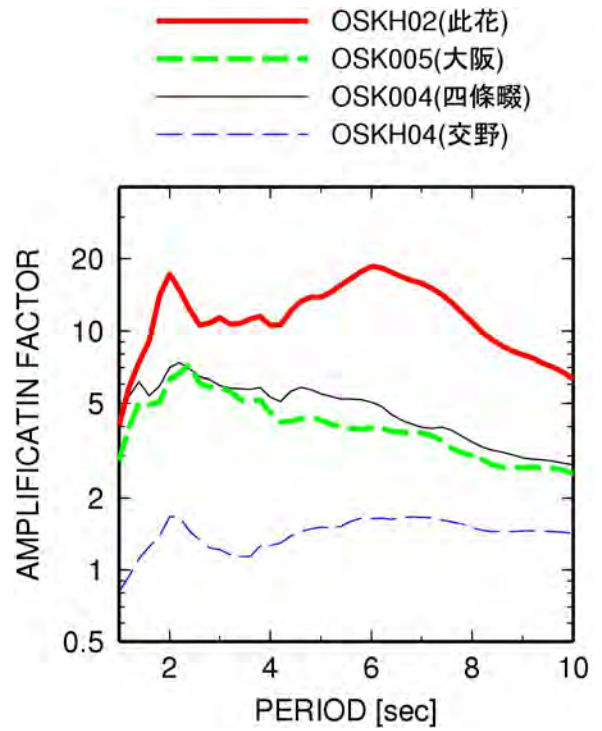


(d) 群遅延時間の標準偏差のサイト係数

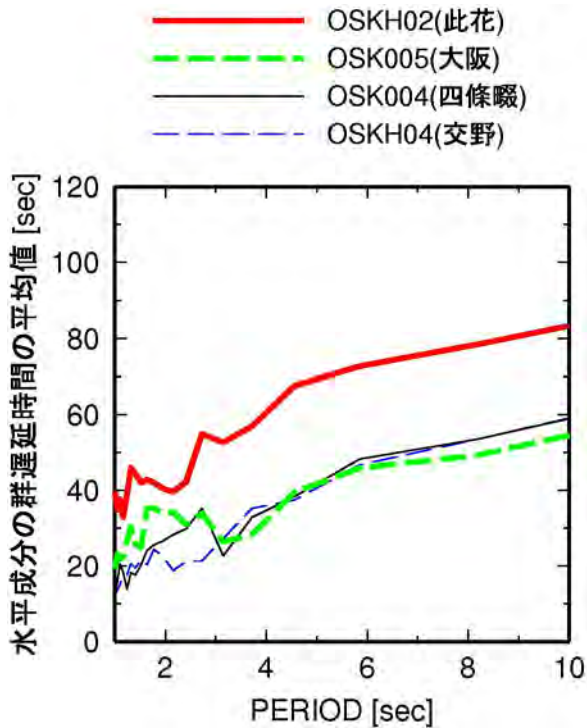
図 3.3.4 関東平野の堆積層分布 (Sato et al., 1999) と周期 5 秒での加速度応答スペクトルの増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数の比較



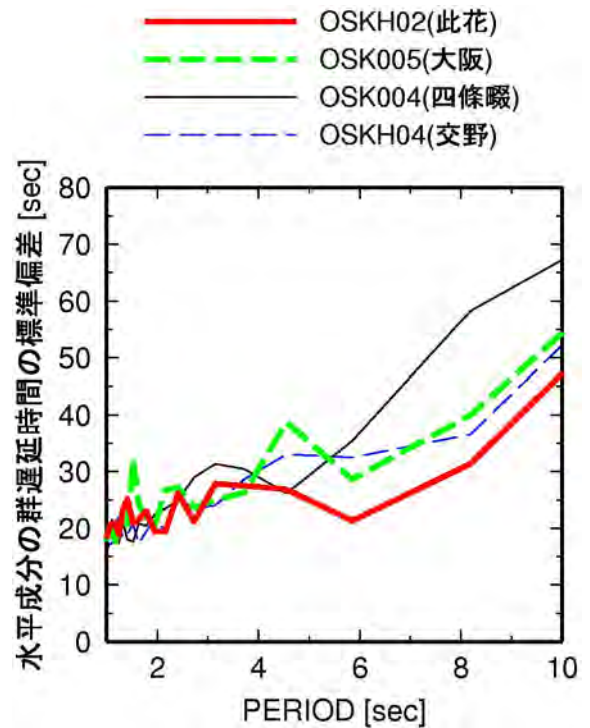
(a) 観測点位置



(b) 加速度応答スペクトルの地盤増幅率



(c) μ_{tgr} のサイト係数



(d) σ_{tgr} のサイト係数

図 3.3.5 大阪平野の代表観測点における加速度応答スペクトル、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数(水平成分)の比較

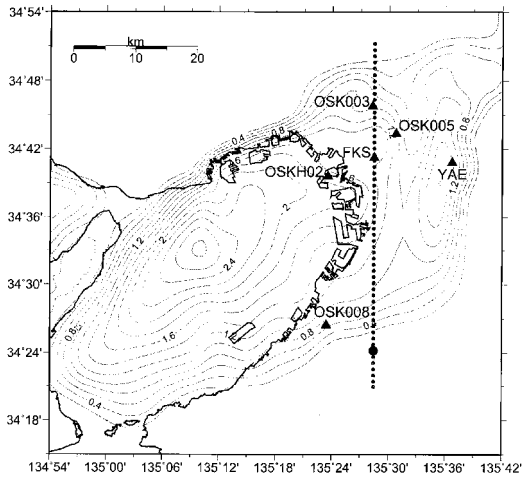
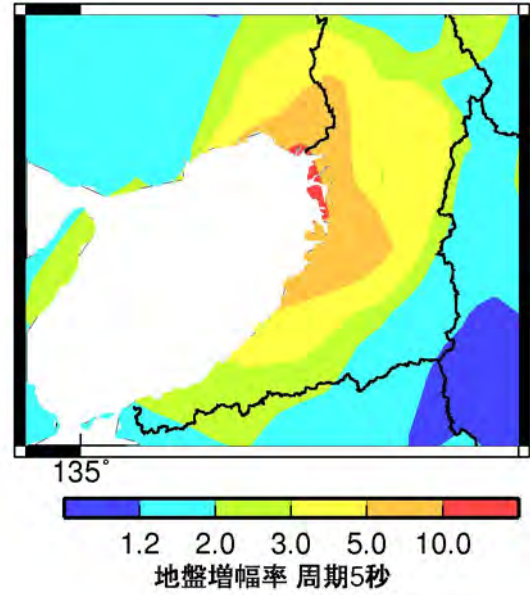
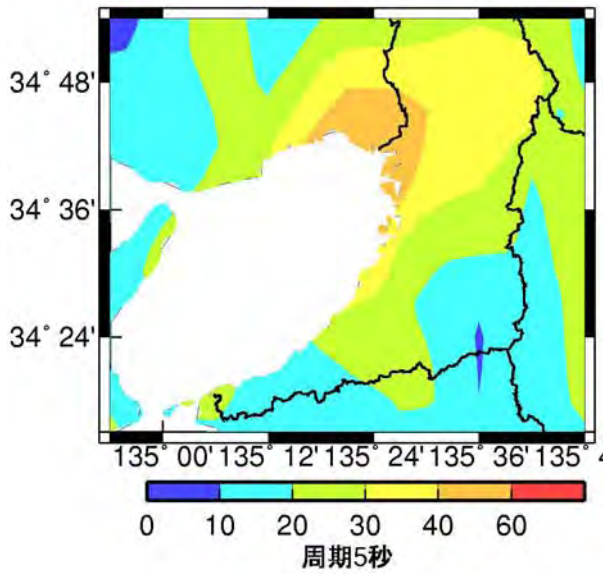


図1-3 岩城・岩田の波形観測 (盆地構造はIwata et al., 2008)

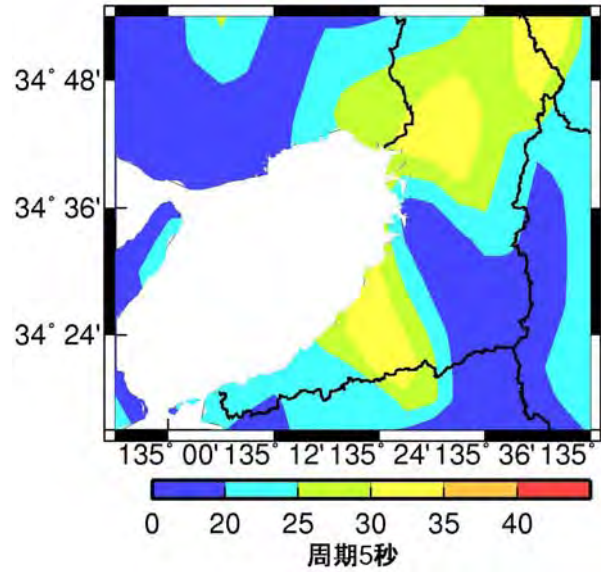


(a) 大阪平野の堆積層厚分布 (岩田・他、2006)

(b) 加速度応答スペクトルの増幅率



(c) 群遅延時間の平均値のサイト係数



(d) 群遅延時間の標準偏差のサイト係数

図 3. 3. 6 大阪平野の堆積層分布 (岩田・他, 2006) と周期 5 秒での加速度応答スペクトルの増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数の比較

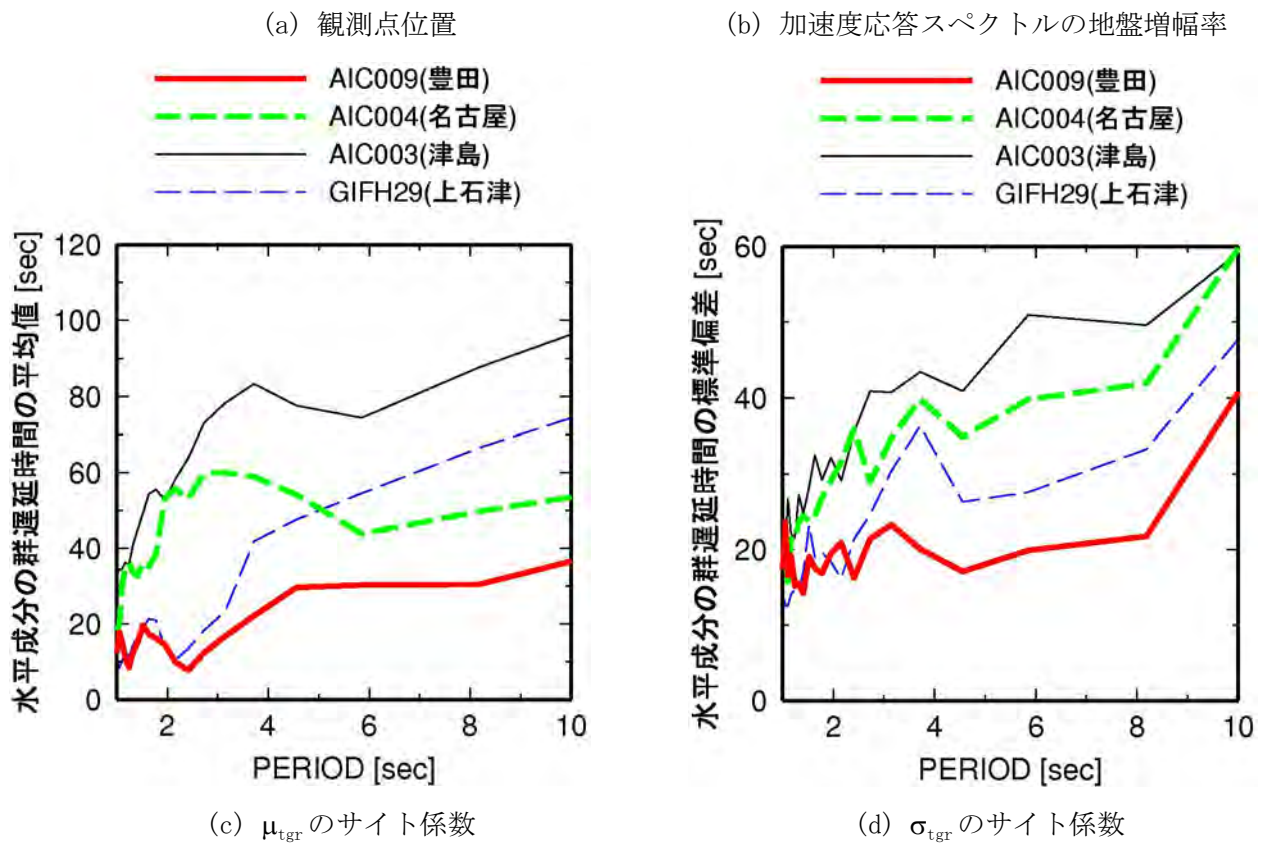
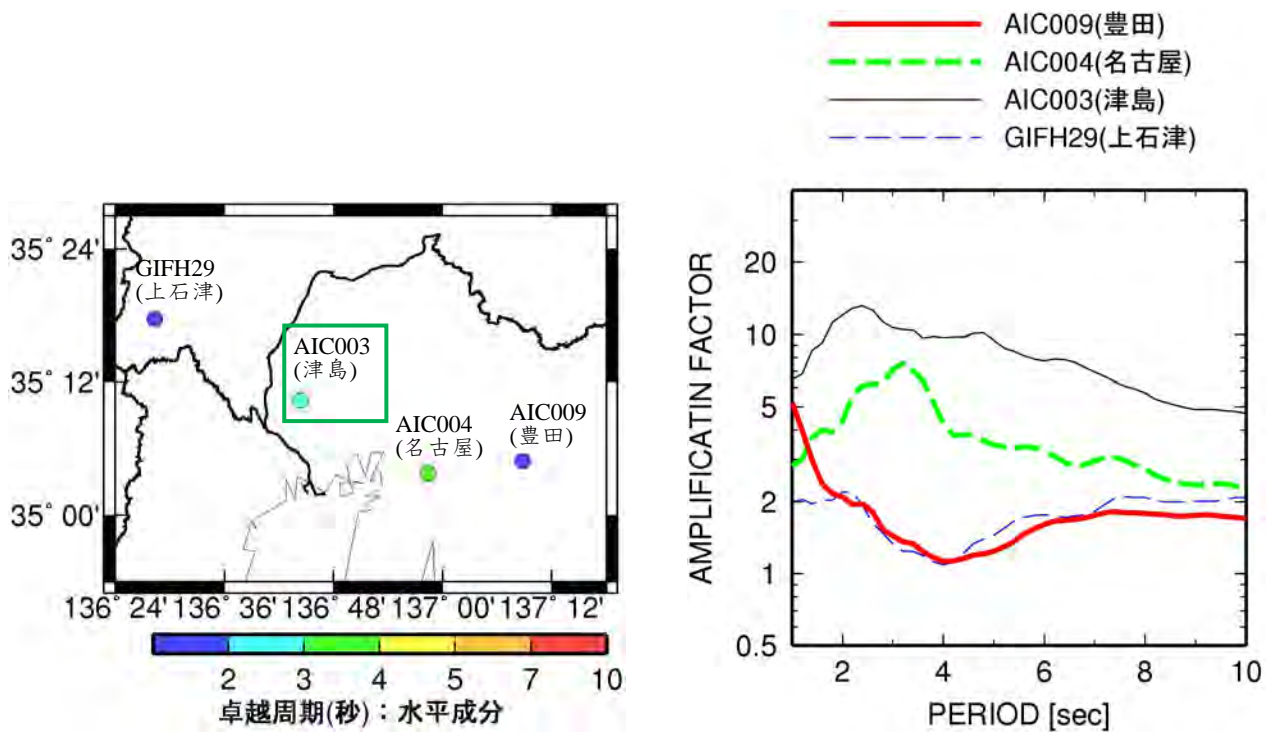
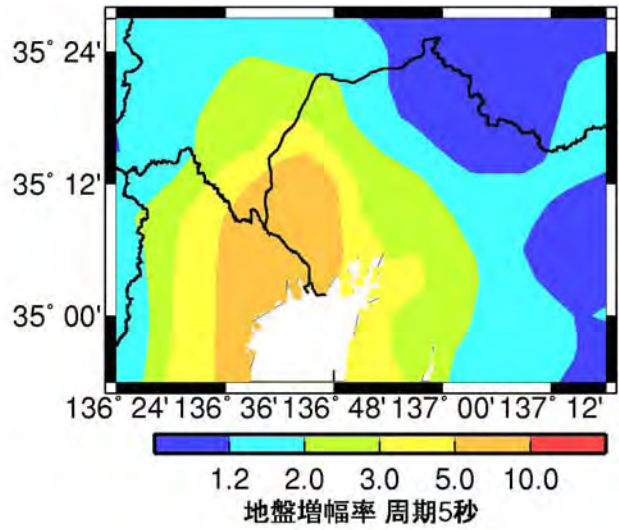


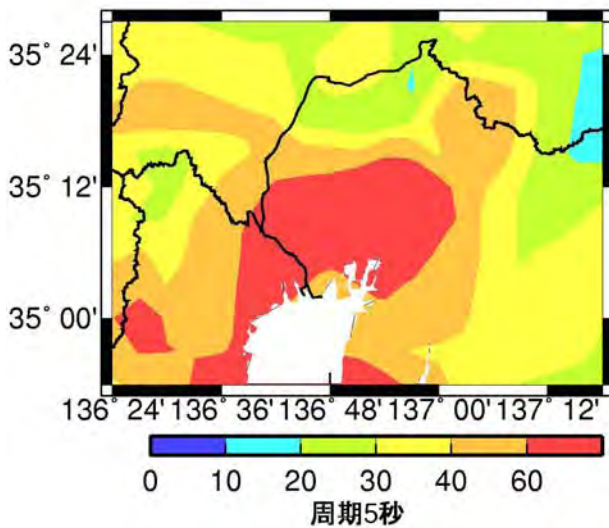
図 3.3.7 濃尾平野の代表観測点における加速度応答スペクトル、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} のサイト係数(水平成分)の比較



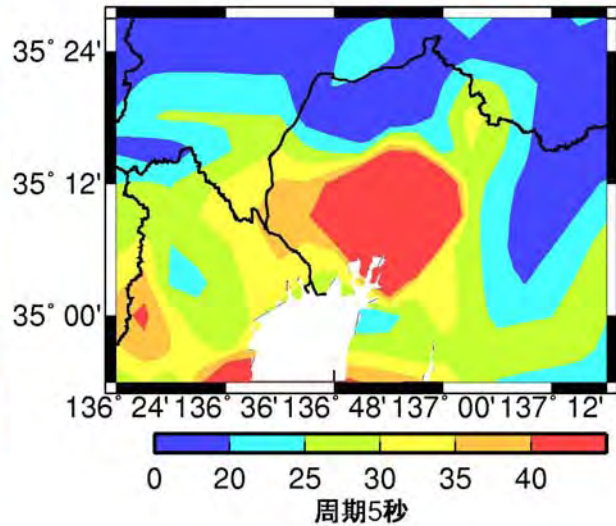
(a) 濃尾平野のブーゲー異常 (福和・他、2002)



(b) 加速度応答スペクトルの増幅率

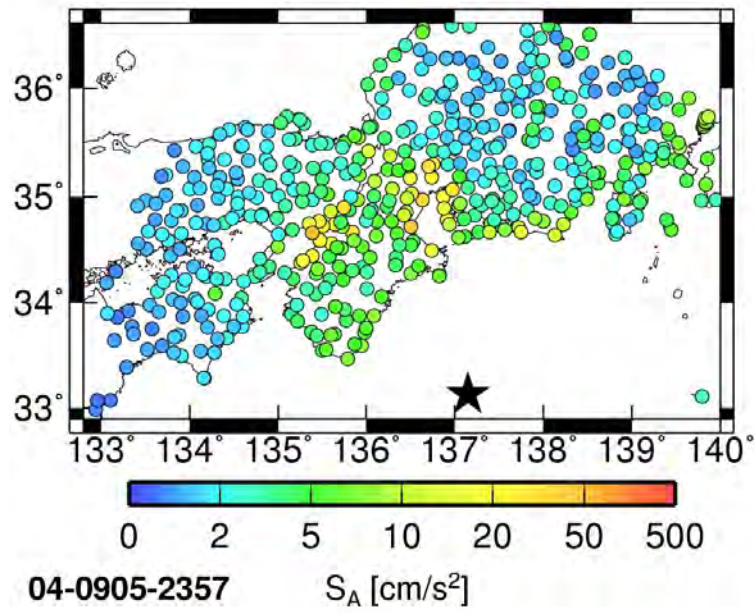


(c) 群遅延時間の平均値のサイト係数

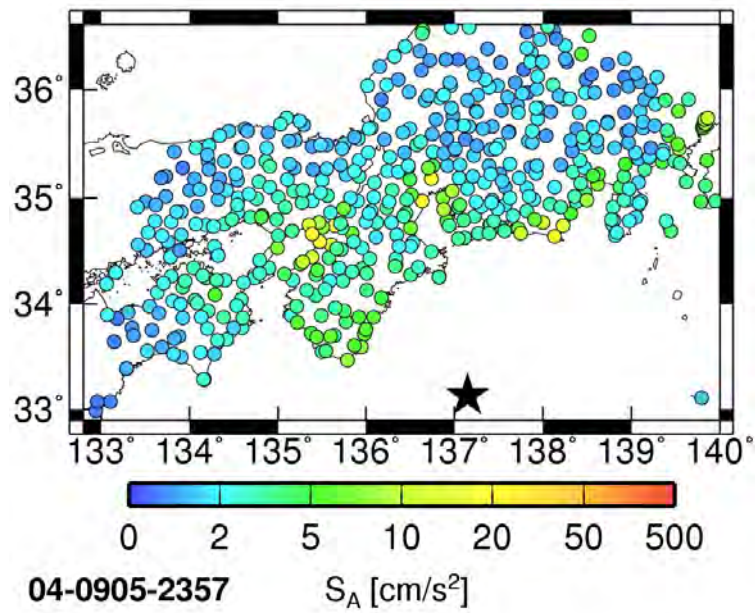


(d) 群遅延時間の標準偏差のサイト係数

図 3.3.8 濃尾平野のブーゲー異常分布 (福和・他、2002) と周期 5 秒での加速度応答スペクトルの増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数の比較



(a) 周期 3 秒



(b) 周期 5 秒

図 3.3.9 2004 年紀伊半島沖の地震 ($M_j 7.4$) の減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの分布図 (NS 成分)

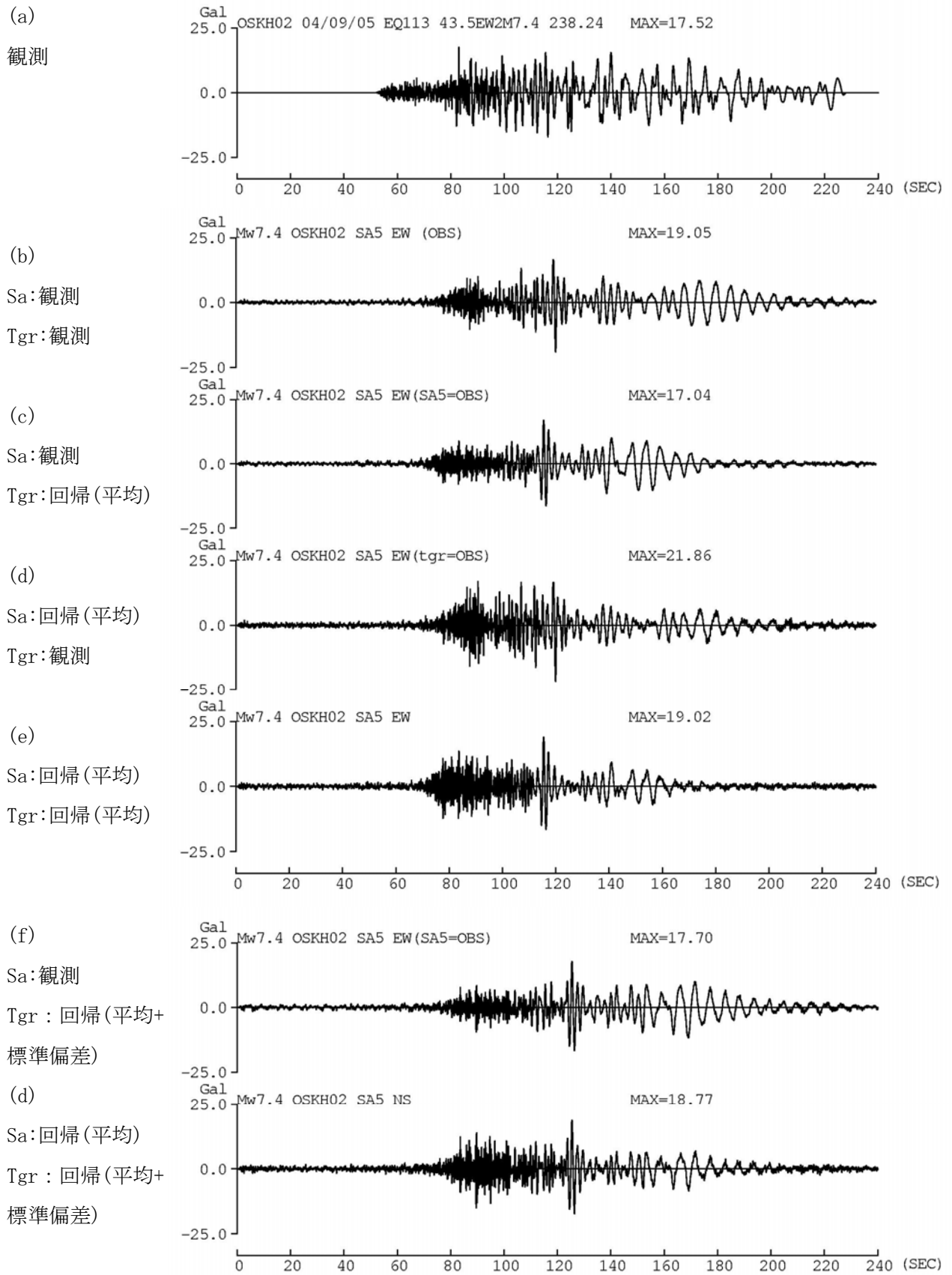


図 3.3.10 此花 (OSKH02) での観測加速度波形 (EW 成分) と計算波形との比較

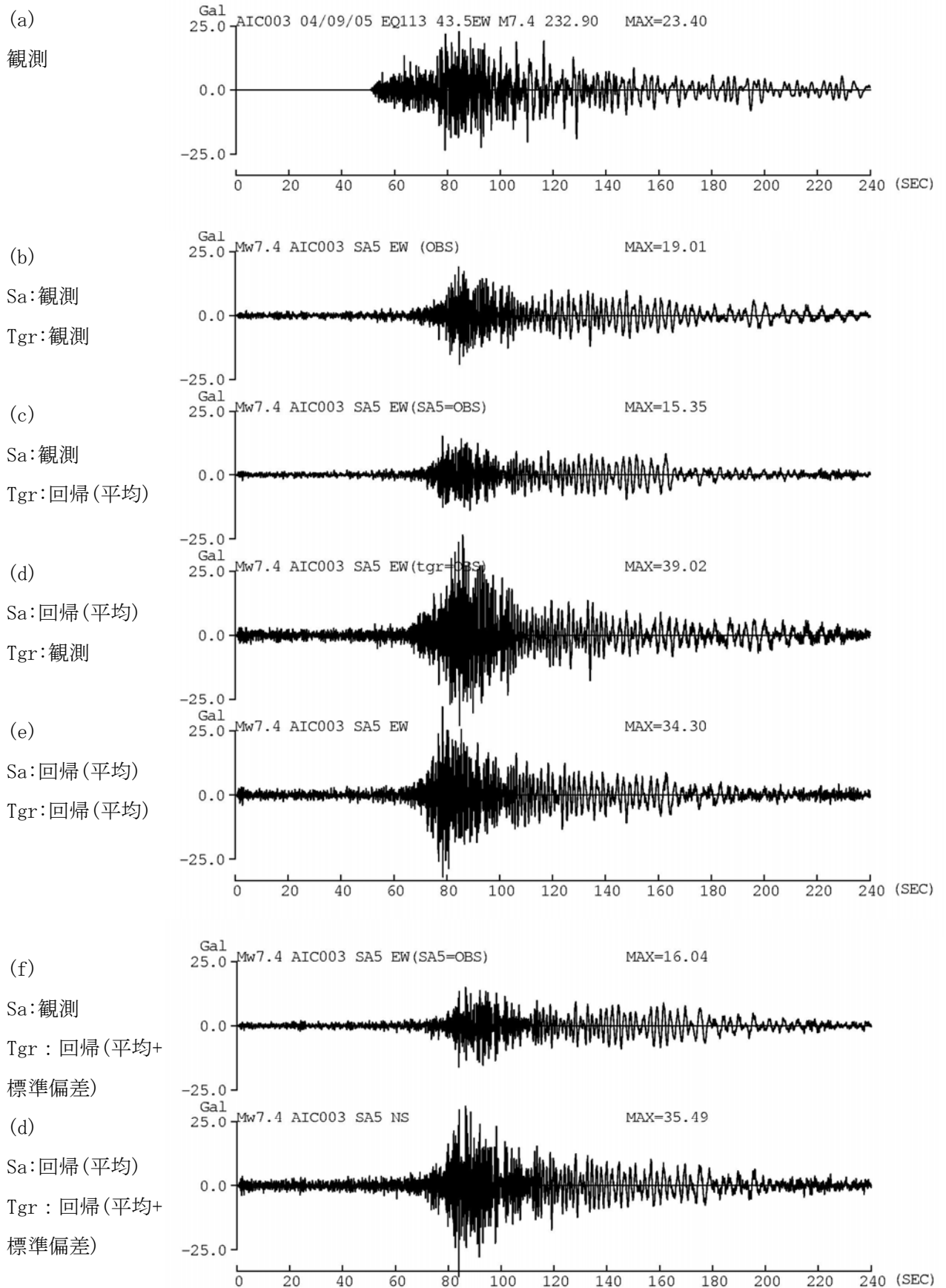
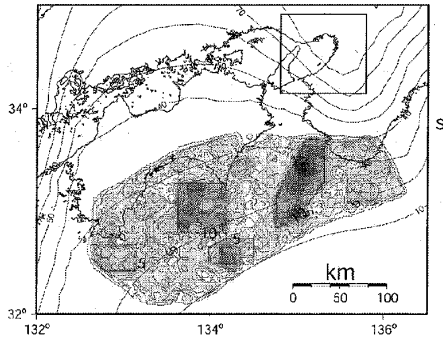


図 3.3.11 津島 (AIC003) での観測加速度波形 (EW 成分) と計算波形との比較

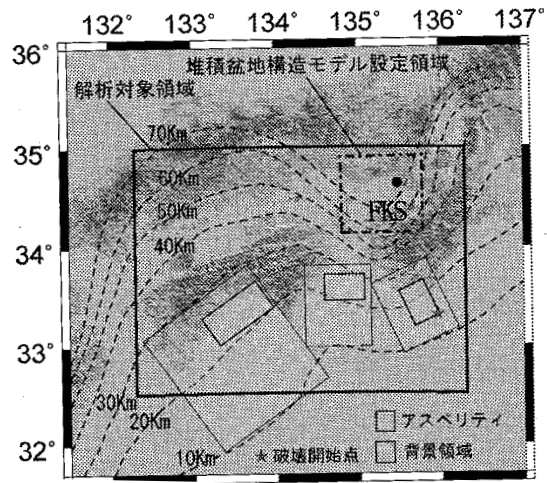
表 3.3.1 想定巨大海溝型地震に対する既往波と本検討での予測波の条件の違い

参考とした震源モデル	東海・東南海地震		南海地震	東海地震
	佐藤・他(2006)	宮腰・他(2006)*		
巨視的断層面の個数	2	2	2	1
全体の地震モーメント (dyne-cm)	4×10^{28}	3.4×10^{28}	8.37×10^{28}	13×10^{28}
全体のMw	8.3	8.3	8.5	8.0
各断層のMw	8.0 (東)、8.2 (西)	8.0 (東)、8.2 (西)	8.2 (東)、8.4 (西)	同上
本業務評価地点	AIC003の地表	AIC003の地表	OSKH02の地表	TKY007 (新宿) の地表
断層最短距離 (km)	67	59	114	108
比較した既往波評価地点	NSTの工学的基盤	三の丸の工学的基盤	OSKH02の地表	工学院大学(新宿) の地表
既往波の作成者	佐藤・他(2006)	宮腰・他(2006)	鶴来・他(2005)	土方・他(2006)
			釜江・川辺(2005)	
			関口・他(2006)	
既往波の特徴		1854年安政東海地震の震度に比べ大きい	鶴来・他と関口・他の破壊伝播速度は2.7km/s、釜江・川辺で	計算した東京湾岸8地点の震度は1854年安政東海地震の震度に比べ大

*宮腰・他(2006)に地震モーメント (Mw) の数値がないため中央防災会議に準拠



(a) 関口・他(2006)のモデル



(b) 釜江・川辺(2005)のモデル

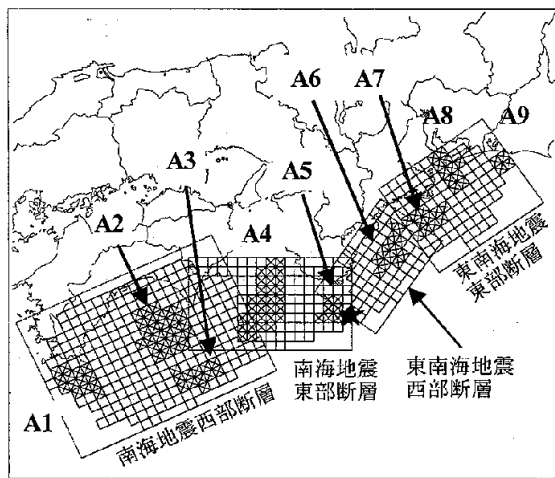
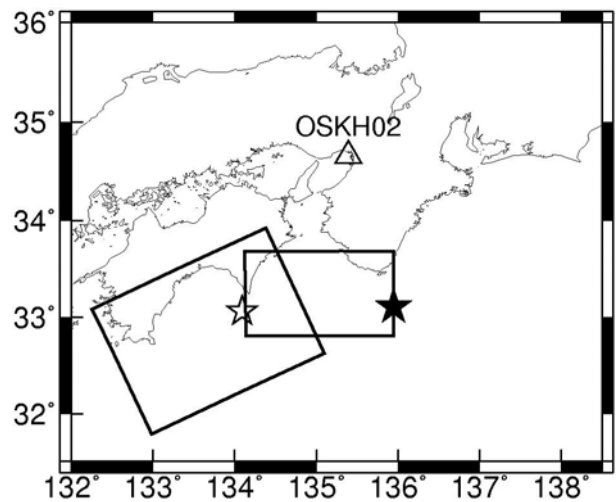


図-2 断層位置図

(×およびA1~A9:アスペリティ, ★:破壊開始点)

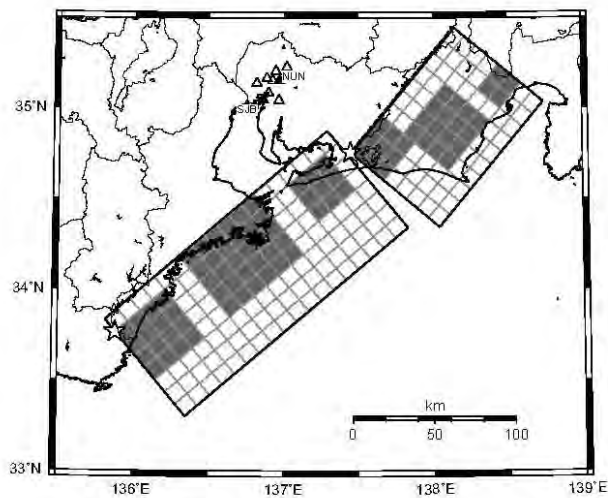
(c) 鶴来・他(2005)のモデル



(d) (c)に基づく本検討のモデル

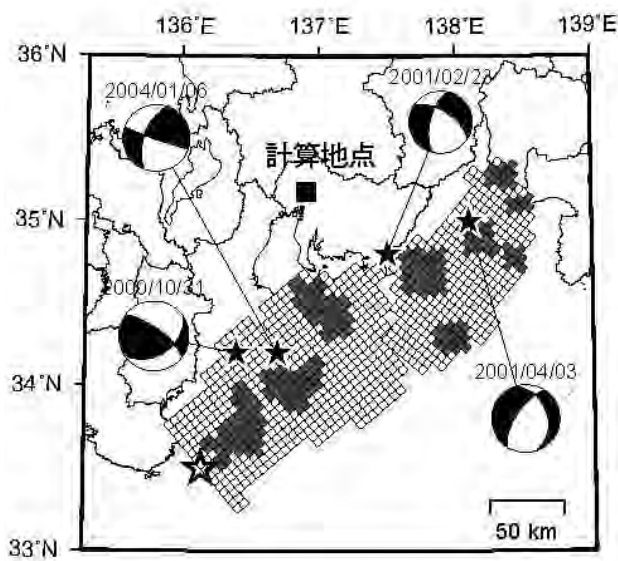
(★が第1破壊開始点、☆が第2破壊開始点)

図 3. 3. 12 想定南海地震の断層モデル

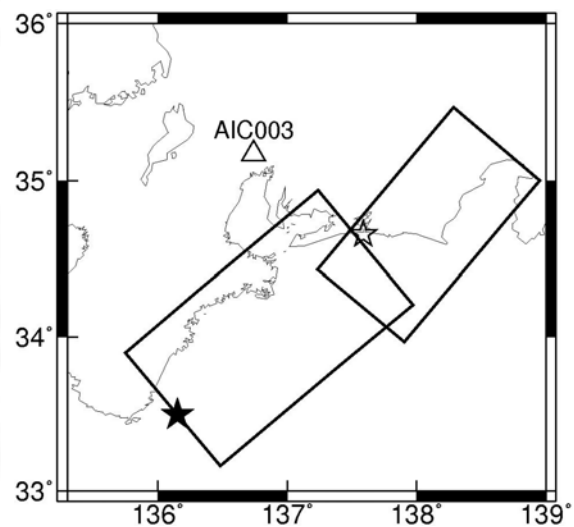


△▲は計算地点、☆は破壊開始点で西側断層から破壊。網がけの矩形はアスペリティ位置。

(a) 愛知県設計用入力地震動研究協議会のモデル(佐藤・他、2006)



(b) 三の丸地区の予測波計算用のモデル
(宮腰・他、2006)



(c) (b)のモデルを矩形化したモデル
(★が第1破壊開始点、☆が第2破壊開始点)

図 3.3.13 想定東海・東南海地震の断層モデル

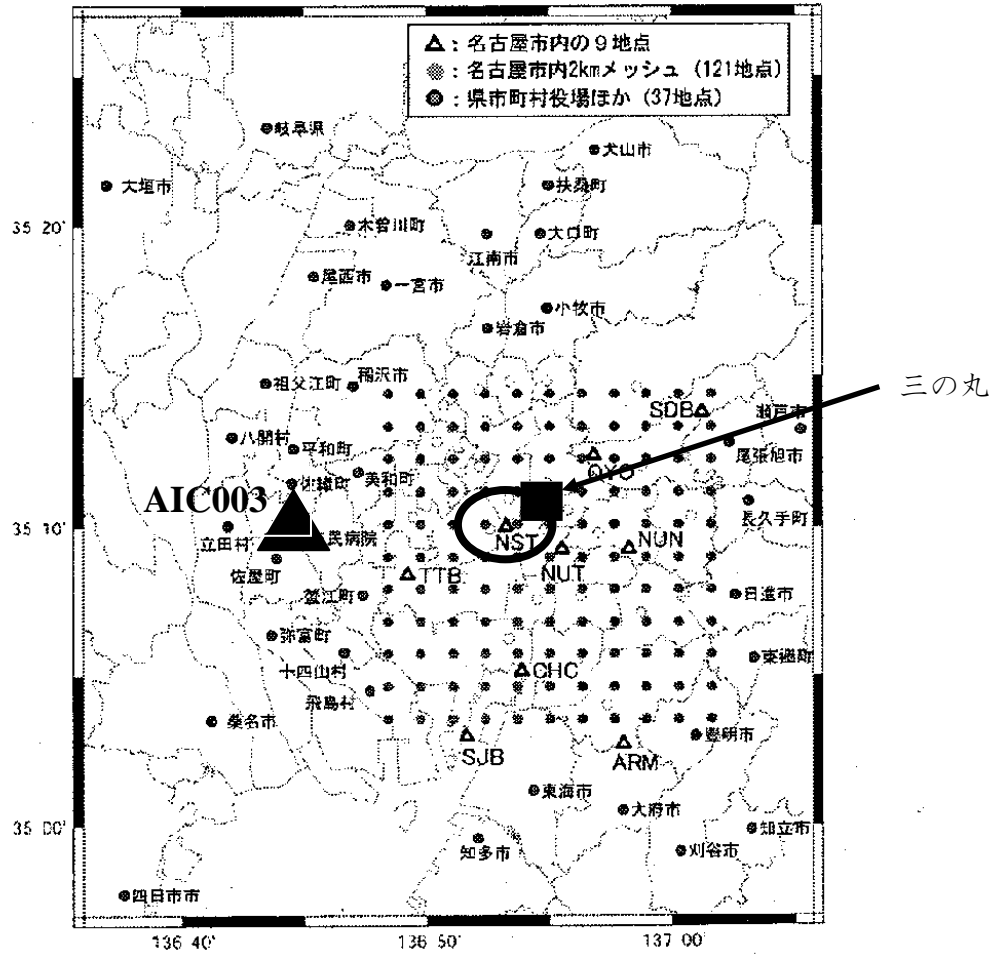


図 3.3.14 予測波計算地点：佐藤・他（2006）に三の丸及び AIC003 を加筆

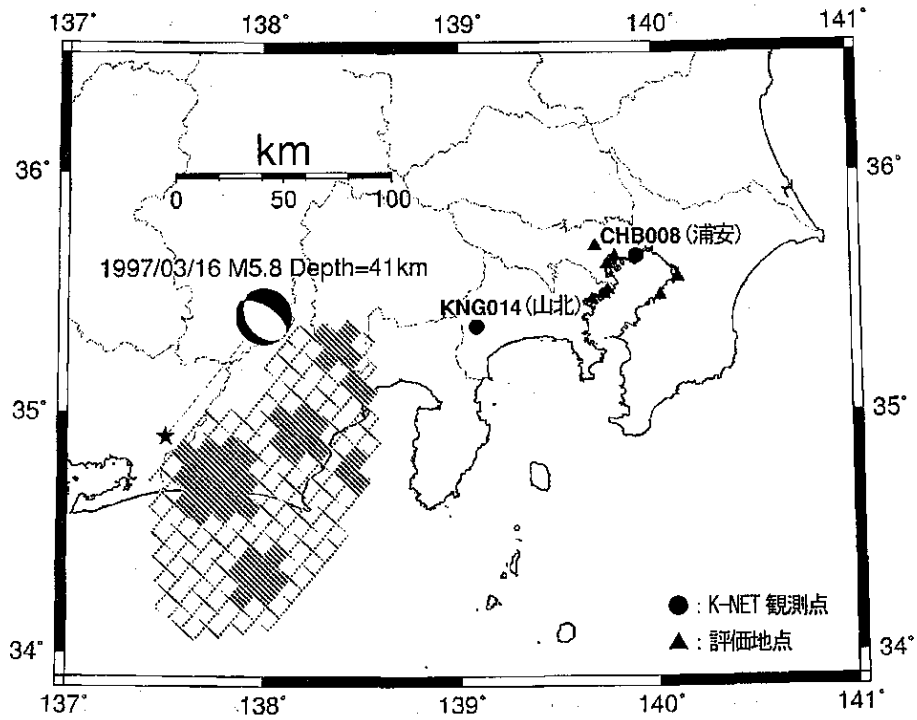
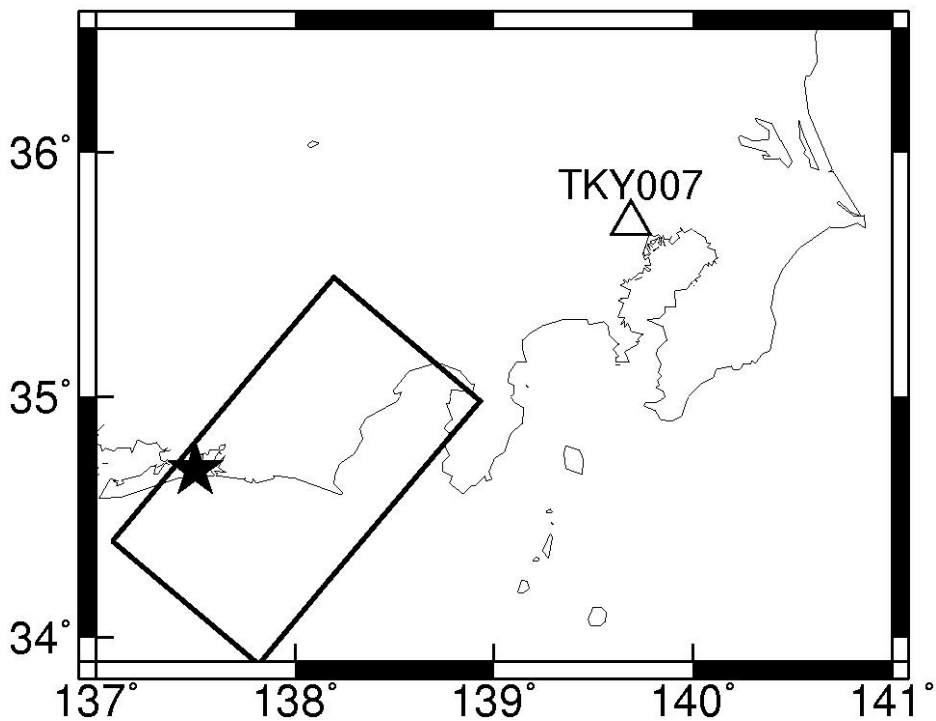


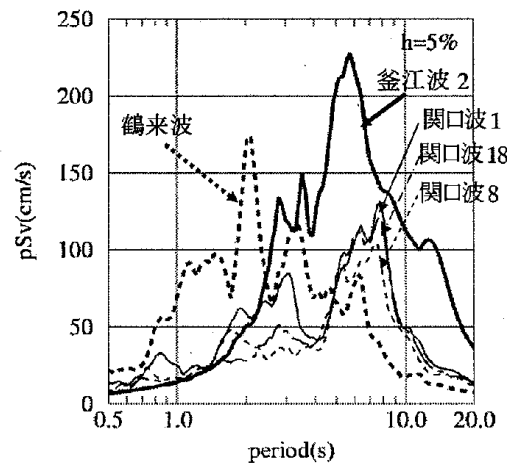
図-2 想定東海地震の震源断層モデルと
1997年3月の愛知県東部の地震

(a) 土方・他(2006)のモデル

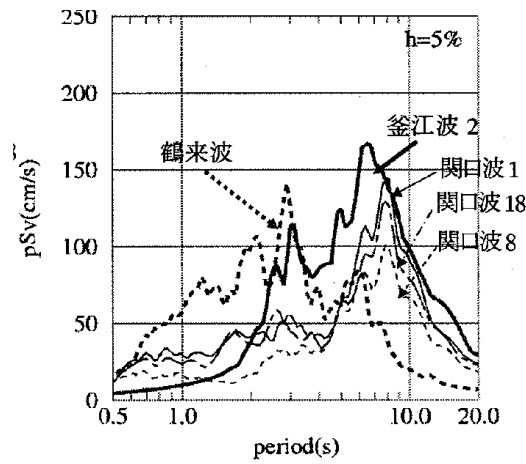


(b) (a)を簡便化した本検討のモデル

図 3. 3. 15 想定東海地震の断層モデル

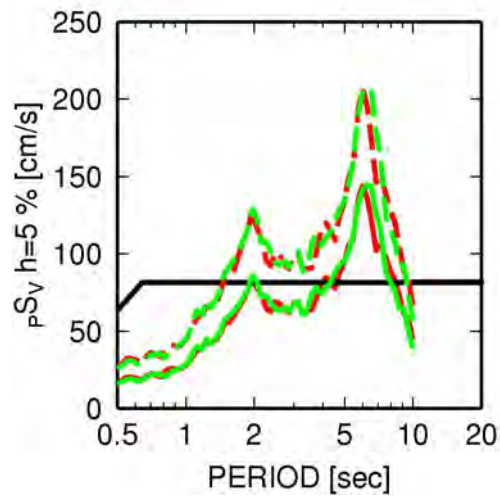


(a) NS



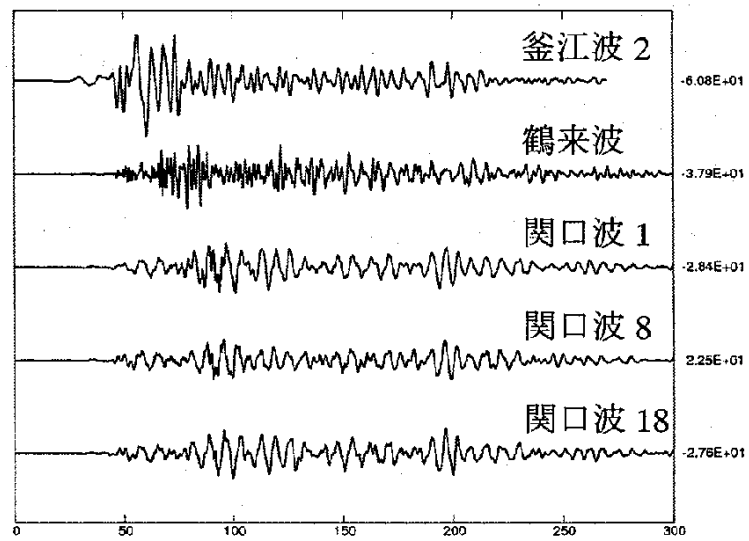
(b) EW

- 告示スペクトル：工学的基盤
- - - OSKH02:乱数2:平均+標準偏差
- - - OSKH02:乱数1:平均+標準偏差
- OSKH02:乱数2:平均
- OSKH02:乱数1:平均

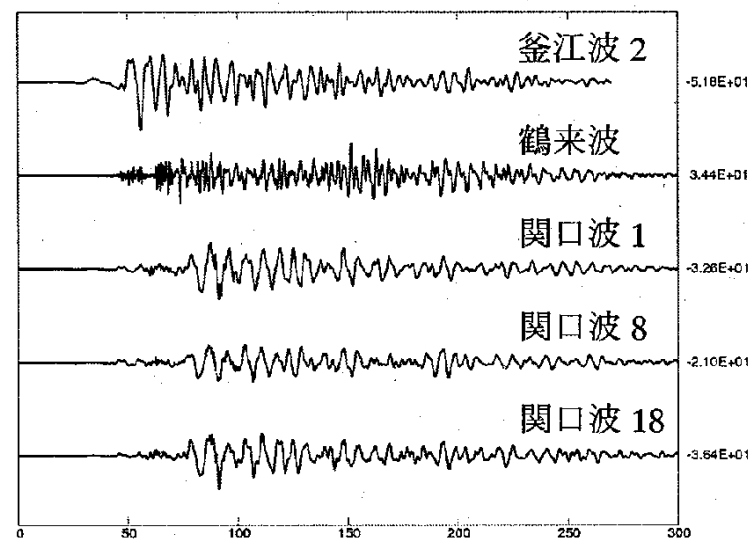


(c) 本検討

図 3. 3. 16 想定南海地震の既往波 (a, b) と本検討の予測波の擬似速度応答スペクトルの比較

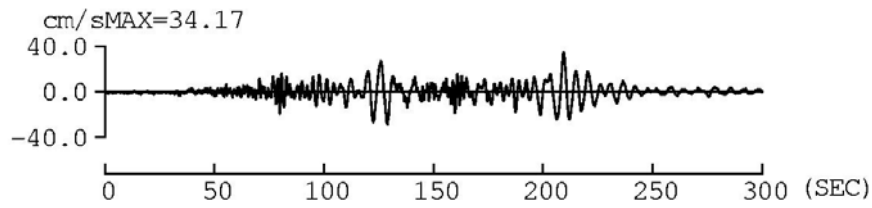
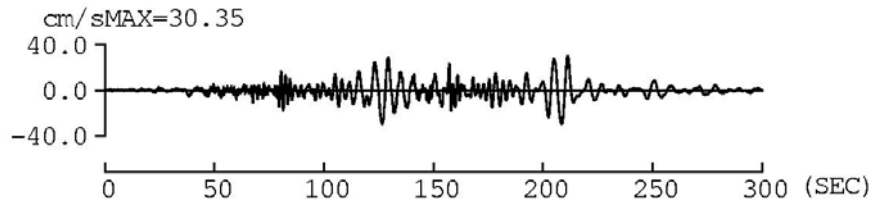


(a) NS

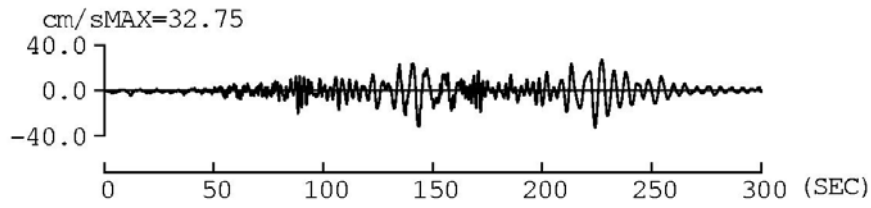
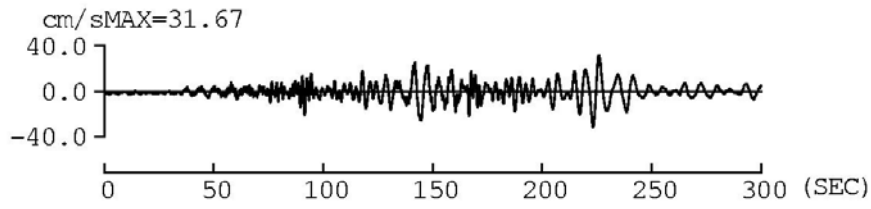


(b) EW

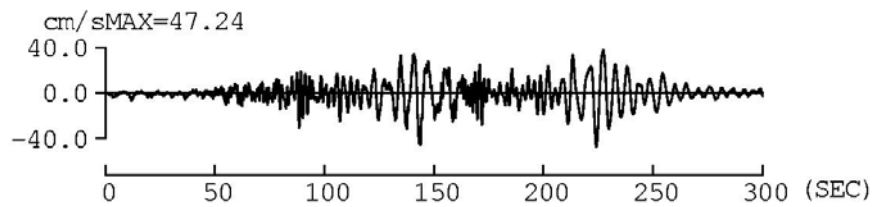
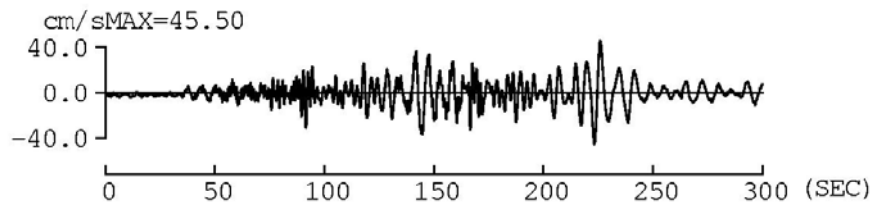
図 3.3.17 想定南海地震の既往波の速度波形 (岩田・他、2008)



(a) 回帰式の平均値を用いた場合の予測波

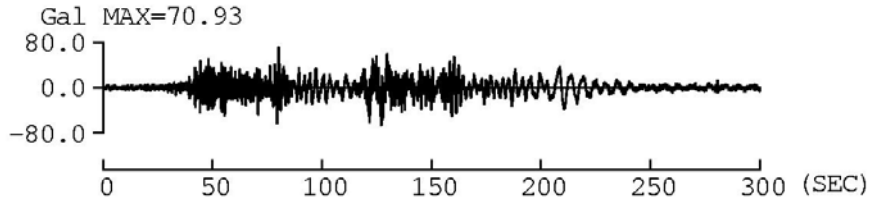
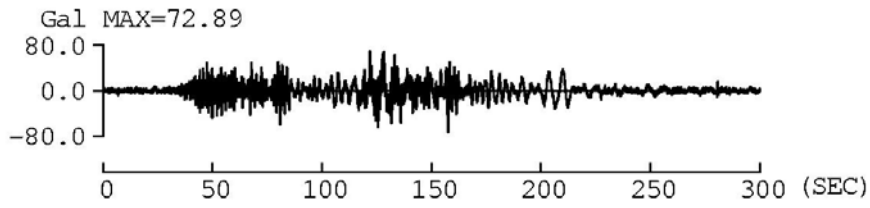


(b) 群遅延時間の回帰式を平均値+標準偏差とした場合の予測波

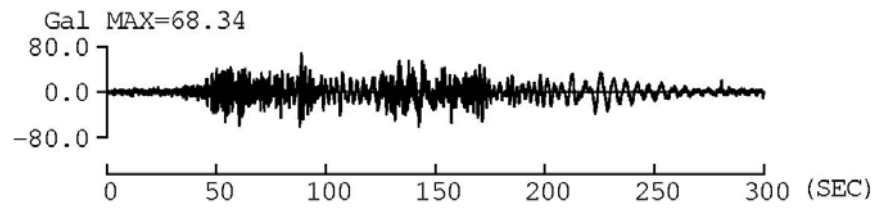
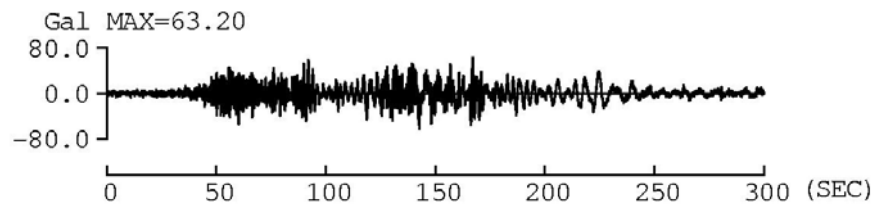


(c) 応答スペクトルの回帰式と群遅延時間の回帰式とも平均値+標準偏差とした場合の予測波

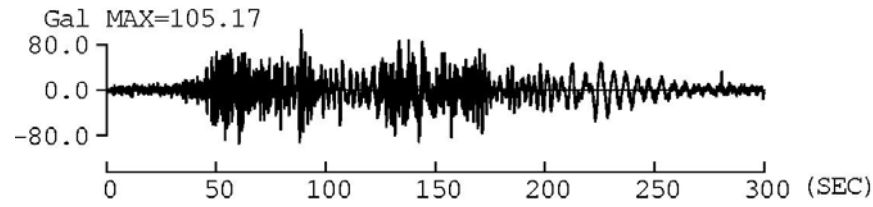
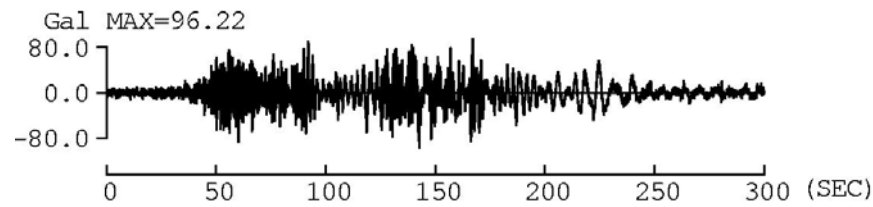
図 3.3.18 本検討の予測波の速度波形



(a) 回帰式の平均値を用いた場合の予測波



(b) 群遅延時間の回帰式を平均値+標準偏差とした場合の予測波



(c) 応答スペクトルの回帰式と群遅延時間の回帰式とも平均値+標準偏差とした場合の予測波

図 3.3.19 本検討の予測波の加速度波形

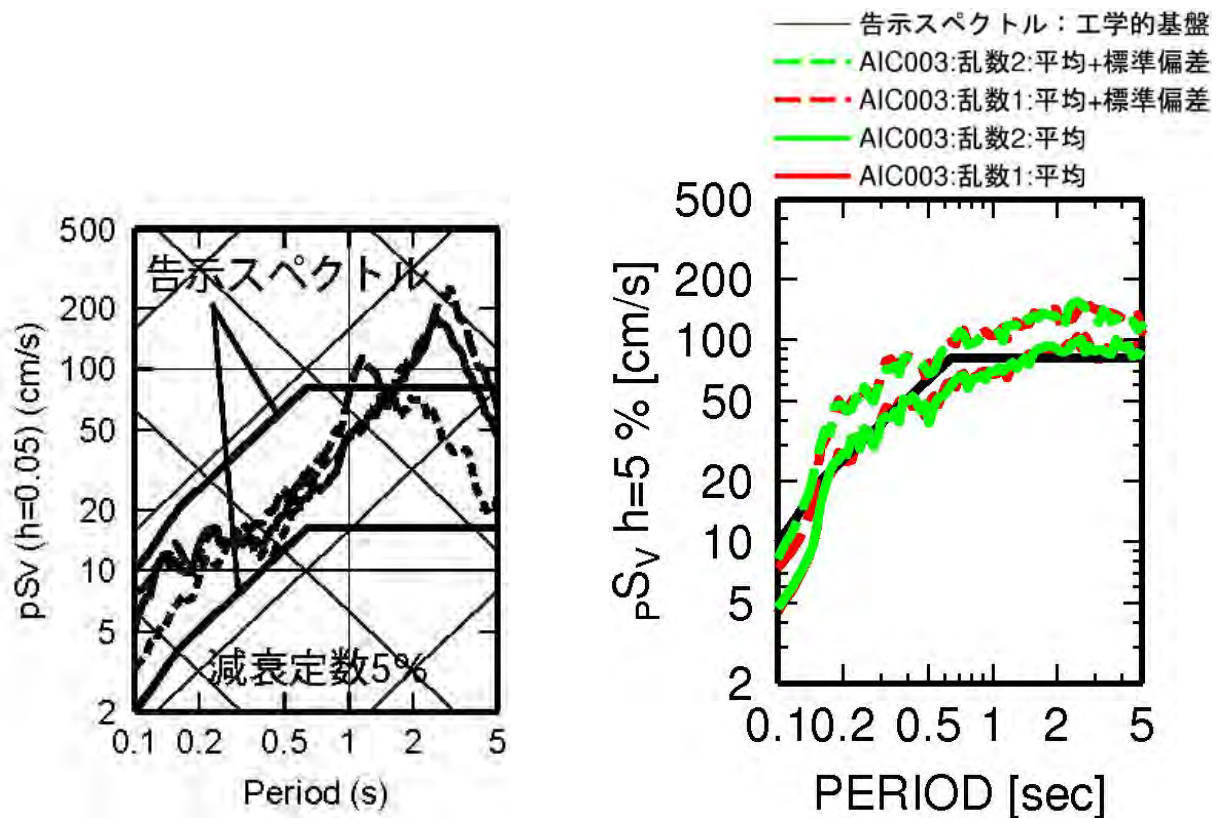


図 3.3.20 宮腰 (2006) による三の丸地区での 3 成分の工学的基盤での予測波(左)と本検討 (震源は宮腰(2006)を簡便化したモデル) による AIC003 での水平成分の予測波(右)の擬似速度応答スペクトルの比較

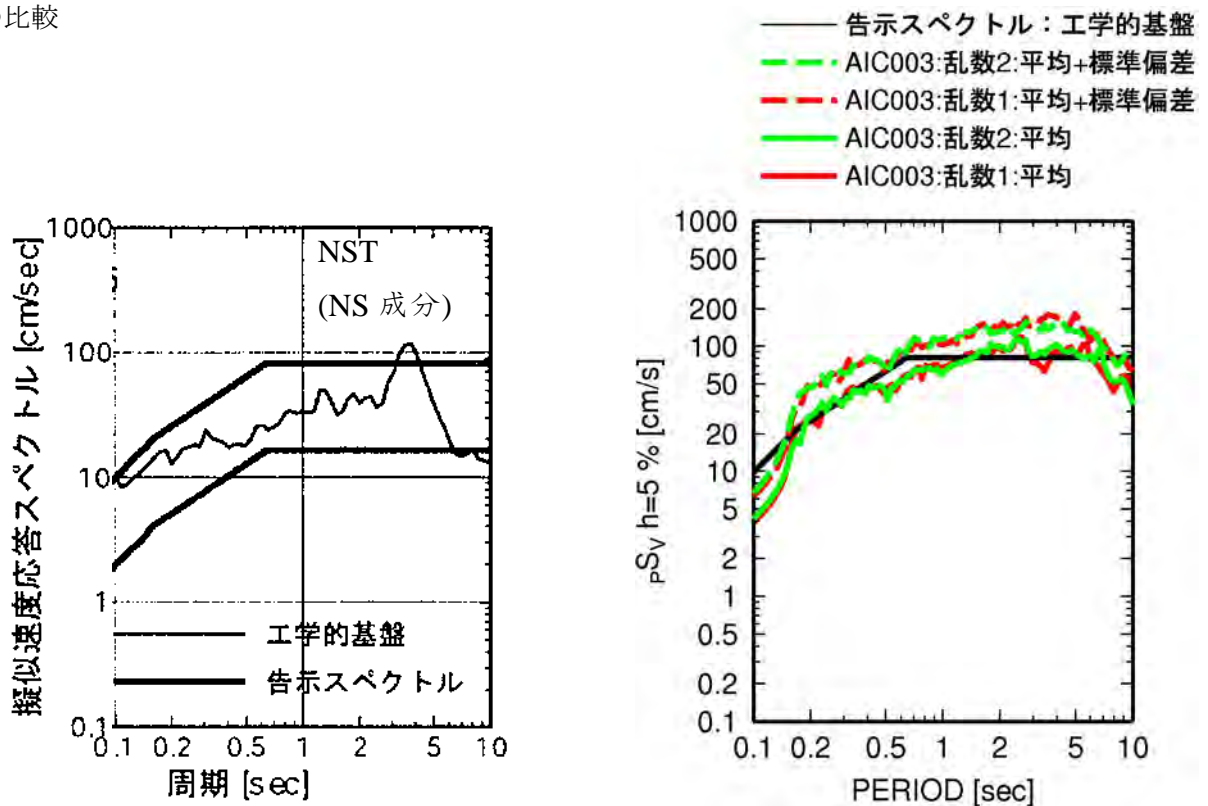
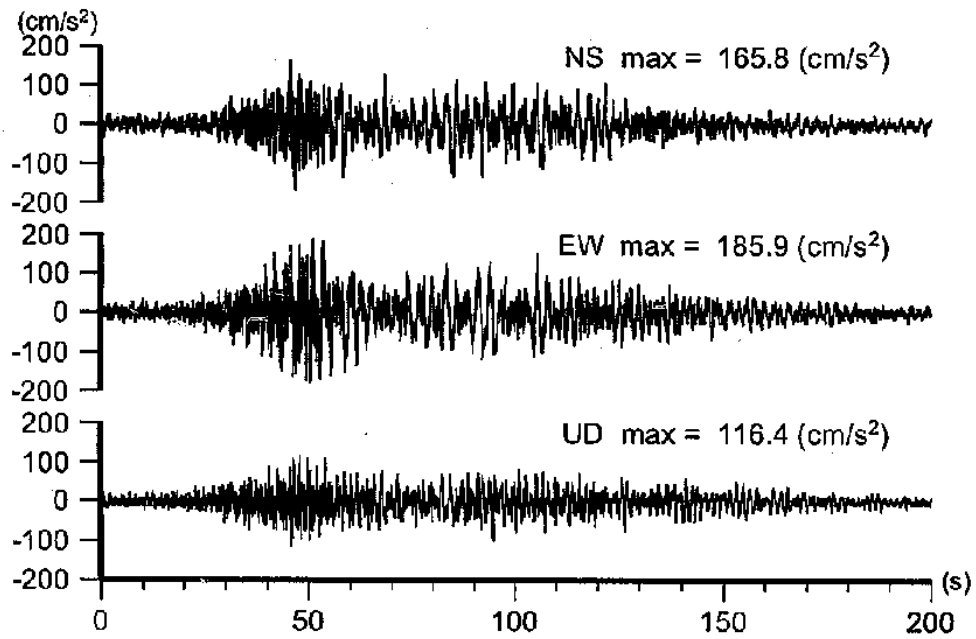
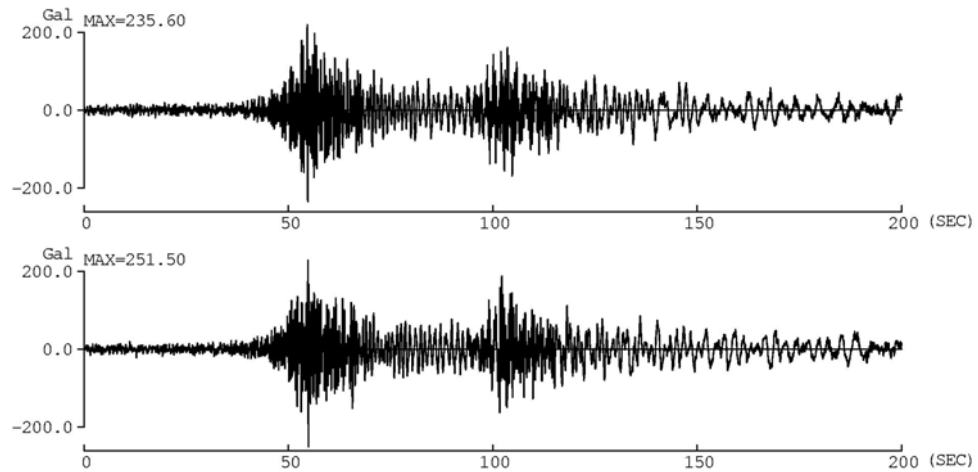


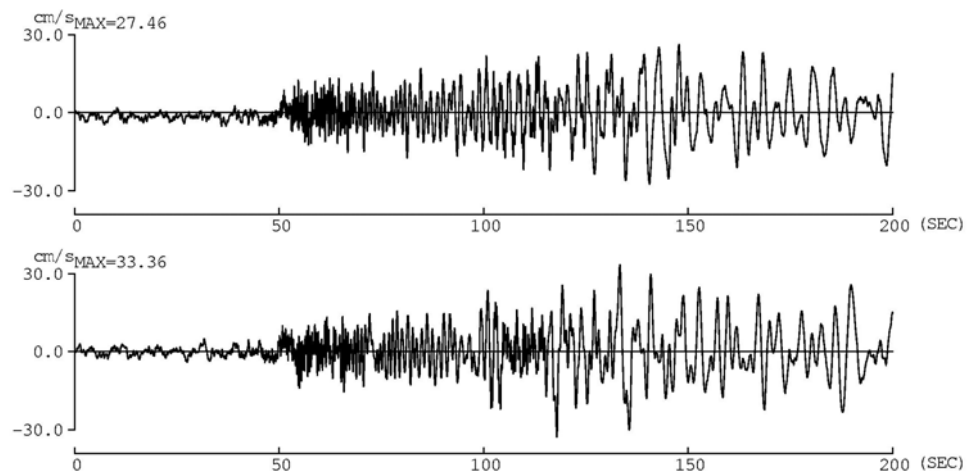
図 3.3.21 佐藤・他(2006)による NST での工学的基盤での予測波(左)と本検討(震源は佐藤・他(2006)の巨視的断層モデル) による AIC003 での水平成分の予測波(右)の擬似速度応答スペクトルの比較



(a) 宮腰・他(2006)による三の丸の工学的基盤での加速度波形

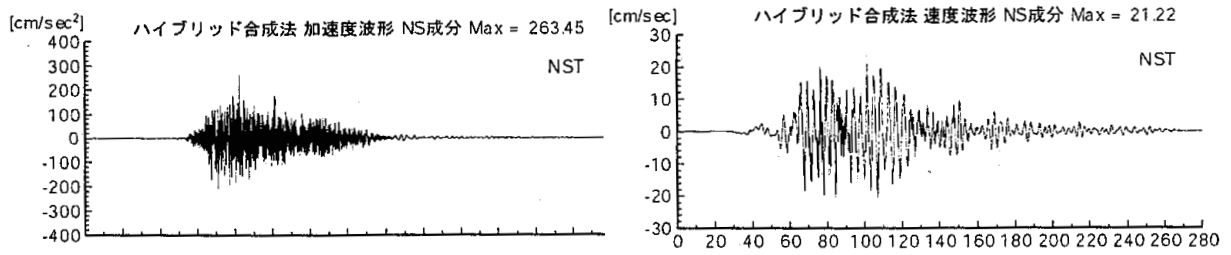


(b) 本検討の加速度波形



(c) 本検討の速度波形

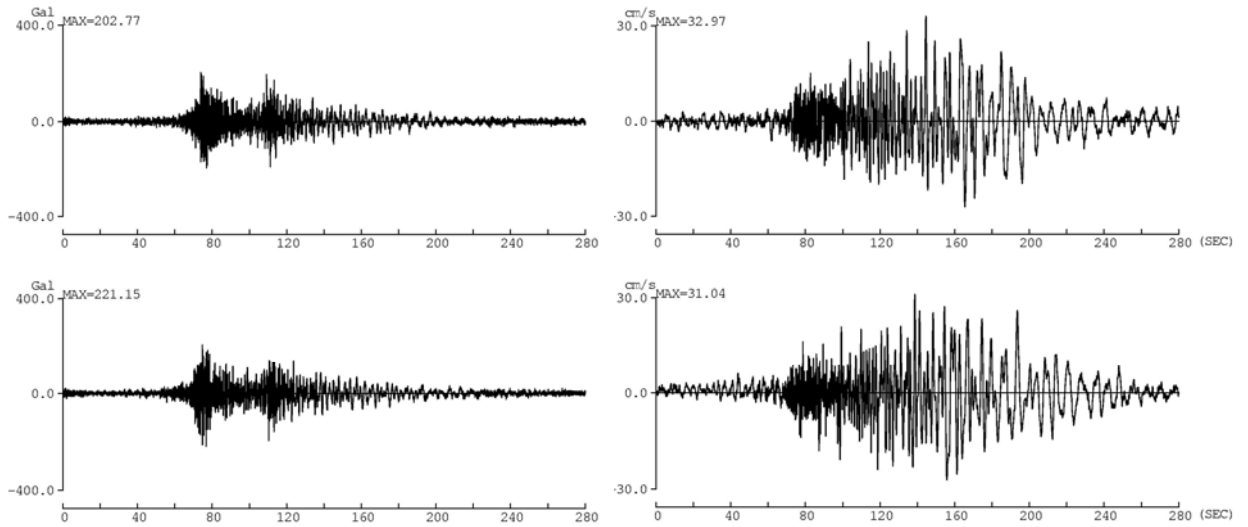
図 3.3.22 宮腰 (2006)による三の丸地区での 3 成分の予測波と本検討による AIC003 での水平成分の予測波 (震源は宮腰(2006)を簡便化したモデル) の比較



加速度波形

速度波形

(a) 佐藤・他(2006)による NST の工学的基盤での加速度波形

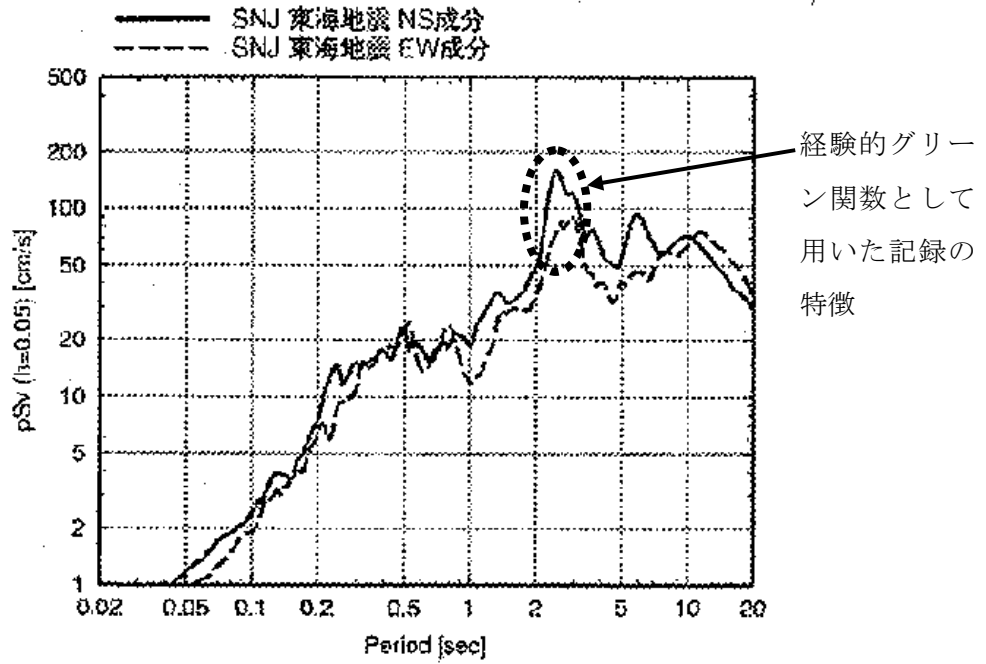


加速度波形

速度波形

(b) 本検討の予測波

図 3.3.23 佐藤・他(2006)による NST での工学的基盤での予測波と本検討（震源は佐藤・他(2006)の巨視的断層モデル）による AIC003 での水平成分の予測波の加速度波形の比較



(4) SNJ (新宿) 地点の評価結果

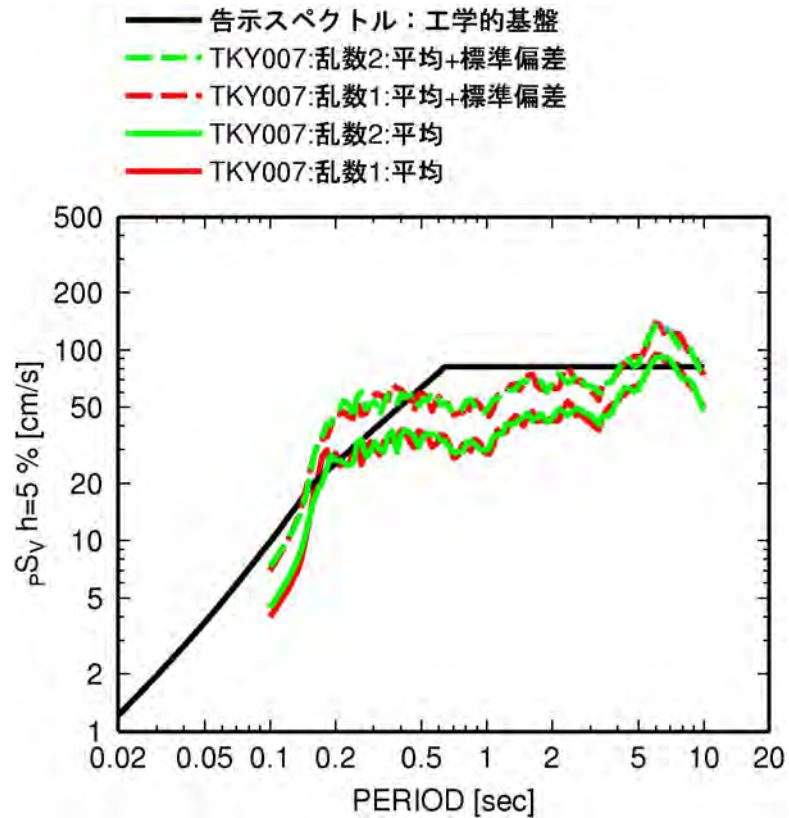
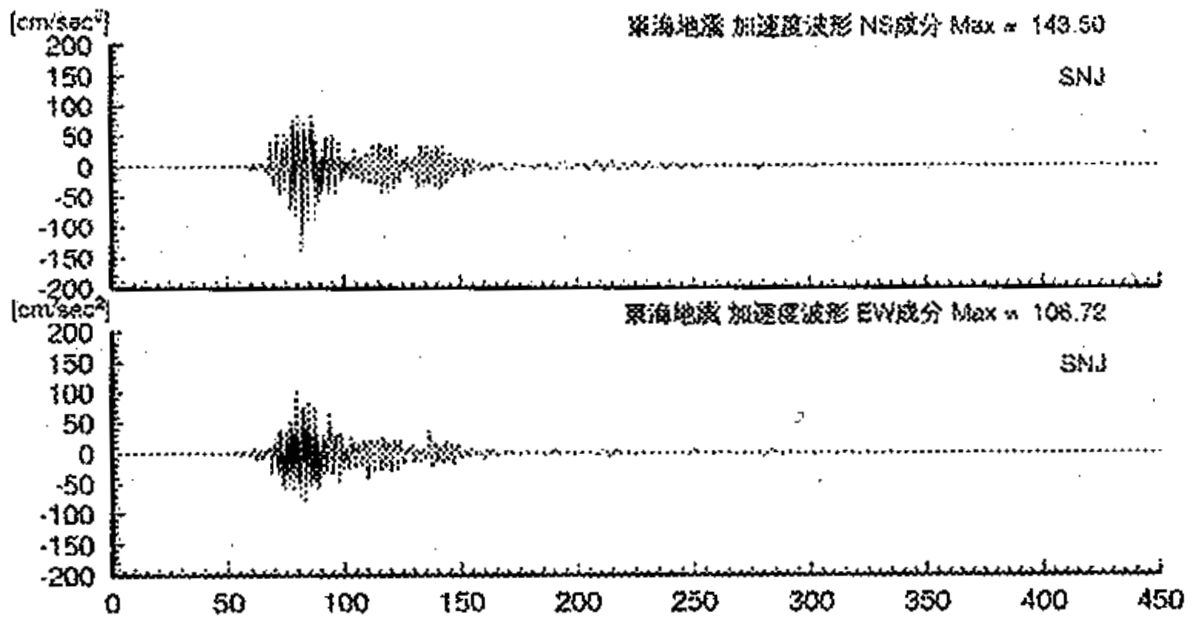
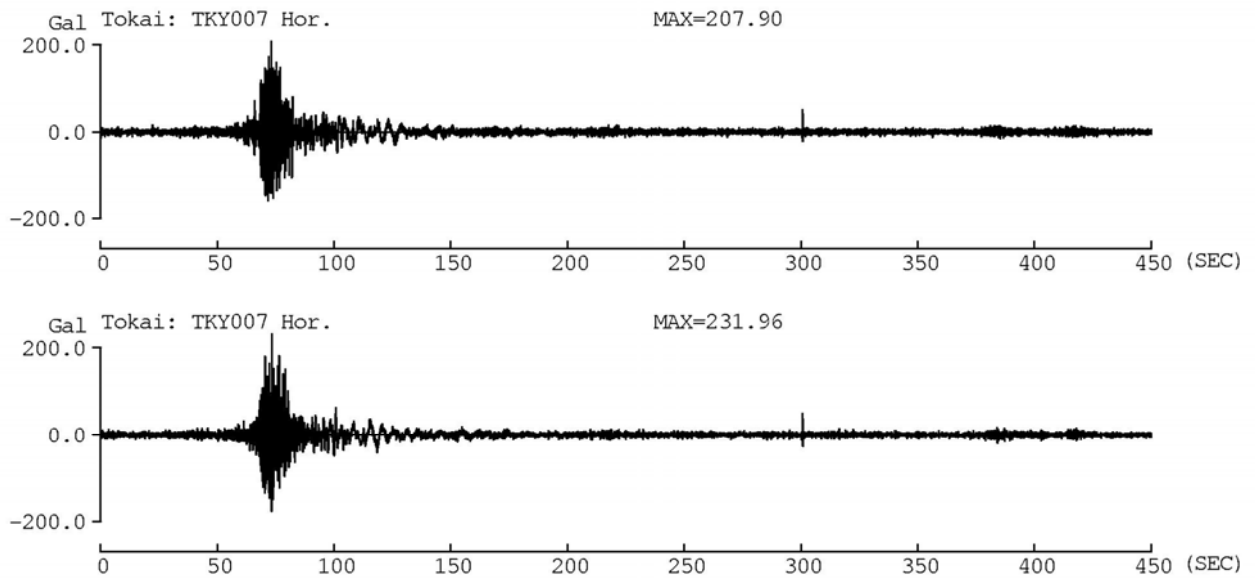


図 3.3.24 土方・他(2006)による予測波（上段）と本検討の予測波（下段）の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルの比較（想定東海地震）

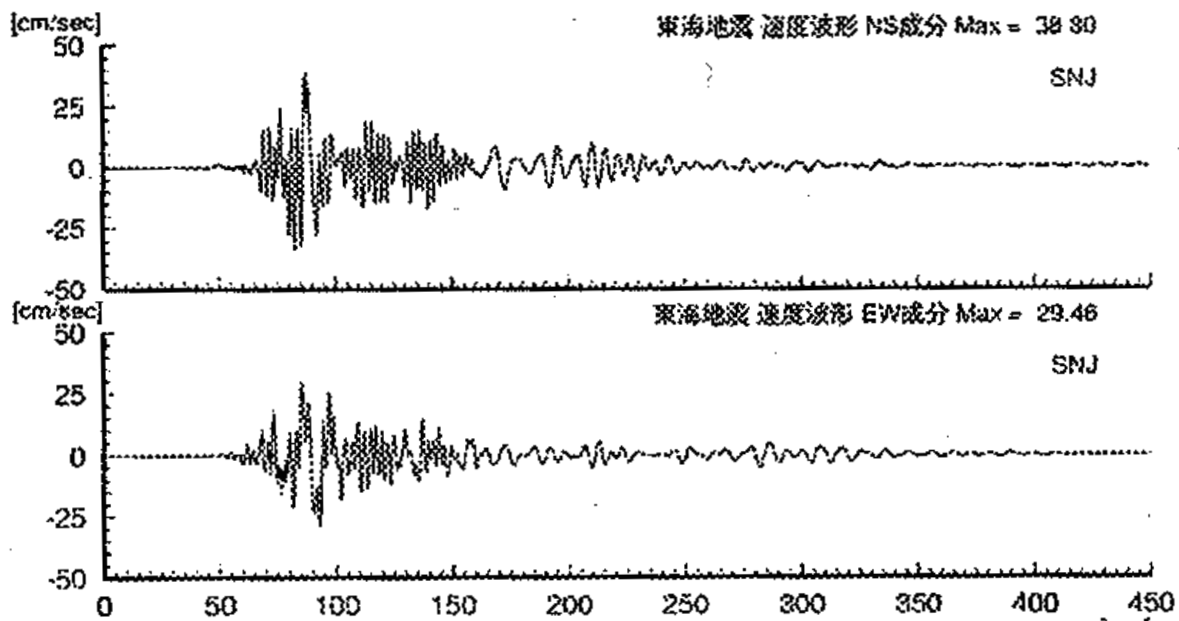


(a) 土方・他(2006)

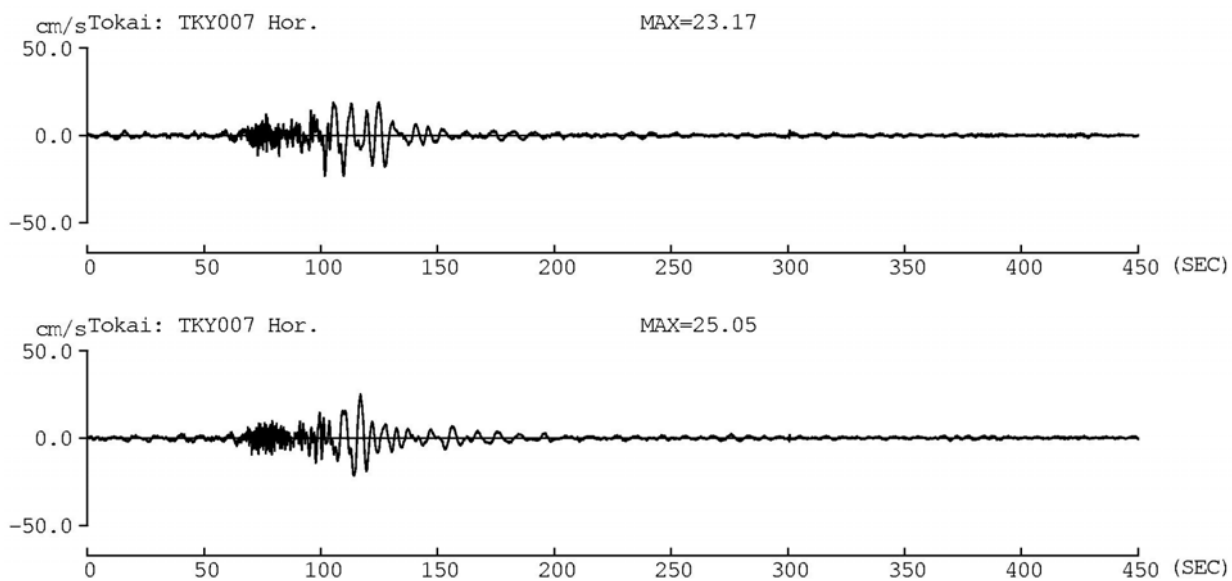


(b) 回帰式の平均値を用いた場合の予測波

図 3.3.25 土方・他(2006)による SNJ での予測波と本検討の TKY007 での予測波の加速度波形の比較 (想定東海地震)



(a) 土方・他(2006)



(b) 回帰式の平均値を用いた場合の予測波

図 3. 3. 26 土方・他(2006)による SNJ での予測波と本検討の TKY007 での予測波の速度波形の比較(想定東海地震)

3-4 サイト係数の改良

H20 年度に作成した地震動の経験式では、関東平野の観測点では、用いた記録の継続時間が短いという問題があった。そこで、記録の追加、選択条件の変更に基づき、サイト係数の改良を行う。なお、2009 年 8 月に駿河湾の地震 ($M_j6.5$) が、想定東海地震の震源域周辺で発生したため、この地震の記録を含めた。駿河湾の地震を含めることにより、これまで海溝型地震の記録がなかった富山県や石川県の観測点での群遅延時間の平均値と標準偏差のサイト係数も求められている。

H21 年度に作成した地震動の水平成分、上下成分の経験式は、図 3.4.1 に示す地震の K-NET、KiK-net、気象庁 87 型の記録を用いて、海溝型地震、地殻内地震それぞれに対して、以下の式で表わされる。

減衰定数 1% と 5% の加速度応答スペクトル S_A とエネルギースペクトルを $Y(T)$ とすると

$$\log_{10} Y(T) = a(T) M_w + b(T) R - \log_{10} (R^{p(T)} + d(T) 10^{0.5M_w}) + c(T) + c_j(T) \quad (3.4.1)$$

ここで、 T は固有周期、 M_w はモーメントマグニチュード、 R は断層最距離 [km]、 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $d(T)$ 、 $p(T)$ 、 $c(T)$ 、 $c_j(T)$ は回帰係数である。 $c_j(T)$ をサイト係数、周期 1 秒以上での $10^{c_j(T)}$ を地盤増幅率と呼ぶ。

群遅延時間の平均値 $\mu_{\text{tgr}}(f)$ 、分散 $\sigma_{\text{tgr}}^2(f)$ を $Z(f)$ とすると

$$Z(f) = A(f) M_0^{1/3} + B(f) X + C_j(f) \quad (3.4.2)$$

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

ここでは、サイト係数以外の回帰係数を用いて、追加、除去した観測点でのサイト係数を算出する。追加、除去したデータは以下の通りである。

(1) 継続時間が比較的長い記録が得られている観測点の追加

- ・関東平野 1 都 6 県の気象庁 95 型の観測点
- ・新宿の工学院大学 (KGIN)

(2) 2009 年駿河湾の地震 ($M_j6.5$) の記録の追加

(3) 継続時間が短い記録の除去

このうち(3)は以下のような条件で行った。図 3.4.2(a)、図 3.4.2(b)には、経験式作成に用いられている紀伊半島沖地震と宮城県沖地震の観測記録の周期 3 秒での加速度応答スペクトル分布を示す。紀伊半島沖地震は、震源距離の上限 400km の条件などで、関東地方では西側の観測点のみが用いられている。紀伊半島沖地震の記録が用いられている関東地方域の観測点では、紀伊半島沖地震からの震源距離と宮城県沖地震からの震源距離がほぼ同じである。紀伊半島沖地震の M_w は 7.4、宮城県沖地震の M_w は 7.1 であるから、平均的には同一震源距離では、紀伊半島沖地震の方が宮城県沖地震より継続時間が長くなる。したがって、両地震が観測されている観測点の記録継続時間 (S 波部以降) が、紀伊半島沖地震の方が小さい場合には紀伊半島沖地震の記録を除くことにした。図 3.4.3 には、新宿の工学院大学 (KGIN) と K-NET 新宿 (TKY007) での紀伊半島沖地震の

観測波形を示す。この条件により、TKY007での記録は除かれている。

図 3.4.4 には、3-5 で長周期時刻歴波形の予測を行う関東平野の観測点を示す。比較的継続時間の長い記録が観測されている観測点を予測地点として選択している。KGIN(新宿:工学院大学)、K-NET の TKY016(東雲)、JMA95 型の E4E(大手町)と E56(横浜)の 4 観測点である。表 3.4.1、表 3.4.2 には、予測地点における、経験式作成(サイト係数の改良も含む)に用いられた海溝型地震、地殻内地震のリストを示す。予測地点としては、関東平野 4 地点の他、H20 年度に予測地点とした大阪平野 2 地点、濃尾平野 2 地点を示している。KGIN(新宿:工学院大学)を除く関東平野 4 地点では、2004 年紀伊半島沖地震、2005 年宮城県沖の地震、2008 年駿河湾の地震が共通に観測されている。図 3.4.5 には、4 予測地点における 2004 年紀伊半島沖地震の速度波形(S 波部以降)を示す。KGIN(新宿:工学院大学)では 1340 秒まで、TKY016(東雲)では 480 秒まで観測されている。E4E(大手町)と E56(横浜)では、KGIN(新宿:工学院大学)、TKY016(東雲)と比べると観測継続時間がやや短い。図 3.4.6 には、これらの記録の擬似速度応答スペクトルを示す。

図 3.4.7 には、追加した観測点(気象庁 95 型と工学院大学)の分布を、新たに求めた加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)の地盤増幅率分布として示す。図 3.4.8~図 3.4.13 には、日本全国の旧サイト係数と新サイト係数を示す。図 3.4.14~図 3.4.19 には、関東平野における旧サイト係数と新サイト係数を示す。なお、5%の加速度応答スペクトル S_A では、地盤増幅率を示している。加速度応答スペクトルの地盤増幅率に比べ群遅延時間の平均値、標準偏差は、修正前後での差が大きい。これは、加速度応答スペクトルは、最大値指標のため、観測継続時間の影響が小さいためである。

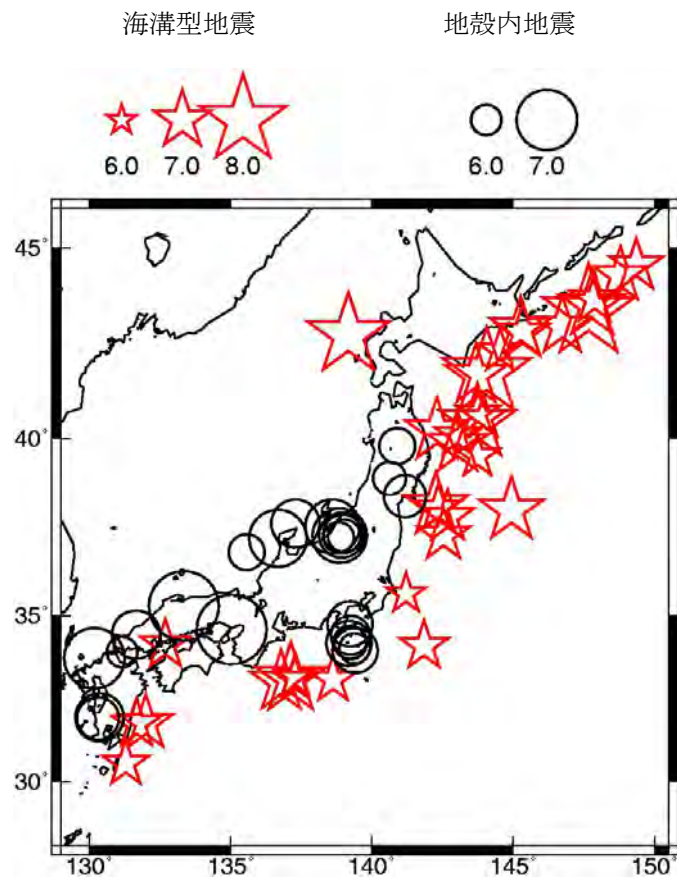
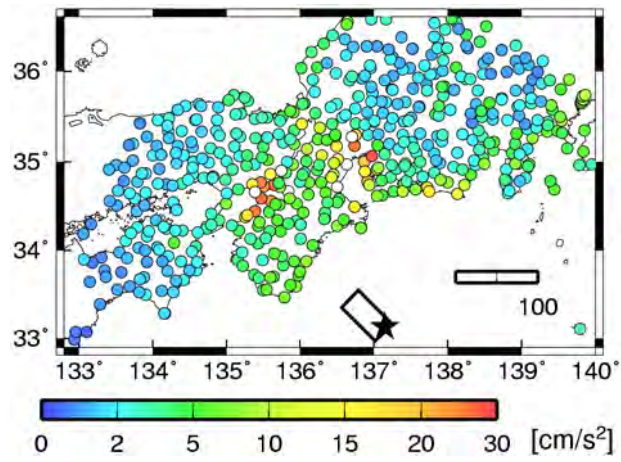
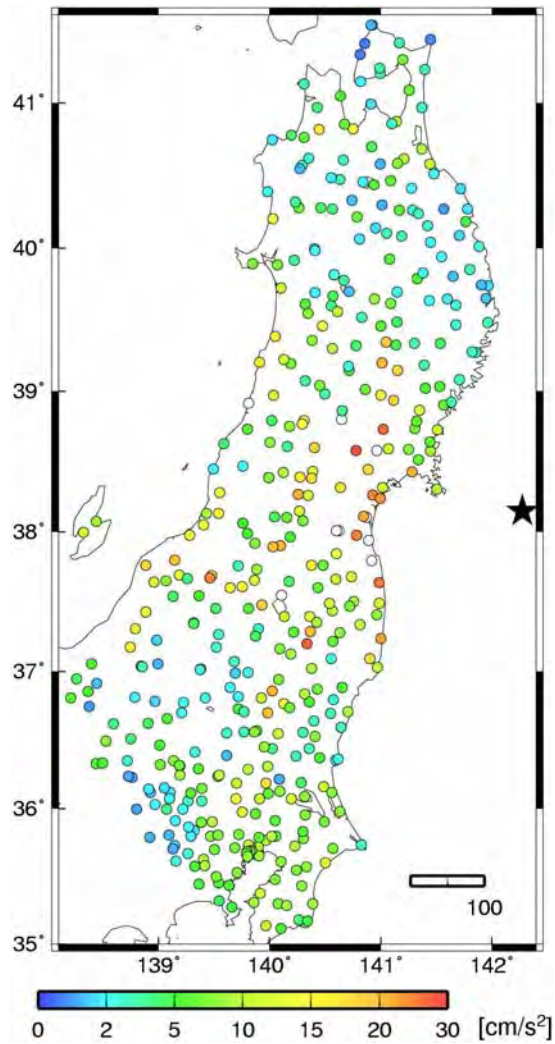


図 3.4.1 経験式作成に用いている地震の震央位置（星＝海溝型地震、丸＝地殻内地震）

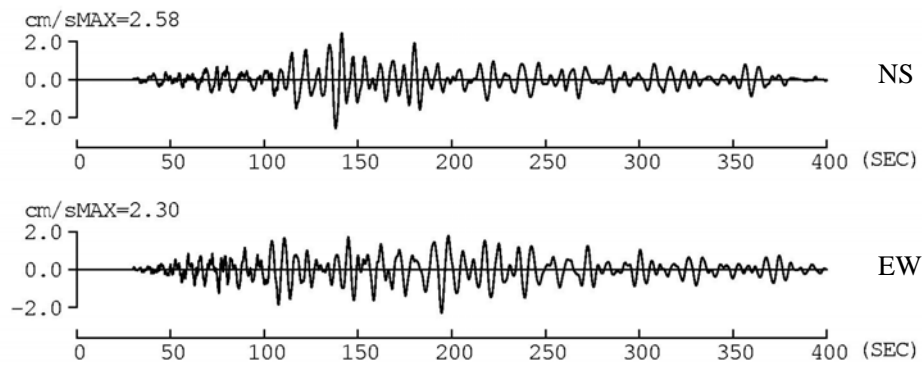


(a) 2004年紀伊半島沖地震

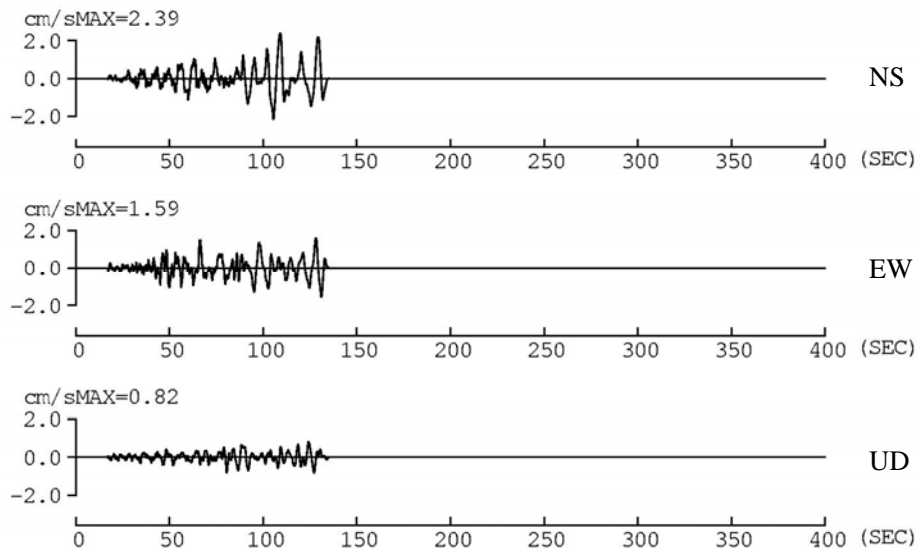


(b) 2005年宮城県沖地震

図 3.4.2 経験式作成に用いた紀伊半島沖地震と宮城県沖地震の周期 3 秒での観測加速度応答スペクトル分布 (NS 成分)



(a) KGIN(新宿:工学院大学)



(c) TKY007(K-NET 新宿)

図 3.4.3 2004 年 9 月の紀伊半島沖地震の観測速度波形



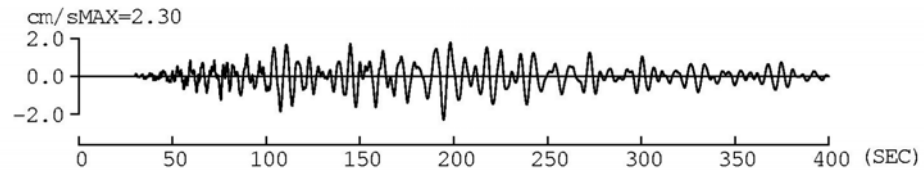
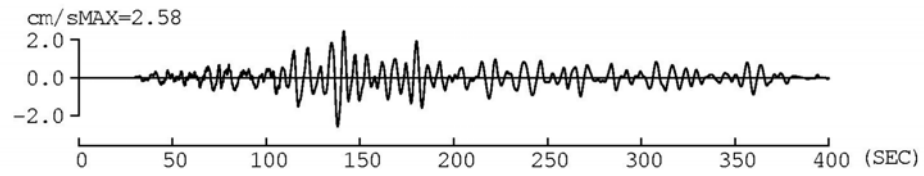
図 3.4.4 予測地点

表 3.4.1 経験式作成に用いられている予測地点における海溝型地震

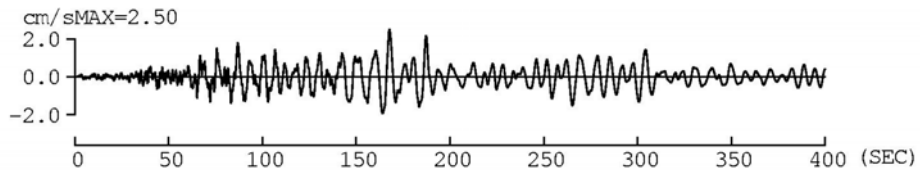
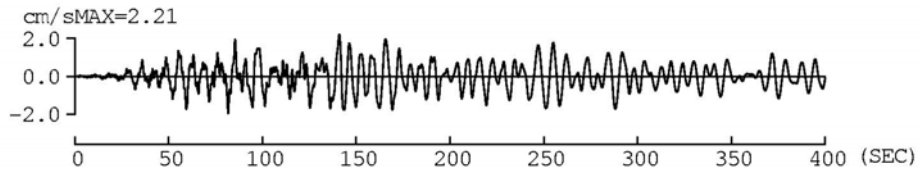
年	発震時		深さ km	M_J	地震名 震源域名	地震規模		OSK005 大阪	OSKH02 此花	AIC003 津島	AIC004 名古屋	TKY016 東雲	KGIN 新宿	E4E 大手町	E56 横浜
	月/日	時:分				M_0 [dyne \cdot cm]	M_w								
1989	10/29	14:25	0.0	6.5	三陸はるか沖	5.76E+25	6.4								
1989	11/2	3:25	0.0	7.1	三陸はるか沖	1.36E+27	7.4								
1990	9/24	6:13	60.0	6.6	東海地方南方はるか沖	7.08E+25	6.5								
1993	7/12	22:17	35.1	7.8	1993年北海道南西沖地震	3.40E+27	7.6								
1994	4/8	10:10	2.5	6.5	三陸はるか沖	4.62E+25	6.4								
1994	10/4	22:22	28.0	8.2	1994年北海道東方沖地震	2.60E+28	8.2								
1994	10/9	16:55	0.0	7.3	北海道東方沖	9.38E+26	7.2								
1994	12/28	21:19	0.0	7.6	1994年三陸はるか沖地震	4.00E+27	7.7								
1994	12/29	5:52	0.0	6.5	岩手県北東沖	2.06E+25	6.1								
1995	1/7	7:37	47.8	7.2	岩手県北東沖	3.33E+26	6.9								
1995	4/29	1:30	3.0	6.7	北海道東方沖	2.77E+26	6.9								
1995	12/30	21:11	0.0	6.5	三陸はるか沖	3.61E+25	6.3								
1996	10/19	23:44	34.0	6.9	日向灘	1.43E+26	6.7								
1996	12/3	7:17	38.0	6.7	日向灘	1.23E+26	6.7								
1996	2/17	0:22	58.0	6.8	福島県東方沖	1.33E+26	6.7								
1996	9/11	11:37	52.0	6.4	銚子付近	1.97E+25	6.1								
1999	1/24	9:37	40.0	6.6	種子島近海	6.58E+25	6.5								
2000	1/28	23:21	58.5	7.0	根室半島南東沖	1.21E+26	6.7								
2001	3/24	15:27	46.5	6.7	2001年芸予地震	2.98E+26	6.9		○						
2001	5/25	9:40	30.0	6.9	択捉南東沖	8.71E+25	6.6								
2003	9/26	4:50	45.1	8.0	2003年十勝沖地震	2.20E+28	8.2								
2003	9/26	6:08	21.4	7.1	同余震	1.15E+27	7.3								
2003	9/29	11:36	42.5	6.5	同余震	4.96E+25	6.4								
2003	10/31	10:06	33.3	6.8	宮城県沖	1.42E+26	6.7					○			
2004	9/5	19:07	37.6	7.1	紀伊半島沖	9.80E+26	7.3	○	○	○	○				○
2004	9/5	23:57	43.5	7.4	紀伊半島沖	1.80E+27	7.4	○	○	○	○	○	○	○	○
2004	9/7	8:29	41.0	6.5	紀伊半島沖	6.00E+25	6.5	○	○	○	○				
2004	9/8	23:58	36.1	6.5	紀伊半島沖	1.62E+25	6.1	○	○		○				
2004	11/29	3:32	48.2	7.1	根室半島沖	3.36E+26	7.0								
2004	12/6	23:15	45.8	6.9	根室半島沖	1.41E+26	6.7								
2005	8/16	11:46	42.0	7.2	宮城県沖	5.62E+26	7.1					○	○	○	○
2005	11/15	6:38	45.0	7.2	三陸はるか沖	4.06E+26	7.0								
2005	12/2	22:13	40.3	6.6	宮城県沖	5.39E+25	6.4								
2009	8/11	5:07	5.7	6.5	駿河湾の地震	2.25E+25	6.2					○		○	○

表 3.4.2 経験式作成に用いられている予測地点における地殻内地震

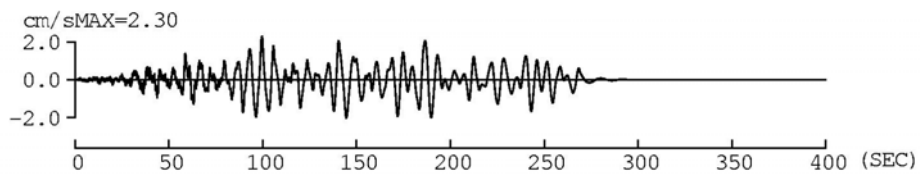
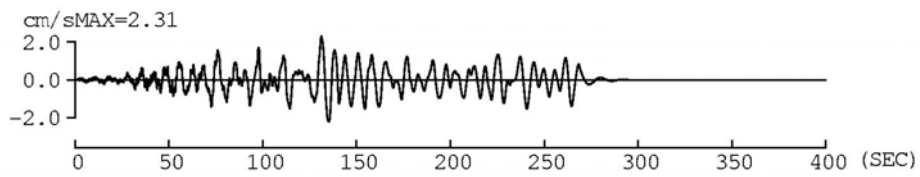
発震時			深さ km	M_j	地震名 震源域名	地震規模		OSK005 大阪	OSKH02 此花	AIC003 津島	AIC004 名古屋	TKY016 東雲	KGIN 新宿	E4E 大手町	E56 横浜	
年	月/日	時:分				M_0 [dyne \cdot cm]	M_w									
1990	2/20	15:53	5.8	6.5	伊豆大島近海	4.00E+25	6.3									
1991	10/28	10:09	18.5	6.0	周防灘	7.48E+23	5.2									
1993	2/7	22:27	24.8	6.6	能登半島沖	3.41E+25	6.3									
1995	1/17	5:46	16.1	7.3	1995年兵庫県南部地震	3.30E+26	6.9									
1996	8/11	3:12	8.6	6.1	秋田県内陸南部	9.51E+24	5.9									
1997	3/26	17:31	11.9	6.6	鹿児島県薩摩地方	1.50E+25	6.1									
1997	5/13	14:38	9.2	6.4	鹿児島県薩摩地方	1.22E+25	6.0									
1997	6/25	18:50	8.3	6.6	山口県北部	5.66E+24	5.8									
1998	9/3	16:58	7.9	6.2	岩手県内陸北部	7.53E+24	5.9									
2000	6/7	6:16	21.3	6.2	石川県西方沖	5.93E+24	5.8		○	○	○					
2000	7/1	16:01	16.1	6.5	新島・神津島近海	2.28E+25	6.2									
2000	7/9	3:57	15.4	6.1	新島・神津島近海	7.79E+24	5.9					○				
2000	7/15	10:30	9.7	6.3	新島・神津島近海	1.24E+25	6.0				○	○	○	○	○	○
2000	7/30	9:18	11.1	6.0	三宅島近海	4.28E+24	5.7					○				
2000	7/30	21:25	17.0	6.5	三宅島近海	5.02E+25	6.4					○				○
2000	8/18	10:52	12.4	6.1	新島・神津島近海	4.65E+24	5.7					○				
2000	10/6	13:30	9.0	7.3	2000年鳥取県西部地震	1.61E+26	6.7	○	○	○	○					
2003	7/26	7:13	11.9	6.4	宮城県北部	2.32E+25	6.2									
2004	10/23	17:56	13.1	6.8	2004年新潟県中越地震	8.80E+25	6.6			○			○	○	○	○
2004	10/23	18:03	9.4	6.3	同余震	8.50E+24	5.9					○			○	○
2004	10/23	18:11	11.5	6.0	同余震	4.11E+24	5.7					○			○	○
2004	10/23	18:34	14.2	6.5	同余震	3.20E+25	6.3					○	○	○	○	○
2004	10/27	10:40	11.6	6.1	同余震	7.50E+24	5.9					○	○	○	○	○
2005	3/20	10:53	9.2	7.0	福岡県西方沖	1.15E+26	6.6									
2007	3/25	9:41	10.7	6.9	2007年能登半島地震	1.06E+26	6.6	○		○					○	○
2007	7/16	10:13	16.8	6.8	2007年新潟県中越沖地震	1.43E+26	6.7			○		○			○	○



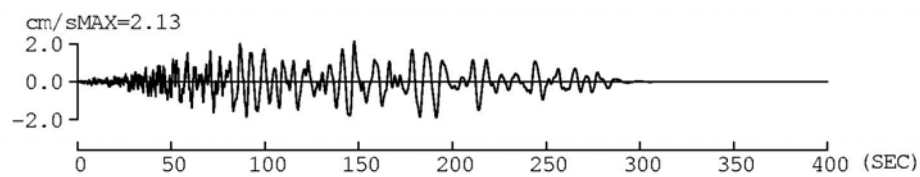
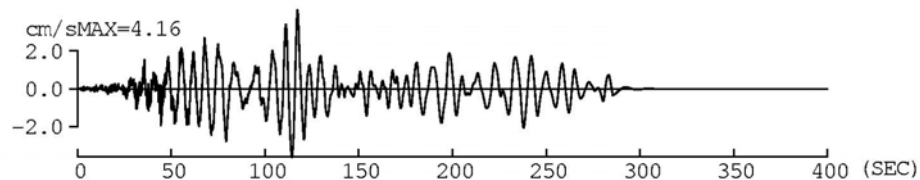
(a) KGIN(新宿:工学院大学)



(b) TKY016(東雲)



(c) E4E(大手町)



(d) E56(横浜)

図 3.4.5 2004 年紀伊半島沖地震の観測速度波形 (上段 NS 成分、下段 EW 成分)

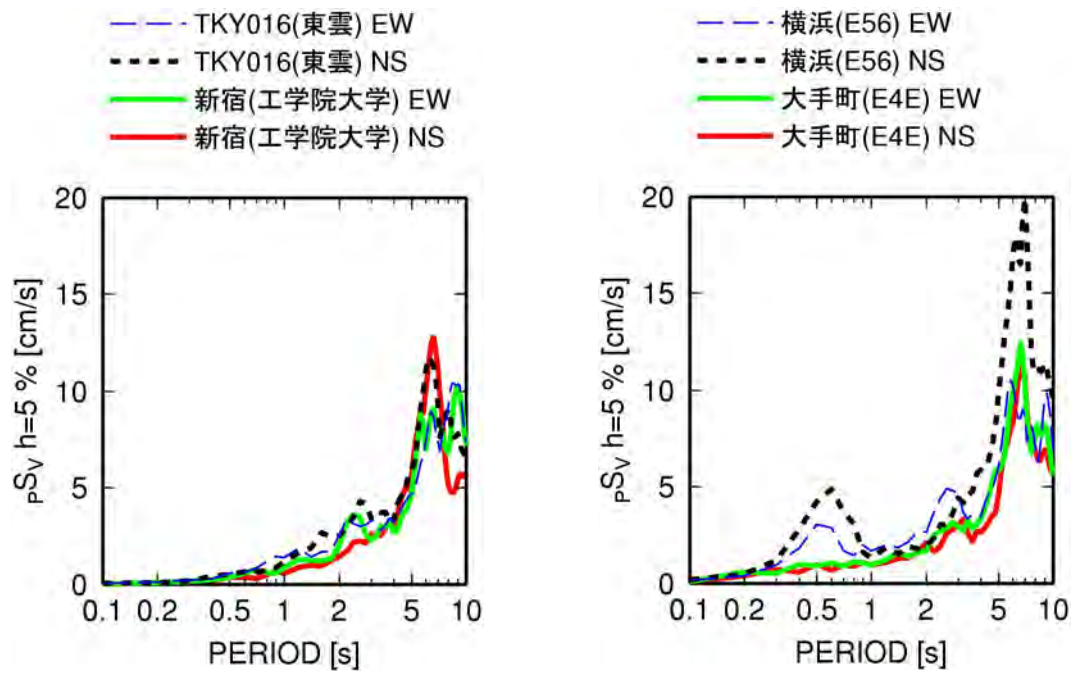
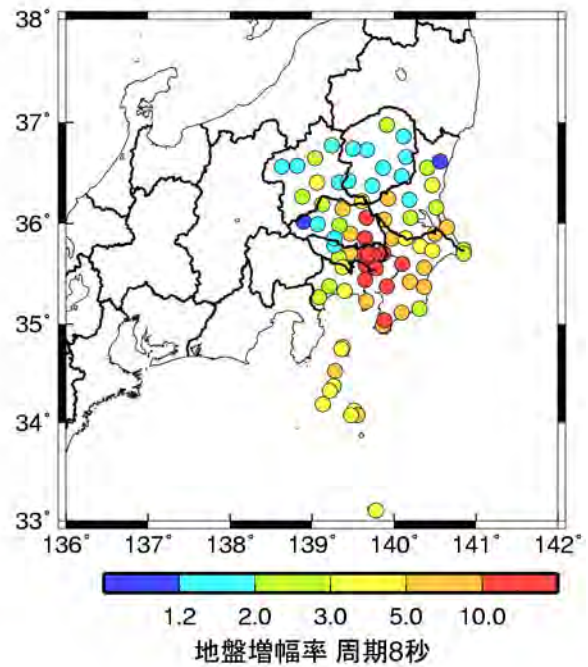
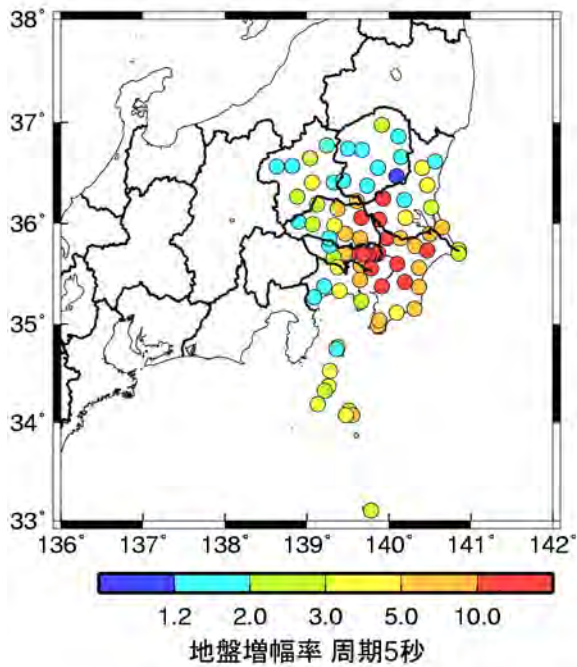
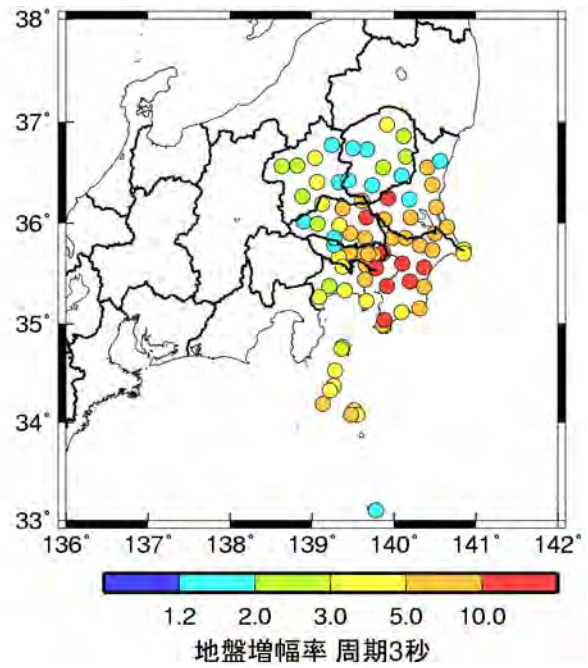
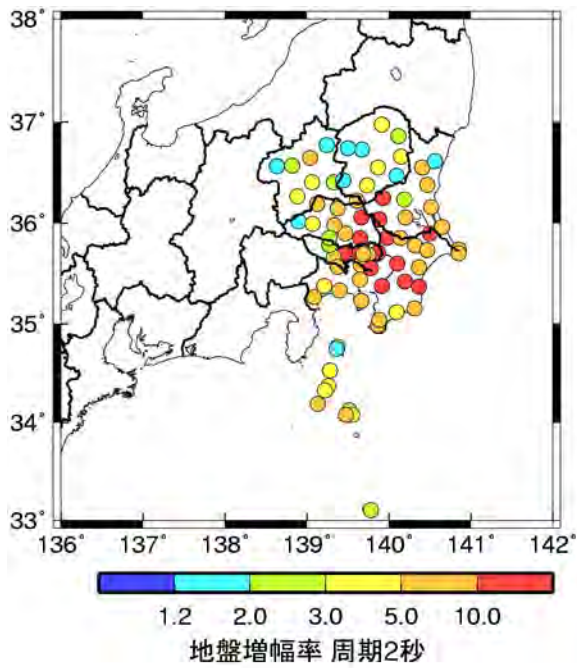
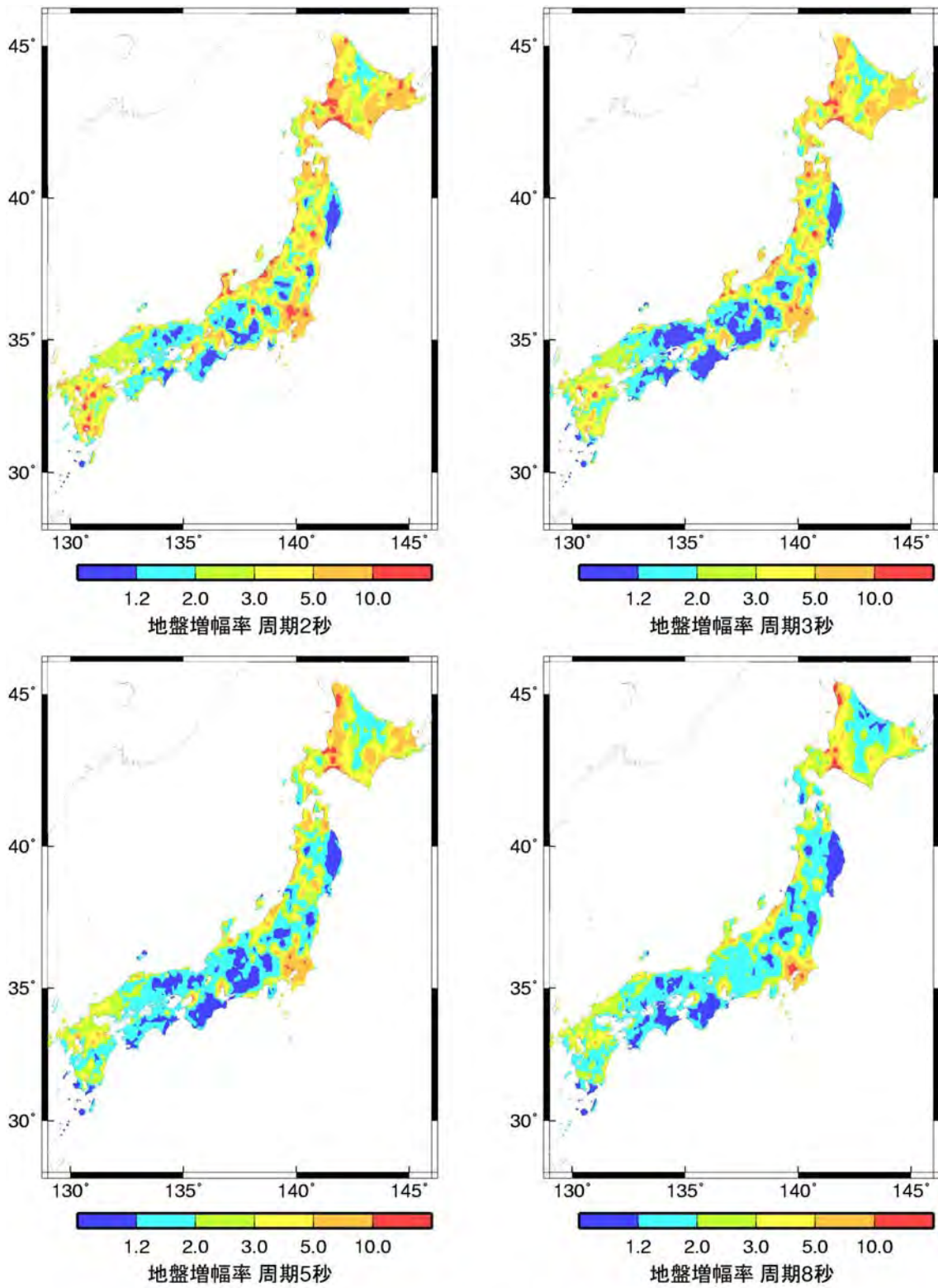


図 3.4.6 4つの予測地点における3つの地震の観測擬似速度応答スペクトル



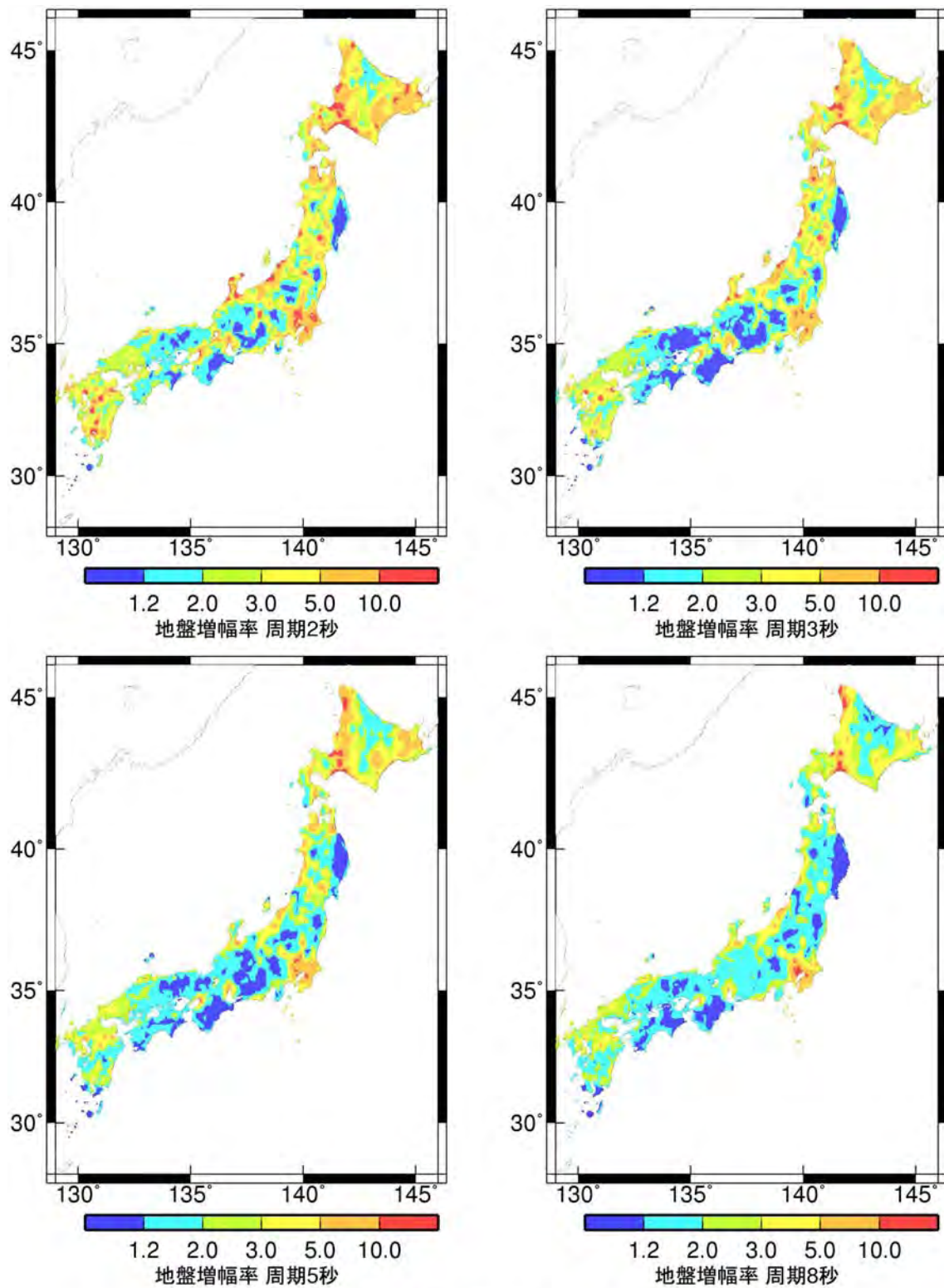
S_A h=5 %: 水平成分(追加した観測点)

図 3. 4. 7 追加した気象庁 95 型観測点及び工学院大学の位置と加速度応答スペクトルの地盤増幅率



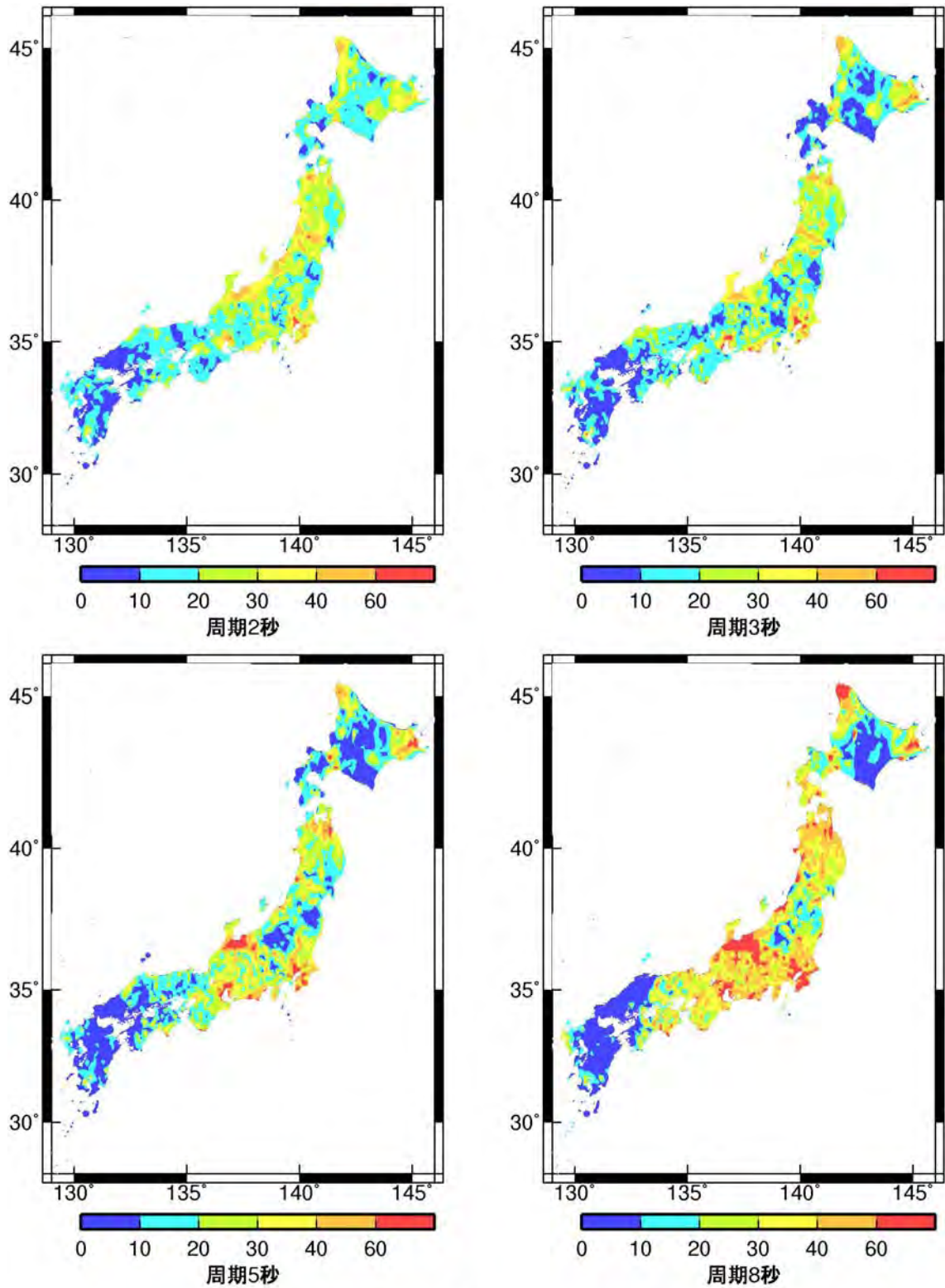
S_A h=5 %: 水平成分

図 3.4.8 日本全国の加速度応答スペクトルの旧地盤増幅率



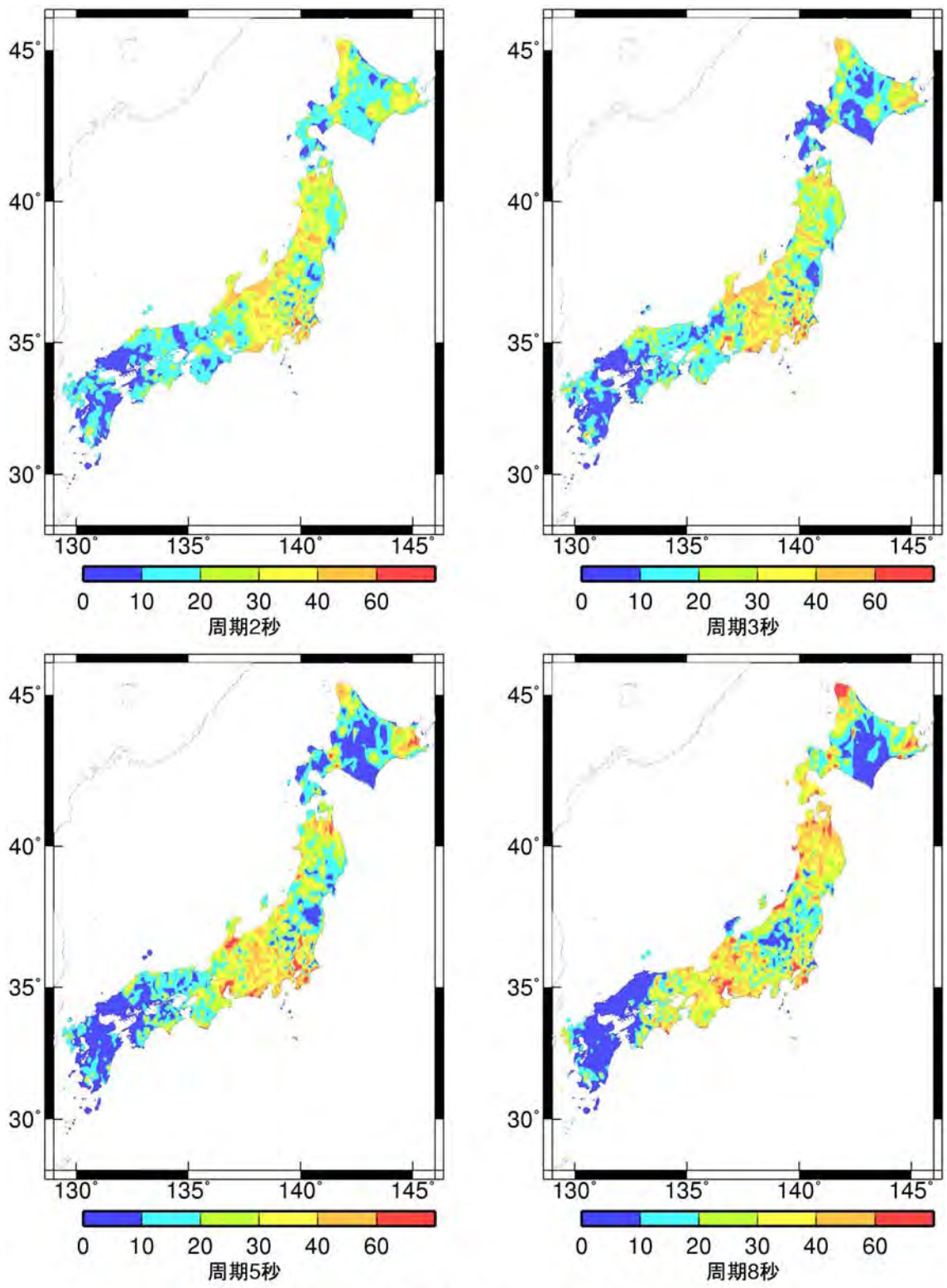
S_A h=5 %: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 9 日本全国の加速度応答スペクトルの新地盤増幅率



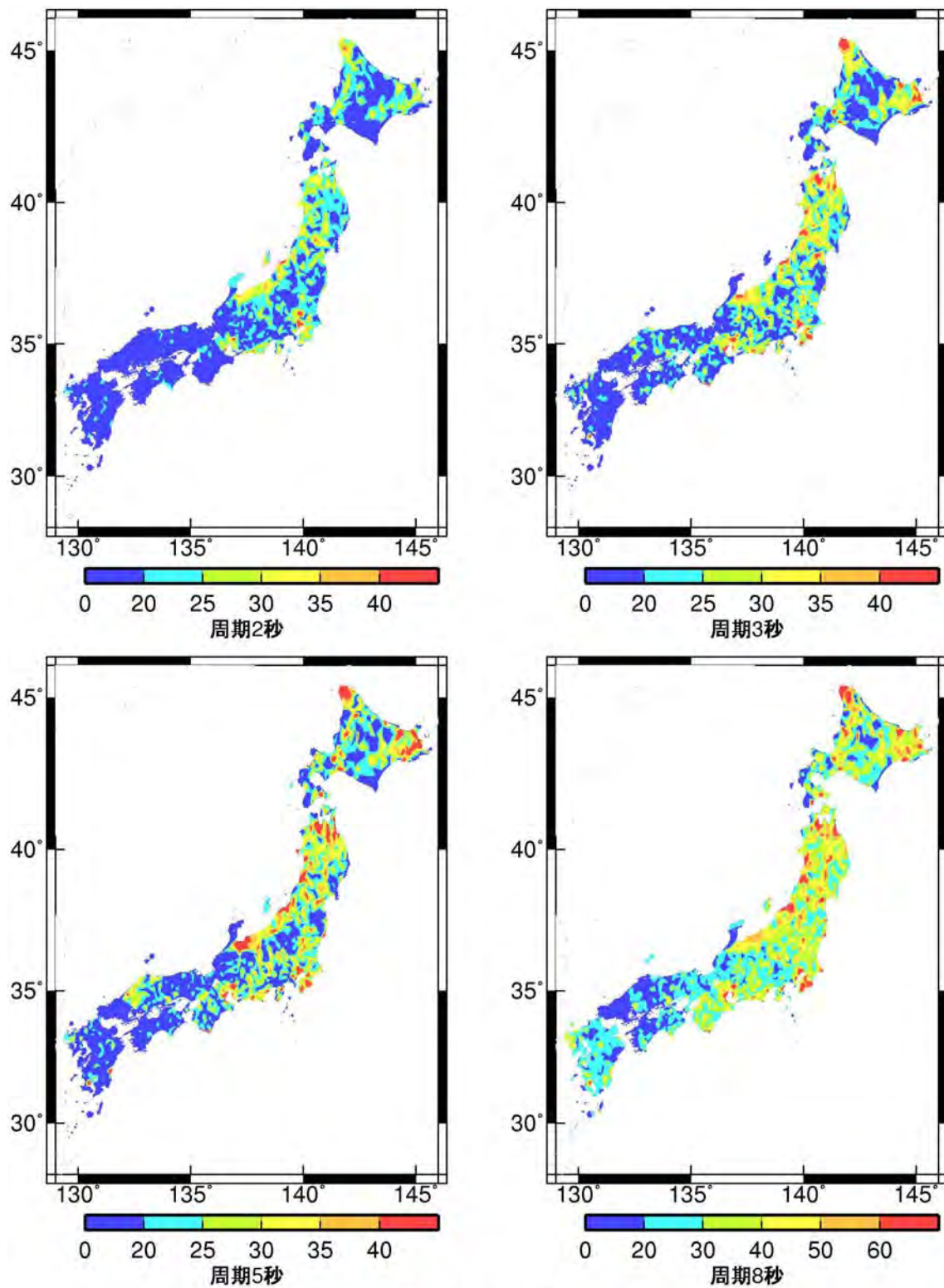
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3.4.10 日本全国の群遅延時間の平均値の旧サイト係数 (海溝型地震)



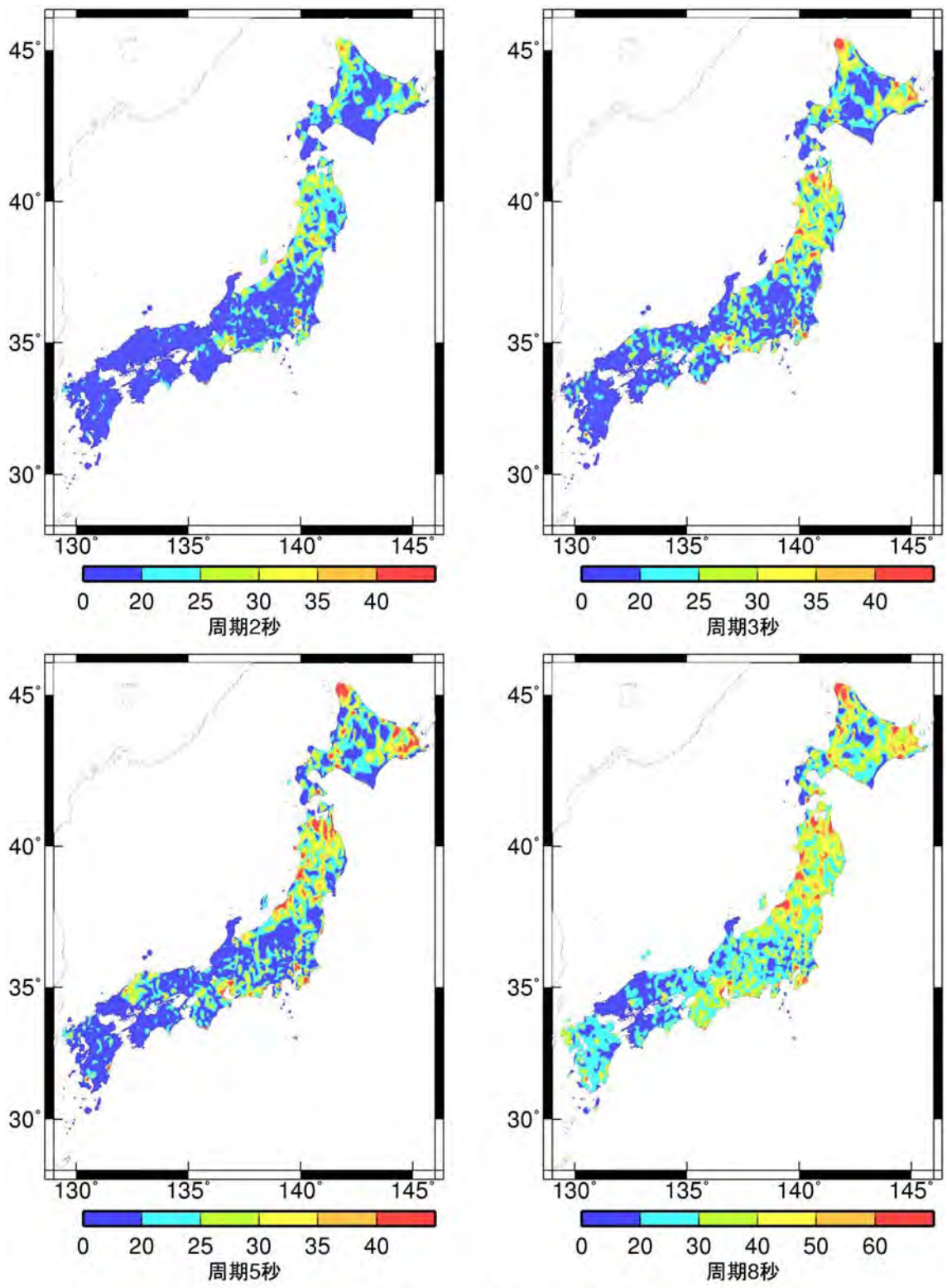
群遅延時間の平均値: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 11 日本全国の群遅延時間の平均値の新サイト係数 (海溝型地震)



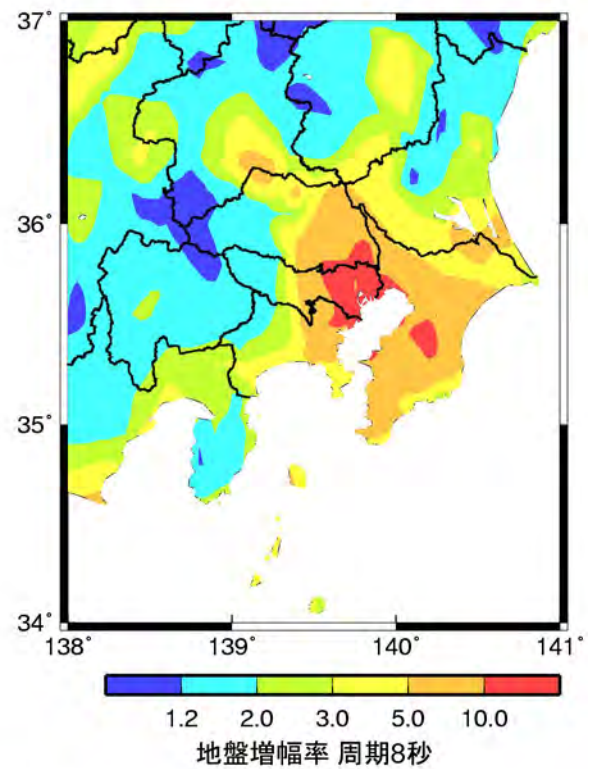
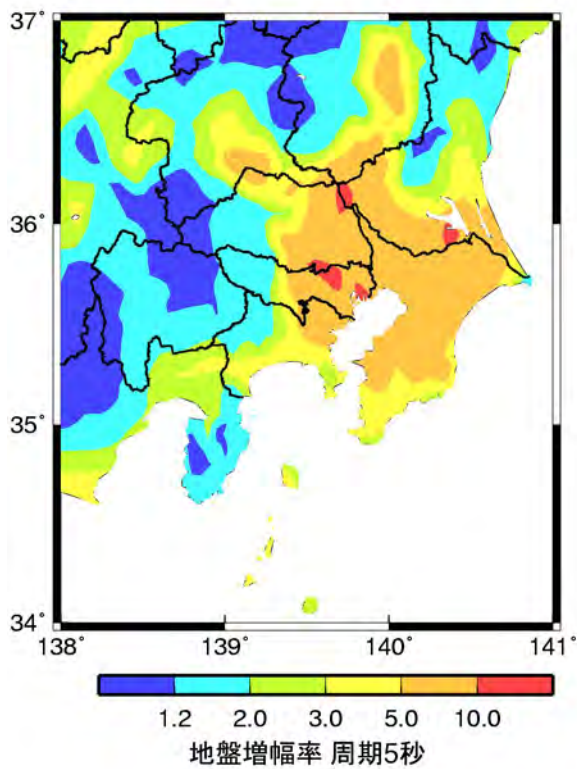
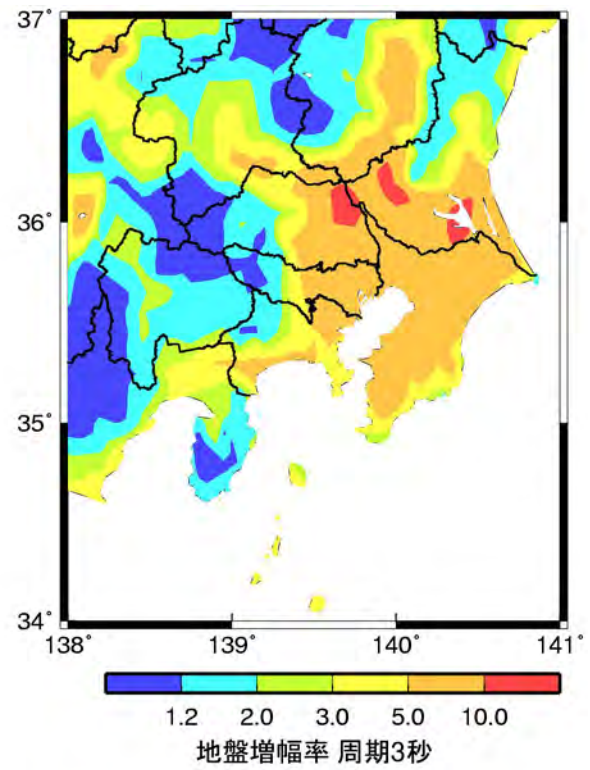
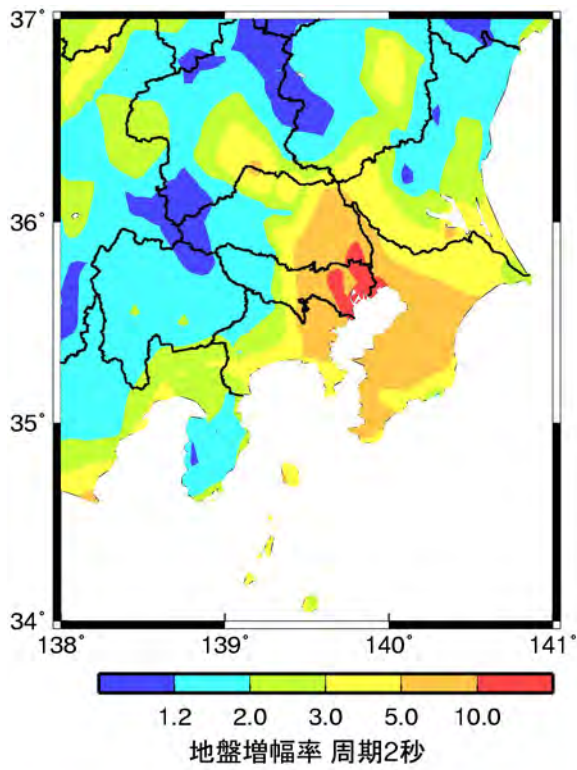
群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3. 4. 12 日本全国の群遅延時間の標準偏差の旧サイト係数



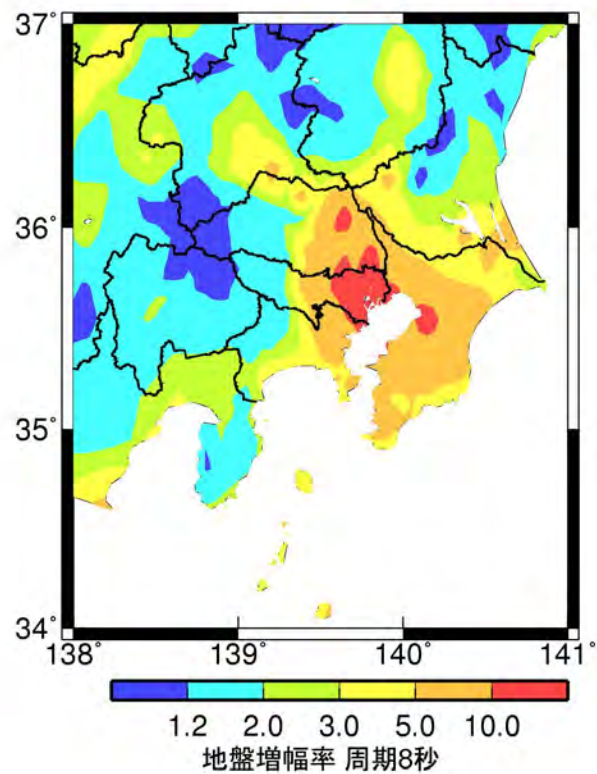
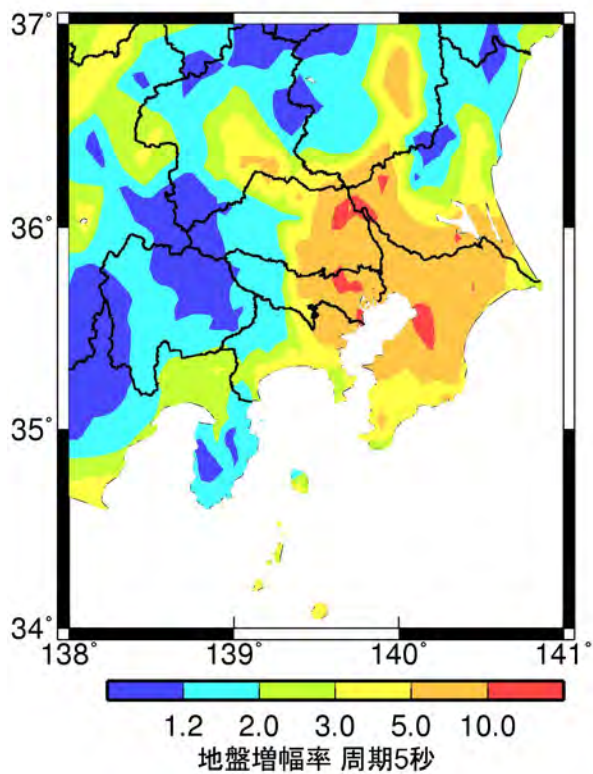
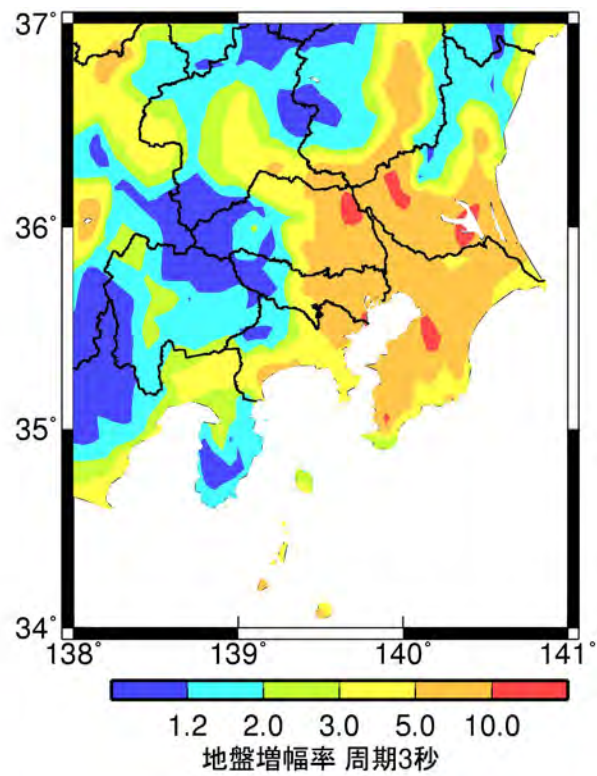
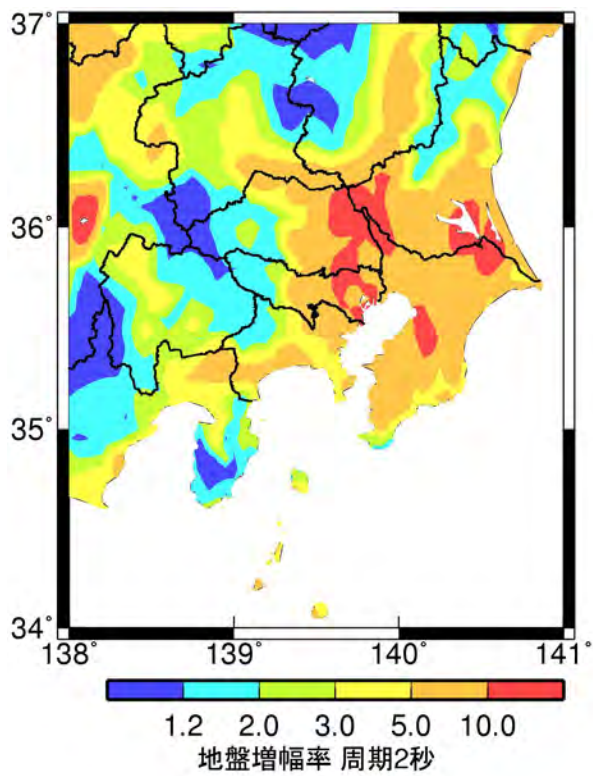
群遅延時間の標準偏差: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 13 日本全国の群遅延時間の標準偏差の新サイト係数



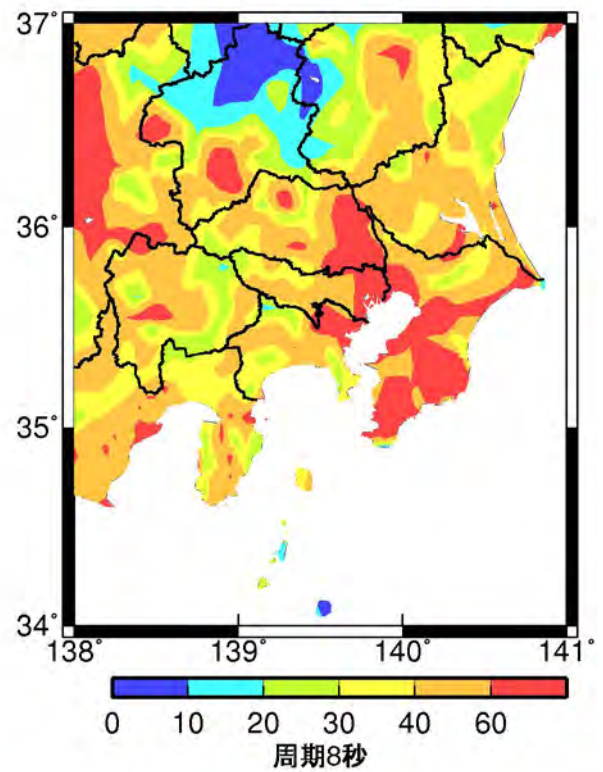
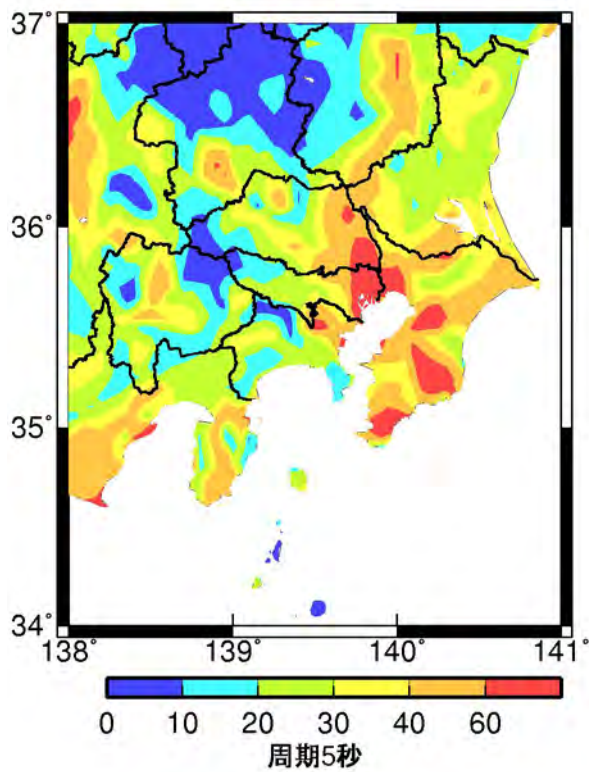
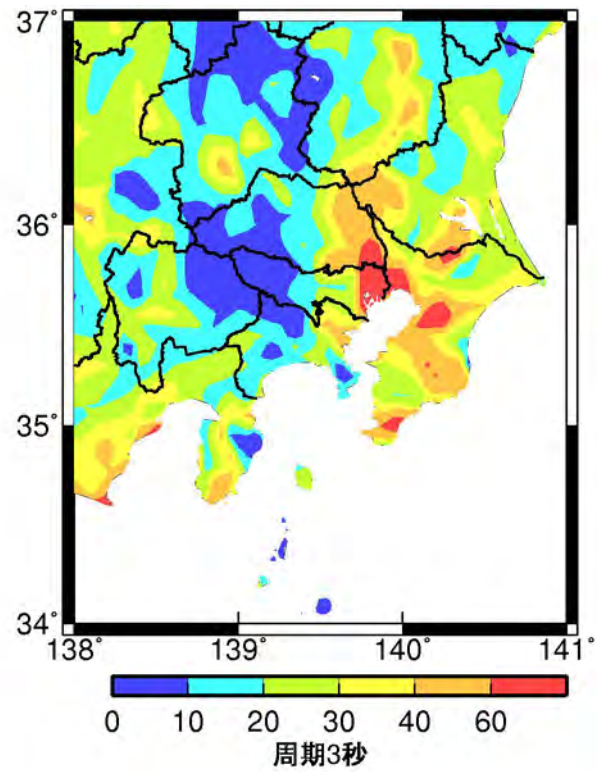
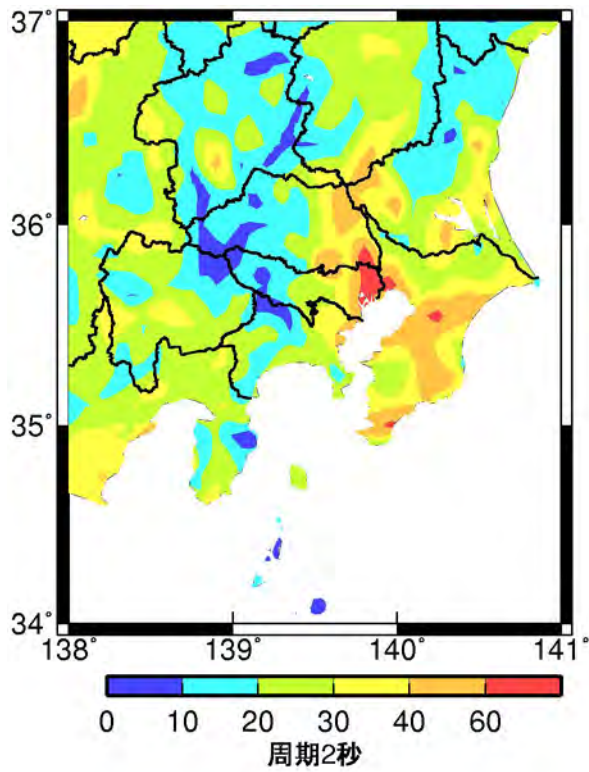
S_A h=5 %: 水平成分

図 3. 4. 14 関東平野での加速度応答スペクトルの旧地盤増幅率



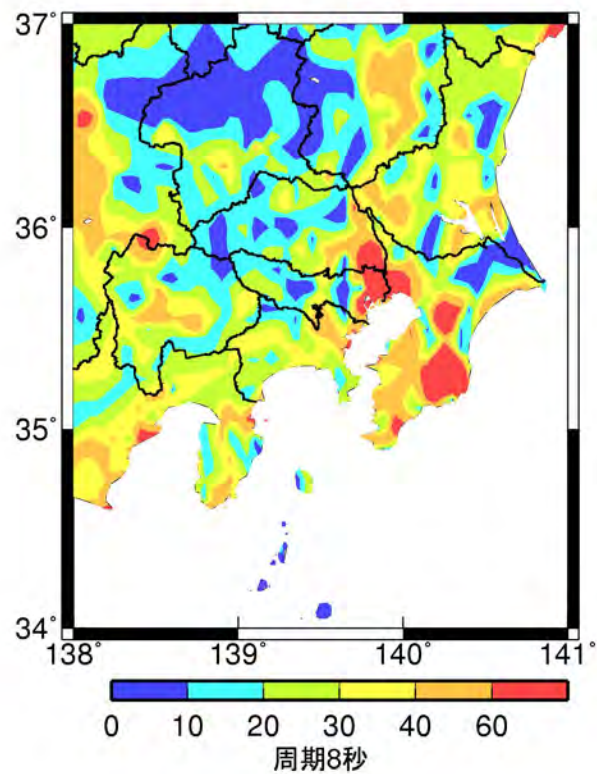
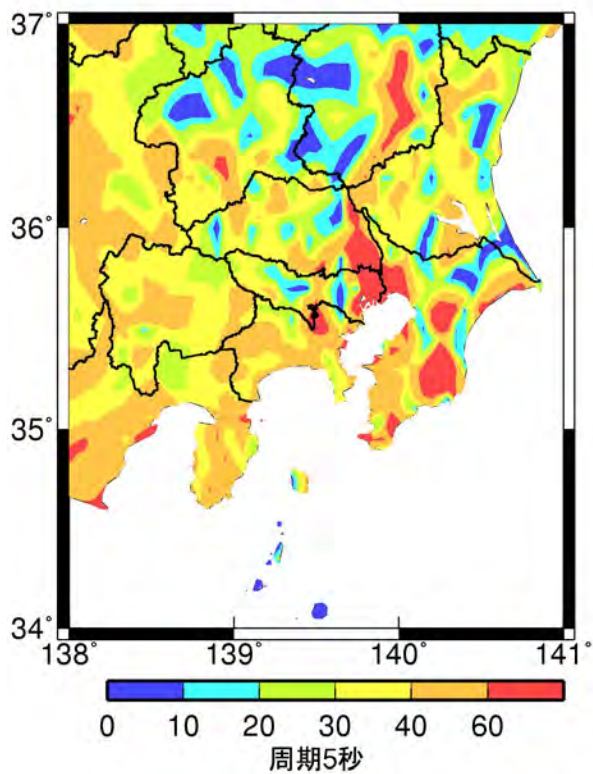
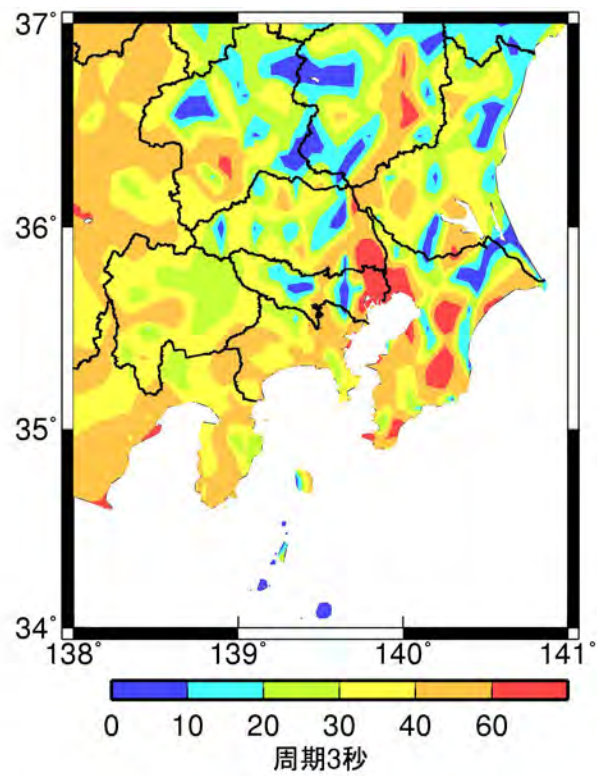
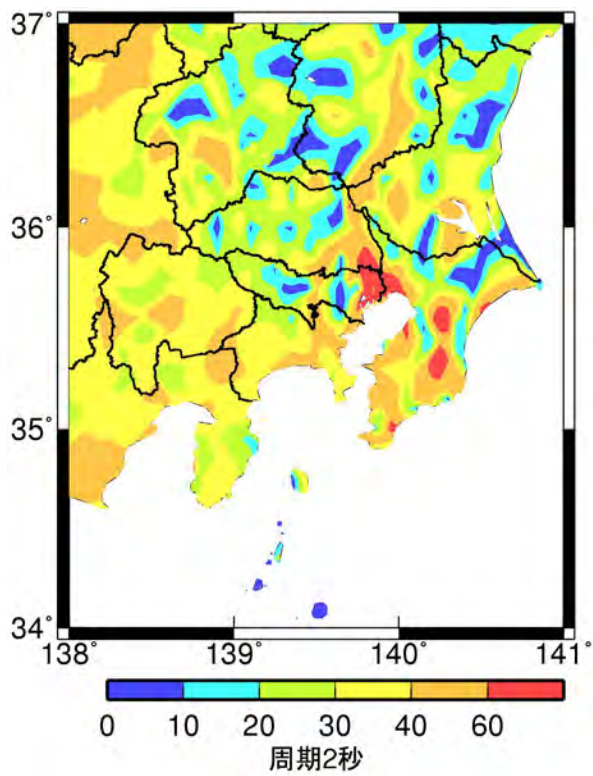
S_A h=5 %: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 15 関東平野での加速度応答スペクトルの新地盤増幅率



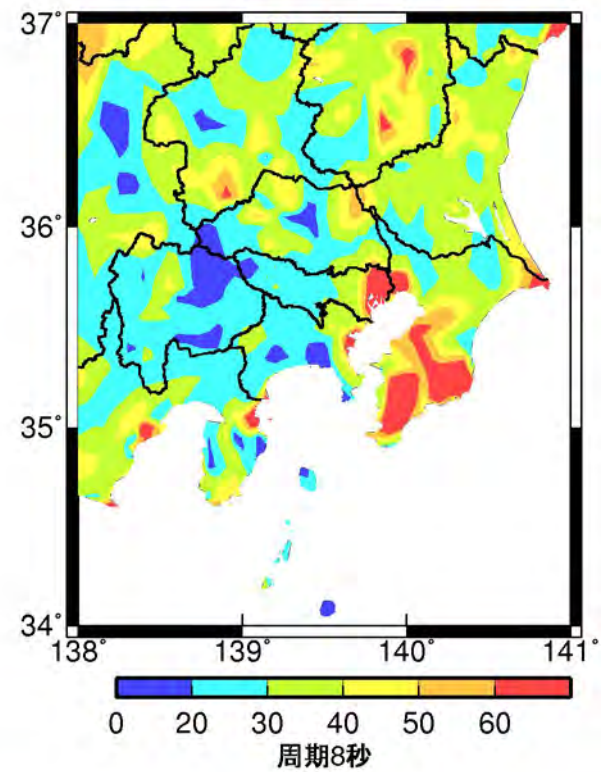
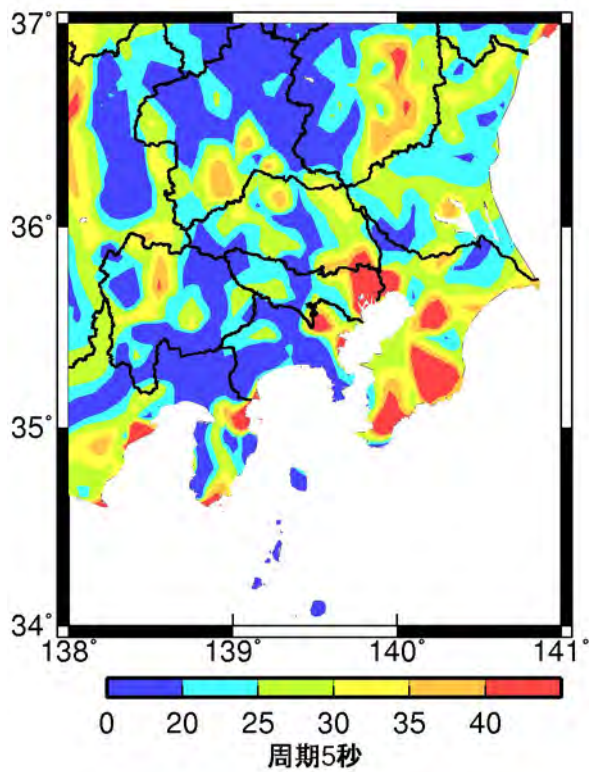
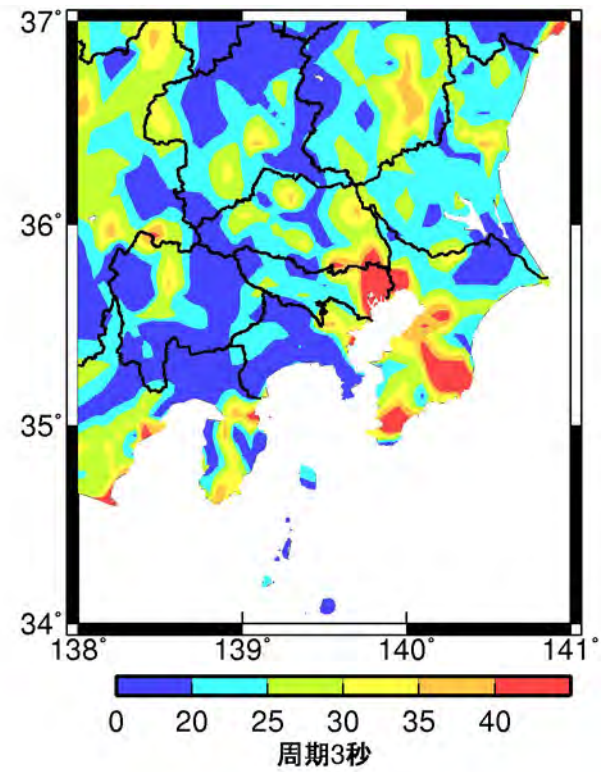
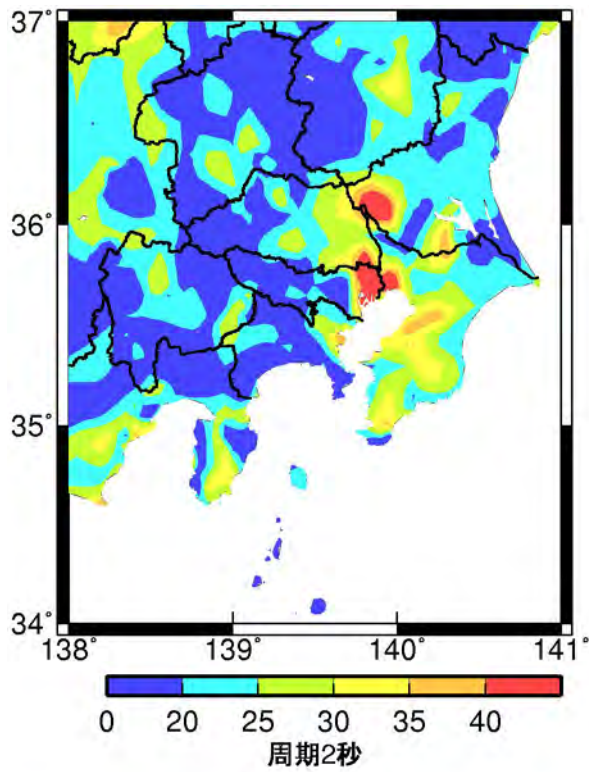
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3. 4. 16 関東平野での群遅延時間の平均値の旧サイト係数



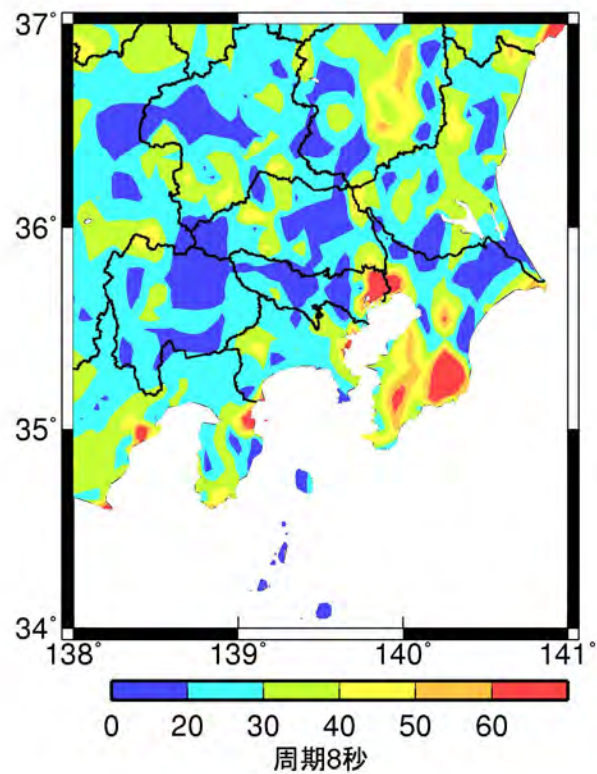
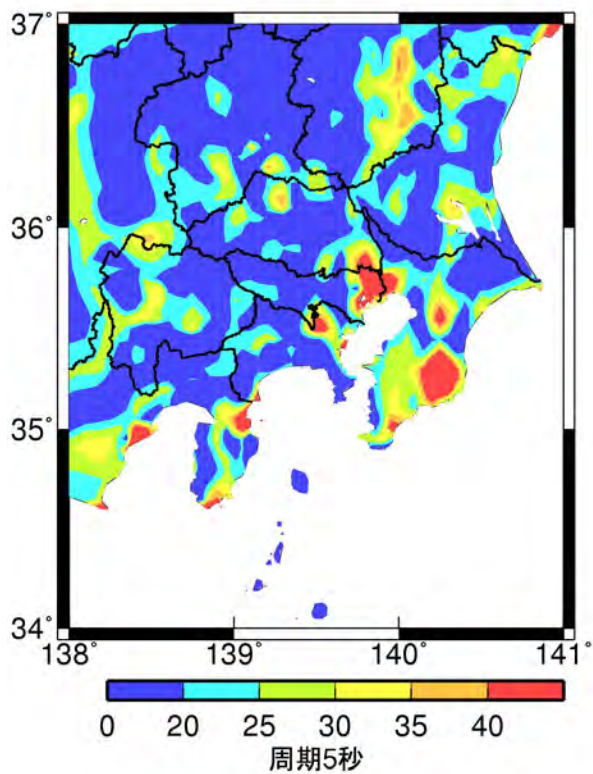
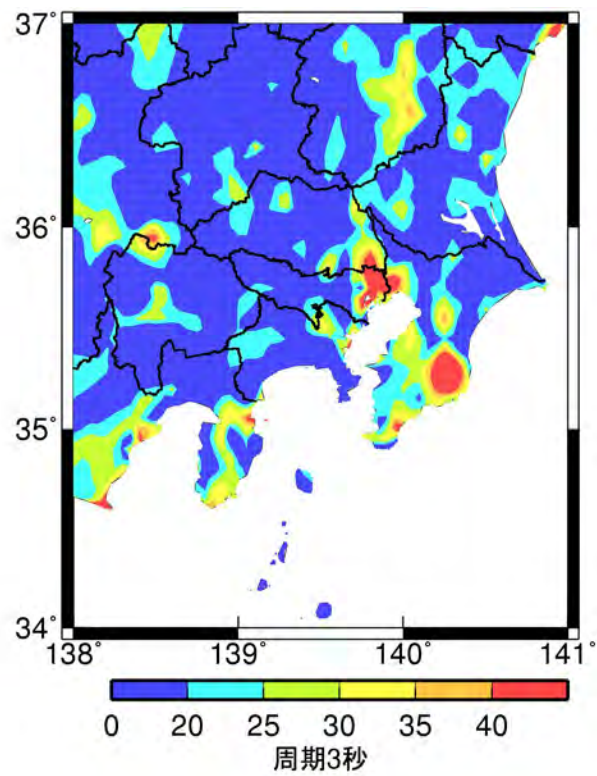
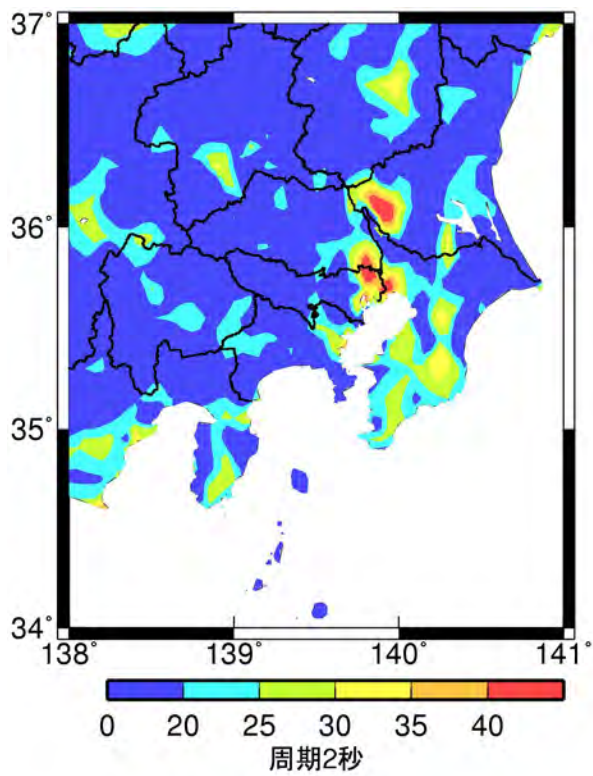
群遅延時間の平均値: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 17 関東平野での群遅延時間の平均値の新サイト係数



群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3. 4. 18 関東平野での群遅延時間の標準偏差の旧サイト係数



群遅延時間の標準偏差: 水平成分(修正後)

図 3. 4. 19 関東平野での群遅延時間の標準偏差の新サイト係数

3-5 巨大海溝型地震に対する長周期時刻歴波形の予測

3-4 で示した改良されたサイト係数を用いた経験式に基づき、巨大海溝型地震に対する長周期時刻歴波形の予測を行う。さらに、ここで計算した予測波形と既往の研究の予測波形との比較を行う。長周期時刻歴波形作成方法については、第3章の3-1の記述及び佐藤・他(2010)を参照されたい。

(1) 震源モデルと予測地点および計算条件

予測地点は、図3.5.1に示した濃尾平野のAIC003(津島)、AIC004(名古屋)、大阪平野のOSKH02(此花)、OSK005(大阪)、関東平野のKGIN(新宿:工学院大学)、K-NETのTKY016(東雲)、気象庁95型のE4E(大手町)とE56(横浜)である。これらの観測点での、減衰定数5%の加速度応答スペクトル $S_A(5\%)$ の地震基盤から地表までの増幅率、群遅延時間の平均値 μ_{tgr} と標準偏差 σ_{tgr} のサイト係数(海溝型地震)を図3.5.2～図3.5.4に示す。なお、図3.5.2～図3.5.4は水平成分に対する結果であり、以降の予測波もすべて水平成分である。

予測の対象とした巨大海溝型地震は、表3.5.1に示す南海地震、東南海地震、南海・東南海地震、東南海・東海地震(新東海地震)の4つである。表3.5.2には、本検討と既往の文献による地震規模をまとめて示す。本検討の南海トラフ沿いの想定地震の震源モデルは、中央防災会議の震源モデルに基づく鶴来・他(2005)、佐藤・他(2006)に基づいている。このように震源モデルを設定した理由は以下の通りである。

- 連動型の地震の破壊開始点の位置や破壊伝播速度が規定されているものは、中央防災会議とこれに準じた鶴来・他(2005)、佐藤・他(2006)、宮腰・他(2005)に限られる。
- 中央防災会議や宮腰・他(2005)の巨視的断層面は、複数の小断層でモデル化された曲面断層であるのに対して、鶴来・他(2005)、佐藤・他(2006)は矩形断層である。矩形断層であれば、断層最短距離の計算は簡単である。
- 鶴来・他(2005)、佐藤・他(2006)の地震規模は、ほぼ中央防災会議の設定したものと同等である。中央防災会議の設定した地震規模は、推本の全国地震動予測地図(確率論的予測地図)で設定した地震規模より、東海・東南海地震のみ0.1小さいが、他は同じか0.1から0.2大きく、設計的には安全側の評価となる。

図3.5.5、図3.5.6には、本検討の想定地震の震源モデルと観測点位置を示す。南海地震、東南海地震、南海・東南海地震の断層モデルは、鶴来・他(2005)の断層モデルの巨視的断層面を矩形化して設定した。第2破壊開始点は、鶴来・他(2005)の断層モデルのアスペリティの破壊開始点としている。想定東南海・東海地震は、佐藤・他(2006)の巨視的断層面を用いた。いずれの想定地震の場合も、それぞれの断層面に対して作成した計算波を、破壊伝播速度から算出した破壊開始点の破壊時間差を考慮して足し合わせることにより、最終的な予測波を作成する。破壊伝播は、同心円状と仮定している。なお、経験式のパラメータの最大 M_w は8.2であるから、これ以

上の M_w については外挿である。各検討では、予測波のばらつきをみるために、 $S_A(5\%)$ 、 μ_{tgr} 、 σ_{tgr} の経験式のいずれも平均を用いたケースと、いずれも平均+回帰誤差を用いたケースの 2 ケースで予測波を計算した。また、1つのケース毎に、初期位相が異なる 2つの乱数(乱数 1、乱数 2)を用いて 2 波づつ予測波を計算した。予測波形には、周期 0.1~10 秒のフィルターを施した。

参考として、図 3.5.7 には本検討の震源モデルの根拠とした既往の研究の震源モデルを、図 3.5.8 には他の既往の研究の震源モデルを示す。また、図 3.5.9 には中央防災会議の震源モデル、図 3.5.10 には推本のシナリオ地震による強震動予測で用いられている震源モデル、図 3.5.11 には推本の全国地震動予測地図(確率論的予測地図)で用いられている震源モデル、図 3.5.12 には推本の長周期地震動予測地図に用いられている震源モデルを示す。

(2) 大阪平野と濃尾平野での予測波形

図 3.5.13~図 3.5.16 には、大阪平野と濃尾平野での南海地震、東南海地震、南海・東南海地震、新東海地震(東南海・東海地震)に対する予測波形の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル $pS_v(5\%)$ を示す。乱数の違いにより応答スペクトルが異なるのは、複数の断層に対して計算した波形を時刻歴で足し合わせるためである。図 3.5.17~図 3.5.48 には、予測波の加速度波形と速度波形を示す。

図 3.5.49 には、OSKH02 での南海地震、東南海地震、南海・東南海地震、東南海・東海地震に対する予測波の $pS_v(5\%)$ を、図 3.5.50 にはこれらの地震に対する AIC003 での予測波の $pS_v(5\%)$ を示す。OSKH02 では南海・東南海地震で $pS_v(5\%)$ が大きく、AIC003 では南海・東南海地震、想定東南海・東海地震、想定東南海地震の $pS_v(5\%)$ が同程度で大きい。図 3.5.51、図 3.5.52 には、経験式の平均を用いた OSKH02、AIC003 での予測波の速度波形を示す。OSKH02 では、東南海地震の継続時間が南海地震より短く、南海・東南海地震の継続時間は、東南海地震とほとんど変わらない。AIC003 では、南海地震で振幅が小さく、他の 3 地震では継続時間、最大速度とも同程度である。

図 3.5.53~図 3.5.55 には、南海地震に対する本検討の予測波と、長周期が三次元有限差分法により計算されている既往の予測波(鶴来, 2005: 関口・他, 2006: 釜江・川辺, 2006)の擬似速度応答スペクトル、加速度波形、速度波形の比較を示す。本検討の予測波、既往の予測波とも、周期 0.1~10 秒のフィルター波である。関口波は、H20 年度に用いた予測波ではなく 2008 年 2 月の修正版の N12_6 である。なお、釜江波は周期 2.5 秒以上のみの波であるため、加速度波形は示さない。本検討の予測波は、経験式の回帰誤差(標準偏差)を考慮すれば、既往の予測波とほぼ整合している。

次に、東南海・東海地震に対する本検討の予測波と宮腰・他(2005)の予測波との比較を行った。宮腰・他(2005)の予測波は、経験的グリーン関数法に基づき推定された名古屋市三の丸地区における予測波形である。宮腰・他(2005)で用いた断層モデルの地震モーメントは 3.11×10^{28} dyne・cm であり、本検討の方が宮腰・他(2005)より 1.3 倍程度大きい。三の丸と AIC004(名古屋)、

AIC003(津島)の位置を図 3.5.56 に示す。基盤深さ(福和・他, 2002)は三の丸と AIC004(名古屋)が近い。そこで、本検討の AIC004(名古屋)での予測波と宮腰・他(2005)の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルの比較を図 3.5.57 に示す。宮腰・他(2005)の予測波は、周期 3 秒程度で、本検討の予測波の平均+回帰誤差より大きい。図 3.5.58 には、本検討の AIC004(名古屋)での予測波と宮腰・他(2005)の予測波(周期 0.1~10 秒のフィルター波)を示す。本検討の予測波と宮腰・他(2005)の予測波の継続時間は同程度である。

最後に、大阪平野と濃尾平野での本検討と推本の東南海地震の予測波の比較を行う。推本の東南海地震の地震モーメントは、 1.48×10^{28} dyne・cm(山中, 2004)であり、本検討の方が推本の 1.6 倍大きい。周期 10 秒以下はコーナー周期より短いと考えられるため ω^{-2} モデルを仮定すると、スペクトルレベルは $1.6^{1/3}$ 倍=1.2 倍の違いになると換算できる。図 3.5.59、図 3.5.60 には、周期 5 秒、7 秒における推本と本検討の予測波(経験式の平均を用い、乱数 2 の場合)の減衰定数 5%の速度応答スペクトル分布を示す。大阪平野では湾岸で大きく、濃尾平野では愛知県の西側と三重県の北側で大きいという傾向が類似している。また、振幅レベルは、本検討のスペクトルの方がやや大きいか同程度である。図 3.5.61、図 3.5.62 には、乱数 1、乱数 2 を用いた場合の大阪平野での減衰定数 5%の速度応答スペクトル分布を周期 3、5、7、9 秒について示す。同様に、図 3.5.63、図 3.5.64 には、乱数 1、乱数 2 を用いた場合の濃尾平野での減衰定数 5%の速度応答スペクトル分布を周期 3、5、7、9 秒について示す。なお、東南海地震に対する個別の予測地点での比較については、推本と同じ震源モデルを用いた予測結果に基づき 3-6 で詳述する。

(3) 関東平野での予測波形

図 3.5.65~図 3.5.66 には、関東平野での東南海地震、想定東南海・東海地震に対する予測波形の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル $pS_v(5\%)$ を示す。大手町と横浜での短周期での卓越は、表層地盤での増幅によるものと考えられる。図 3.5.67~図 3.5.82 には、東南海地震、東南海・東海地震に対する加速度波形と速度波形を示す。

(4) 予測波形のまとめ

図 3.5.83 には、4 つの想定地震(南海地震、東南海地震、南海・東南海地震、東南海・東海地震)に対する大阪平野と濃尾平野での予測波形の最大速度を示す。(a)が経験式の平均値を用いた場合、(b)が経験式の平均値+回帰誤差を用いた場合である。いずれの地震の場合でも、大阪平野では、OSKH02(此花)が OSK005(大阪)より最大速度が大きく、濃尾平野では AIC003(津島)が AIC004(名古屋)より最大速度が大きい。これは、図 3.5.2 で示した、 $S_A(5\%)$ の地震基盤から地表までの増幅率と整合する。大阪平野では想定南海・東南海地震の最大速度が大きく、濃尾平野では想定南海・東南海地震、想定東南海・東海地震、想定東南海地震の最大速度が同程度で大きい。濃尾平野では、南海地震の最大速度が小さいため、想定東南海地震と想定南海・東南海地震の最

大速度の差が小さい。同様に、想定東南海・東海地震の東海地震の断層は濃尾平野から離れており、規模も小さいため、想定東南海地震と想定東南海・東海地震の最大速度の差が小さい。同様に、図 3.5.84 には、東南海地震、東南海・東海地震に対する関東平野での予測波形の最大速度を示す。図 3.5.2 で示した、 $S_A(5\%)$ の地震基盤から地表までの増幅率でもわかるように、観測点による違いは大きくない。横浜で最大速度が大きいのは、短周期帯域での地盤増幅の影響である、表 3.5.3～表 3.5.6 に、予測波の最大加速度と最大速度をまとめて示す。黄色で示した波形が、後述する検討用建物モデル応答解析用の入力地震動として使用されたものである。

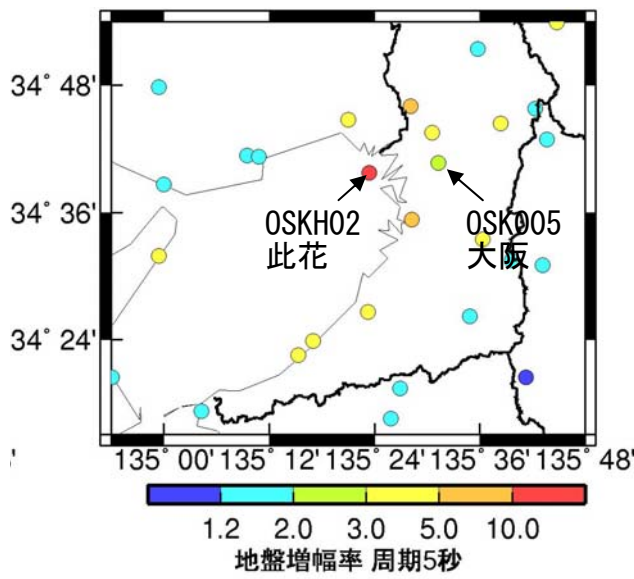
(5) 乱数の違いによる予測波形のばらつきの考察

乱数の違いによる波形の違いについて、南海・東南海地震の此花(OSKH02)での予測波を対象として検討した。図 3.5.85(a)は、前出の経験式の平均を用いた場合と平均+回帰誤差(標準偏差)を用いた場合の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルである。図 3.5.85(b)は、経験式の平均を用いた場合の 21 個の乱数による予測波の平均と平均+標準偏差である。図 3.5.85(c)は、図 3.5.85(b)の+標準偏差と、経験式の回帰誤差(標準偏差)との比較である。経験式の回帰誤差は周期 1～10 秒で 1.4～1.5 倍程度であるのに対して、乱数による標準偏差は 1.1～1.2 倍程度と小さい。

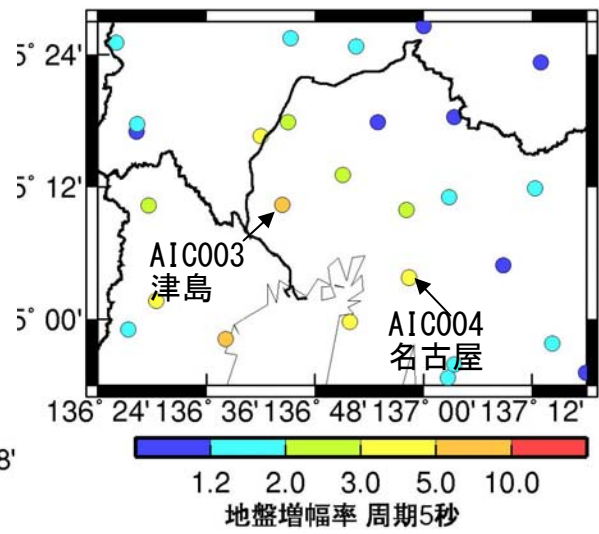
参考文献

- 1) 中央防災会議 東南海，南海地震等に関する専門調査会．第 7 回資料、
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/7/index.html>
- 2) 中央防災会議 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>
- 3) 福和伸夫・佐藤俊明・早川崇・池田善考・野崎京(2002)．濃尾平野の地盤調査とそのモデル化、
月刊地球 号外 37 号、pp. 108-118.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 日本建築学会(2007)．各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集資料
集、日本建築学会、pp. 73-82.
- 7) 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.
- 8) Sato, T., R. W. Graves, and P. G. Somerville(1999)．Three-dimensional finitedifference
simulation of long-period strong motion in the Tokyo metropolitan area during the 1990

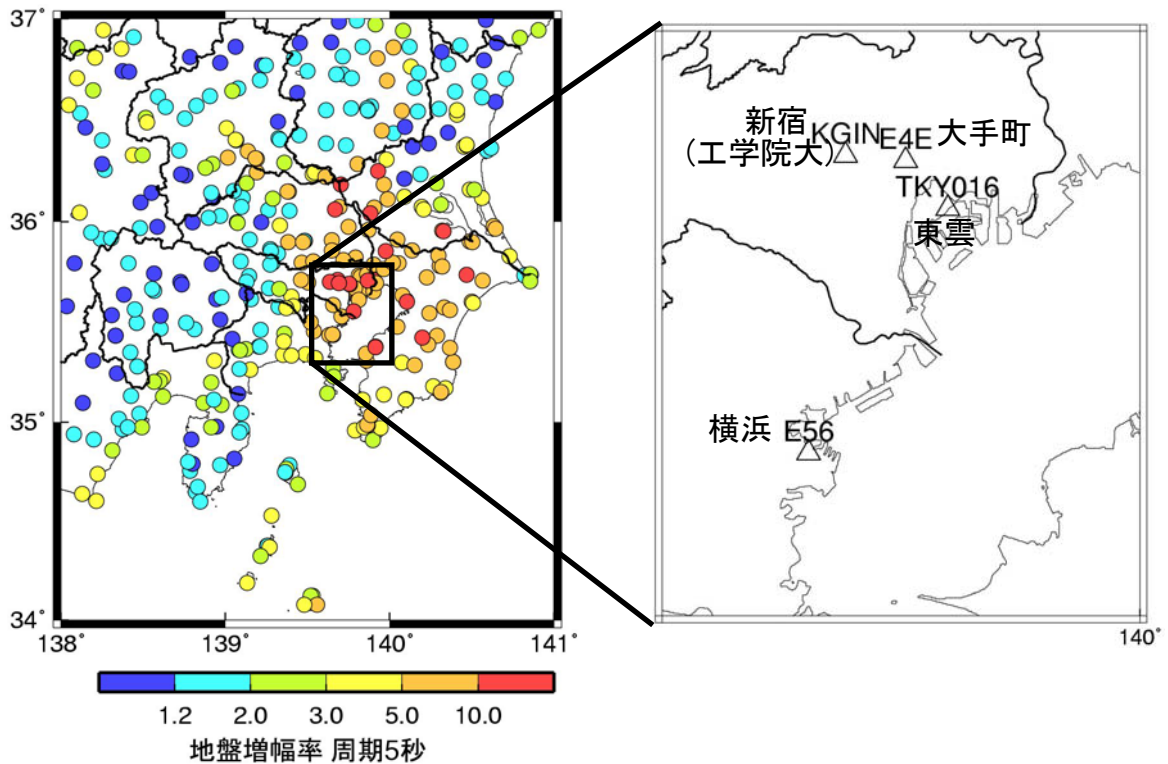
- Odawara earthquake (Mj 5.1) and the great 1923 Kanto earthquake (Ms 8.2) in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 89, pp. 579- 607.
- 9) 佐藤俊明・藤川智・渡辺基史・久保哲夫・福和伸夫(2006). 愛知県設計用入力地震動研究協議会による想定新東海地震に対する強震動予測、海溝型巨大地震を考えるー広帯域強震動の予測2ーシンポジウム論文集、pp. 101-107.
 - 10) 佐藤智美・大川出・西川孝夫・佐藤俊明・関松太郎(2010). 応答スペクトルと位相スペク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.
 - 11) 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.
 - 12) Wald, D. J. and P. G. Somerville(1995). Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto, Japan, earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 85, pp. 159-177.
 - 13) 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.
 - 14) 地震調査研究推進本部. 南海トラフの地震を想定した強震動評価手法について (中間報告)、<http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/pdf/20011207nankai.pdf>
 - 15) 地震調査研究推進本部. 全国地震動予測地図、http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_model.pdf
 - 16) 地震調査研究推進本部. 「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



(a) 大阪平野

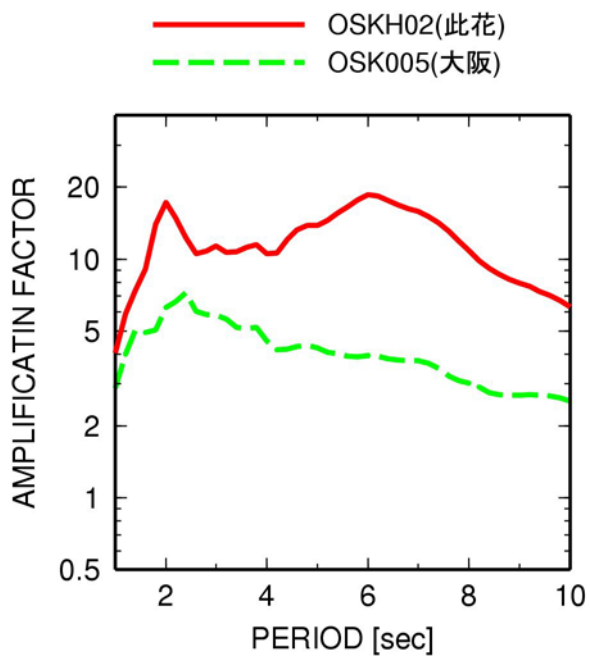


(b) 濃尾平野

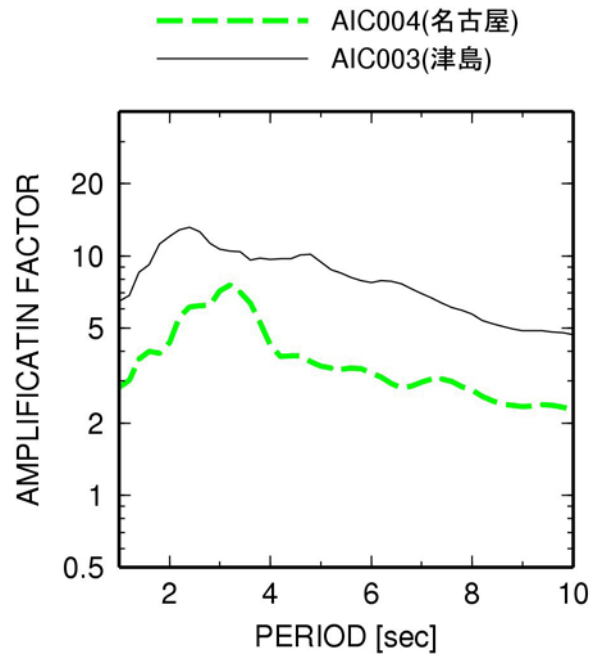


(c) 関東平野

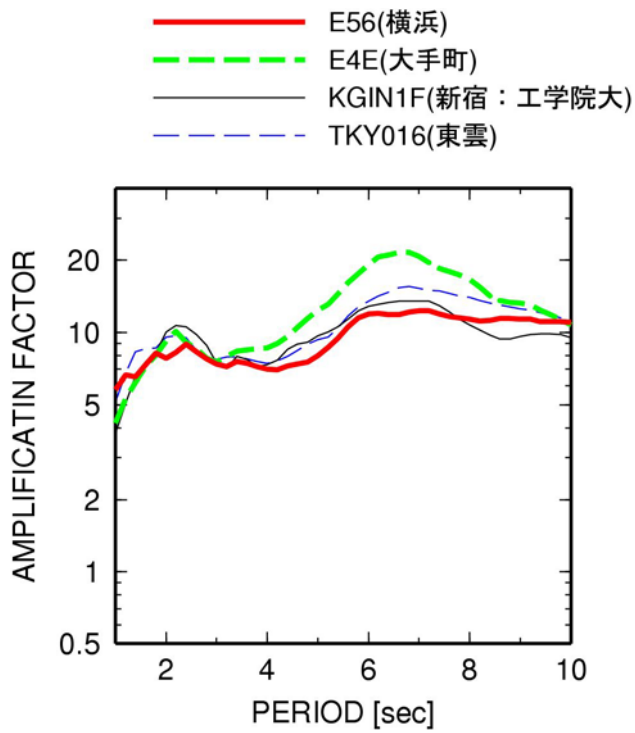
図 3.5.1 大阪平野、濃尾平野、関東平野での予測地点と、減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの周期 5 秒における地震基盤からの地盤増幅率



(a) 大阪平野

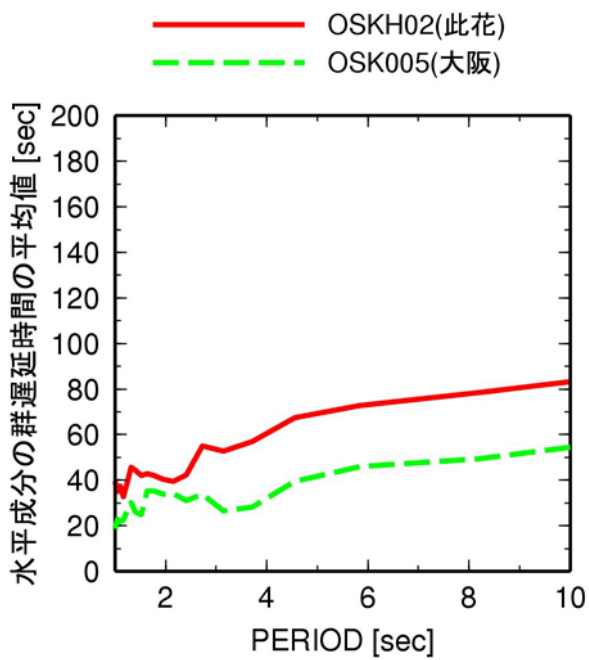


(b) 濃尾平野

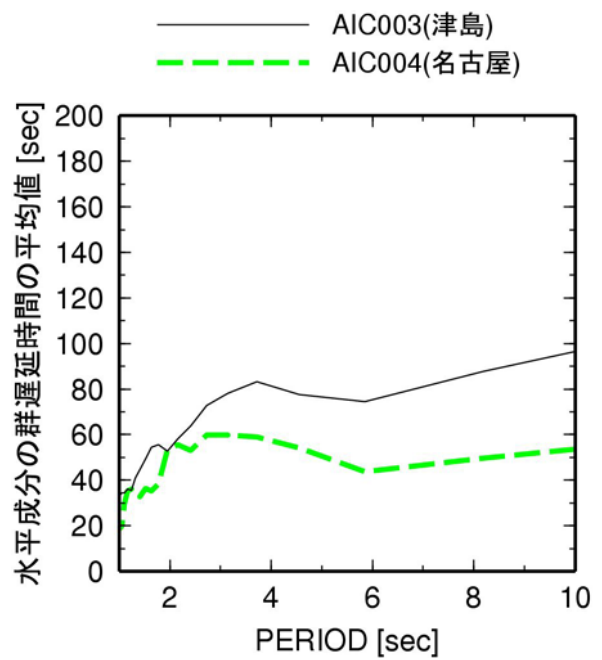


(c) 関東平野

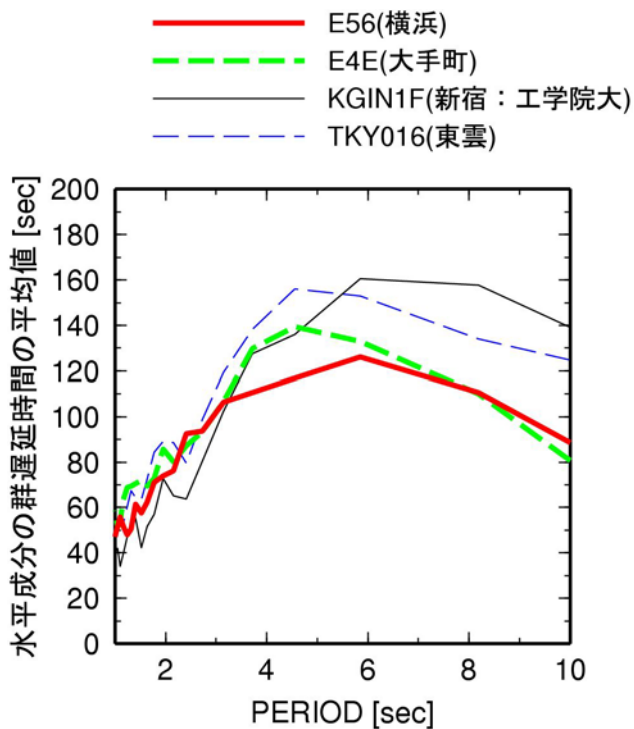
図 3.5.2 加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)の地盤増幅率



(a) 大阪平野

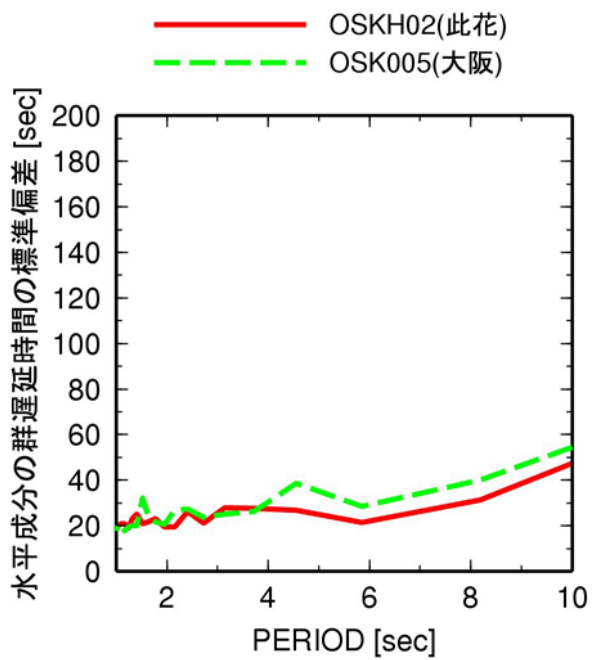


(b) 濃尾平野

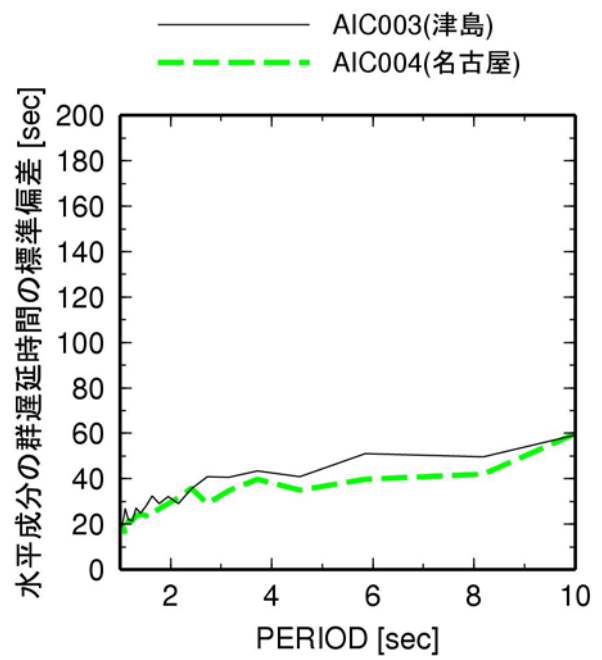


(c) 関東平野

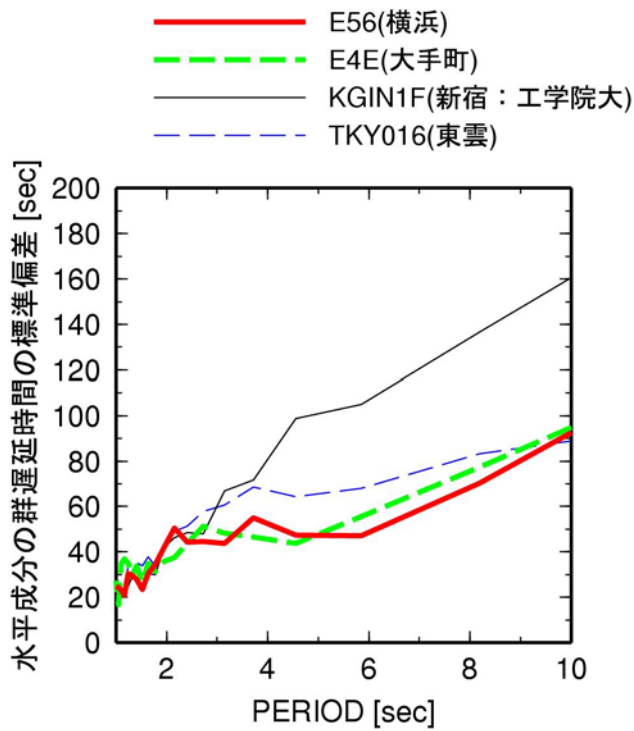
図 3.5.3 群遅延時間の平均値のサイト係数



(a) 大阪平野



(b) 濃尾平野



(c) 関東平野

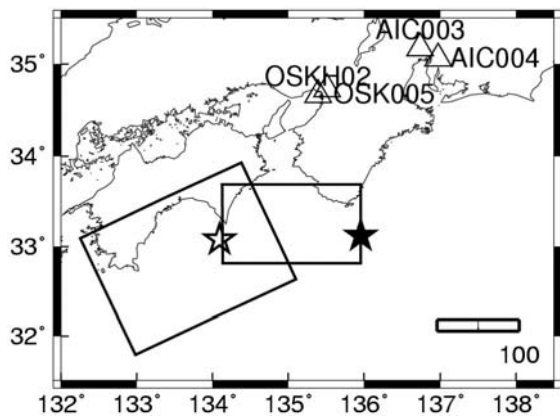
図 3.5.4 群遅延時間の標準偏差のサイト係数

表 3.5.1 本検討で用いた巨大海溝型地震の震源モデルとその地震規模

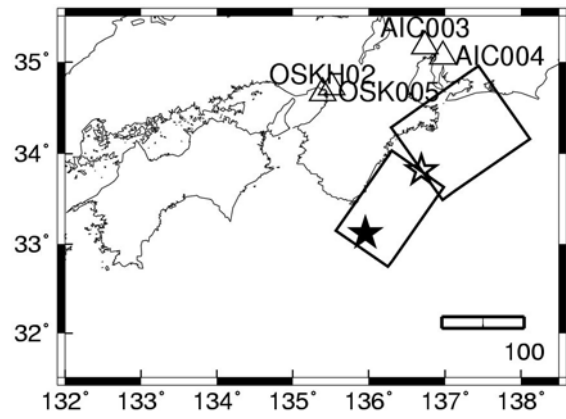
	M ₀ (M _w)					断層モデル
	全体	西断層	東断層	西断層	東断層	
南海地震	8.37×10^{28} (8.6)	5.46×10^{28} (8.4)	2.91×10^{28} (8.2)			鶴来・他(2005)
東南海地震	2.38×10^{28} (8.2)			9.01×10^{27} (7.9)	1.48×10^{28} (8.0)	鶴来・他(2005)
南海・東南海地震	1.075×10^{29} (8.6)	5.46×10^{28} (8.4)	2.91×10^{28} (8.2)	9.01×10^{27} (7.9)	1.48×10^{28} (8.0)	鶴来・他(2005)
東南海・東海地震	4.00×10^{28} (8.3)	2.89×10^{28} (8.2)	1.11×10^{28} (8.0)			佐藤・他(2006)

表 3.5.2 本検討と既往の研究の想定地震の震源モデルと地震規模

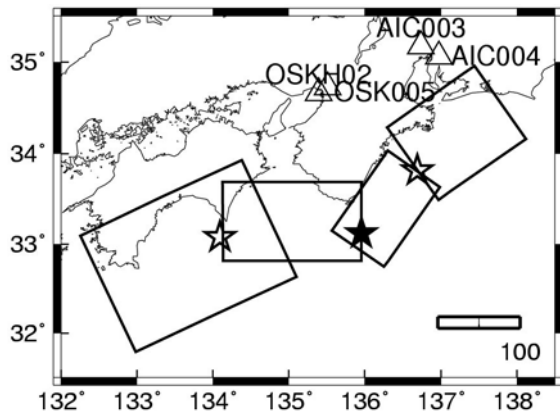
	地震モーメント dyne・cm (Mw)						
	南海	東南海	南海・東南海	東南海・東海	東海・東南海・南海	東海	関東
本検討	東断層						
	西断層	2.91×10^{25} (8.2)					
	東南海	5.46×10^{25} (8.4)	1.48×10^{26} (8.0)	2.91×10^{26} (8.2)			
	西南海	9.01×10^{27} (7.9)	9.01×10^{27} (7.9)	2.89×10^{28} (8.2)			
中央防災会議	南海	8.37×10^{25} (8.55)	2.38×10^{26} (8.2)	1.075×10^{29} (8.6)	なし		7.8×10^{27} (7.9)
	東南海	鶴来・他	鶴来・他	鶴来・他	佐藤・他		
	東海	中央防災会議	中央防災会議	中央防災会議	中央防災会議		Wald and Somerville
	全体	8.76×10^{25} (8.6)	2.45×10^{26} (8.2)	8.76×10^{26} (8.6)	2.30×10^{26} (8.2)	8.76×10^{26} (8.6)	
推本・ 長期評価 予測地図	南海	[8.4前後]	[8.1前後]	[8.5前後]	[8.5前後]		
	東南海	8.76×10^{25} (8.6)	2.45×10^{26} (8.2)	1.12×10^{29} (8.6)			
	東海	8.76×10^{25} (8.6)	2.45×10^{26} (8.2)	1.12×10^{29} (8.6)			
	全体	8.76×10^{25} (8.6)	2.45×10^{26} (8.2)	1.12×10^{29} (8.6)			
推本・ 長期地震動	Mw	(8.4)	(8.1)	(8.5)	(8.4)	(8.5)	(7.9)
	全体	1.51×10^{26} (8.1)	1.51×10^{26} (8.1)				
	参考文献	山中(2004)	山中(2004)				
	備考	波形インバージョン	波形インバージョン				
推本・ シナリオ地震	全体	8.34×10^{25} (8.5)	2.15×10^{26} (8.2)				
	参考文献	長期評価(M8.4前後)	長期評価(M8.1前後)				
	全体	8.34×10^{25} (8.55)	2.15×10^{26} (8.2)				
	参考文献	推本・シナリオ地震	推本・シナリオ地震				
釜江・川辺	全体	8.75×10^{25} (8.6)					
	参考文献	中央防災会議					
	全体	8.75×10^{25} (8.6)					
	参考文献	中央防災会議					
関口・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
官腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						
	参考文献						
宮腰・他	全体						
	参考文献						
	全体						



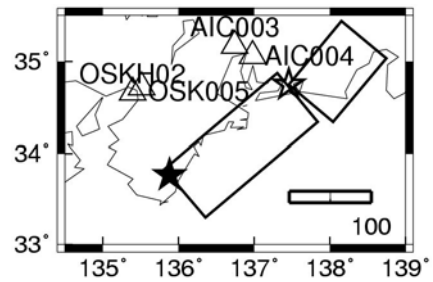
(a) 南海地震:鶴来・他(2005)に準拠



(b) 東南海地震:鶴来・他(2005)に準拠



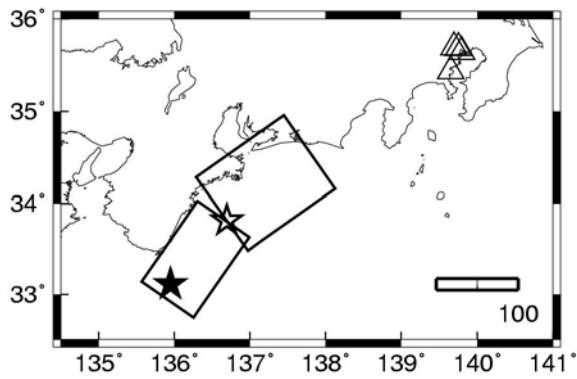
(c) 南海・東南海地震:鶴来・他(2005)に準拠



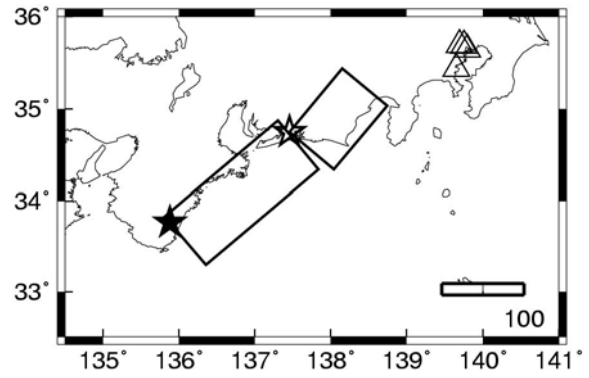
(d) 東南海・東海地震:佐藤・他(2006)

図 3.5.5 想定地震の震源モデルと大阪平野・濃尾平野での予測地点

(★は第1破壊開始点、☆は第2破壊開始点、△は予測地点)



(a) 東南海地震: 鶴来・他(2005)に準拠



(b) 東海・東南海地震: 佐藤・他(2006)

図 3.5.6 想定地震の震源モデルと関東平野での予測地点
 (★は第1破壊開始点、☆は第2破壊開始点、△は予測地点)

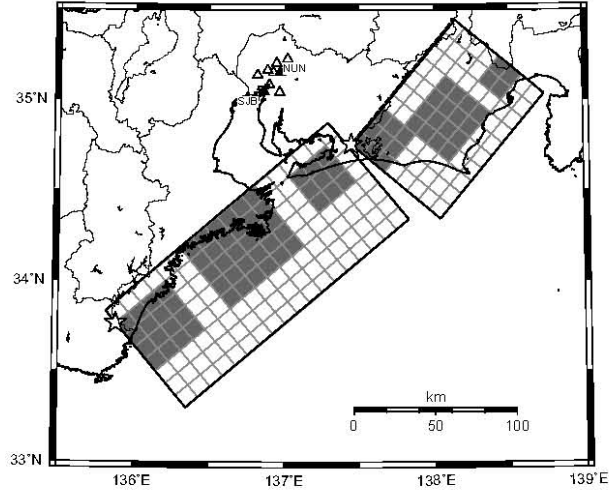
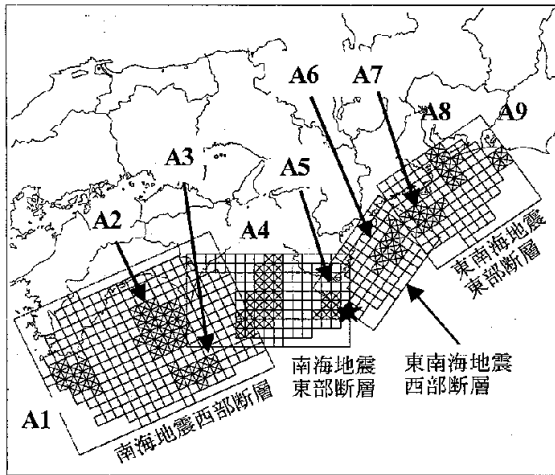


図-2 断層位置図

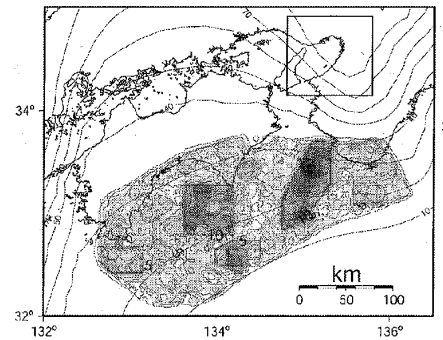
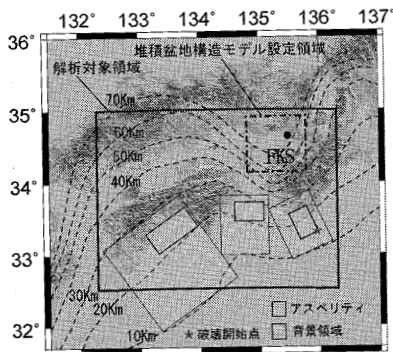
(×およびA1~A9:アスペリティ, ★:破壊開始点)

△▲は計算地点, ☆は破壊開始点で西側断層から破壊, 網がけの矩形はアスペリティ位置.

(a) 南海地震、東南海地震、南海・東南海地震：
鶴来・他(2005)

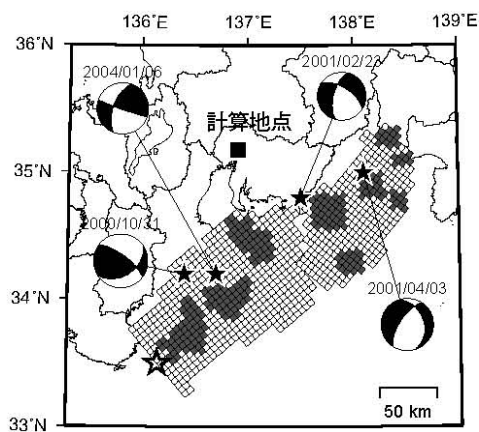
(b) 東海・東南海地震：
佐藤・他(2006)

図 3.5.7 本検討の震源モデルの参考とした既往の研究の震源モデル



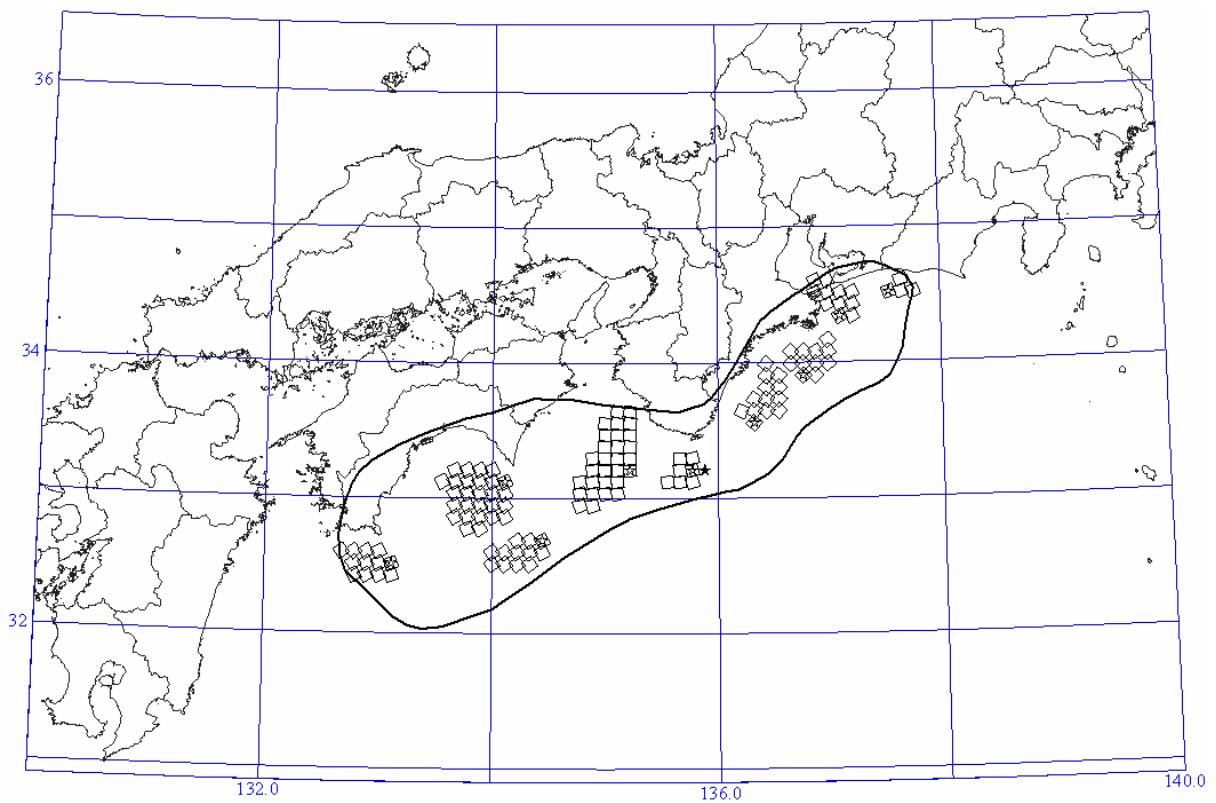
(a) 釜江・川辺(2005)：南海地震

(b) 関口・他(2006)：南海地震

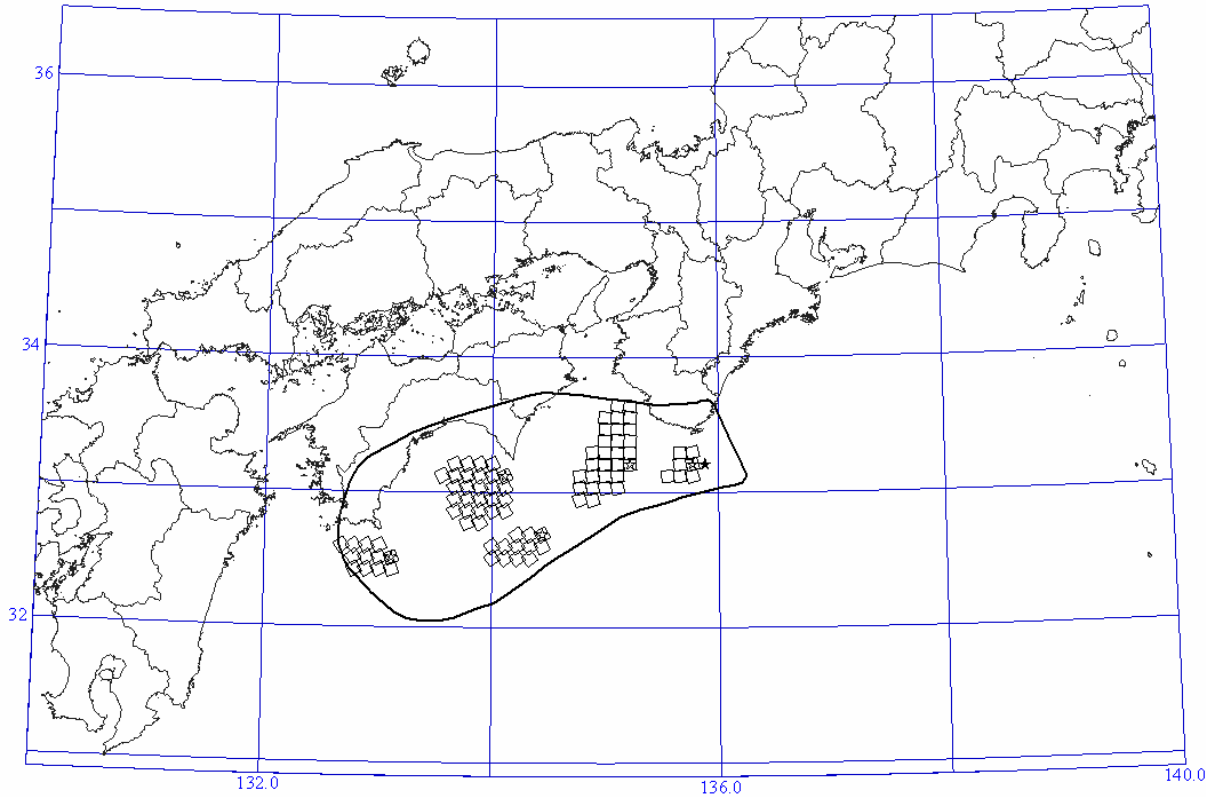


(c) 宮腰・他(2005)：東海・東南海地震

図 3.5.8 既往の研究の震源モデル

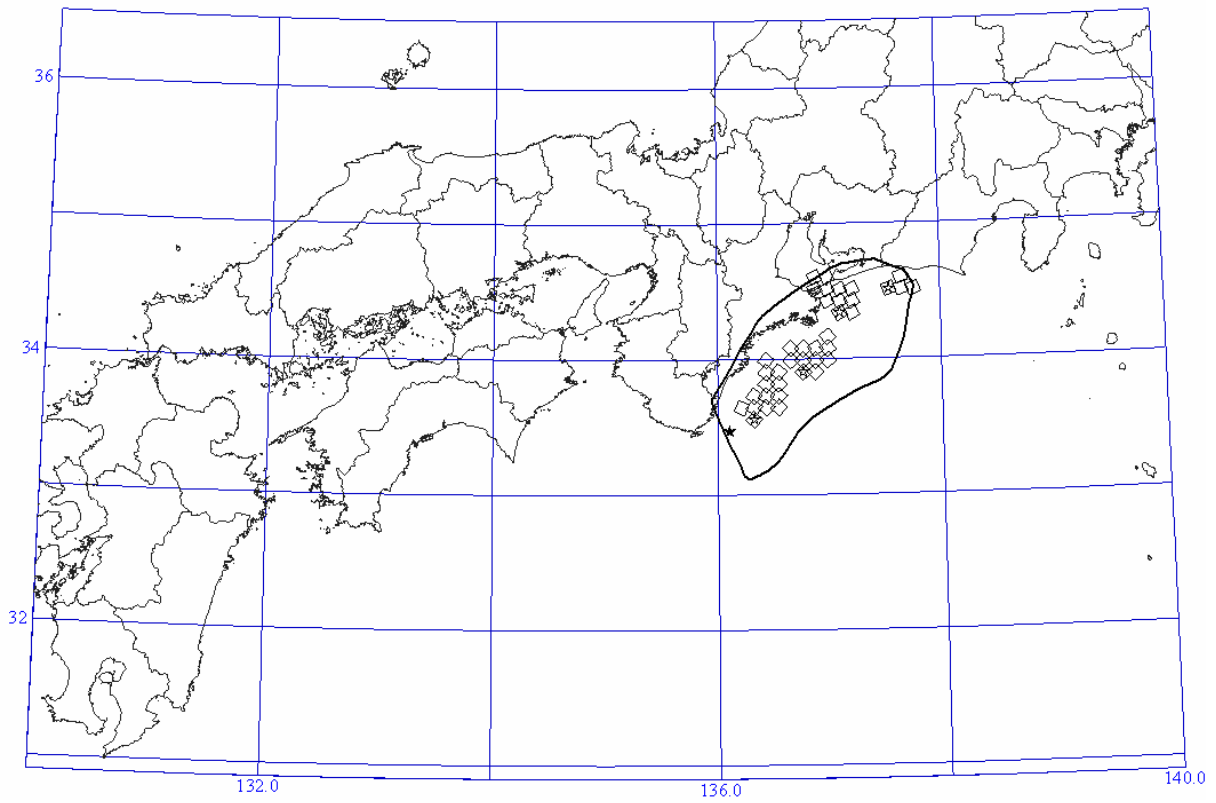


東南海+南海地震

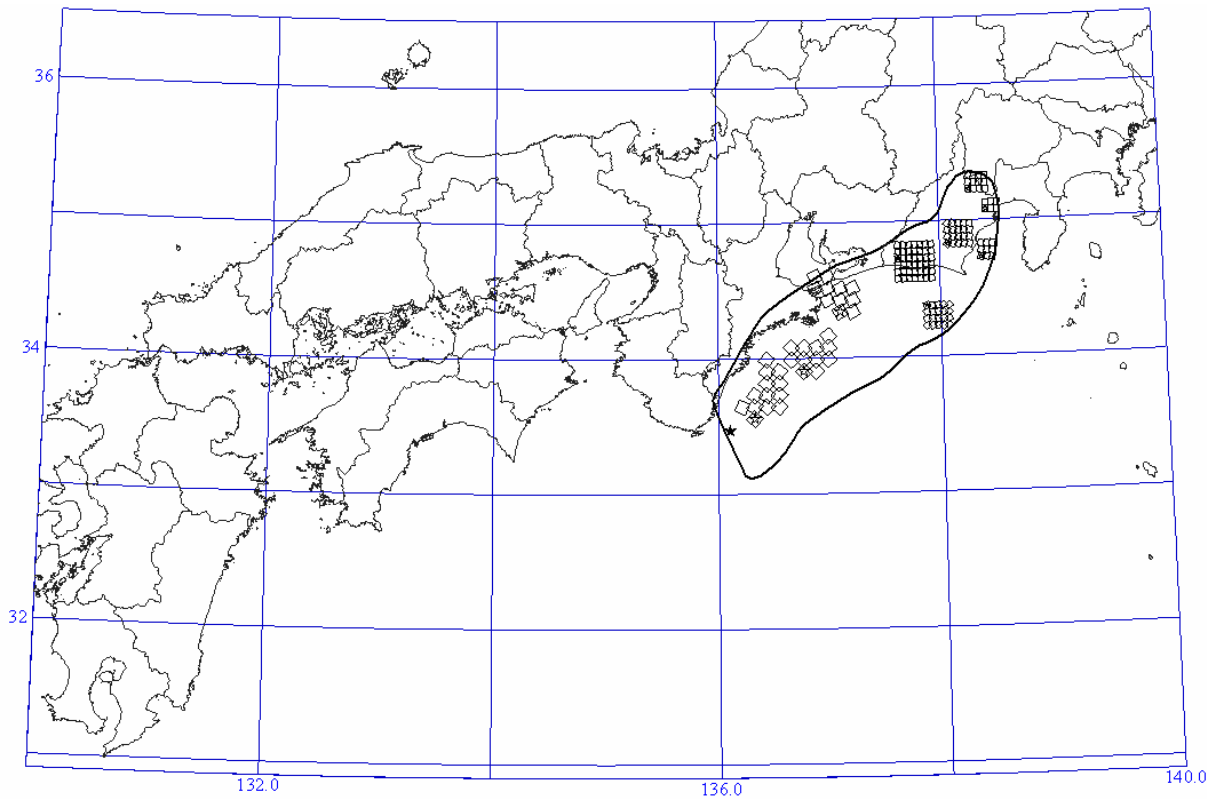


南海地震

図 3.5.9 中央防災会議の震源モデル

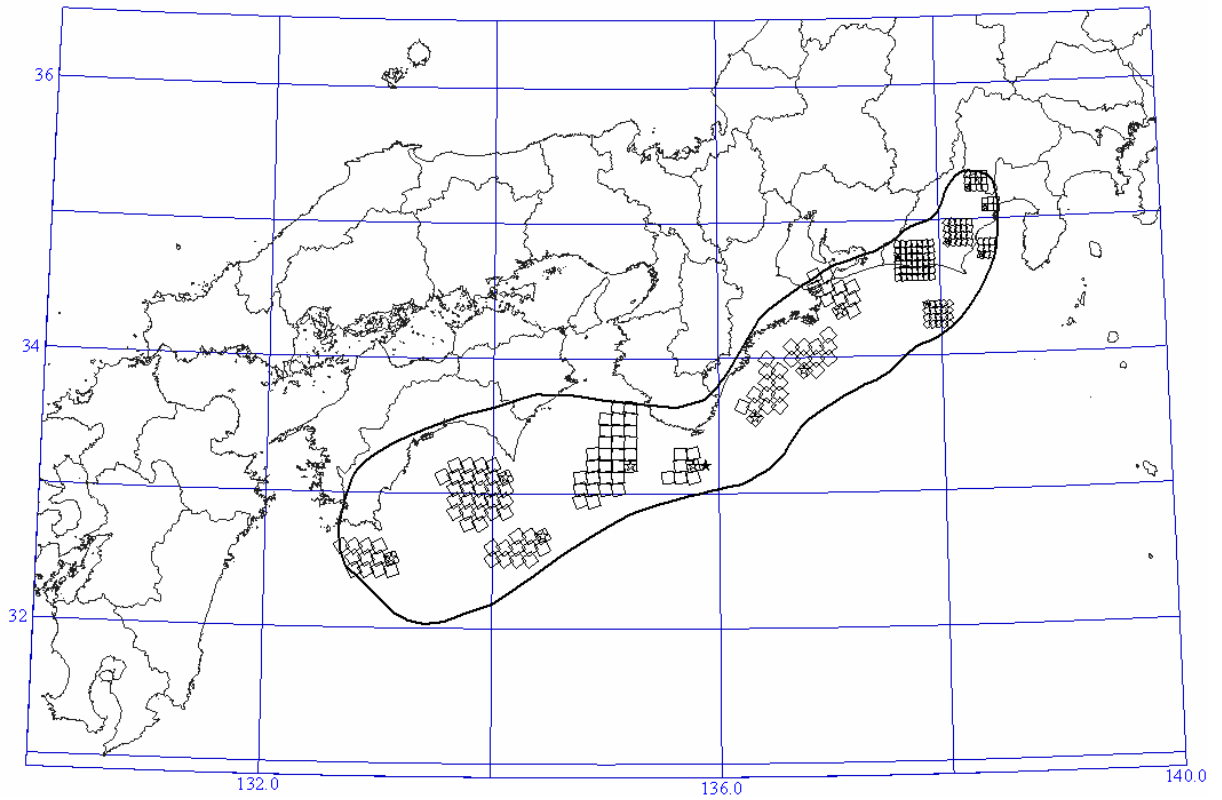


東南海地震

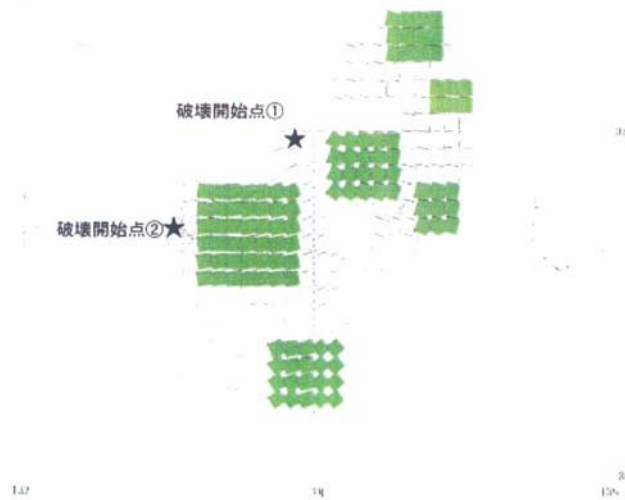


東海+東南海地震

図 3.5.9 中央防災会議の震源モデル (続き)



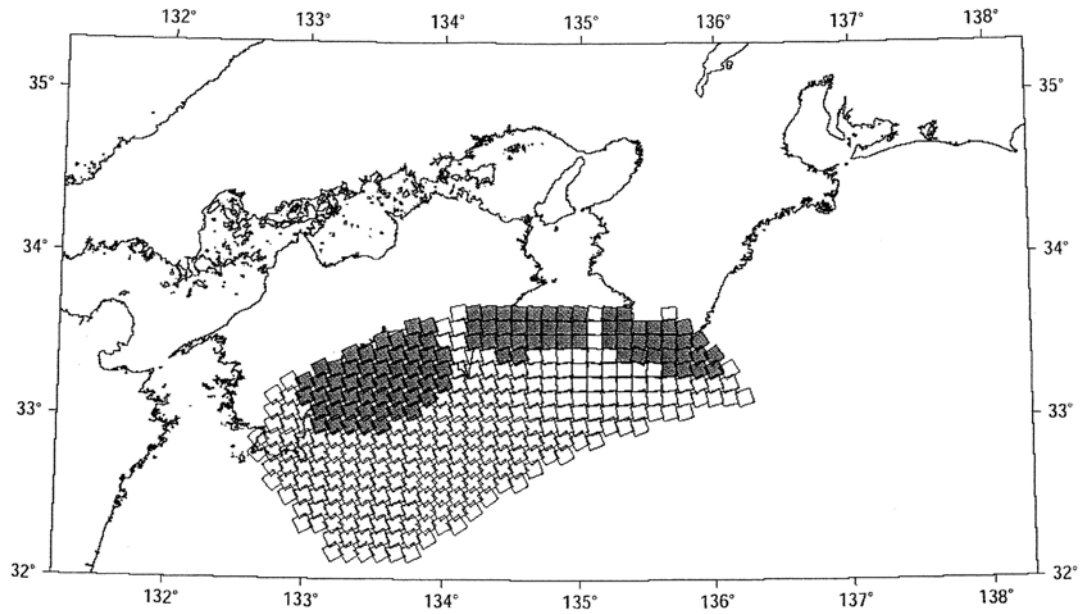
東海+東南海+南海地震



東海地震

図 3.5.9 中央防災会議の震源モデル (続き)

ケース 1



ケース 2

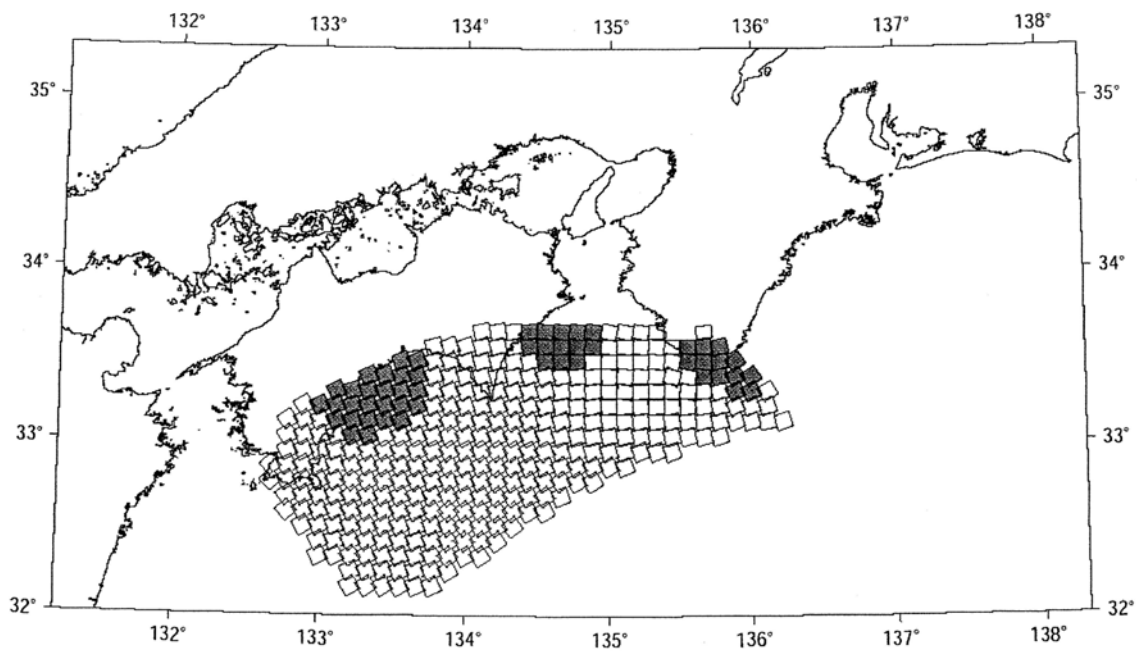


図 11-2 想定南海地震における強震動予測のための計算用震源モデル

図 3.5.10 推本のシナリオ地震による強震動予測のための震源モデル

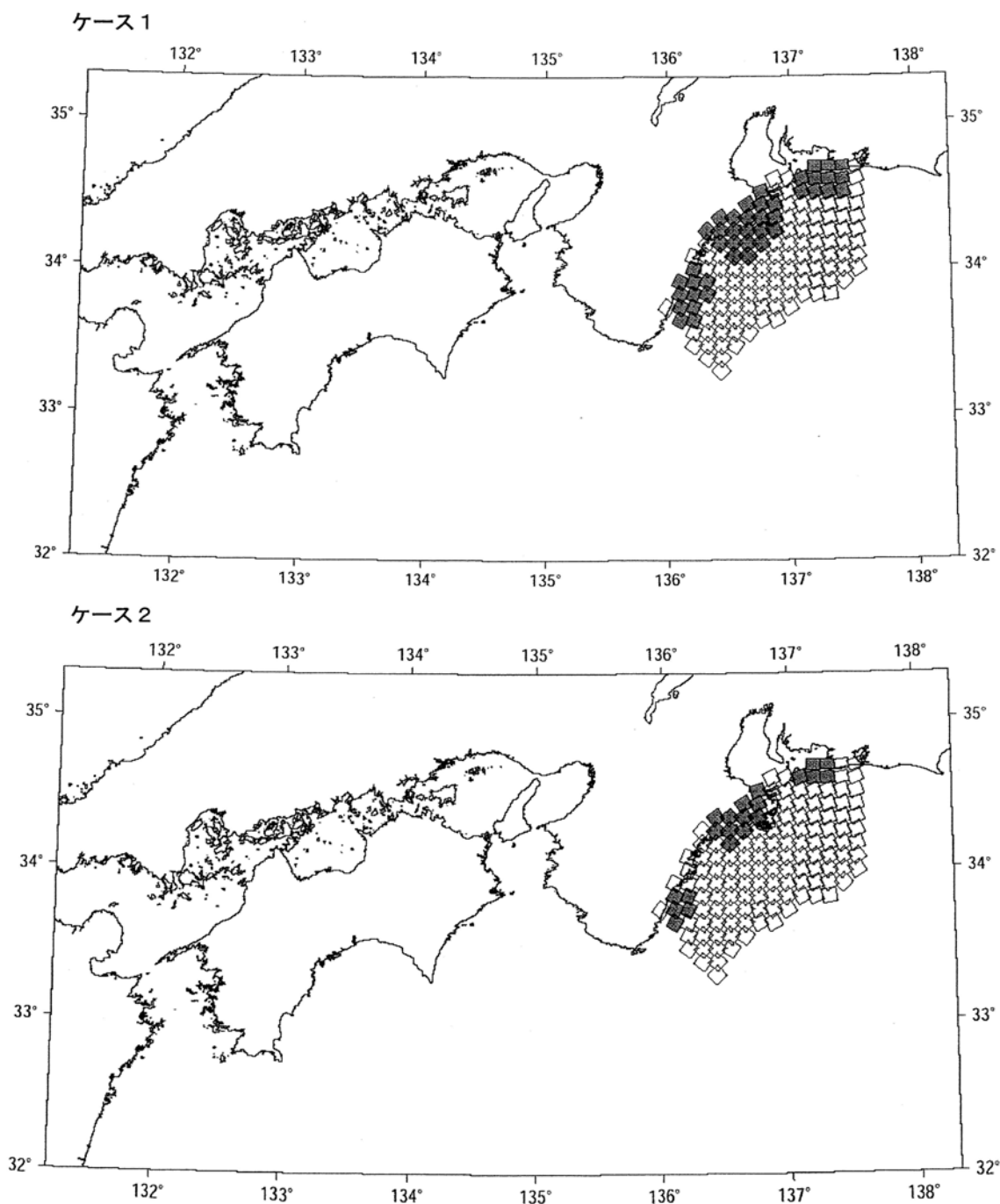


図 11-1 想定東南海地震における強震動予測のための計算用震源モデル

図 3.5.10 推本のシナリオ地震による強震動予測のための震源モデル (続き)

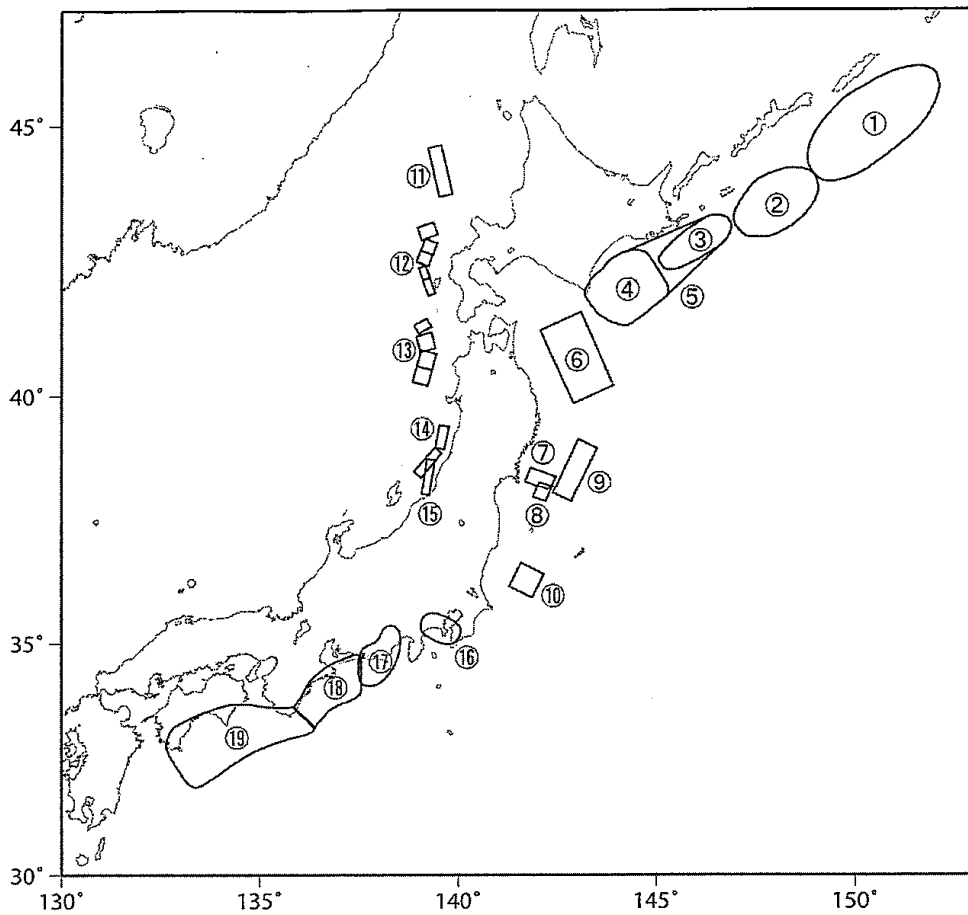
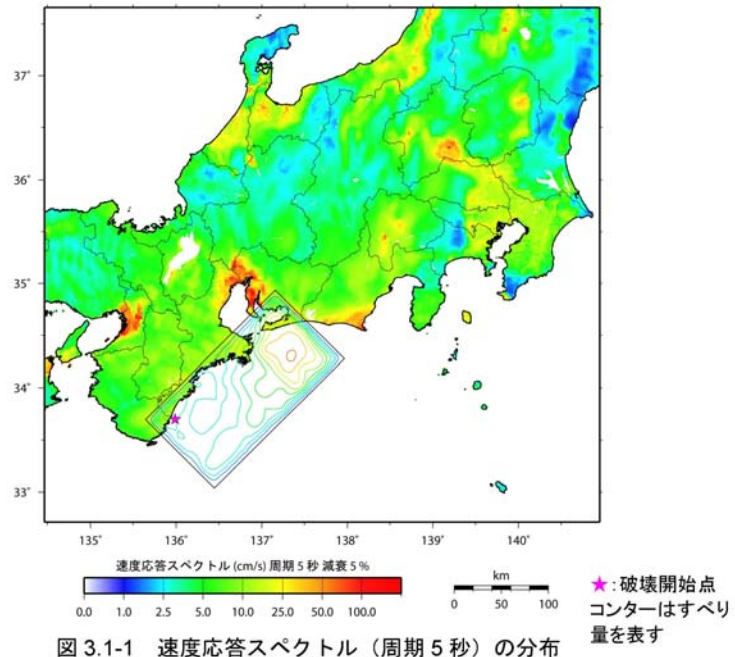


図 2.2-1 海溝型及び日本海東縁の固有地震の震源断層位置。番号の対応は表 2.2-1 を参照のこと。

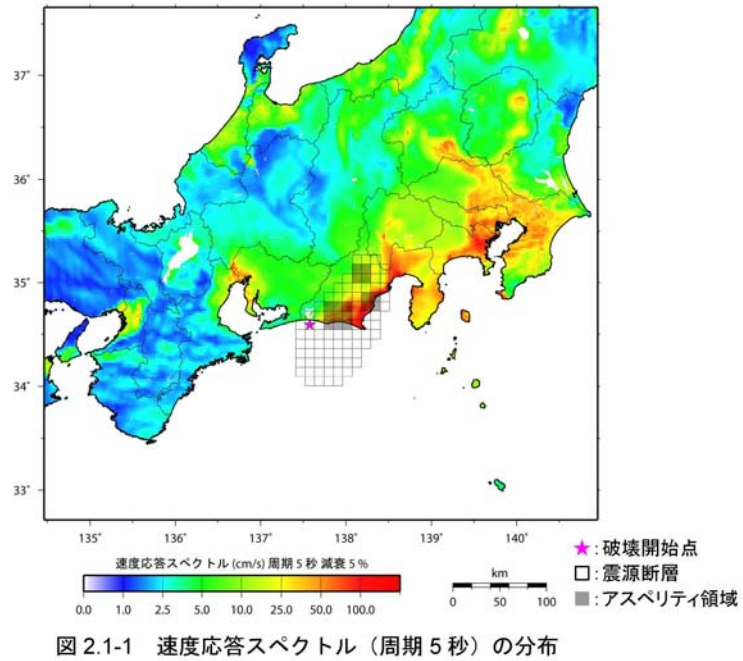
表 2.2-1 海溝型及び日本海東縁の固有地震の対応領域と地震規模（モーメントマグニチュード； M_w ）。

領域	地震	M_w	領域	地震	M_w
①	択捉島沖の地震	8.1	⑪	北海道西方沖の地震	7.5
②	色丹島沖の地震	7.8	⑫	北海道南西沖の地震	7.8
③	根室沖の地震	7.9	⑬	青森県西方沖の地震	7.7
④	十勝沖の地震	8.1	⑭	山形県沖の地震	7.7
⑤	十勝沖～根室沖の連動地震	8.3	⑮	新潟県北部沖の地震	7.5
⑥	三陸沖北部のプレート間大地震	8.3	⑯	大正型関東地震	7.9
⑦	宮城県沖地震 (A1)	7.6	⑰	想定東海地震	8.0
⑧	宮城県沖地震 (A2)	7.4	⑱	東南海地震	8.1
⑨	三陸沖南部海溝寄りの地震 (B)	7.8	㉑	南海地震	8.4
⑦⑨	宮城県沖地震 (A1+B)	7.9	⑰⑱	東南海～想定東海の連動地震	8.4
⑧⑨	宮城県沖地震 (A2+B)	7.9	⑱⑲	南海～東南海の連動地震	8.5
⑦⑧⑨	宮城県沖地震 (A1+A2+B)	8.0	⑰⑱⑲	南海～東南海～想定東海の連動地震	8.5
⑩	茨城県沖のプレート間地震 (固有)	7.0			

図 3.5.11 推本の全国地震動予測地図（確率論的予測地図）作成に用いた震源モデル



(a) 東南海地震



(b) 東海地震

図 3.5.12 推本の長周期地震動予測地図の震源モデル

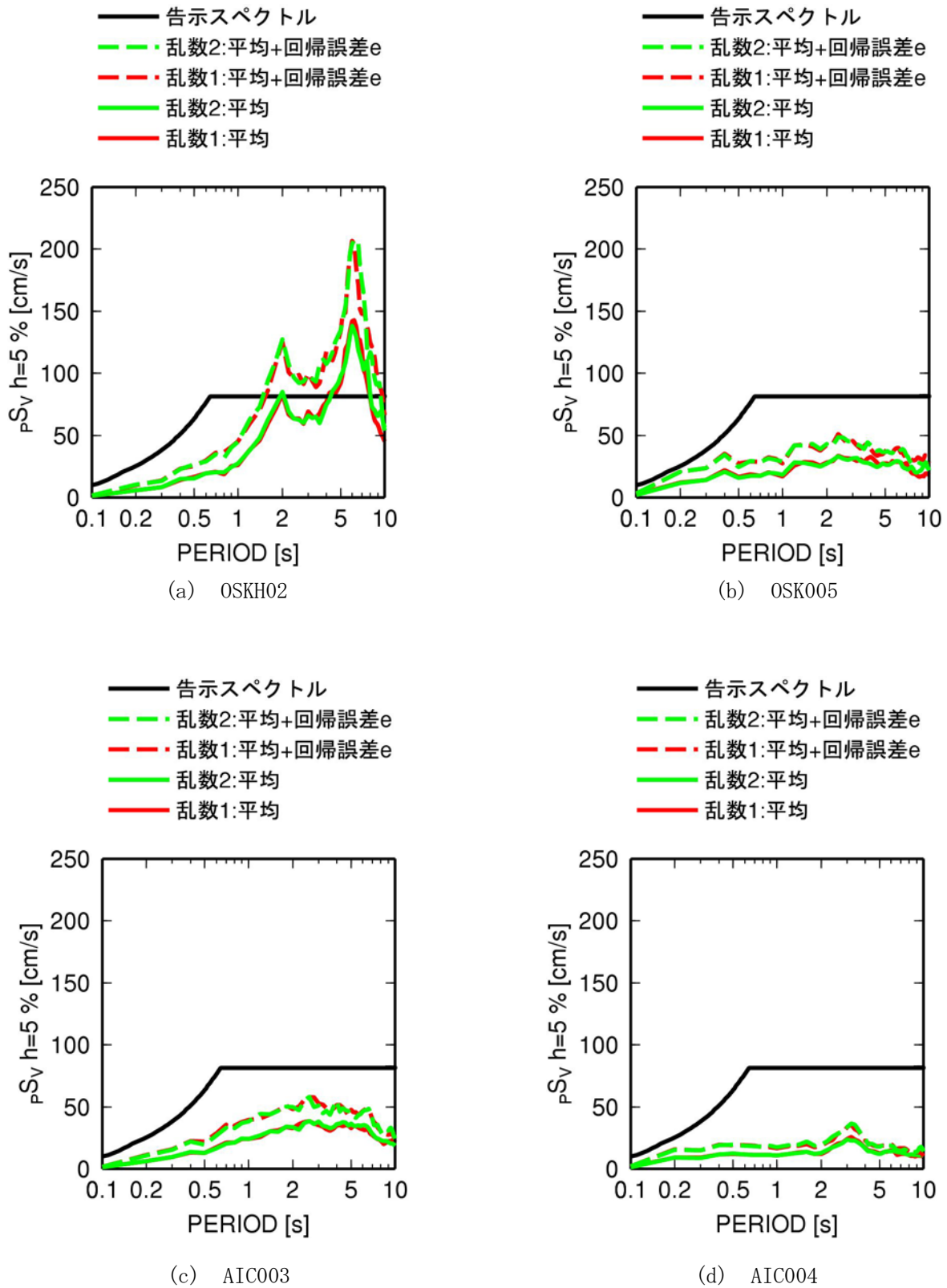


図 3.5.13 南海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

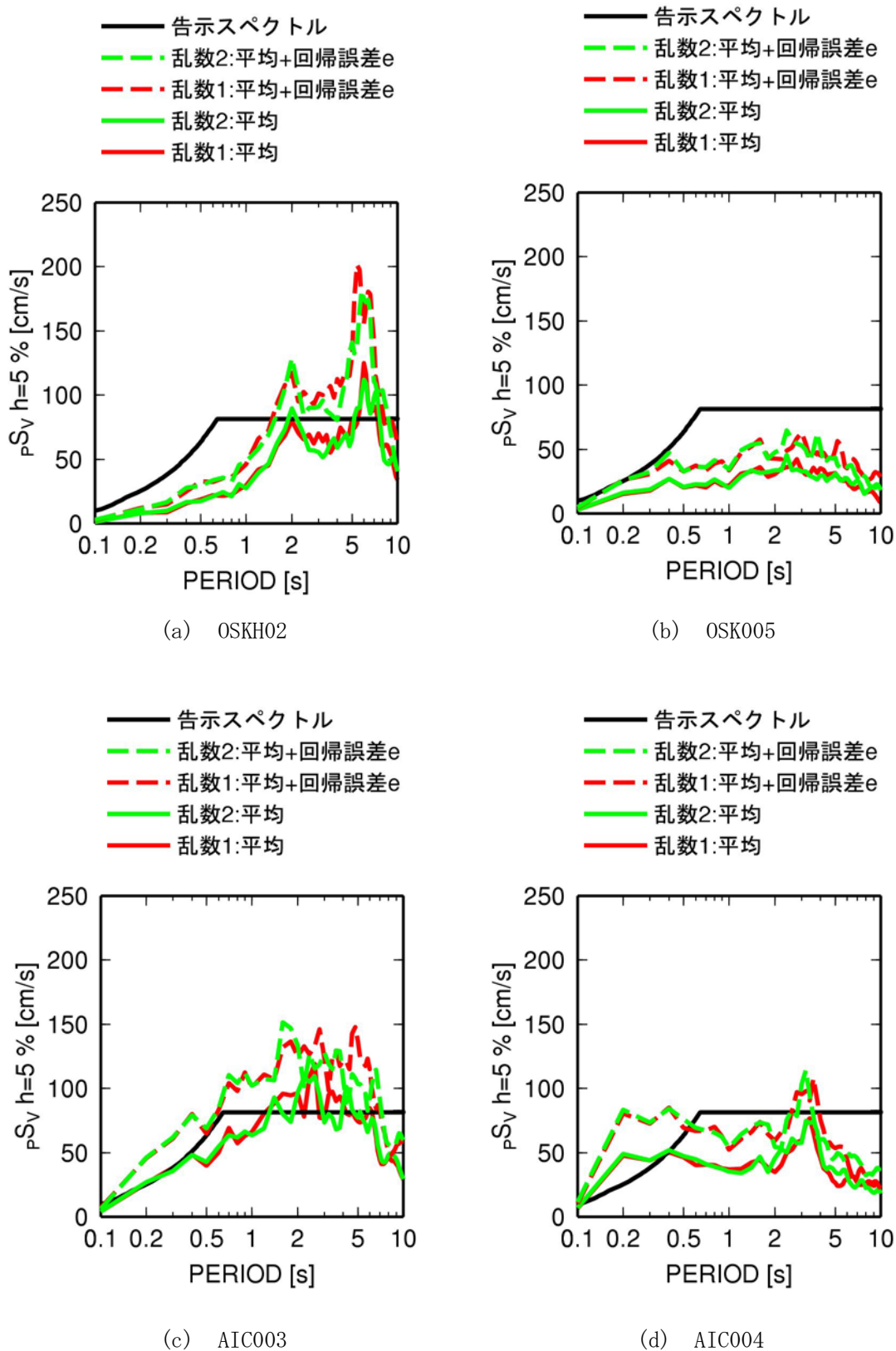


図 3.5.14 東南海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

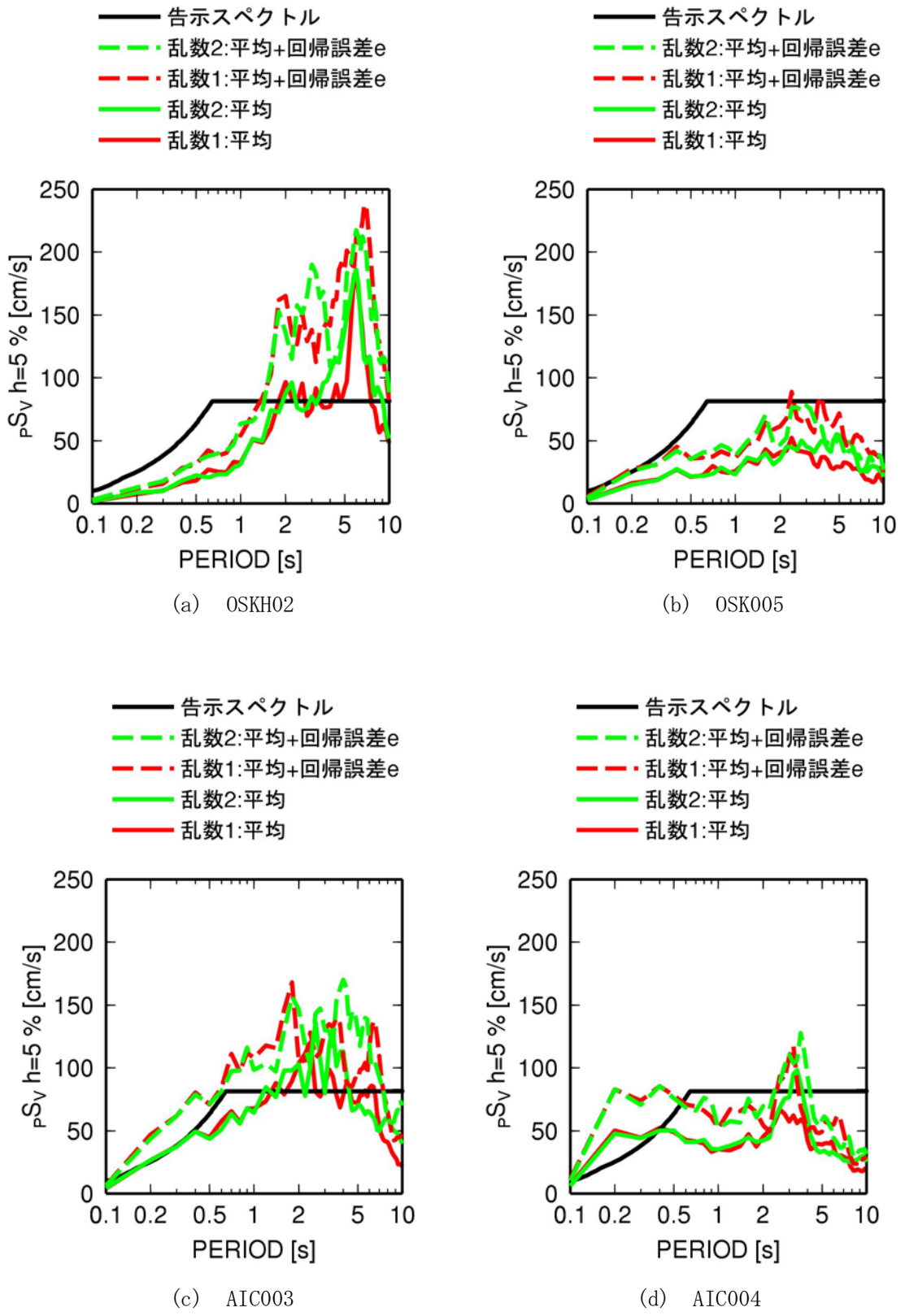


図 3. 5. 15 南海・東南海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

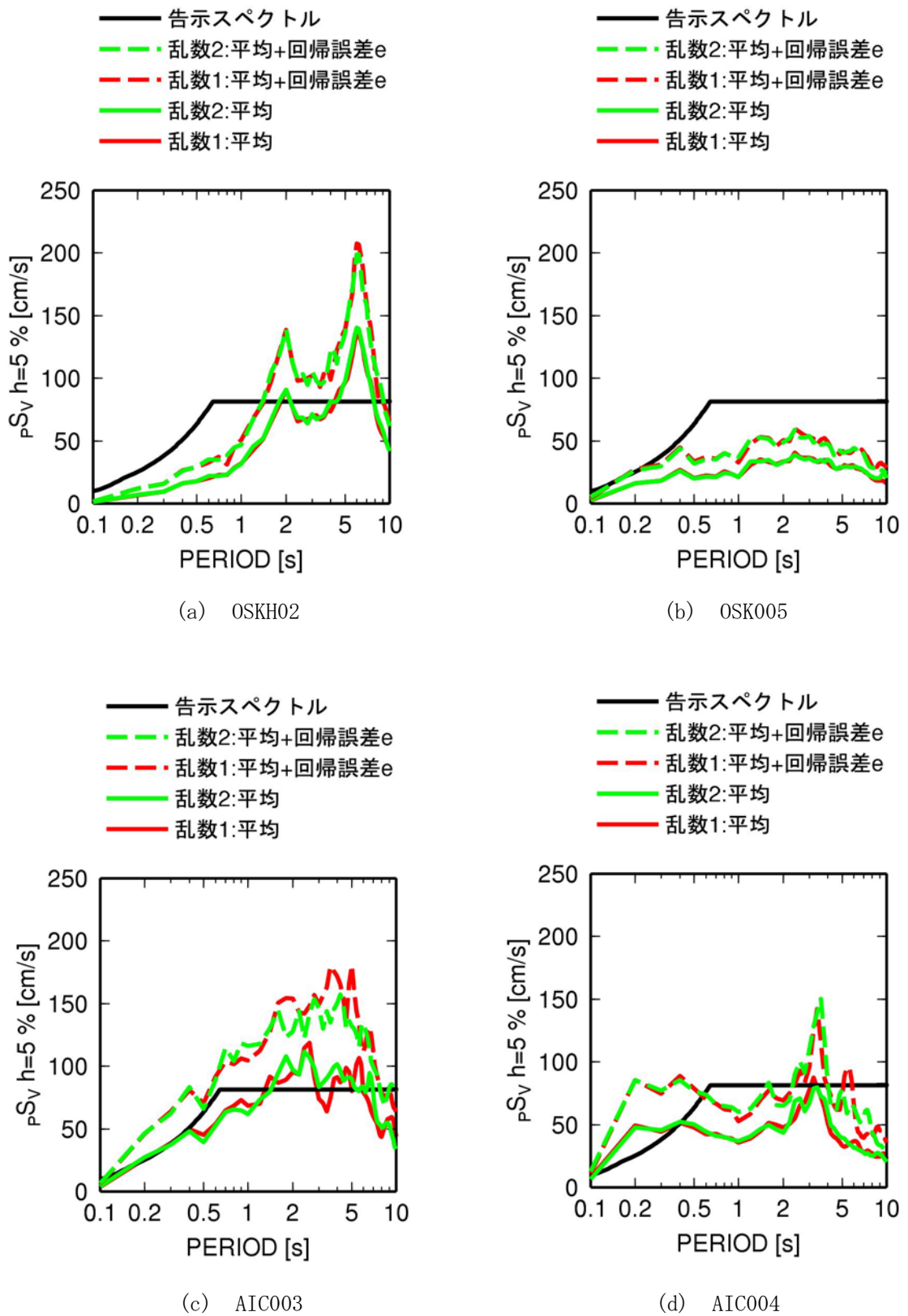


図 3.5.16 東南海・東海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

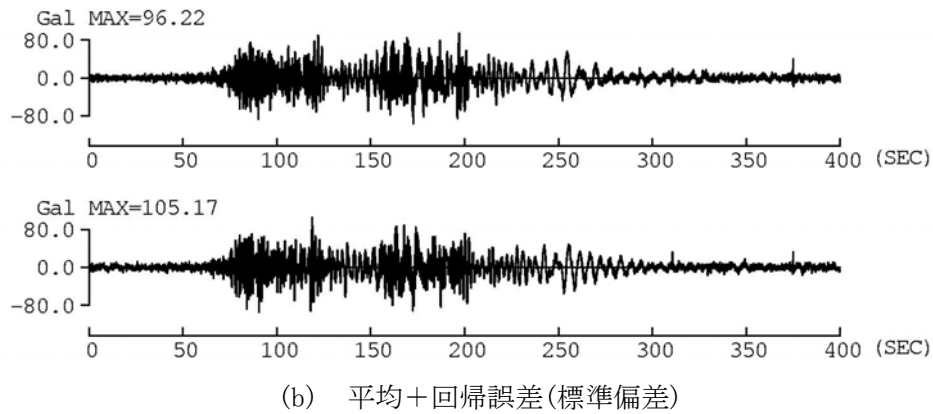
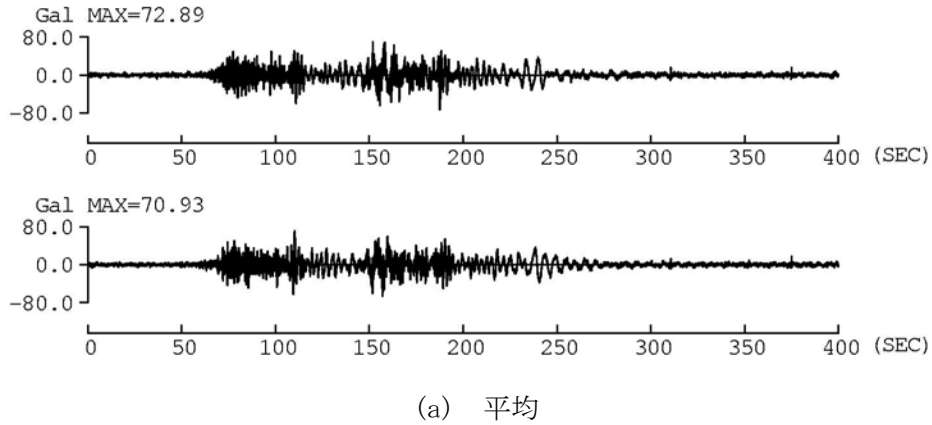


図 3.5.17 南海地震の OSKH02 での加速度波形

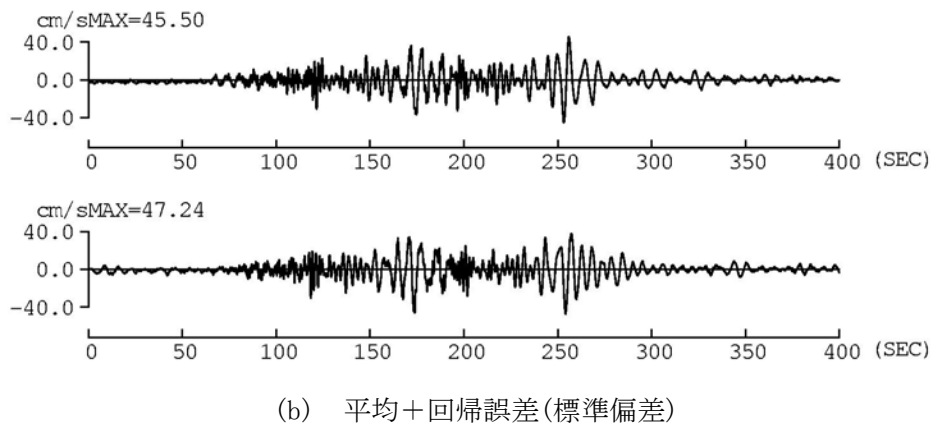
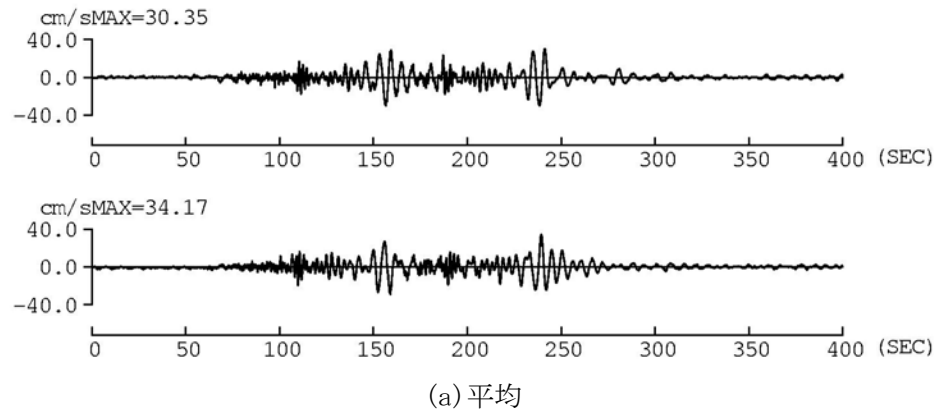
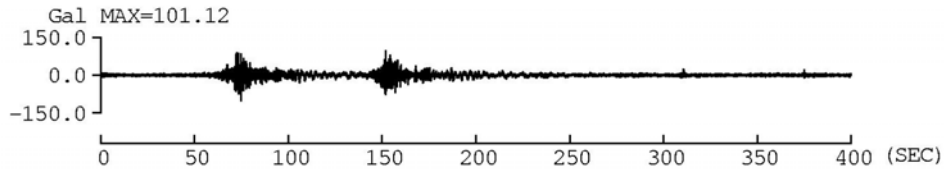
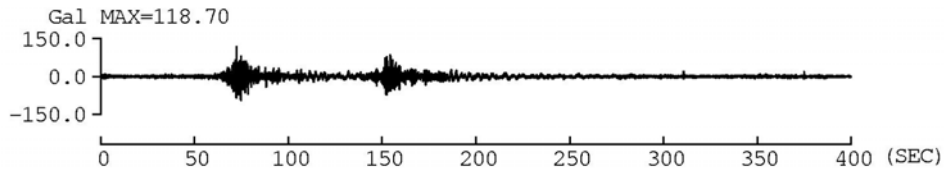
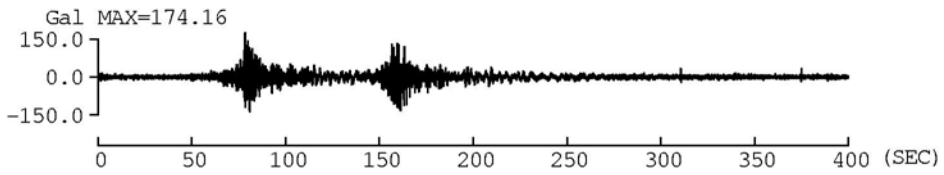
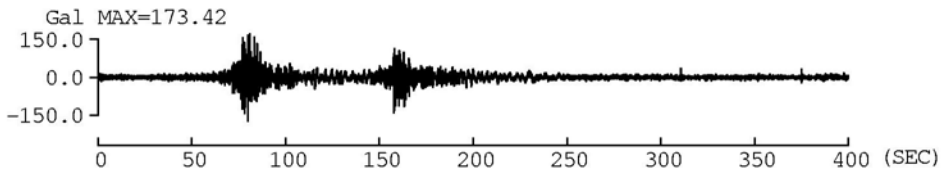


図 3.5.18 南海地震の OSKH02 での速度波形

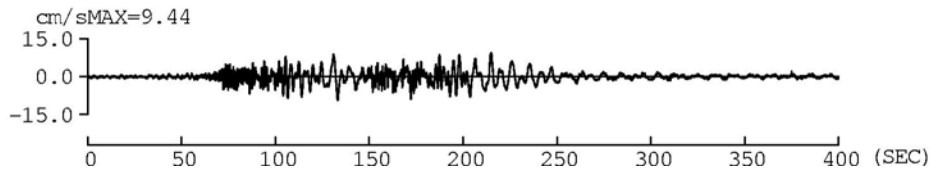
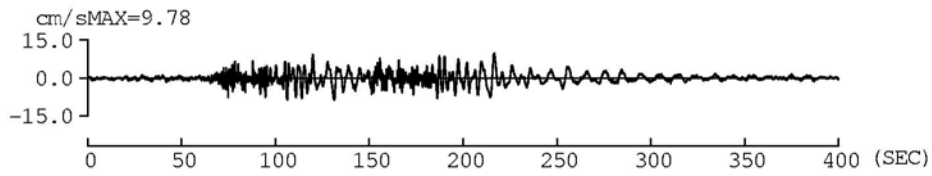


(a) 平均

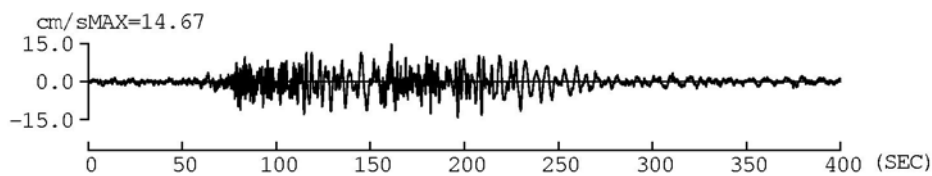
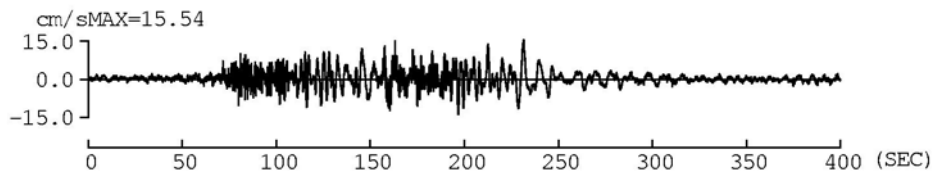


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.19 南海地震の OSK005 での加速度波形

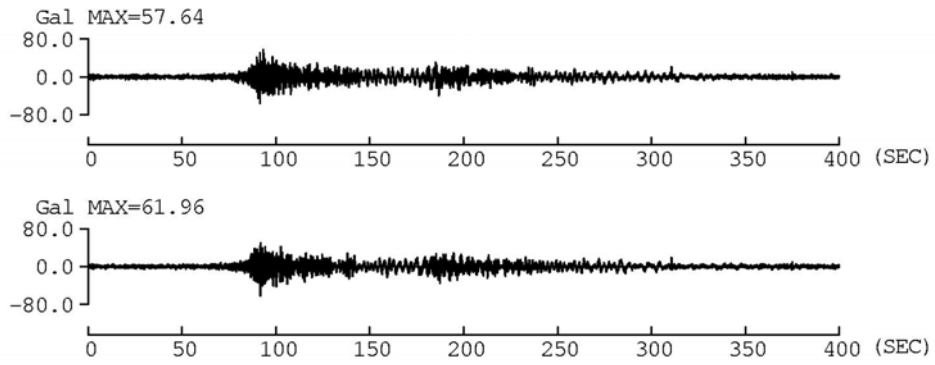


(a) 平均

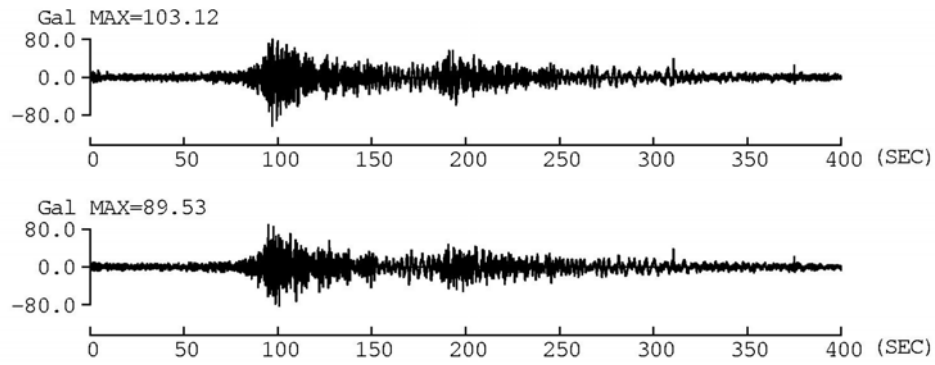


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.20 南海地震の OSK005 での速度波形

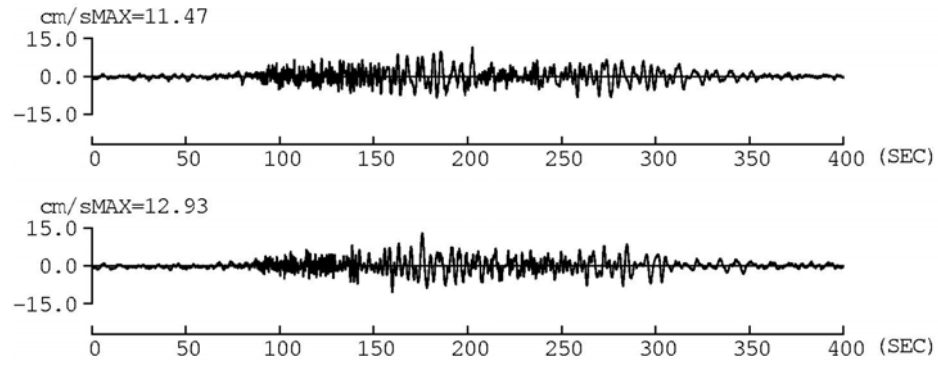


(a) 平均

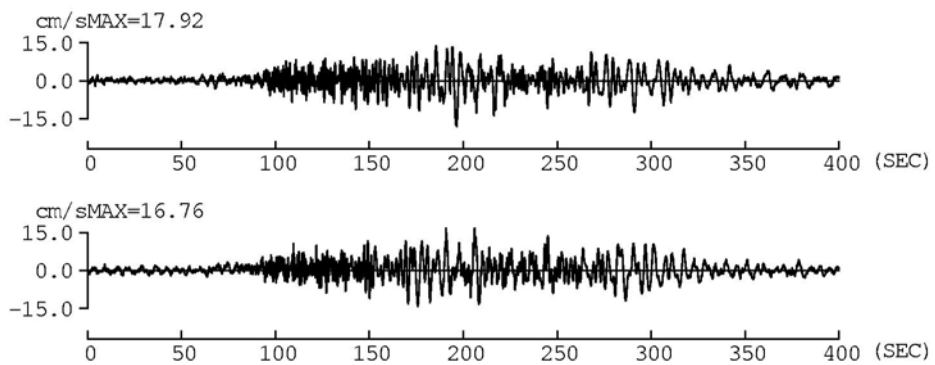


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.21 南海地震の AIC003 での加速度波形

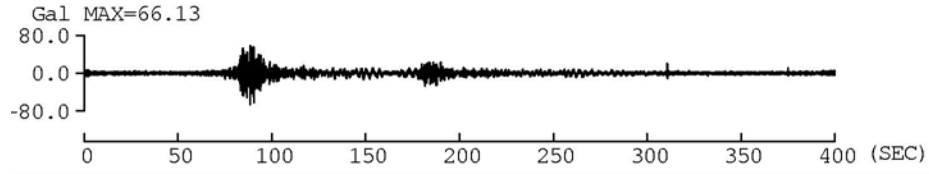
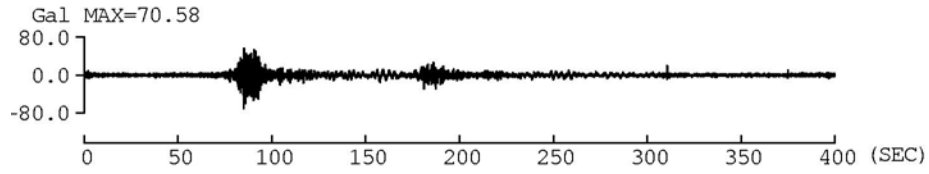


(a) 平均

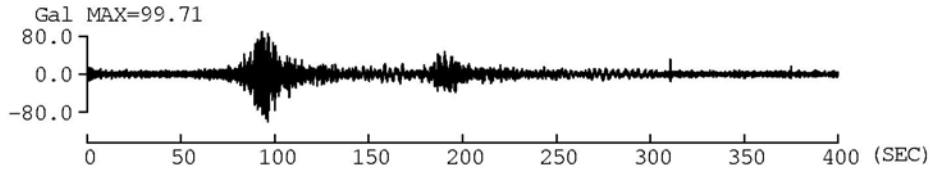
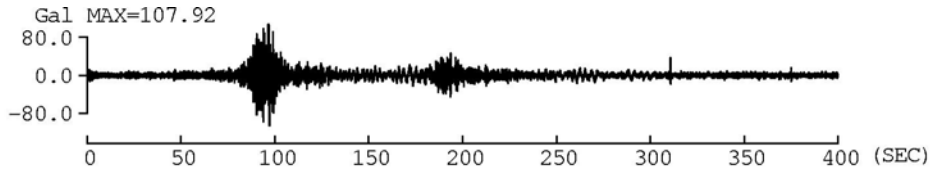


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.22 南海地震の AIC003 での速度波形

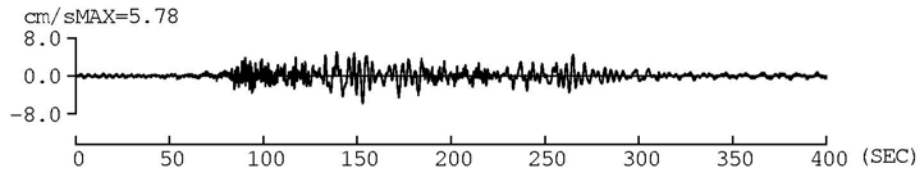
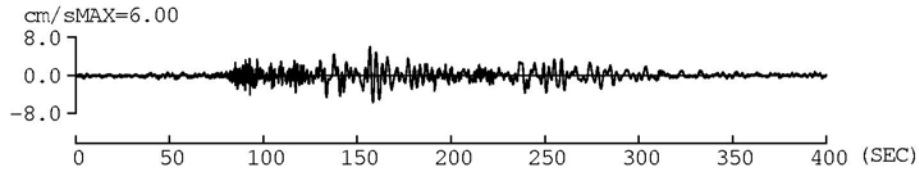


(a) 平均

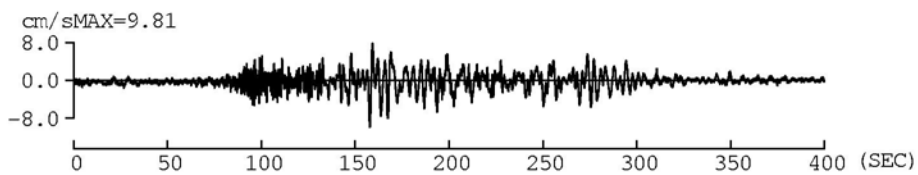
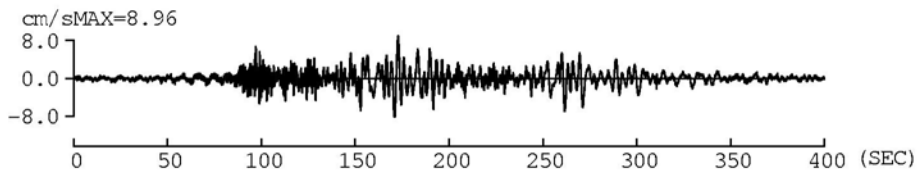


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.23 南海地震の AIC004 での加速度波形

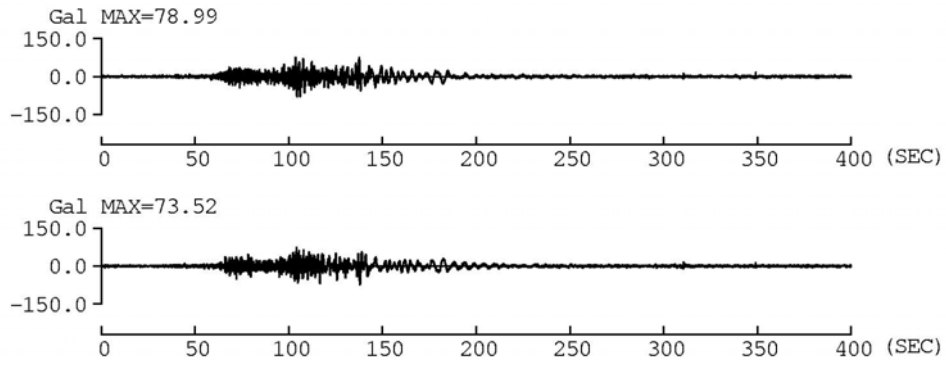


(a) 平均

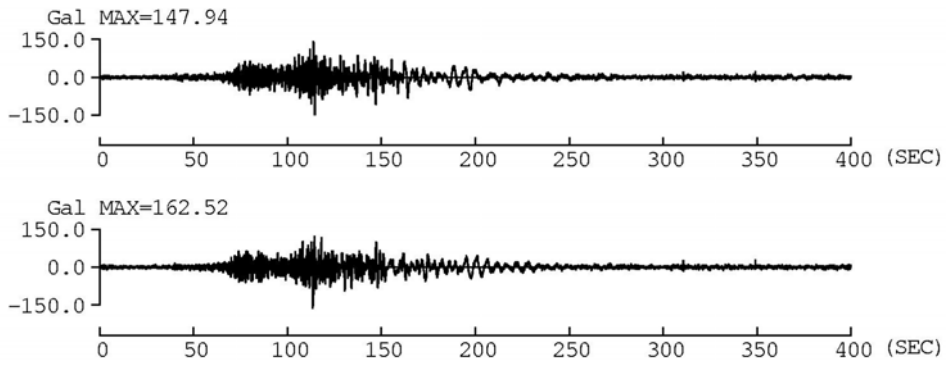


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.24 南海地震の AIC004 の速度波形

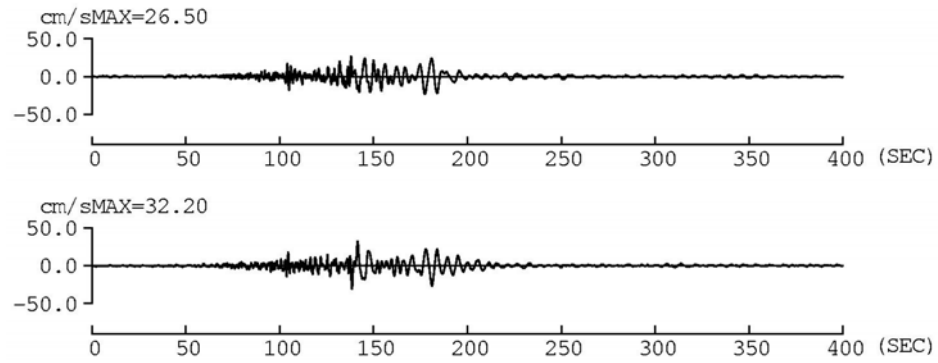


(a) 平均

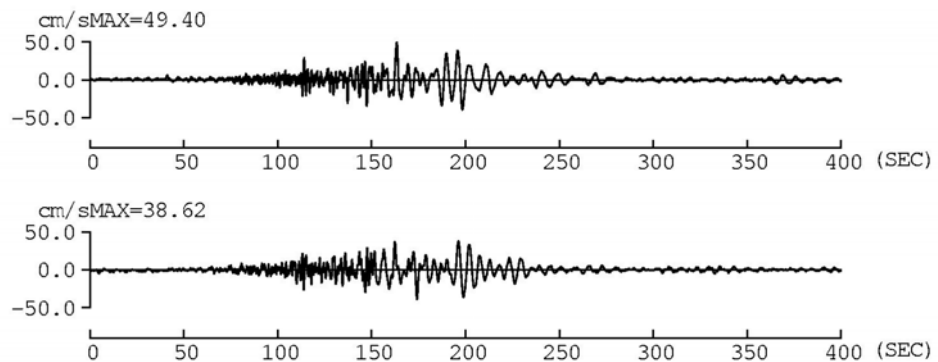


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.25 東南海地震の OSKH02 での加速度波形

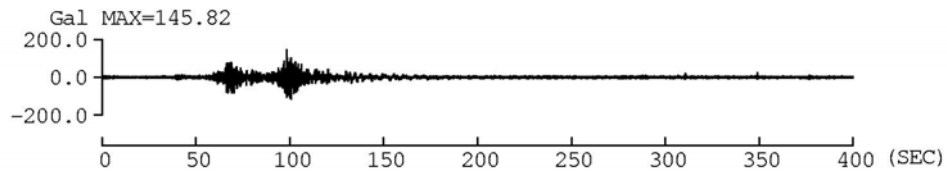
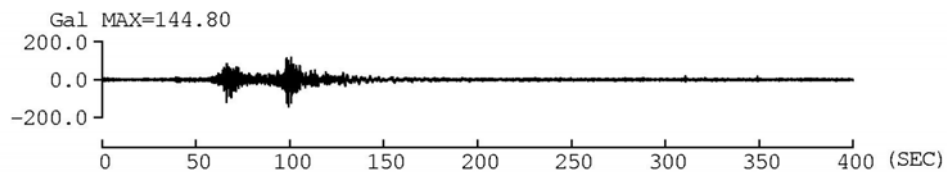


(a) 平均

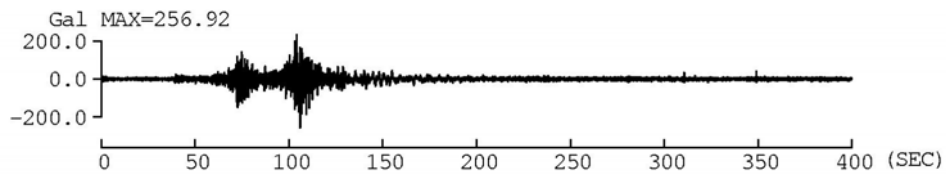
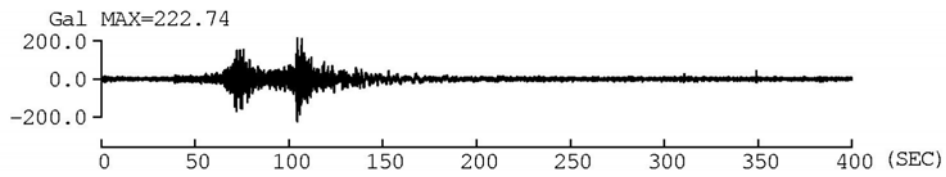


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.26 東南海地震の OSKH02 での速度波形

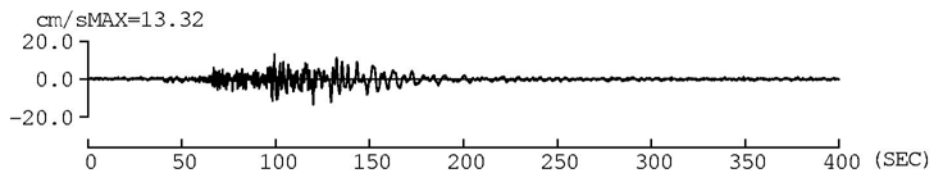
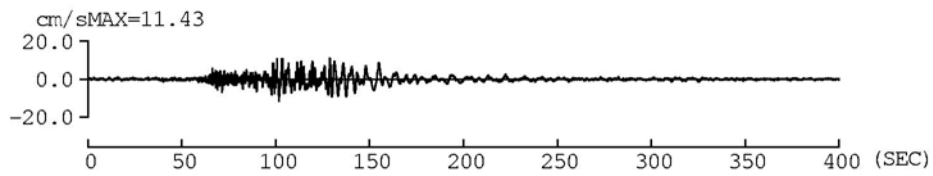


(a) 平均

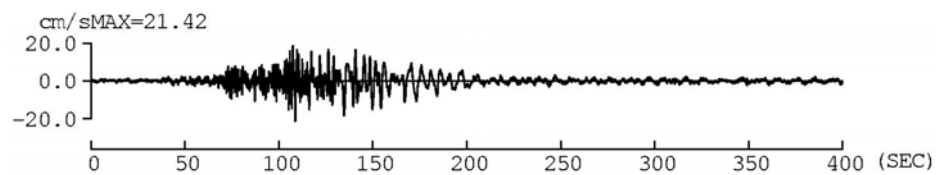
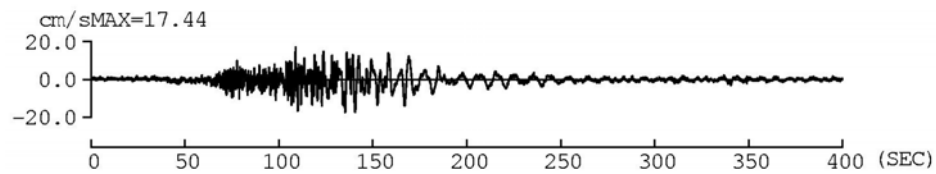


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.27 東南海地震の OSK005 での加速度波形

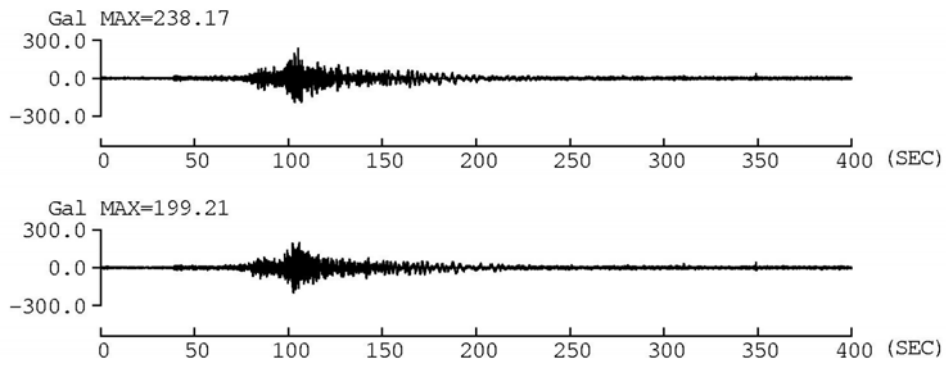


(a) 平均

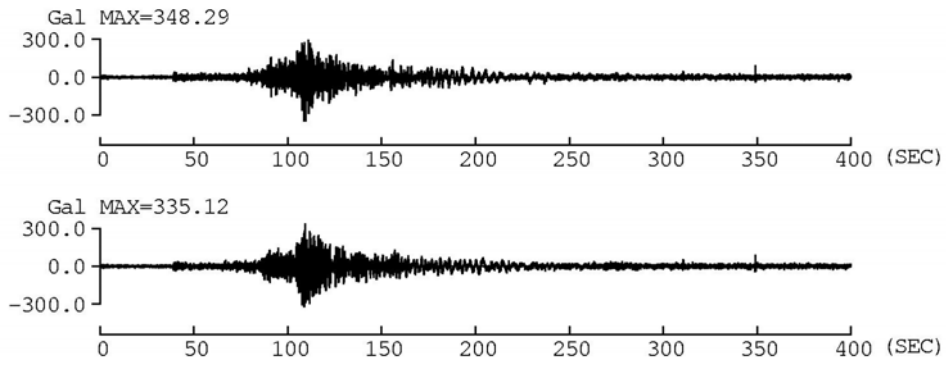


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.28 東南海地震の OSK005 での速度波形

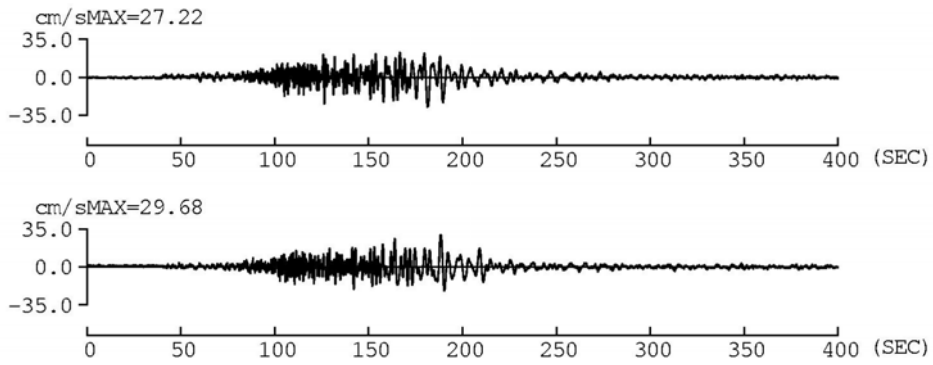


(a) 平均

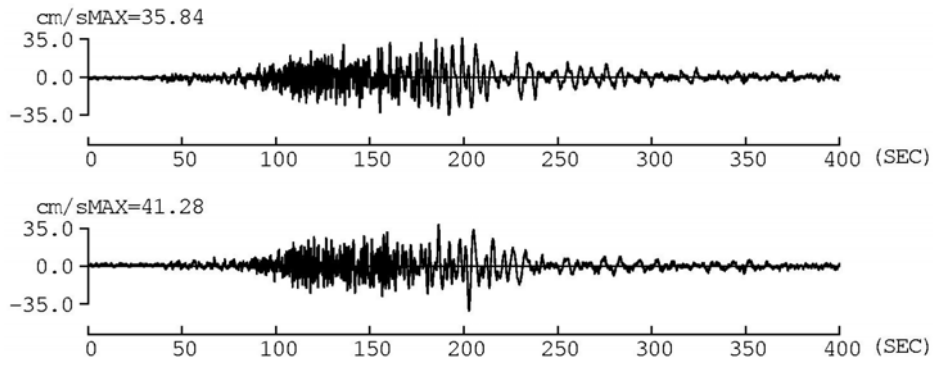


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.29 東南海地震の AIC003 での加速度波形

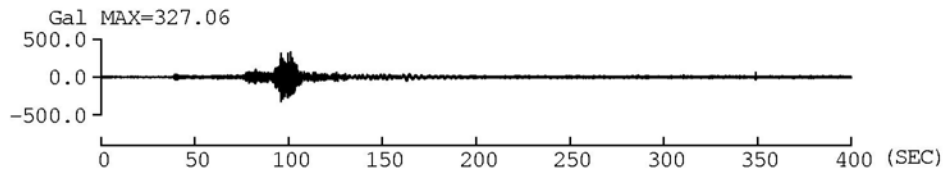
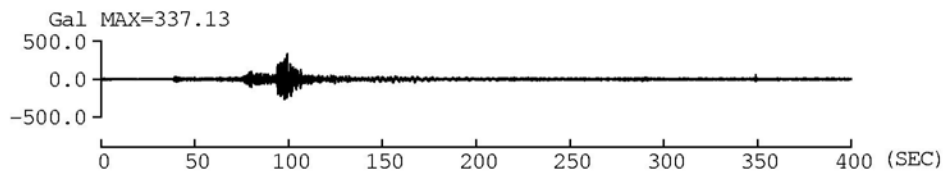


(a) 平均

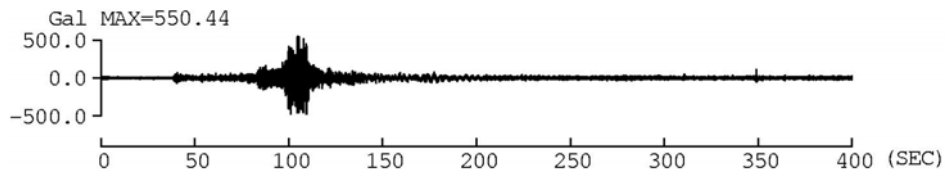
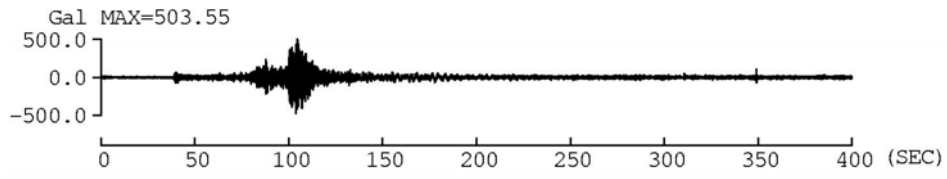


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.30 東南海地震の AIC003 での速度波形

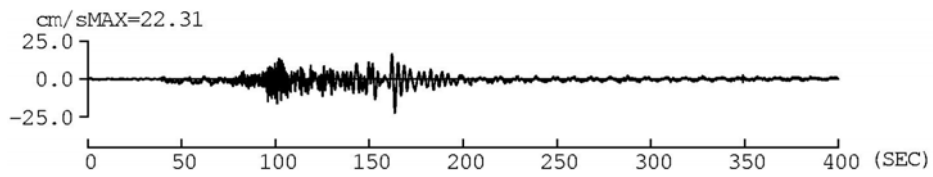
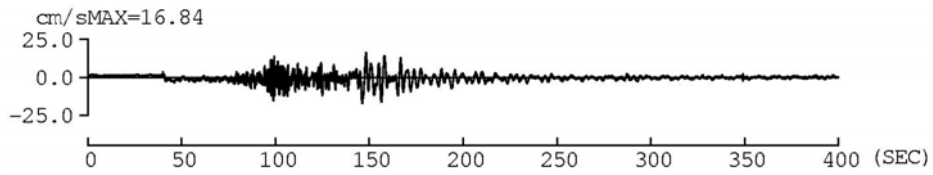


(a) 平均

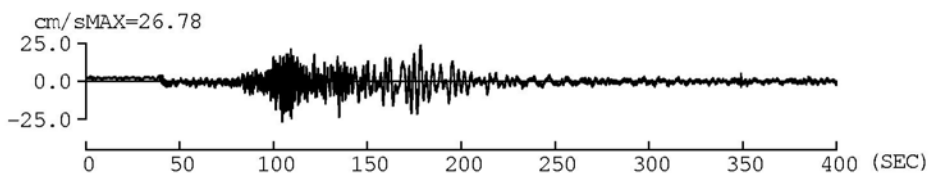
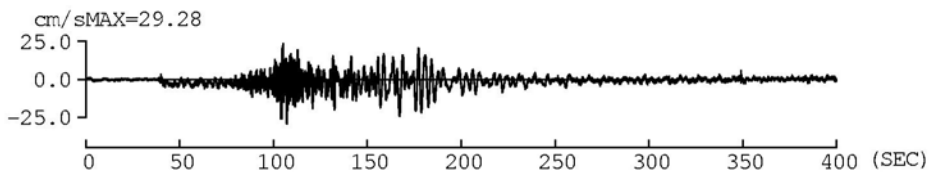


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.31 東南海地震の AIC004 での加速度波形

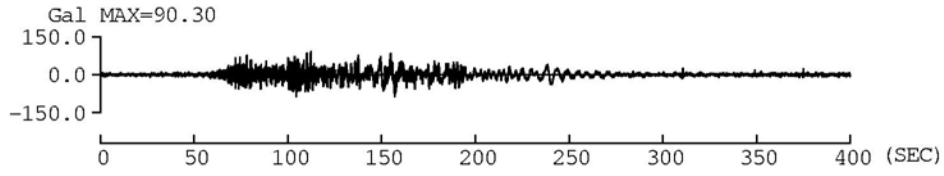
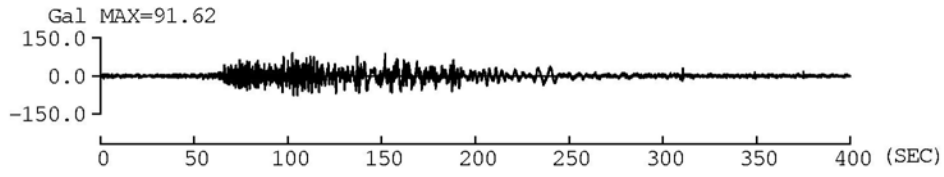


(a) 平均

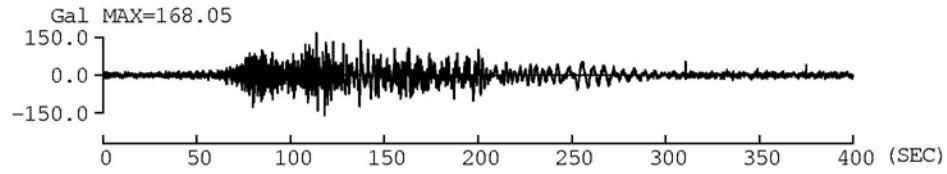
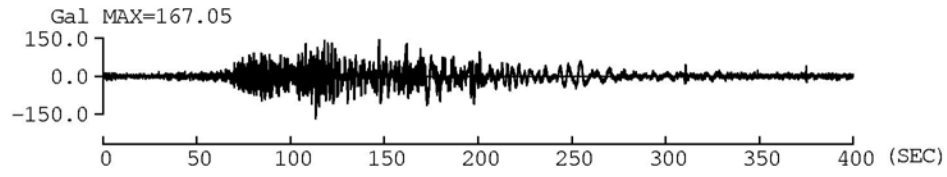


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.32 東南海地震の AIC004 での速度波形

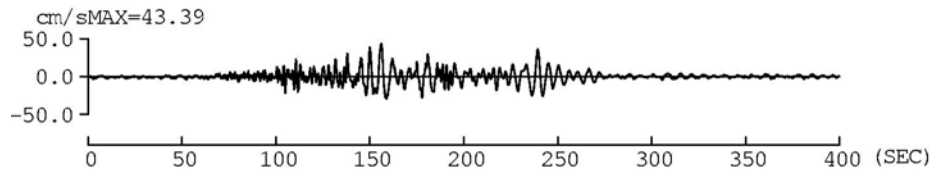
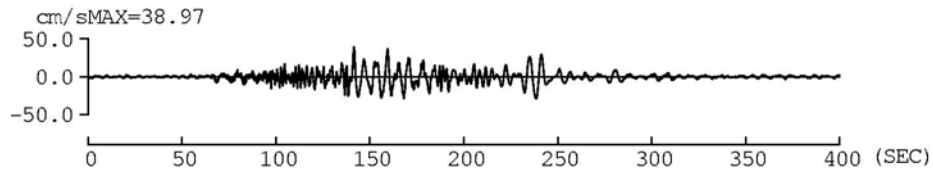


(a) 平均

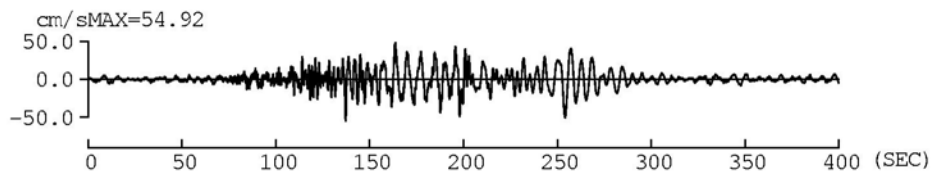
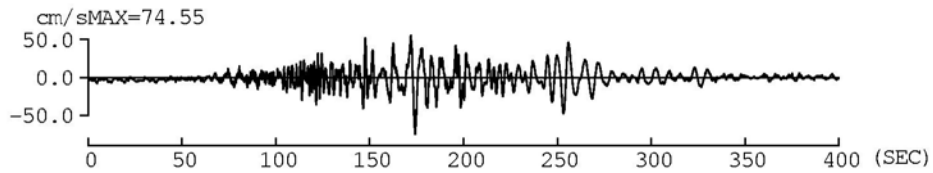


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.33 南海・東南海地震の OSKH02 での加速度波形

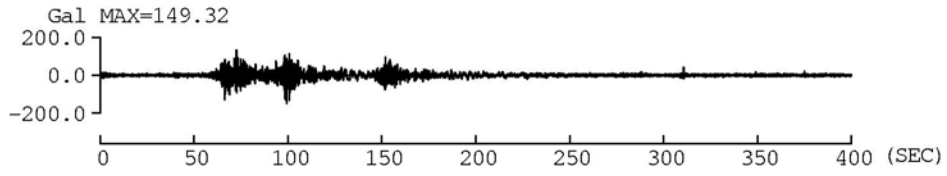
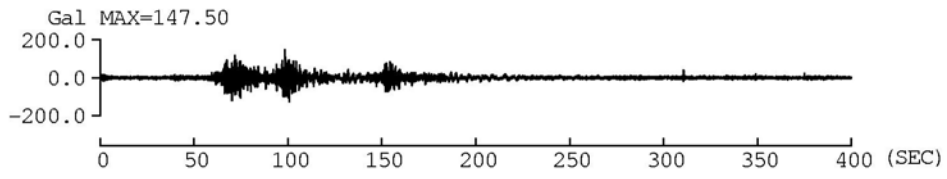


(a) 平均

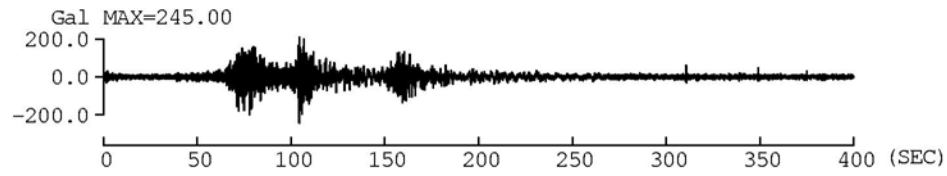
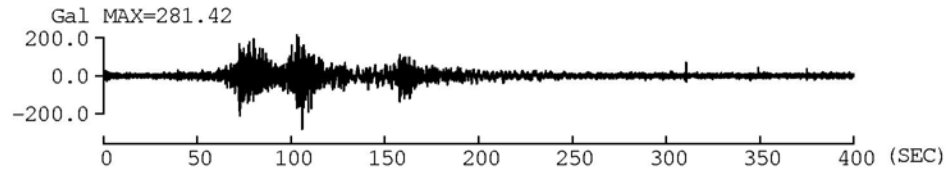


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.34 南海・東南海地震の OSKH02 での速度波形

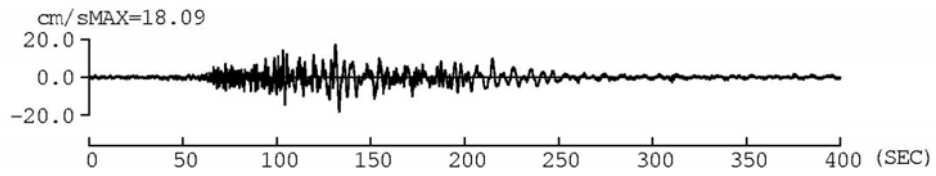
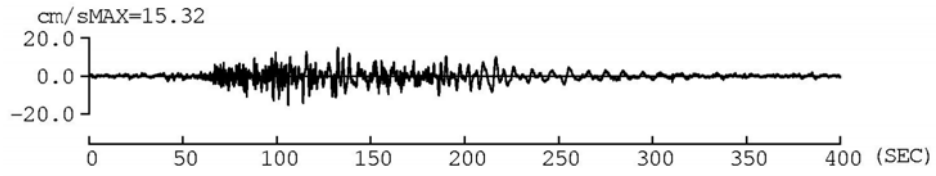


(a) 平均

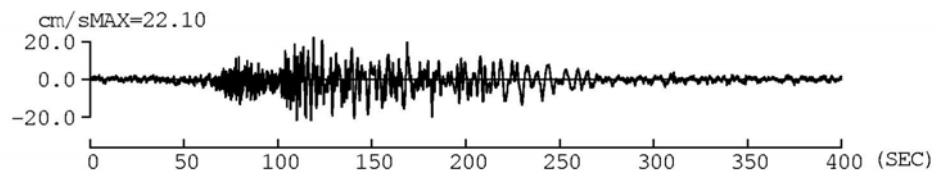
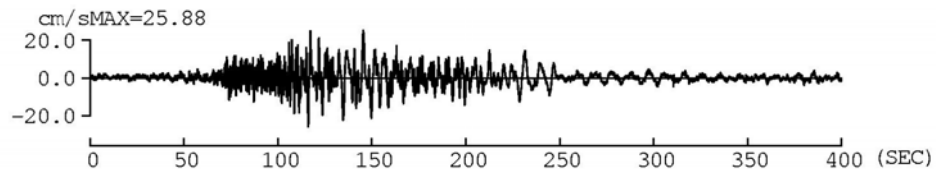


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.35 南海・東南海地震の OSK005 での加速度波形



(a) 平均



(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.36 南海・東南海地震の OSK005 での速度波形

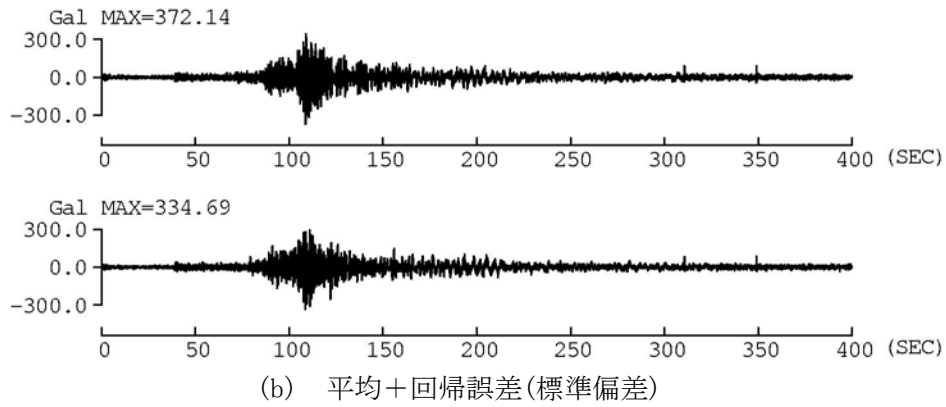
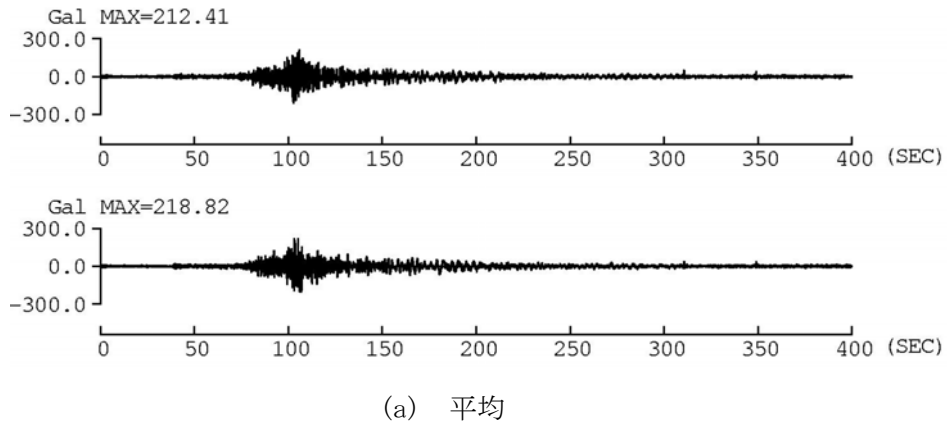


図 3.5.37 南海・東南海地震の AIC003 での加速度波形

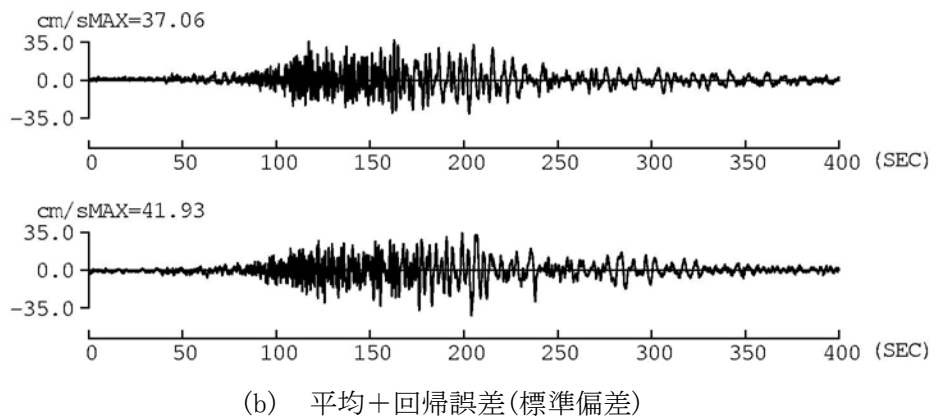
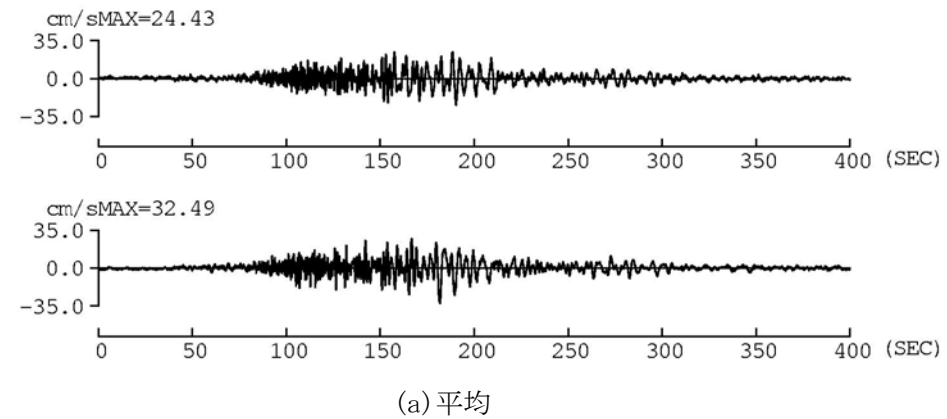


図 3.5.38 南海・東南海地震の AIC003 での速度波形

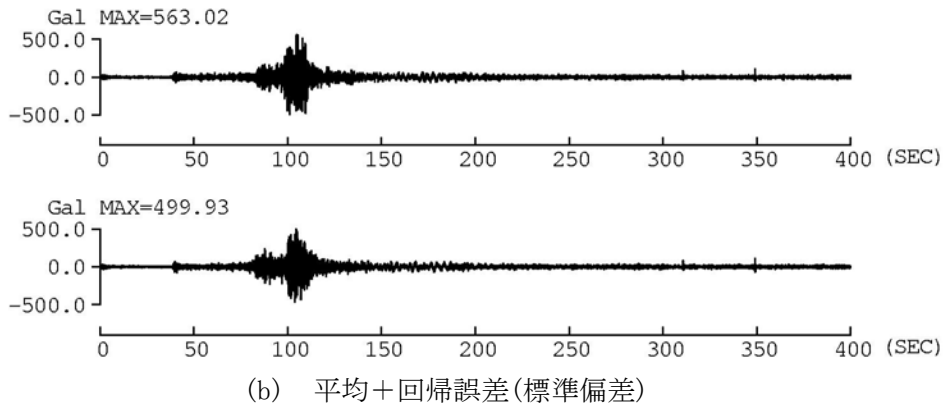
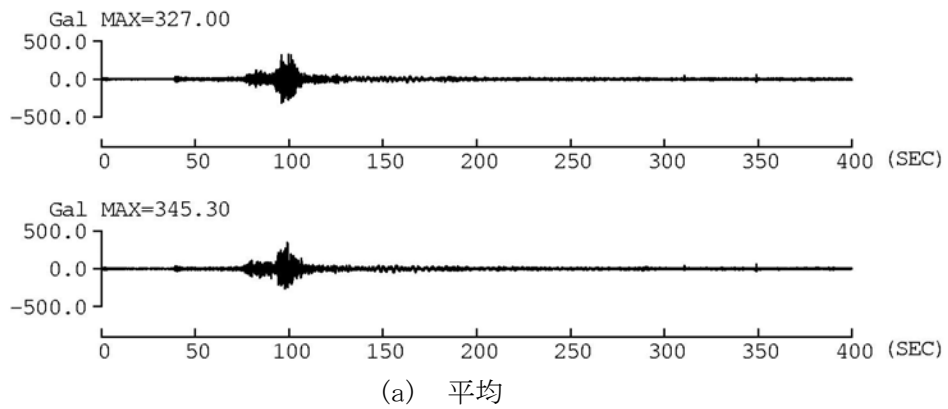


図 3.5.39 南海・東南海地震の AIC004 での加速度波形

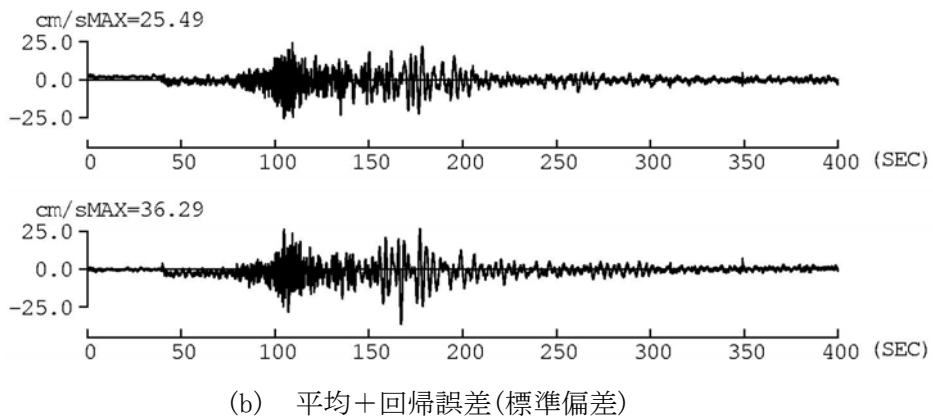
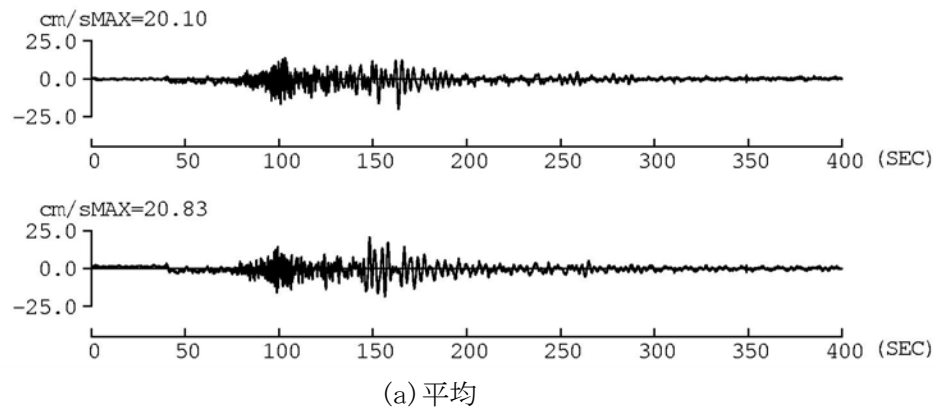
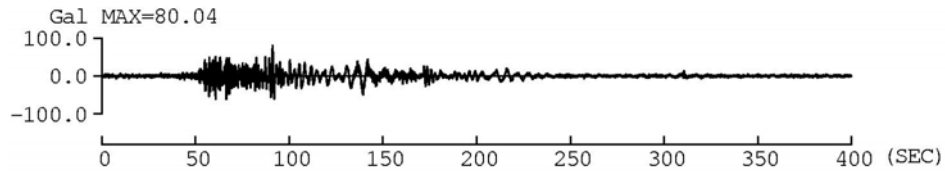
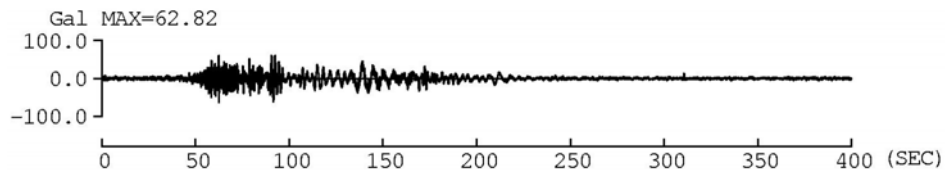
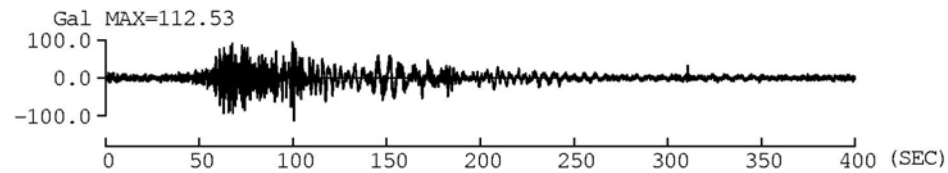
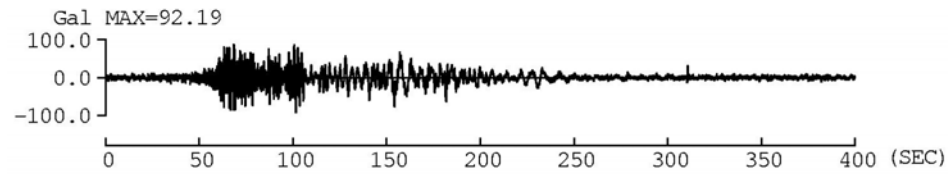


図 3.5.40 南海・東南海地震の AIC004 での速度波形

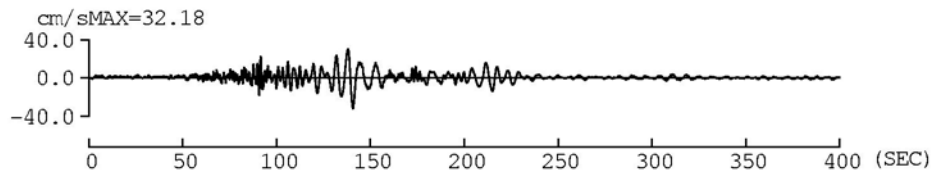
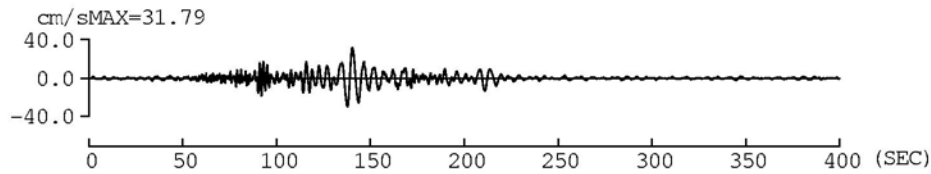


(a) 平均

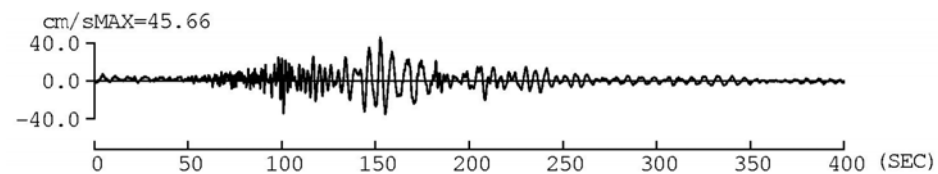
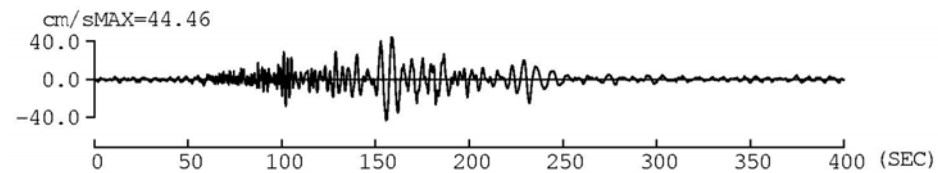


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.41 東南海・東海地震の OSKH02 での加速度波形

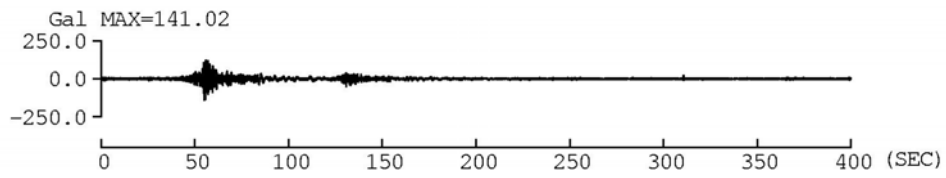
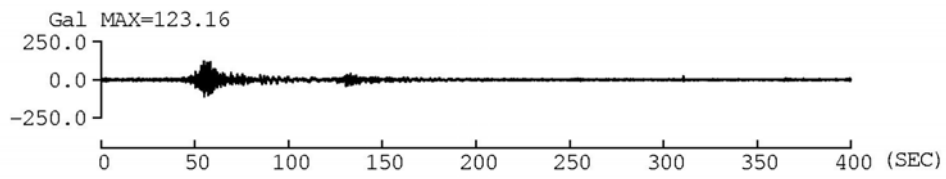


(a) 平均

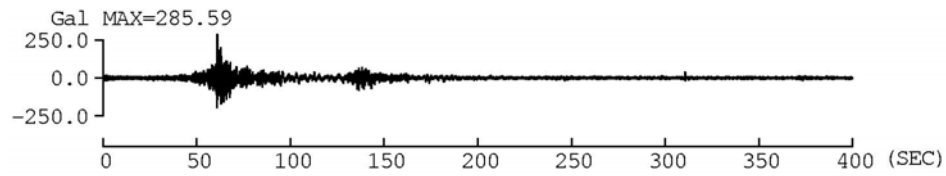
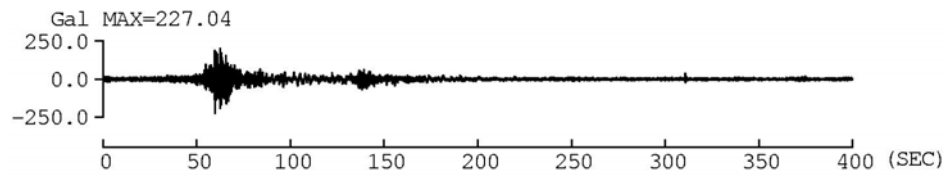


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.42 東南海・東海地震の OSKH02 での速度波形

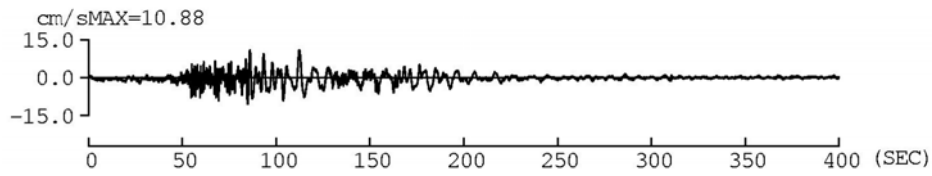
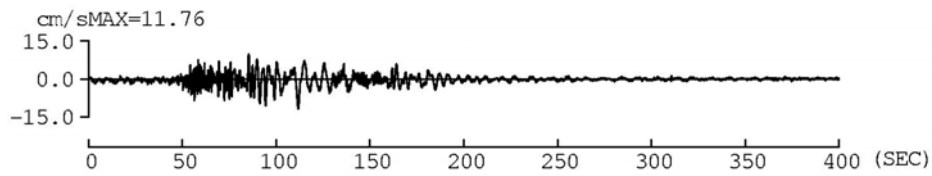


(a) 平均

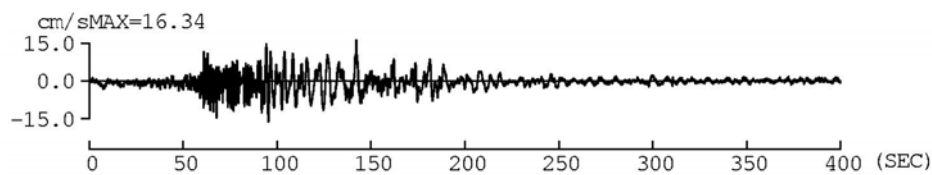
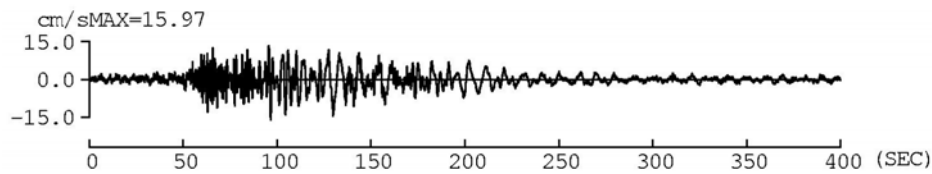


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.43 東南海・東海地震の OSK005 での加速度波形

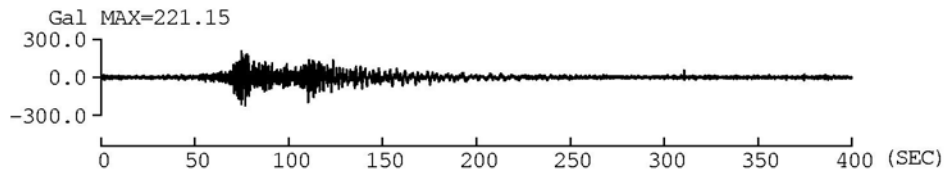
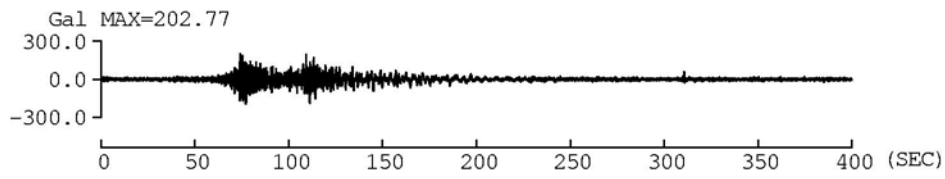


(a) 平均

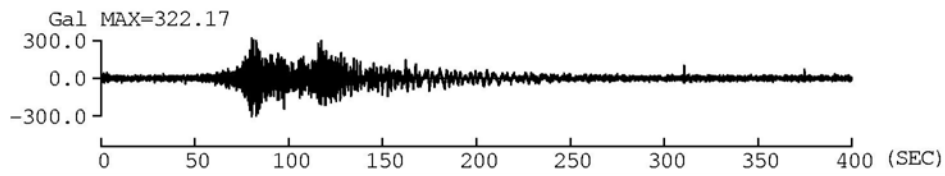
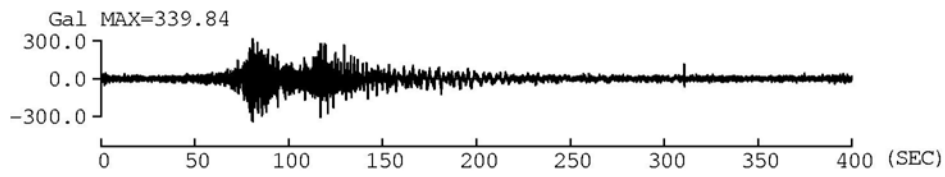


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.44 東南海・東海地震の OSK005 での速度波形

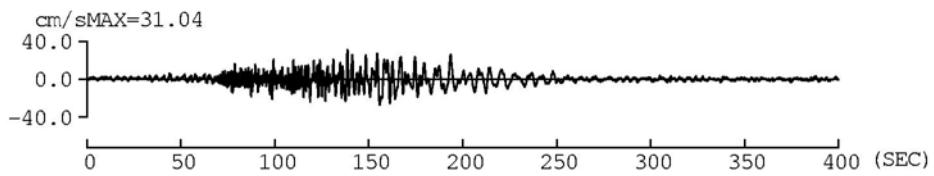
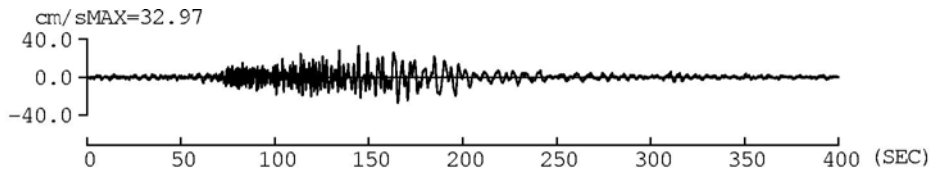


(a) 平均

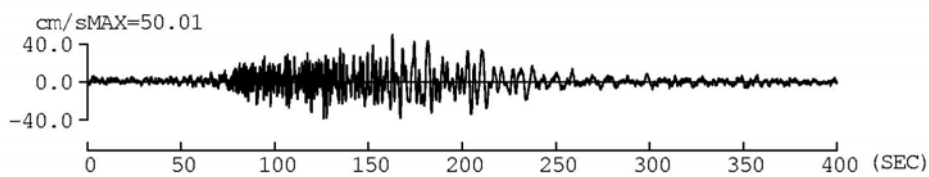
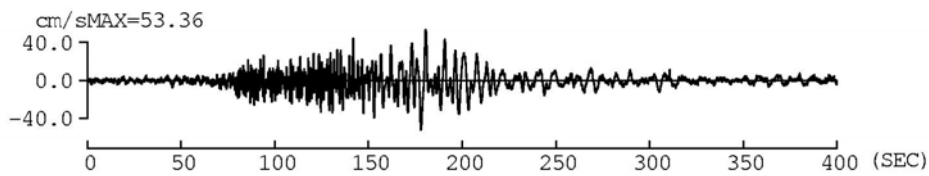


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.45 東南海・東海地震の AIC003 の加速度波形

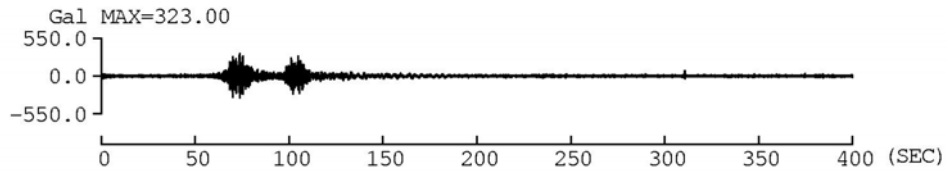
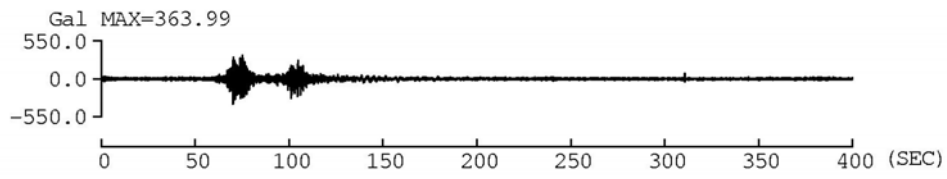


(a) 平均

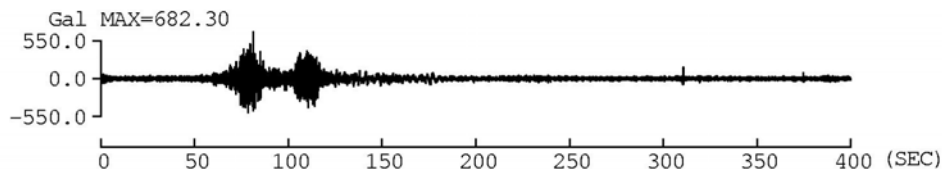
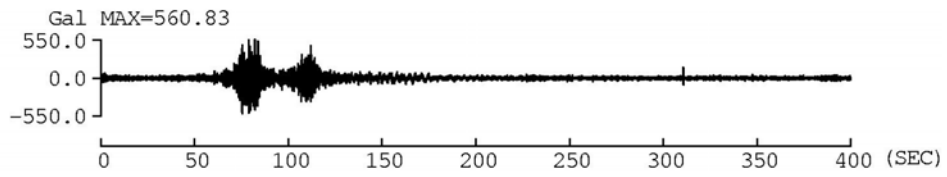


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.46 東南海・東海地震の AIC003 での速度波形

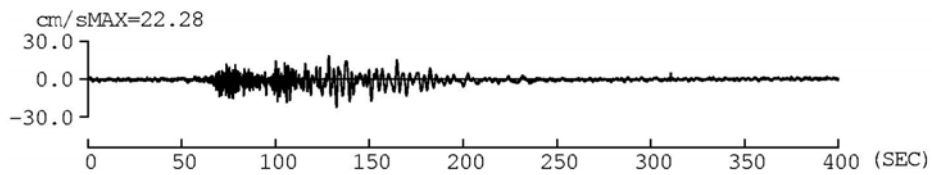
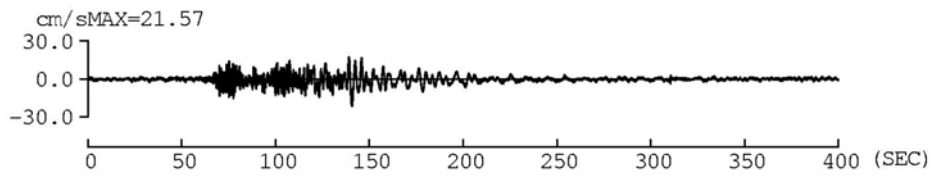


(a) 平均

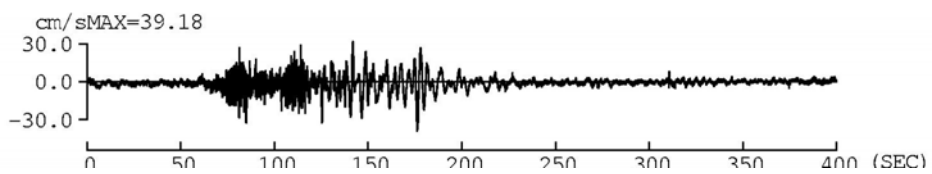
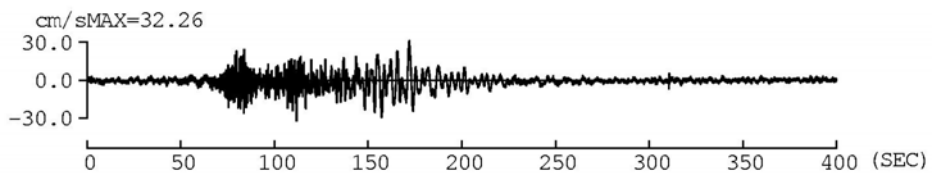


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.47 東南海・東海地震の AIC004 での加速度波形



(a) 平均



(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.5.48 東南海・東海地震の AIC004 での速度波形

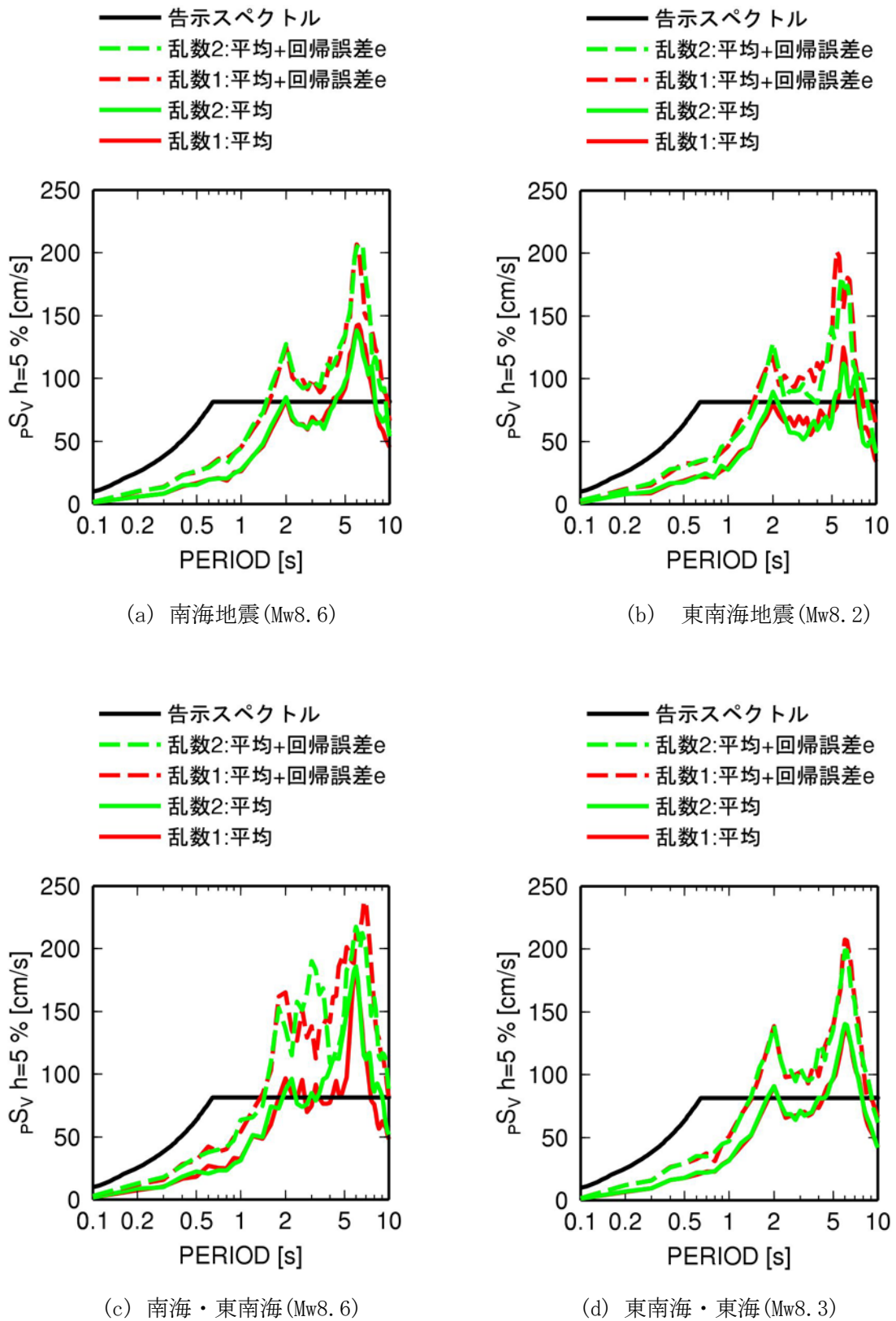


図 3.5.49 OSKH02 での 4 つ地震に対する予測波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルの比較

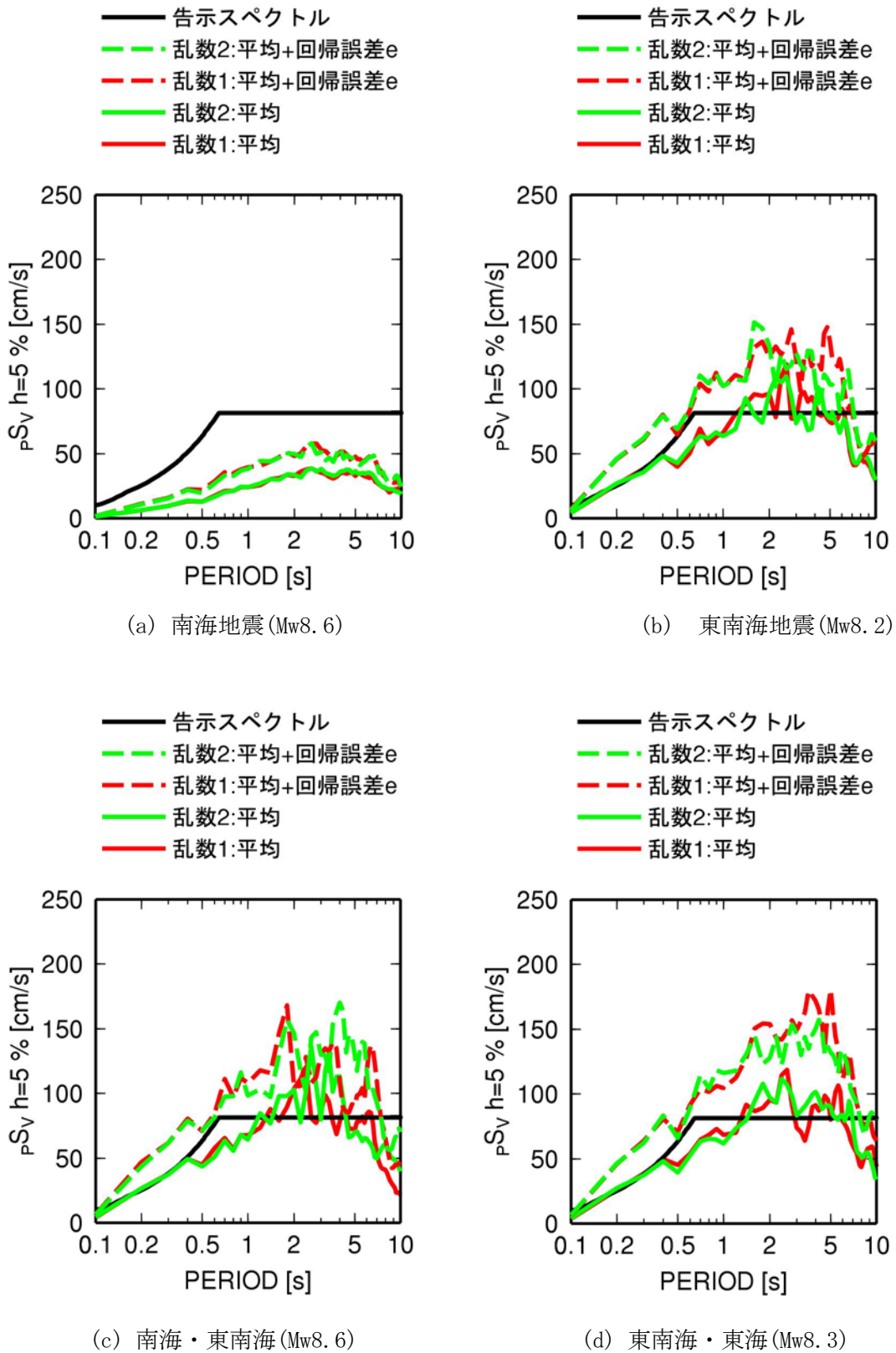
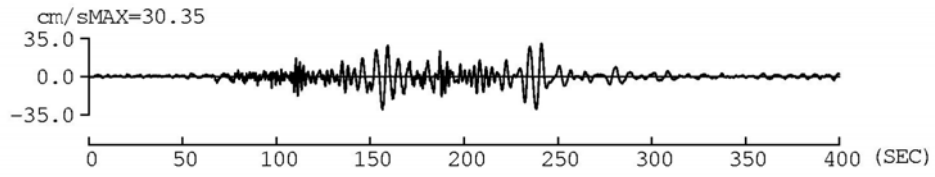
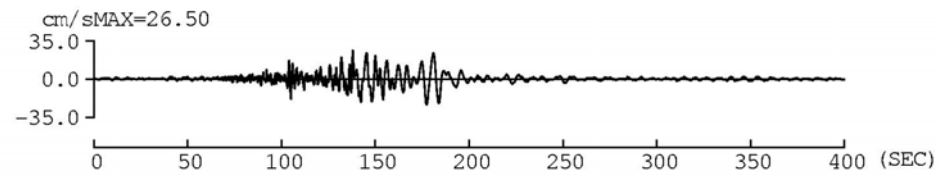
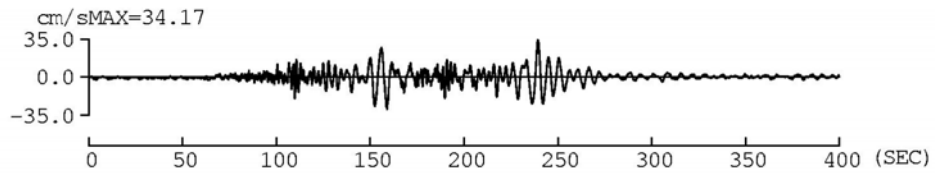


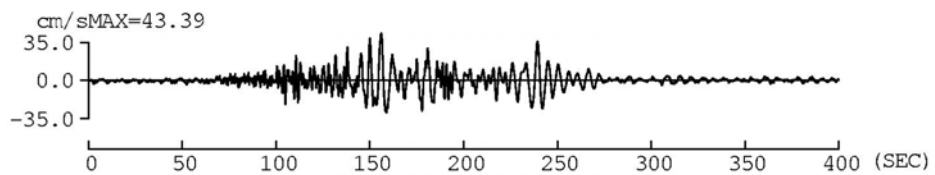
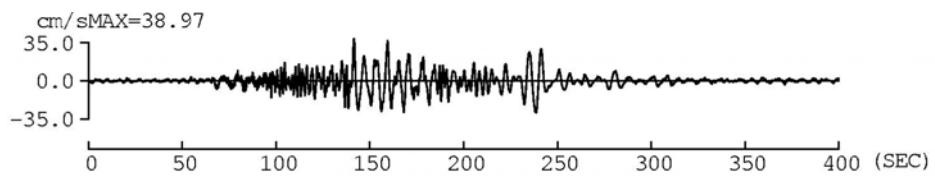
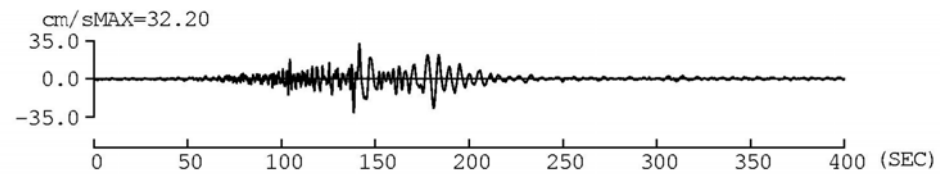
図 3.5.50 AIC003 での 4 つ地震に対する予測波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルの比較



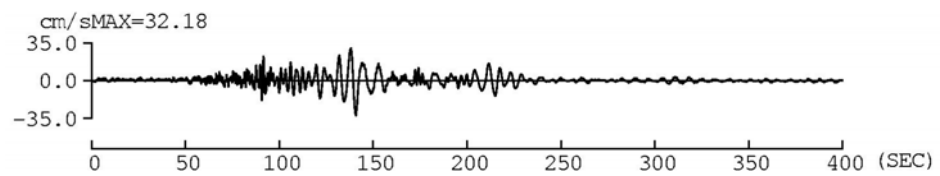
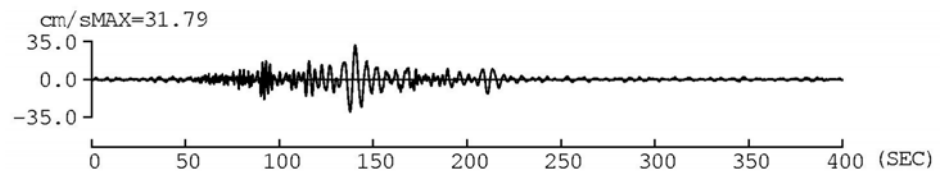
(a) 南海地震



(b) 東南海地震

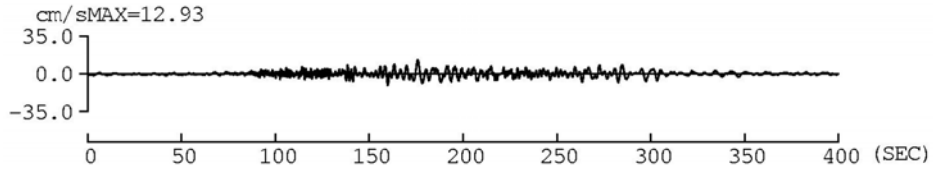
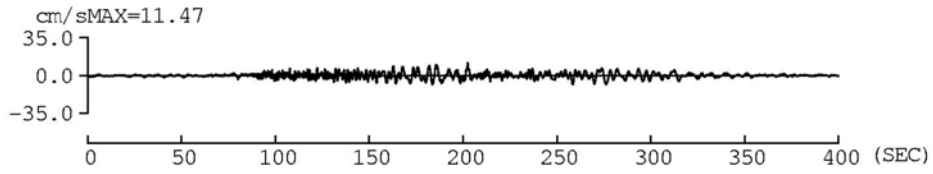


(c) 南海・東南海地震

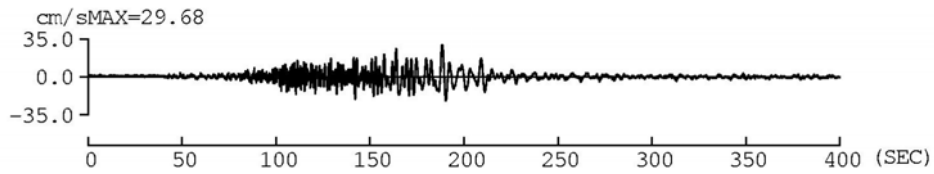
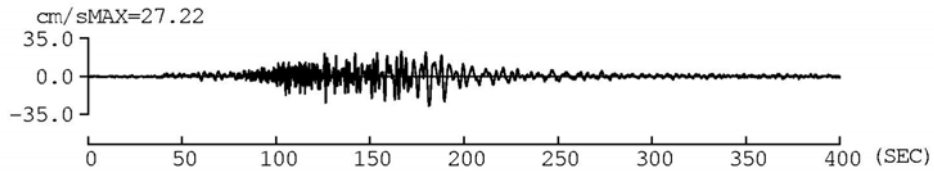


(d) 東南海・東海地震

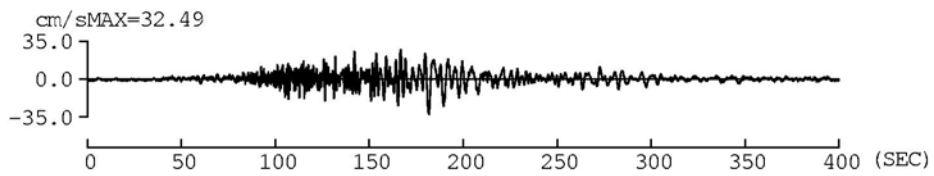
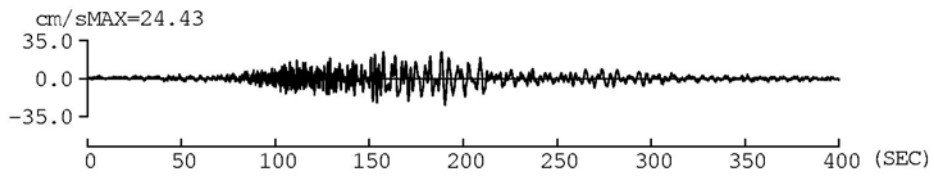
図 3.5.51 OSKH02 での速度波形(平均)



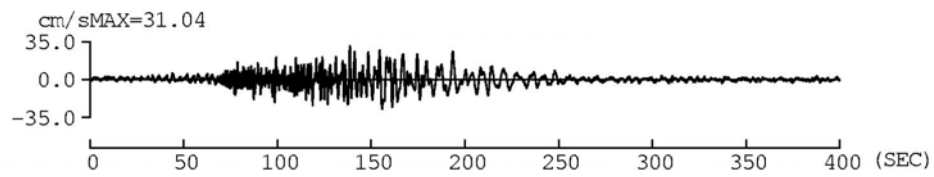
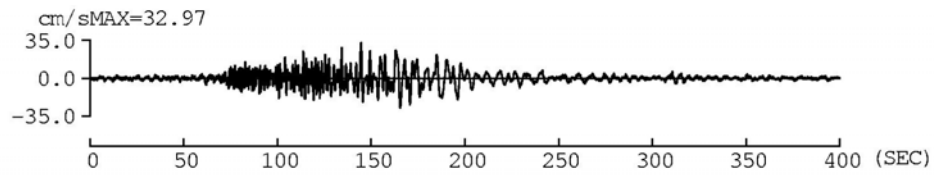
(a) 南海地震



(b) 東南海地震

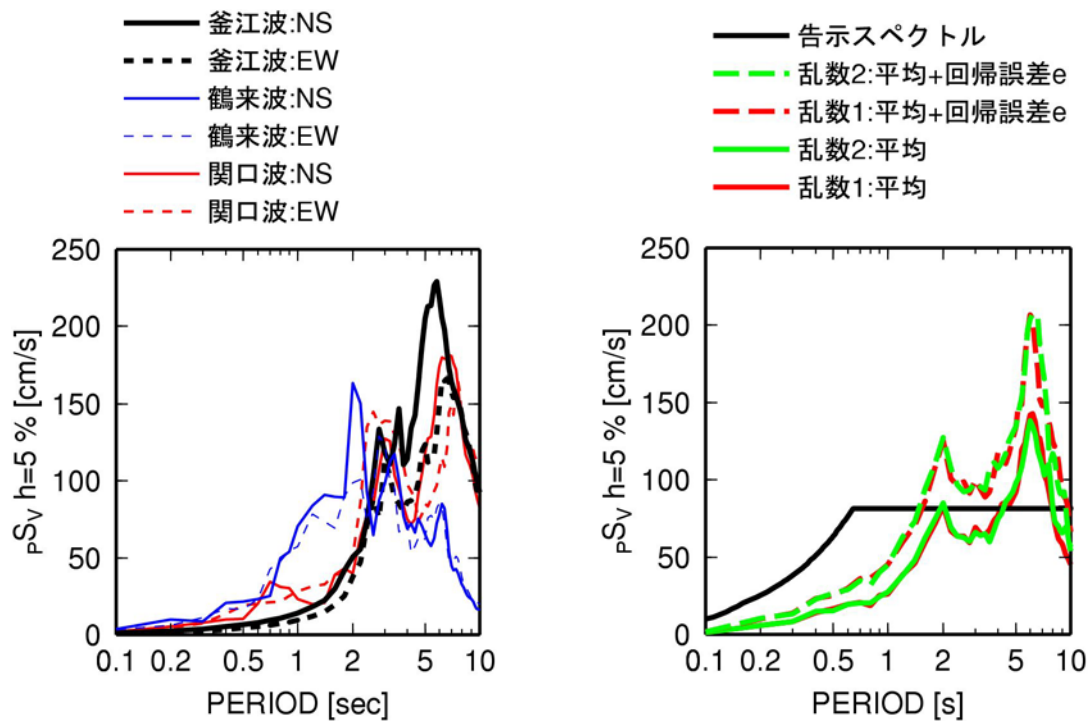


(c) 南海・東南海地震



(d) 東南海・東海地震

図 3.5.52 AIC003 での速度波形(平均)



(a) 既往の予測波

(b) 本検討

図 3.5.53 南海地震に対する既往の予測波と本検討の予測波の擬似速度応答スペクトルの比較

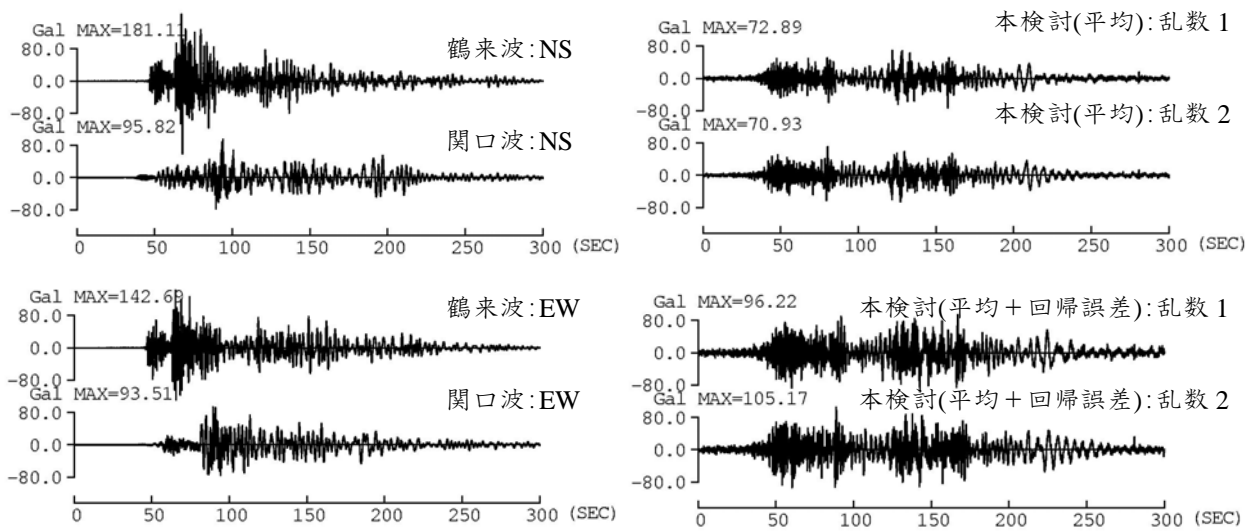


図 3.5.54 南海地震に対する既往の予測波と本検討の予測波の加速度波形(周期 0.1~10 秒のフィルター波)の比較

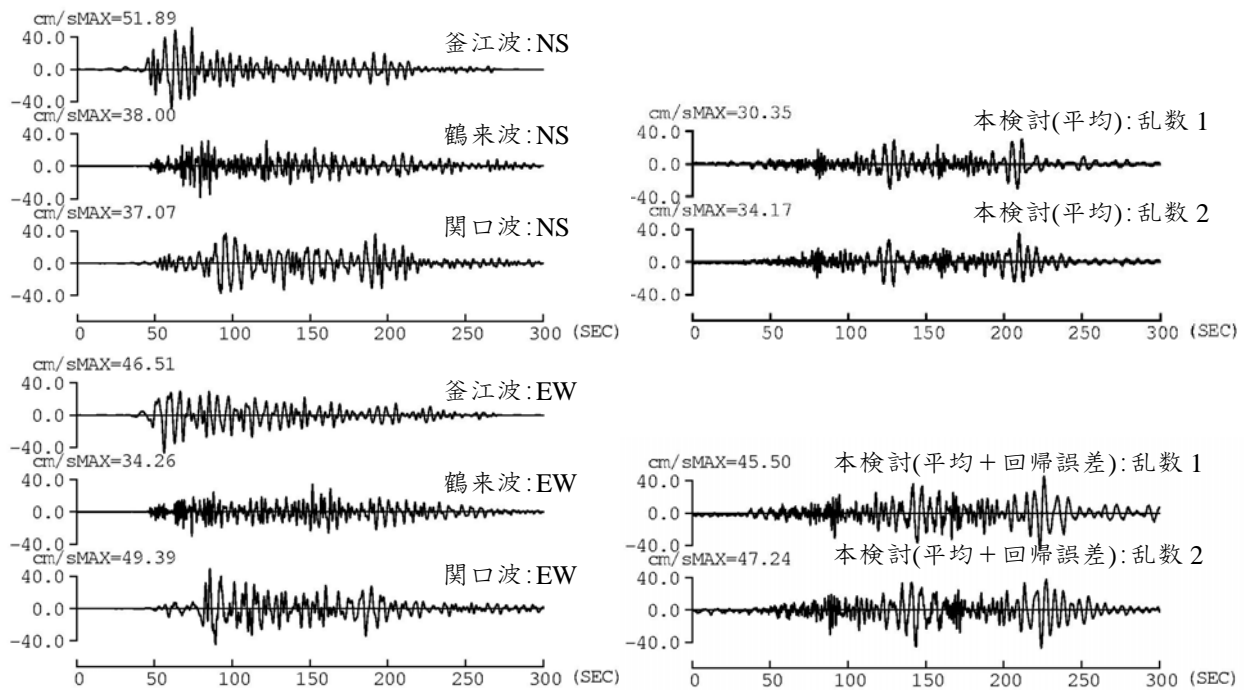


図 3.5.55 南海地震に対する既往の予測波と本検討の予測波の速度波形(周期 0.1~10 秒のフィルター波)の比較

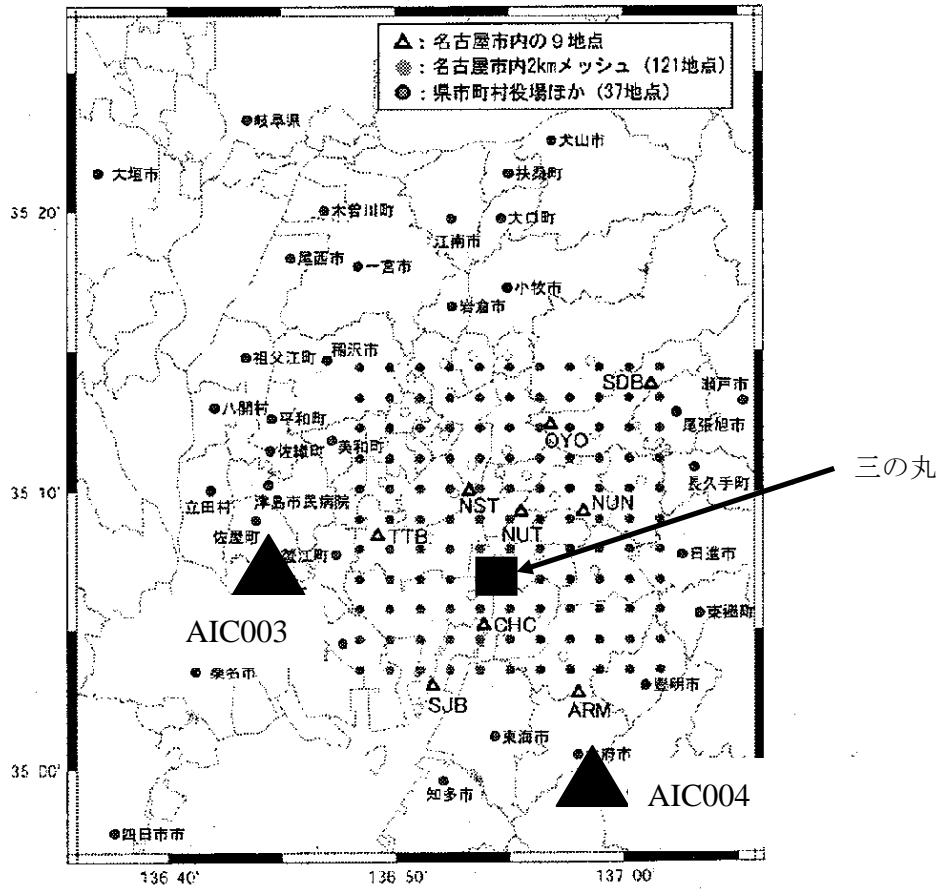


図 3.5.56 三の丸サイトと名古屋(AIC004)、津島(AIC003)の位置(佐藤・他, 2006)に加筆

- 宮腰・他(2005)：三の丸波 EW
- 宮腰・他(2005)：三の丸波 NS
- 告示スペクトル
- 乱数2:平均+回帰誤差e
- 乱数1:平均+回帰誤差e
- 乱数2:平均
- 乱数1:平均

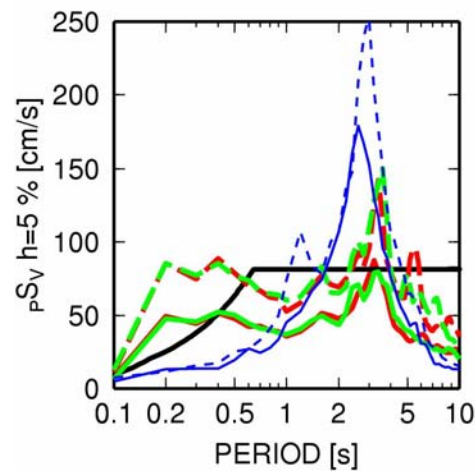
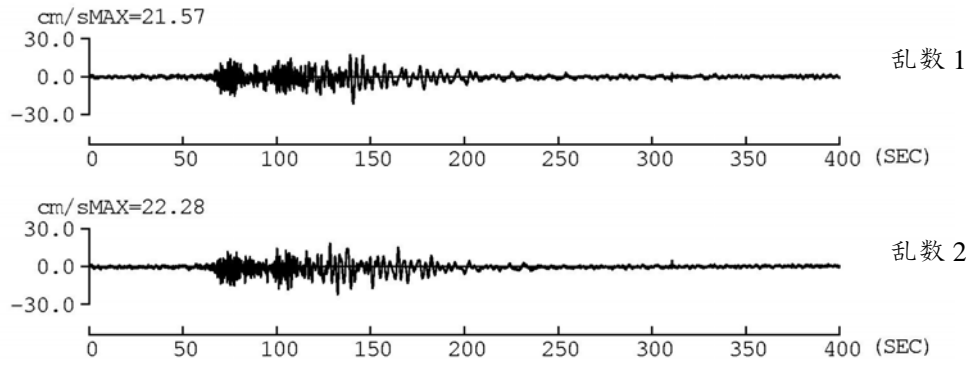
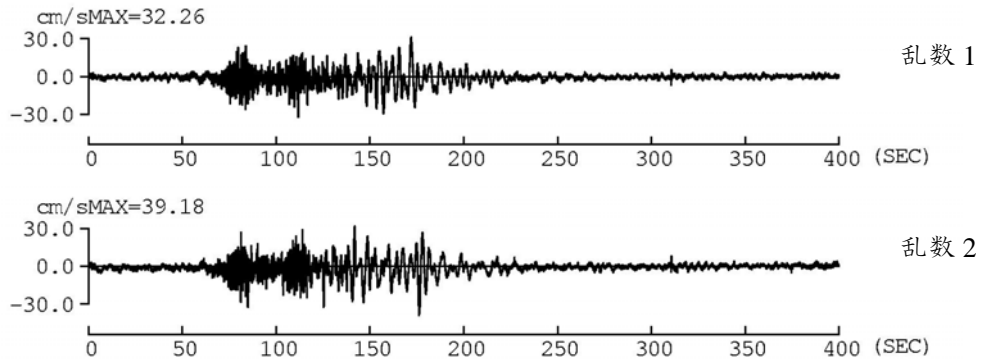


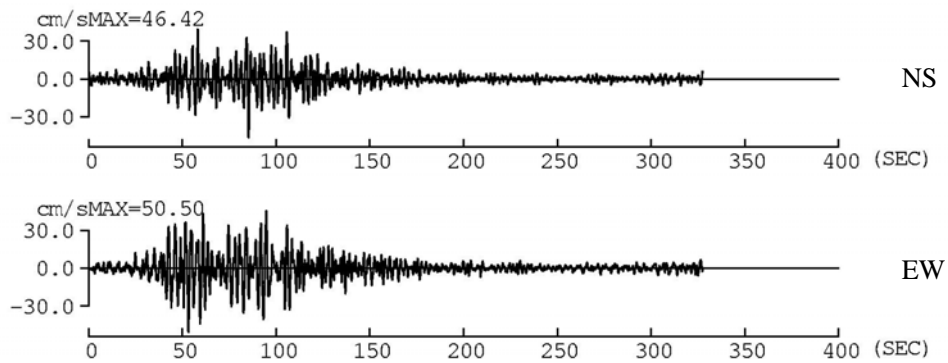
図 3.5.57 東南海・東海地震に対する本検討の名古屋(AIC004)での予測波と宮腰・他(2005)の予測波(通称 三の丸波)との比較



(a) 本検討（平均）名古屋(AIC004)：周期 0.1～10 秒のフィルター波

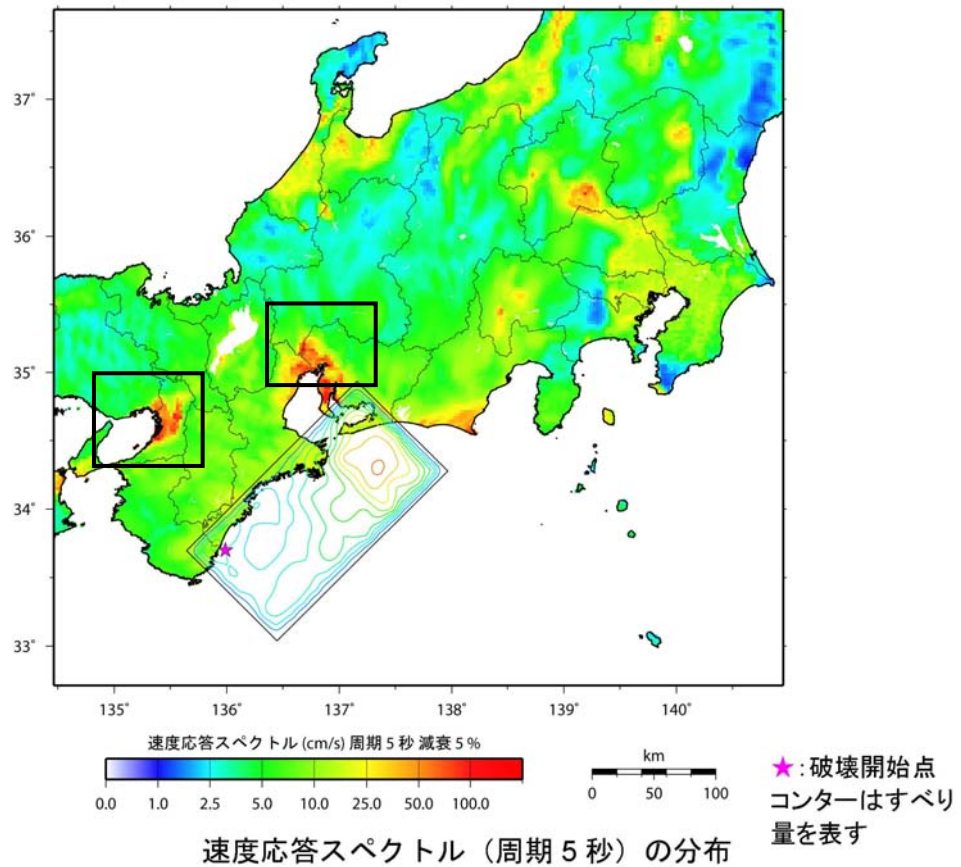


(b) 本検討（平均+標準偏差）名古屋(AIC004)：周期 0.1～10 秒のフィルター波

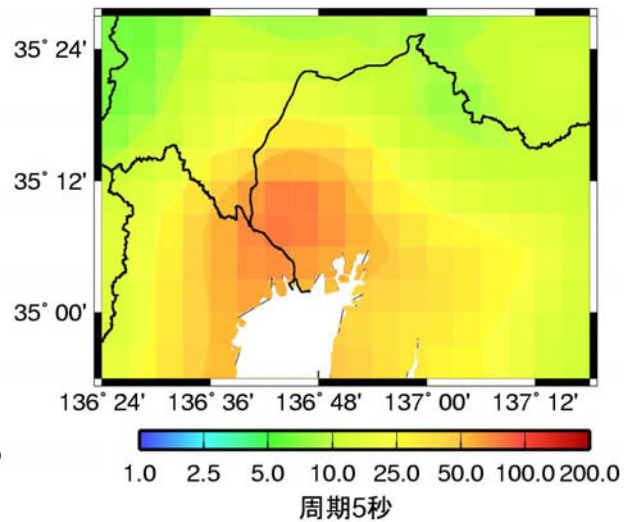
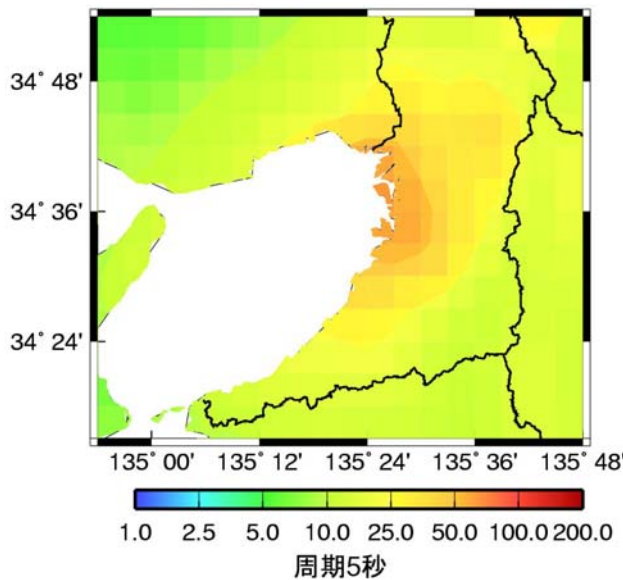


(c) 宮腰・他(2005)：周期 0.1～10 秒のフィルター波

図 3.5.58 東南海・東海地震に対する名古屋(AIC004)における本検討の予測波と宮腰・他(2005)の予測波（三の丸波）の速度波形(周期 0.1～10 秒のフィルター波)



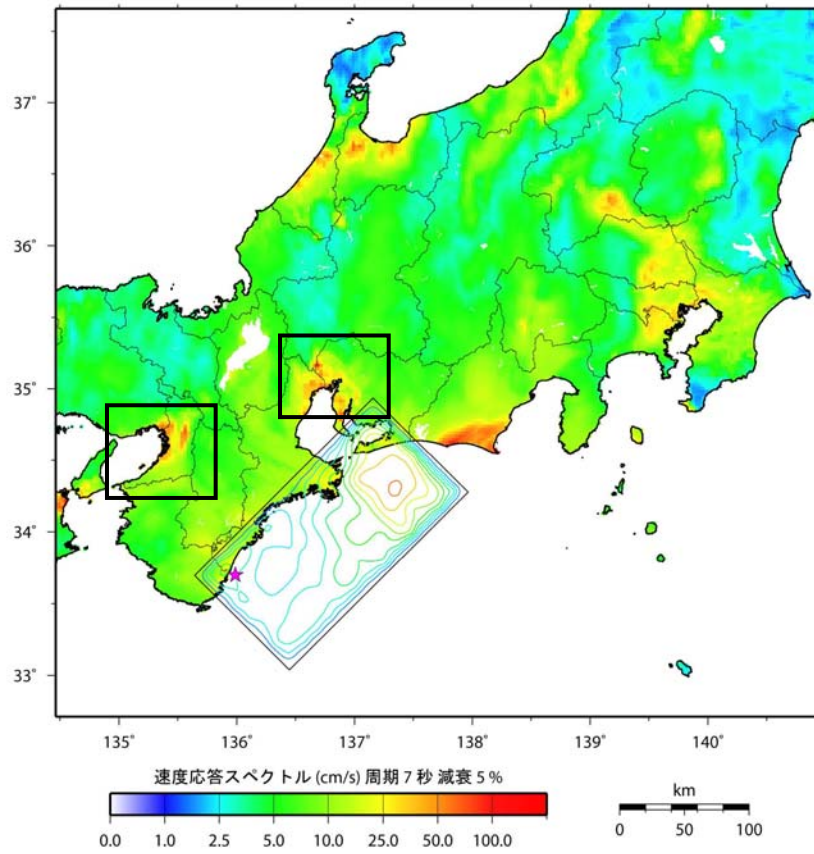
(a) 推本 (Mw8.1)



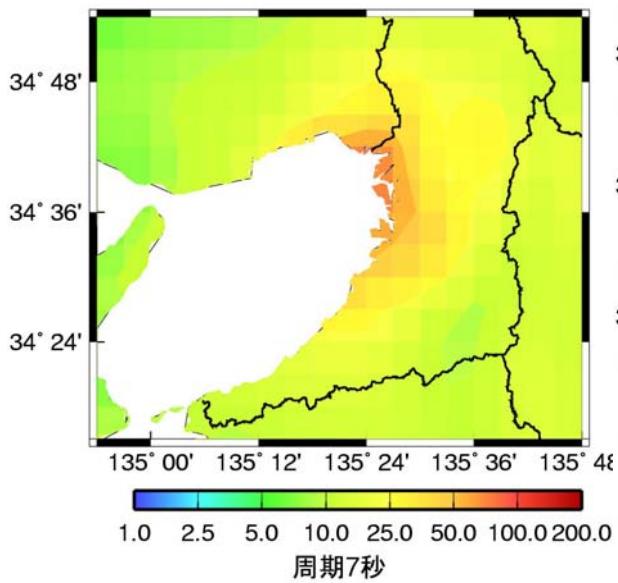
(b) 本検討 (Mw8.2) の大阪平野

(c) 本検討 (Mw8.2) の濃尾平野

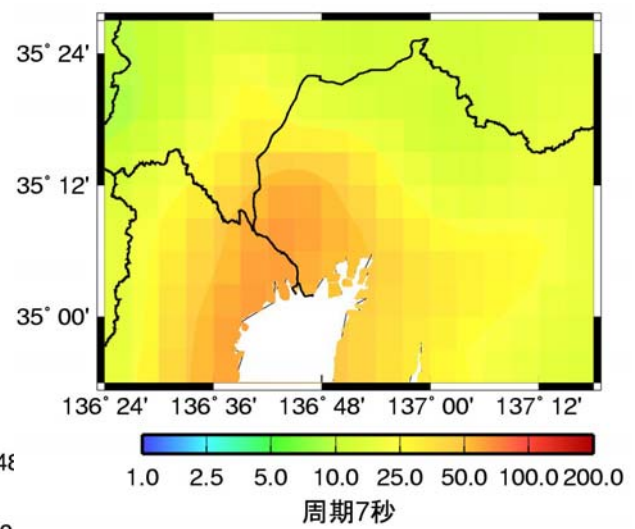
図 3.5.59 東南海地震に対する本検討(乱数 2)と推本の予測波の周期 5 秒での速度応答スペクトル(減衰定数 5%)の分布



(a) 推本

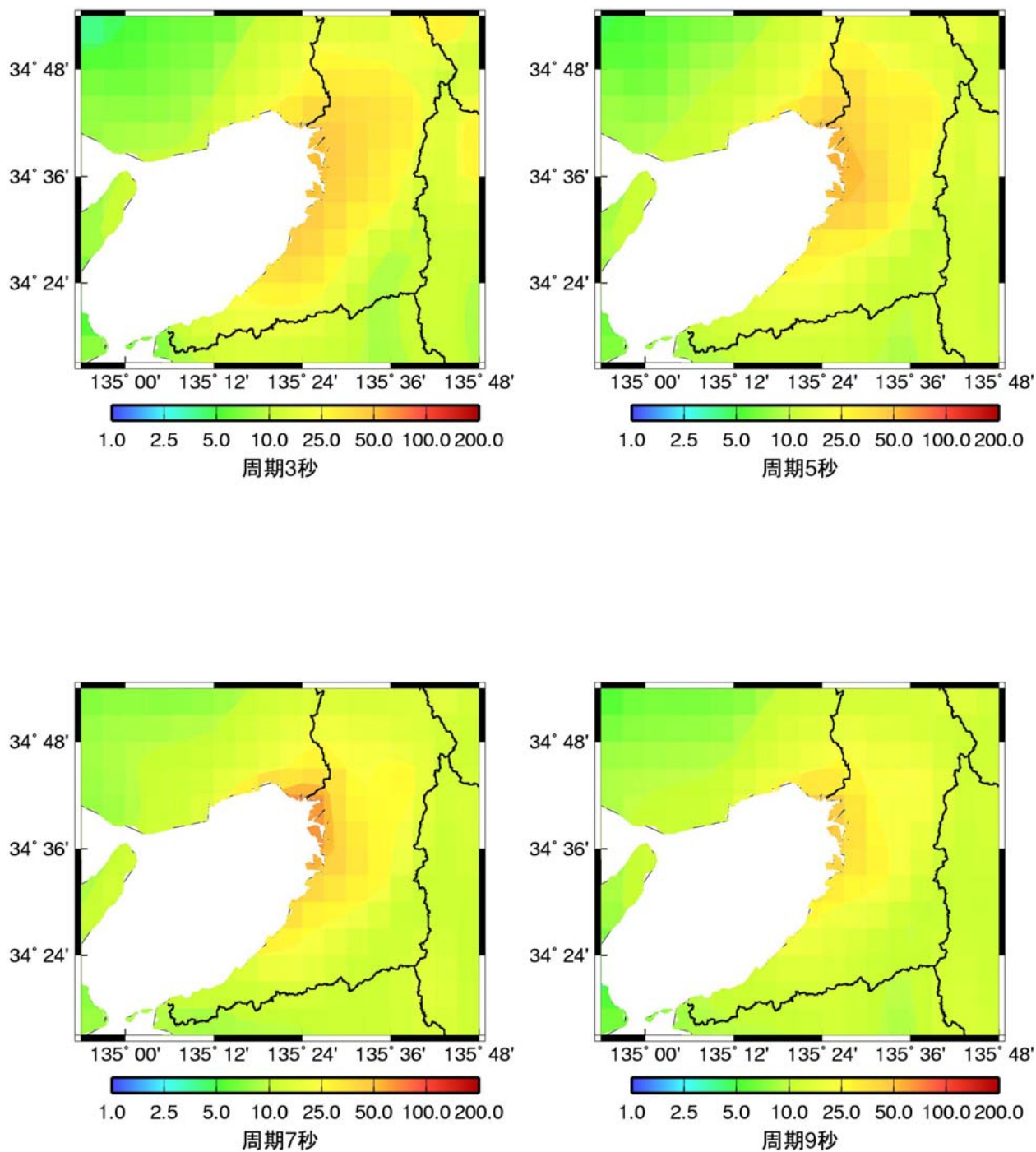


(b) 本検討 (Mw8.2) の大阪平野



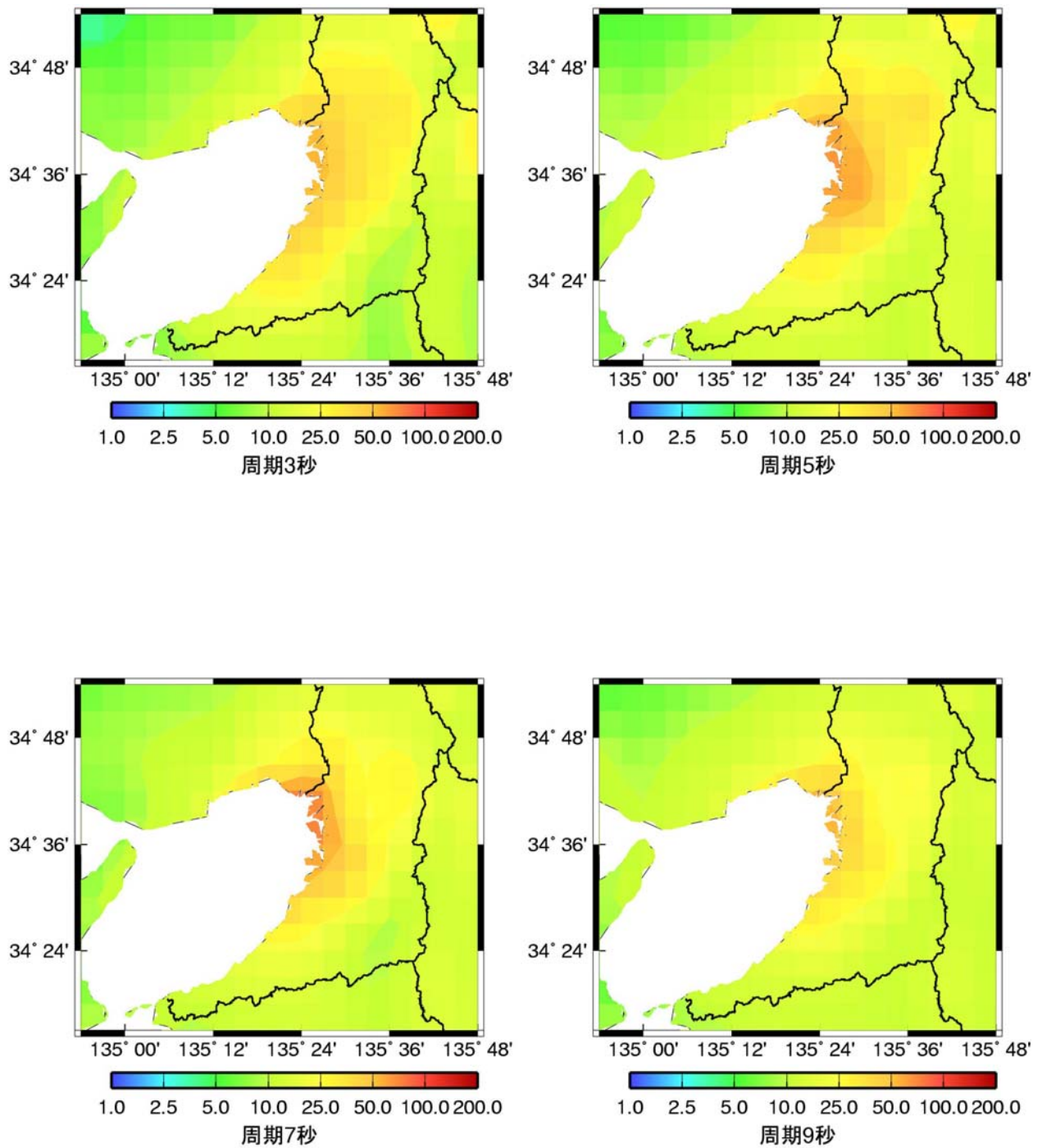
(c) 本検討 (Mw8.2) の濃尾平野

図 3.5.60 東南海地震に対する本検討(乱数2)と推本の予測波の周期7秒での速度応答スペクトル(減衰定数5%)の分布



S_V [cm/s] $h=5\%$: 東南海地震：水平成分

図 3.5.61 乱数 1 を用いた本検討の東南海地震の予測波の大阪平野における減衰定数 5% の速度応答スペクトル分布



S_v [cm/s] h=5 %: 東南海地震：水平成分

図 3.5.62 乱数 2 を用いた本検討の東南海地震の予測波の大阪平野における減衰定数 5% の速度応答スペクトル分布

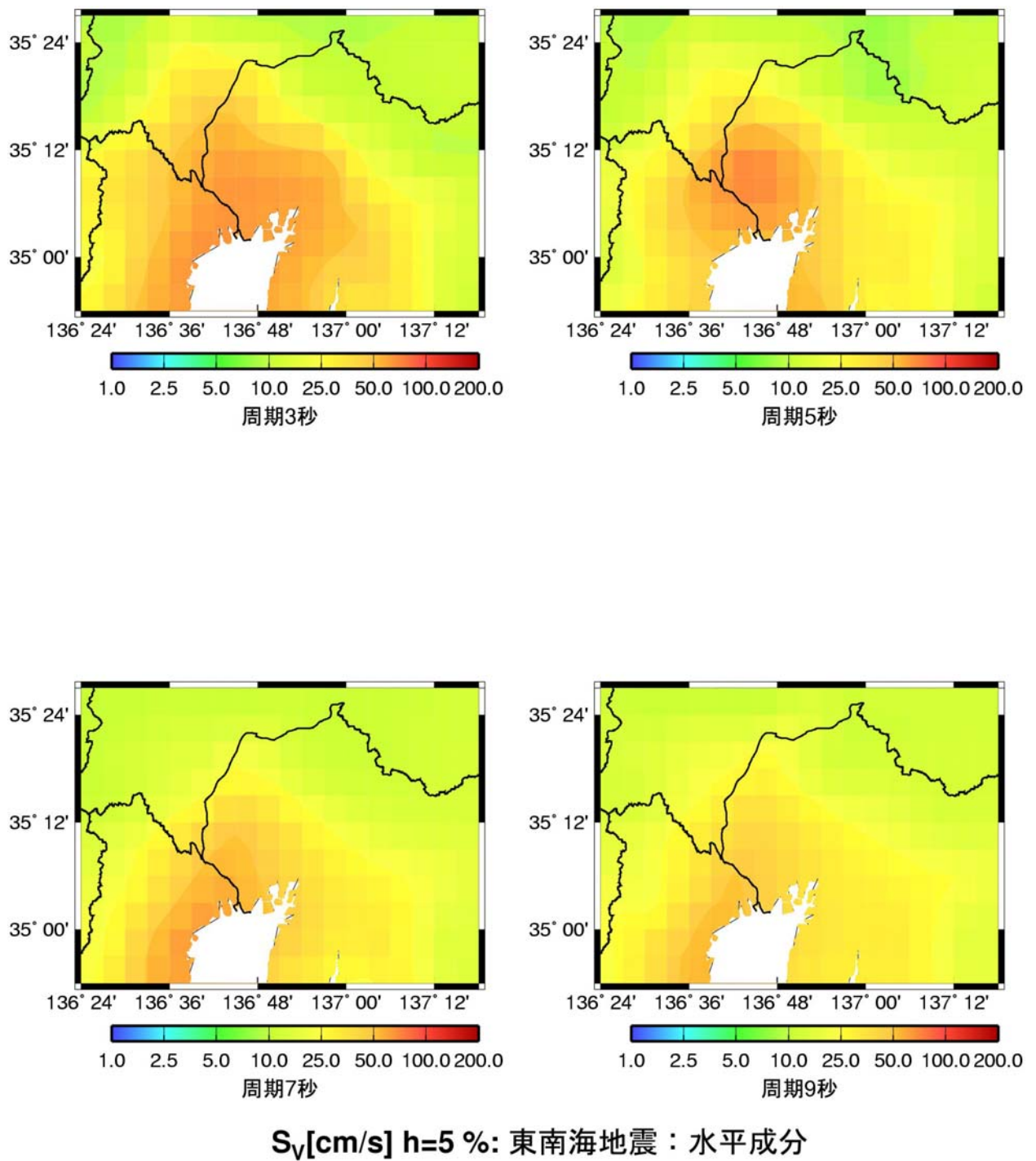


図 3. 5. 63 乱数 1 を用いた本検討の東南海地震の予測波の濃尾平野における減衰定数 5% の速度
 応答スペクトル分布

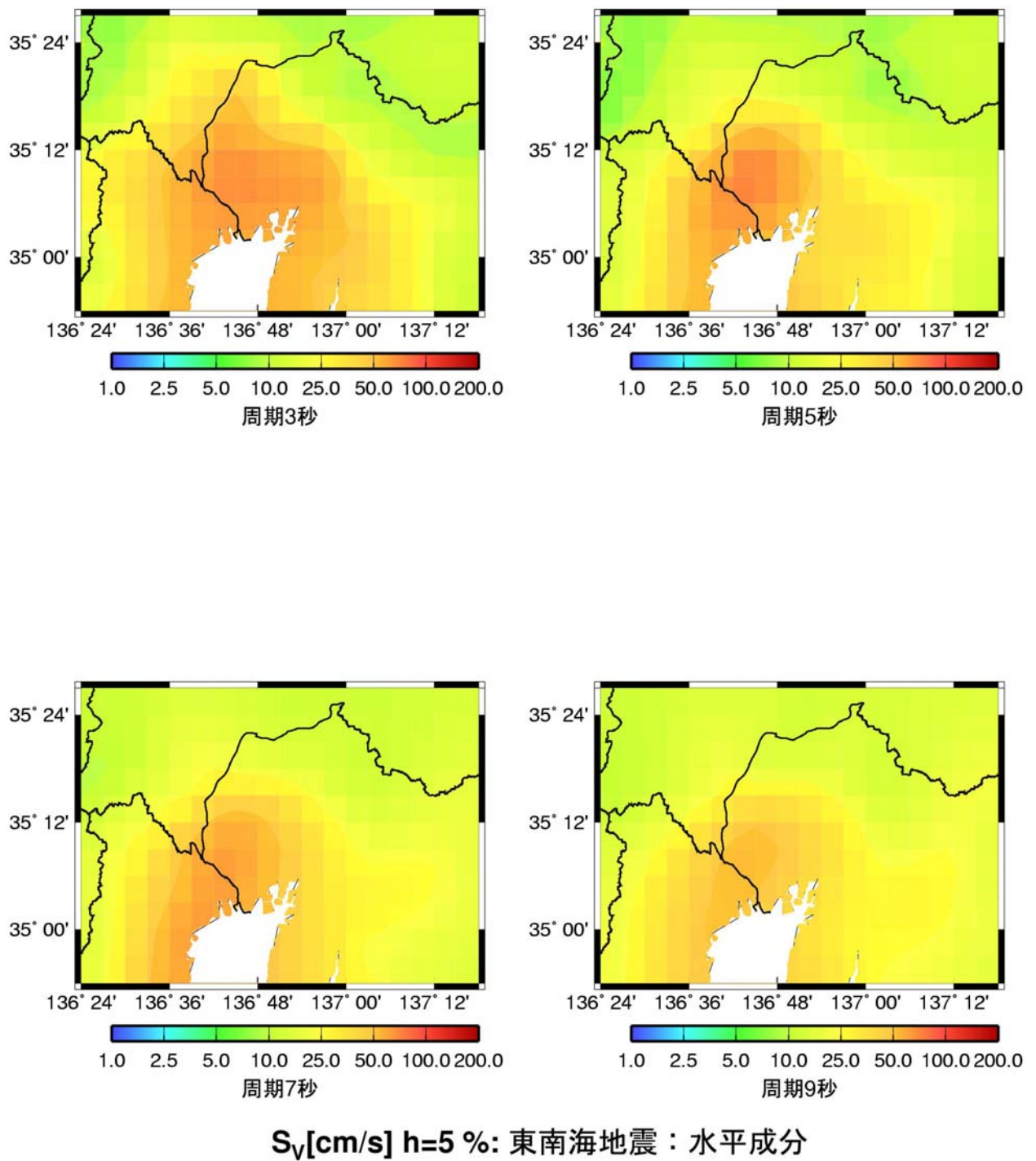


図 3.5.64 乱数 2 を用いた本検討の東南海地震の予測波の濃尾平野における減衰定数 5% の速度応答スペクトル分布

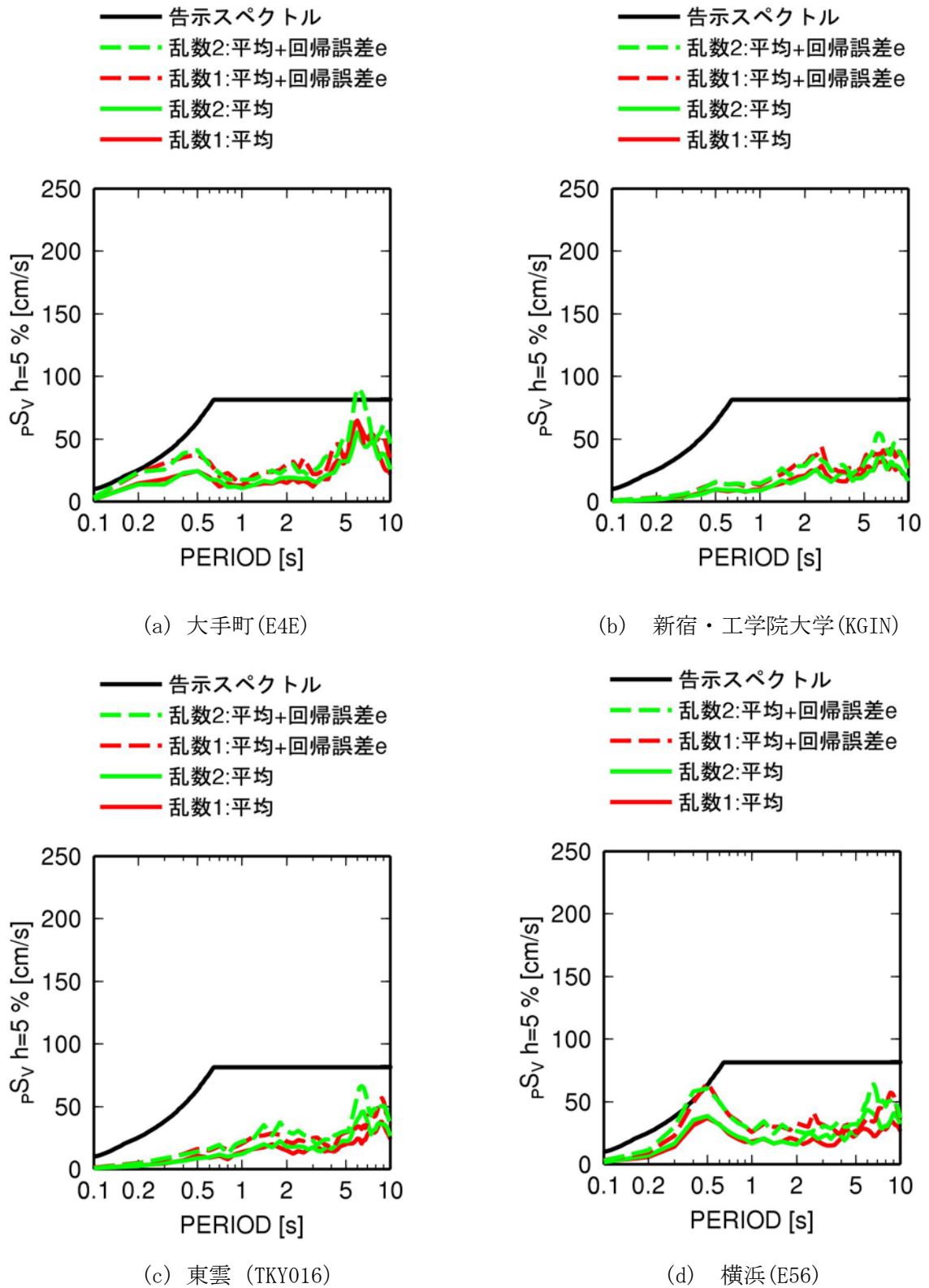
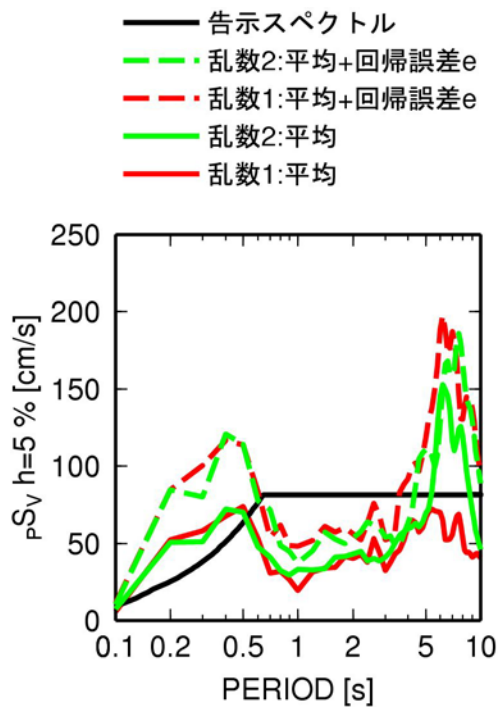
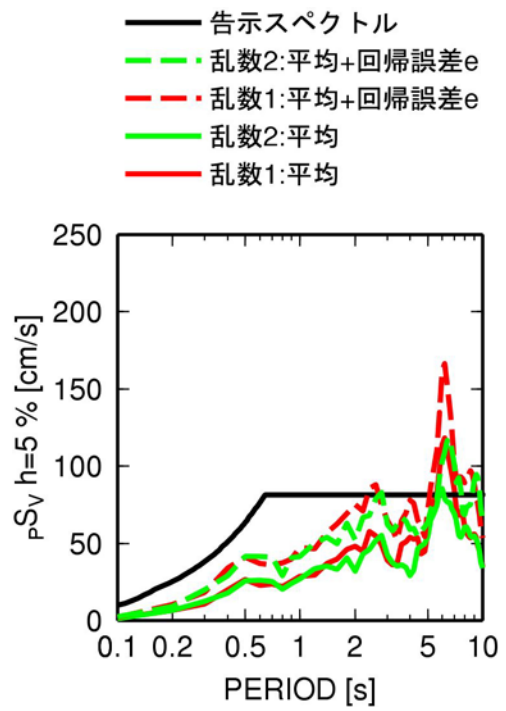


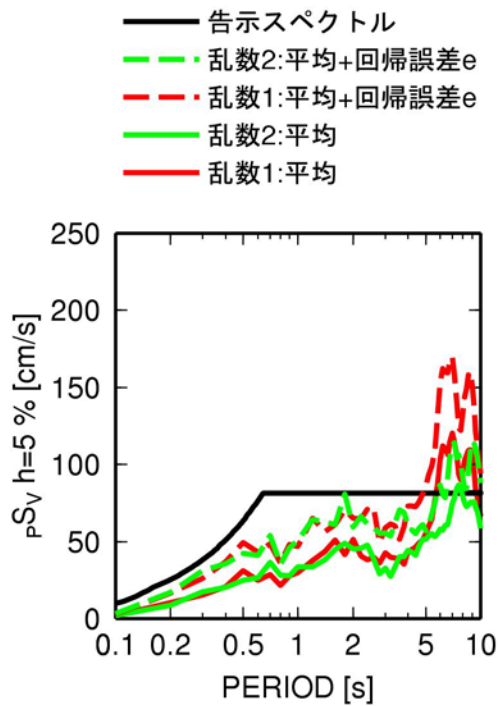
図 3.5.65 東南海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル



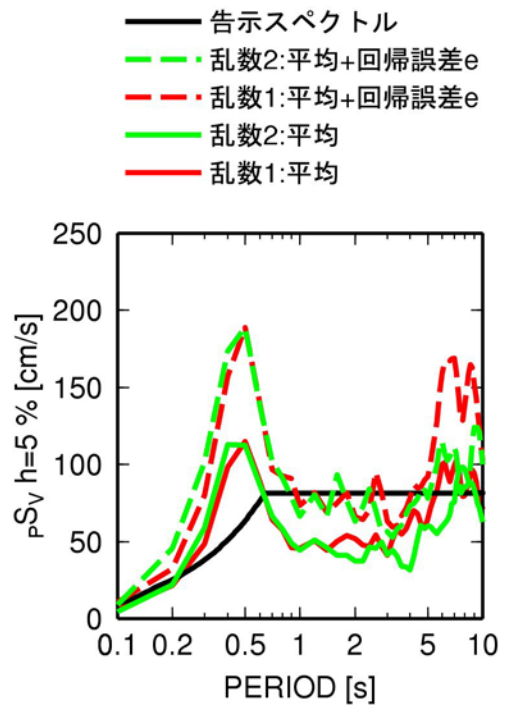
(a) 大手町 (E4E)



(b) 新宿・工学院大学 (KGIN)



(c) 東雲 (TKY016)



(d) 横浜 (E56)

図 3.5.66 東南海・東海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

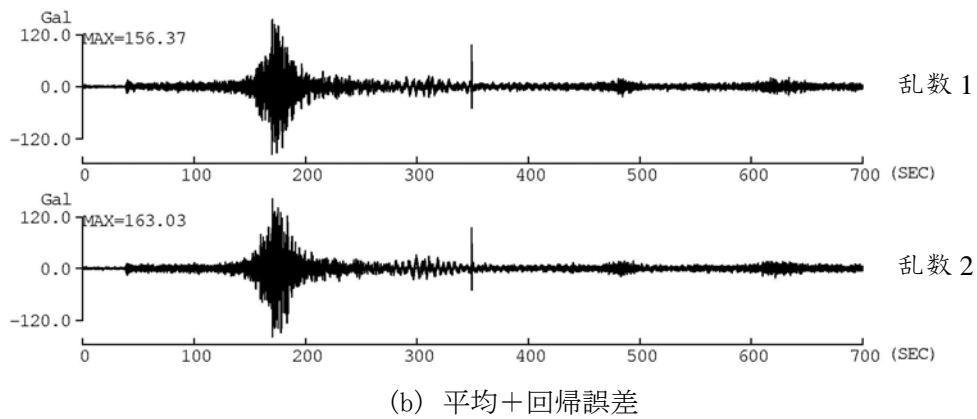
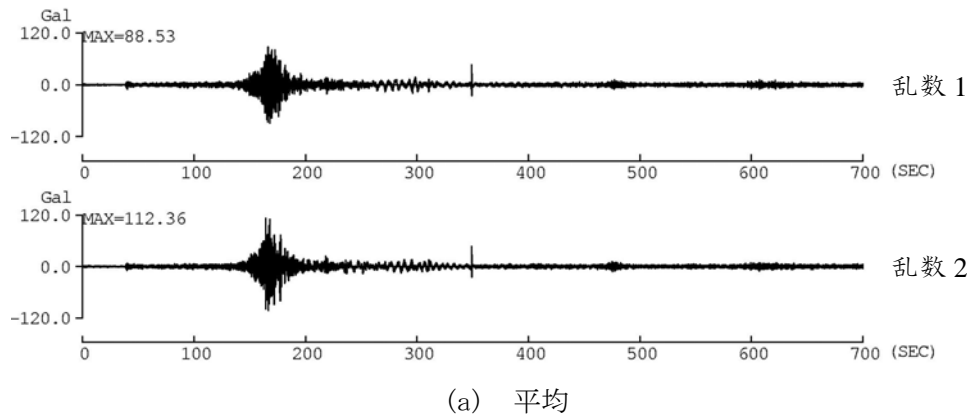


図 3.5.67 東南海地震による大手町(E4E)における周期 0.1~10 秒の加速度波形

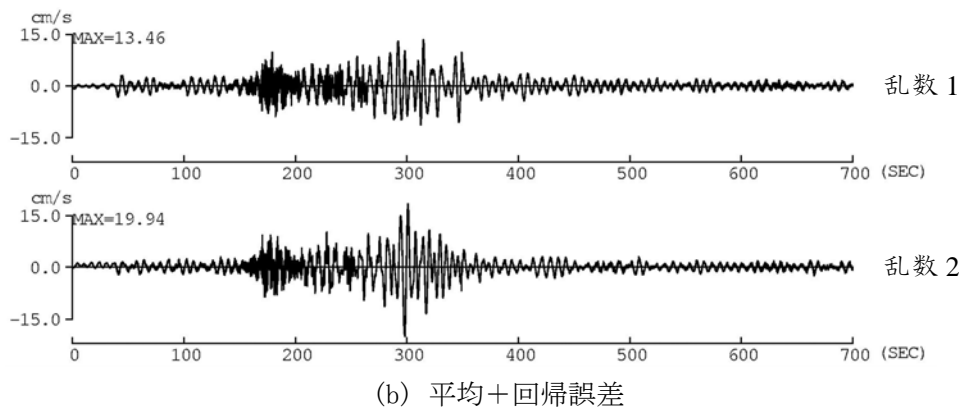
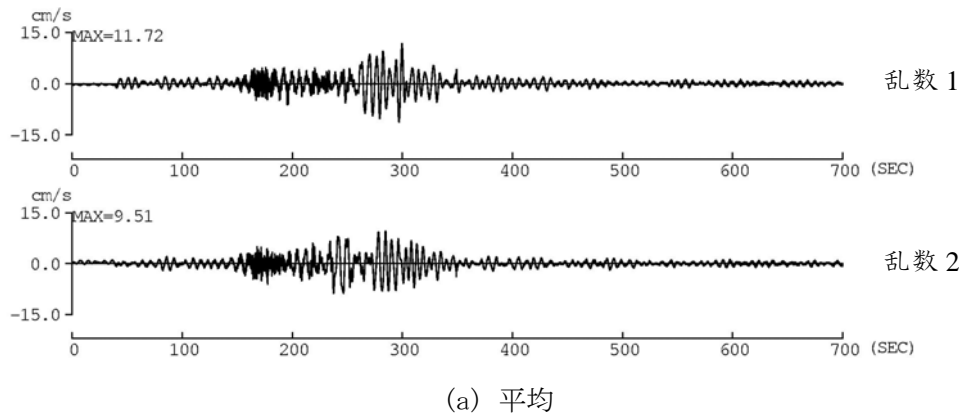
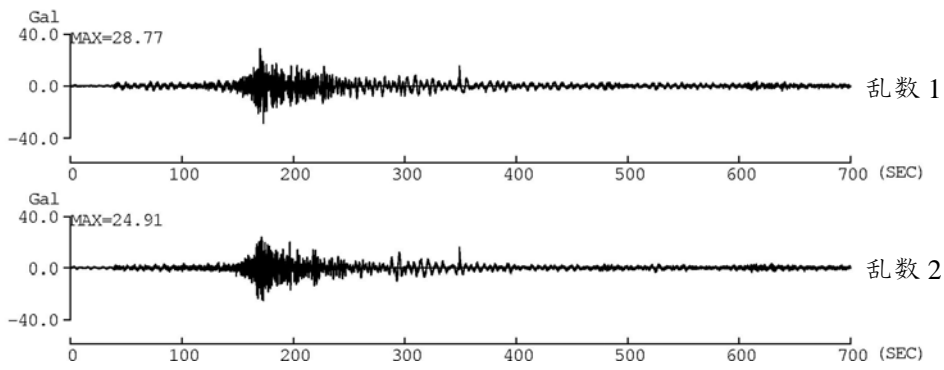
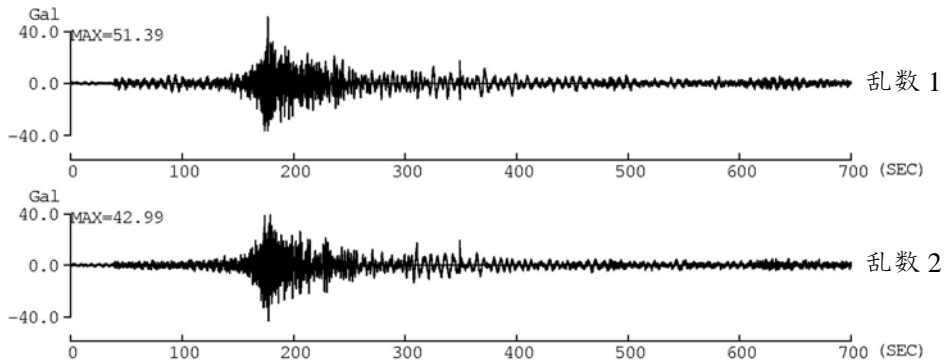


図 3.5.68 東南海地震による大手町(E4E)における本周期 0.1~10 秒の速度波形

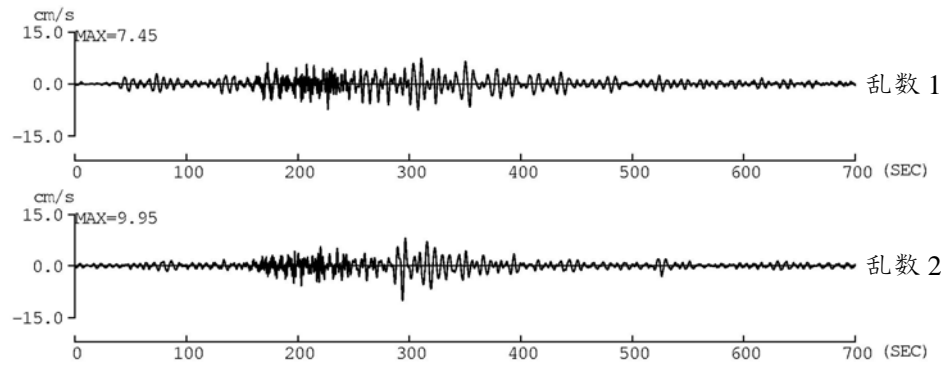


(a) 平均

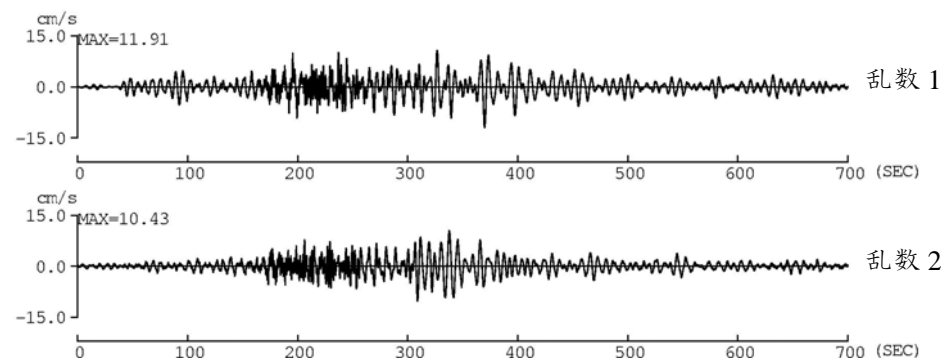


(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.69 東南海地震による新宿・工学院大学(KGIN)における周期 0.1~10 秒の加速度波形



(a) 平均



(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.70 東南海地震による新宿・工学院大学(KGIN)での本検討の周期 0.1~10 秒の速度波形

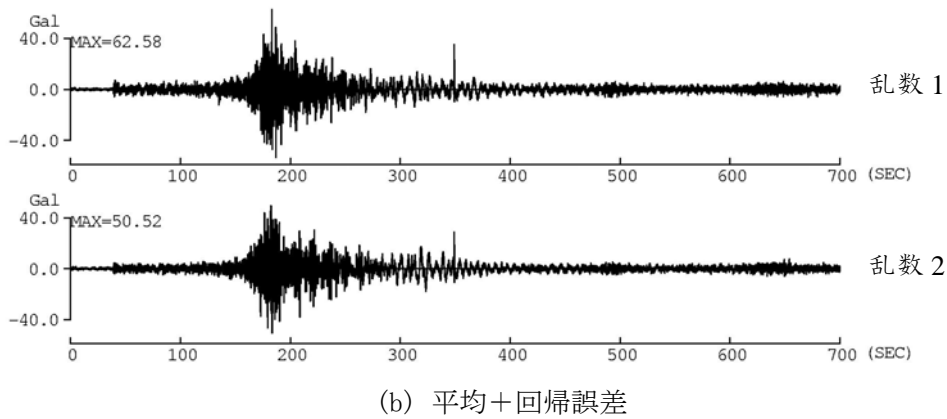
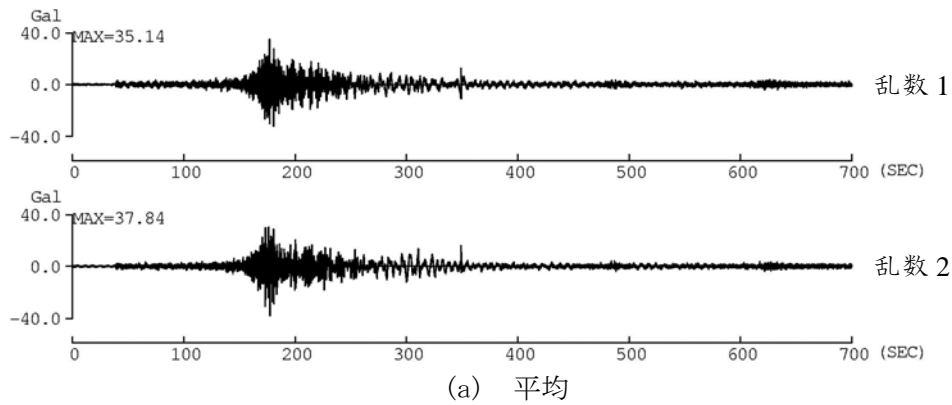


図 3.5.71 東南海地震による東雲(TKY016)における本検討の周期 0.1~10 秒の加速度波形

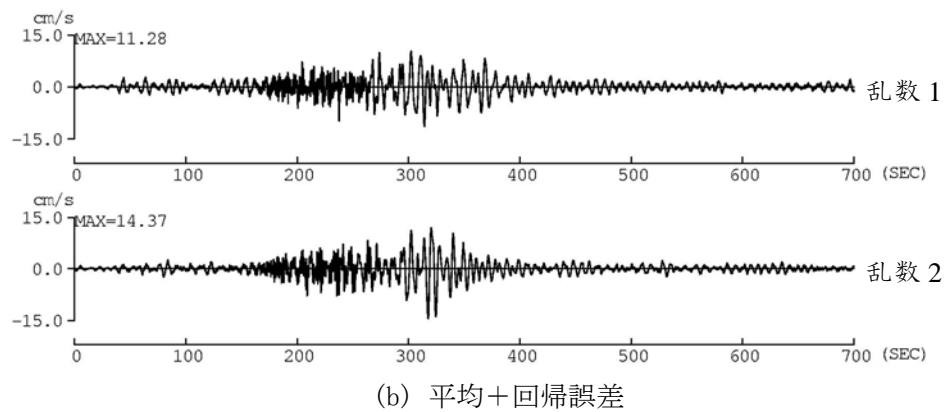
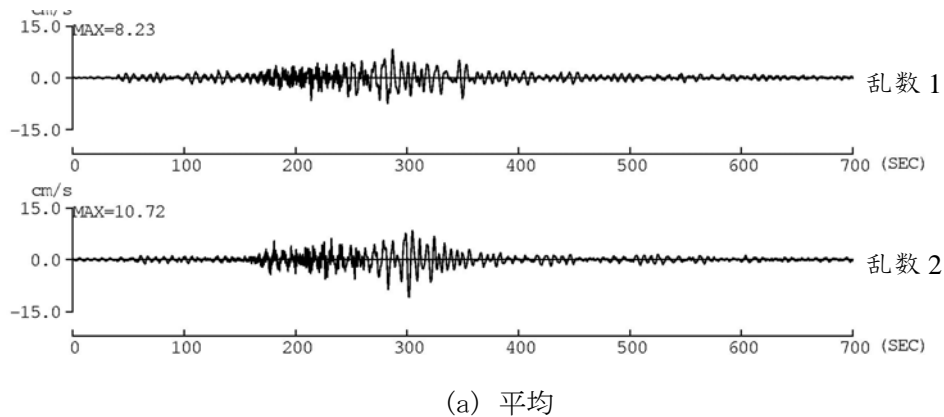


図 3.5.72 想定東南海地震による東雲(TKY016)における本検討の周期 0.1~10 秒の速度波形

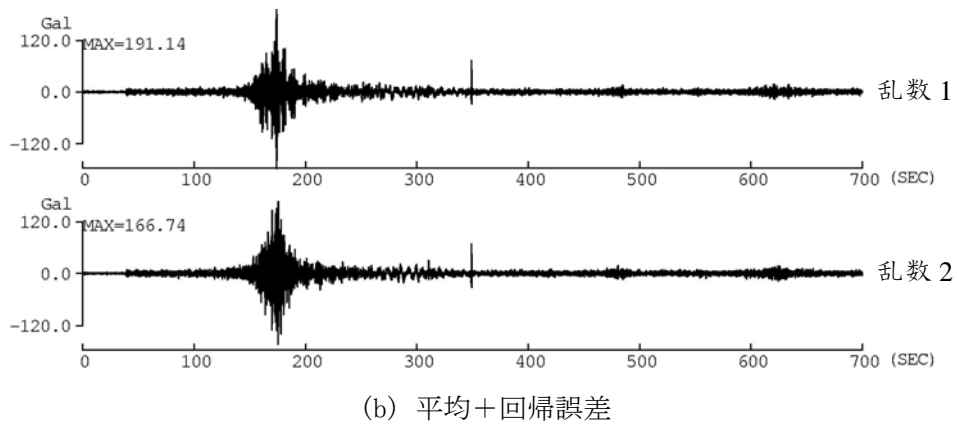
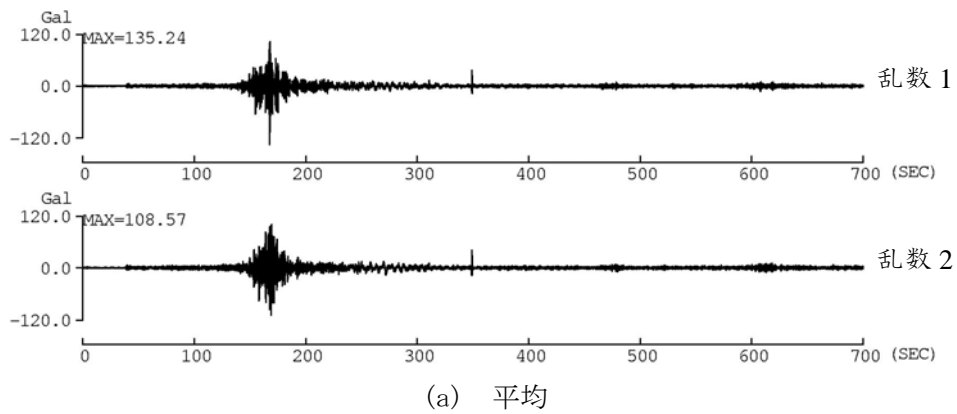


図 3.5.73 東南海地震による横浜 (E56) における本検討の周期 0.1~10 秒の加速度波形

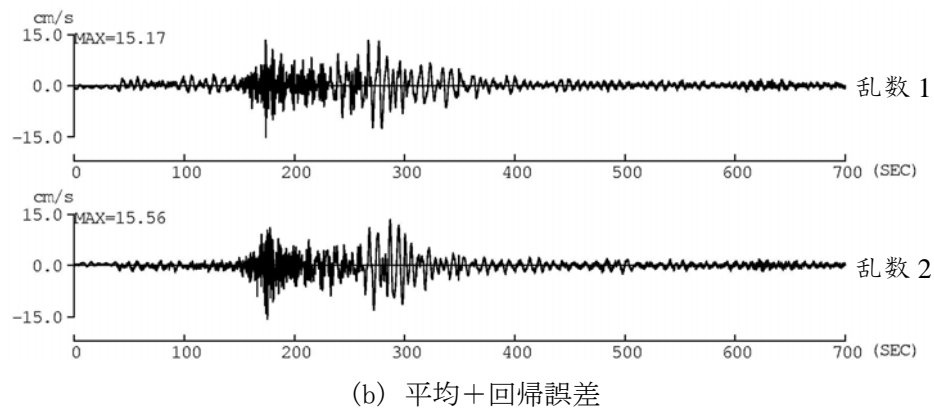
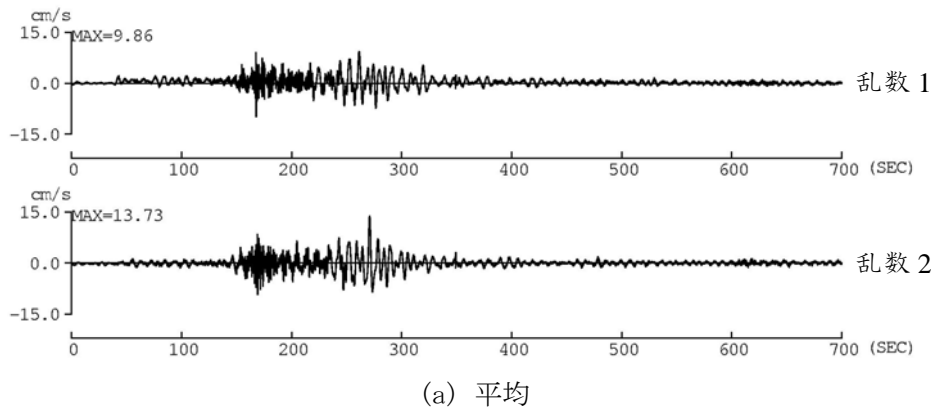


図 3.5.74 東南海地震による横浜 (E56) における本検討の周期 0.1~10 秒の速度波形

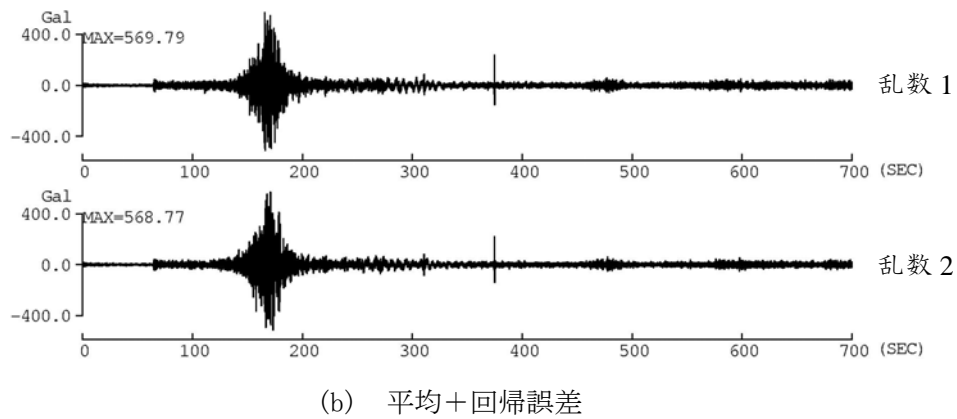
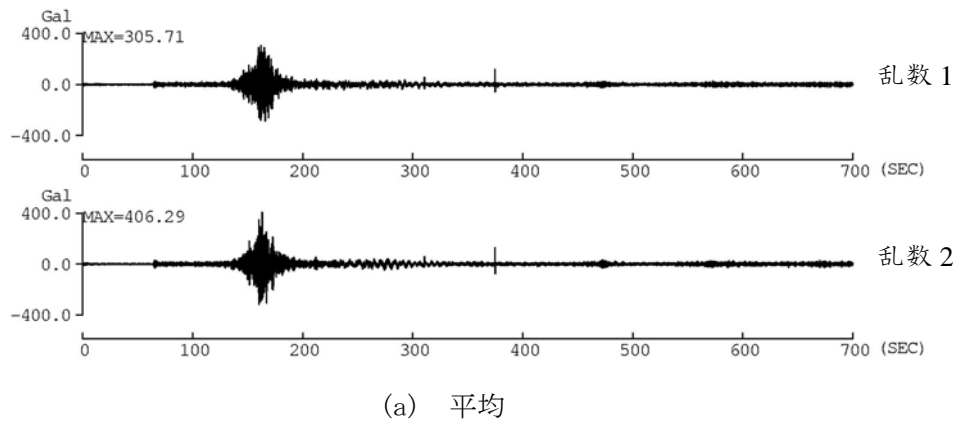


図 3.5.75 東南海・東海地震による大手町(E4E)における周期 0.1~10 秒の加速度波形

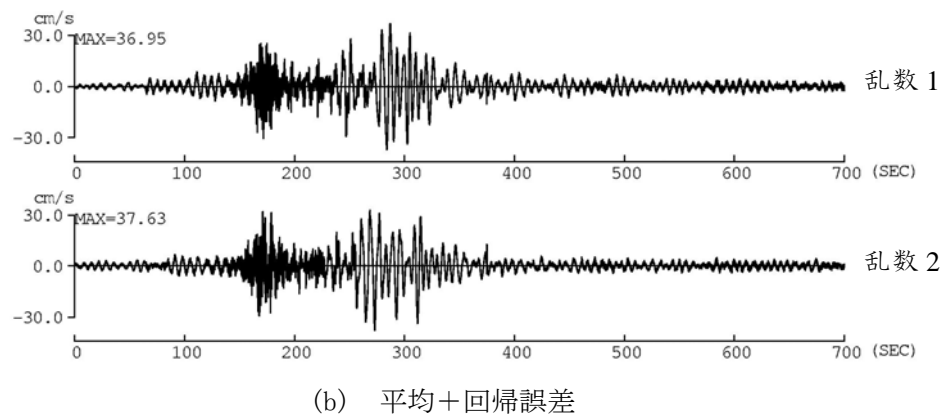
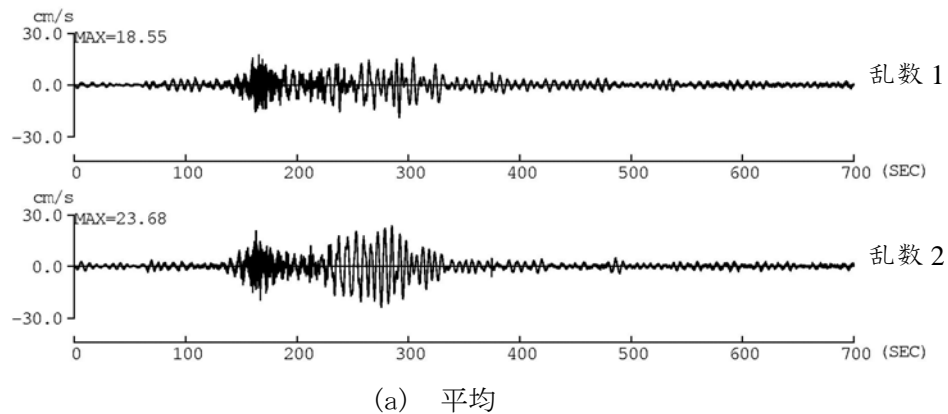
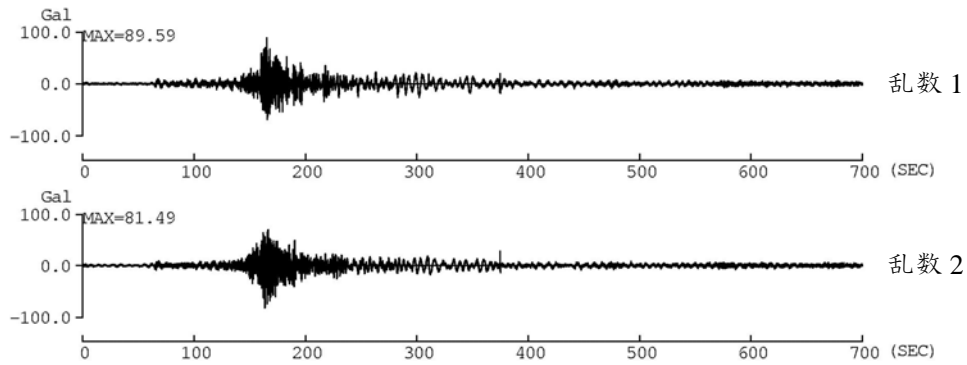
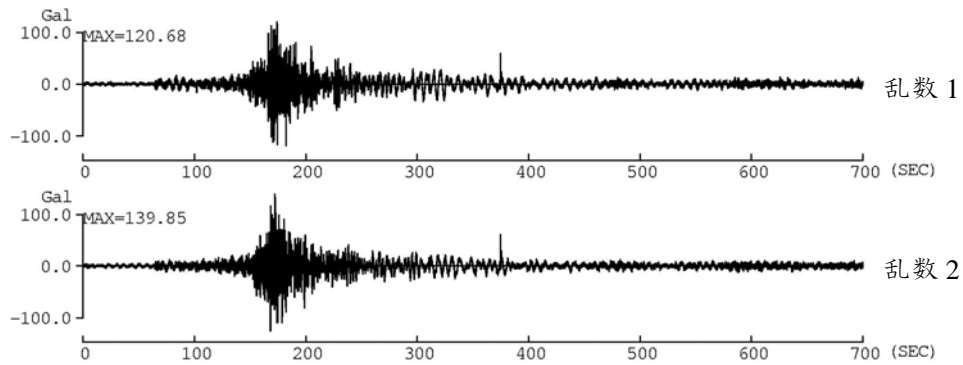


図 3.5.76 東南海・東海地震による大手町(E4E)における周期 0.1~10 秒の速度波形

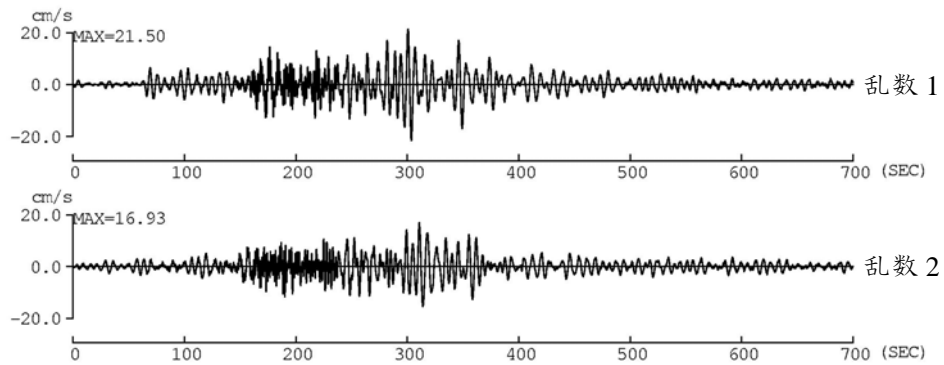


(a) 平均

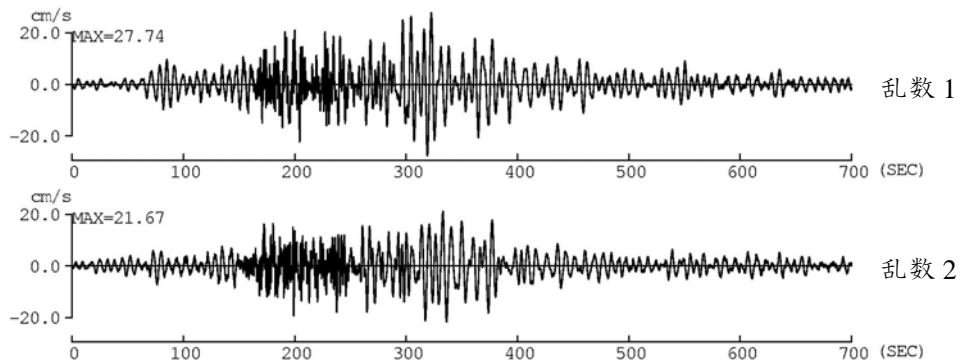


(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.77 東南海・東海地震による新宿・工学院大学(KGIN)での周期 0.1~10 秒の加速度波形

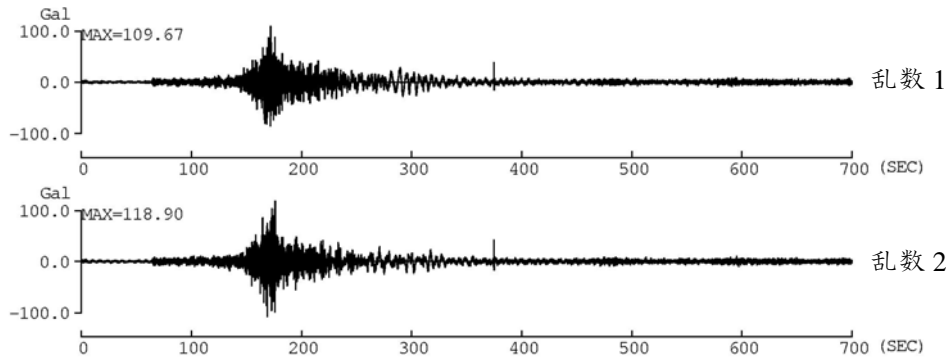


(a) 平均

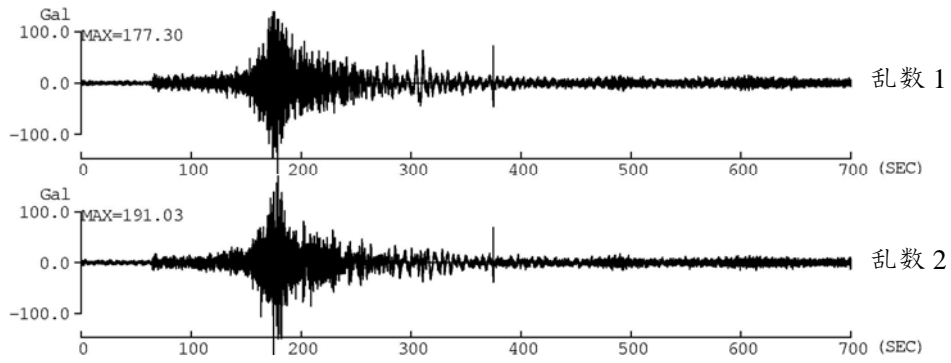


(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.78 東南海・東海地震による新宿・工学院大学(KGIN)における周期 0.1~10 秒の速度波形

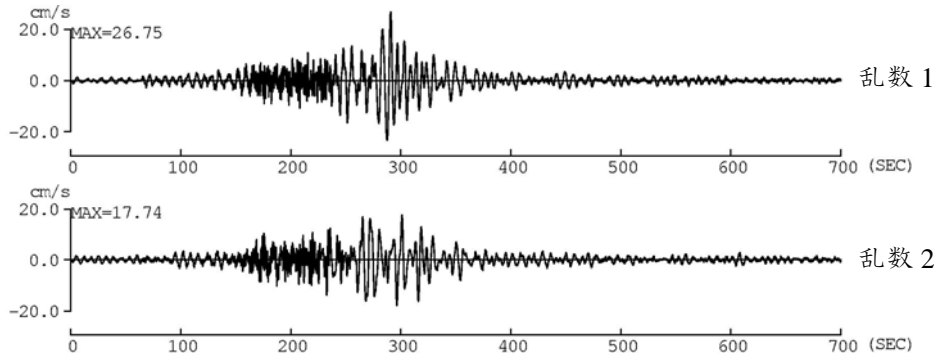


(a) 平均

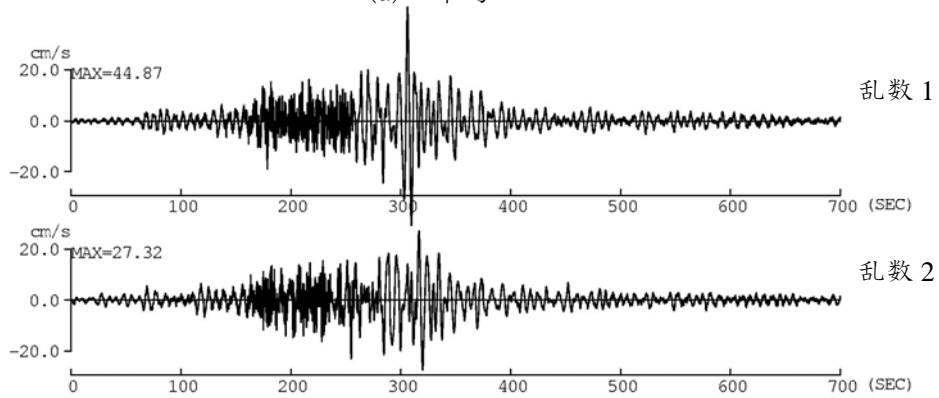


(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.79 東南海・東海地震による東雲(TKY016)における本検討の周期 0.1~10 秒の加速度波形

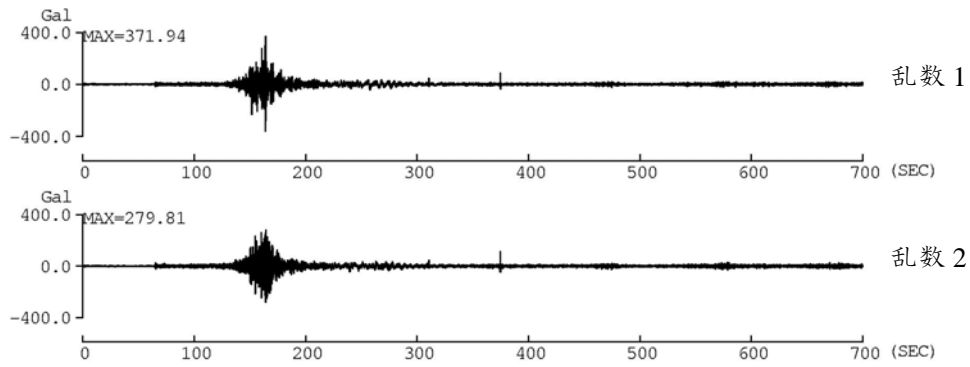


(a) 平均

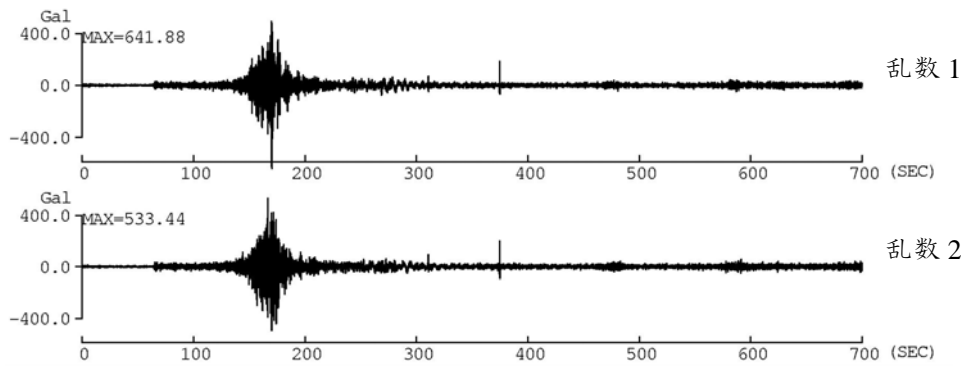


平均+回帰誤差

図 3.5.80 南海・東海地震による東雲(TKY016)における本検討の周期 0.1~10 秒の速度波形

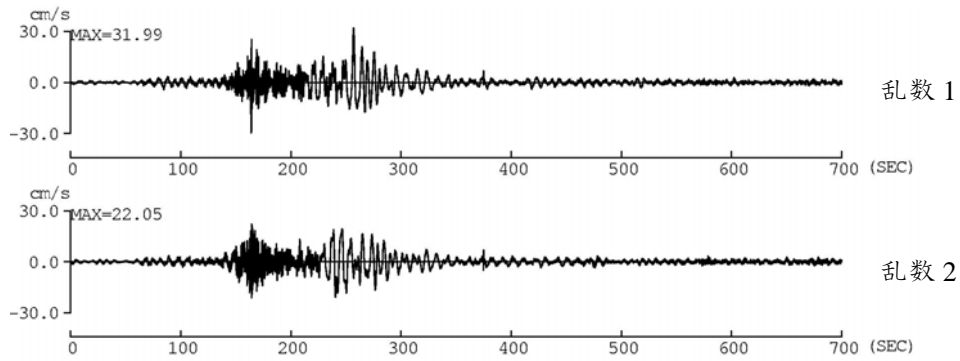


(a) 平均

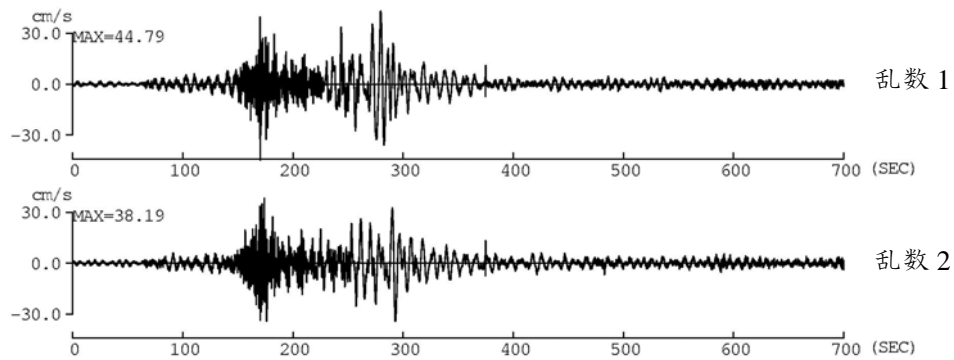


(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.81 東南海・東海地震による横浜(E56)における本検討の周期 0.1~10 秒の加速度波形



(a) 平均



(b) 平均+回帰誤差

図 3.5.82 東南海・東海地震による横浜(E56)における本検討の周期 0.1~10 秒の速度波形

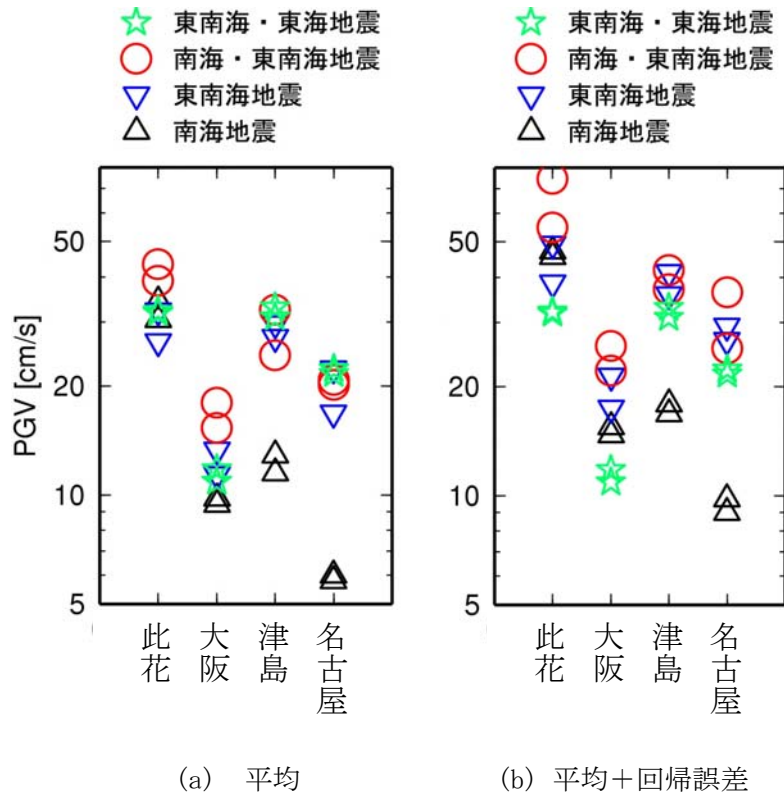


図 3.5.83 大阪平野、濃尾平野の予測地点での予測波の最大速度

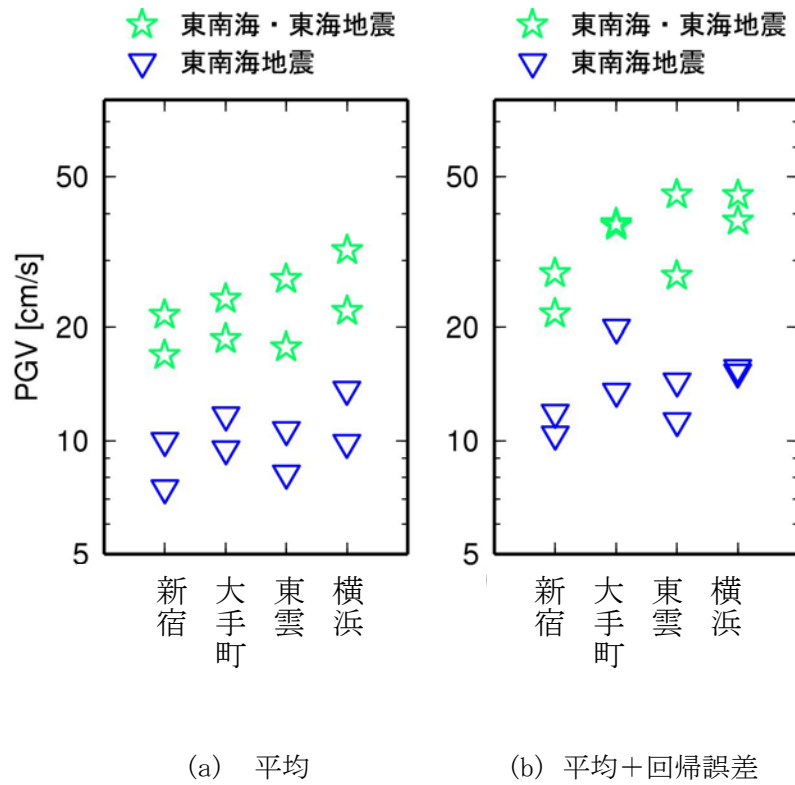


図 3.5.84 関東平野の予測地点での予測波の最大速度

表 3.5.3 大阪平野と濃尾平野での予測波の最大加速度 (cm/s²)

		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	72.9	96.2	118.7	173.4	57.6	103.1	70.6	107.9
	乱数2	70.9	105.2	101.2	174.1	62.0	89.5	66.1	99.7
東南海地震 (Mw8.2)	乱数1	79.0	147.9	144.8	227.7	238.2	348.3	337.1	503.6
	乱数2	73.5	162.5	145.8	256.9	199.2	335.1	327.1	550.4
南海・東南海地震 (Mw8.6)	乱数1	91.6	167.1	147.5	281.4	212.4	372.1	327.0	563.0
	乱数2	90.3	168.1	149.3	245.0	218.8	334.7	345.3	499.9
東南海・東海地震 (Mw8.3)	乱数1	62.8	92.2	123.2	227.0	202.8	339.8	364.0	560.8
	乱数2	80.0	112.5	141.0	285.6	221.1	322.2	323.0	682.3

表 3.5.4 大阪平野と濃尾平野での予測波の最大速度 (cm/s)

		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

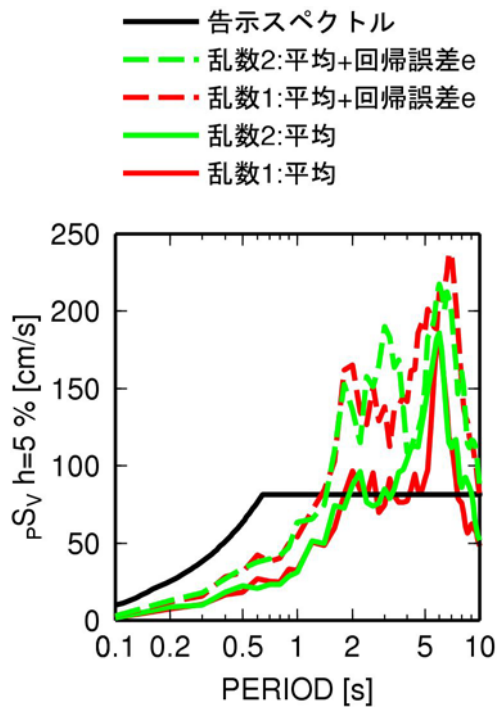
表 3.5.5 関東平野での予測波の最大加速度 (cm/s²)

		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	88.5	156.4	28.8	51.4	35.1	62.6	135.2	191.1
	乱数2	112.4	163.0	24.9	43.0	37.8	50.5	108.6	166.7
東南海・東海地震 (Mw8.3)	乱数1	305.7	569.8	85.6	120.7	109.7	177.3	371.9	641.9
	乱数2	406.3	568.8	81.5	139.9	118.9	191.0	279.8	533.4

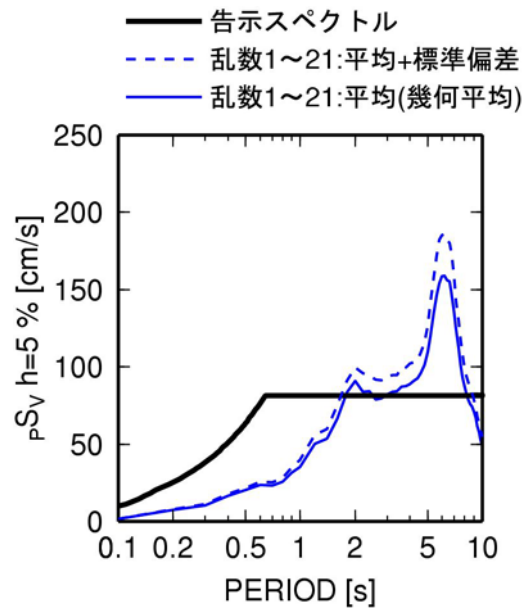
表 3.5.6 関東平野での予測波の最大速度 (cm/s)

		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

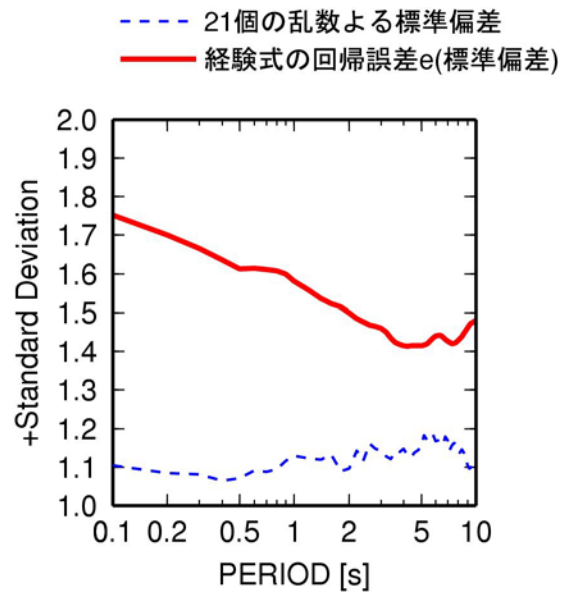
黄色は、建物応答の入力波とした予測波



(a) 2つの乱数を用いた場合



(b) 21個の乱数を用いた場合



(c) 21個の乱数によるバラツキと
経験式の回帰誤差(標準偏差)

図 3. 5. 85 乱数の違いによる南海・東南海地震の此花(OSKH02)での予測波のばらつき

3-6 地震調査研究推進本部の長周期地震動との比較

地震調査研究推進本部（推本）では、東南海地震、宮城県沖地震、想定東海地震の長周期地震動を推定している。このうち、東南海地震、宮城県沖地震による予測では、それぞれ、1944年東南海地震、1978年宮城県沖地震に対する震源インバージョン結果(山中、2004：Wu et al., 2008, 2009)を震源モデルとして用いている。一方、想定東海地震については、このような観測記録に基づく震源モデルがないため、地震調査委員会が公表したレシピ(2008)に基づく特性化震源モデルを用いている。しかしながら、海溝型地震の特性化震源モデルに関しては、地殻内地震に比べて、さらなる研究が必要な部分が残っているということが、推本の公表文書に記載されている。そこで、ここでは、東南海地震、宮城県沖地震に対する推本の長周期地震動と、本検討の経験式に基づく長周期地震動との比較を行った。表 3.6.1 には、推本で用いている東南海地震、宮城県沖地震の震源モデルを示す。図 3.6.1 には、東南海地震に対する推本の震源モデルと本検討の震源モデルおよび予測地点を示す。宮城県沖地震に対する同様の図を図 3.6.2 に示す。本検討の震源モデルは、推本で用いた震源インバージョンに基づく震源モデルの巨視的断層面と破壊開始点を用いたものである。図 3.6.1、図 3.6.2 に黒字で示した予測地点は、推本から時刻歴波形のデジタル値が公表されている地点である。

図 3.6.3 には、東南海地震に対する本検討の予測波と推本の予測波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。推本では前イベントの再来を仮定していることから、本検討の予測波は経験式の平均を用いたもの(乱数は2つのケース)とした。本検討の予測波の擬似速度応答スペクトル(h=5%)は、推本の予測波のそれより大きいか同程度である。擬似速度応答スペクトル(h=5%)よりエネルギースペクトルの方において両者の差が小さいのは、図 3.6.4 に示したように継続時間が本検討の予測波の方が推本の予測波より短いためと考えられる。なお、推本の予測波は周期 3.5 秒以上のみの成分を含む波形であるため、図 3.6.4 の本検討の予測波、推本の予測波とも周期 3.5~10 秒の速度フィルター波となっている。

図 3.6.5 には、大手町における本検討の予測波と推本の予測波および Midorikawa et al. (2006) の復元波の速度応答スペクトルの比較を示す。本検討の予測波の方が推本の予測波および復元波より大きい。なお、推本の資料には、大手町における推本の予測波および Midorikawa et al. (2006) の復元波の速度波形の比較も掲載されている。しかし、その波形には周期 10 秒以上の波も含まれており、図からわかるように周期 10 秒以上の波の振幅が大きいことから、周期 10 秒以下を対象とした本検討の速度波形とは直接比較していない。

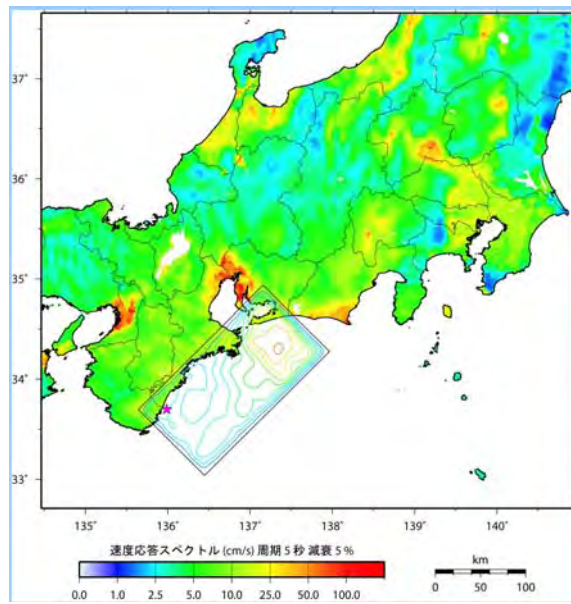
同様に、宮城県沖地震に対する本検討の予測波と推本の予測波の擬似速度応答スペクトル(h=5%)、エネルギースペクトル、速度波形(周期 3.5~10 秒のバンドパスフィルター波)の比較を図 3.6.6、図 3.6.7 に示す。図 3.6.7 において、本検討の予測波と推本の予測波の振幅レベルはほぼ同じである。波形の継続時間も、仙台市や福島市では両者はよく合っている。これは、経験式のデータセットに、ほぼ同じ震源域で発生した 2005 年宮城県沖の地震(M_J7.2, Mw7.1)の記録が含まれていることによる寄与が大きいと考えられる。

参考文献

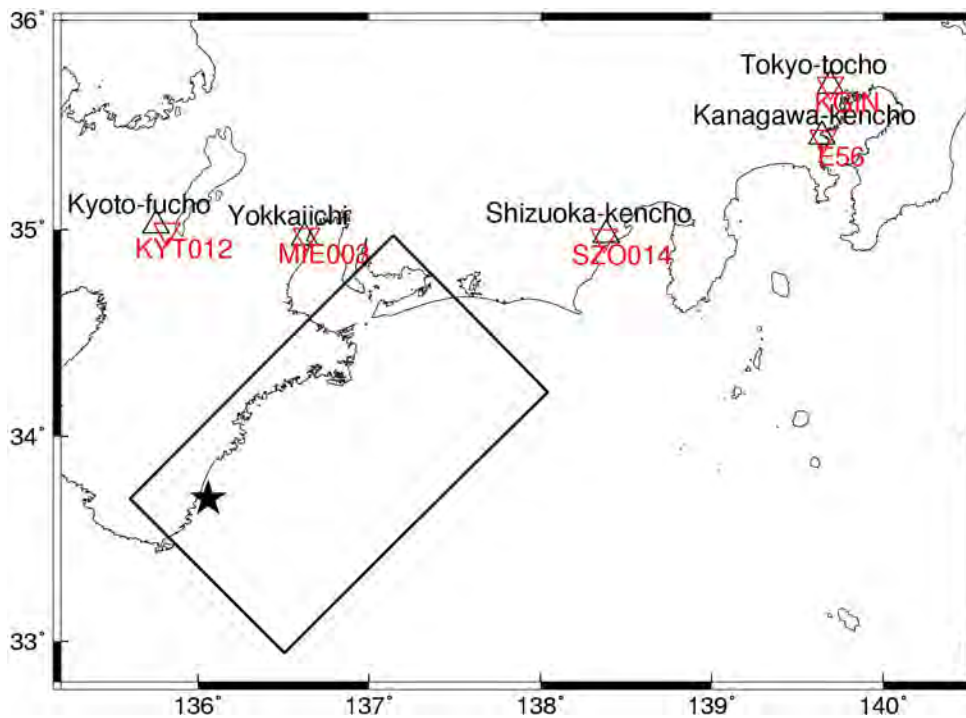
- 1) Midorikawa, S., Akiba, S., Muira, H., and T., Masatsuki (2006). Long-period ground motion at Tokyo during the 1944 Tonankai, Japan earthquake Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Grenoble, France, 30 August - 1 September 2006, Paper Number 149.
- 2) Wu, C., K. Koketsu, and H. Miyake (2008). Source processes of the 1978 and 2005 Miyagi-oki, Japan, earthquakes: Repeated rupture of asperities over successive large earthquakes, *J. Geophys. Res.*, Vol. 113, B08316, doi:10.1029/2007JB005189.
- 3) Wu, C., K. Koketsu, and H. Miyake (2009). Correction to "Source processes of the 1978 and 2005 Miyagi-oki, Japan, earthquakes: Repeated rupture of asperities over successive large earthquakes", *J. Geophys. Res.*, Vol. 114, B04302, doi:10.1029/2009JB006419.
- 4) 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.
- 5) 地震調査研究推進本部. 「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
- 6) 地震調査委員会 (2008) 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/kyoshindo/08apr_kego/recipe.pdf

表 3.6.1 推本の震源モデル

	M_0 [dyne · cm]	M_w	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)
宮城県沖地震	2.80×10^{27}	7.6	1978年宮城県沖地震の再現	Wu et al. (2008, 2009)



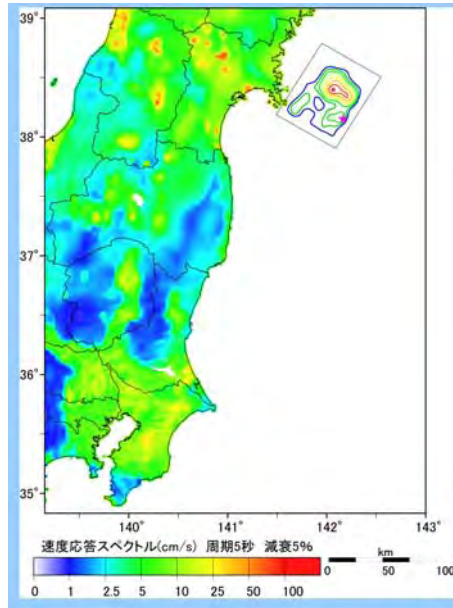
(a) 推本の震源モデル



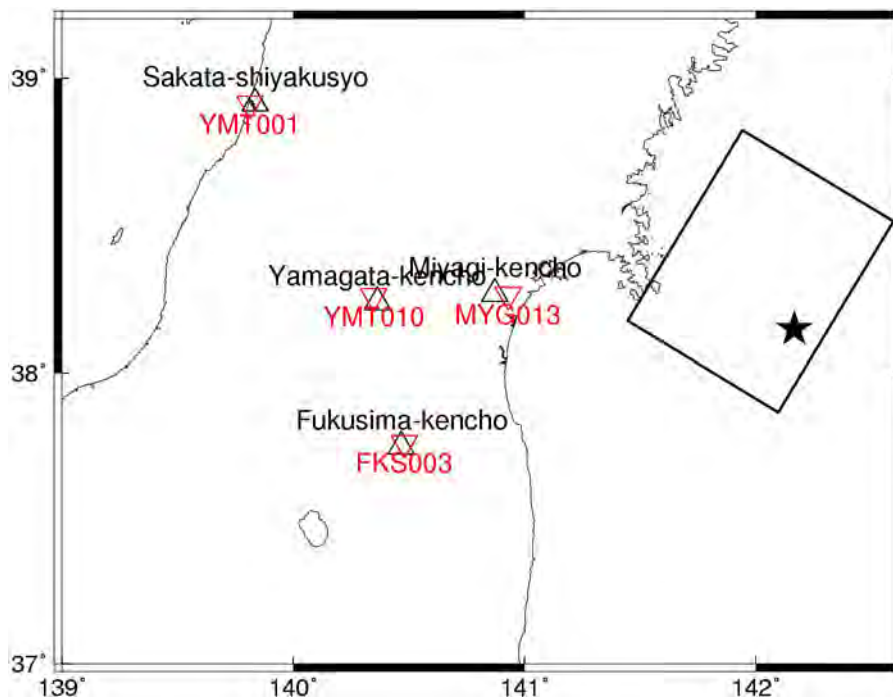
(b) 推本の震源モデルに基づく本検討の震源モデルと計算地点

黒文字：推本の公開計算地点、赤文字：本検討の計算地点、★：破壊開始点

図 3.6.1 東南海地震の震源モデルと計算地点



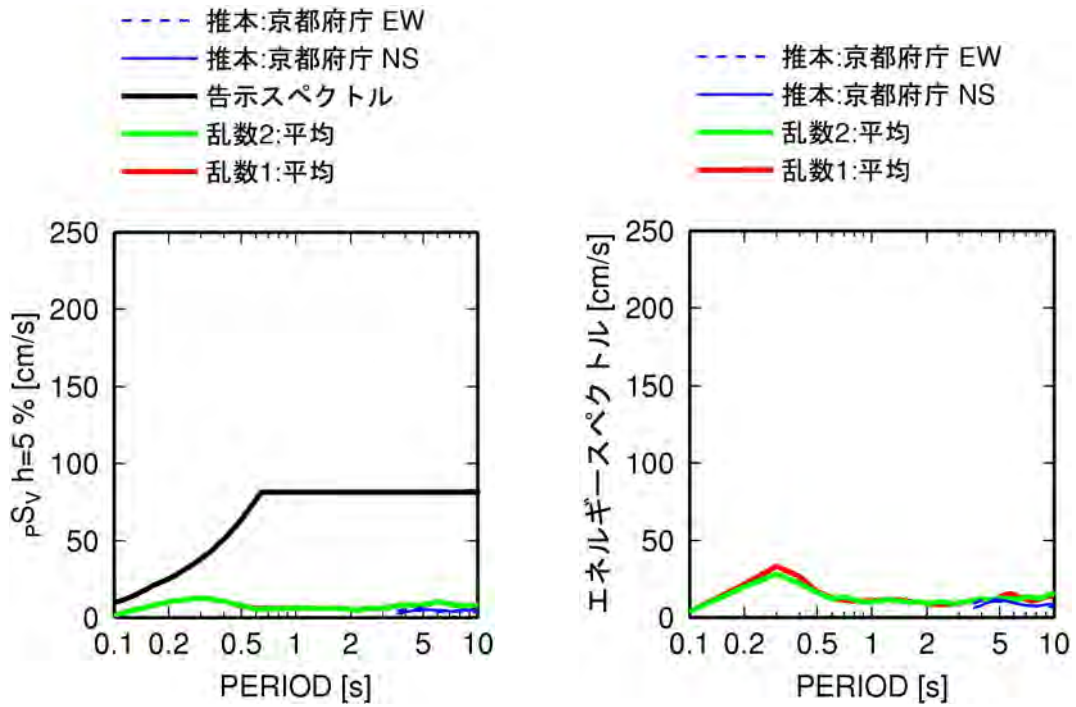
(a) 推本の震源モデル



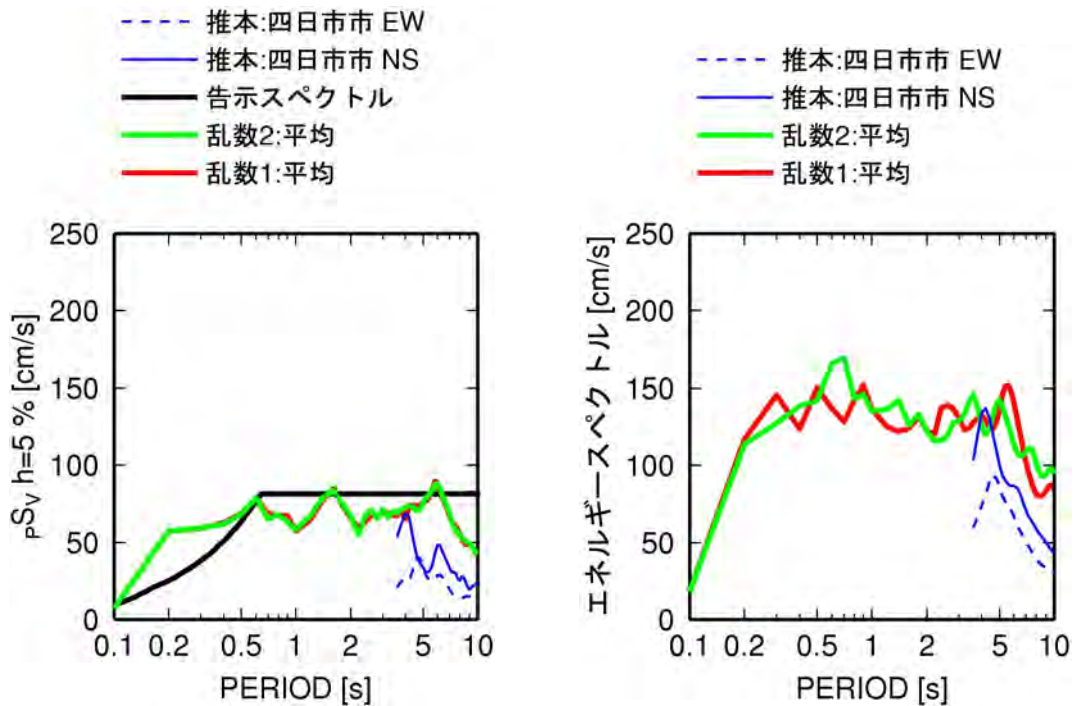
(b) 推本の震源モデルに基づく本検討の震源モデルと計算地点

黒文字：推本の公開計算地点、赤文字：本検討の計算地点、★：破壊開始点

図 3.6.2 宮城県沖地震の震源モデルと計算地点

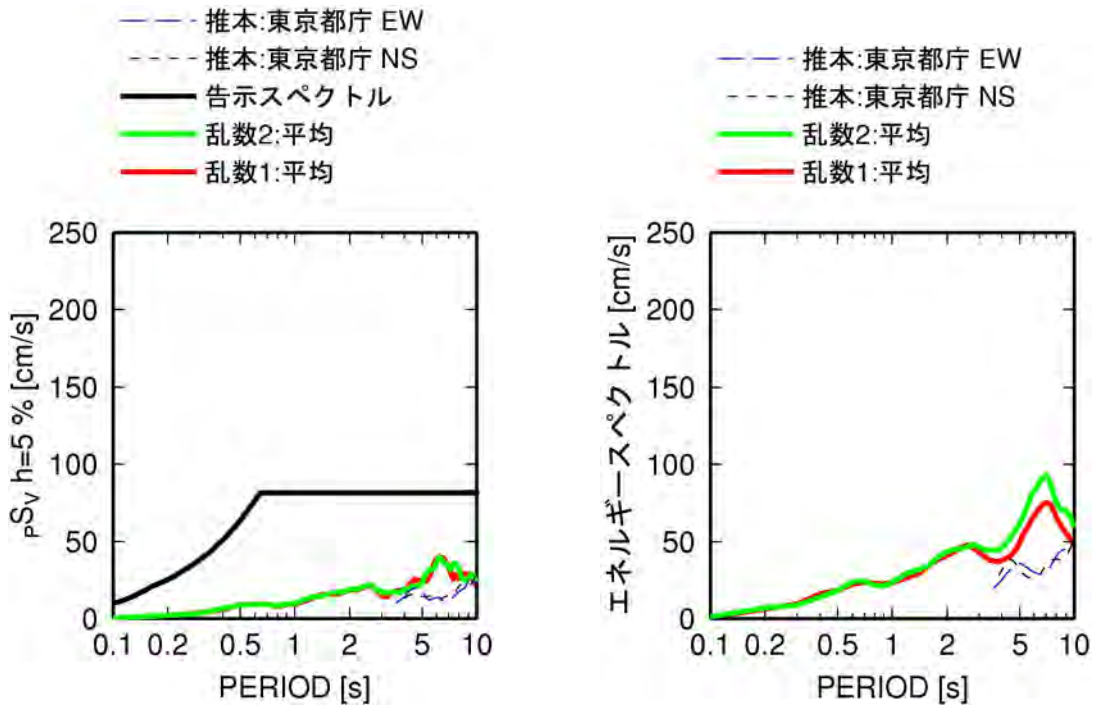


(a) KYT012(京都)

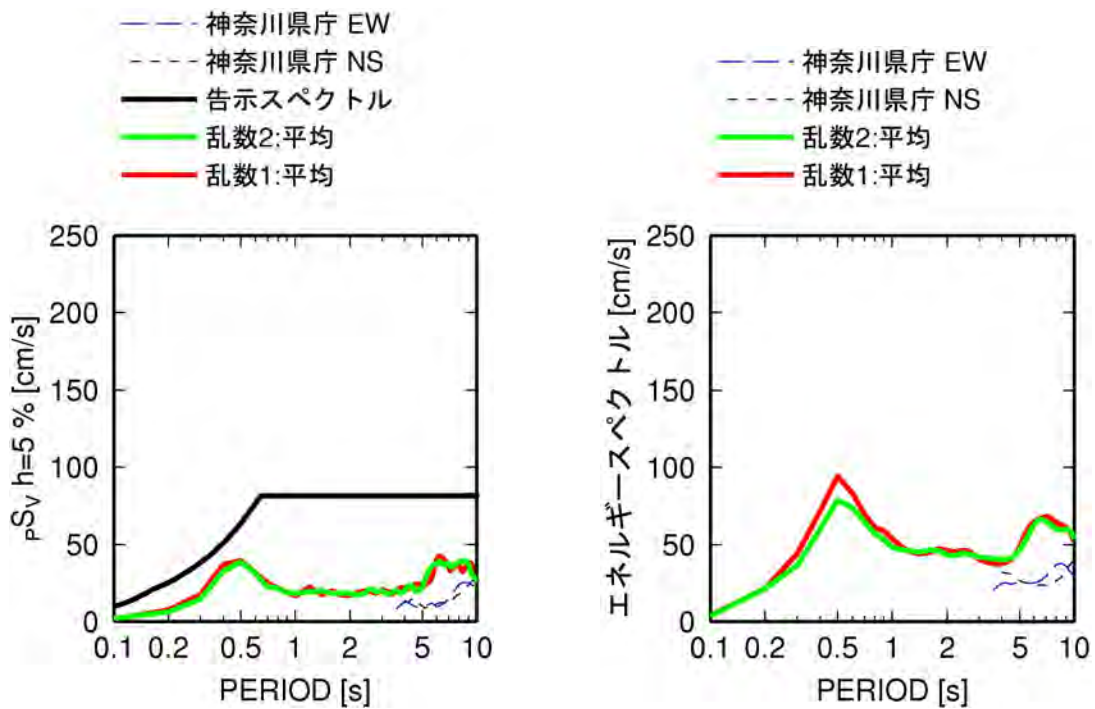


(b) MIE003(四日市)

図 3. 6. 3 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルの比較

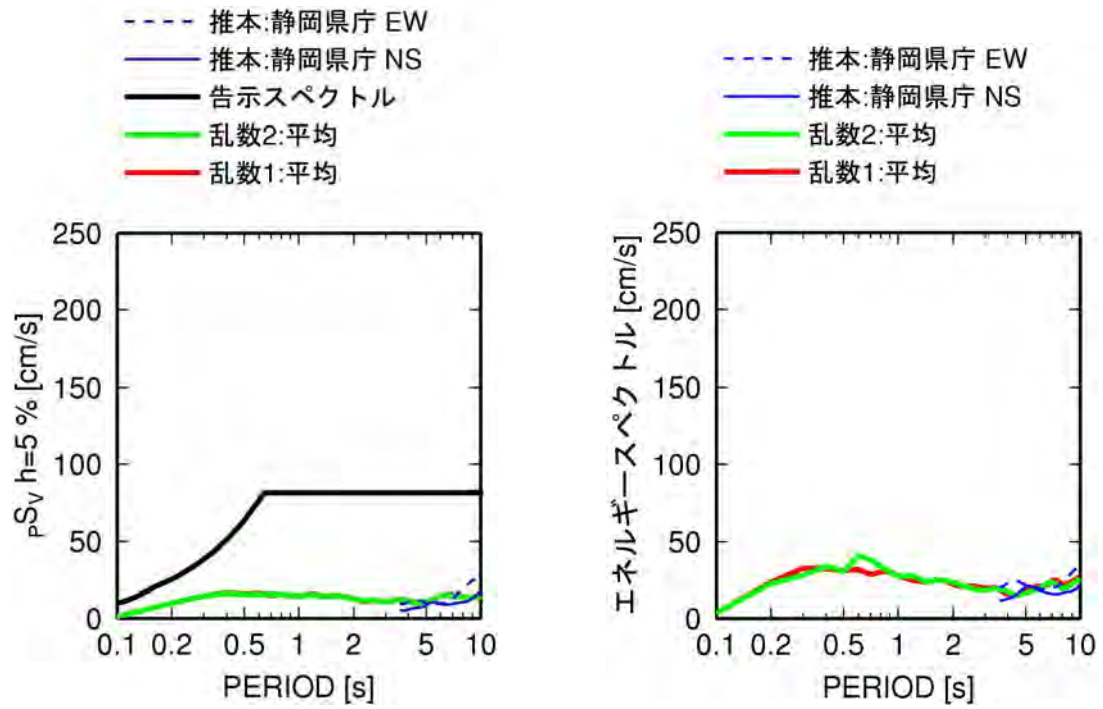


(c) KGIN (新宿・工学院大学)



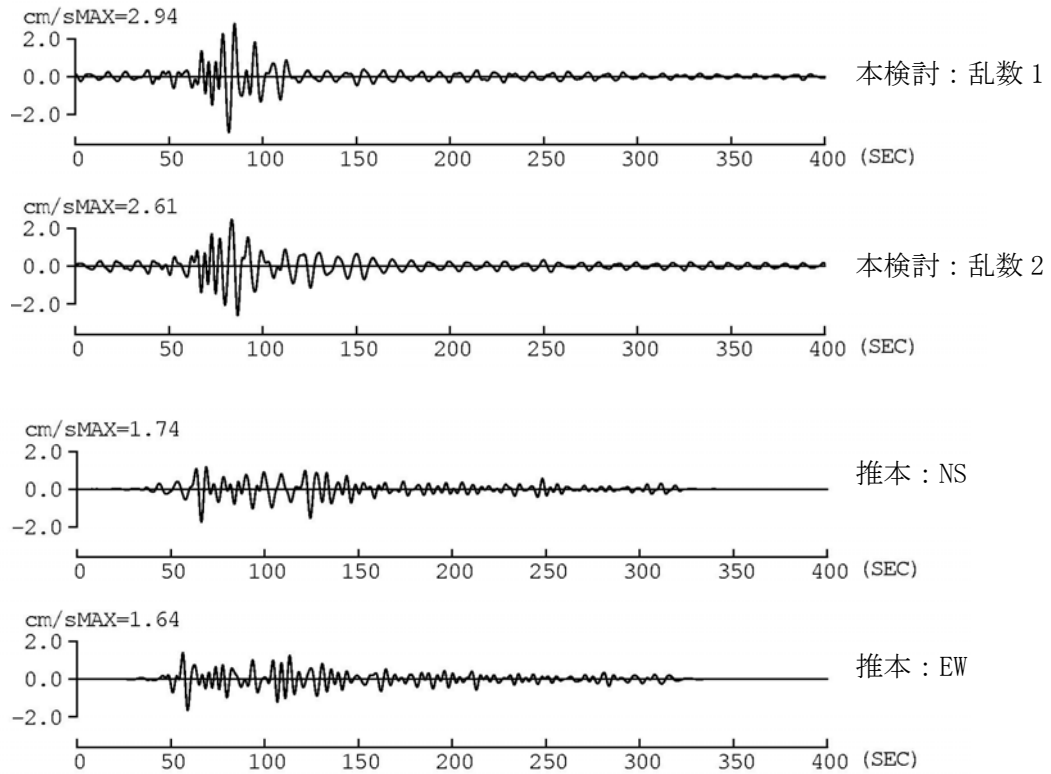
(d) E56 (横浜)

図 3.6.3 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比較(続き)

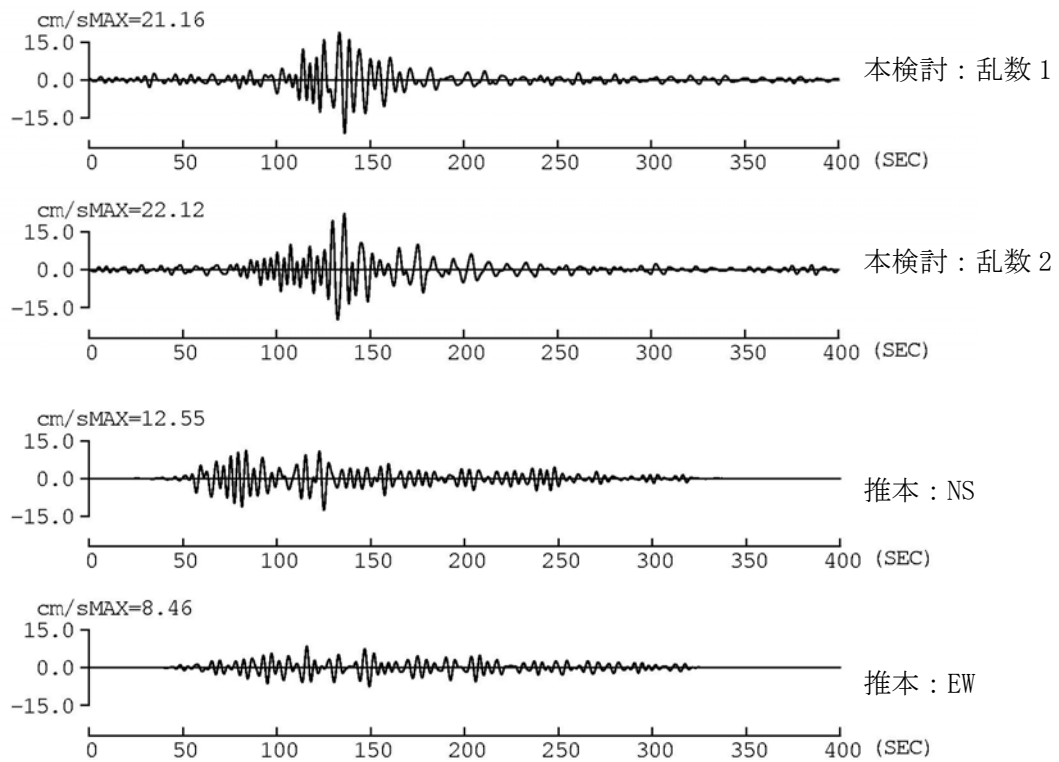


(e) SZ0014 (静岡)

図 3.6.3 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルとエネルギーースペクトルの比較(続き)

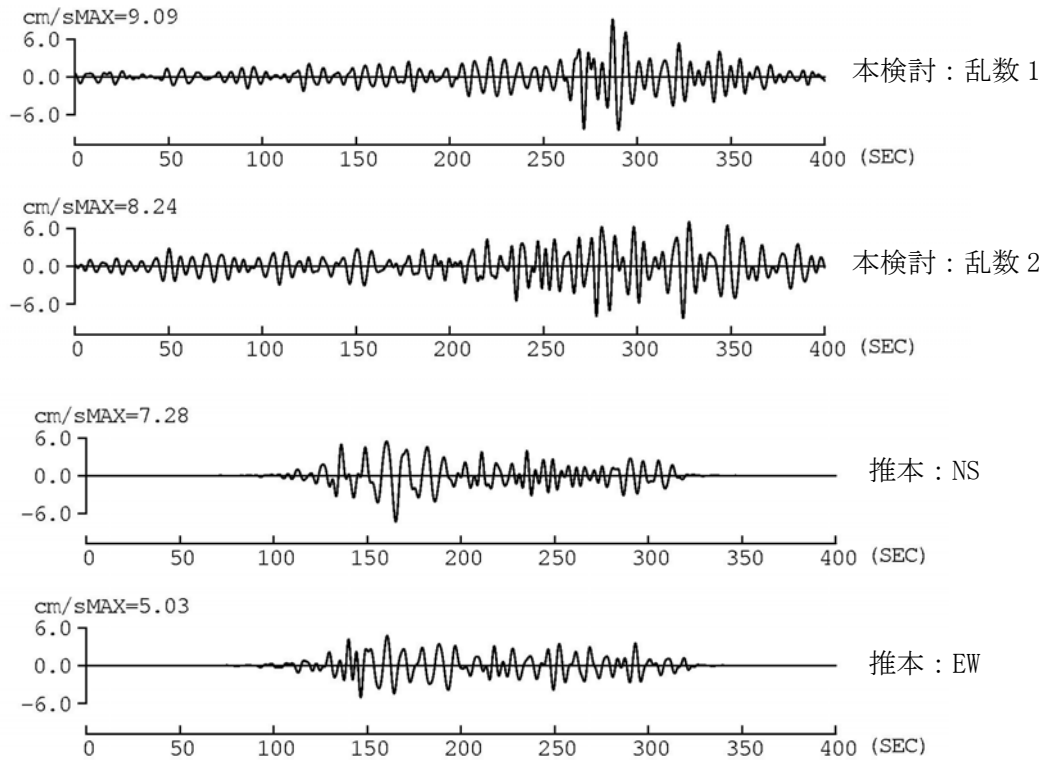


(a) 京都市

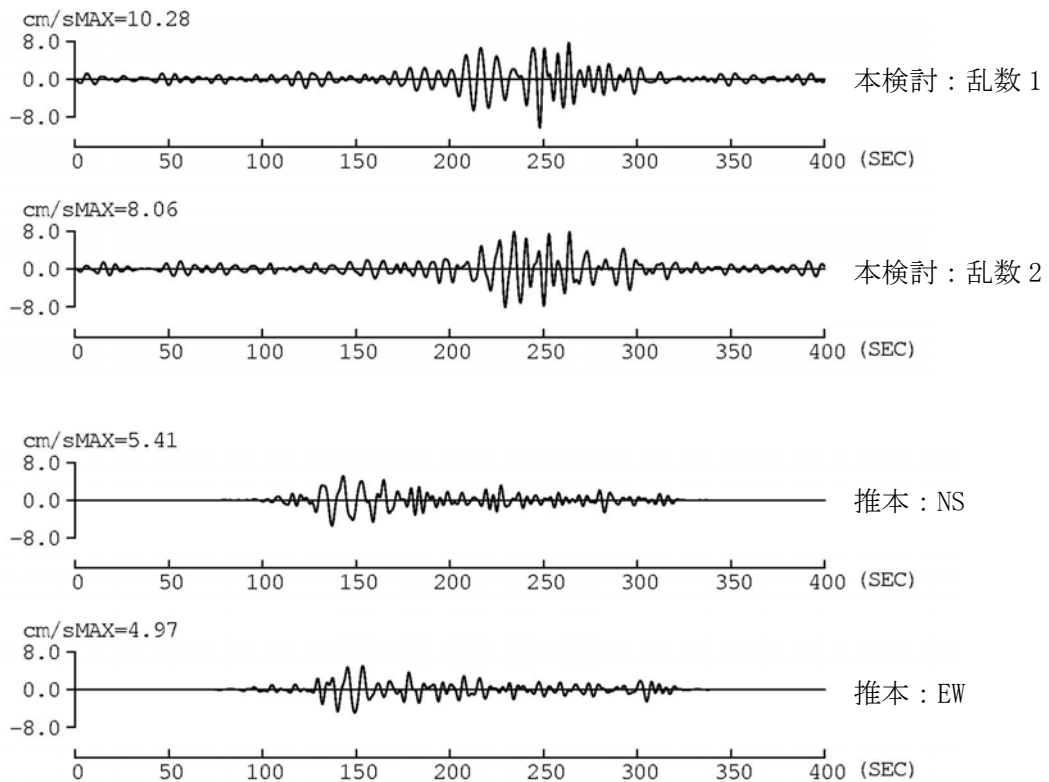


(b) 四日市

図 3.6.4 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波の比較(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波)

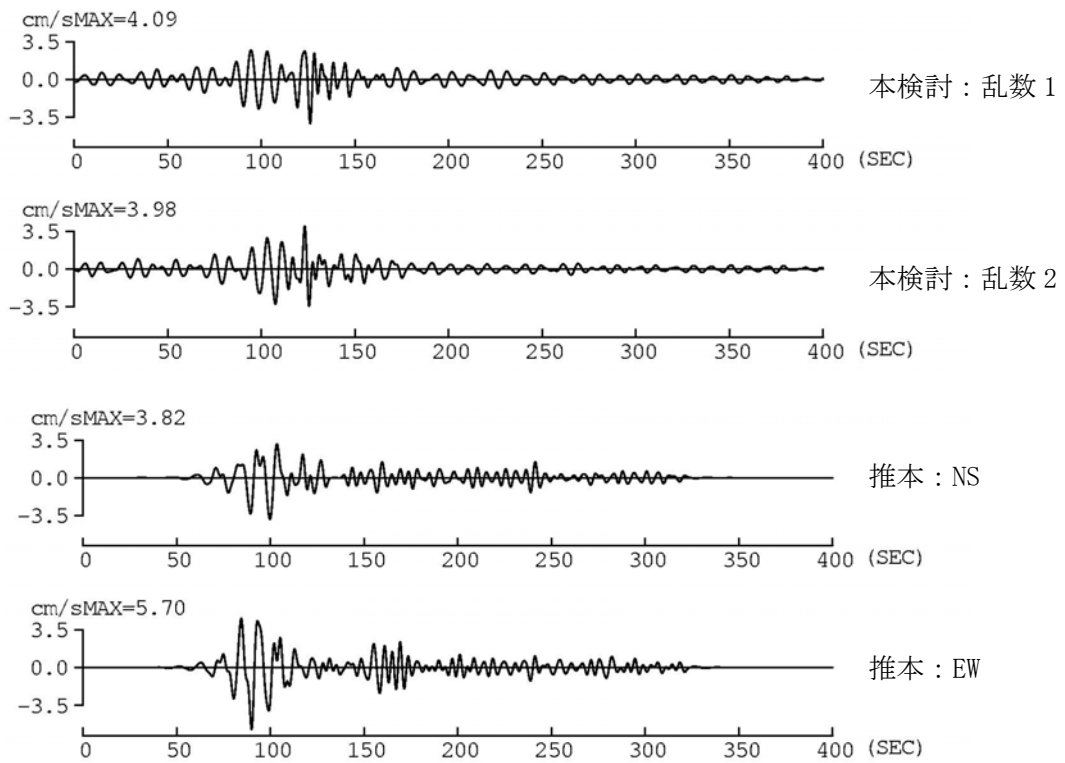


(c) 新宿



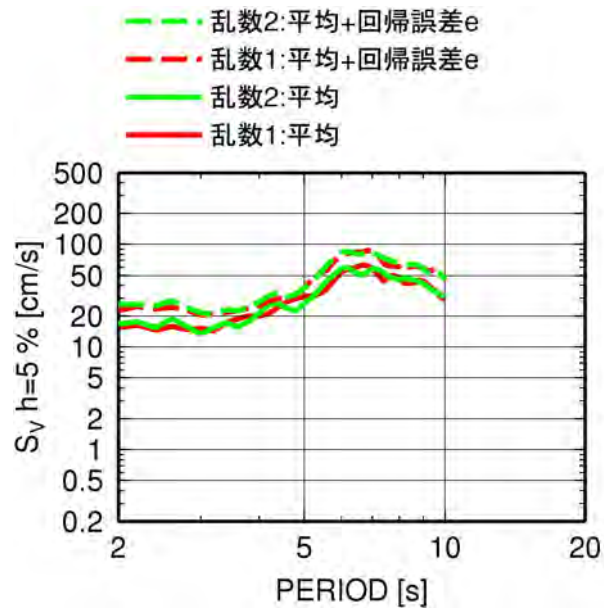
(d) 横浜市

図 3.6.4 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波の比較(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波) (続き)

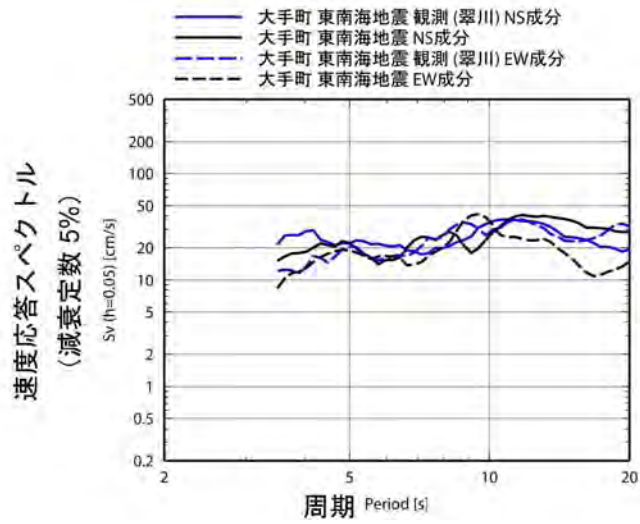


(e) 静岡市

図 3.6.4 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波の比較(周期 3.5~10 秒の速度フィルター波) (続き)

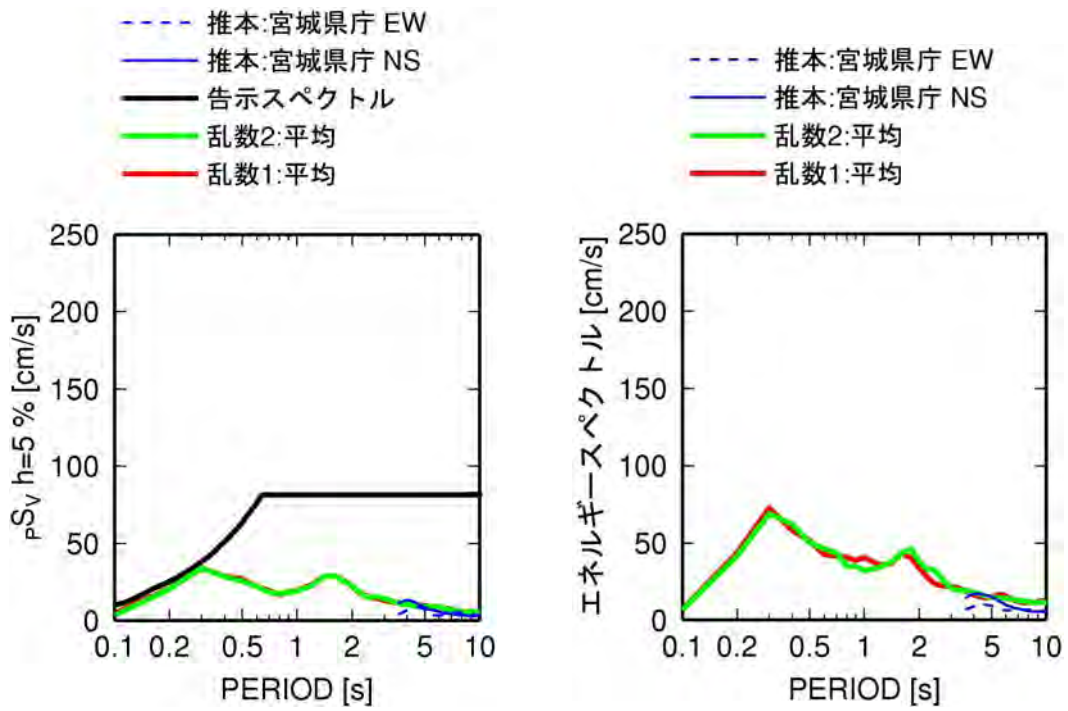


(a) 本検討の予測波

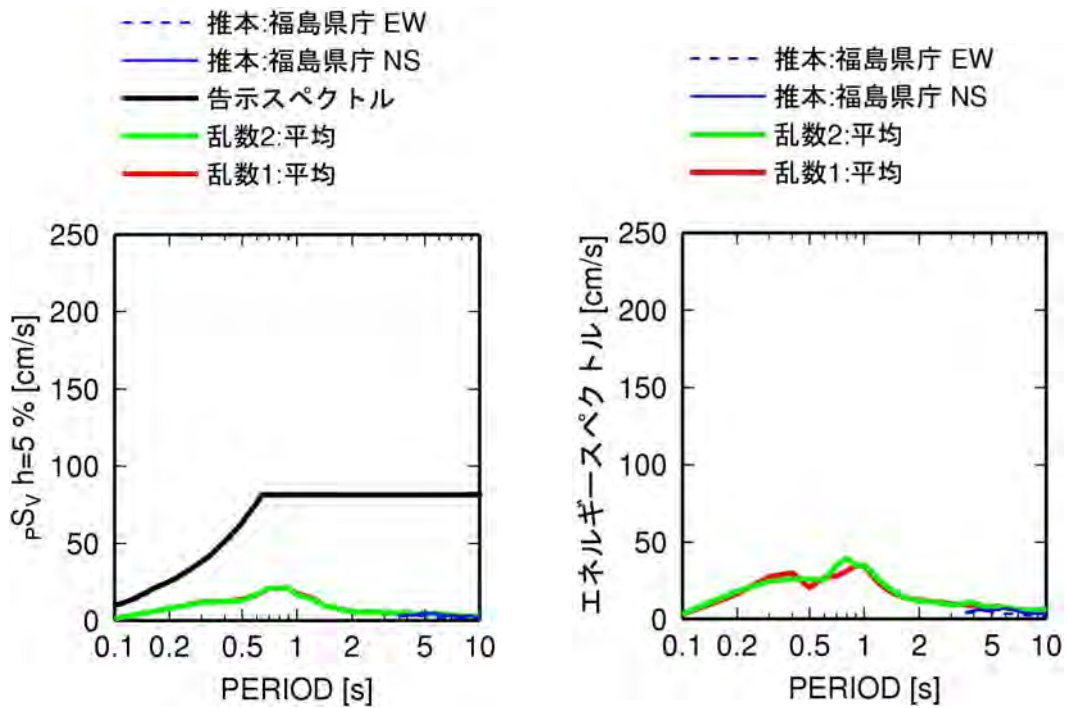


(b) 推本の予測波と Midorikawa et al. (2006) の再現波

図 3.6.5 東南海地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波と再現波の速度応答スペクトルの比較

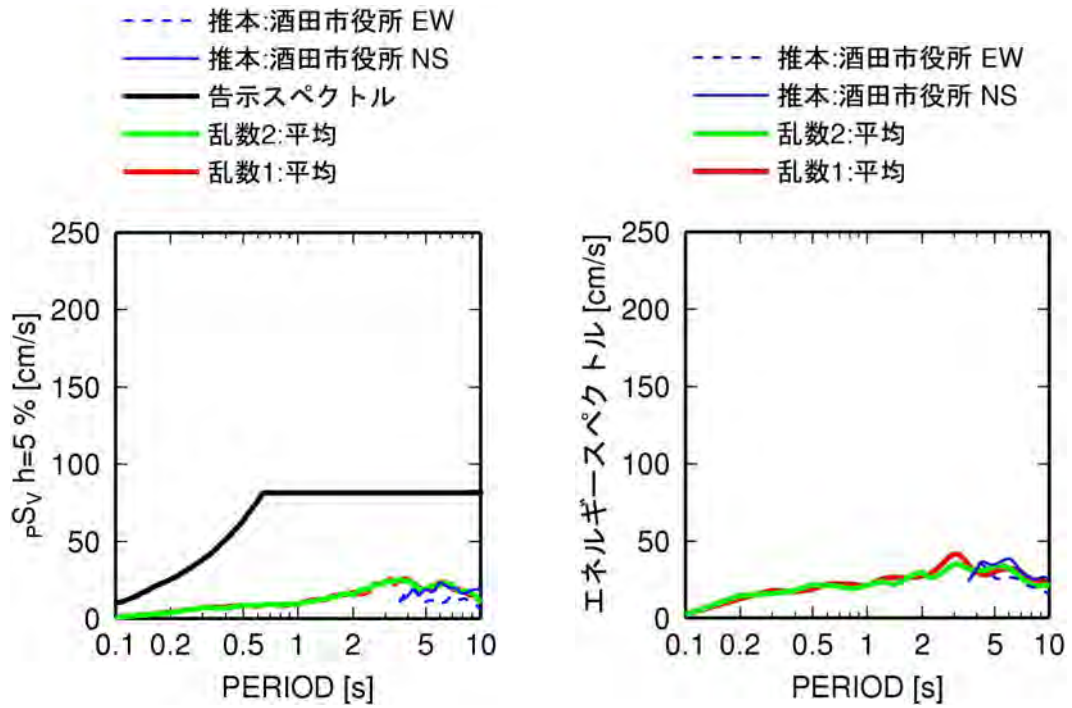


(a) 仙台 (MYG013)

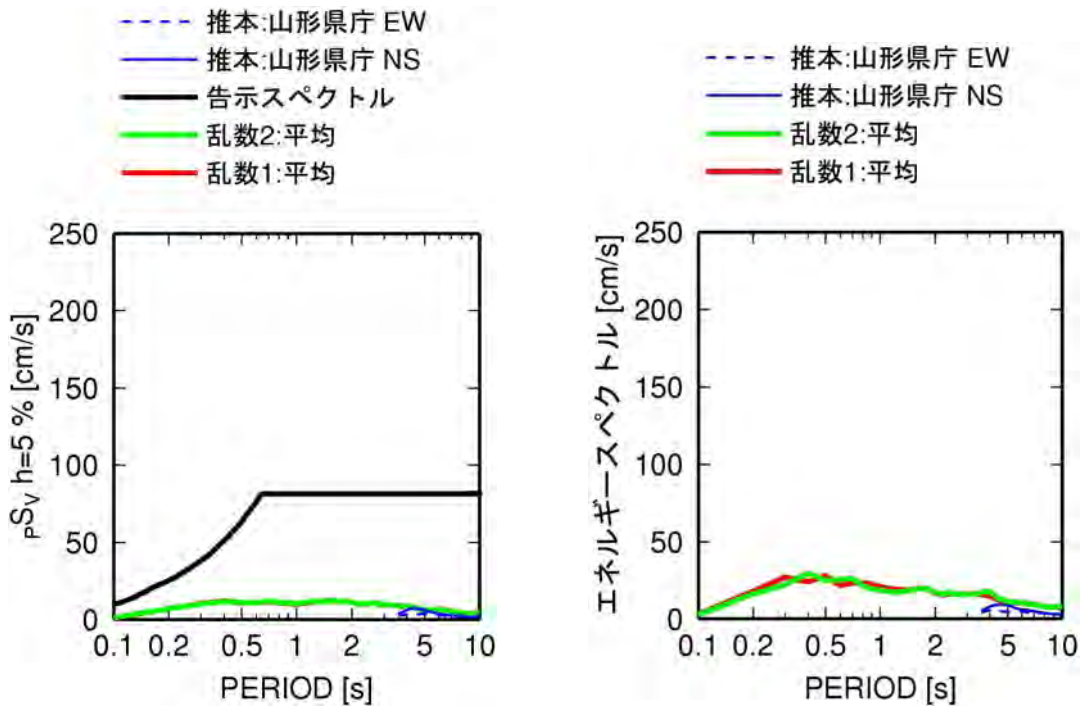


(b) 福島 (FKS003)

図 3.6.6 宮城県沖地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比較

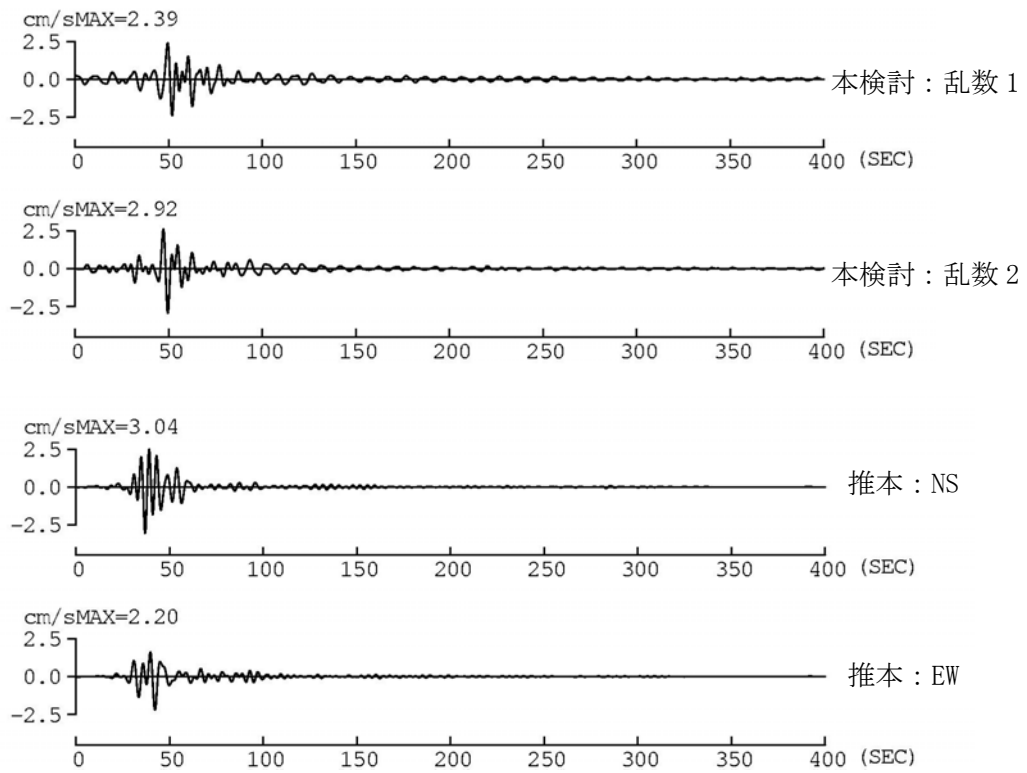


(c) 酒田 (YMT001)

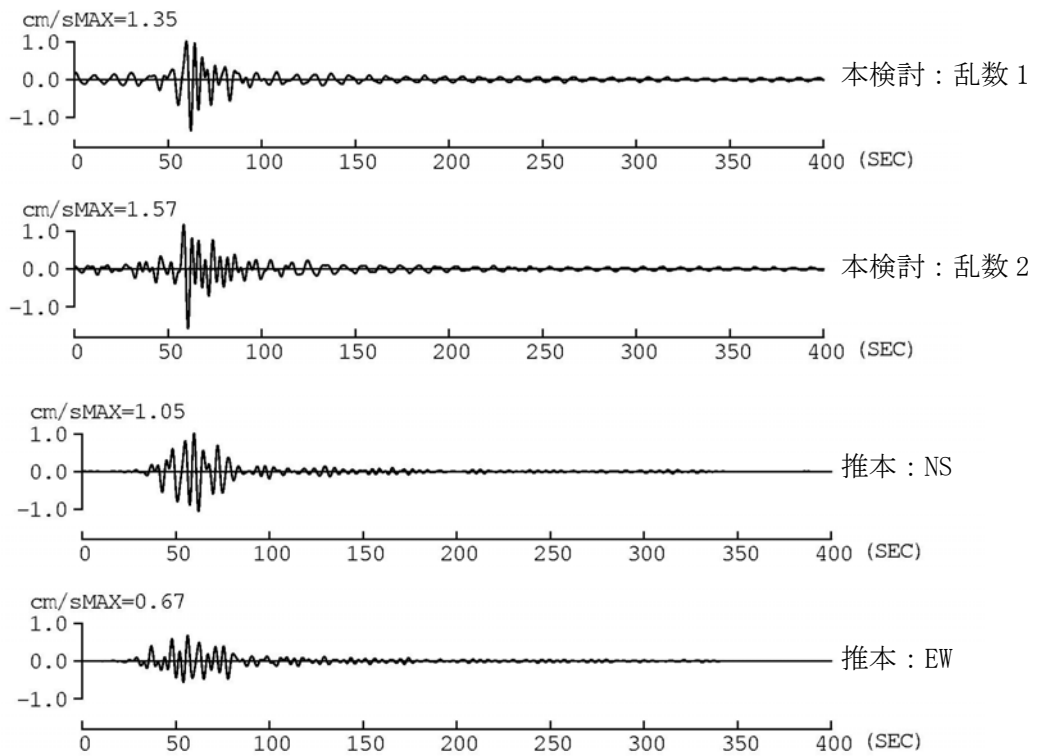


(d) 山形 (YMT010)

図 3.6.6 宮城県沖地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本波の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比較(続き)



(a) 仙台市



(b) 福島市

図 3.6.7 宮城県沖地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波の比較 (周期 3.5~10 秒の速度フィルター波)

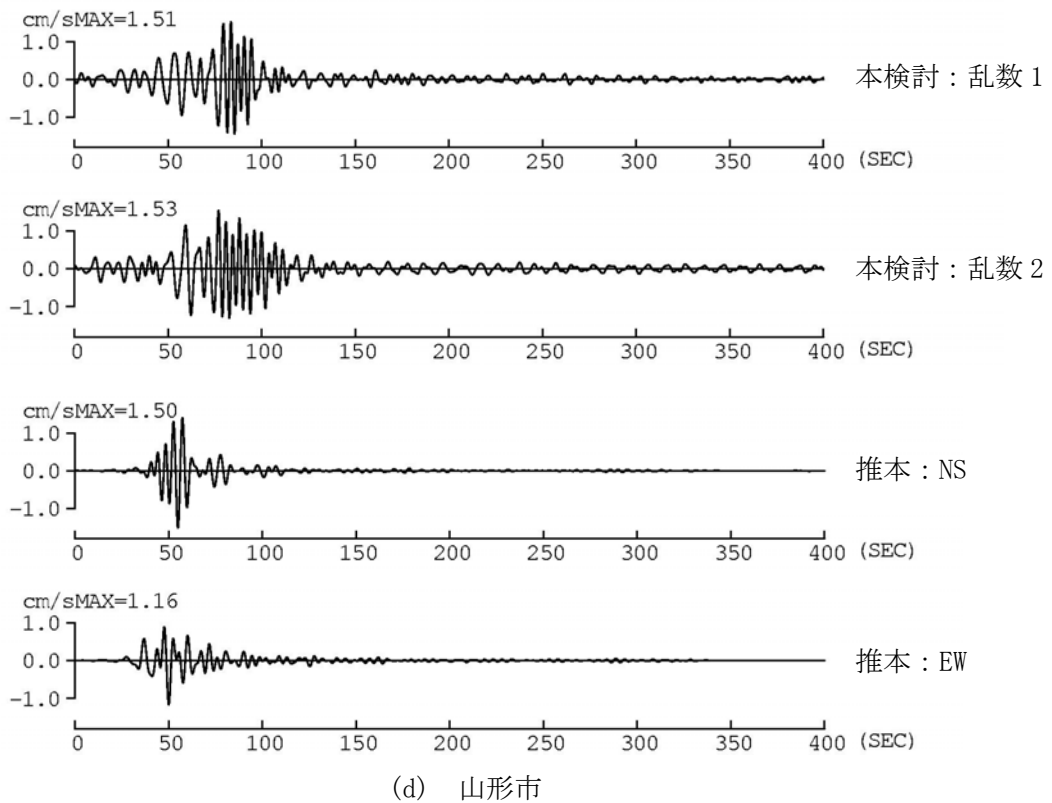
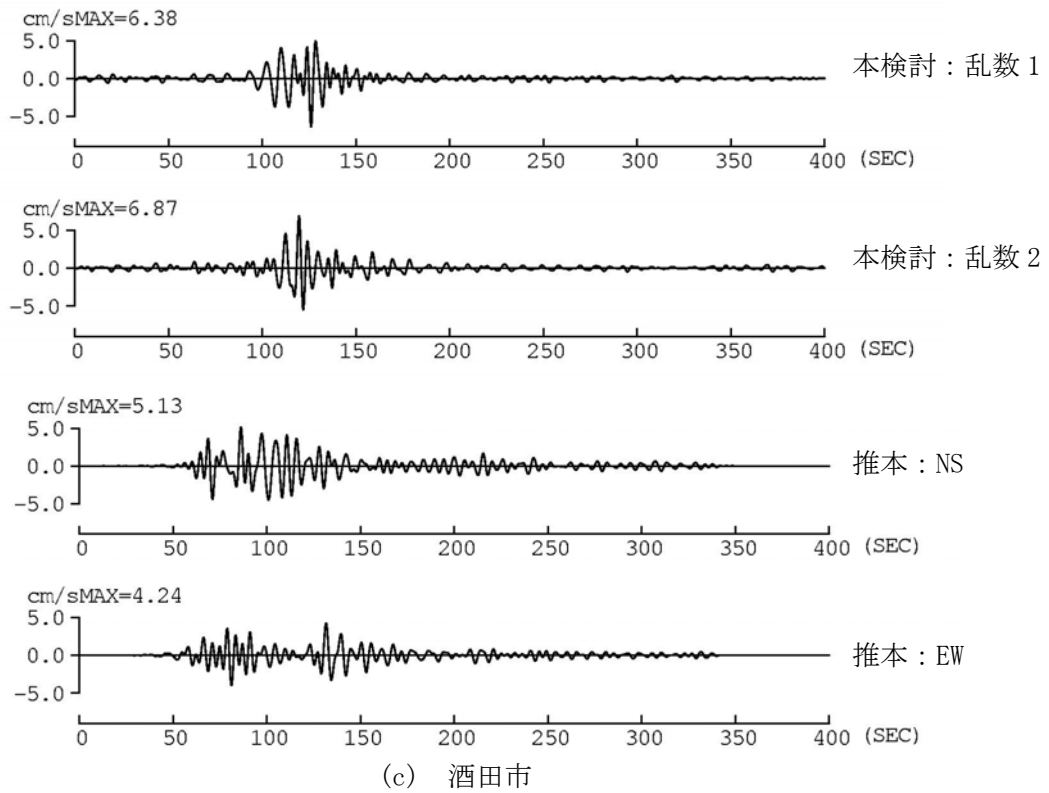


図 3.6.7 宮城県沖地震による推本の震源モデルを用いた本検討の予測波と推本の予測波の比較 (周期 3.5~10 秒の速度フィルター波) (続き)

3-7 工学的基盤でのサイト係数の検討と地盤増幅率の面的補間の検討

(1) 工学的基盤でのサイト係数

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、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試みた。そして、短周期領域をこの工学的基盤での地盤増幅率・サイト係数を用いて補正し、東海・東南海地震の関東平野の 4 観測点での工学的基盤での予測波形の作成を行った。

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 3.7.1 には、加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている観測点の全観測点と工学的基盤の観測点の分布を示す。全 1860 観測点のうち 329 観測点が工学的基盤として選択されている。図 3.7.2 には、海溝型地震に対する群遅延時間の平均値・標準偏差のサイト係数が求められている全観測点と工学的基盤の観測点の分布を示す。全 1716 観測点のうち 308 観測点が工学的基盤として選択されている。図 3.7.3、図 3.7.4、図 3.7.5 には、関東平野、濃尾平野、大阪平野での加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている観測点の全観測点と工学的基盤の観測点の分布を示す。関東平野、濃尾平野、大阪平野などでは、工学的基盤として選択された観測点が少ない。これは、工学的基盤が深く、工学的基盤からの増幅が 10Hz 以下の周波数まで及んでいるためと考えられる。

工学的基盤の観測点として選択された観測点での地盤増幅率、群遅延時間の平均値・標準偏差のサイト係数の平均値を工学的基盤での地盤増幅率、サイト係数とした。図 3.7.6、図 3.7.7 には、工学的基盤での地盤増幅率、サイト係数の平均値を±標準偏差とともに示す。図 3.7.8、図 3.7.9、図 3.7.10 には、関東平野、濃尾平野、大阪平野での代表観測点での減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数と、工学的基盤での地盤増幅率、サイト係数の比較を示す。個別の観測点での地盤増幅率やサイト係数が長周期帯域で工学的基盤より大きいのは、深い堆積層の影響であると考えられる。個別の観測点での地盤増幅率やサイト係数が短周期領域でも大きいのは、主に工学的基盤から地表までの増幅によるものと考えられる。そこで、周期 0.5~1 秒をマッチング周期帯域 (両者を滑らかにつなぐために平均操作をする遷移周期帯域) として、1 秒以上では観測点固有の地盤増幅率・サイト係数、周期 0.5 秒以下で工学的基盤での地盤増幅率・サイト係数になるように補正することとした。

この工学的基盤に補正した地盤増幅率・サイト係数を用いて、想定東南海・東海地震に対する時刻歴波形を作成し、補正のない時刻歴波形との比較を行う。震源モデルは、3-5 で用いた佐藤・

他(2006)に基づくモデルである。経験式の平均を用いた場合と平均+標準偏差(回帰誤差)を用いた計算を、それぞれ2つの乱数を用いて行なった。図3.7.11には、補正のない地表での地盤増幅率・サイト係数を用いた予測波の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル、図3.7.12には工学的基盤に補正した予測波の擬似速度応答スペクトルを示す。補正のない地表での予測波では、大手町や横浜において短周期で告示を越える振幅レベルであったが、工学的基盤に補正することにより告示以下になっている。図3.7.13、図3.7.14には、地表、工学的基盤での新宿・工学院大学での加速度波形(周期0.1~10秒のフィルター波)を示す。工学的基盤に補正することで短周期成分が小さくなり最大加速度も小さくなっている。同様の比較を速度波形で行った結果を図3.7.15、図3.7.16に示す。長周期帯域は補正していないため、地表と工学的基盤での速度波形の違いは小さいことがわかる。同様の加速度波形での比較を大手町、東雲、横浜で行った結果を図3.7.17~図3.7.22に示す。

(2) 地盤増幅率の面的補間の検討

推本の東海地震、東南海地震計算用地下構造モデルが、近畿~関東の範囲において約1km間隔で公開されている。この地下構造モデルを用いて、加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数の面的補間の検討を行った。検討対象は図3.7.23に示す大阪平野である。図3.7.24、図3.7.25、図3.7.26には、それぞれ、加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数を示す。これらは、図3.7.23の観測点間の地点での各係数値を保持しながら中間点で観測点からの距離に応じて補間したものである。(検討した補間方法によるものではない)

図3.7.27には、推本の地下構造モデルの地震基盤($V_s=3.2\text{km/s}$)上面の深さと、この地震基盤上面から地表までの卓越周期分布を示す。図3.7.27(a)は、海域まで含めた地震基盤上面の深さ分布にコンター線を表示したものであり、図3.7.27(b)は、海域を除いた地震基盤上面の深さ分布を表示したものである。卓越周期 T は、(3.7.1)式により求めた。

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{s_i}} \quad (3.7.1)$$

はじめに、このデータから、観測点を囲む4地点での推本データによる地下構造の各共通層の層厚による重み付け平均でその観測点での地下構造を算出する。図3.7.28には、このようにして算出されたOSK005とOSKH02でのS波速度構造を示す。KiK-net観測点であるOSKH02では、防災科学技術研究所によるPS検層結果が公開されているため、図3.7.29には、S波検層結果と推本の地下構造モデルに基づくS波速度構造との比較を示す。両者はほぼ整合していることが確認できる。図3.7.30には、地震基盤深さと加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係を、図3.7.31には、卓越周期と加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係を示す。両図とも、和

歌山県の観測点を除き、正の相関がみられる。和歌山県の観測点がはずれているのは、地下構造モデルが山地を埋め込んで作成されているためと考えられる。これにより、山地にある和歌山県の観測点の地震基盤深さが深くなっているものと考えられる。

加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率 C_{SA} は、地震基盤深さより卓越周期の方が相関がよいため、卓越周期 T をパラメータとして、(3.7.2)式により回帰分析を行った。

$$\log_{10} C_{SA} = a + bT \quad (3.7.2)$$

ここで、 a 、 b は回帰係数である。 a 、 b は、周期 1~10 秒の加速度応答スペクトルの算出ポイント(46 ポイント)毎に求めている。なお、この際、和歌山県の観測点は除いた。図 3.7.32 は、図 3.7.31 の卓越周期と加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係に、(3.7.2)式に基づく回帰式を加えたものである。全般に、回帰式はデータをほぼ表現しているものの、周期 6 秒以上では、最も卓越周期の長い 10.2 秒である OSKH02 での地盤増幅率を過小評価している。一方、卓越周期が 7.4 秒の OSK005 での地盤増幅率は過大評価している。図 3.7.33 には、回帰係数 a 、 b を示す。この回帰式を用いて、OSKH02、OSK005 での地盤増幅率を推定した結果と、元の地盤増幅率との比較を図 3.7.34 に示す。上述のように、OSKH02 は、周期 6 秒以上で過小評価であり、OSK005 では全周期帯域で過大評価である。図 3.7.35、図 3.7.36 には、(3.7.2)式に基づき推定した地盤増幅率分布を示す。図 3.7.35 は、図 3.7.24 と同じ条件で図化したものであり、図 3.7.36 は 1km メッシュが表現できるように図化したものである。図 3.7.36 と図 3.7.24 を比較すると、全体の傾向は類似している。また、図 3.7.36 では、図 3.7.27 の地震基盤深さや卓越周期分布にみられる上町台地の影響も反映されていることがわかる。

地震基盤深さと群遅延時間の平均値の関係を図 3.7.37 に、卓越周期と群遅延時間の平均値のサイト係数の関係を図 3.7.38 に示す。同様に、地震基盤深さと群遅延時間の標準偏差のサイト係数の関係を図 3.7.39 に、卓越周期と群遅延時間の標準偏差の関係を図 3.7.40 に示す。和歌山県の観測点を除くと、群遅延時間の平均値は、卓越周期が最も長い OSKH02 が、全体の傾向からはずれている。群遅延時間の標準偏差は、地震基盤深さや卓越周期との相関が小さい。このような理由により、回帰分析は行わなかった。

以上のように、加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率は、地下構造モデルに基づく卓越周期をパラメータとした回帰式により面的補間が可能となった。しかし、観測点により過大評価、過小評価されるケースもみられた。群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数については、卓越周期や地震基盤深さとの相関が小さく、回帰式作成は行わなかった。今後、他の平野での検討も行った上で、加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率、群遅延時間の平均値のサイト係数、群遅延時間の標準偏差のサイト係数の面的補間について再検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部. 「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

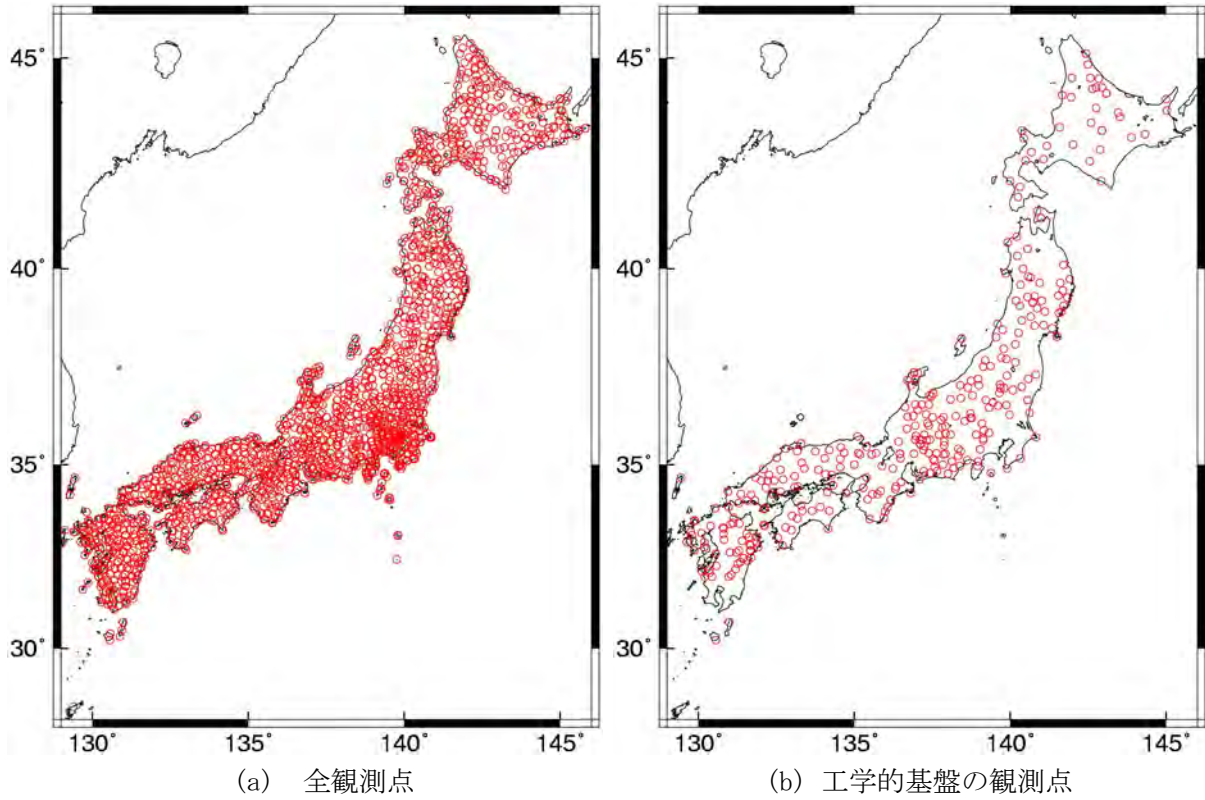


図 3. 7. 1 加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている観測点

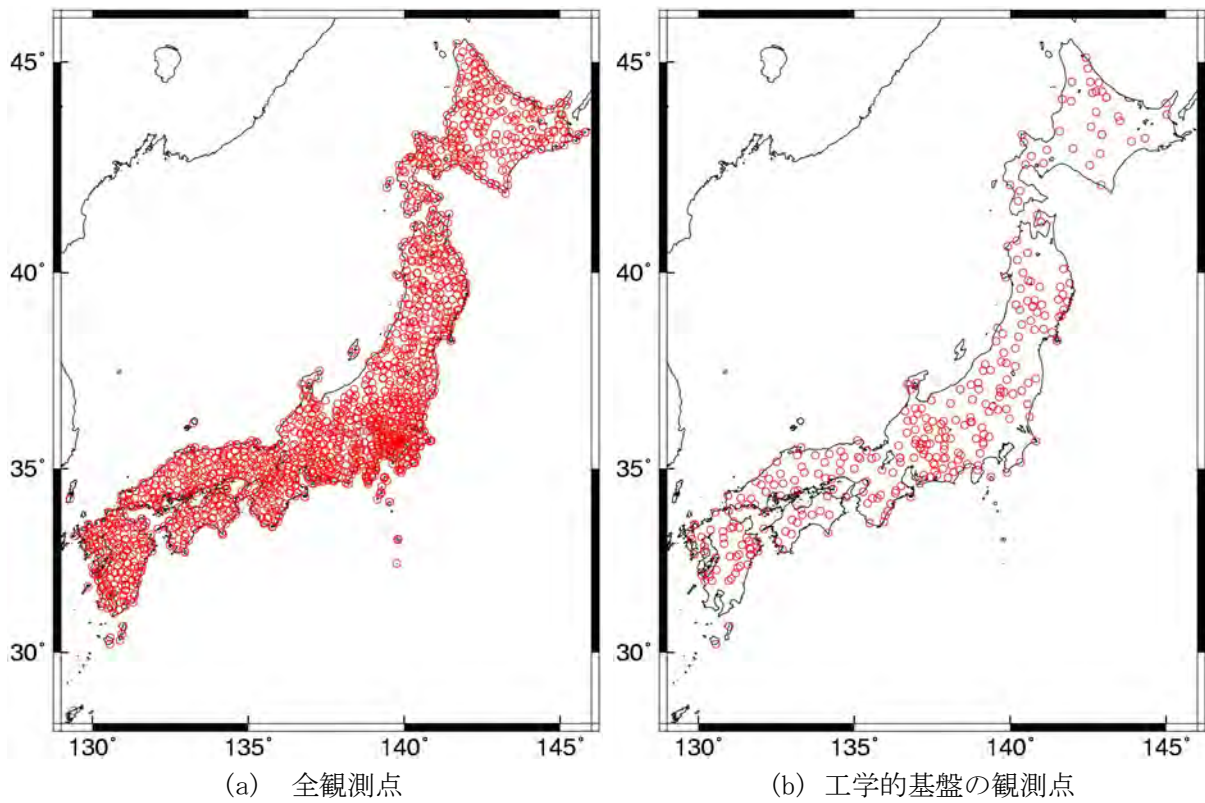
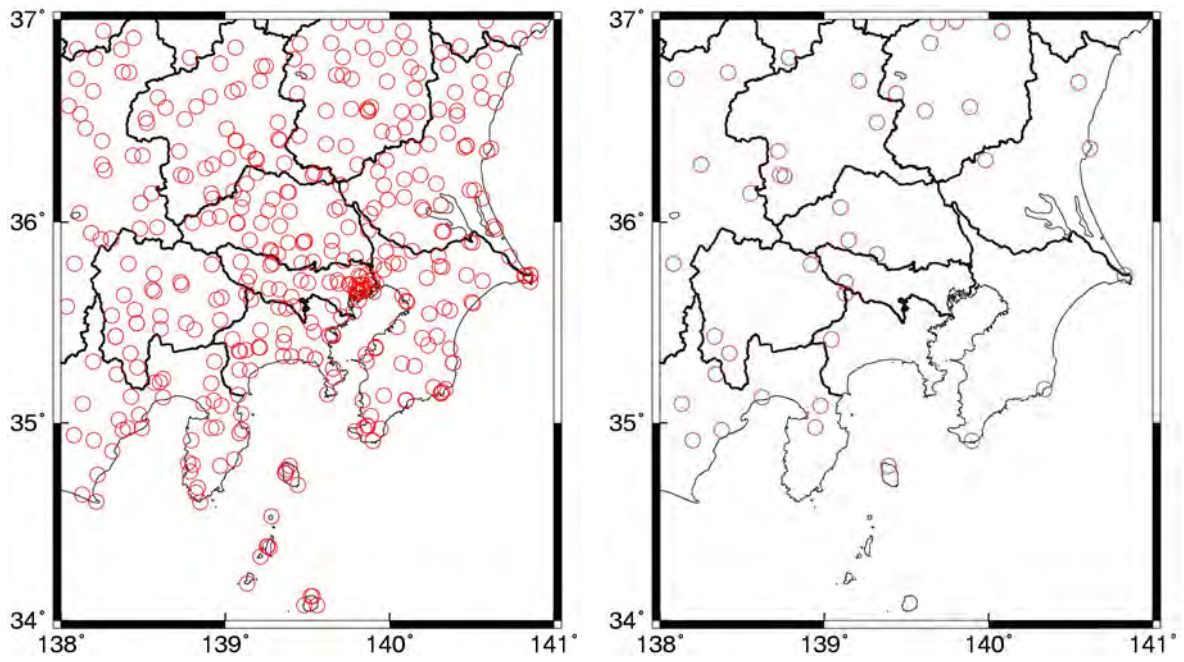


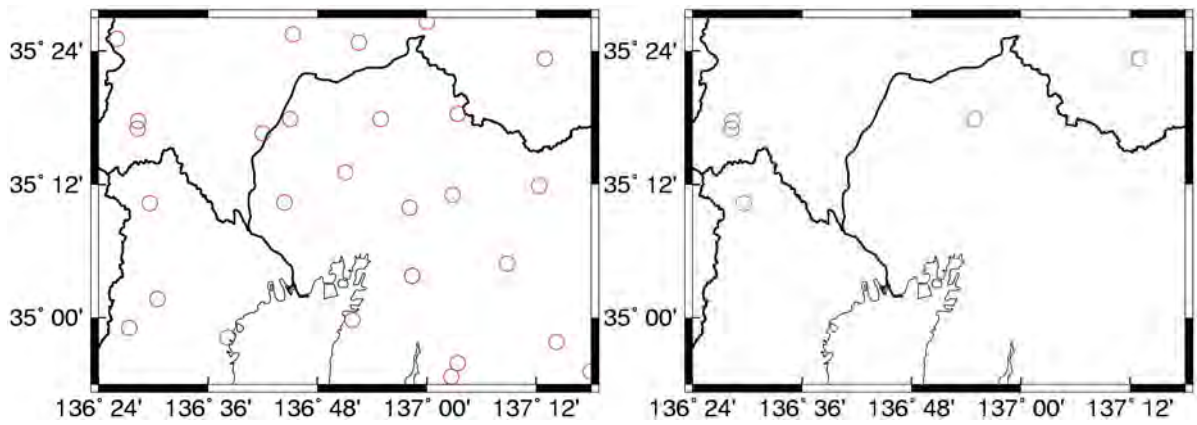
図 3. 7. 2 群遅延時間の平均値・標準偏差のサイト係数が求められている観測点



(a) 全観測点

(b) 工学的基盤の観測点

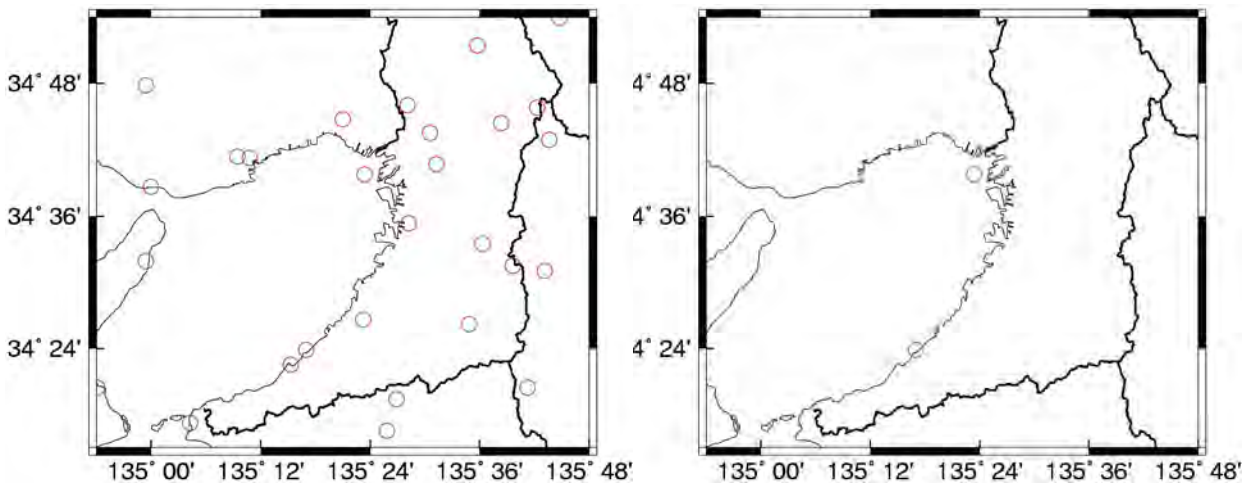
図 3.7.3 加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている関東平野周辺の観測点



(a) 全観測点

(b) 工学的基盤の観測点

図 3.7.4 加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている濃尾平野周辺の観測点



(a) 全観測点

(b) 工学的基盤の観測点

図 3.7.5 加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率が求められている大阪平野周辺の観測点

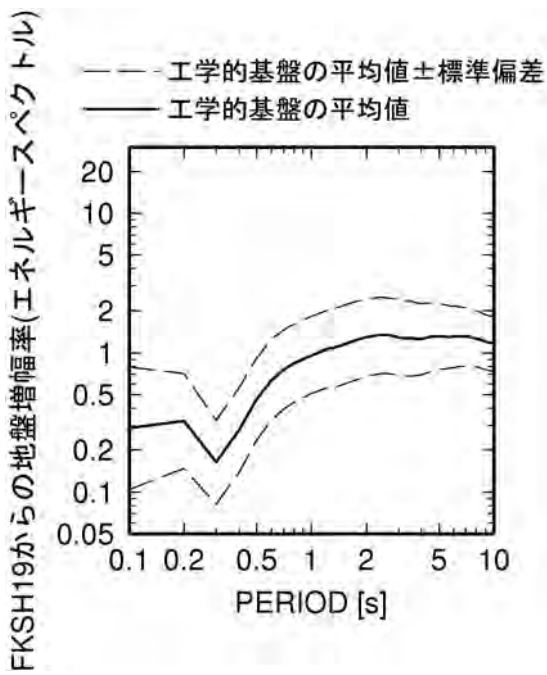
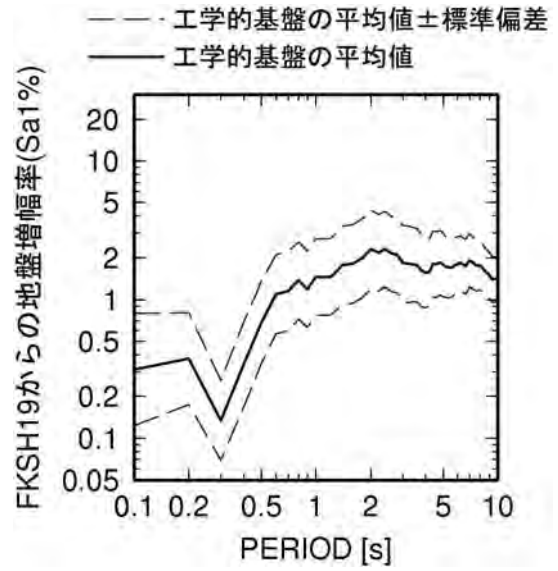
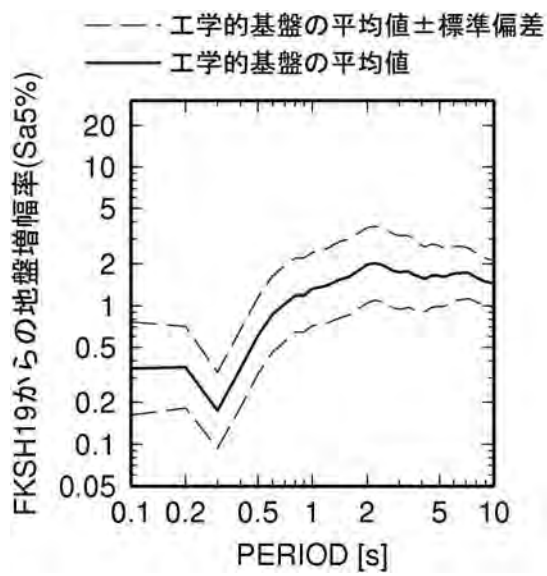


図 3.7.6 減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの工学的基盤での地盤増幅率

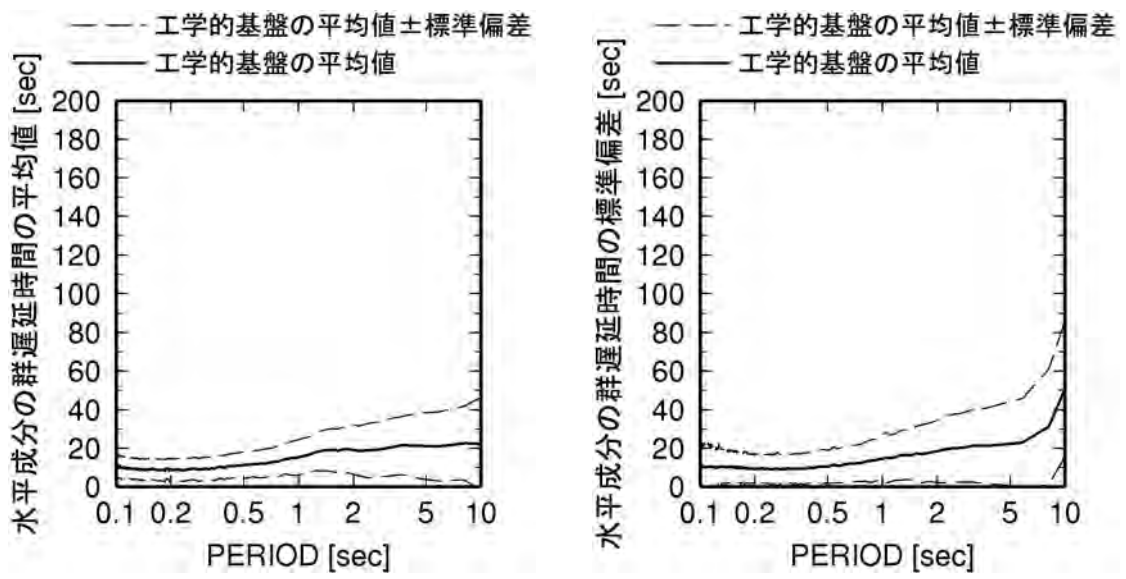
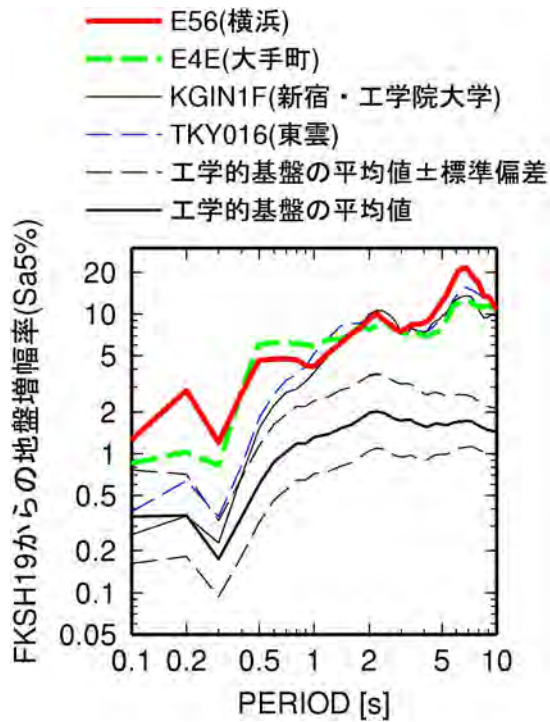
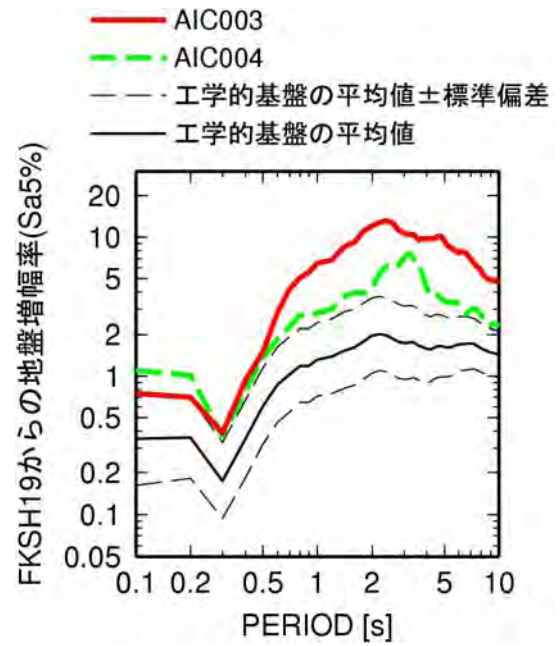


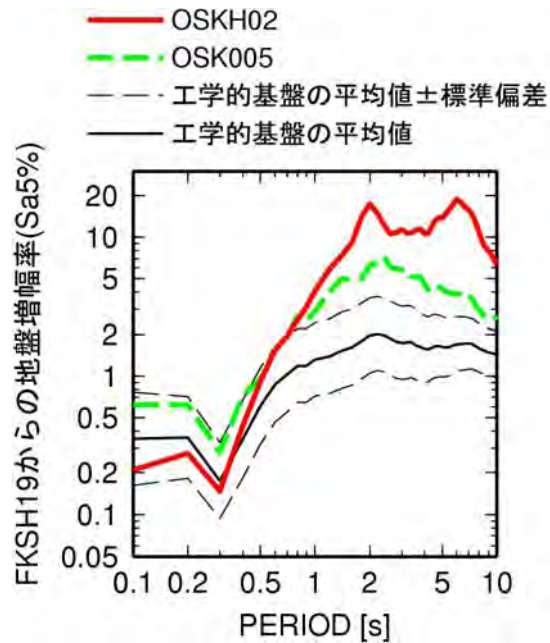
図 3.7.7 工学的基盤での群遅延時間の平均値と標準偏差のサイト係数（海溝型地震）



(a) 関東平野

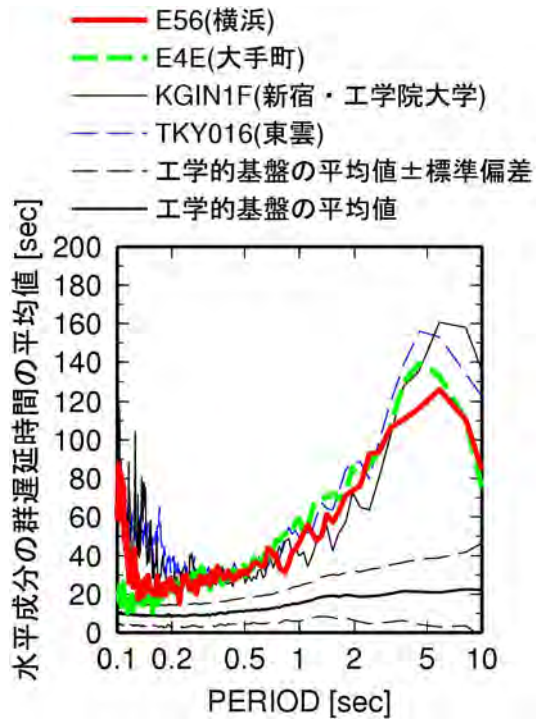


(b) 濃尾平野

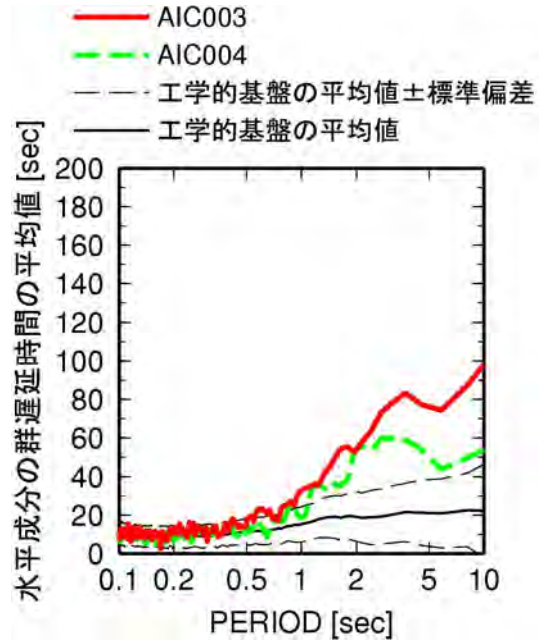


(c) 大阪平野

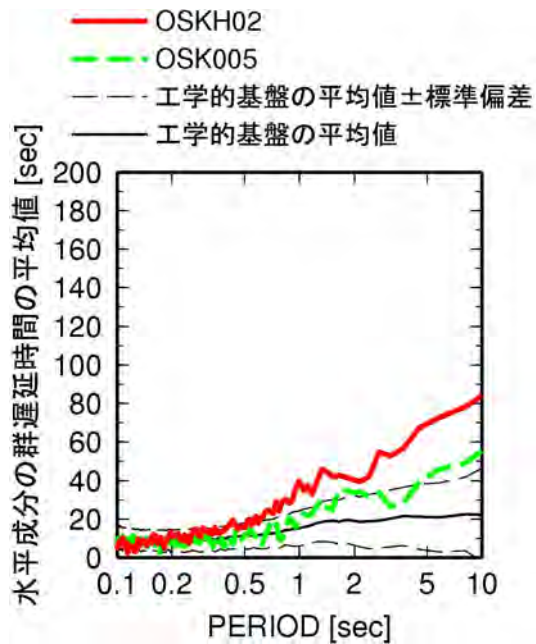
図 3.7.8 関東平野、濃尾平野、大阪平野の代表観測点における減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率と工学的基盤での地盤増幅率の比較



(a) 関東平野

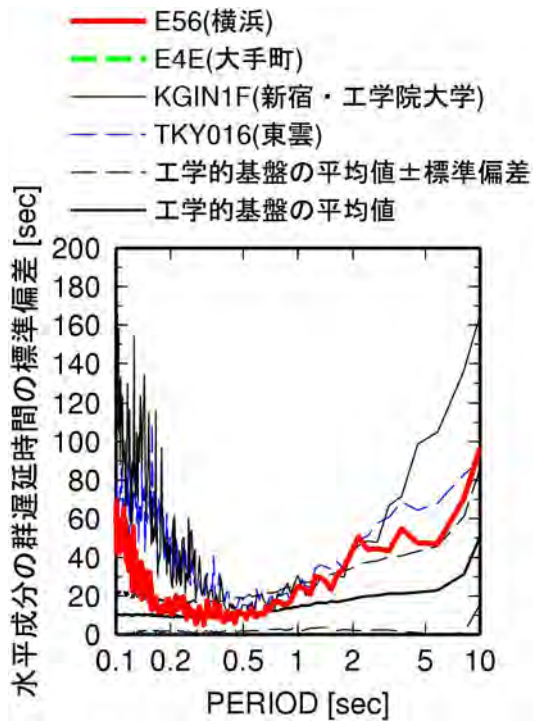


(b) 濃尾平野

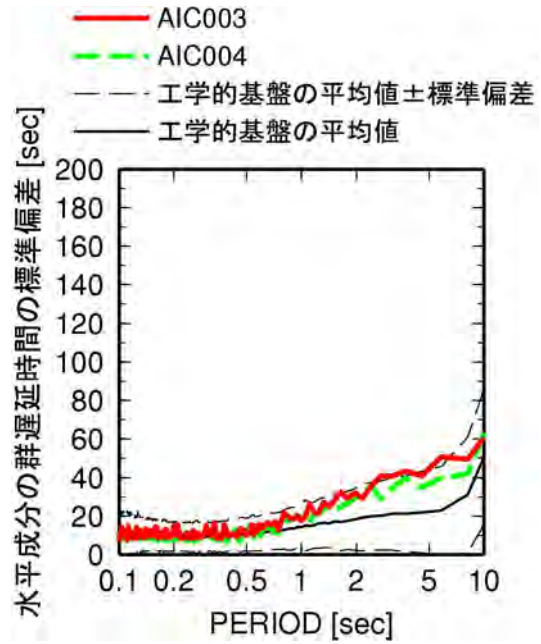


(c) 大阪平野

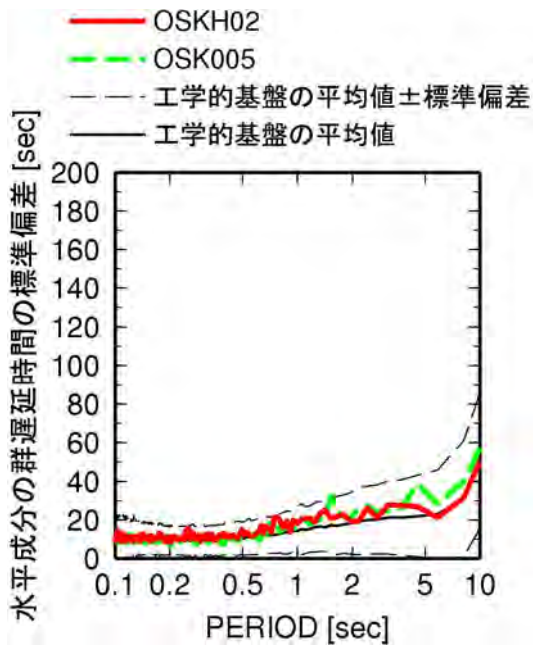
図 3.7.9 関東平野、濃尾平野、大阪平野の代表観測点における群遅延時間の平均値のサイト係数と工学的基盤でのサイト係数の比較



(a) 関東平野

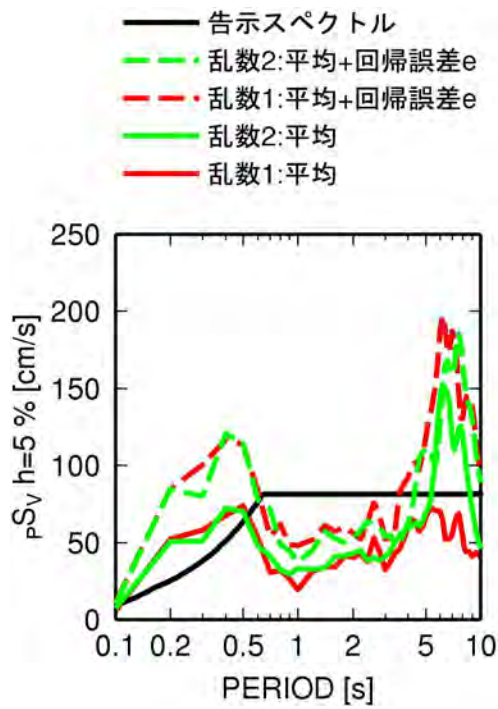


(b) 濃尾平野

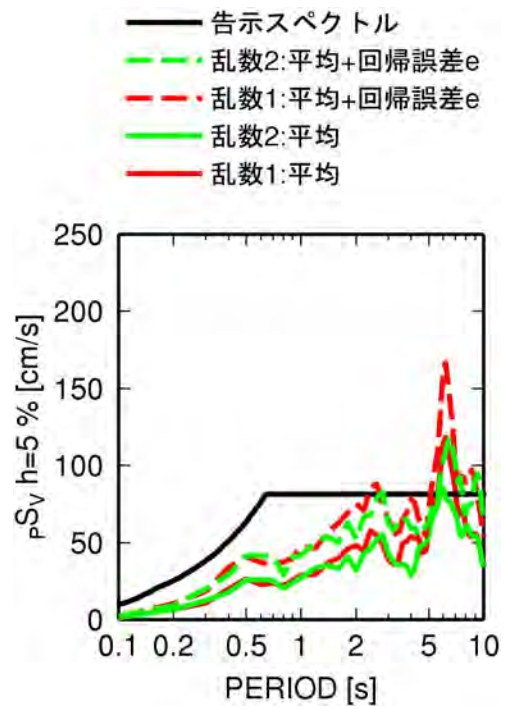


(c) 大阪平野

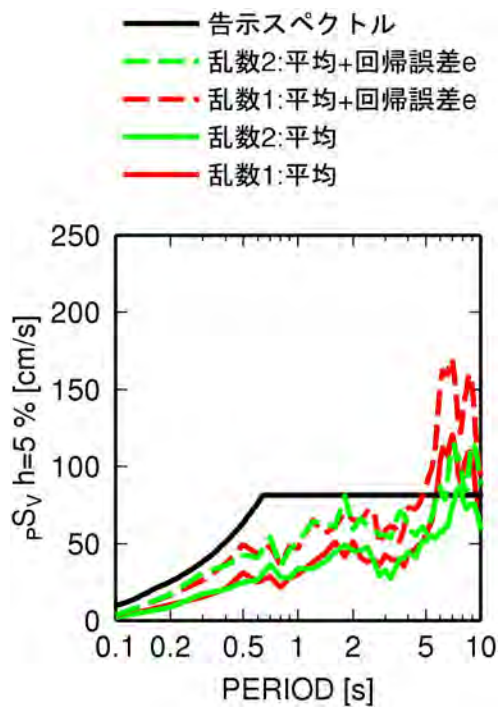
図 3.7.10 関東平野、濃尾平野、大阪平野の代表観測点における群遅延時間の標準偏差のサイト係数と工学的基盤でのサイト係数の比較



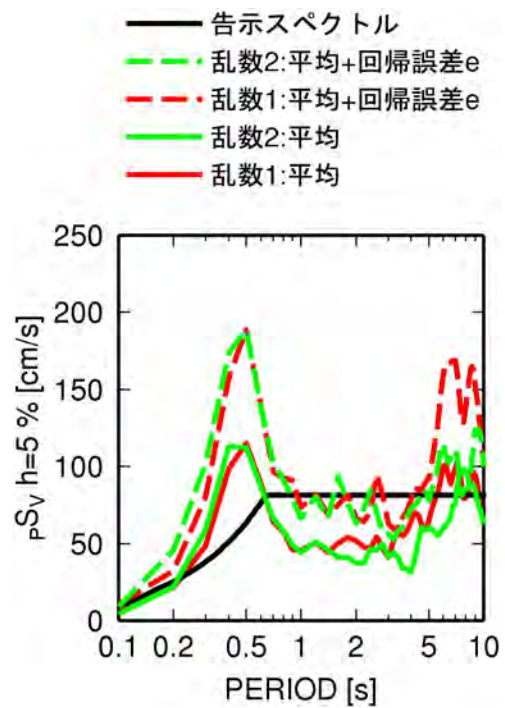
(a) 大手町 (E4E)



(b) 新宿・工学院大学 (KGIN)



(c) 東雲 (TKY016)



(d) 横浜 (E56)

図 3.7.11 地表での東南海・東海地震の予測波の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトル

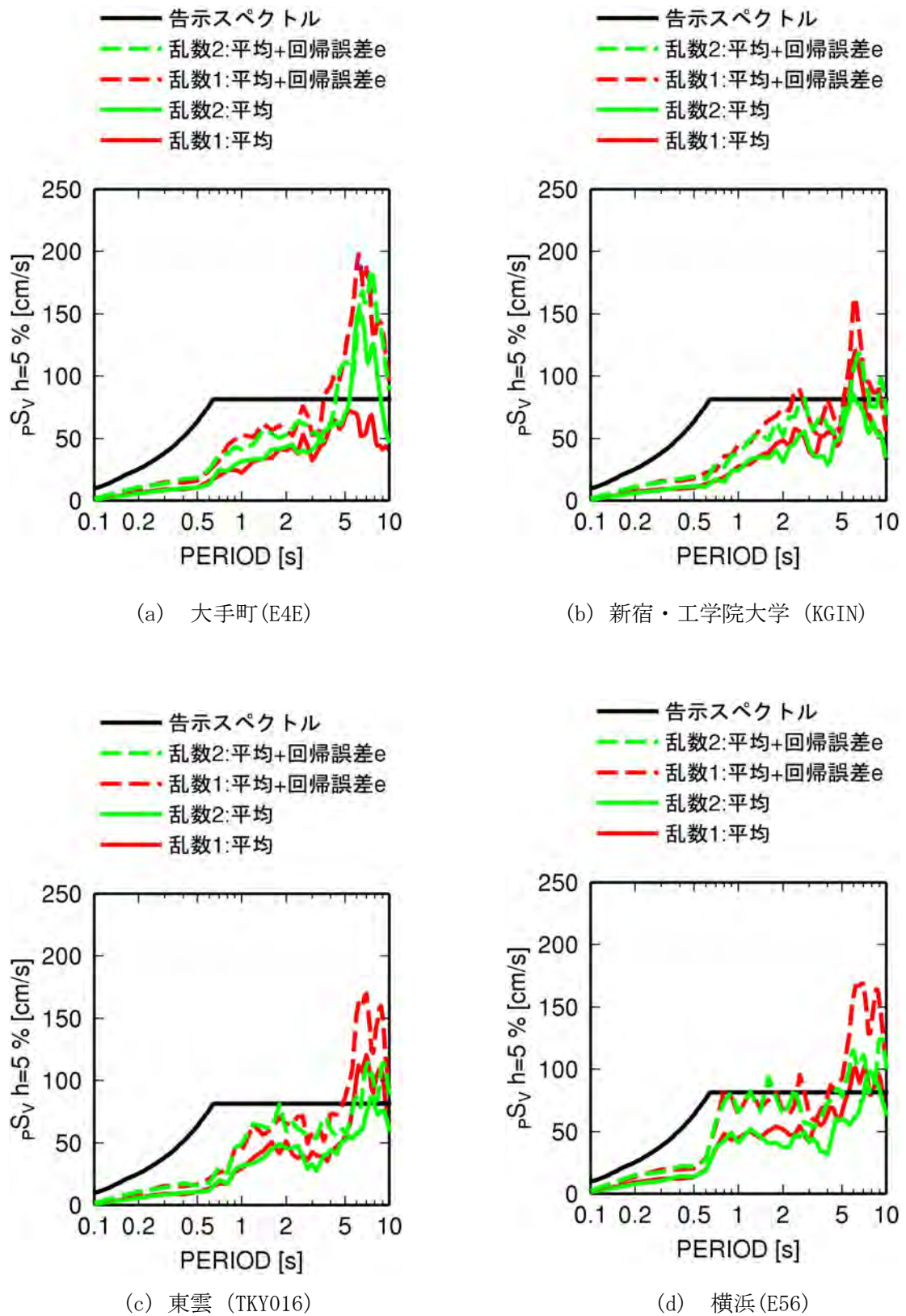
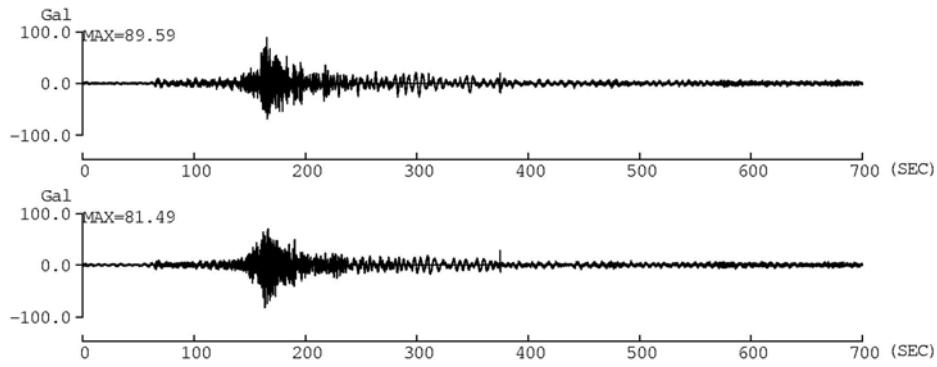
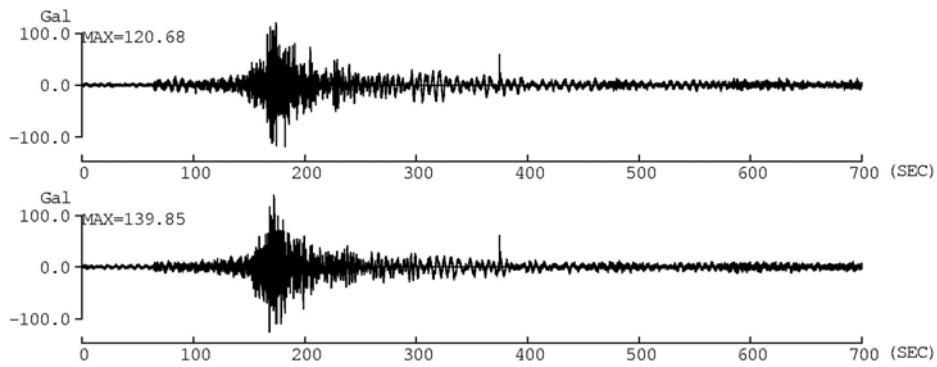


図 3.7.12 工学的基盤での東南海・東海地震の予測波の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル

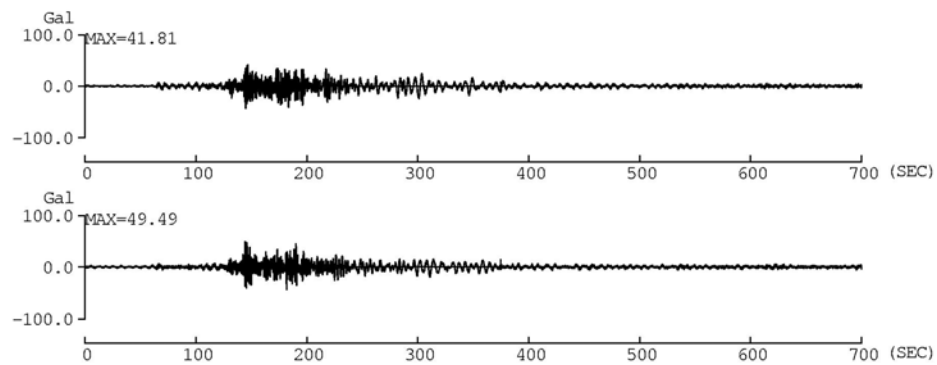


(a) 平均

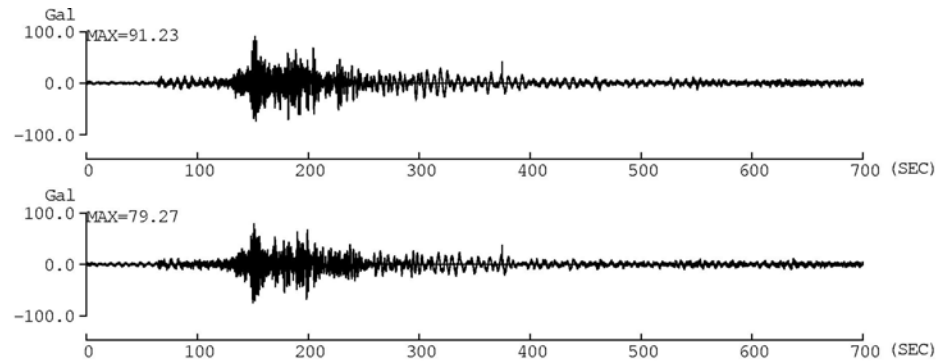


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.13 東南海・東海地震に対する新宿・工学院大学の地表での加速度波形

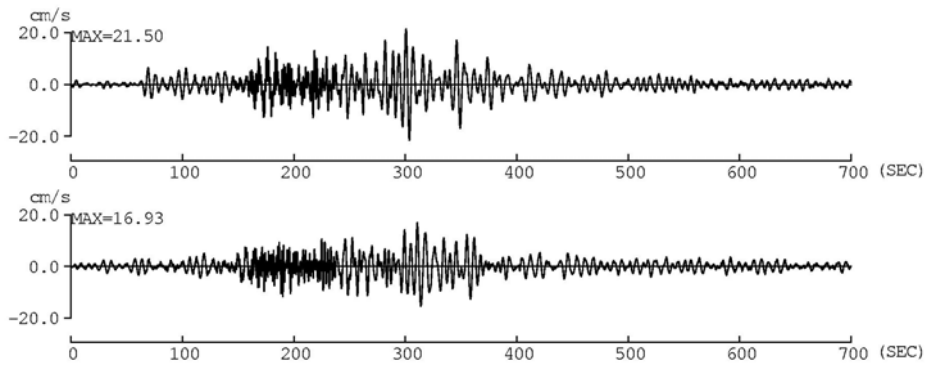


(a) 平均

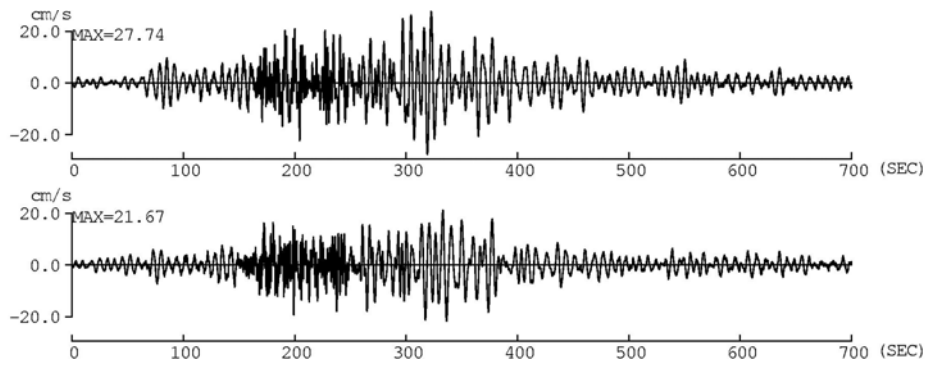


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.14 東南海・東海地震に対する新宿・工学院大学の工学的基盤での加速度波形

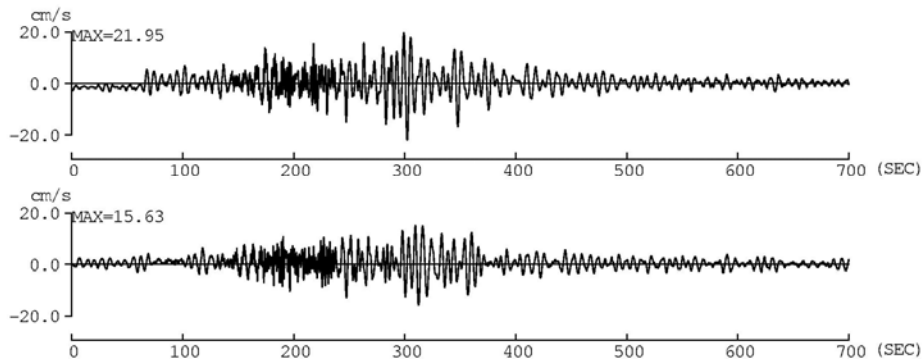


(a) 平均

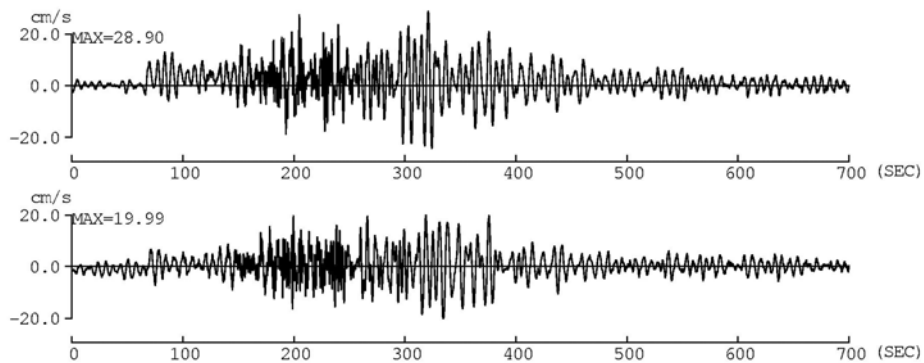


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.15 東南海・東海地震に対する新宿・工学院大学の地表での速度波形

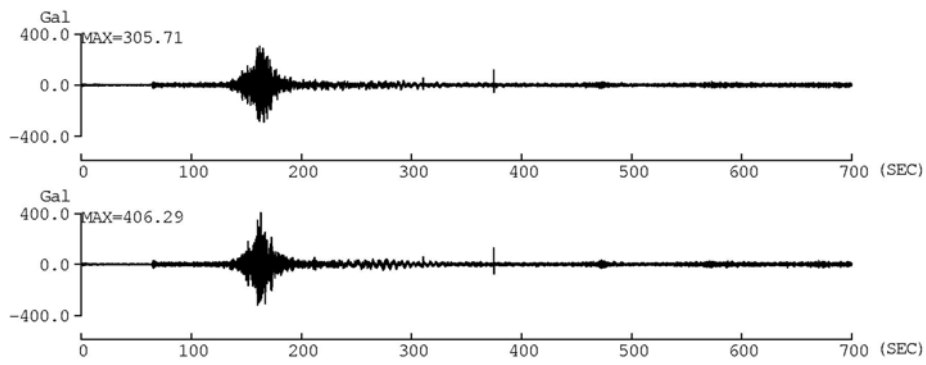


(a) 平均

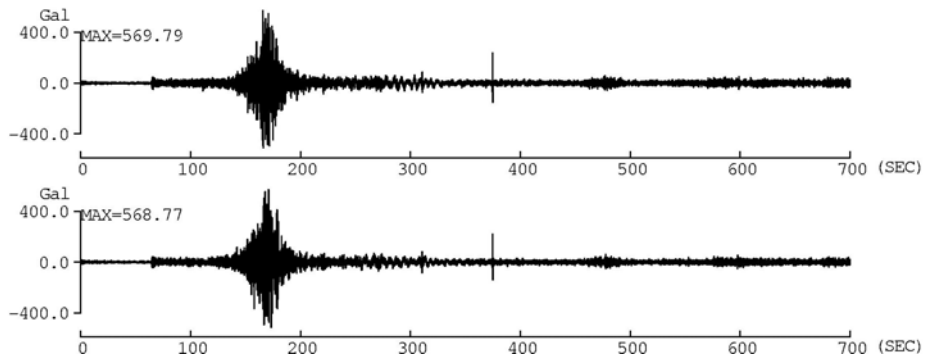


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.16 東南海・東海地震に対する新宿・工学院大学の工学的基盤での速度波形

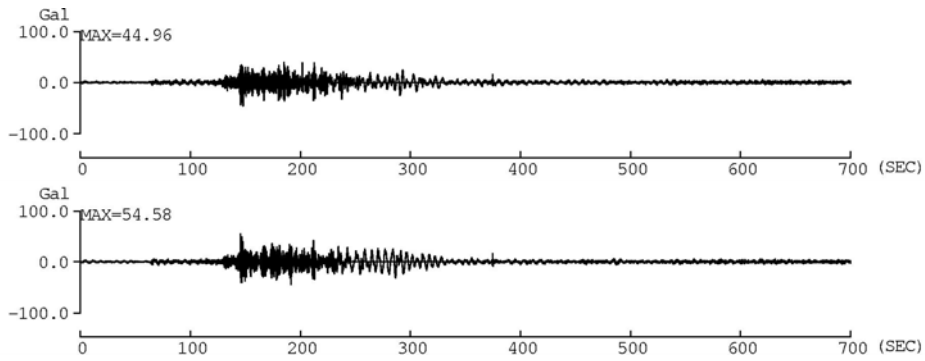


(a) 平均

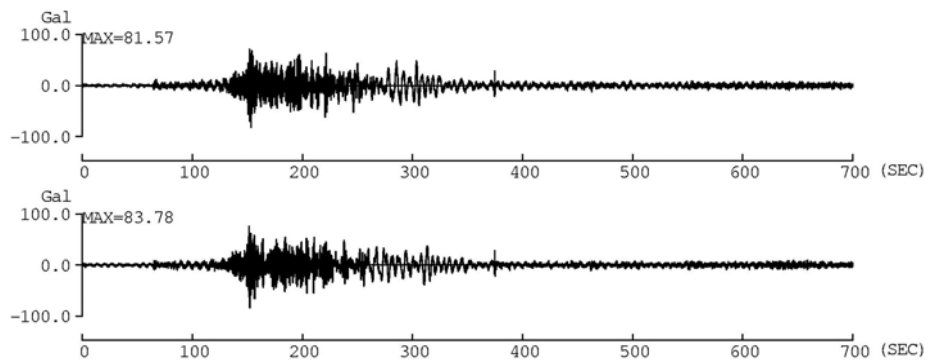


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.17 東南海・東海地震に対する大手町の地表での加速度波形

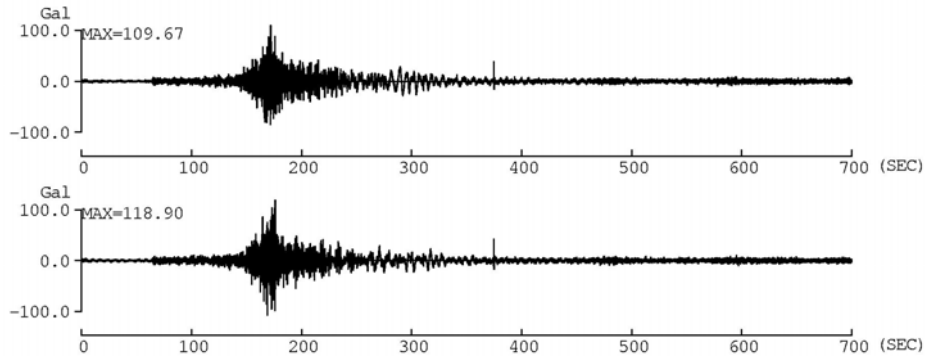


(a) 平均

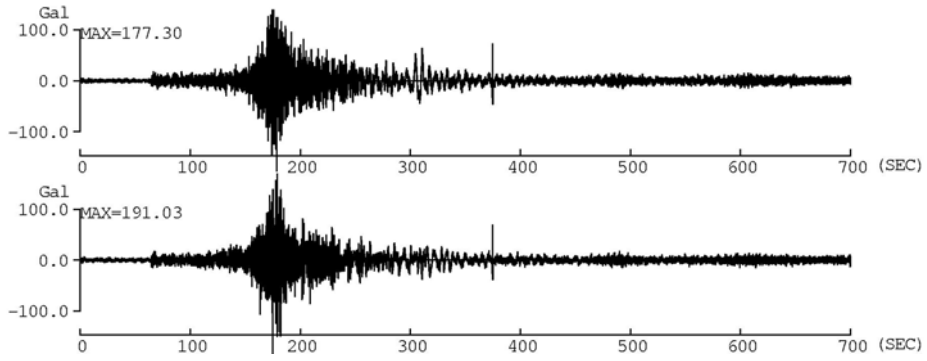


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.18 東南海・東海地震に対する大手町の工学的基盤での加速度波形

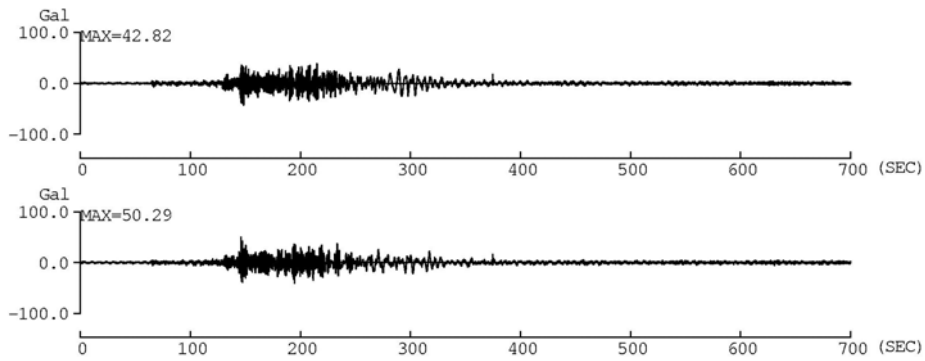


(a) 平均

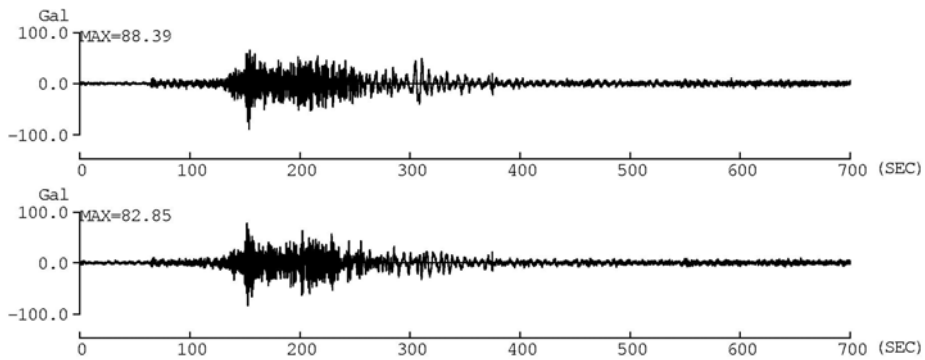


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.19 東南海・東海地震に対する東雲の地表での加速度波形

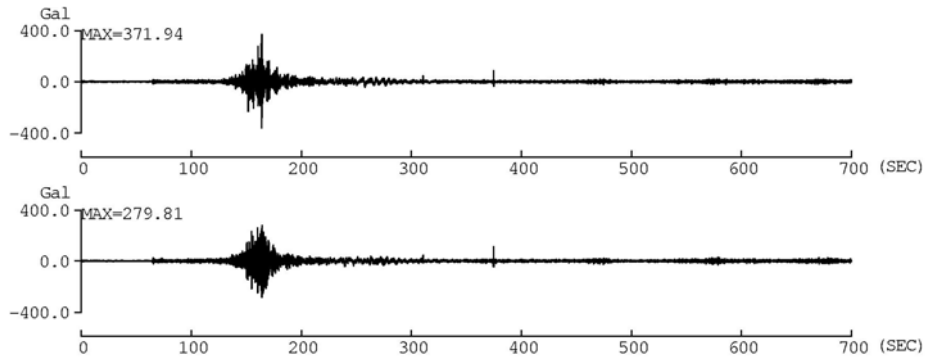


(a) 平均

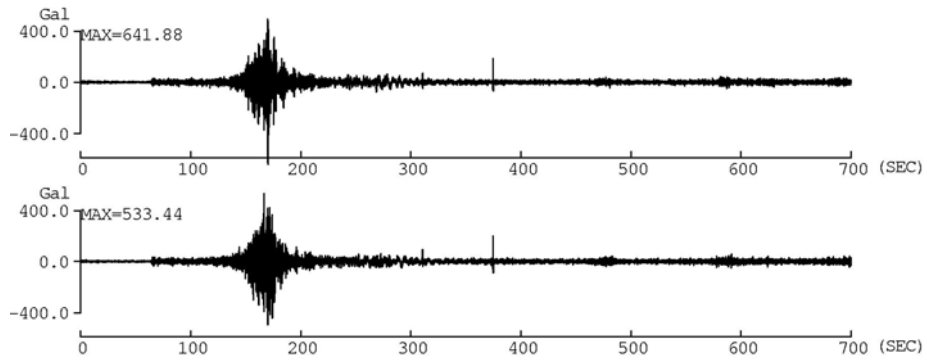


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.20 東南海・東海地震に対する東雲の工学的基盤での加速度波形

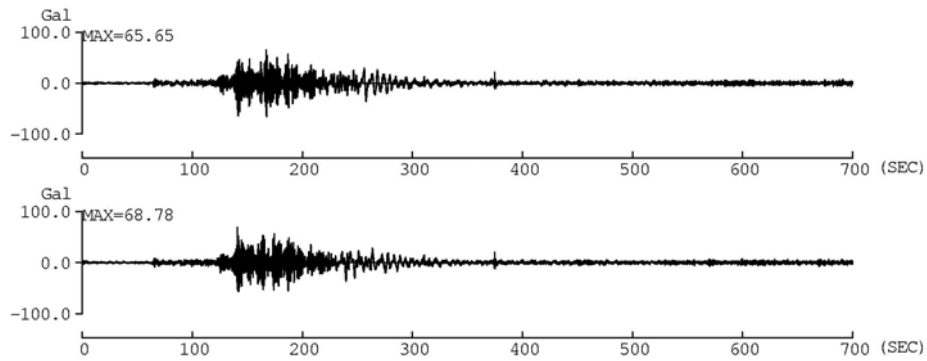


(a) 平均

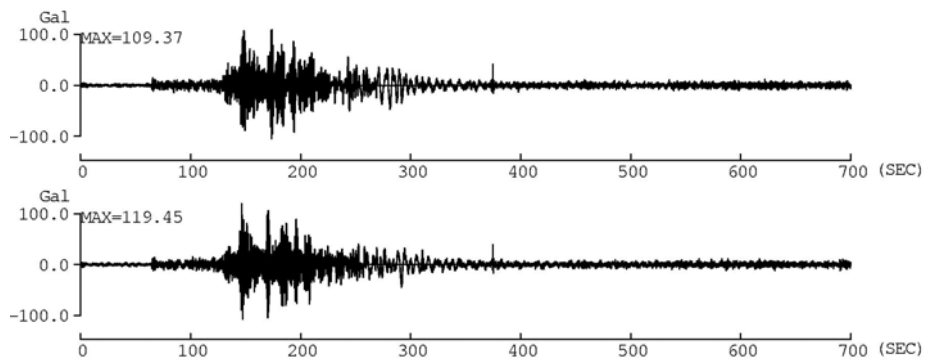


(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.21 東南海・東海地震に対する横浜の地表での加速度波形



(a) 平均



(b) 平均+回帰誤差(標準偏差)

図 3.7.22 東南海・東海地震に対する横浜の工学的基盤での加速度波形

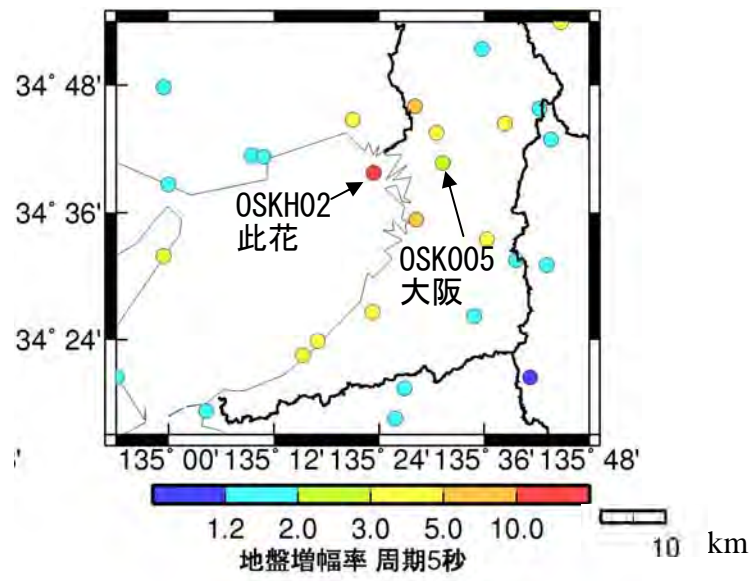
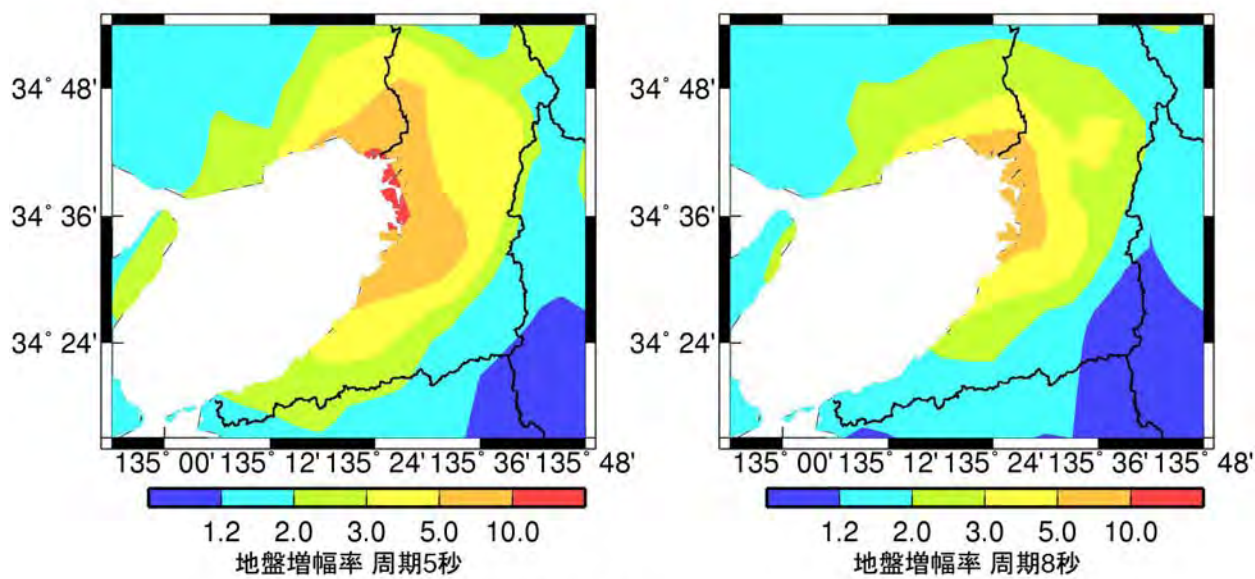
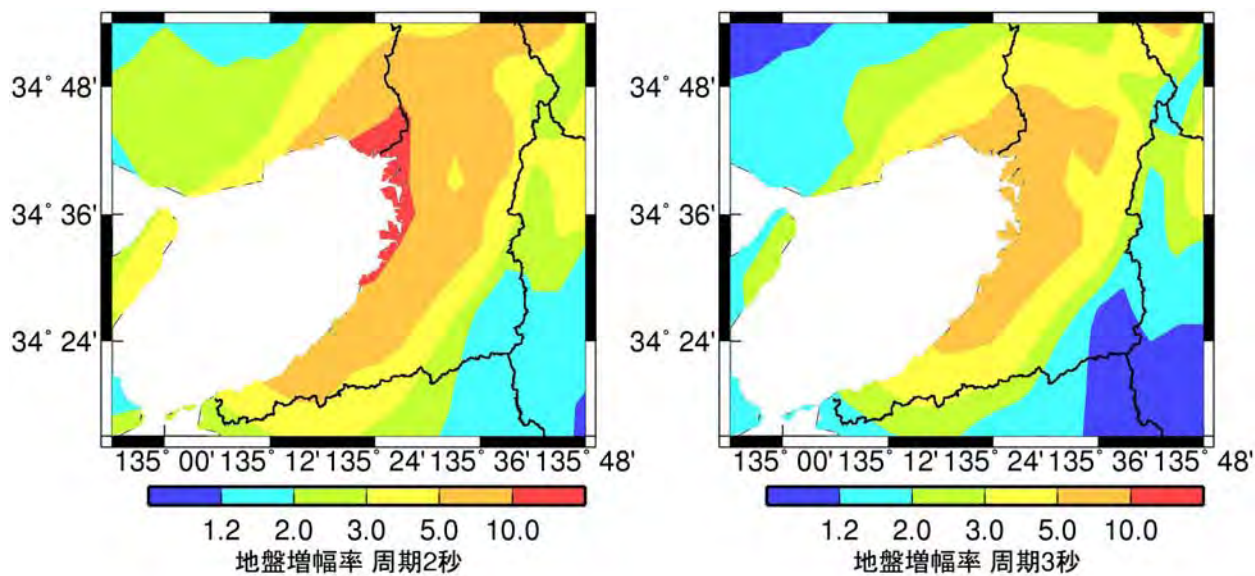
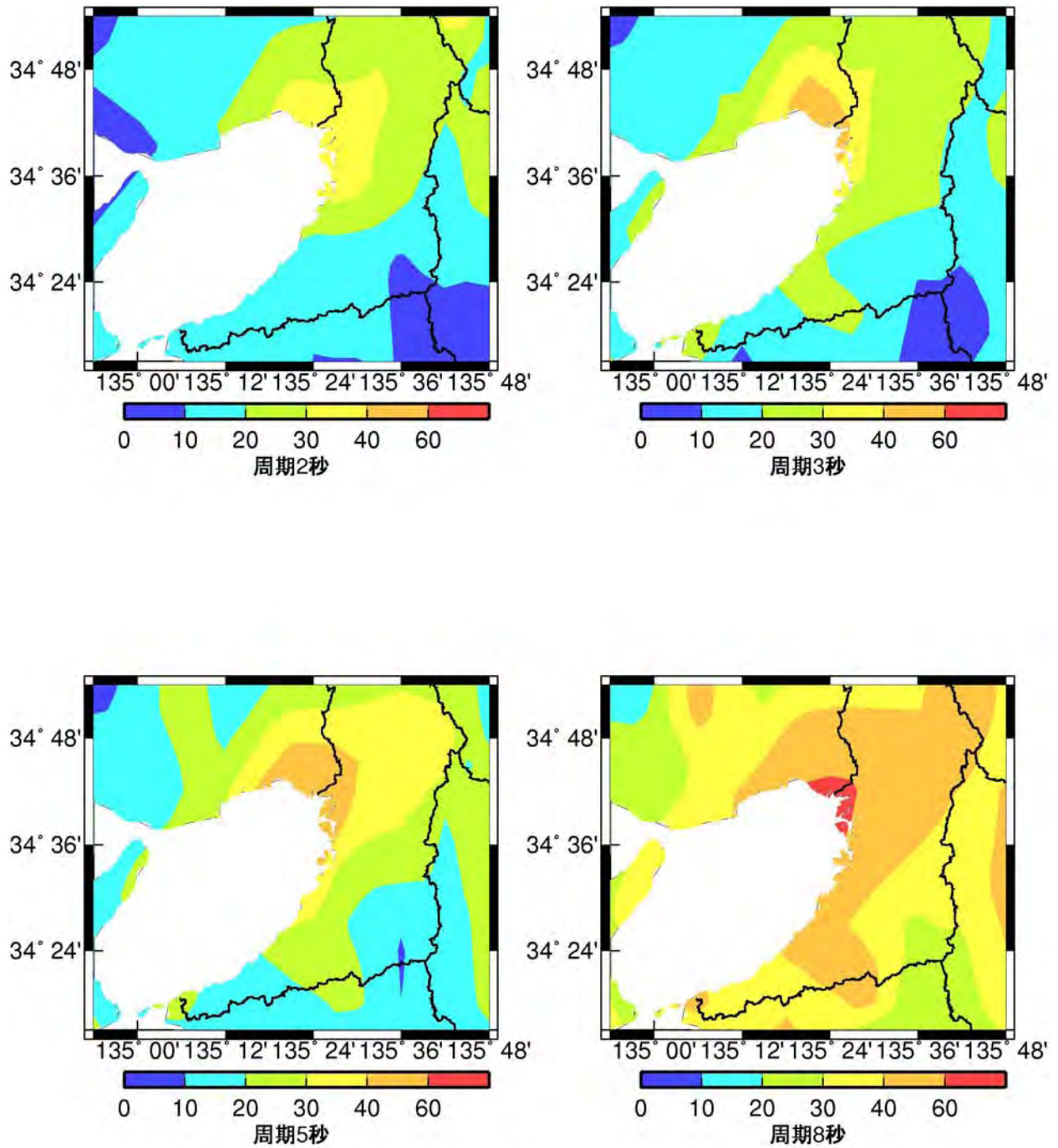


図 3.7.23 検討対象とした大阪平野の範囲及び観測点と、考察に用いた OSKH02 と OSK005 の位置



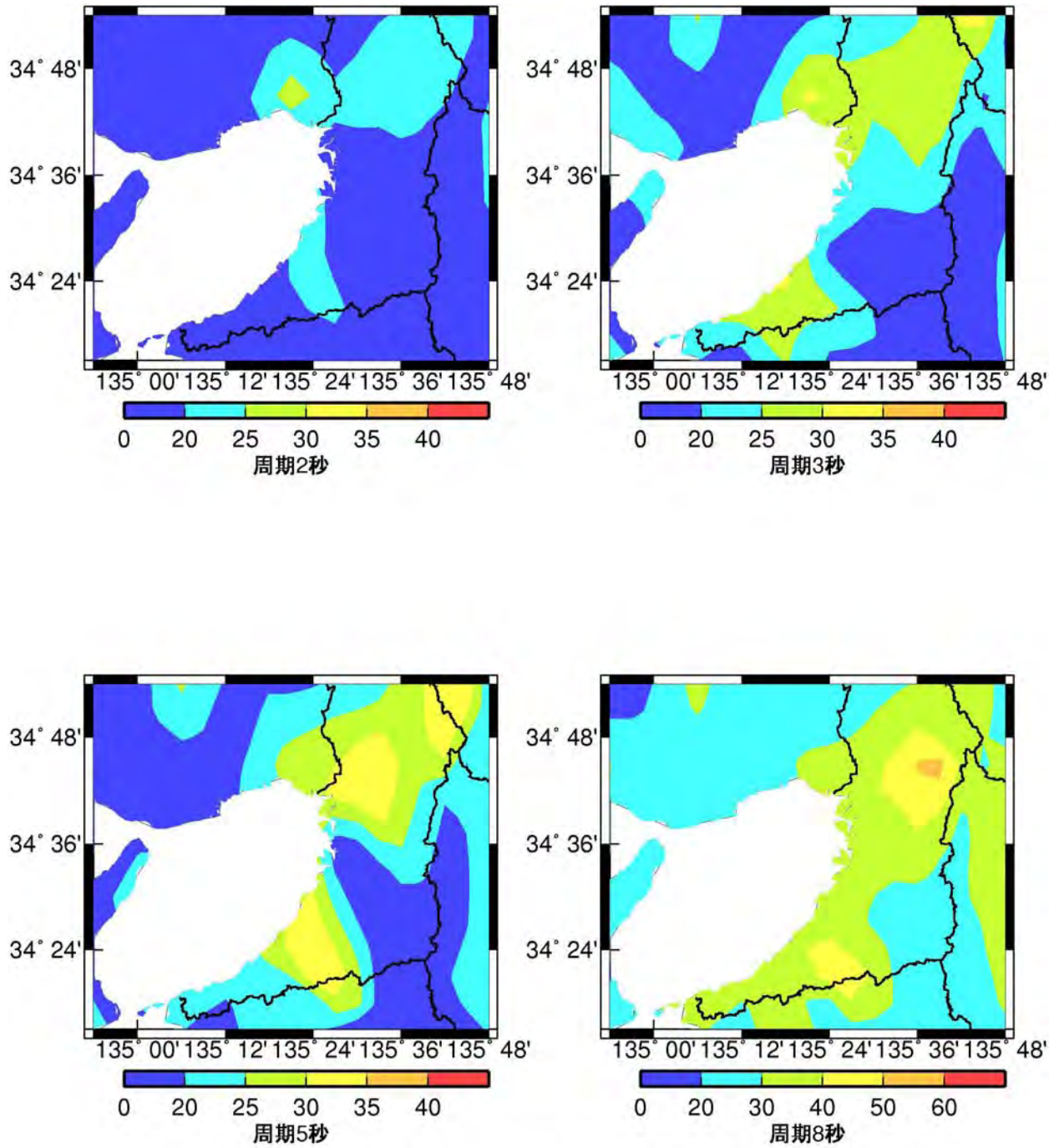
S_A h=5%: 水平成分

図 3.7.24 大阪平野での加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率分布



群遅延時間の平均値: 水平成分

図 3.7.25 大阪平野での群遅延時間の平均値のサイト係数分布



群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 3.7.26 大阪平野での群遅延時間の標準偏差のサイト係数分布

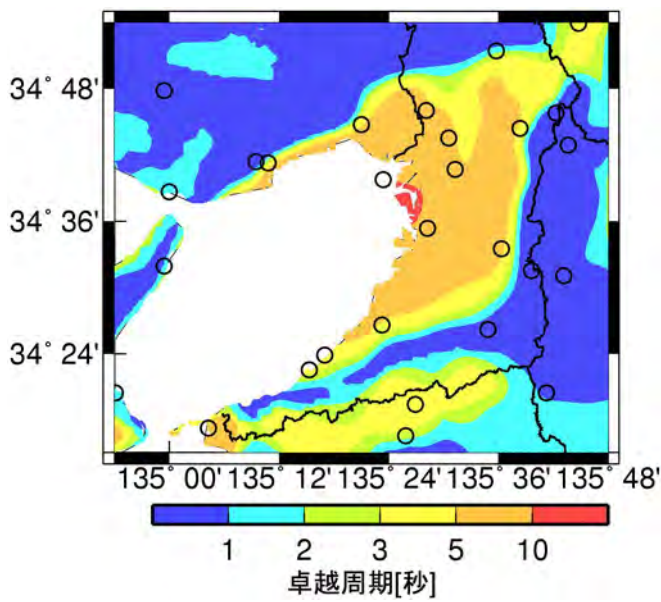
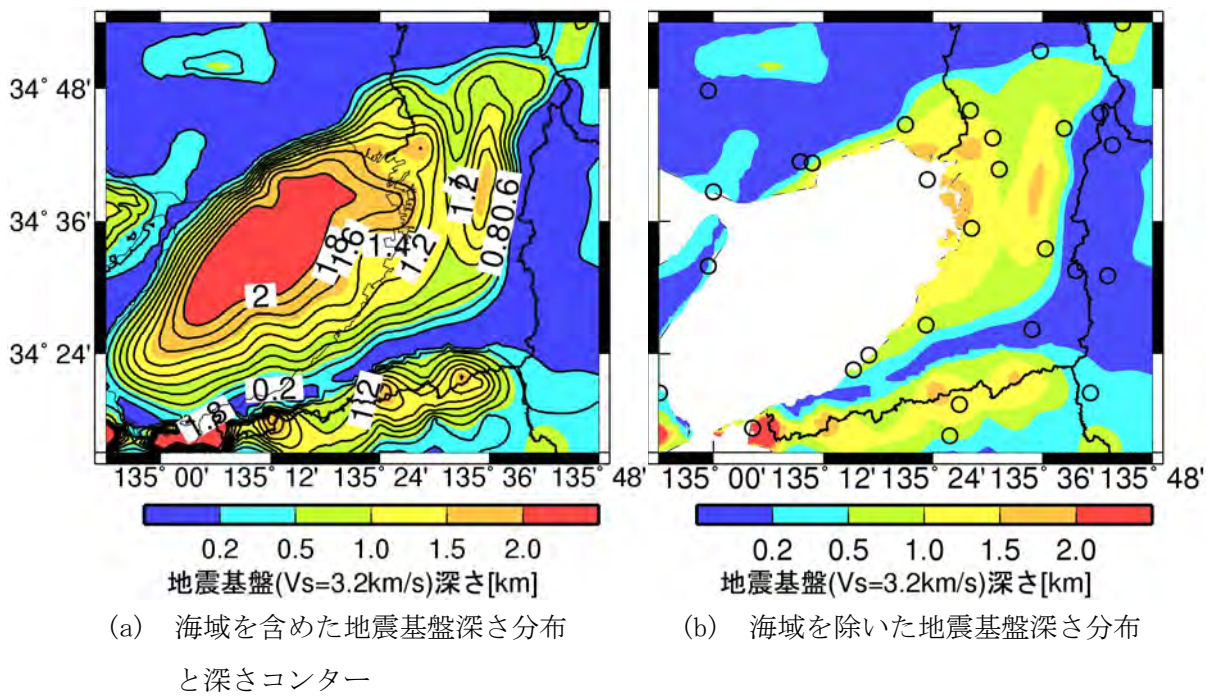


図 3. 7. 27 推本の地下構造モデルの地震基盤($V_s=3.2\text{km/s}$)上面の分布と卓越周期分布

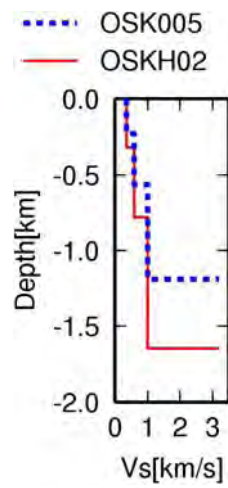


図 3.7.28 推本の地下構造モデルに基づく OSKH02 と OSK005 での S 波速度構造

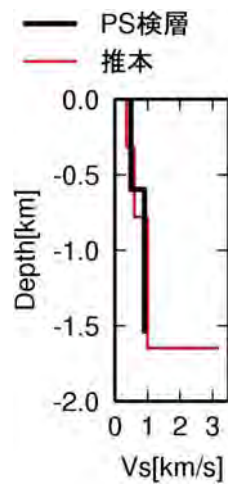


図 3.7.29 OSKH02 での S 波検層結果(防災科学技術研究所)と推本の地下構造モデルに基づく S 波速度構造の比較

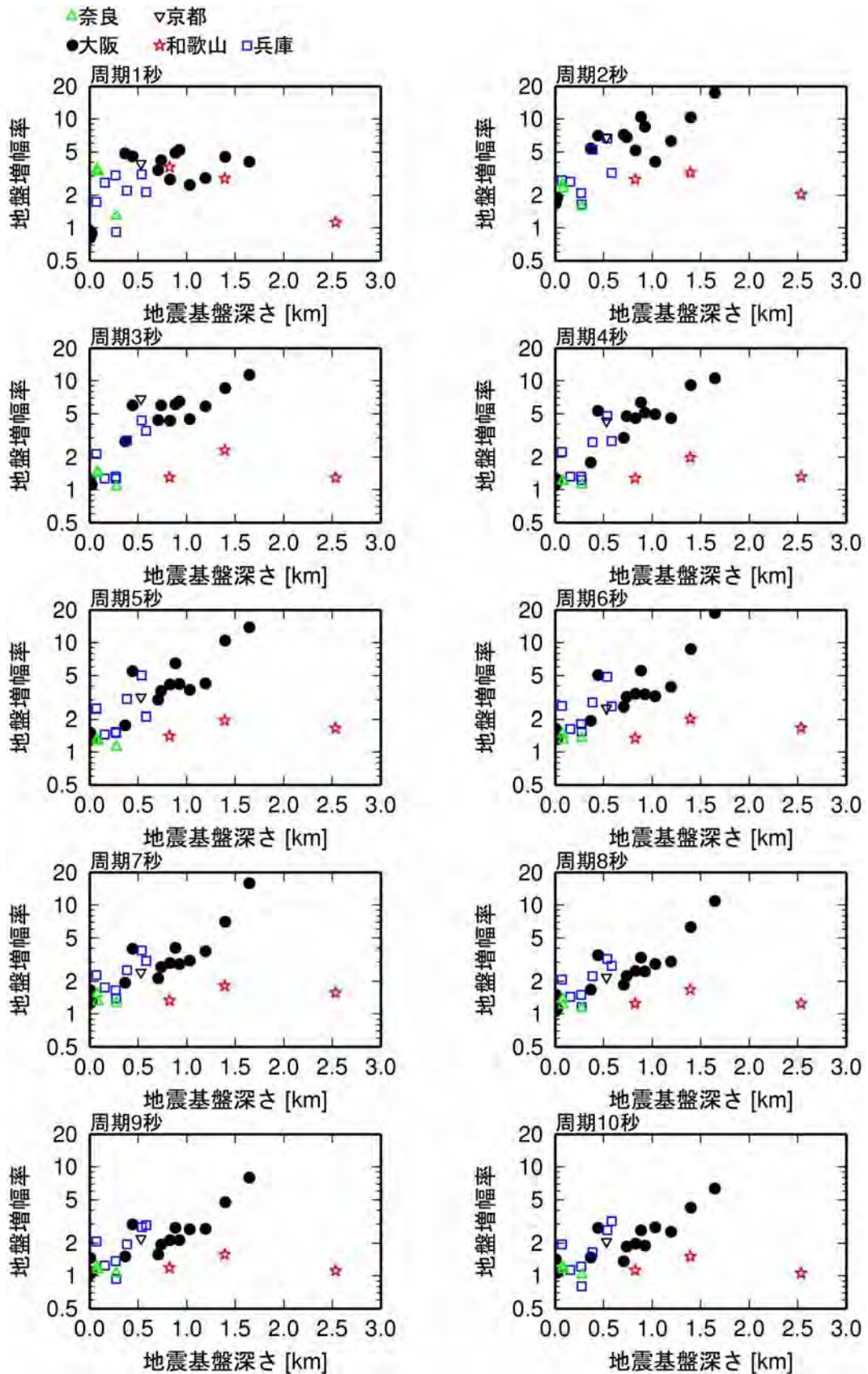


図 3. 7. 30 地震基盤深さと加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係

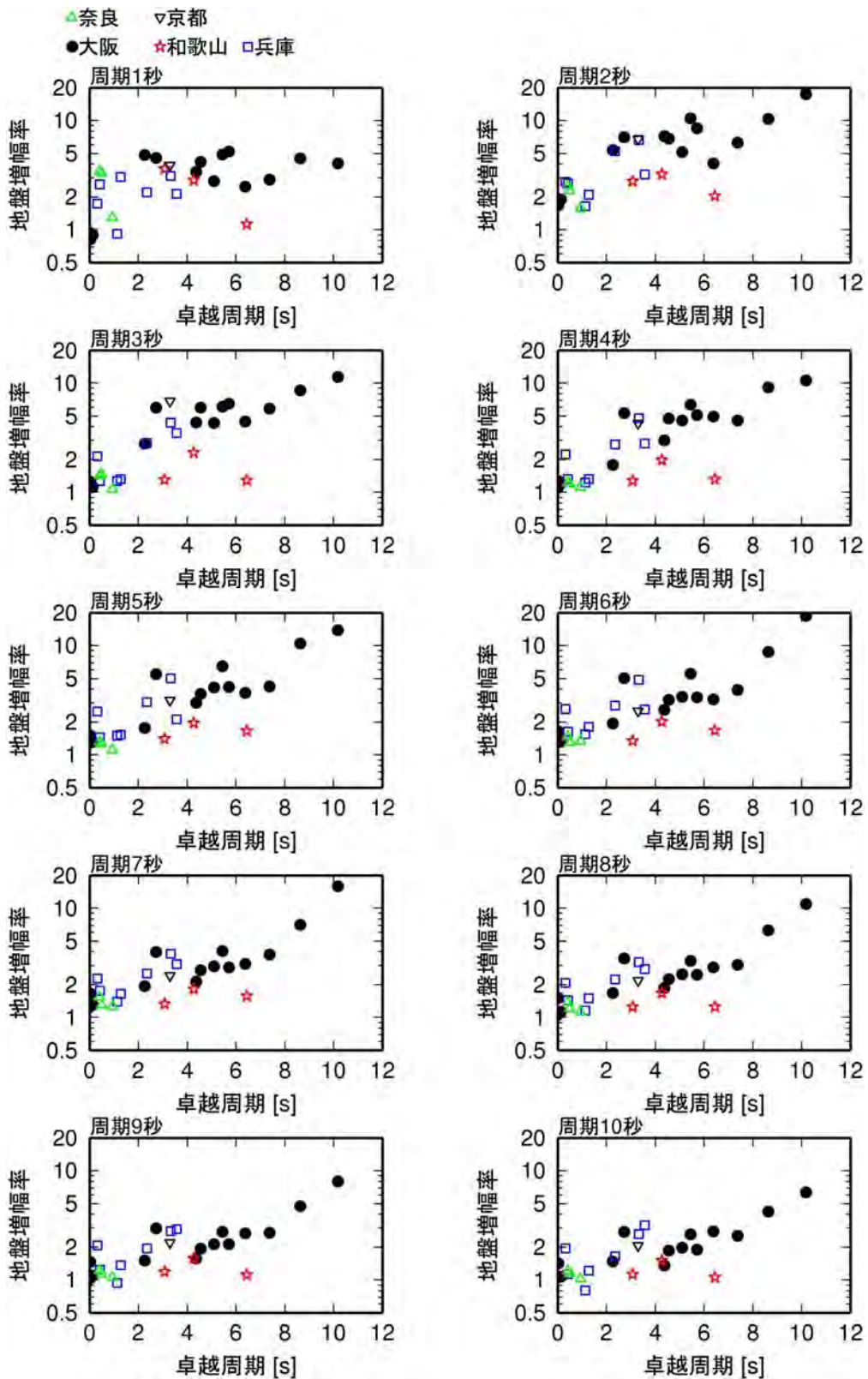


図 3.7.31 卓越周期と加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係

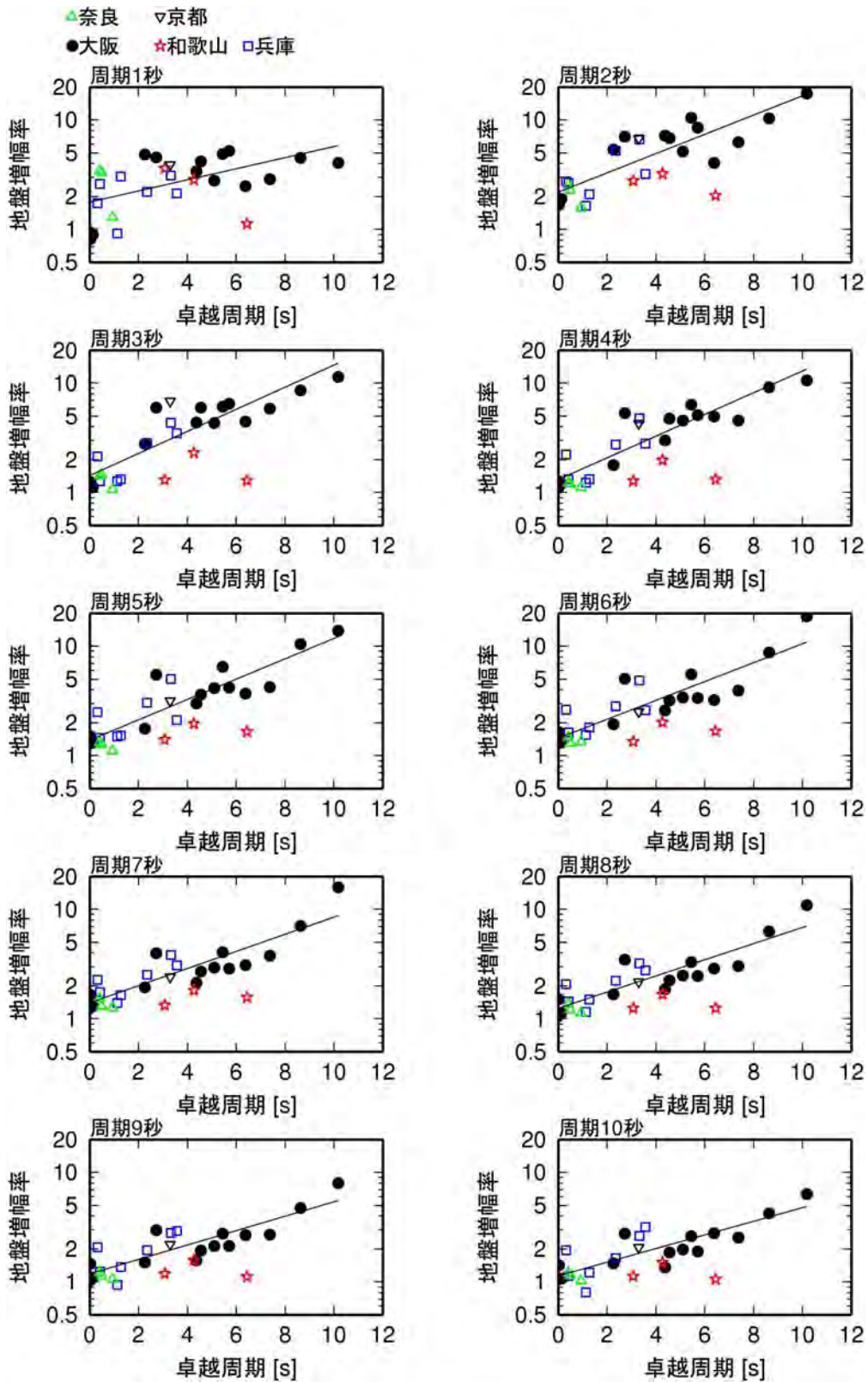


図 3.7.32 卓越周期と加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の関係及び回帰式

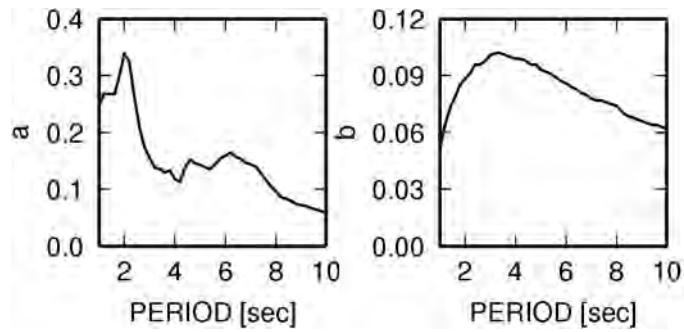


図 3.7.33 卓越周期と加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率の回帰式の回帰係数

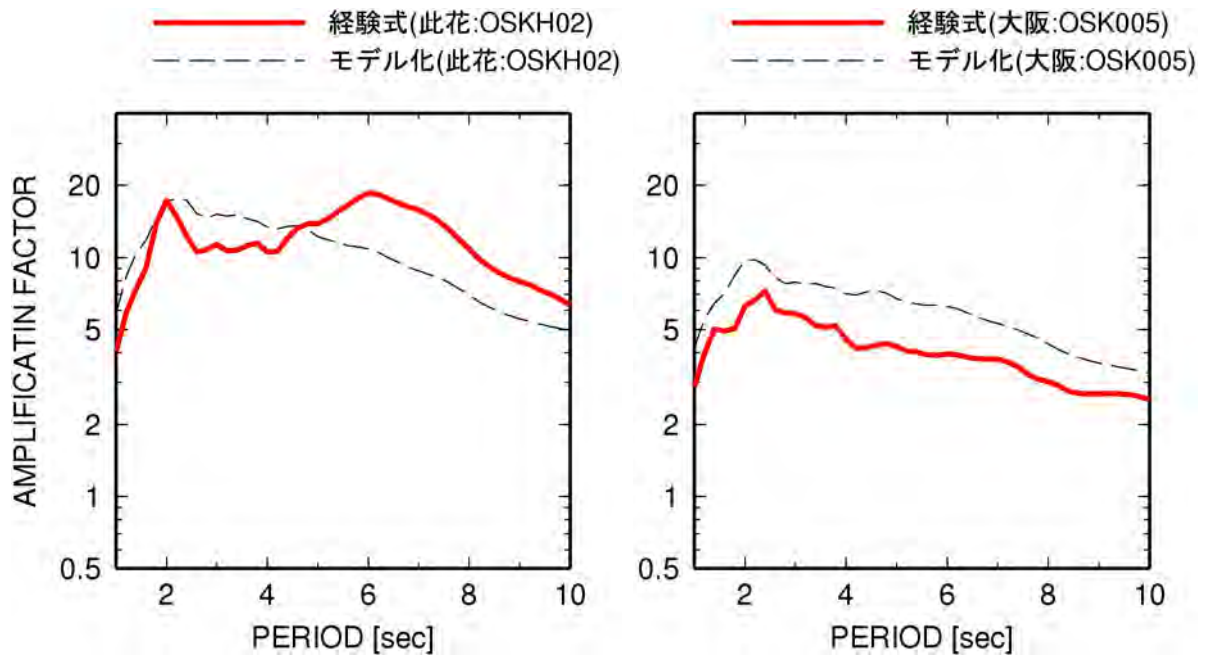
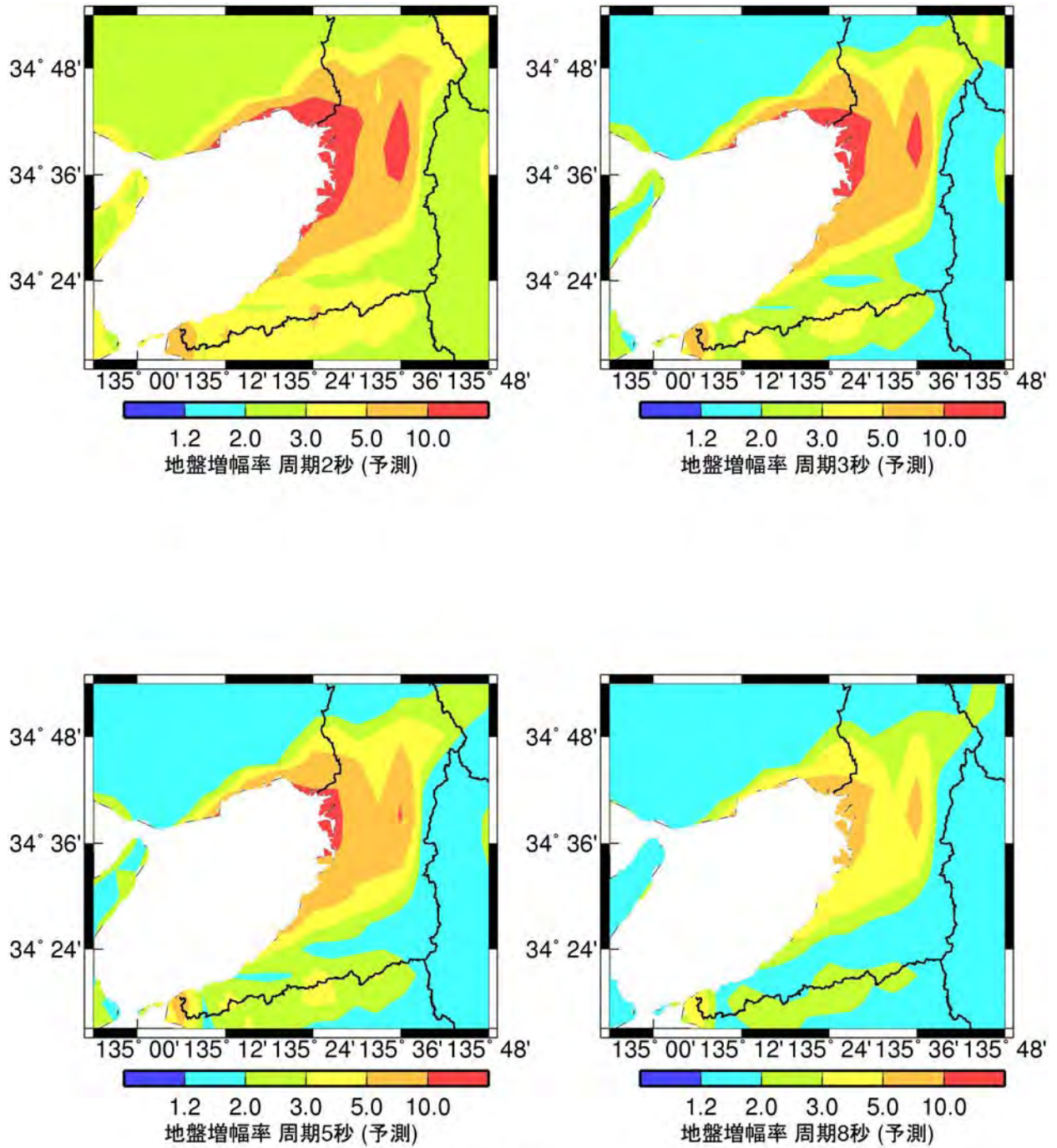
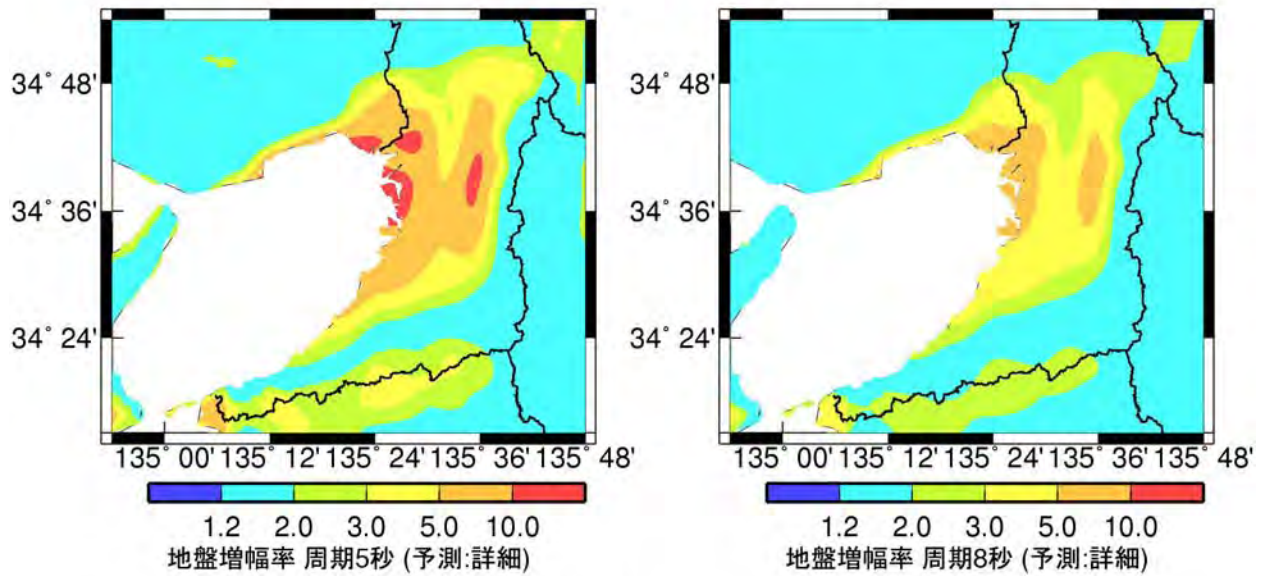
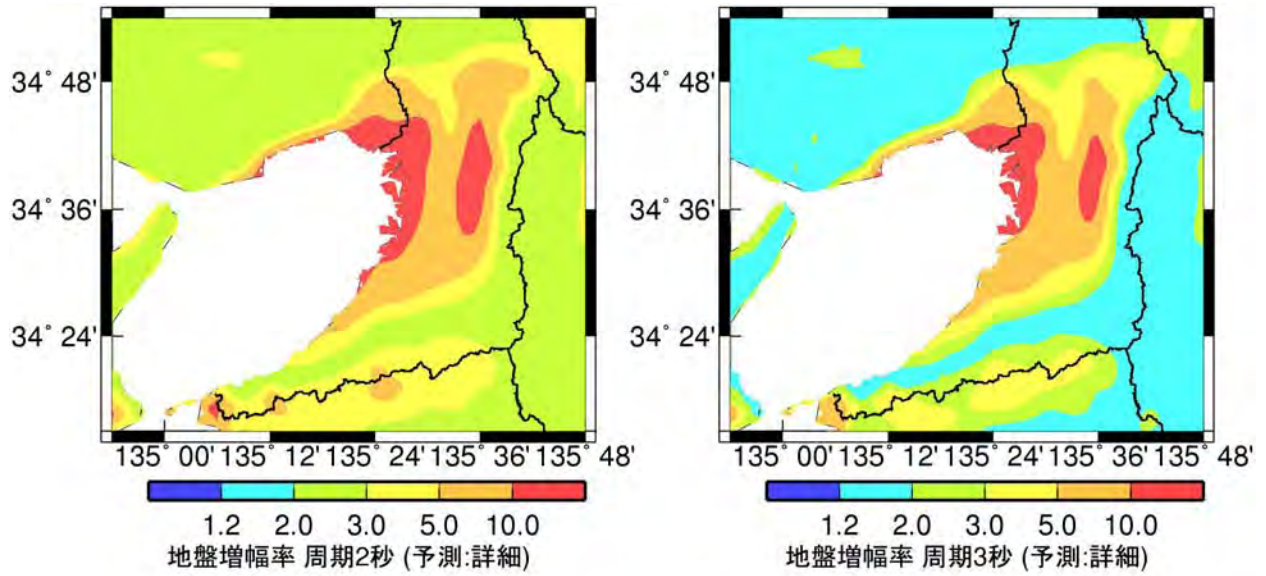


図 3.7.34 回帰式でモデル化された加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率と元の経験式に基づく地盤増幅率の比較



S_A h=5 %: 水平成分

図 3.7.35 回帰式でモデル化された加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率
(図 3.7.24 と同じ条件での図化の結果)



S_A h=5 %: 水平成分

図 3.7.36 回帰式でモデル化された加速度応答スペクトル(h=5%)の地盤増幅率
(1kmメッシュが表現できる細かい図化の結果)

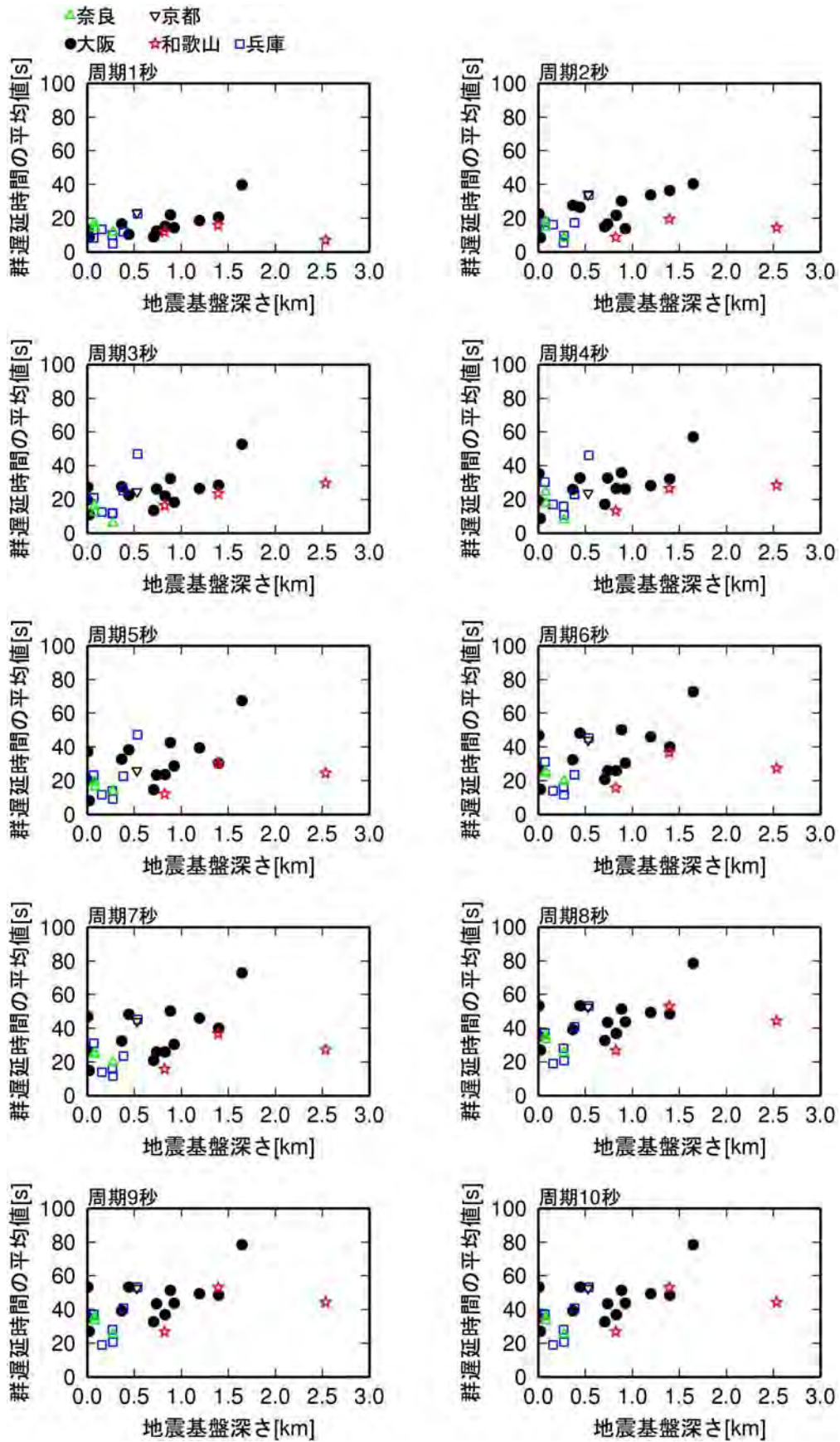


図 3.7.37 地震基盤深さと群遅延時間の平均値の関係

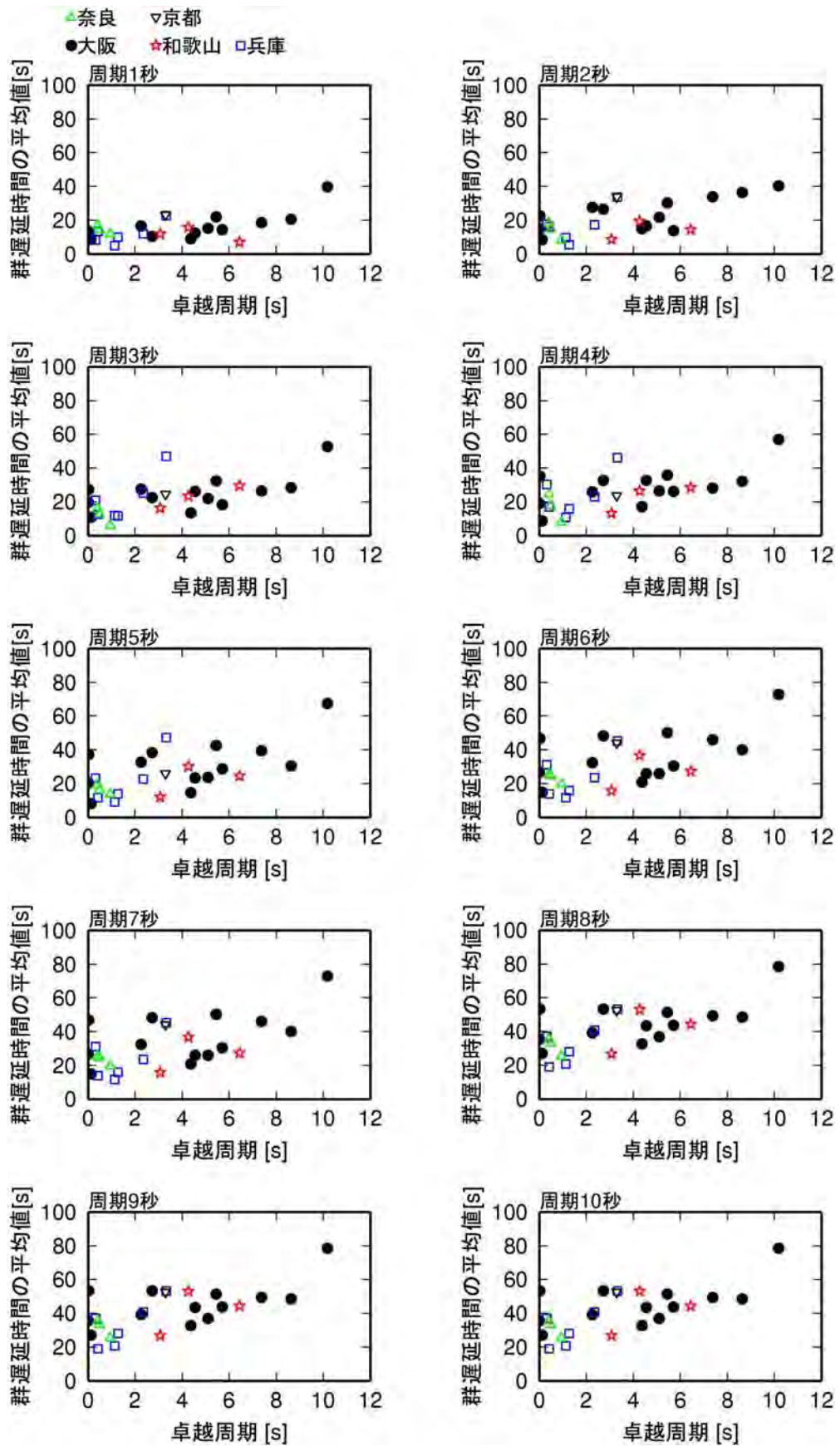


図 3.7.38 卓越周期と群遅延時間の平均値の関係

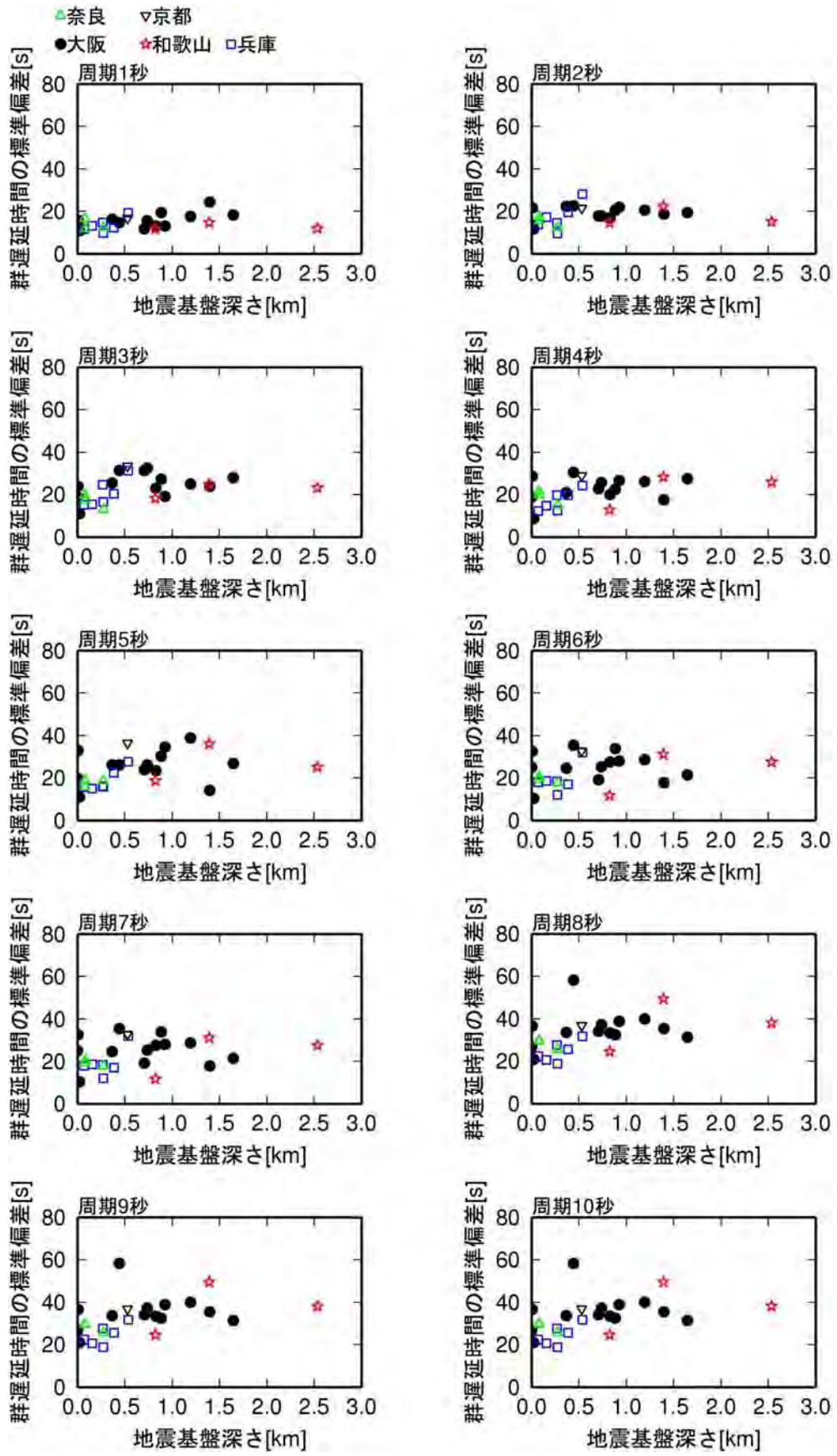


図 3.7.39 地震基盤深さと群遅延時間の標準偏差の関係

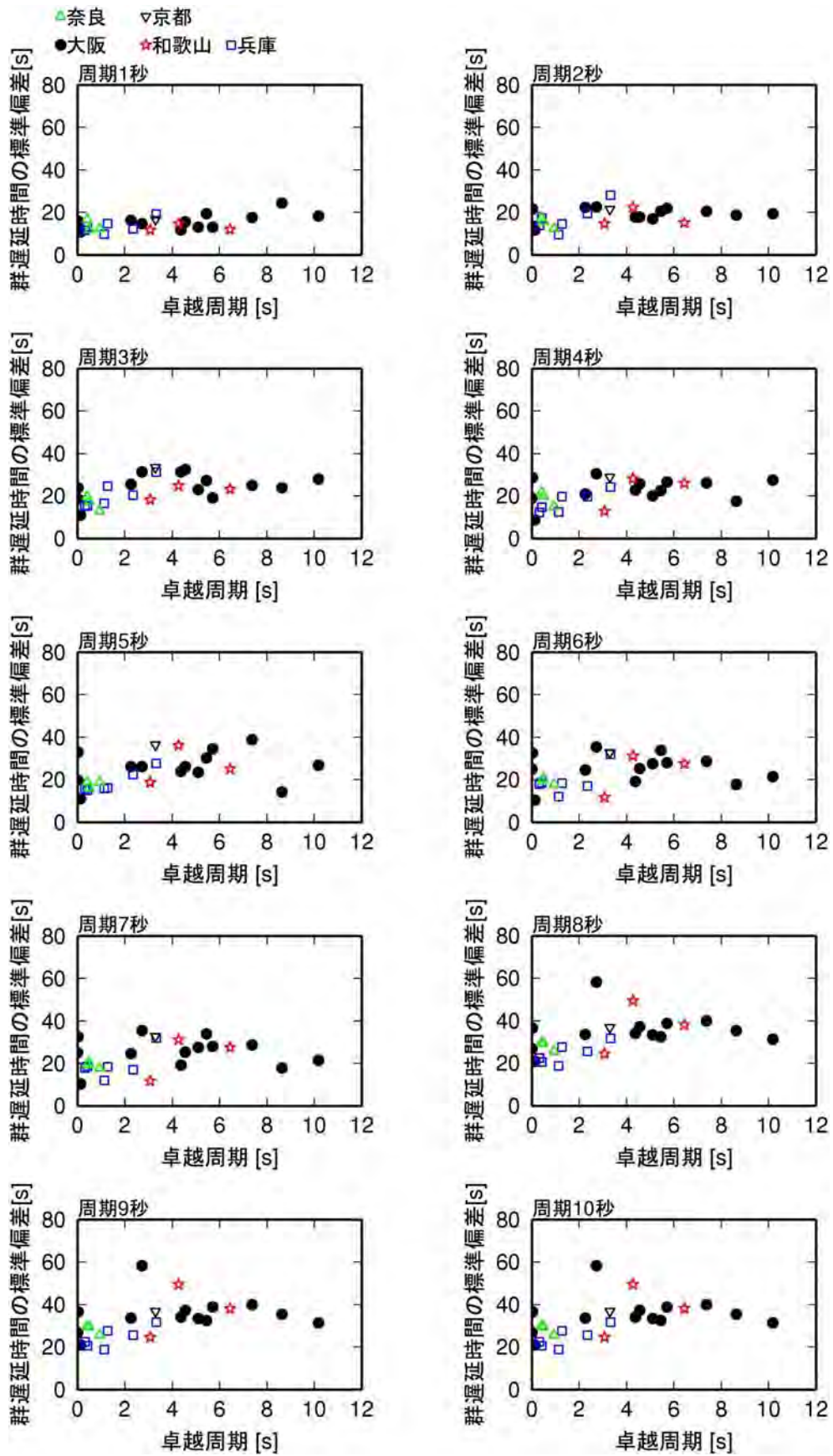
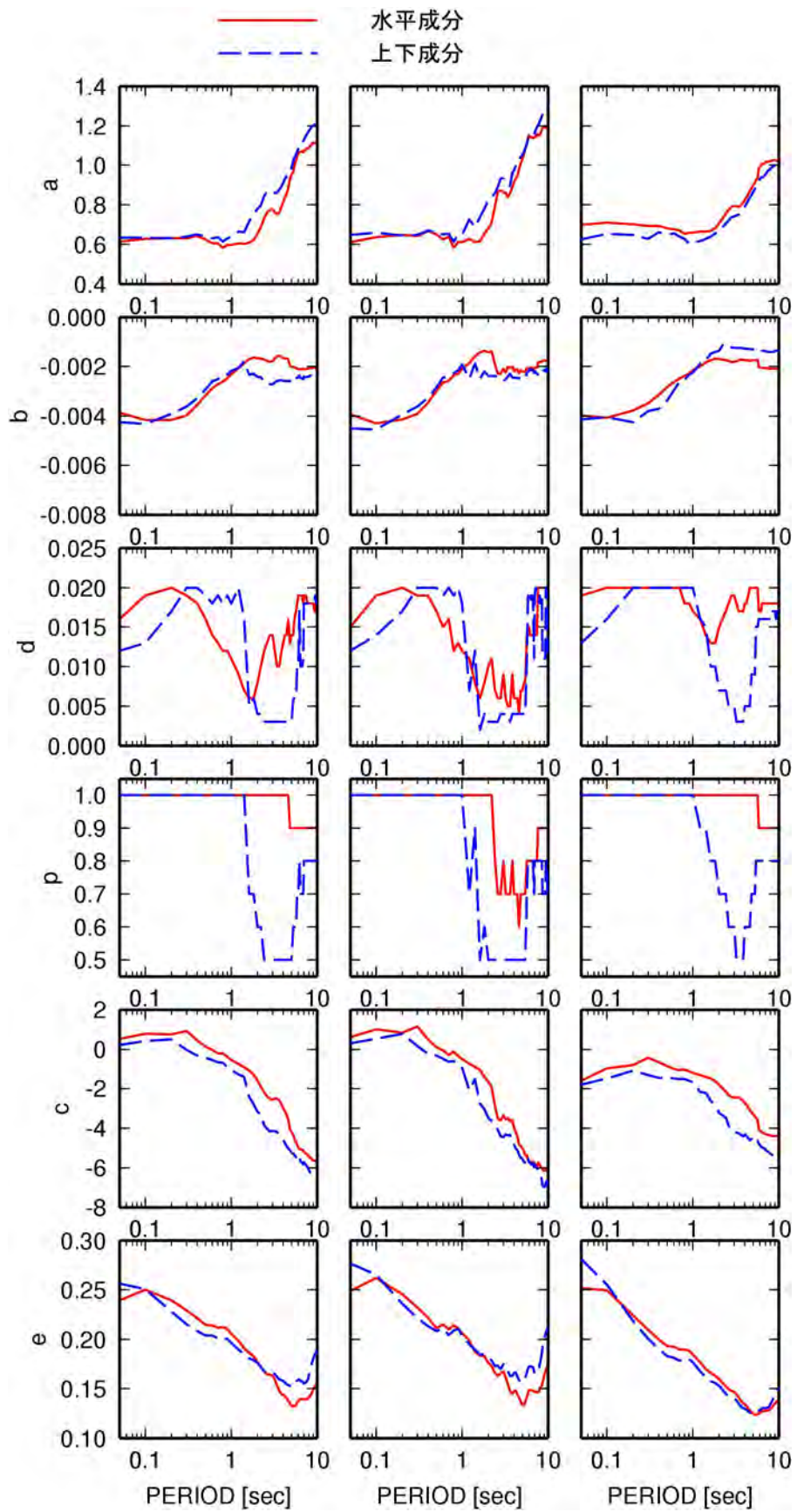


図 3.7.40 卓越周期と群遅延時間の標準偏差の関係

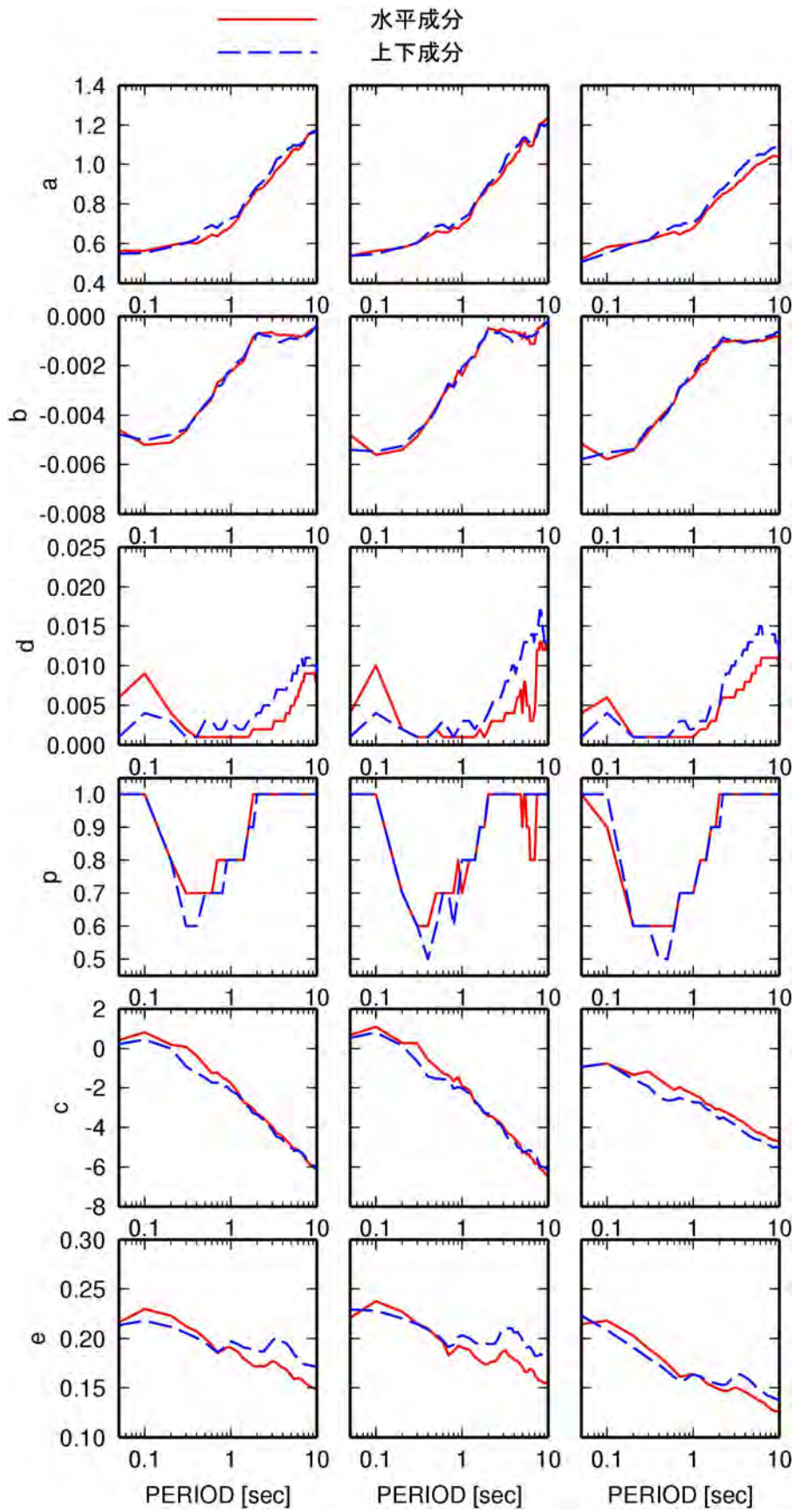
資料 3-1 気象庁マグニチュードを用いた減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの回帰式と地盤増幅率マップ

本文では、モーメントマグニチュードを用いた減衰定数 5%と 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式と地盤増幅率マップについて説明している。ここでは、気象庁マグニチュードを用いた場合の回帰式と地盤増幅率マップの図を資料としてまとめた。



$S_A(5\%)$ $S_A(1\%)$ エネルギースペクトル

図1 海溝型地震の回帰係数 (M_J を用いた場合)



$S_A(5\%)$ $S_A(1\%)$ エネルギースペクトル

図2 地殻内地震の回帰係数(M_J を用いた場合)

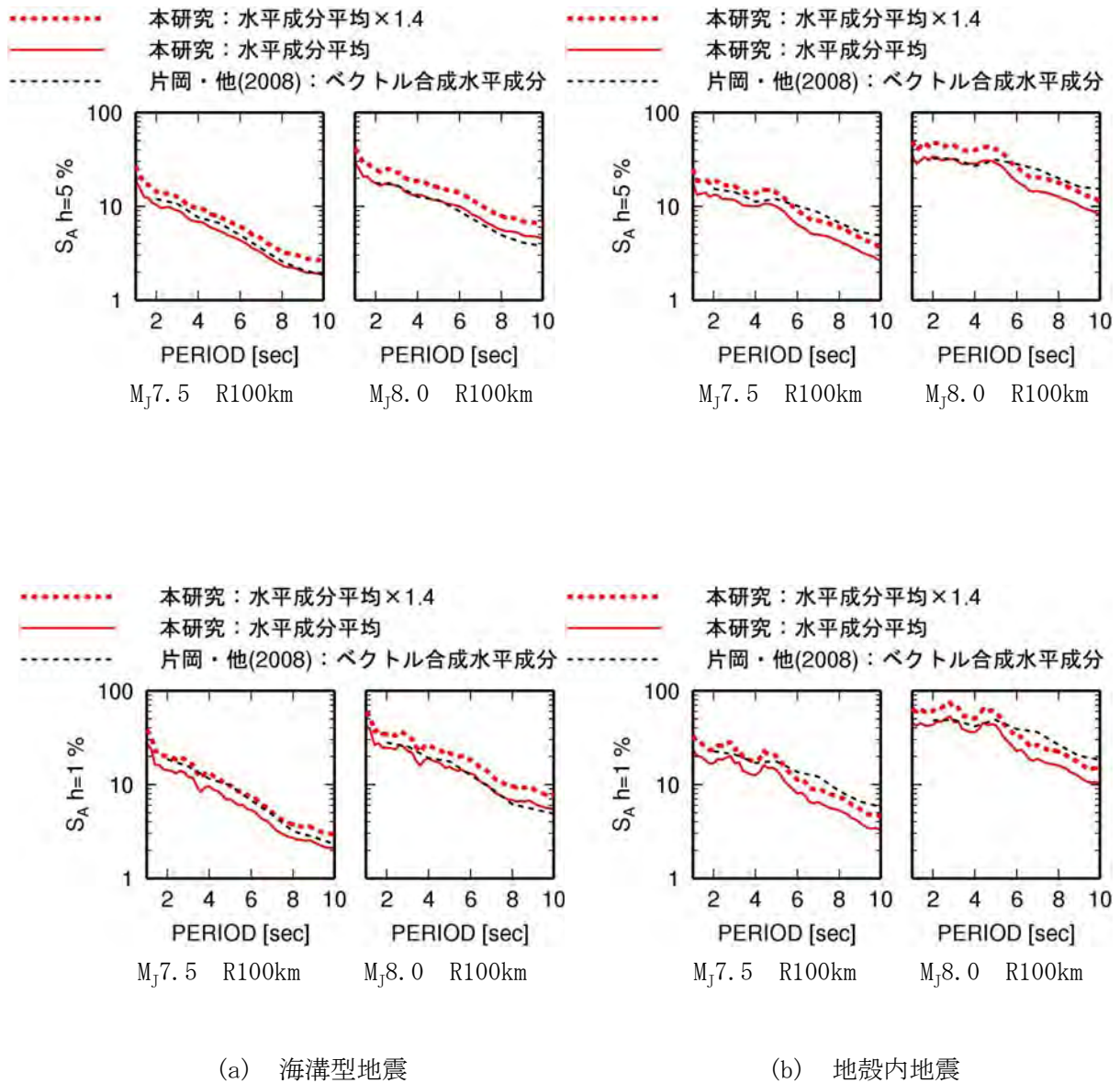
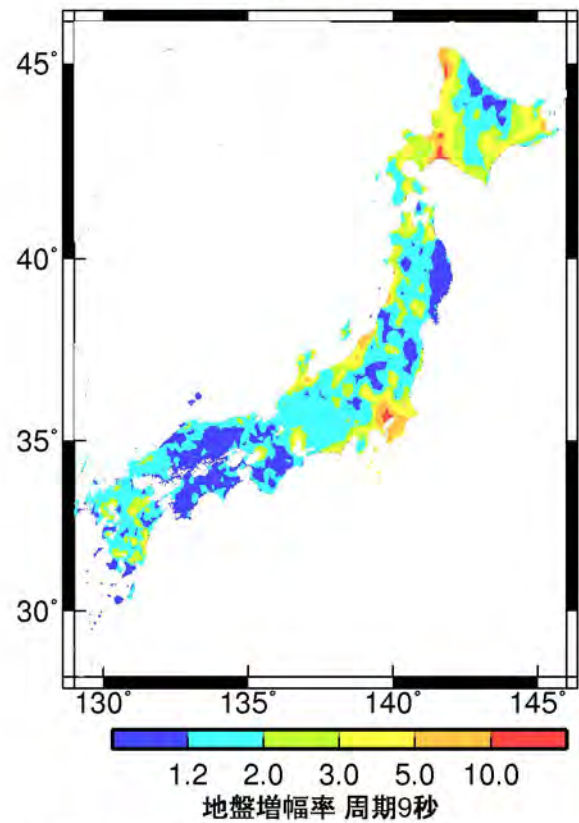
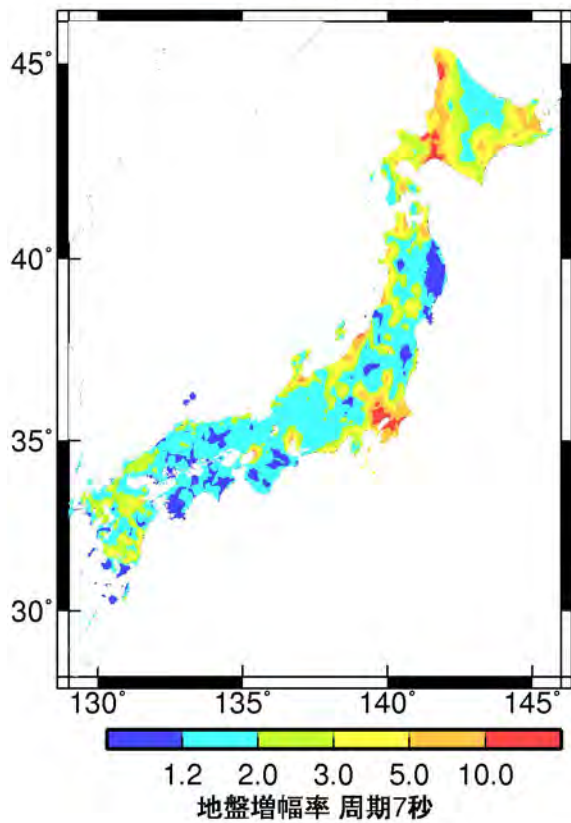
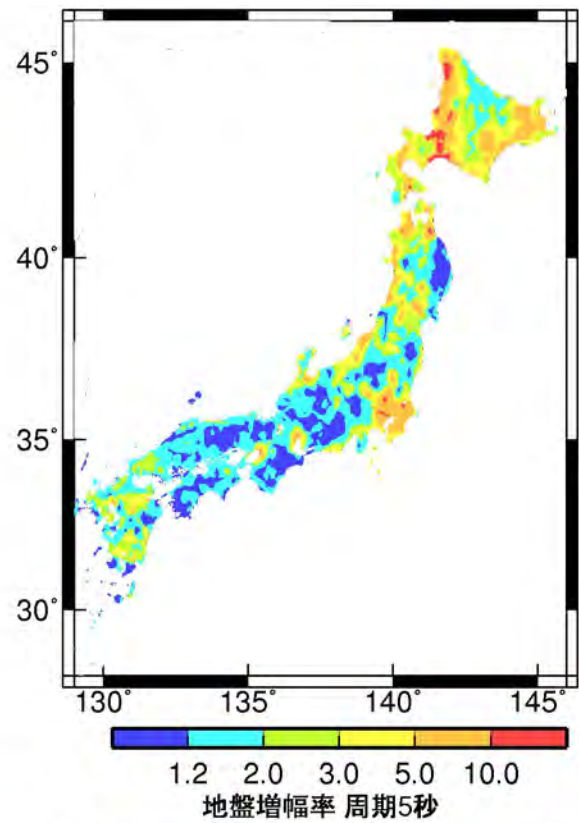
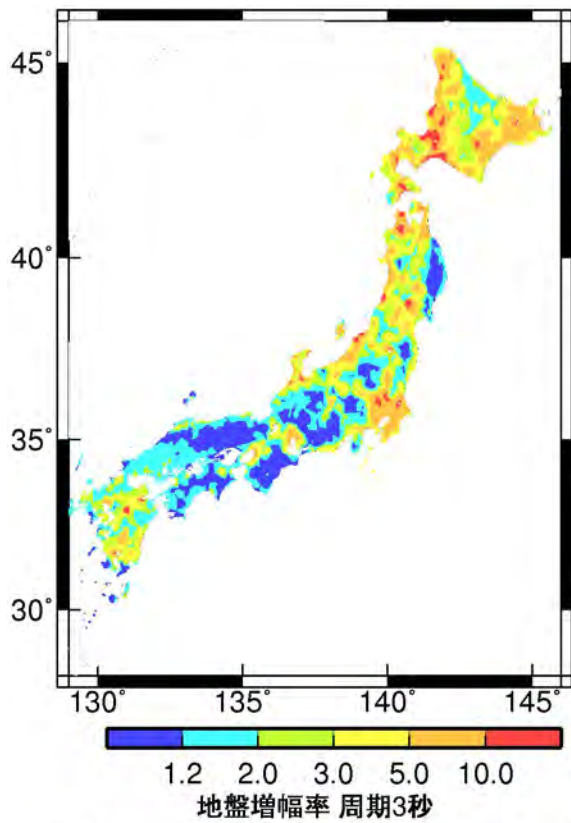
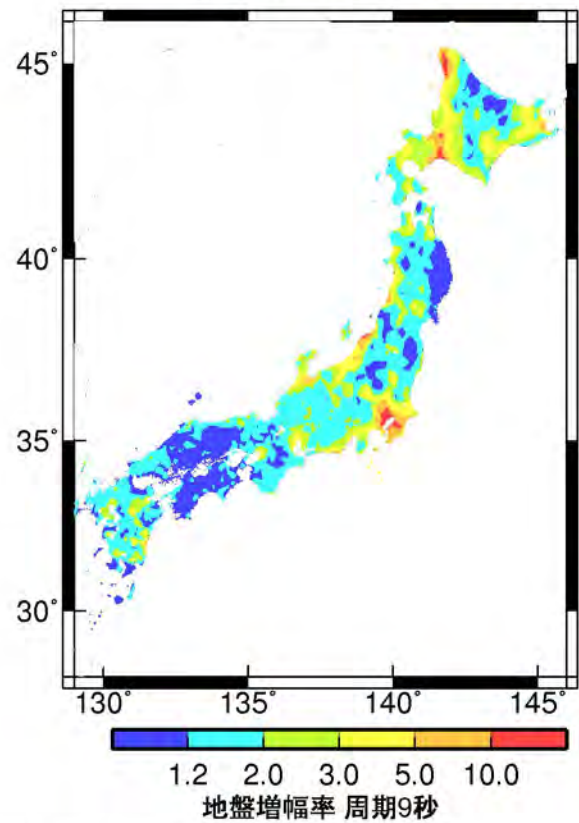
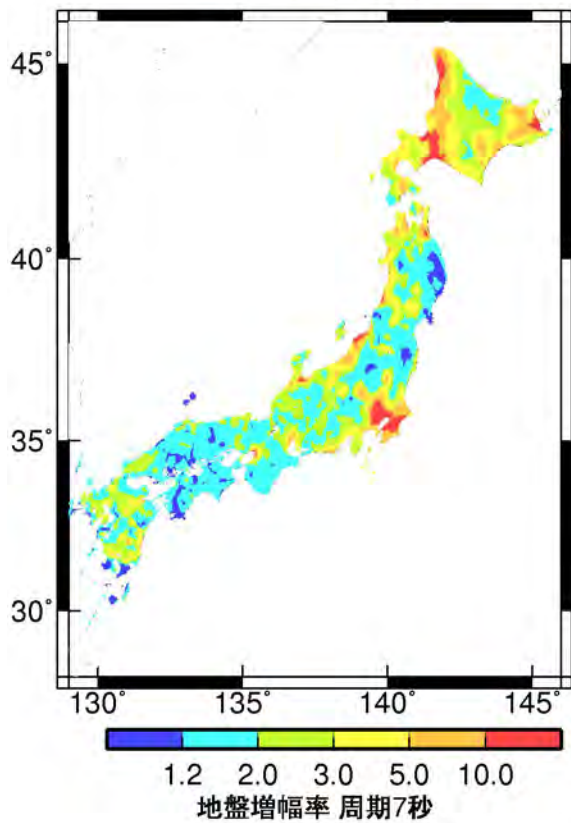
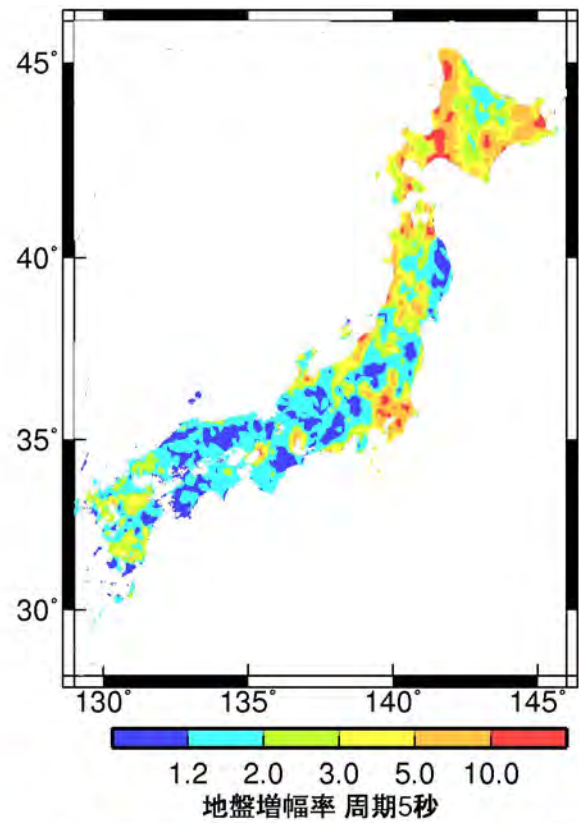
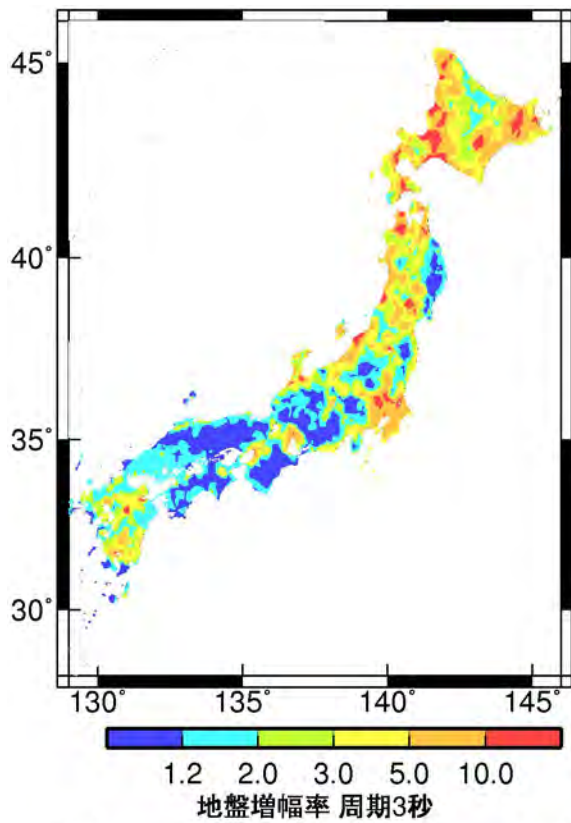


図3 本検討(M_j を用いた場合)と片岡・他(2008)の距離減衰式に基づく IWT09 での水平成分の加速度応答スペクトルの比較



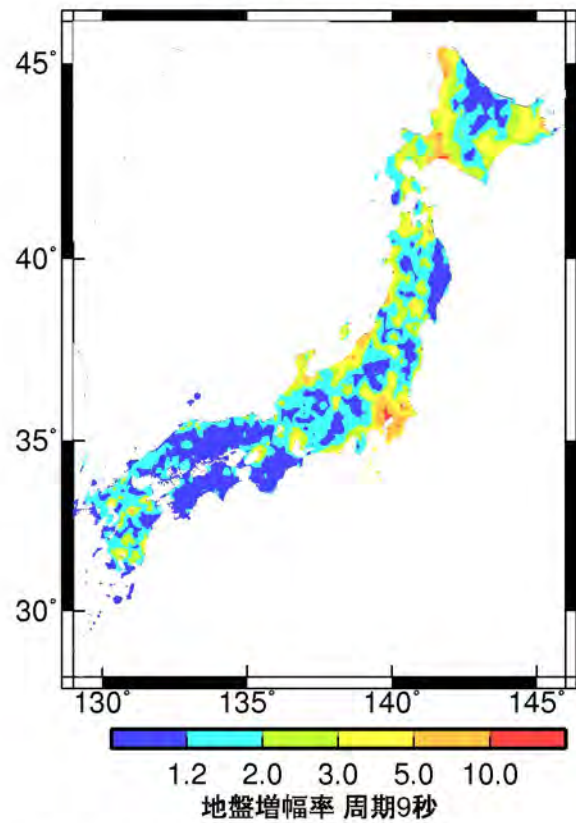
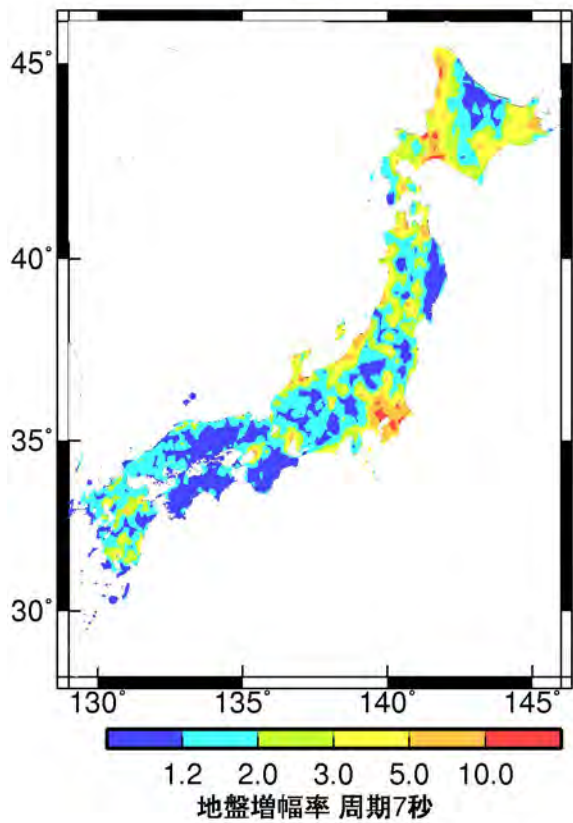
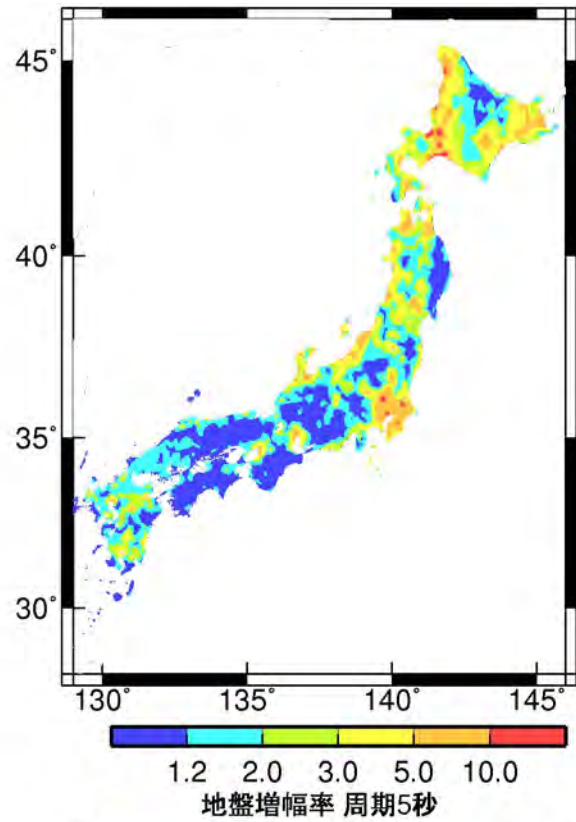
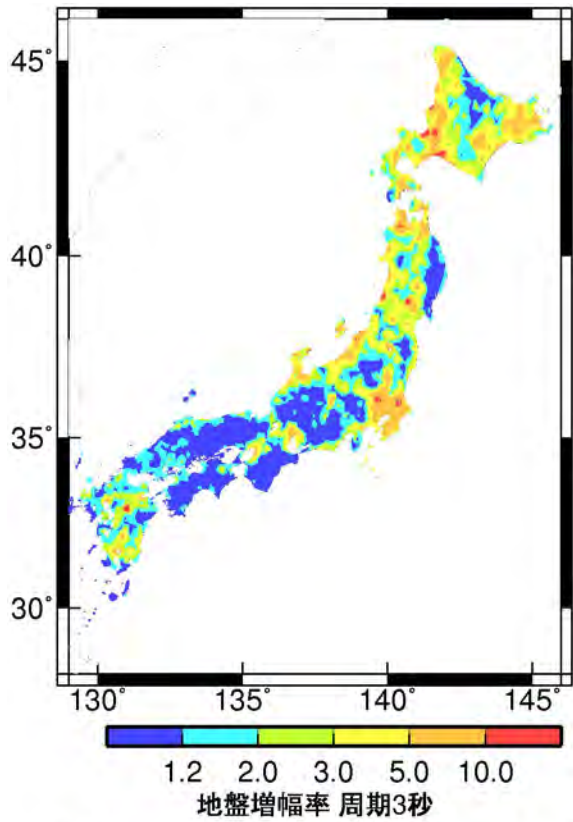
S_A h=5%: 水平成分

図4 減衰定数5%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ(M_J を用いた場合)



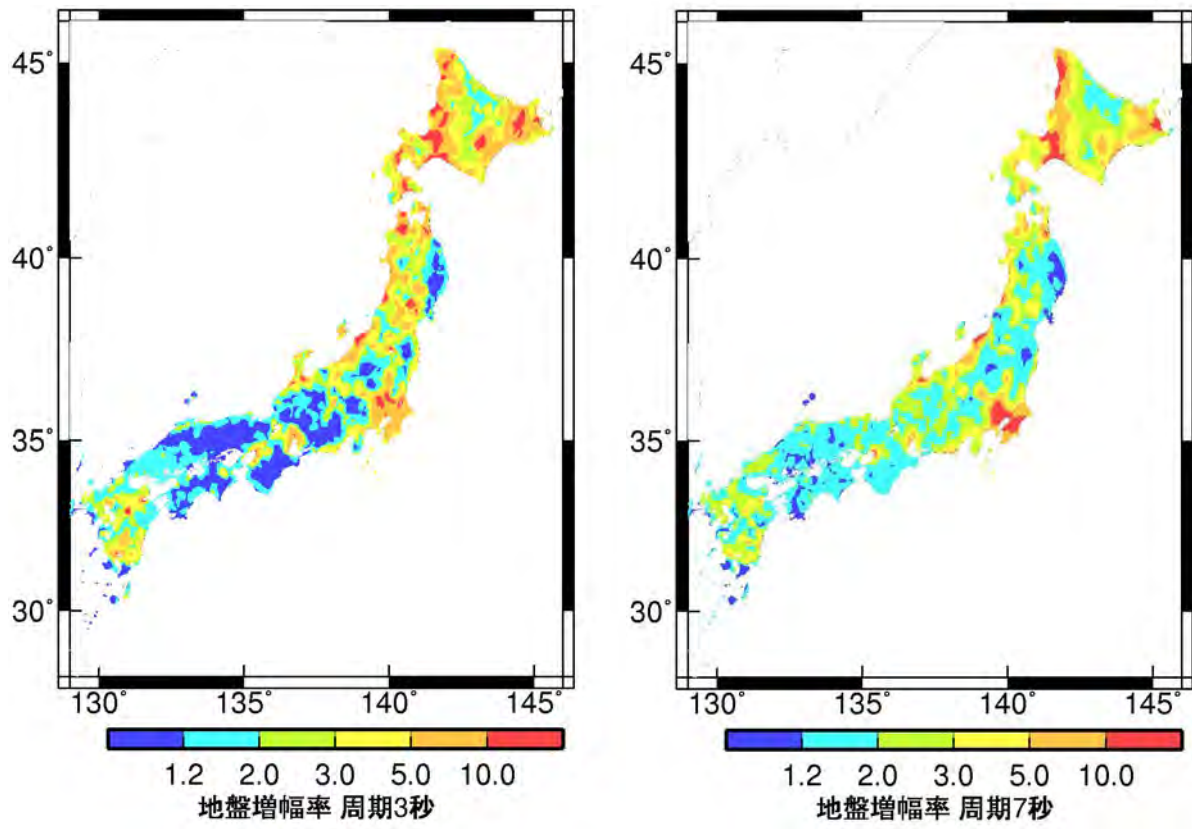
S_A h=1%: 水平成分

図5 減衰定数1%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ (M_J を用いた場合)

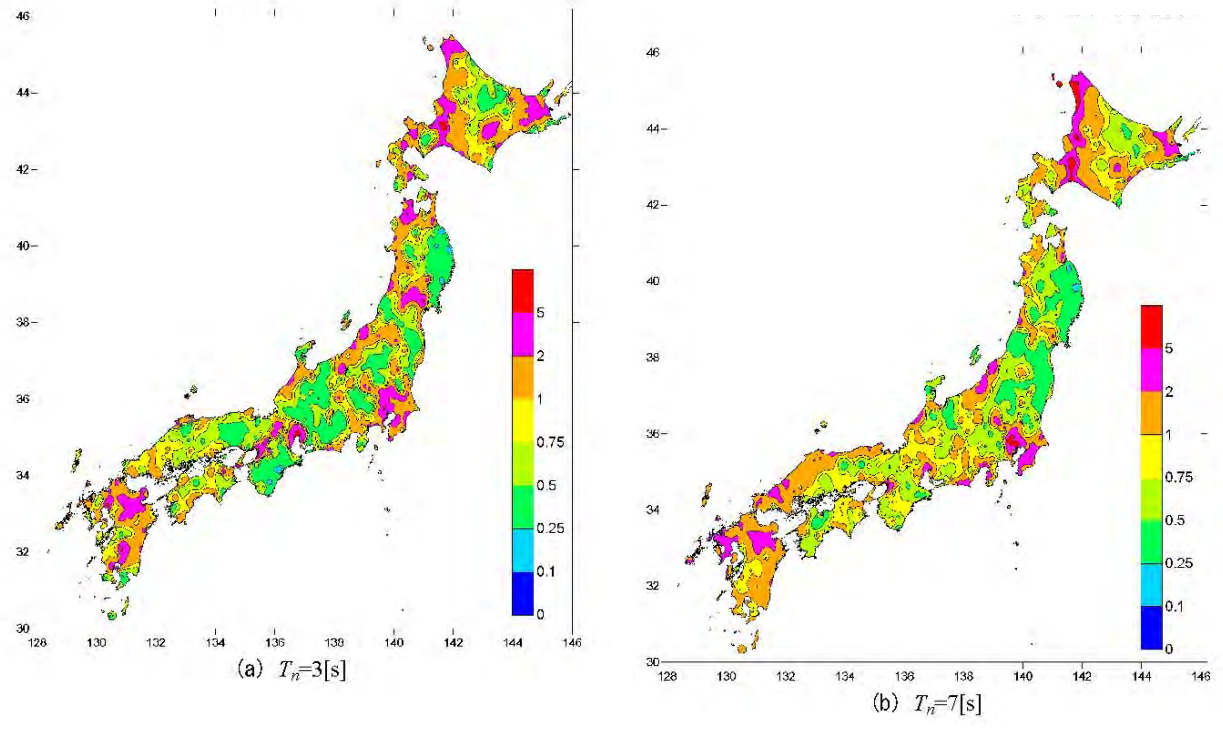


エネルギースペクトル: 水平成分

図6 エネルギーペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ(M_J を用いた場合)

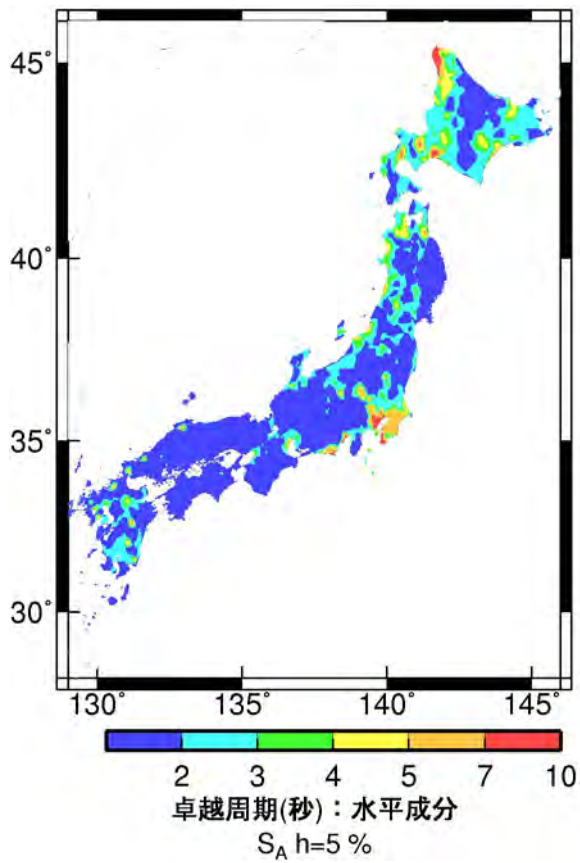


(a) 本検討 (M_J がパラメータ)

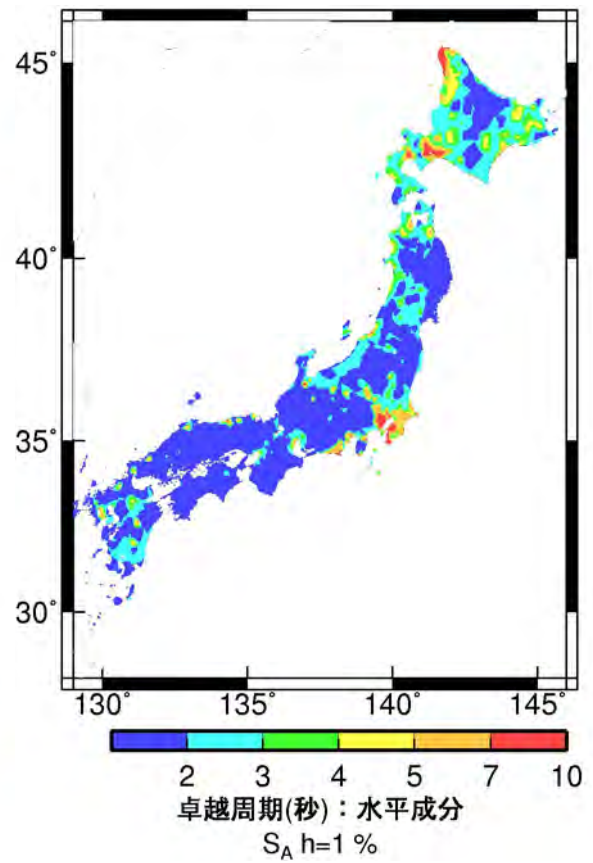


(b) 片岡・他(2008)の増幅率(M_w がパラメータ)

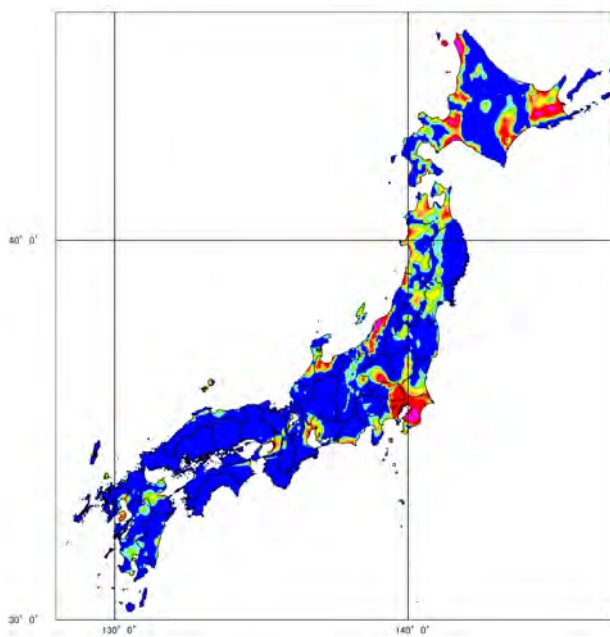
図7 減衰定数 1%の加速度応答スペクトルに対する周期 3 秒と周期 7 秒における本検討 (M_J を用いた場合)の地震基盤からの増幅率と片岡・他(2008)の平均値からの増幅率の比較



(a) 本検討の S_A (h=5%) の最大ピーク周期



(b) 本検討 S_A (h=1%) の最大ピーク周期



(c) 内閣府(2008)の一次固有周期

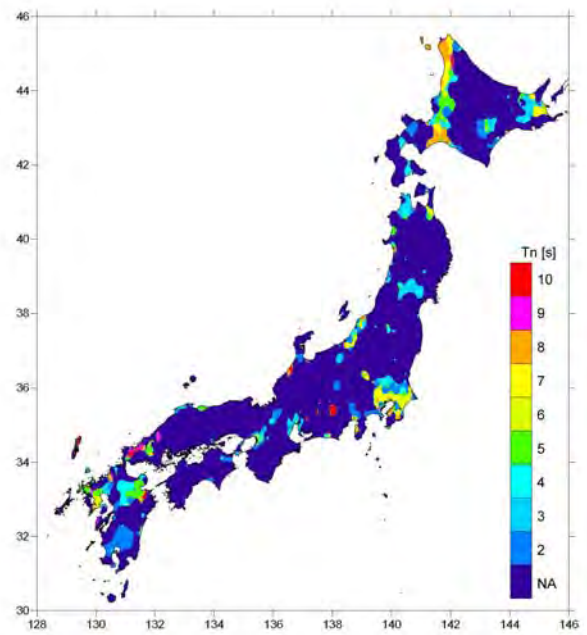
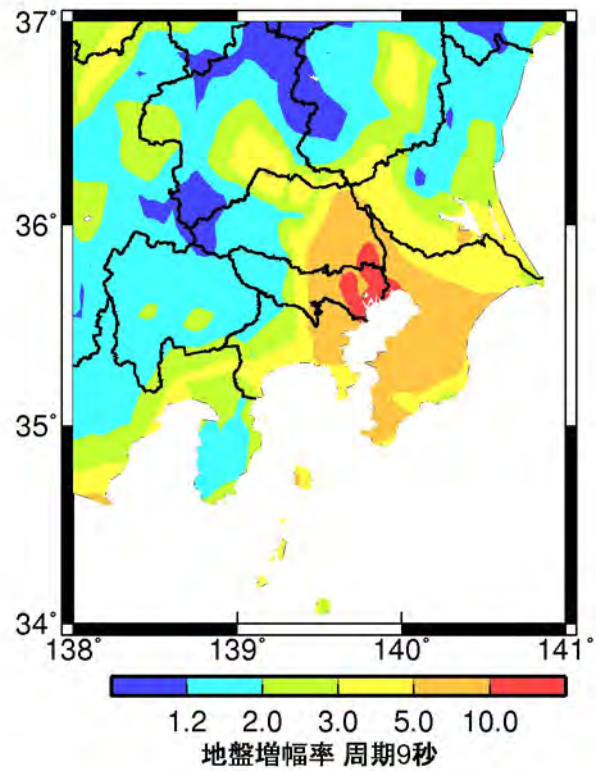
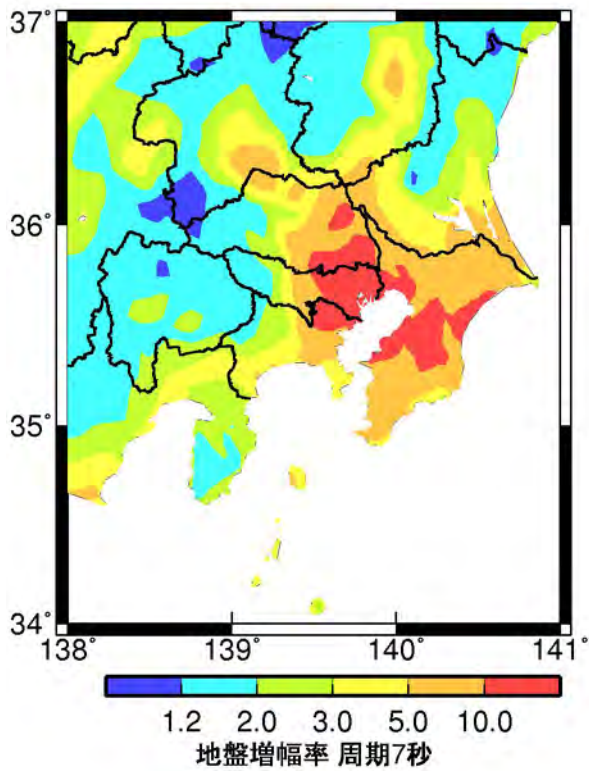
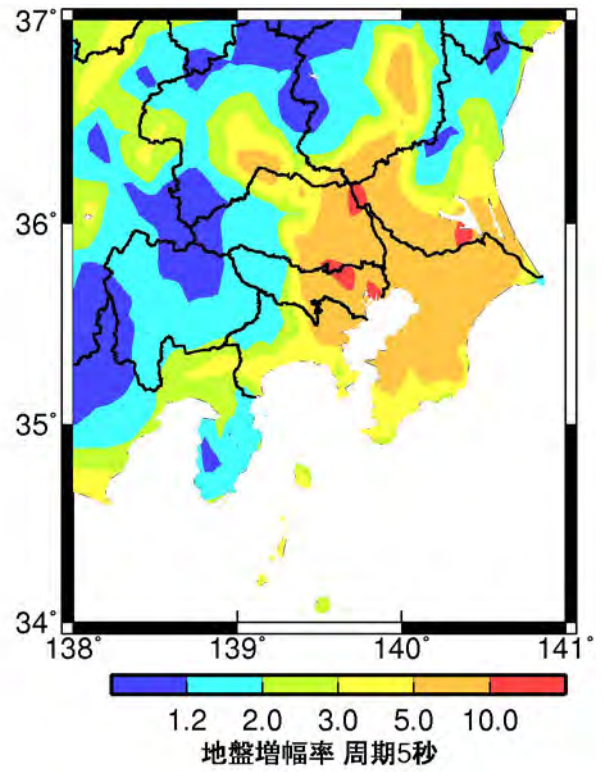
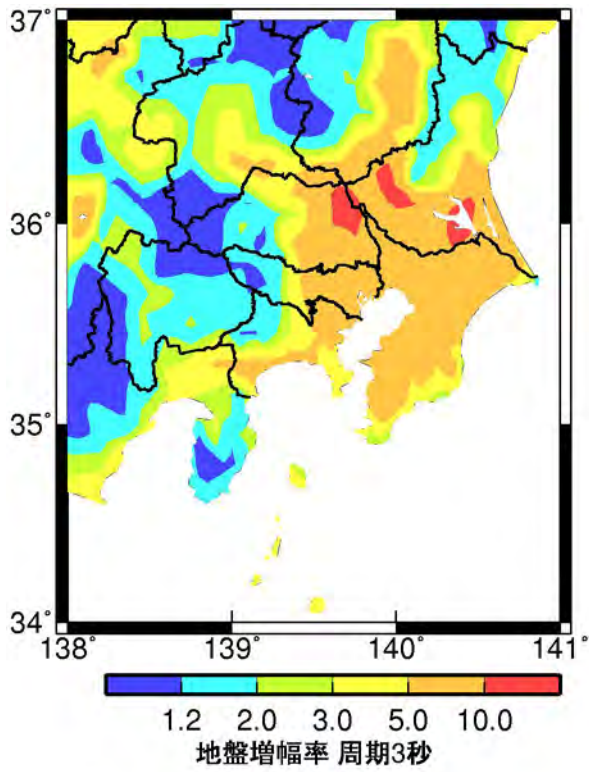


図-10 地点補正倍率から評価した地盤の卓越周期

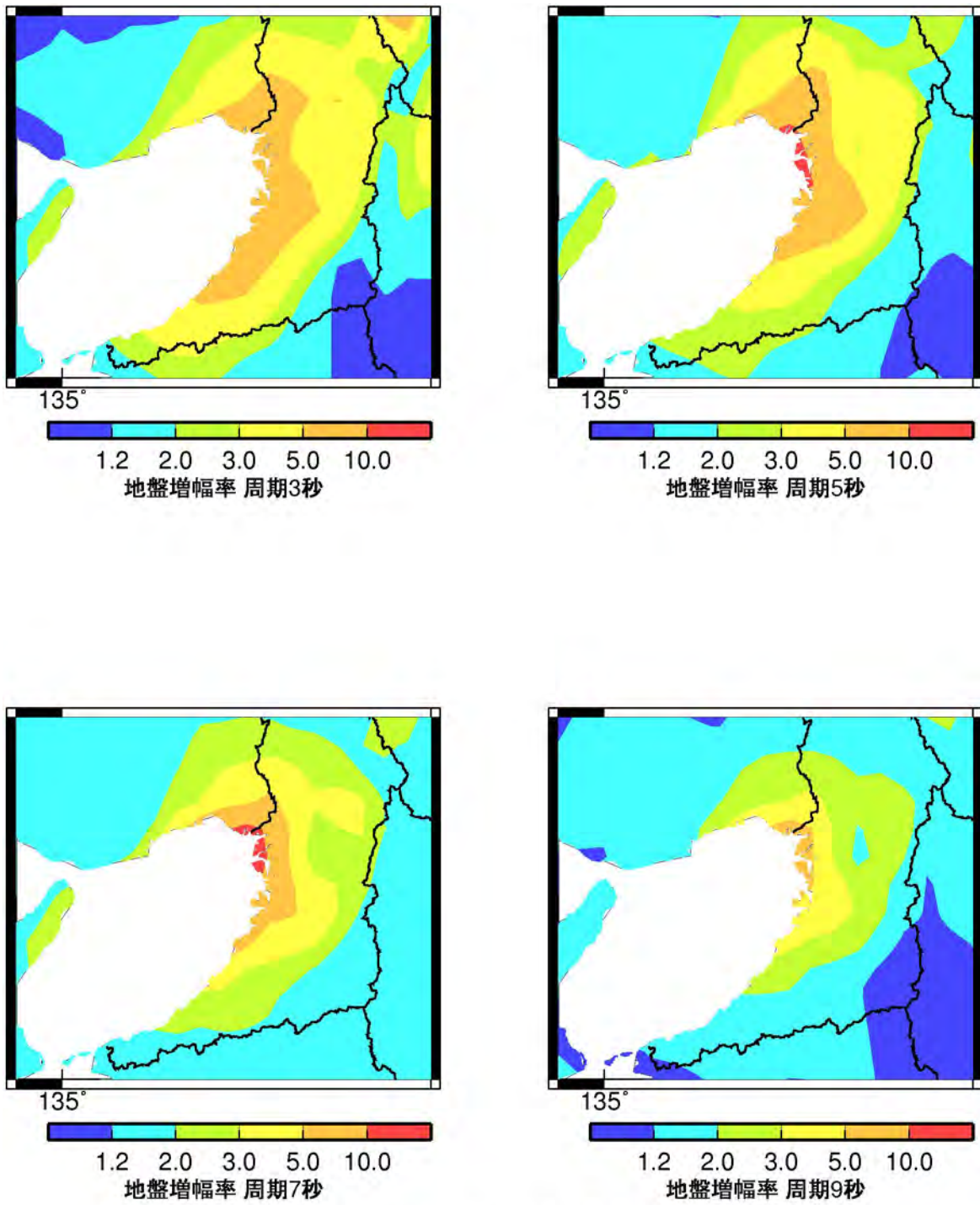
(d) 片岡・他(2008)の S_A (h=1%) の最大ピーク周期

図8 本検討(M_j を用いた場合)と片岡・他(2008)の最大ピーク周期と内閣府(2008)の一次固有周期の比較



S_A h=5%: 水平成分

図9 関東平野における減衰定数5%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ (M_J を用いた場合)



S_A h=5 %: 水平成分

図10 大阪平野における減衰定数5%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ(M_J を用いた場合)

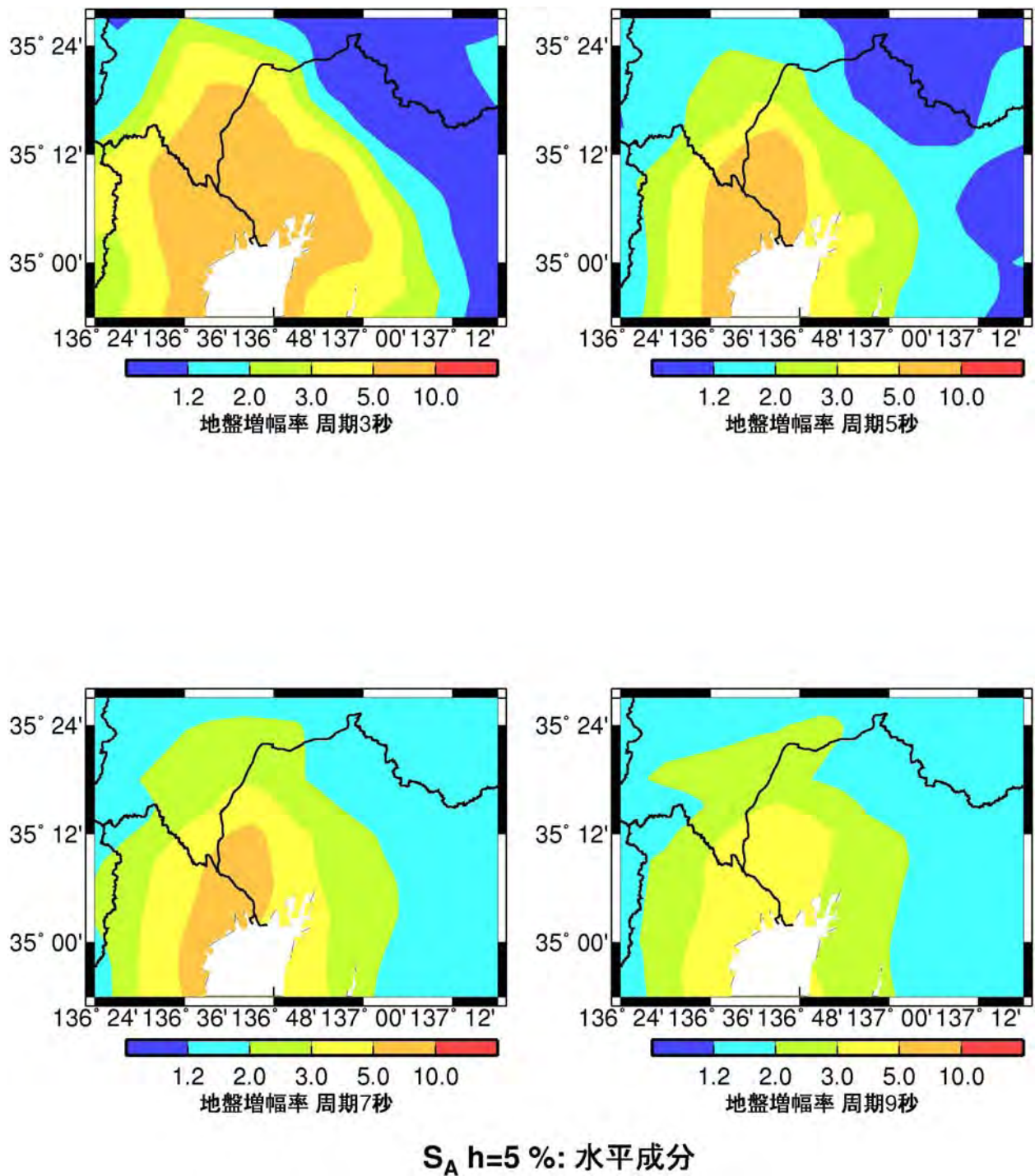
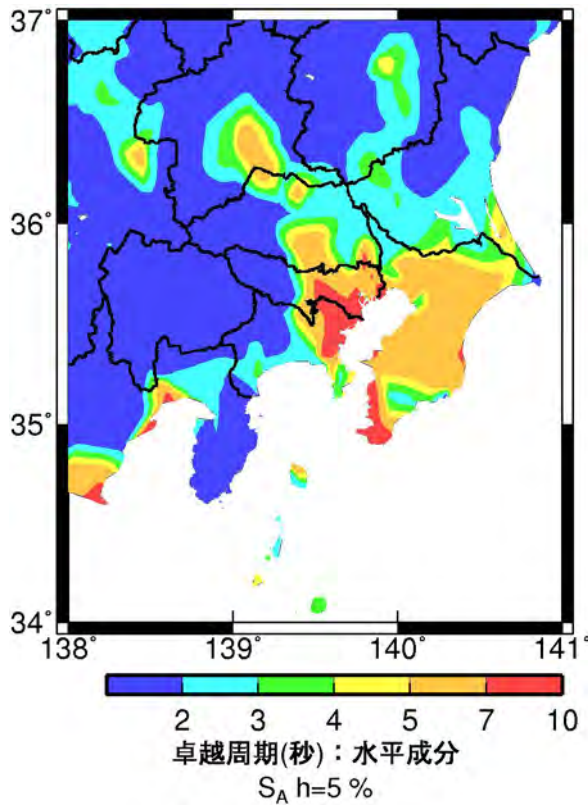
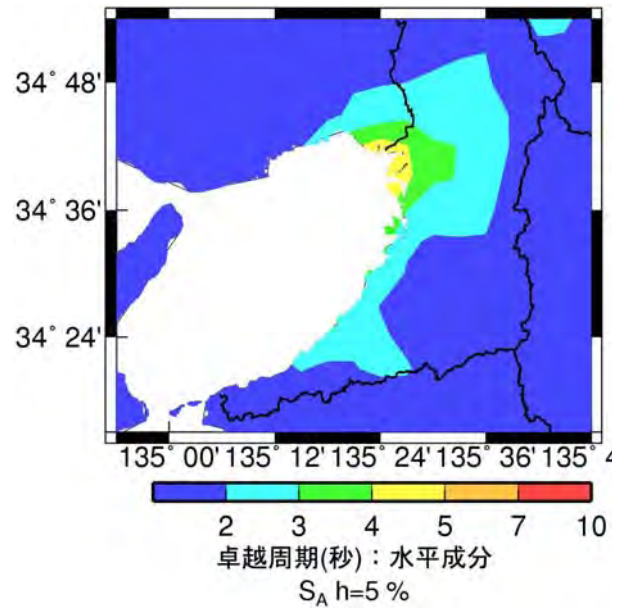


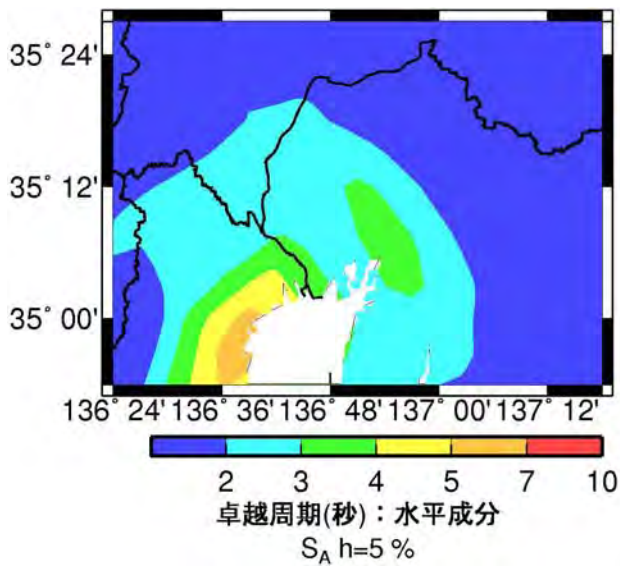
図 11 濃尾平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ (M_J を用いた場合)



(a) 関東平野

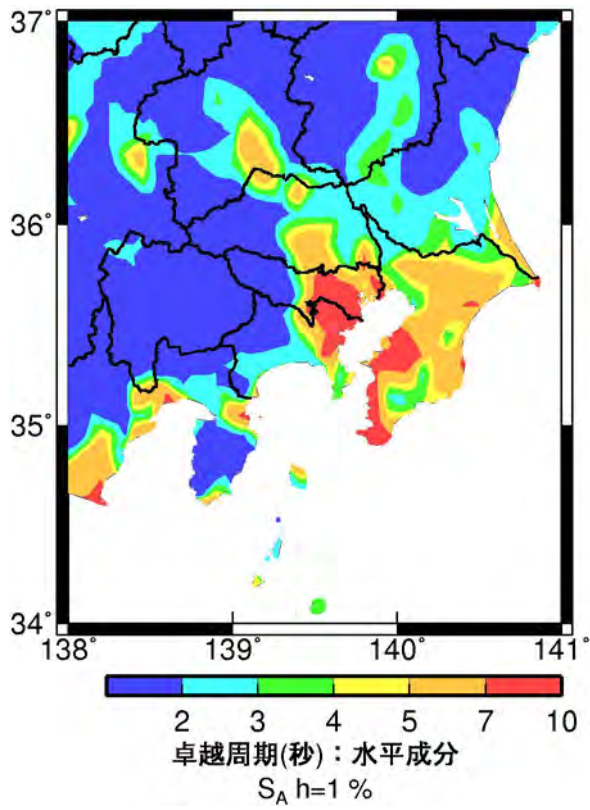


(b) 大阪平野

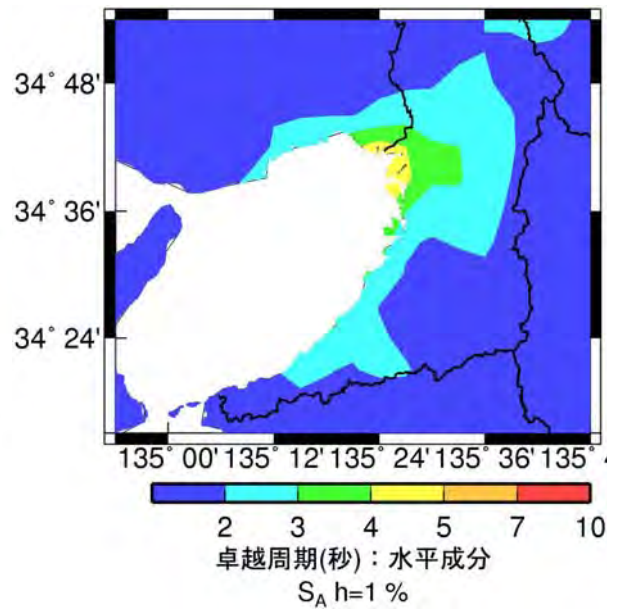


(c) 濃尾平野

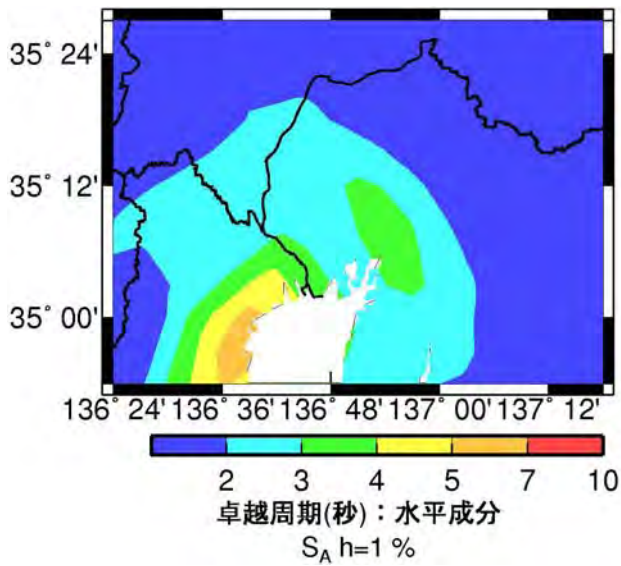
図12 減衰定数5%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率に基づく水平成分の最大ピーク周期マップ (M_J を用いた場合)



(a) 関東平野



(b) 大阪平野



(c) 濃尾平野

図13 減衰定数1%の加速度応答スペクトルの地盤増幅率に基づく水平成分の最大ピーク周期マップ (M_J を用いた場合)

資料 3-2 上下成分の全国の長周期地震動マップ

本文では、全国の長周期地震動マップとして水平成分について示している。ここでは上下成分の全国の長周期地震動マップを資料としてまとめた。なお、減衰定数 5%と 1%の加速度応答スペクトル、エネルギースペクトルの地盤増幅率マップは、モーメントマグニチュードを用いた回帰式から得られた結果である。

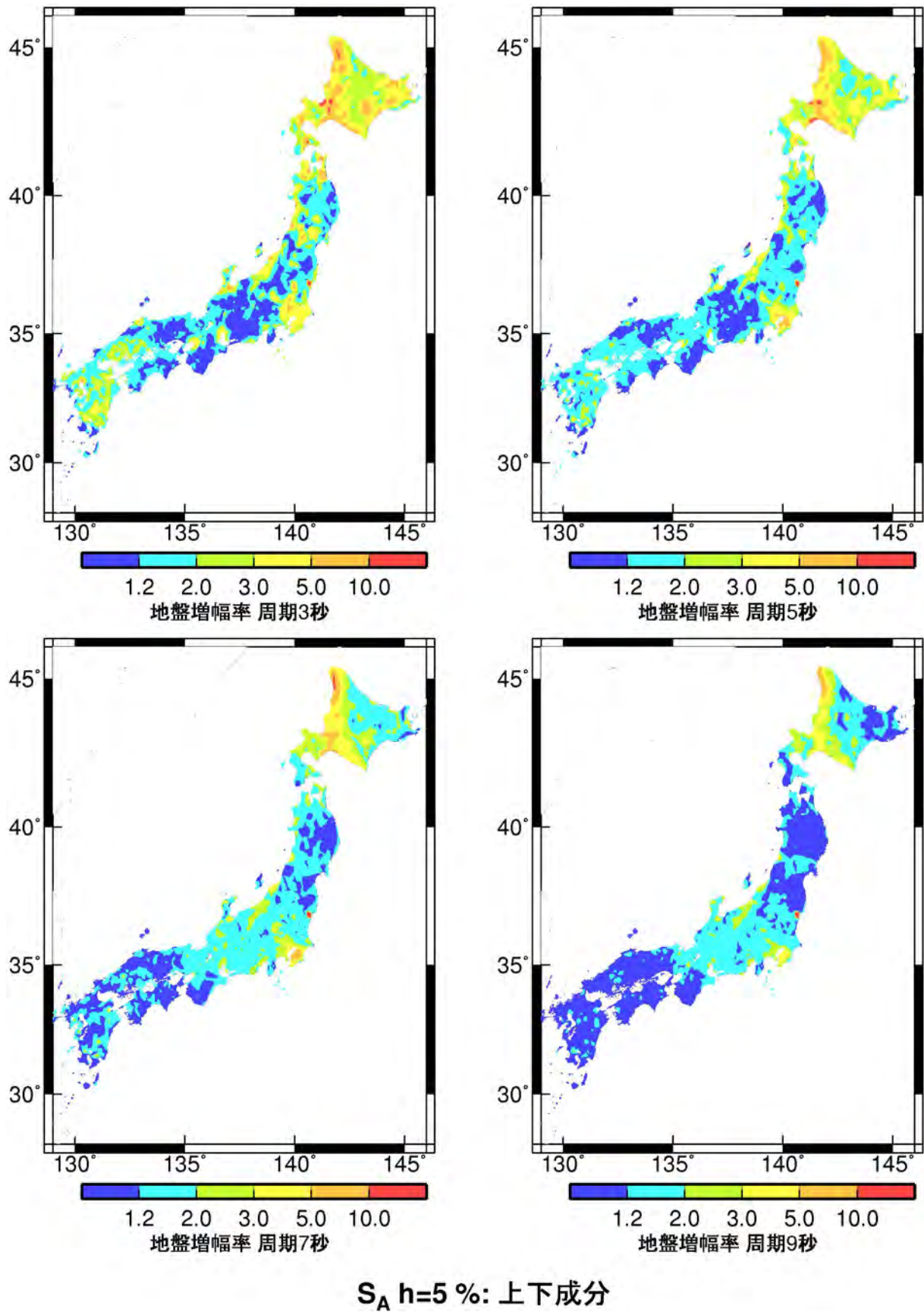
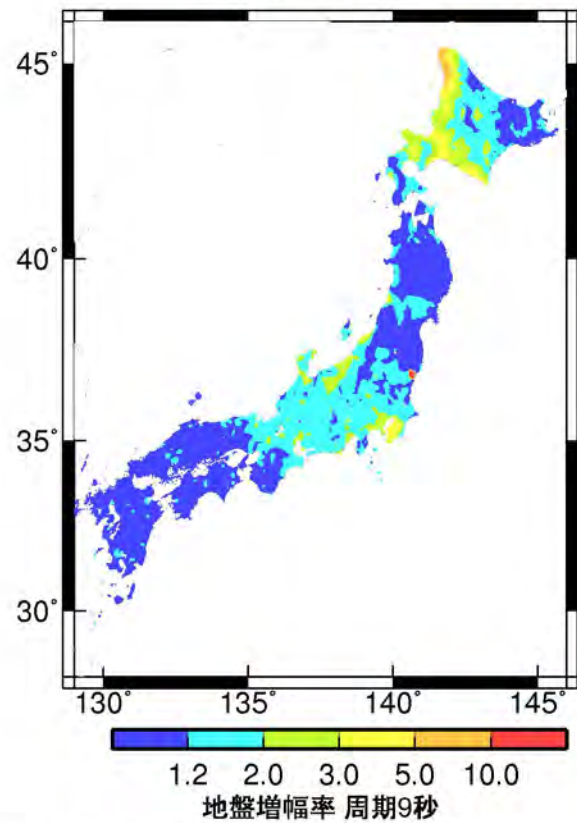
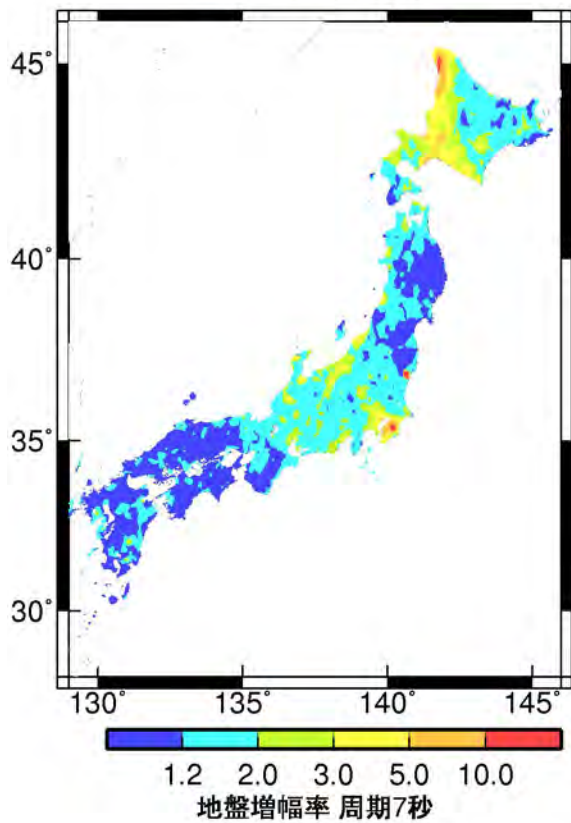
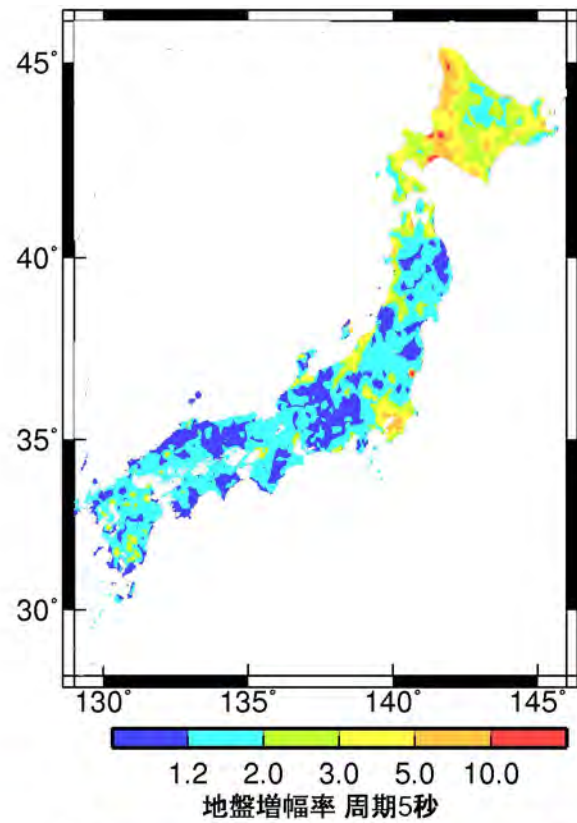
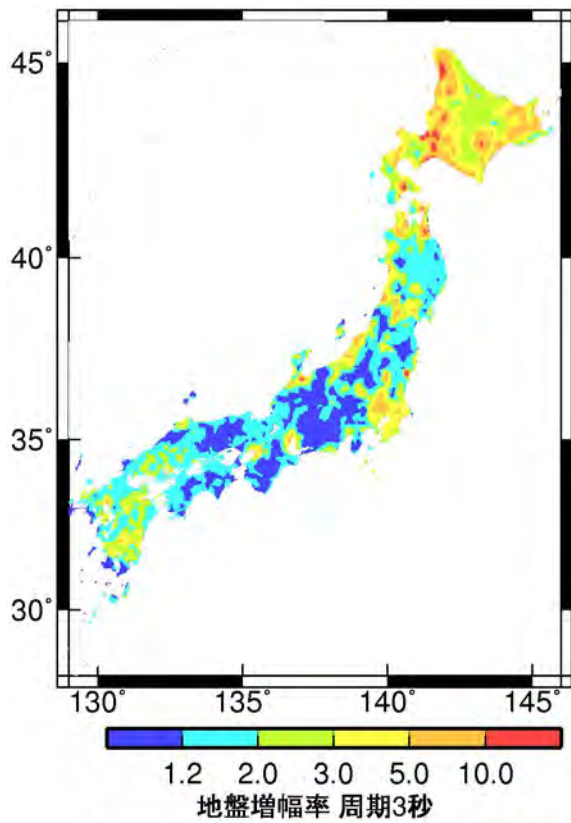
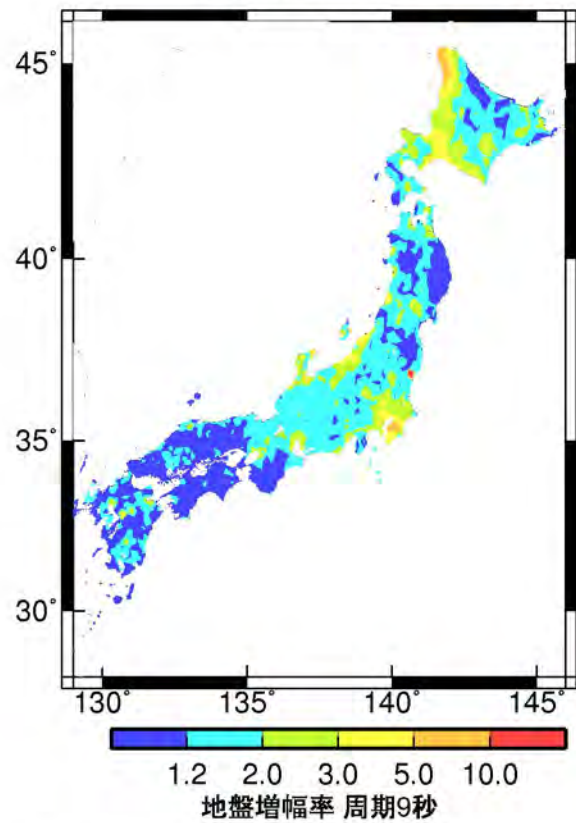
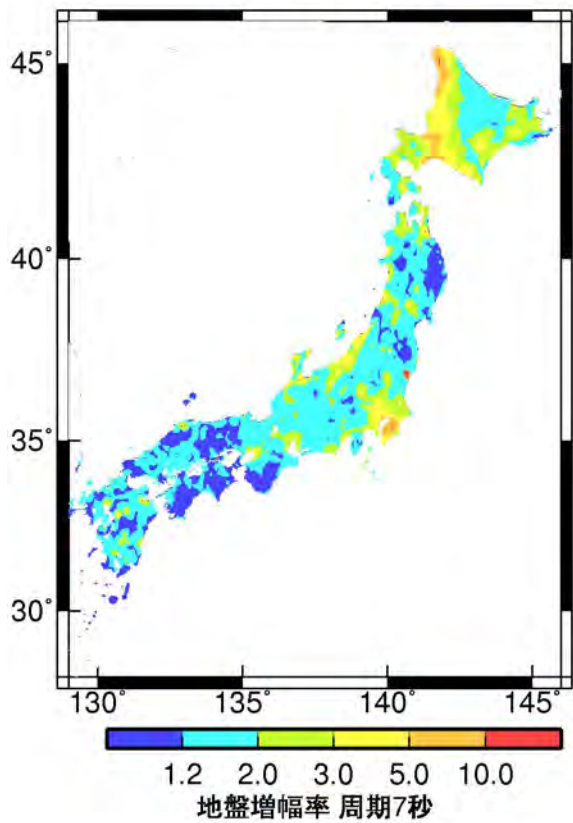
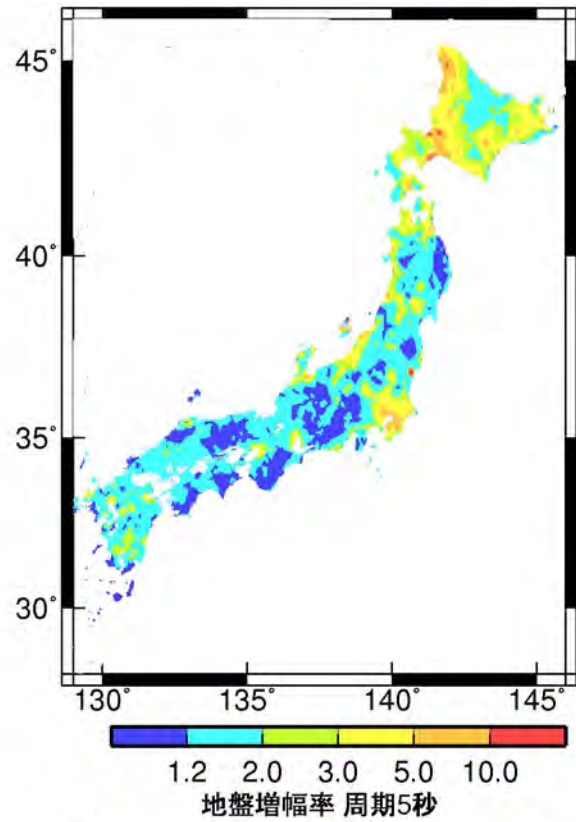
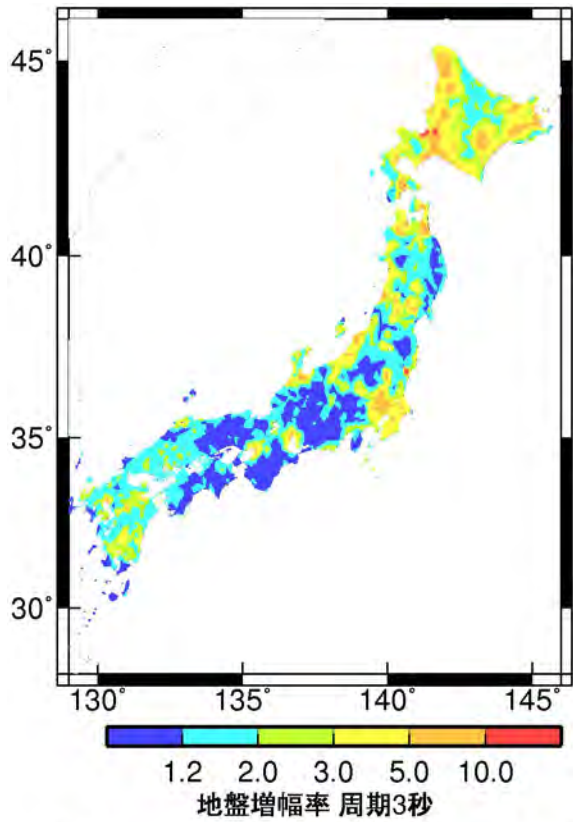


図1 減衰定数5%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



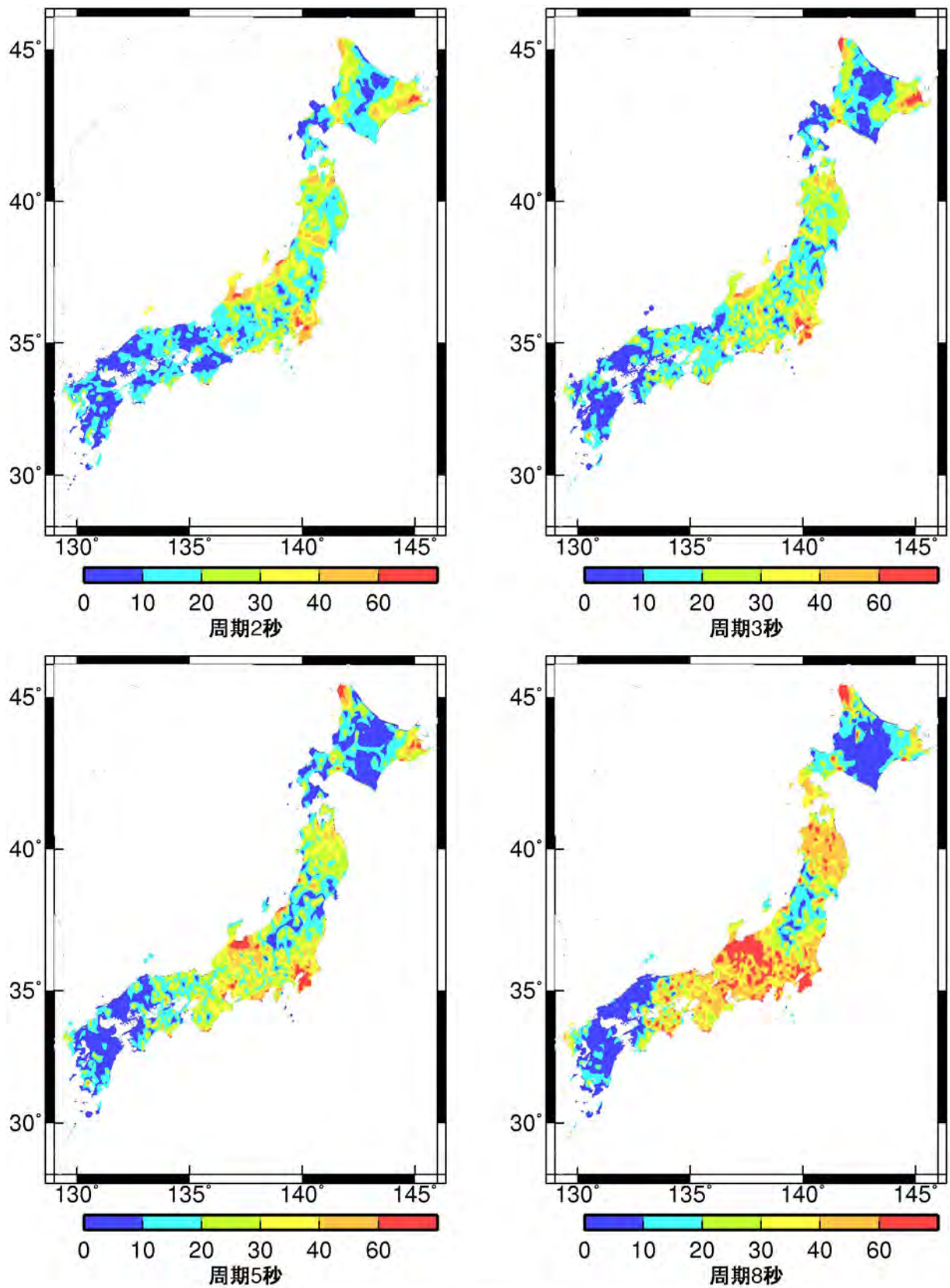
S_A $h=1\%$: 上下成分

図2 減衰定数1%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



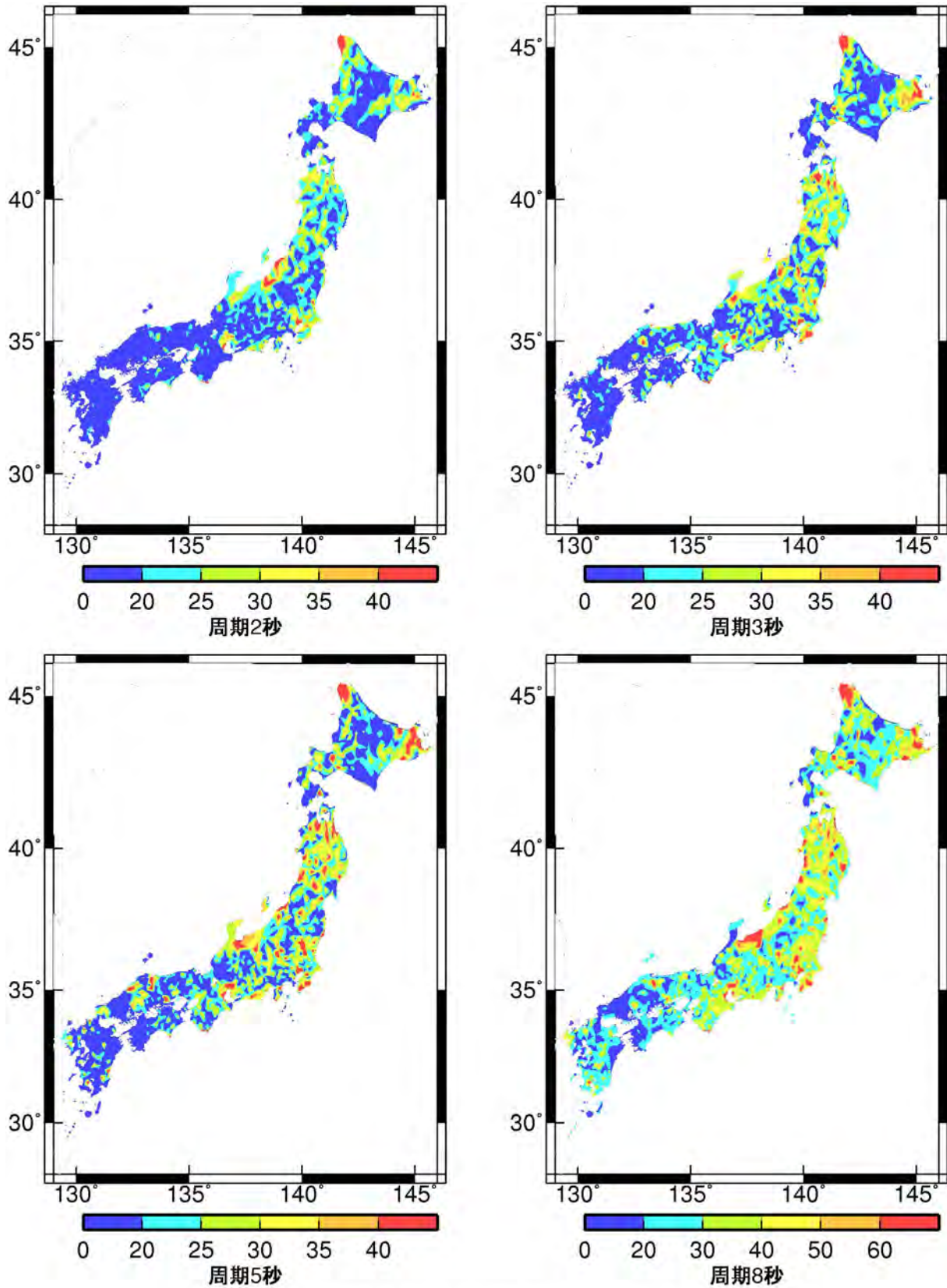
エネルギースペクトル: 上下成分

図3 エネルギースペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



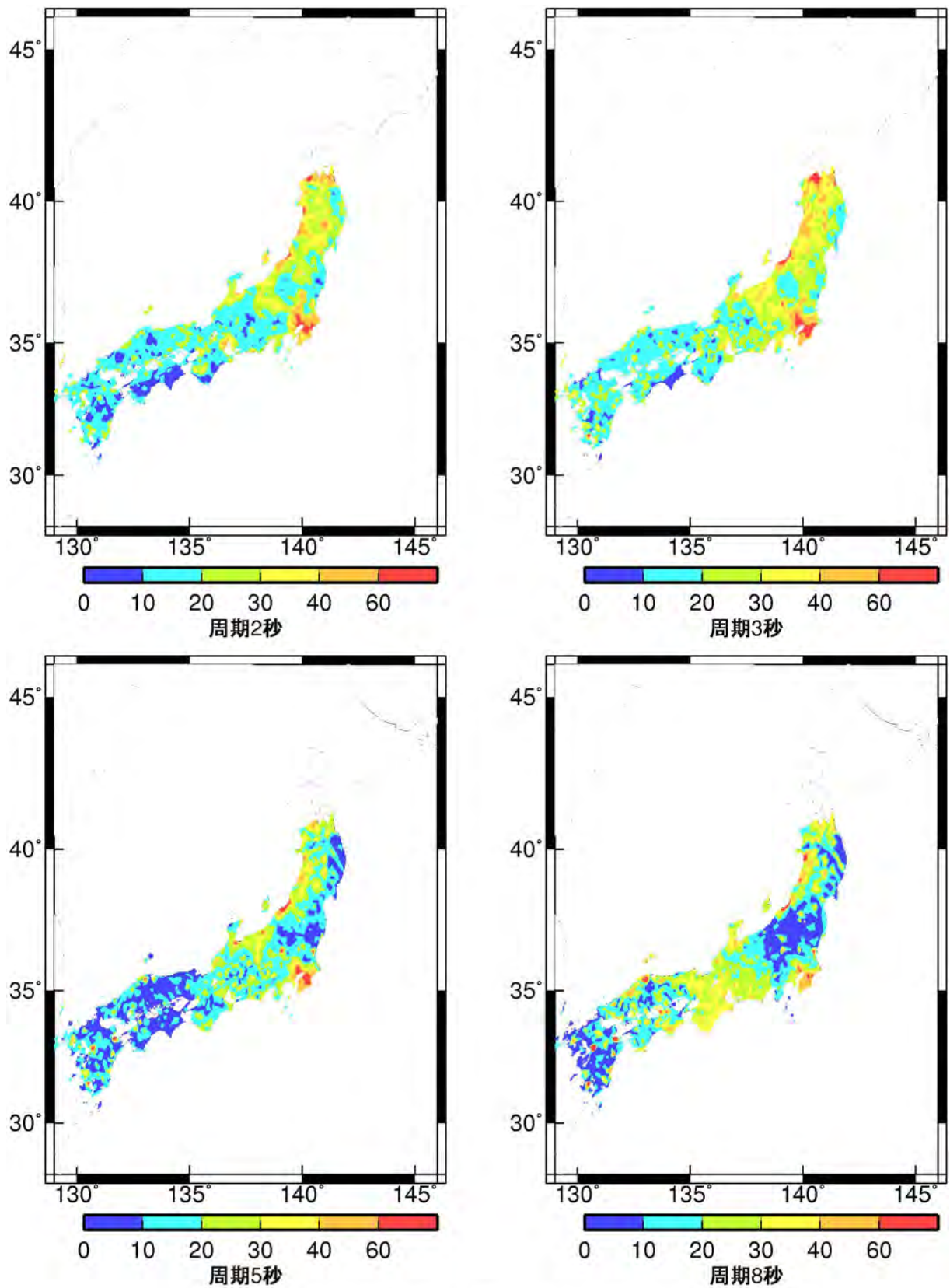
群遅延時間の平均値: 上下成分

図4 海溝型地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)



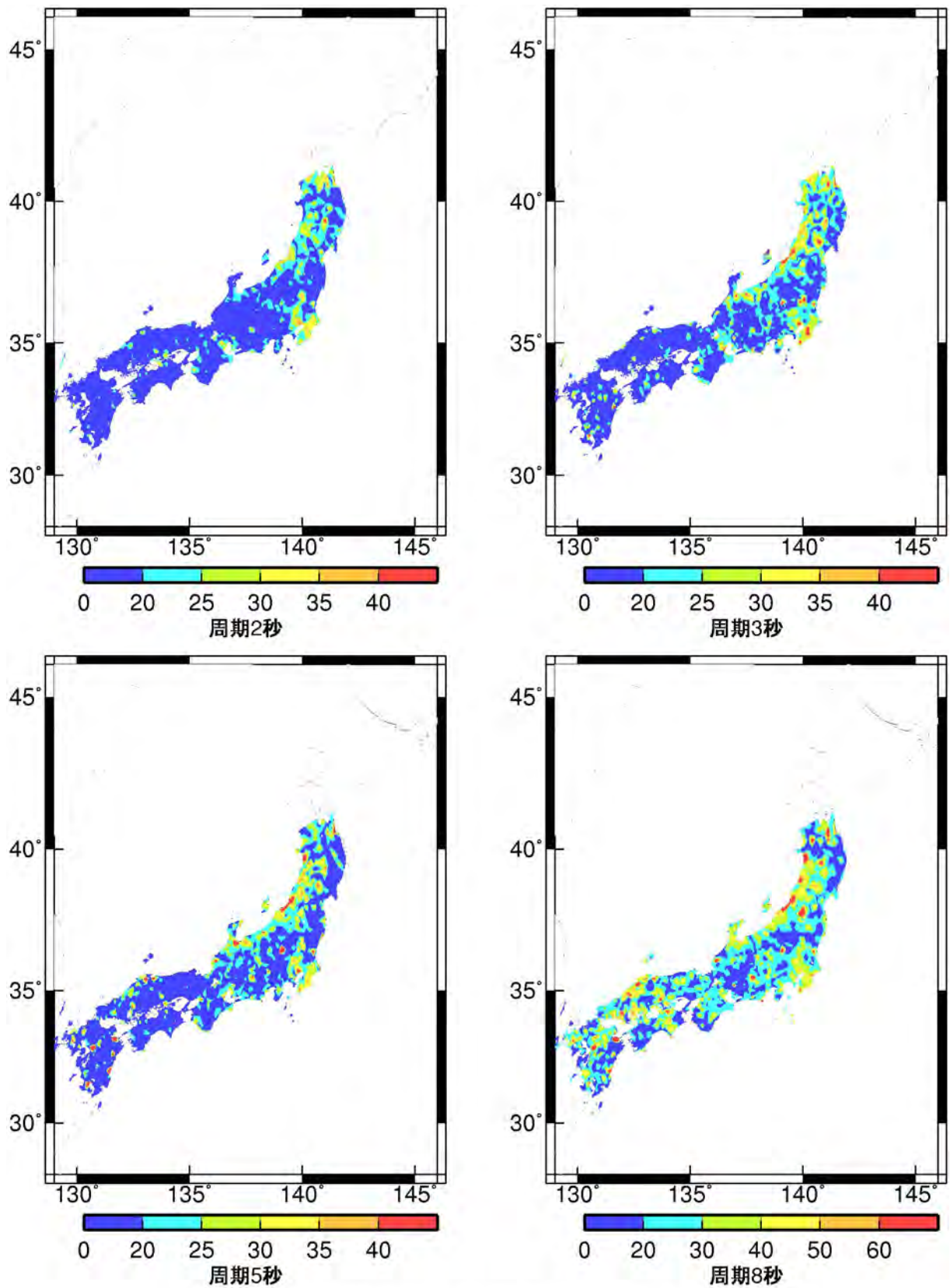
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図5 海溝型地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)



群遅延時間の平均値: 上下成分

図6 地殻内地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)

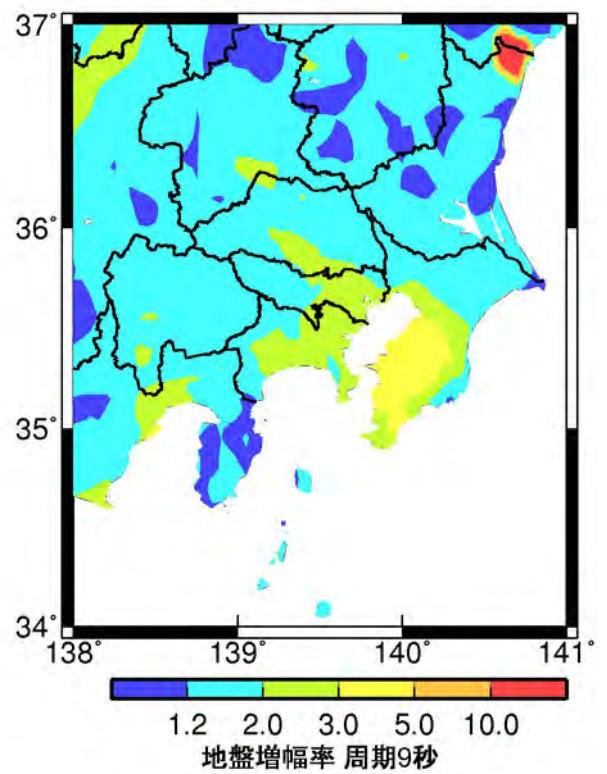
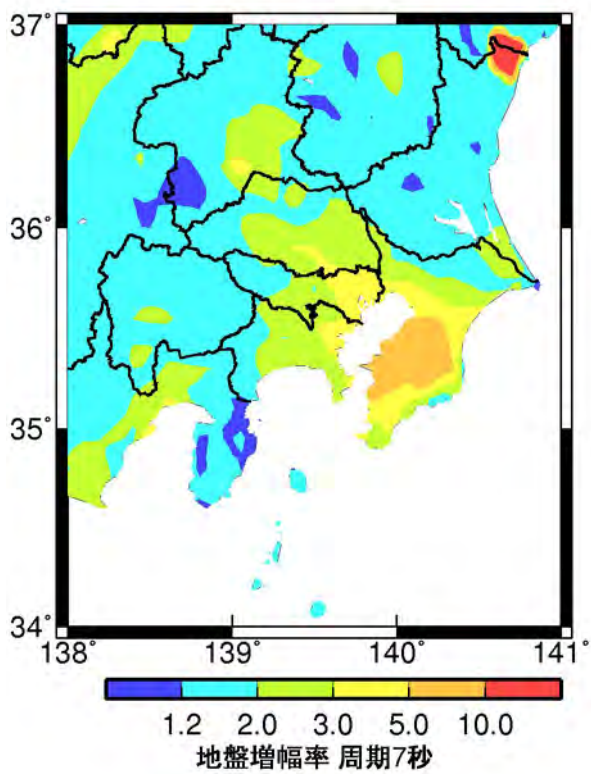
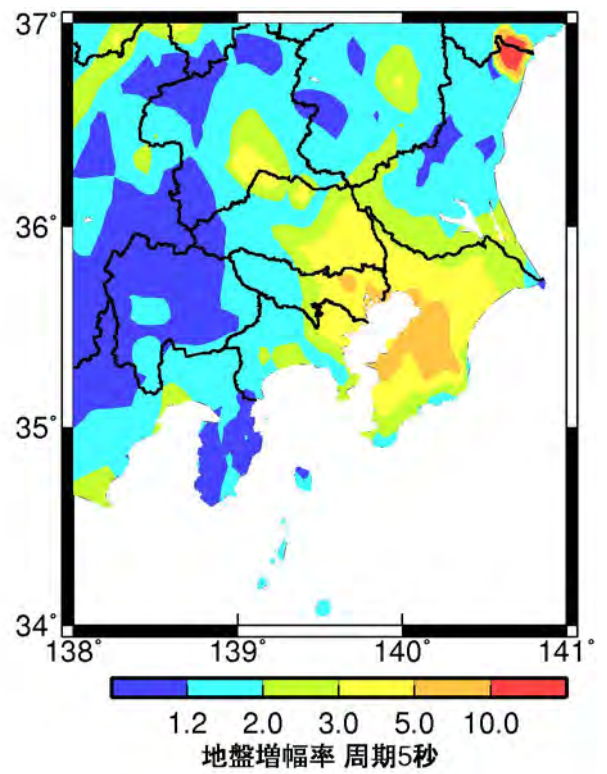
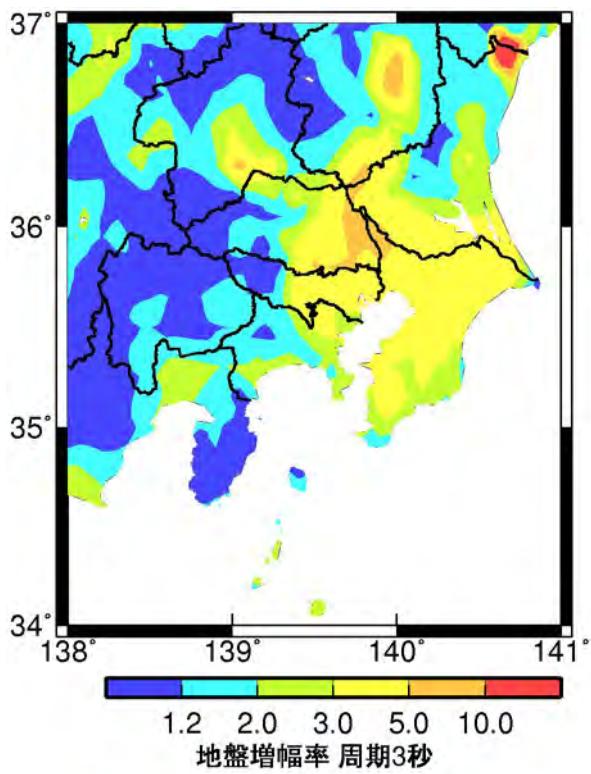


群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図7 地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)

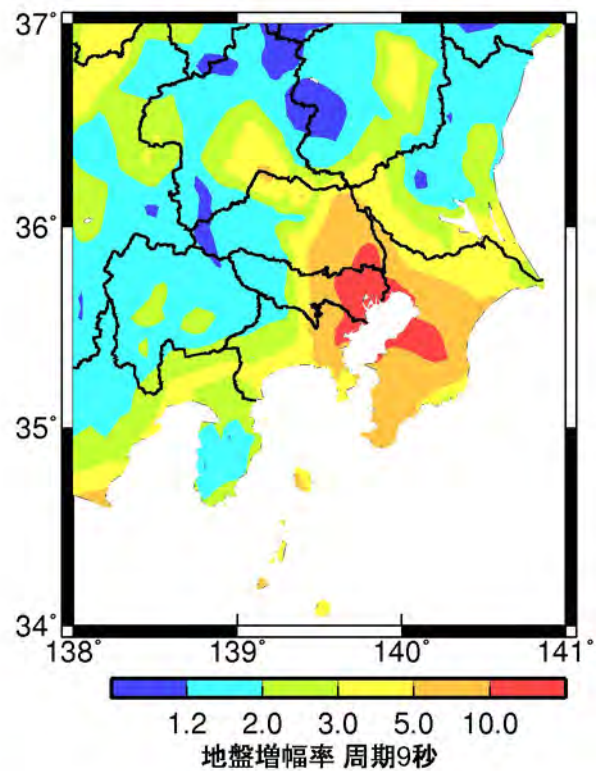
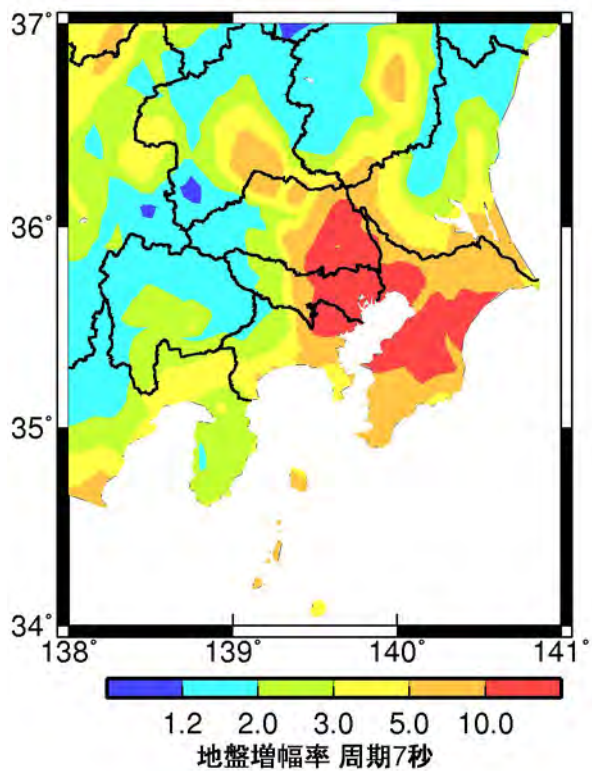
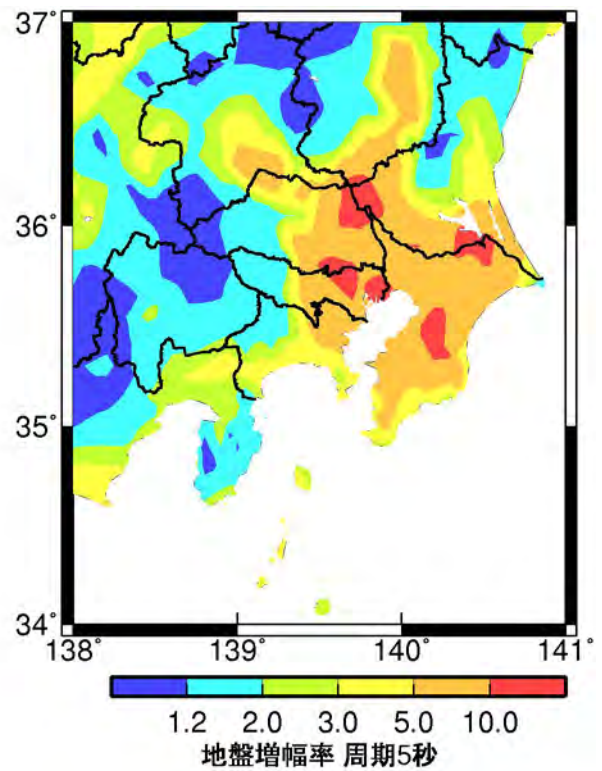
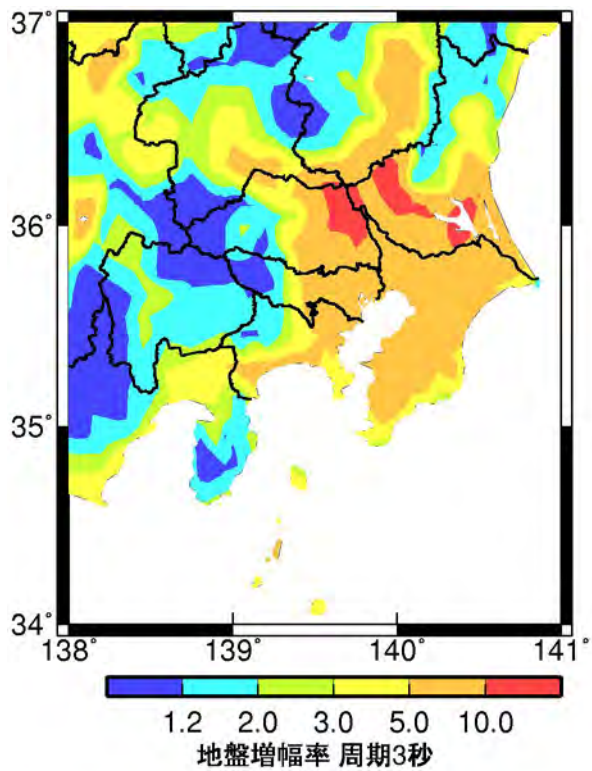
資料 3-3 関東平野・大阪平野・濃尾平野での長周期地震動マップ

本文では、関東平野・大阪平野・濃尾平野での長周期地震動マップとして、減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率、海溝型地震の群遅延時間の平均値のサイト係数、海溝型地震の群遅延時間の標準偏差のサイト係数の水平成分を示している。ここでは、これらの上下成分と、減衰定数 1% の加速度応答スペクトルの地盤増幅率、エネルギースペクトルの地盤増幅率、地殻内地震の群遅延時間の平均値のサイト係数、地殻内地震の群遅延時間の標準偏差のサイト係数の水平・上下成分のマップをまとめた。



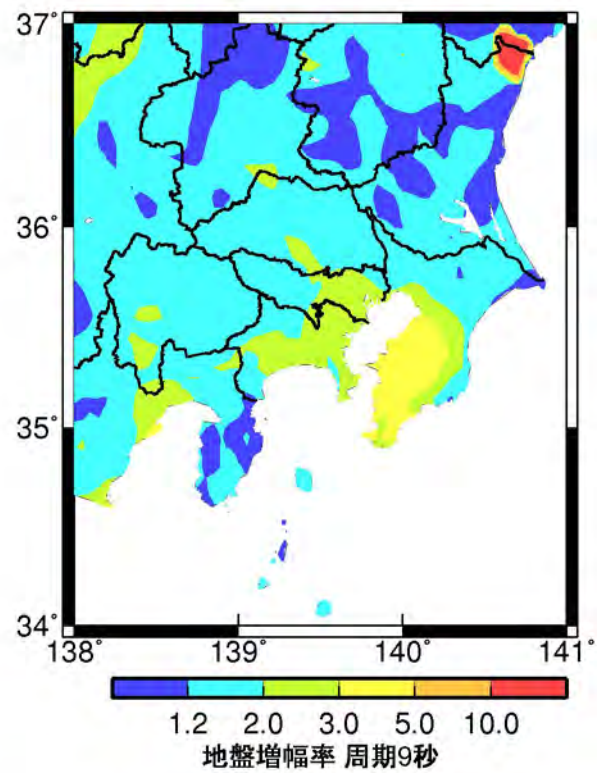
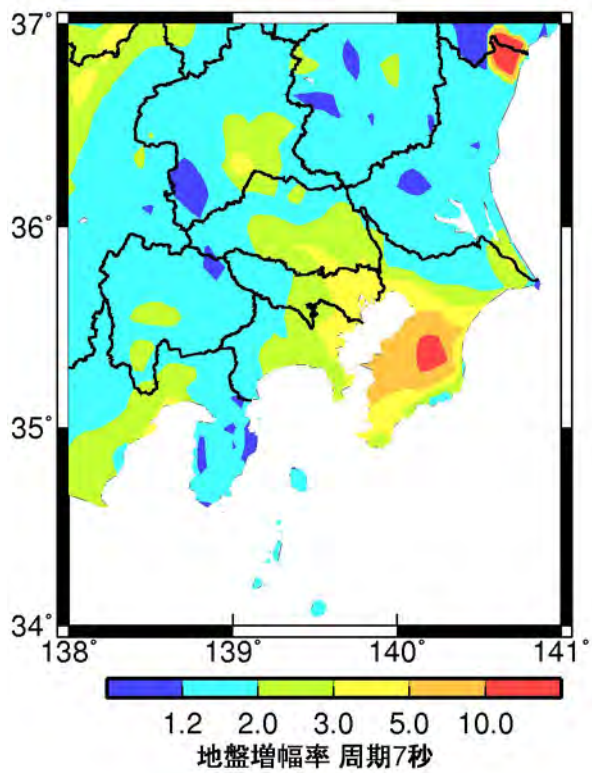
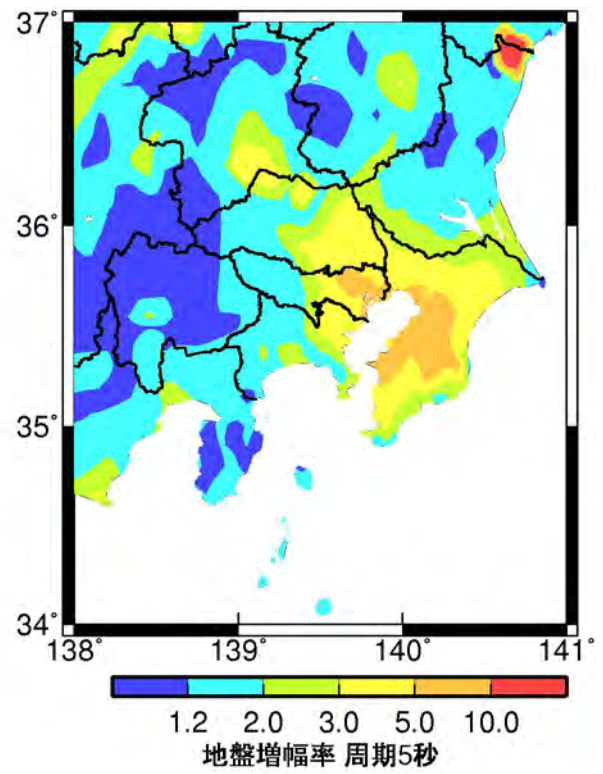
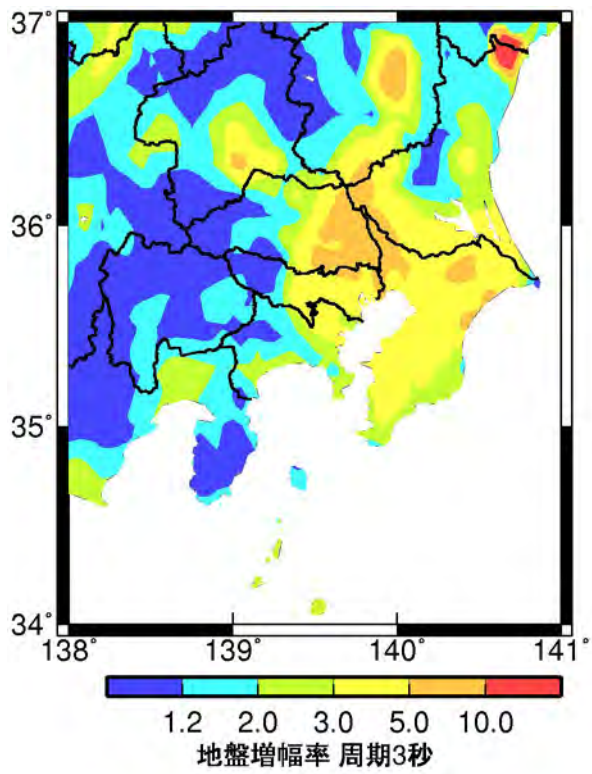
S_A h=5%: 上下成分

図1 関東平野における減衰定数5%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



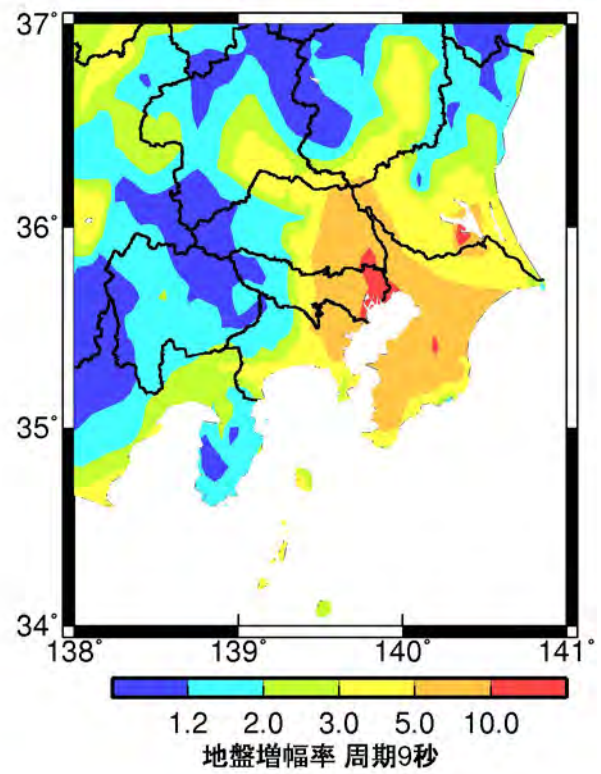
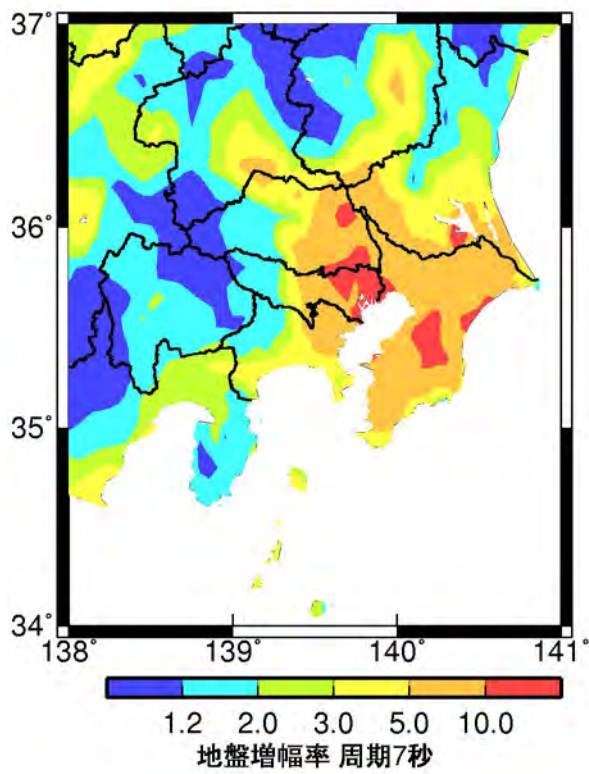
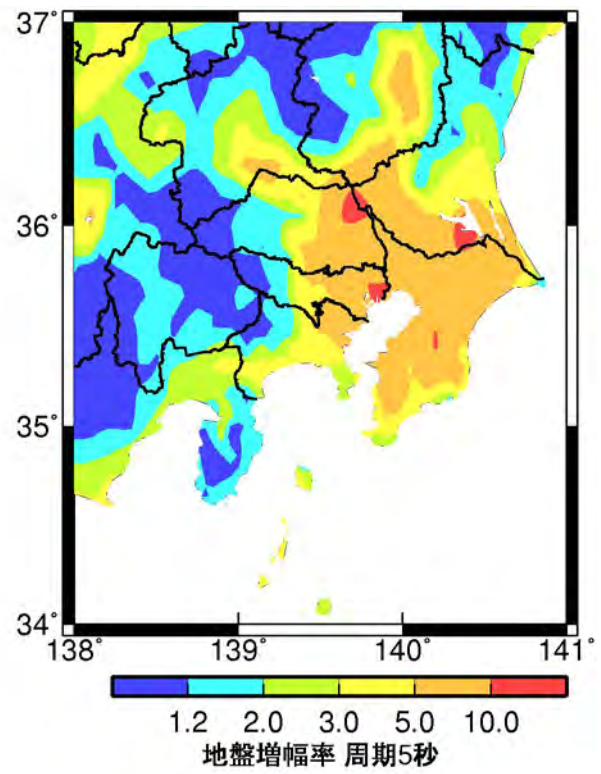
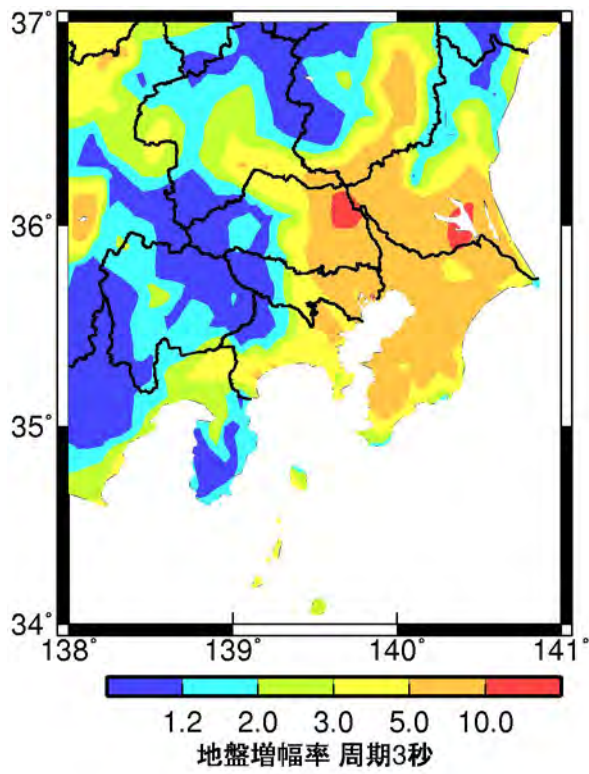
S_A h=1 %: 水平成分

図2 関東平野における減衰定数1%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ



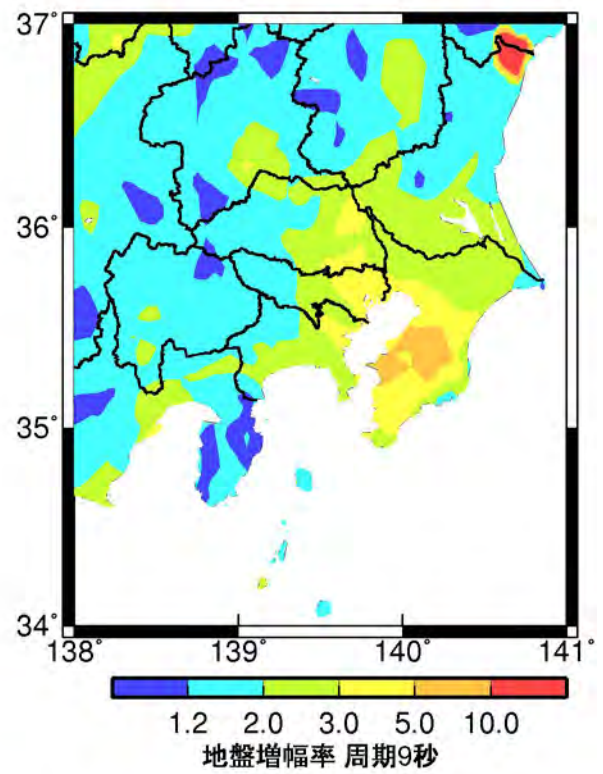
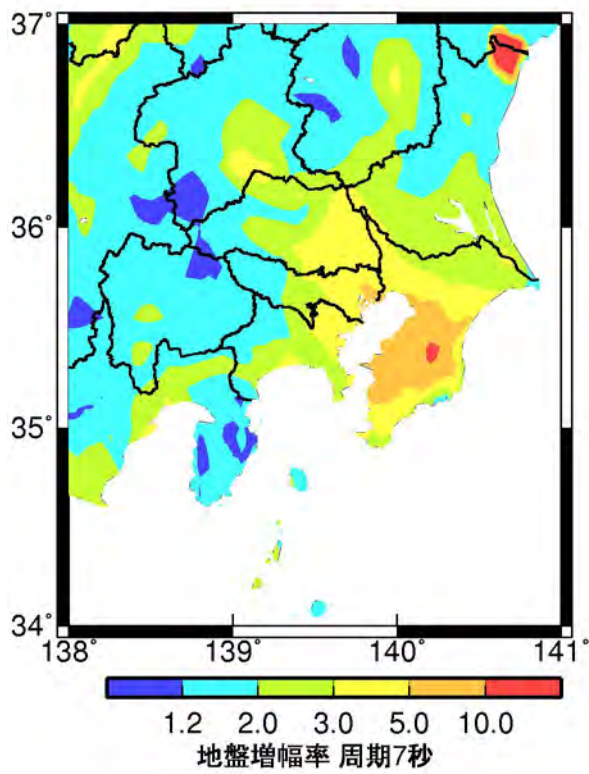
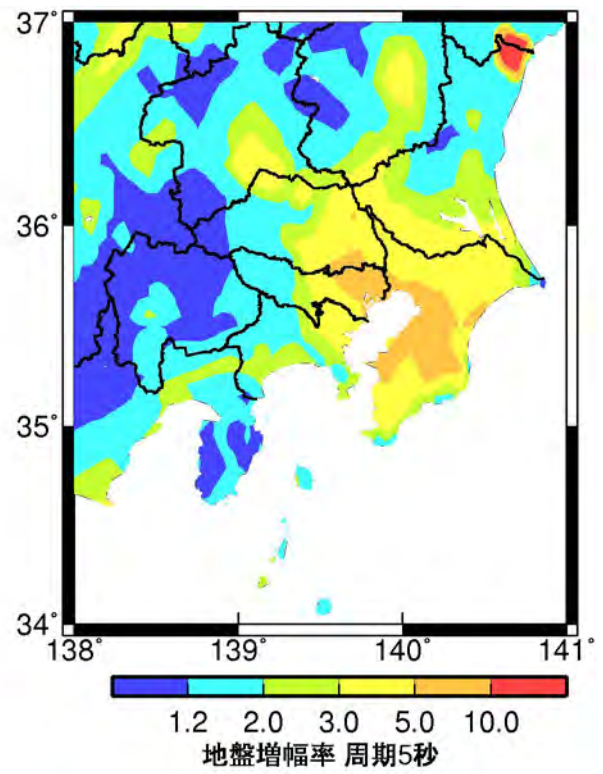
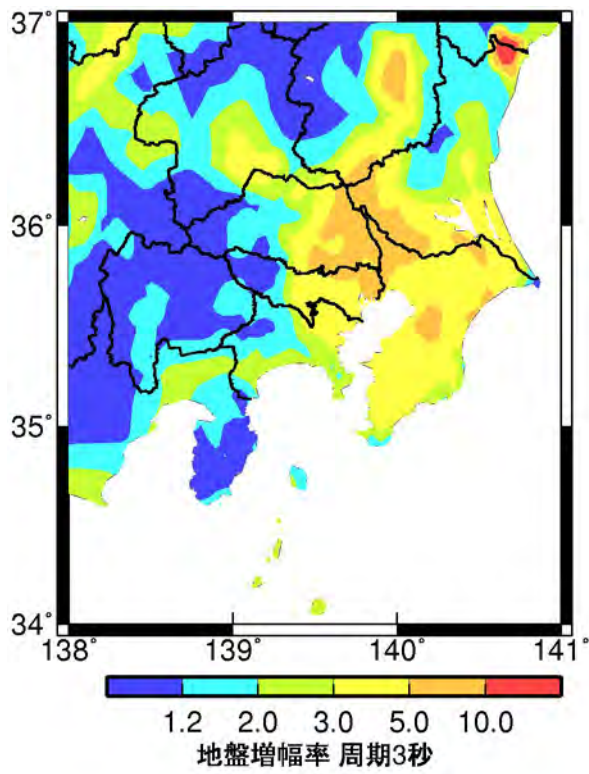
S_A h=1 %: 上下成分

図3 関東平野における減衰定数1%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



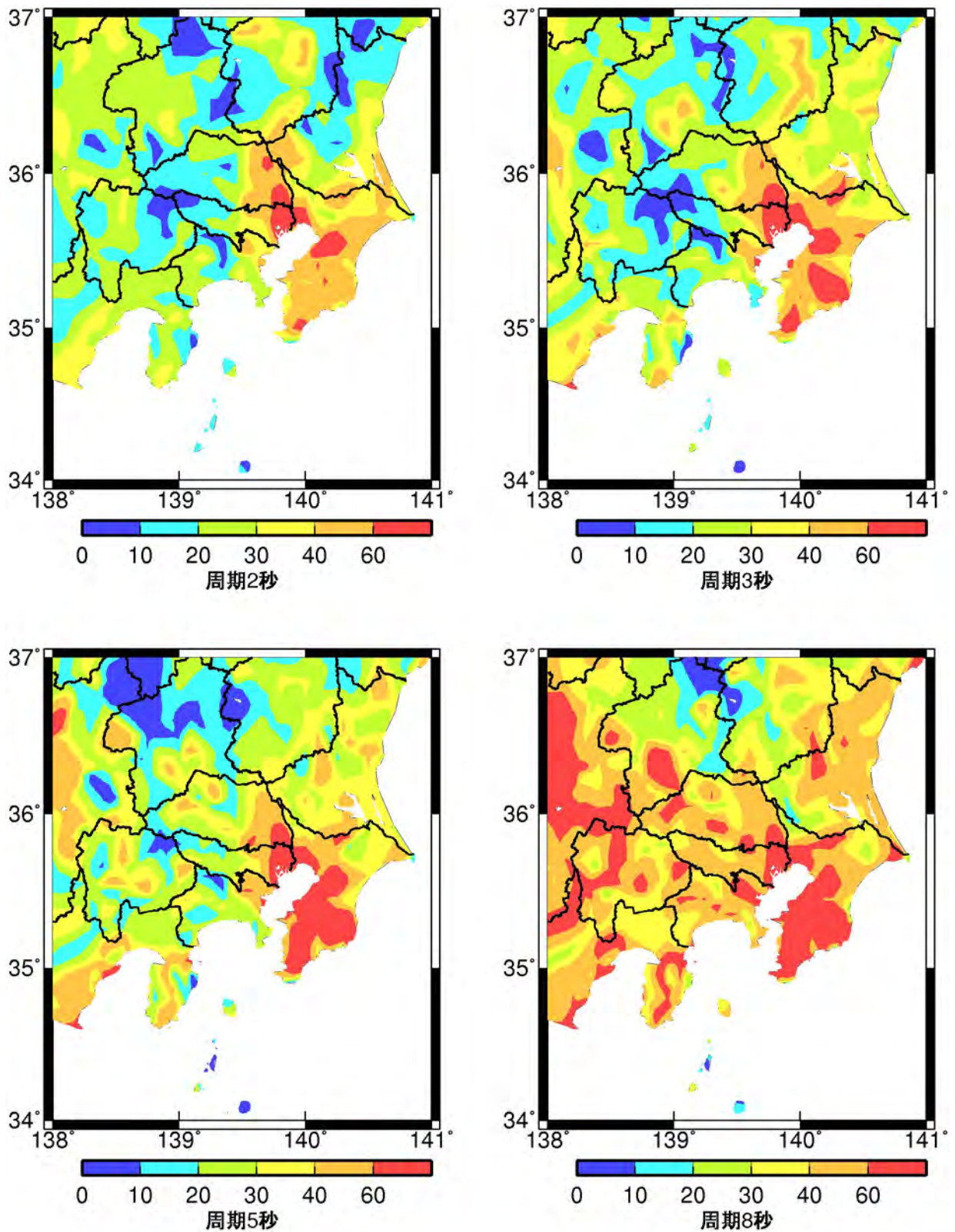
エネルギースペクトル: 水平成分

図4 関東平野におけるエネルギースペクトルの水平成分の地盤増幅率のコンターマップ



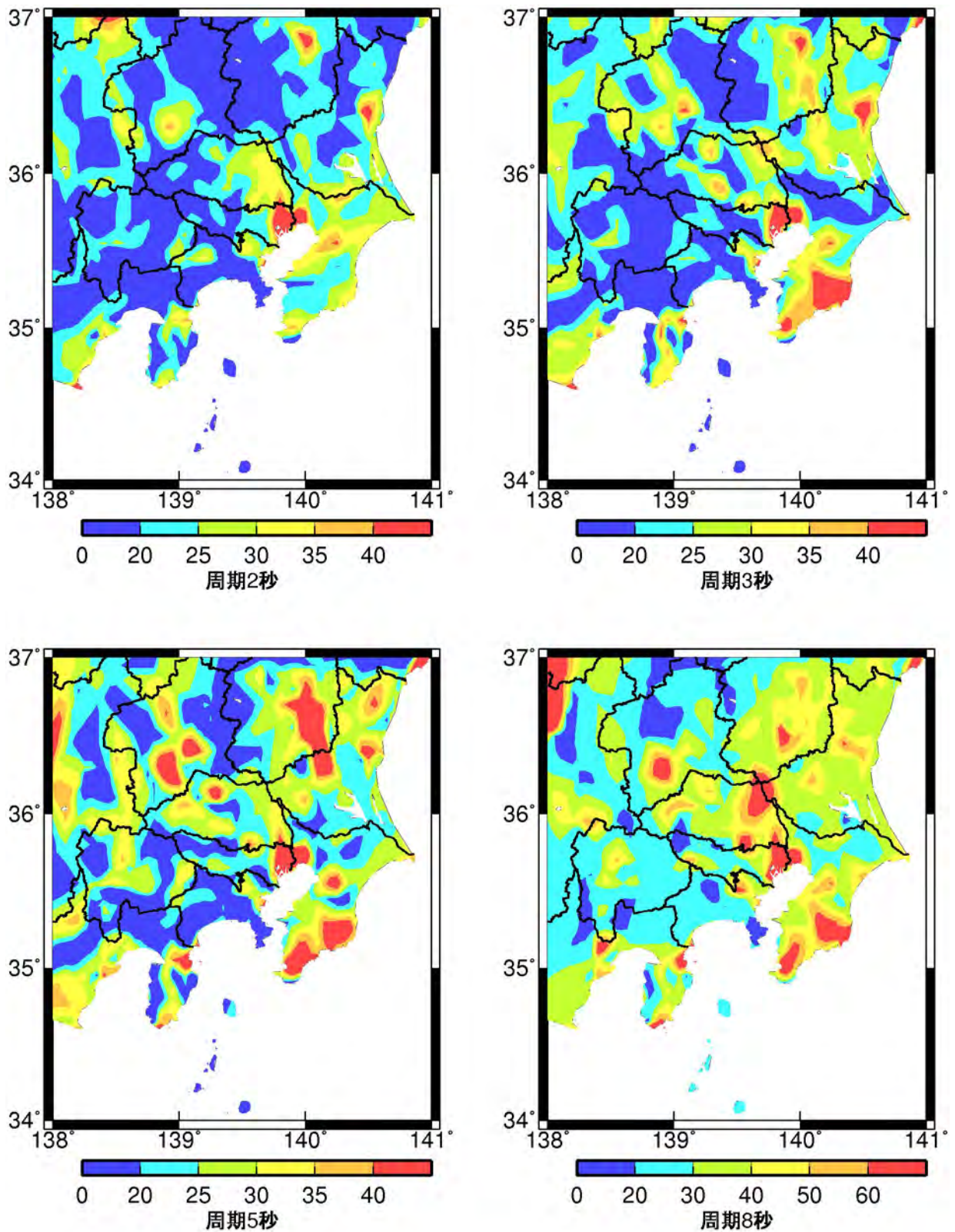
エネルギースペクトル: 上下成分

図5 関東平野におけるエネルギースペクトルの上下成分の地盤増幅率のコンターマップ



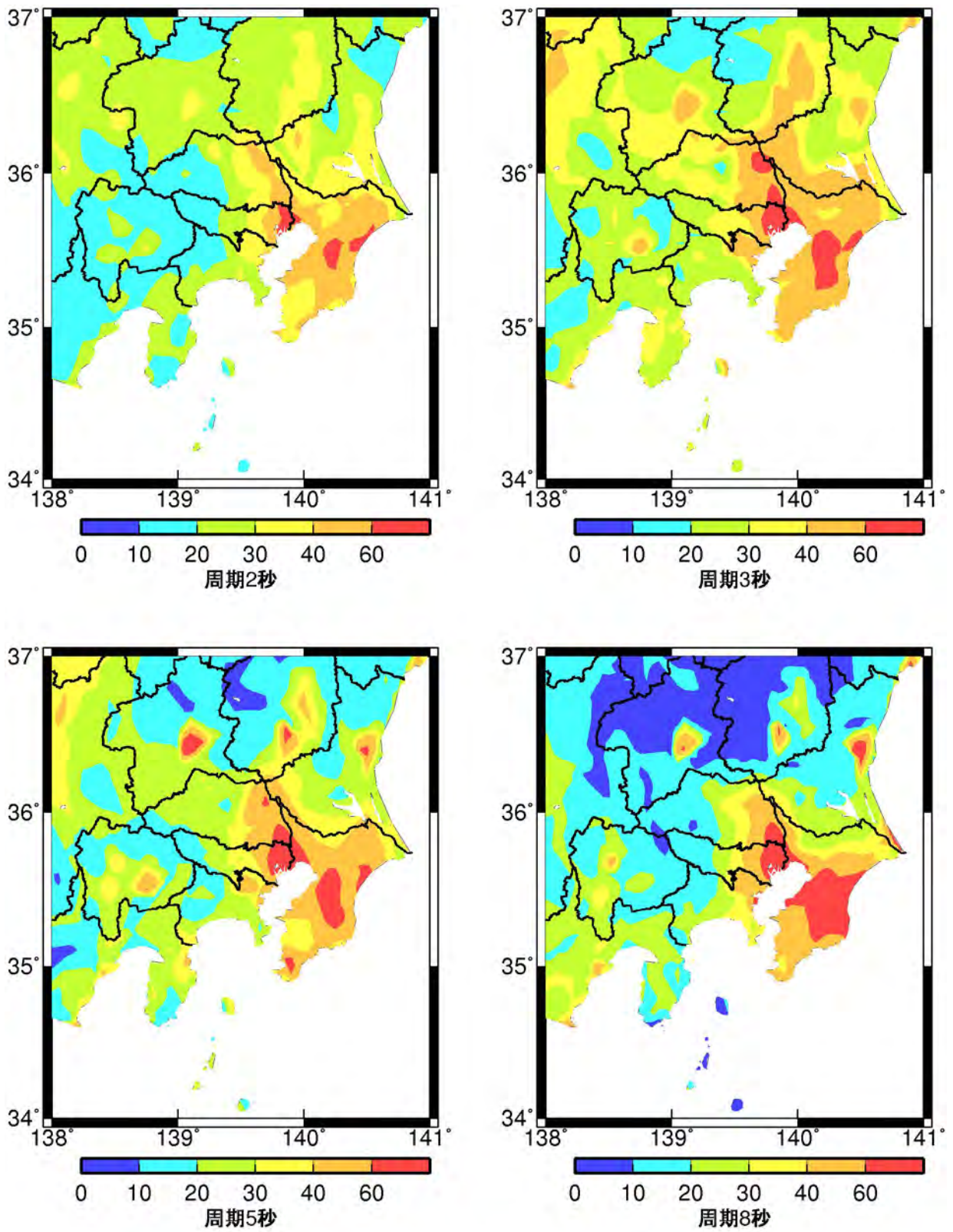
群遅延時間の平均値: 上下成分

図6 関東平野における海溝型地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)



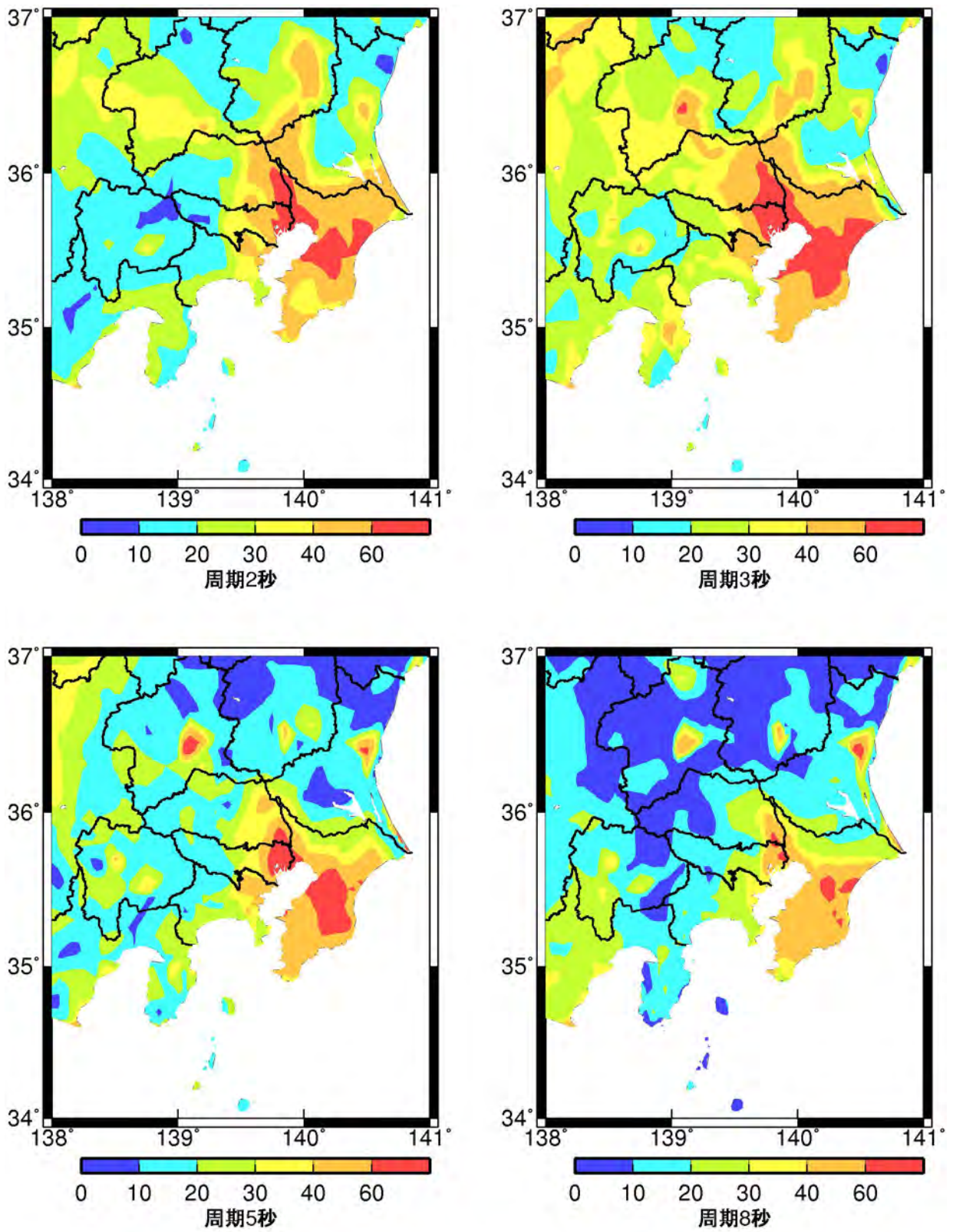
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図7 関東平野における海溝型地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数 (単位: 秒)



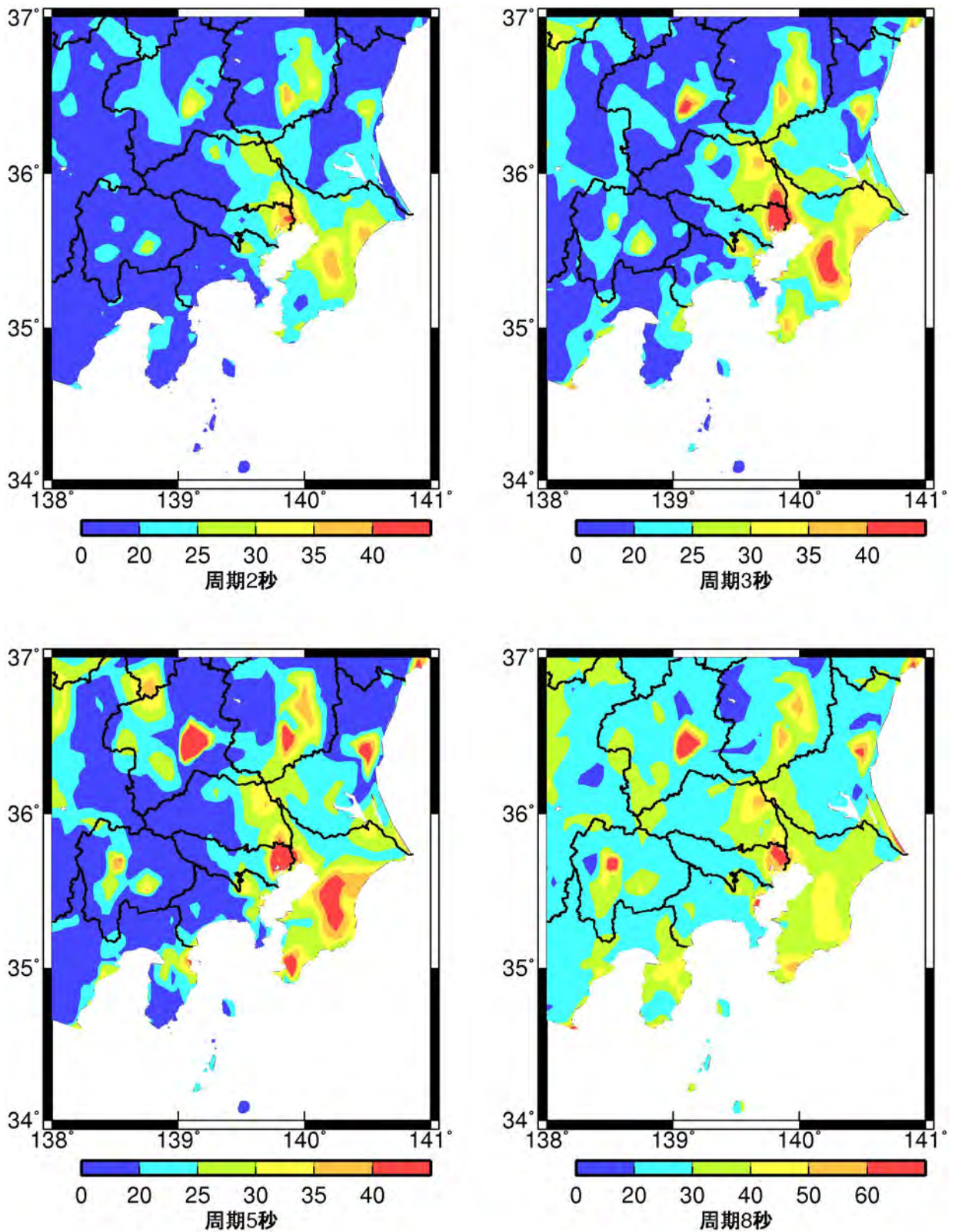
群遅延時間の平均値: 水平成分

図8 関東平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の水平成分のサイト係数



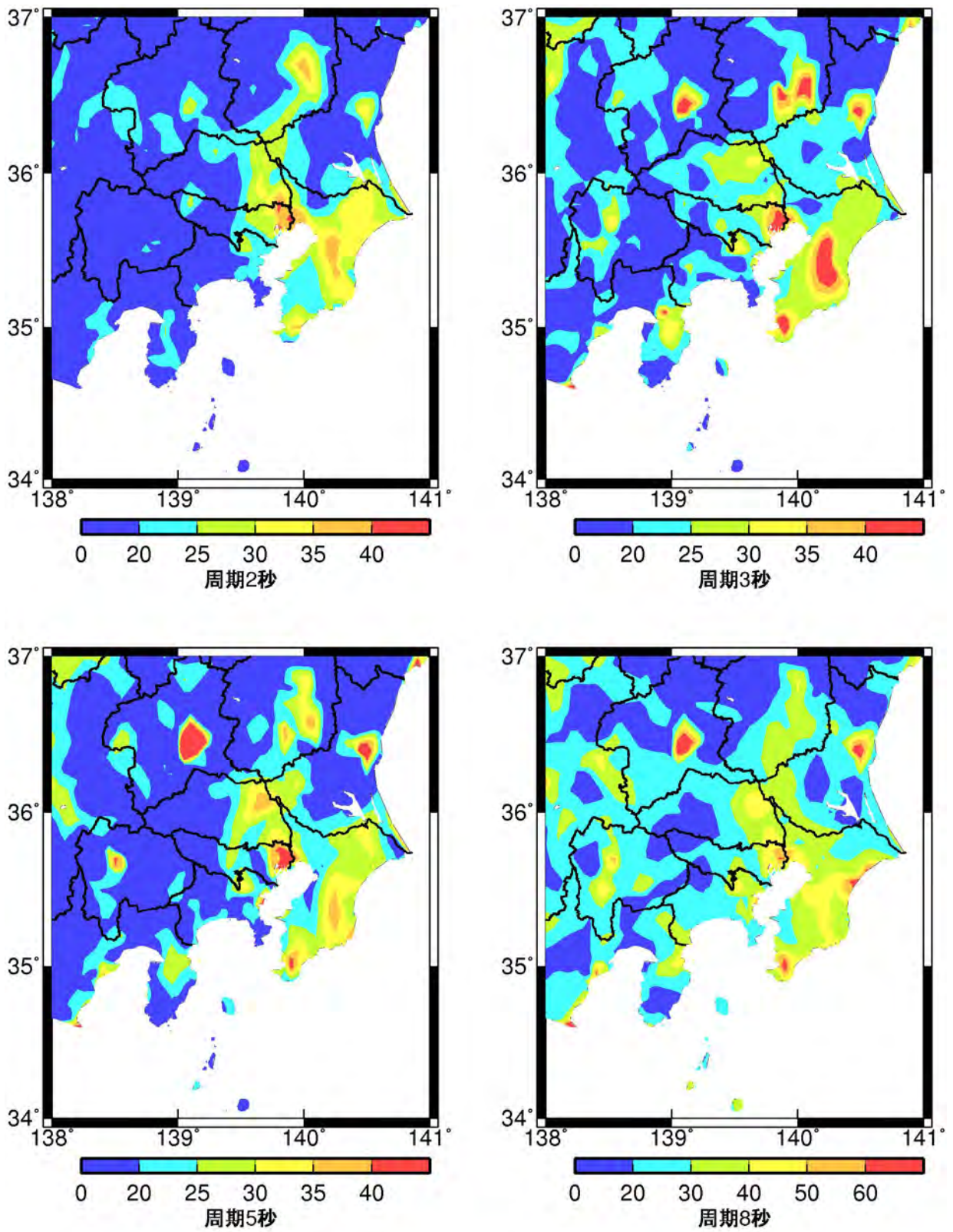
群遅延時間の平均値: 上下成分

図9 関東平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数



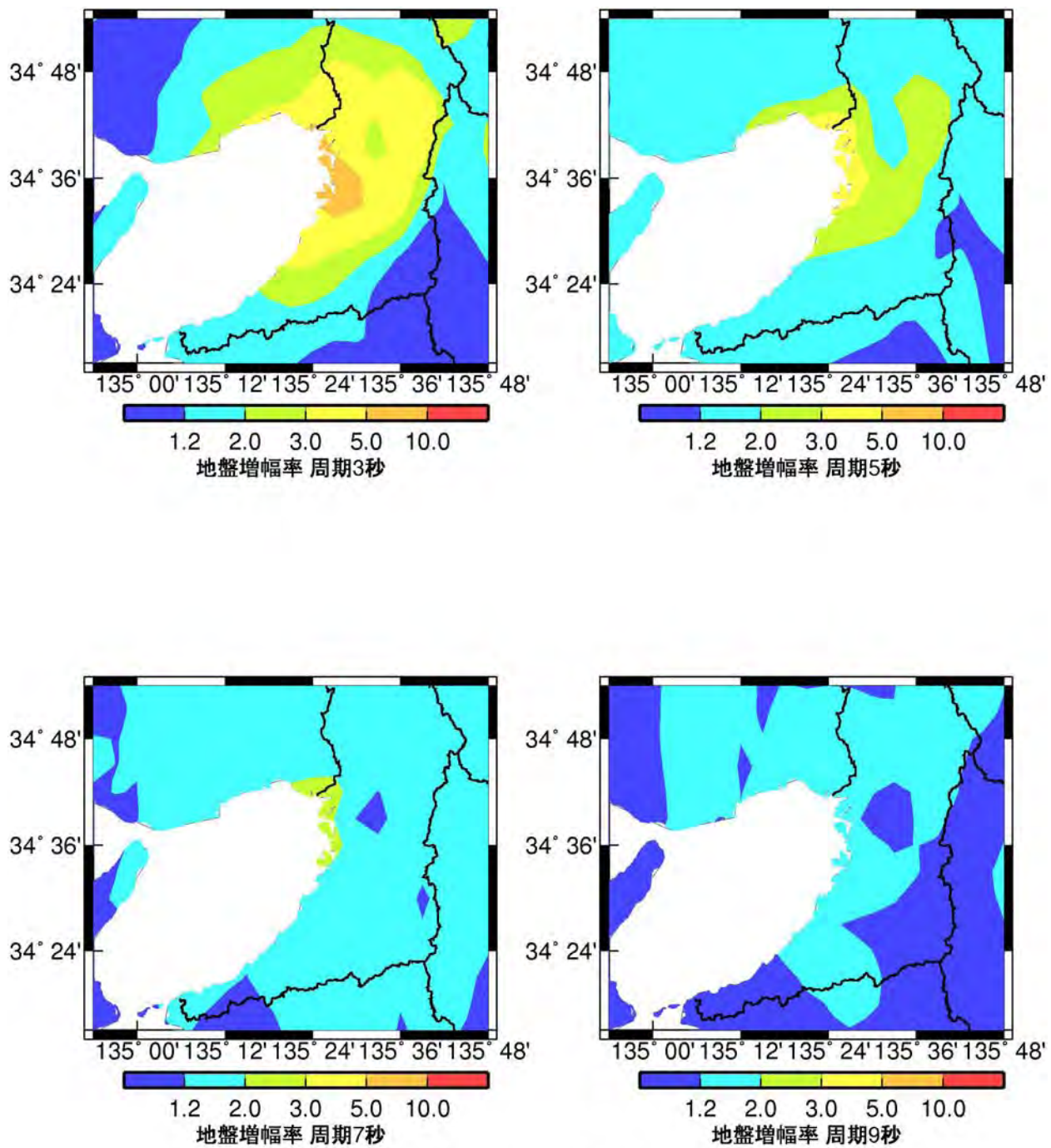
群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図10 関東平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の水平成分のサイト係数



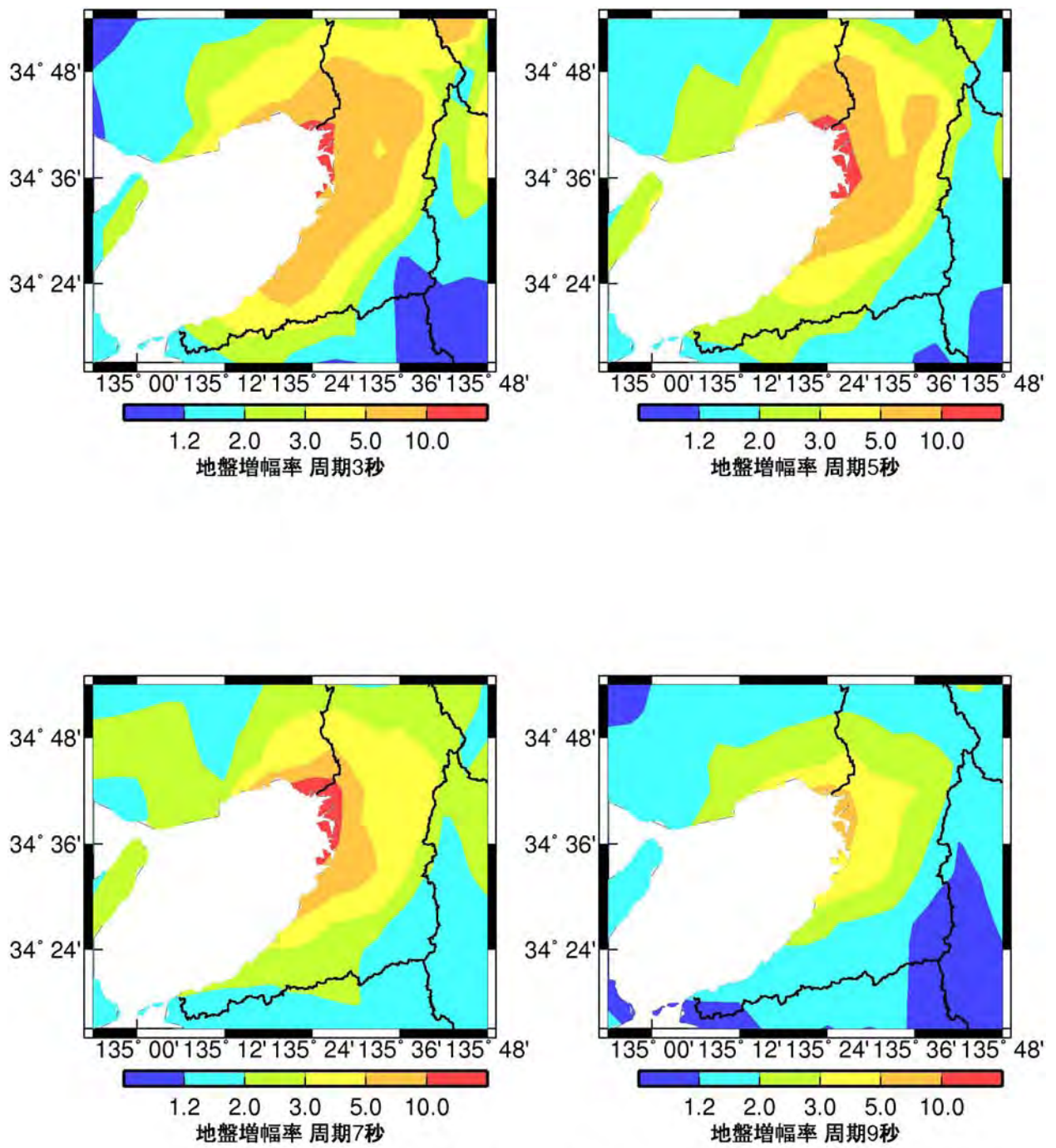
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図 11 関東平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数



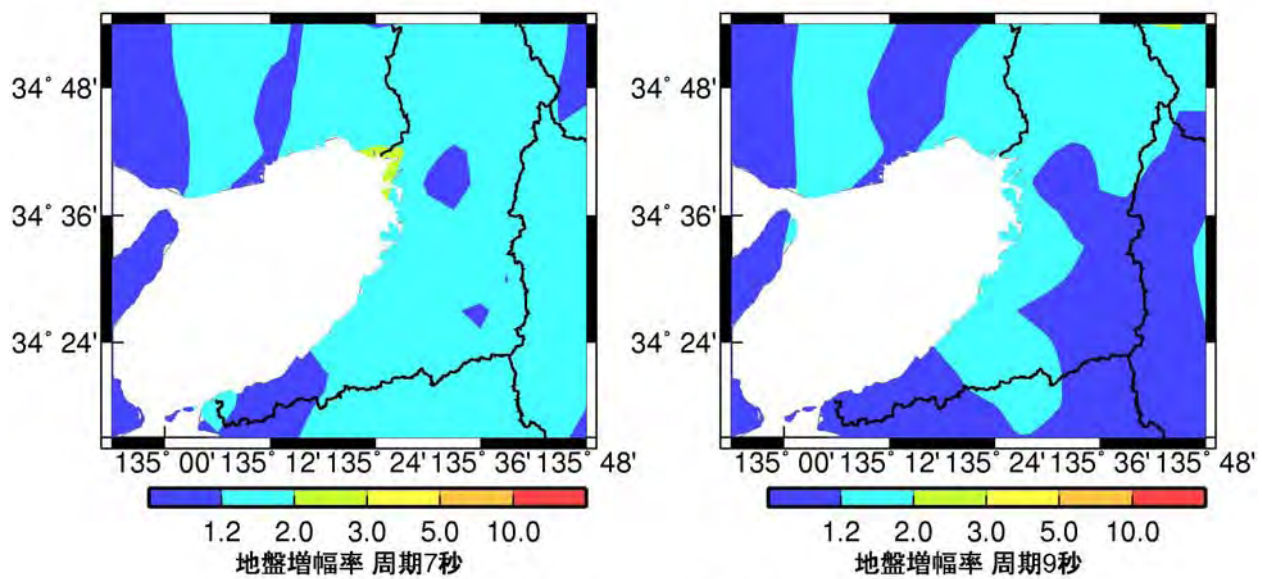
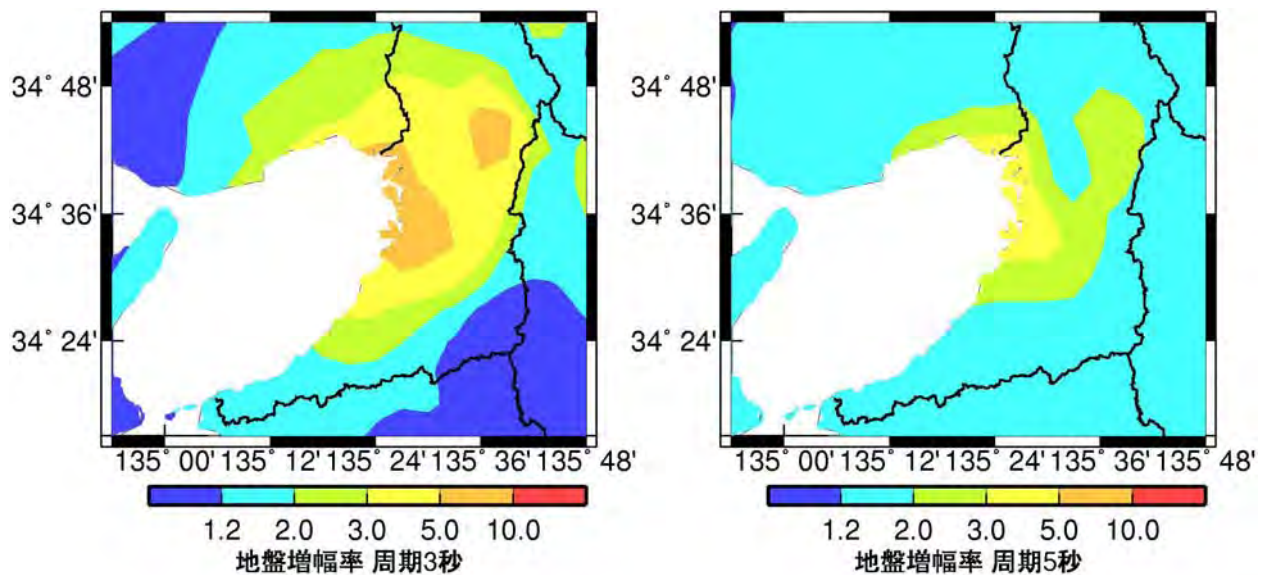
S_A h=5 %: 上下成分

図 12 大阪平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率



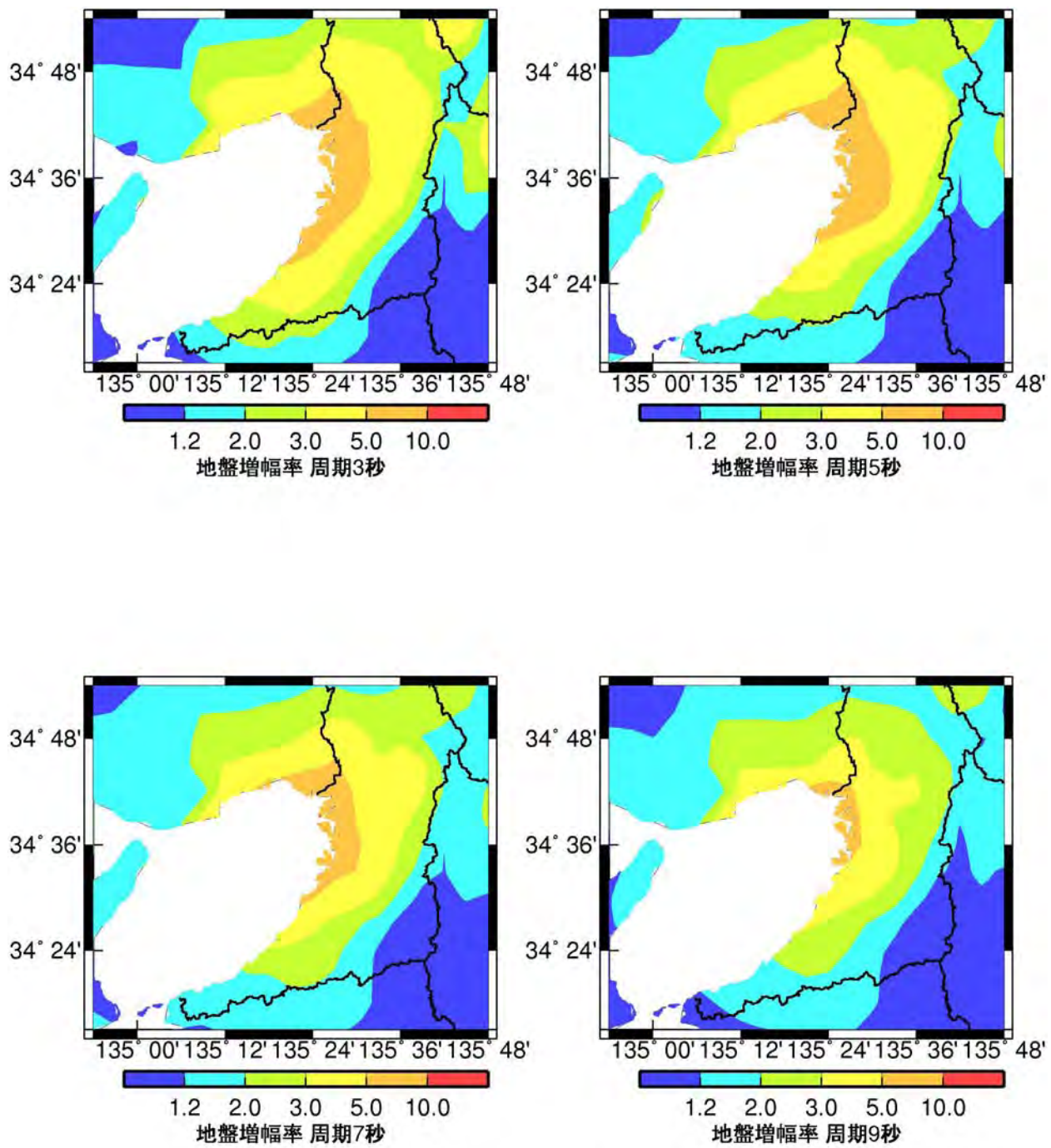
S_A h=1 %: 水平成分

図 13 大阪平野における減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率



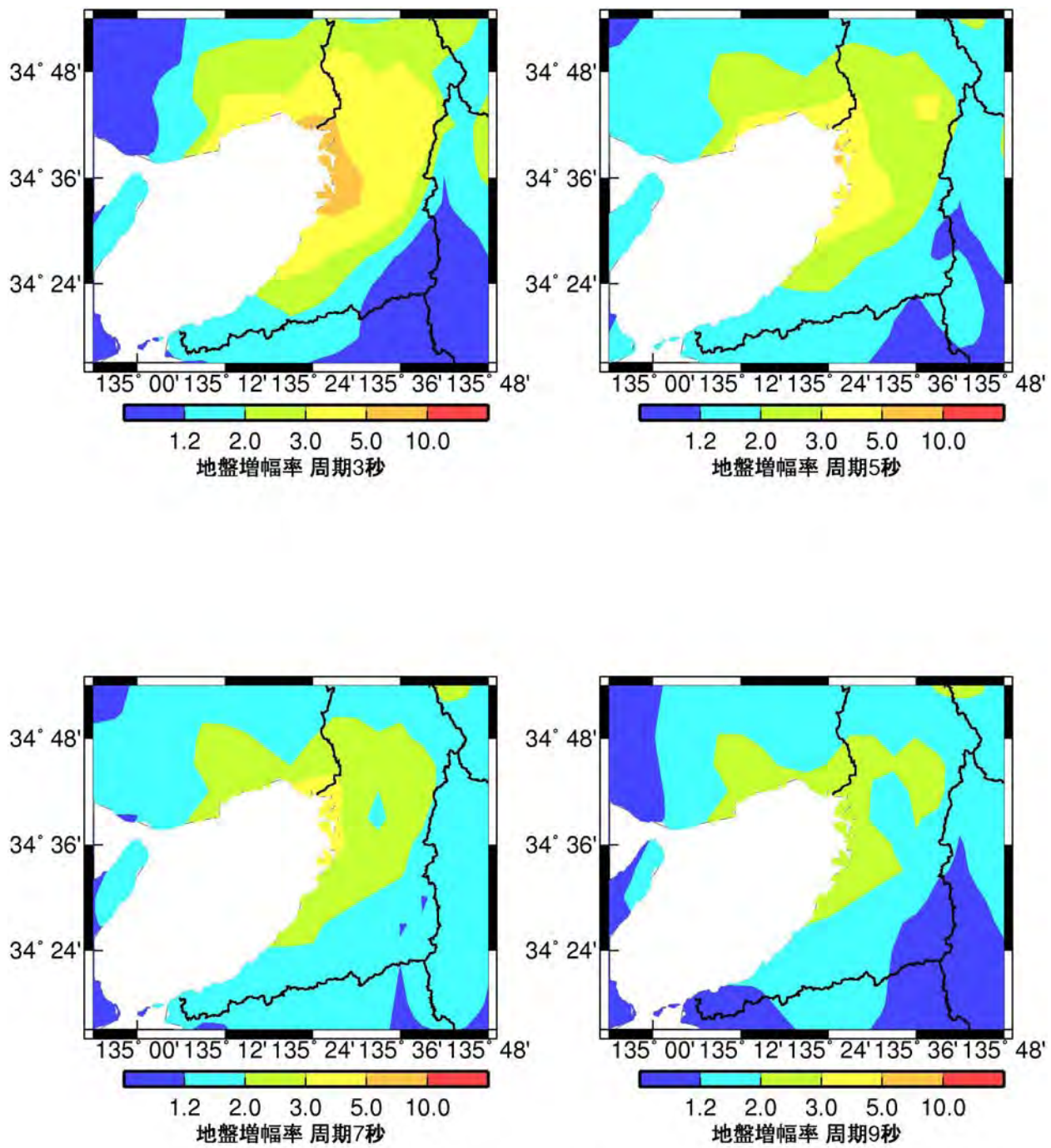
S_A h=1%: 上下成分

図 14 大阪平野における減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率



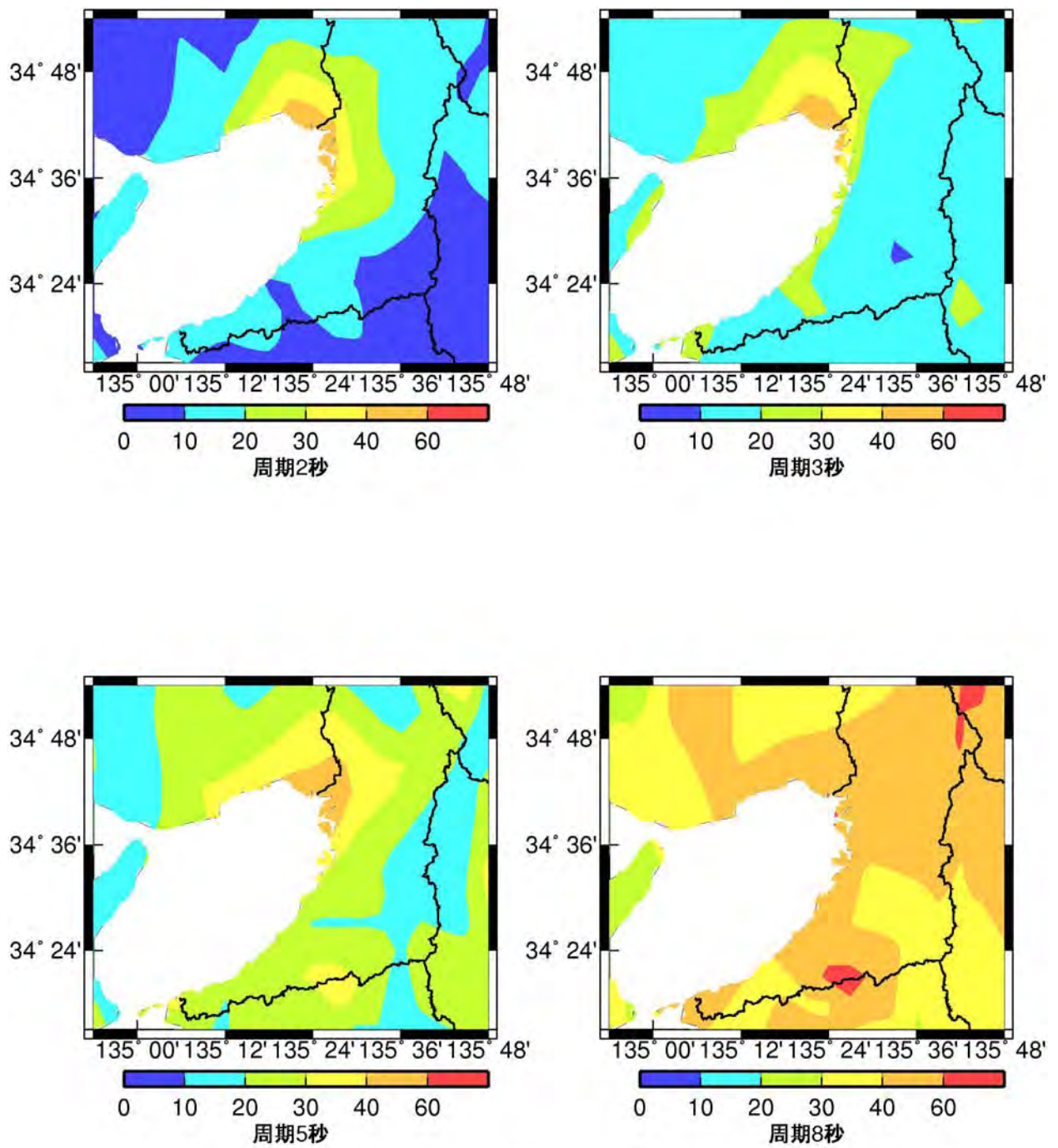
エネルギースペクトル: 水平成分

図 15 大阪平野におけるエネルギースペクトルの水平成分の地盤増幅率



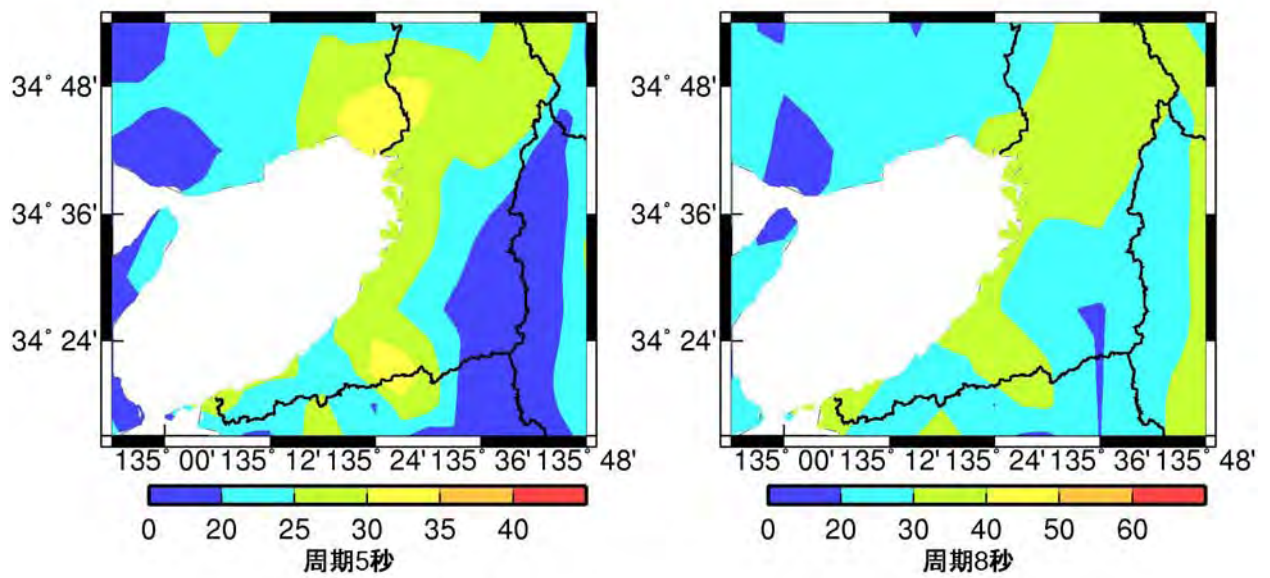
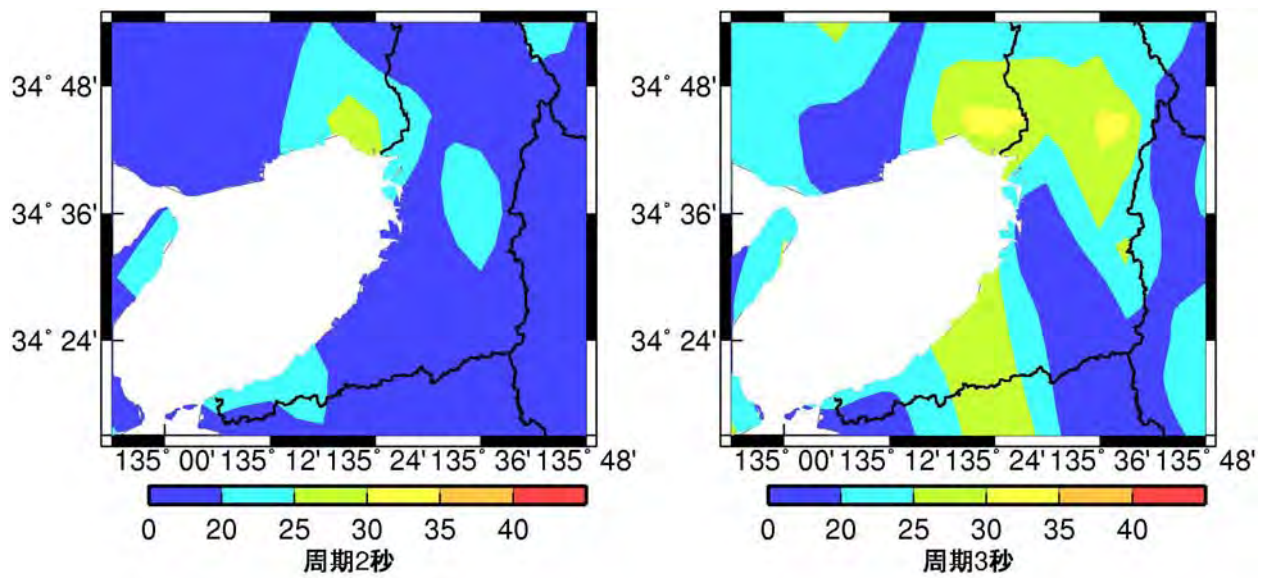
エネルギースペクトル: 上下成分

図 16 大阪平野におけるエネルギースペクトルの上下成分の地盤増幅率



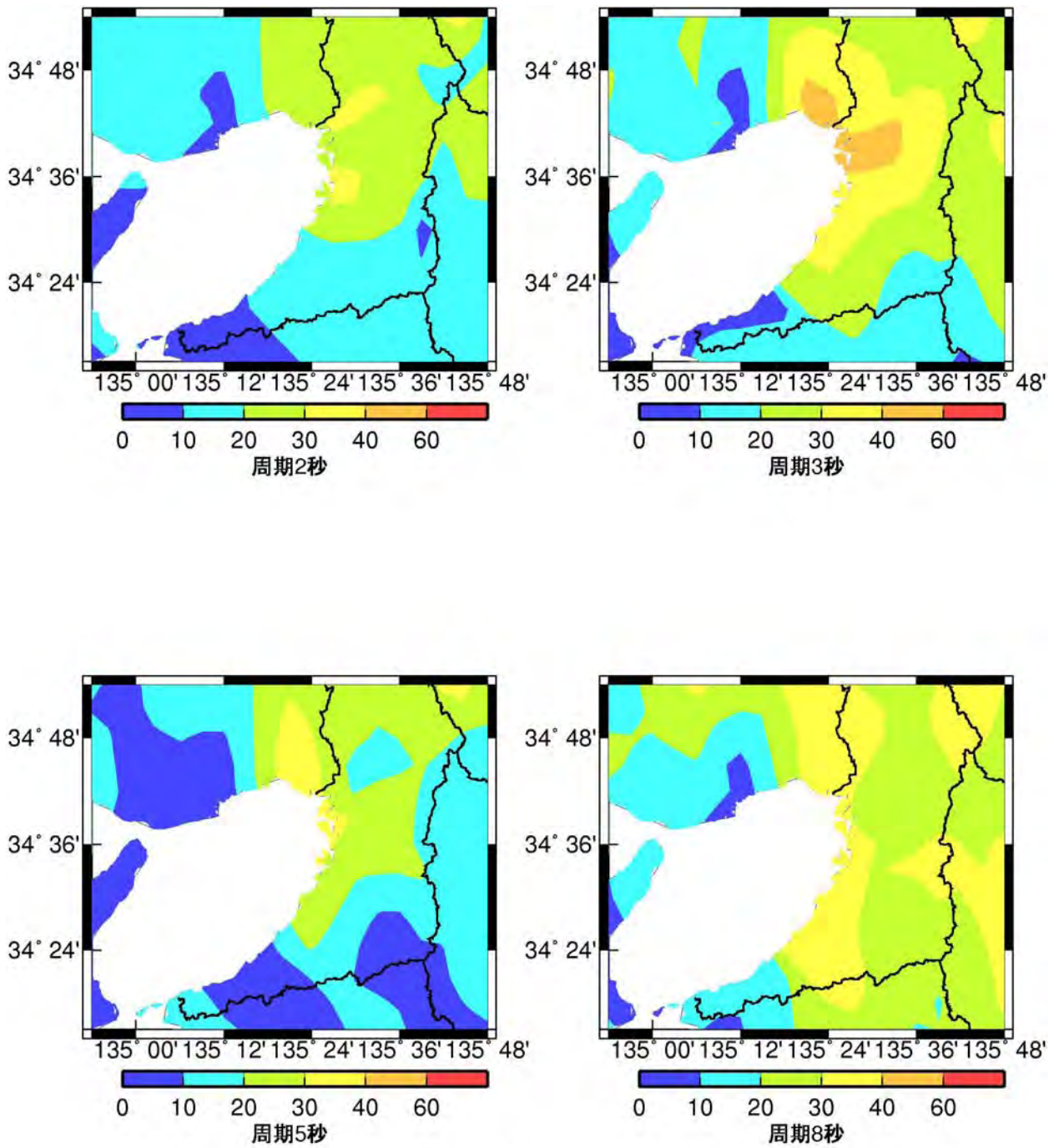
群遅延時間の平均値: 上下成分

図 17 大阪平野における海溝型地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数



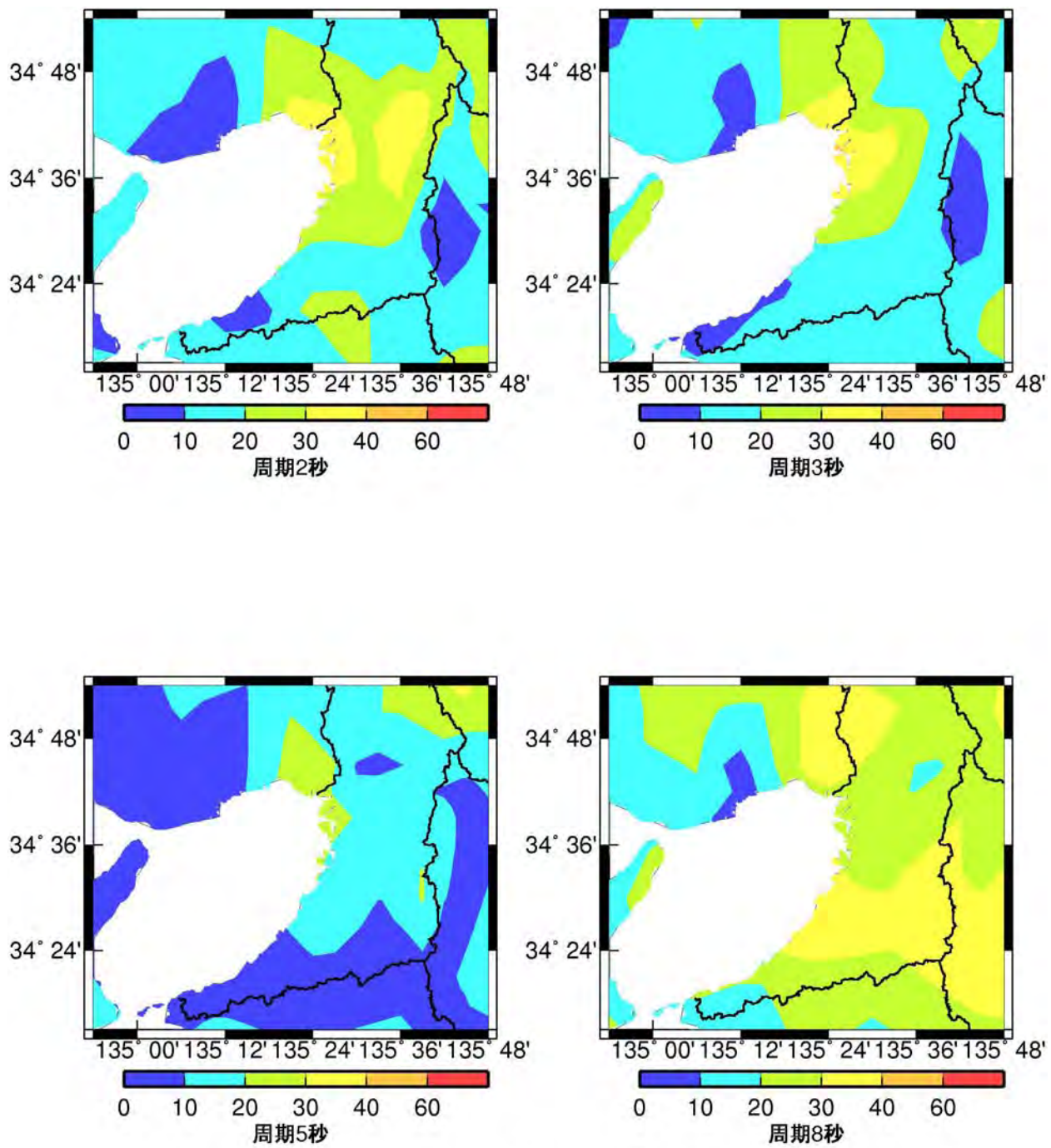
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図 18 大阪平野における海溝型地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数



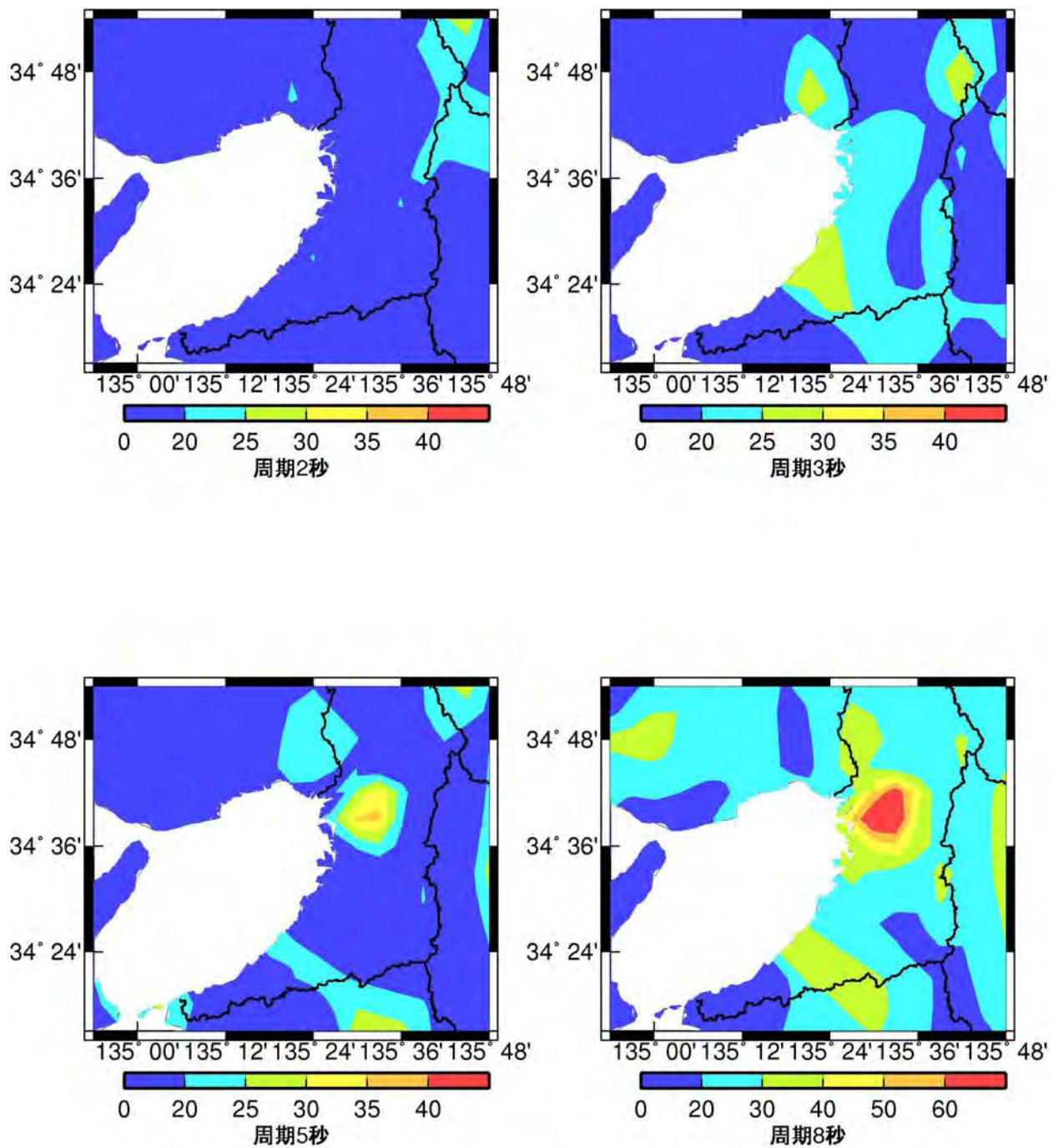
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 19 大阪平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の水平成分のサイト係数



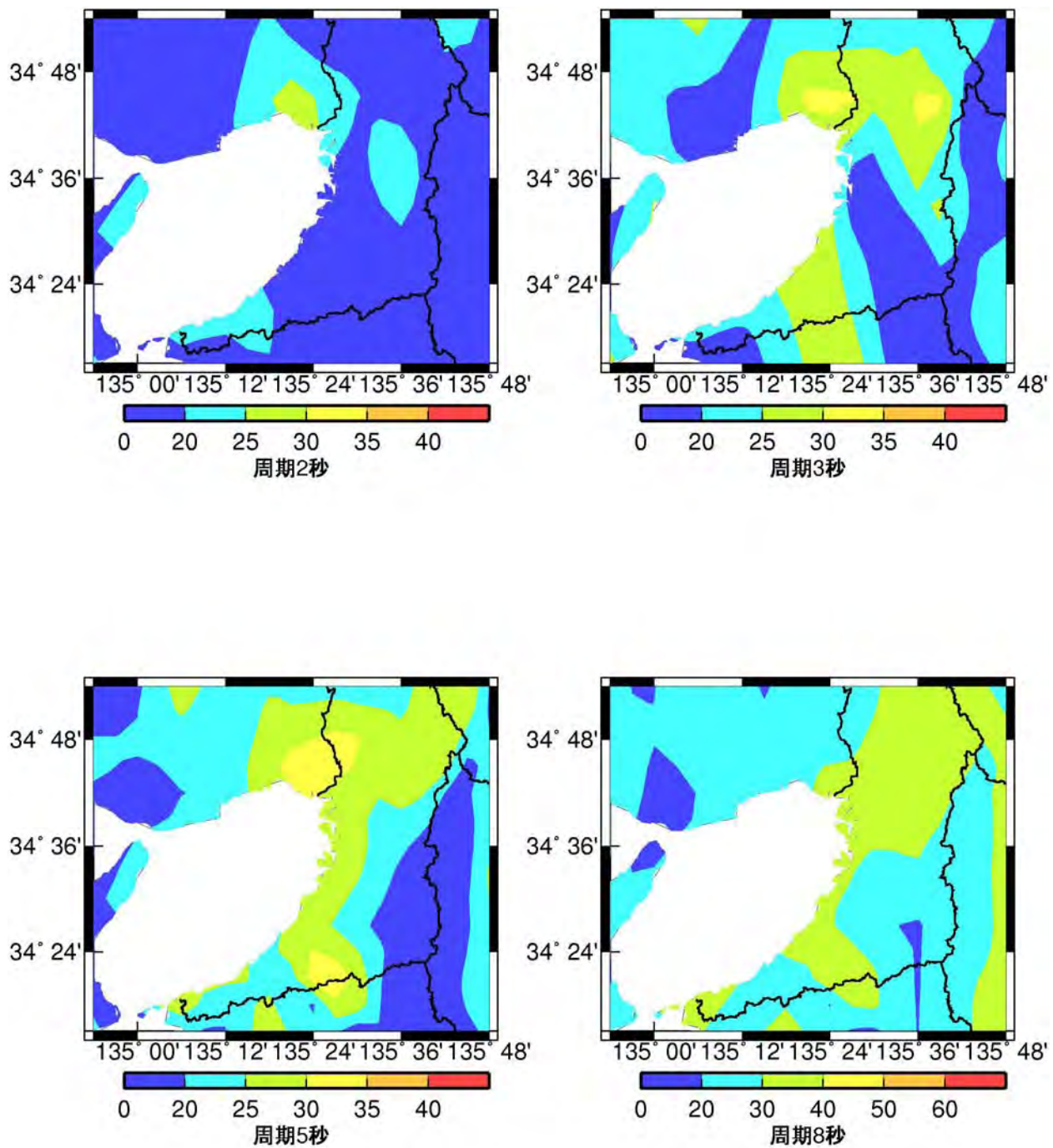
群遅延時間の平均値: 上下成分

図 20 大阪平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数



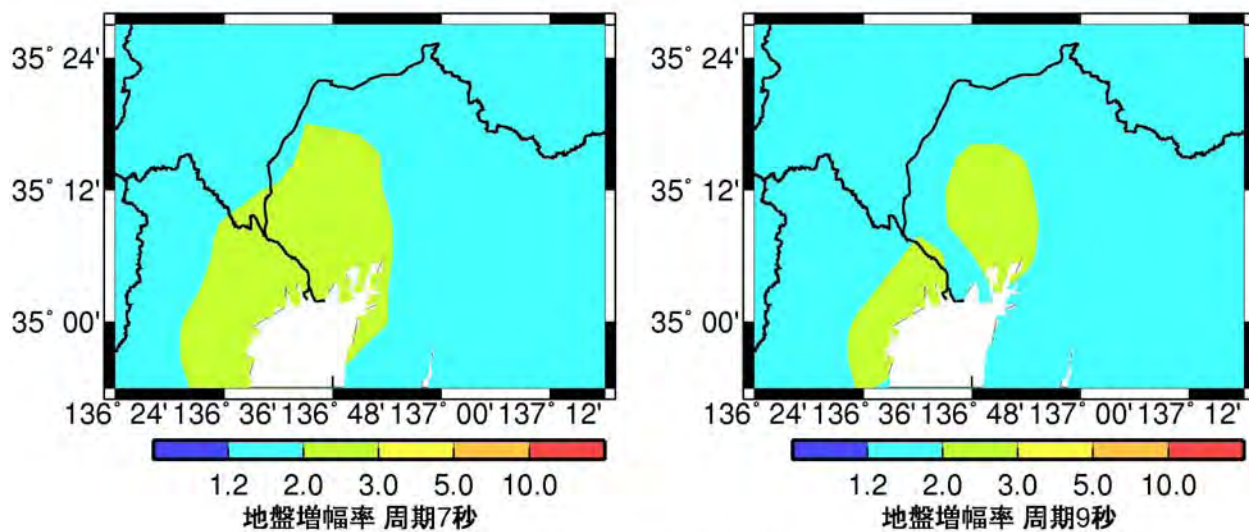
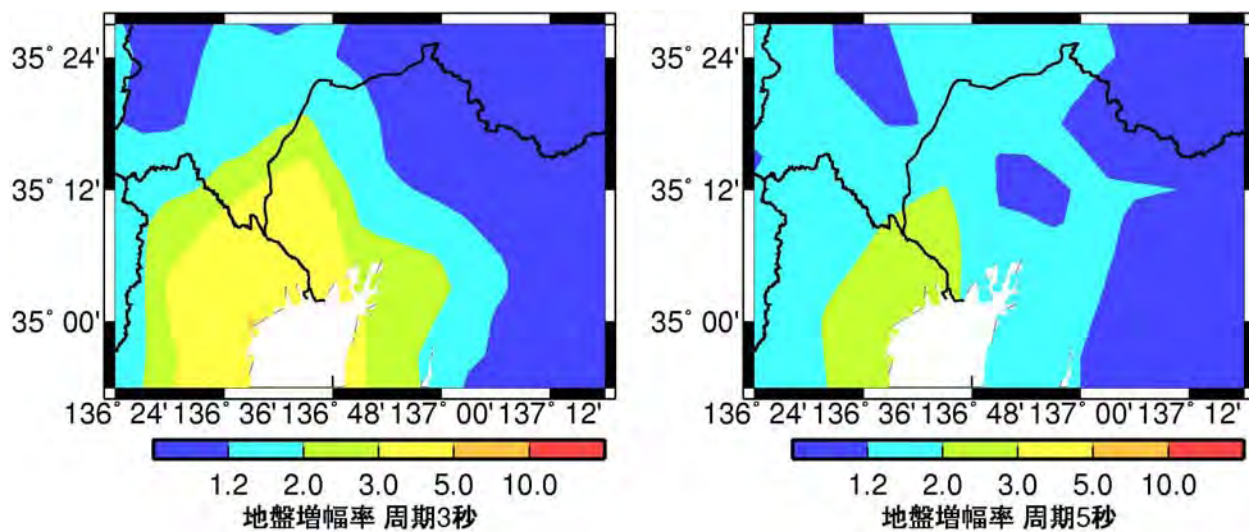
群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 21 大阪平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の水平成分のサイト係数



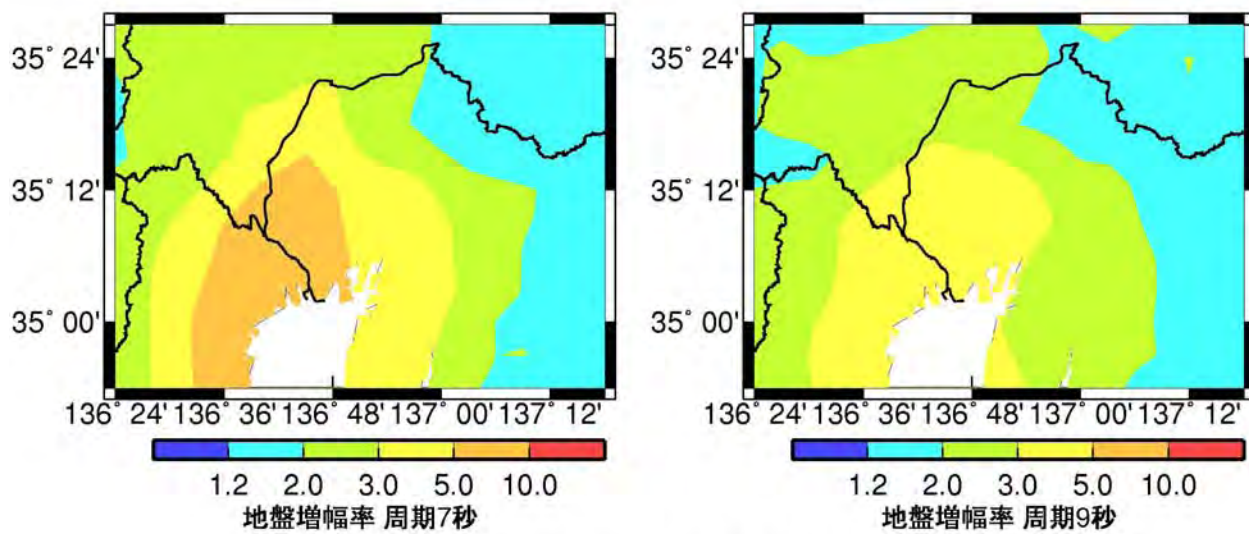
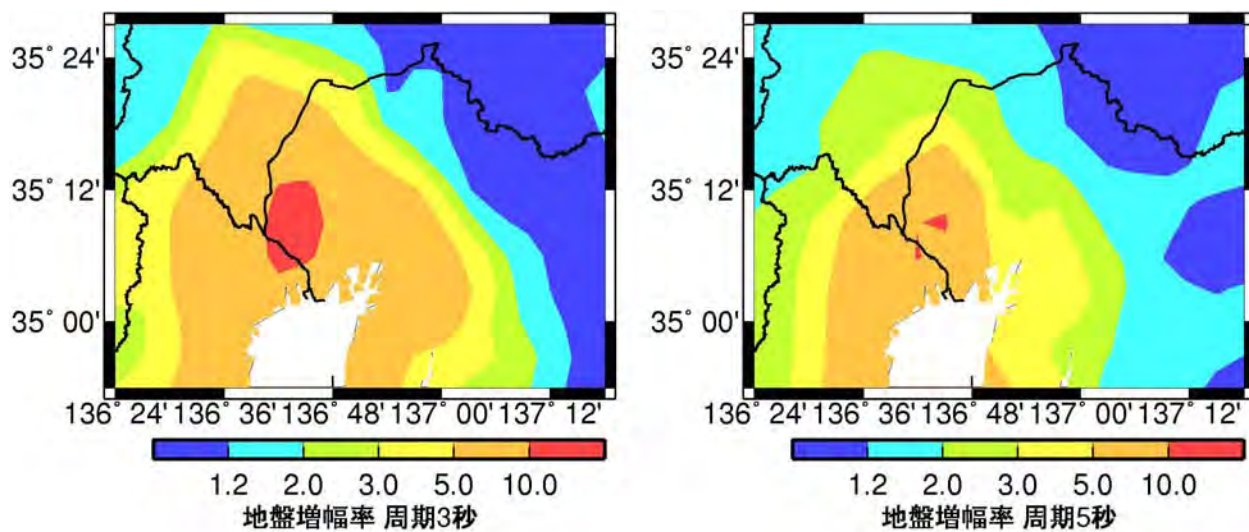
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図 22 大阪平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数



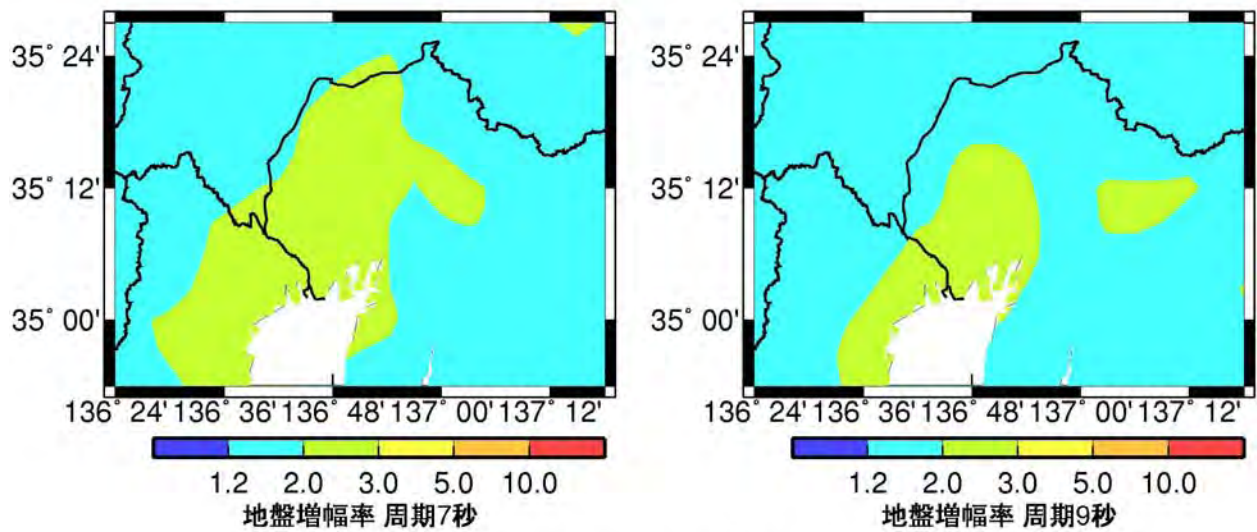
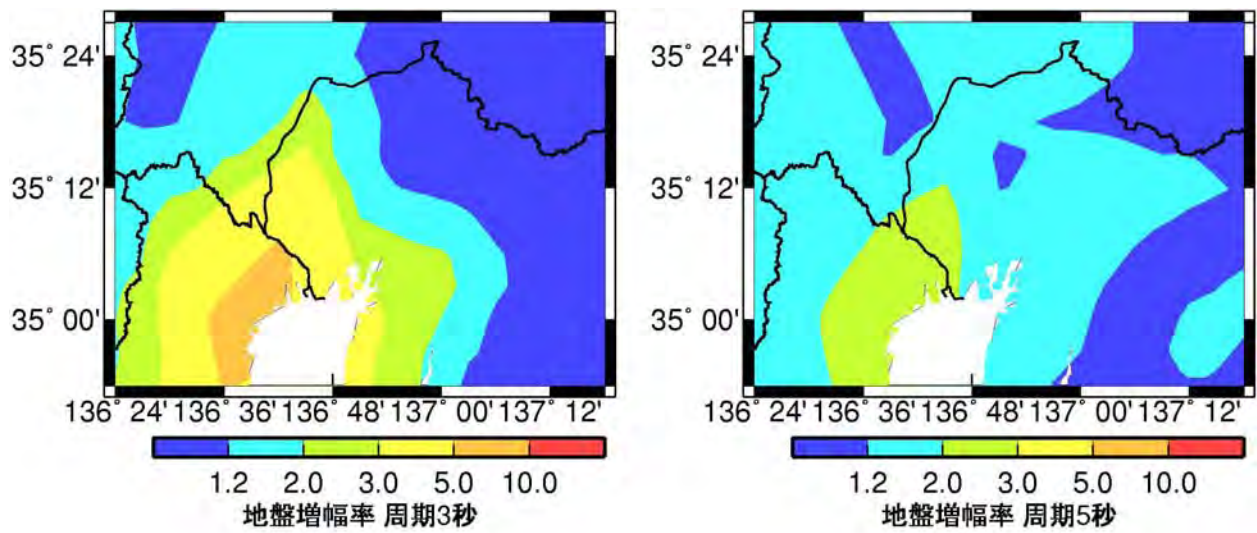
S_A h=5 %: 上下成分

図 23 濃尾平野における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率



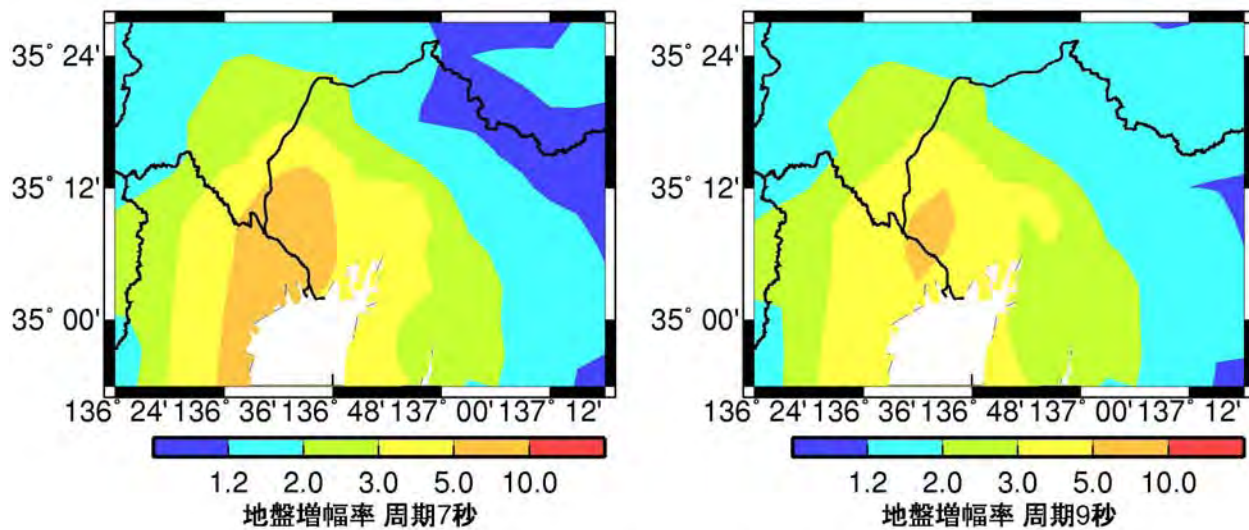
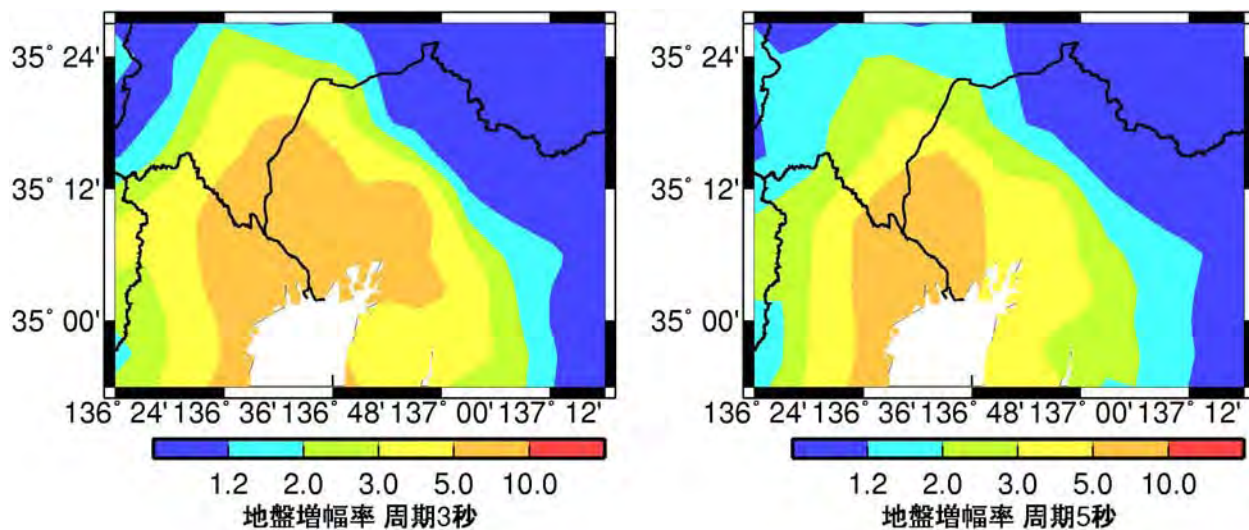
S_A h=1 %: 水平成分

図 24 濃尾平野における減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの水平成分の地盤増幅率



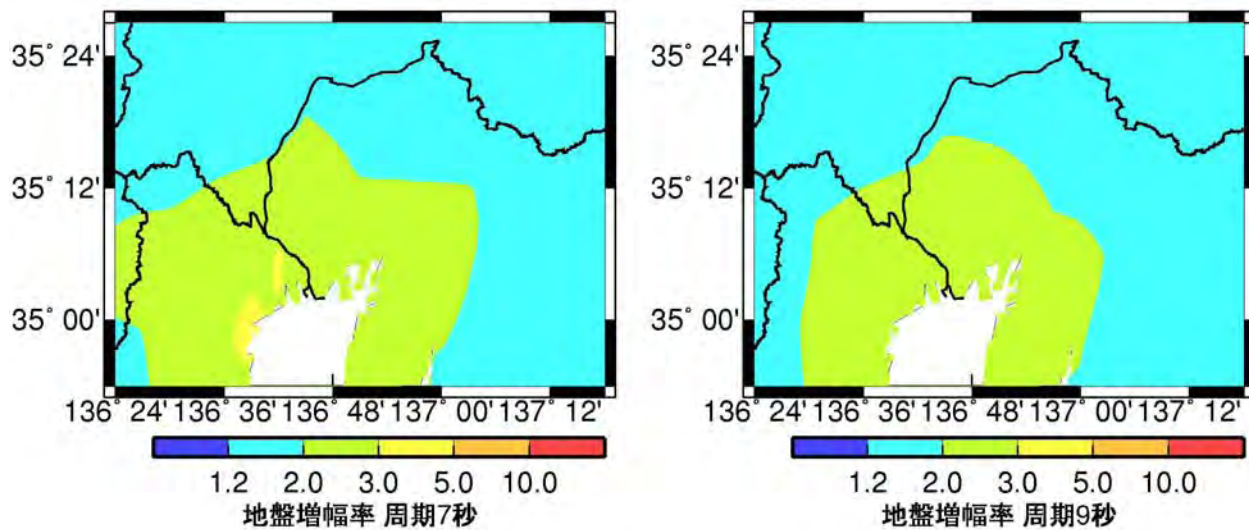
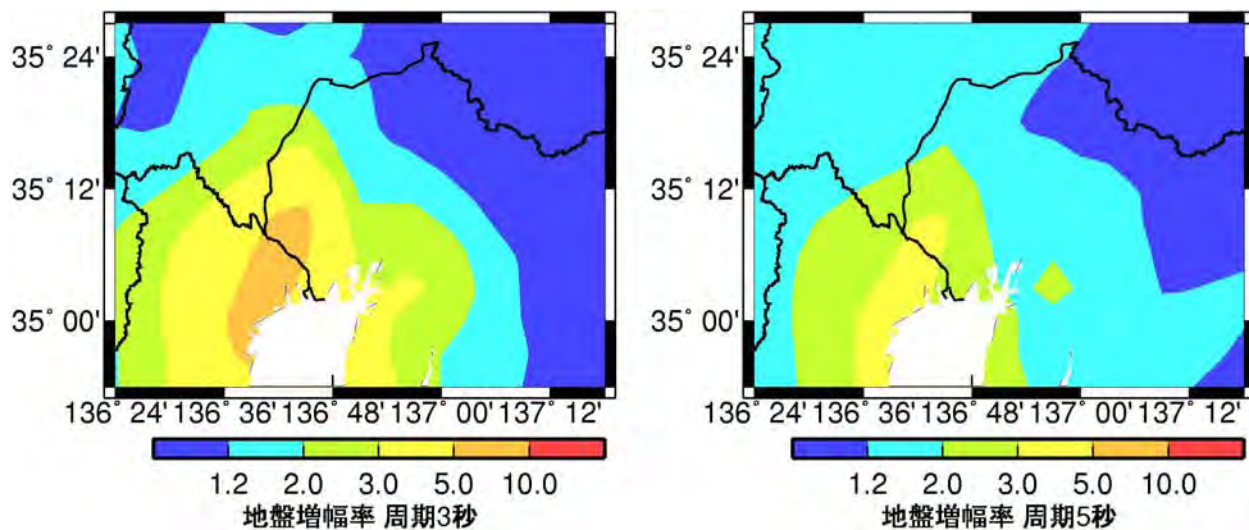
S_A h=1 %: 上下成分

図 25 濃尾平野における減衰定数 1%の加速度応答スペクトルの上下成分の地盤増幅率



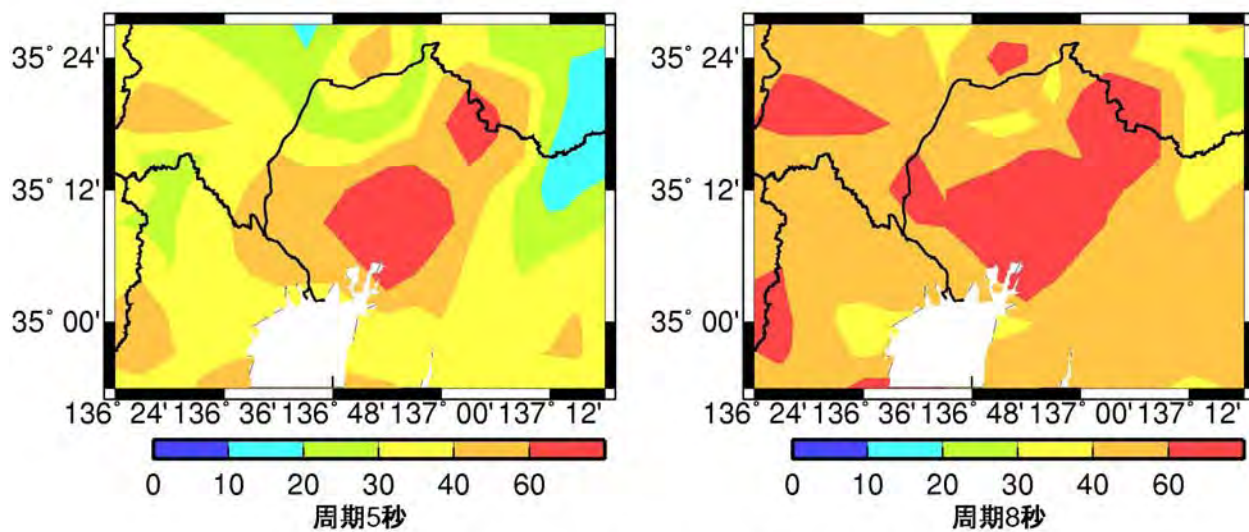
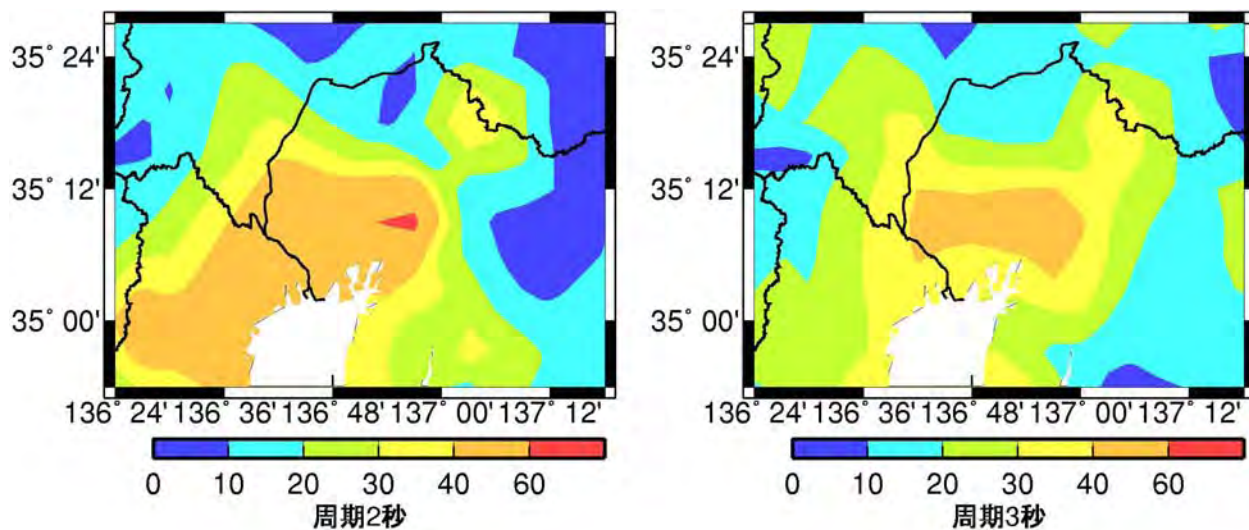
エネルギースペクトル: 水平成分

図 26 濃尾平野におけるエネルギースペクトルの水平成分の地盤増幅率



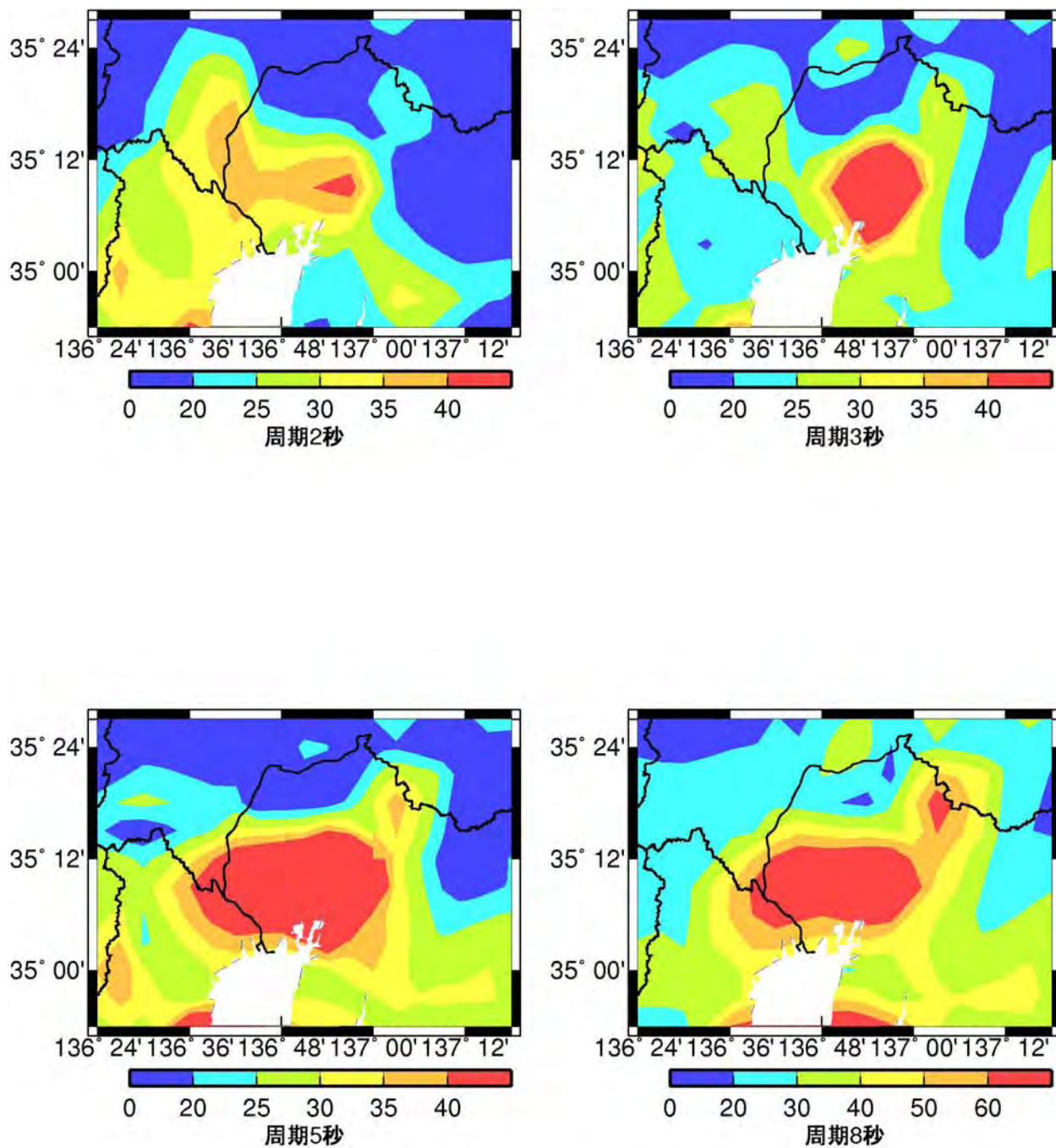
エネルギースペクトル: 上下成分

図 27 濃尾平野におけるエネルギースペクトルの上下成分の地盤増幅率



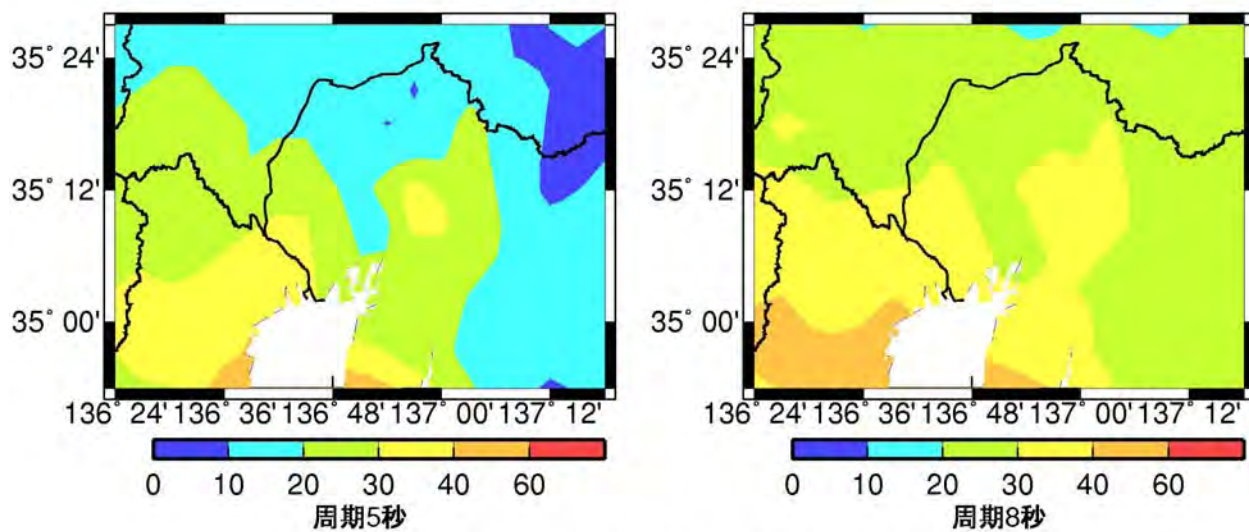
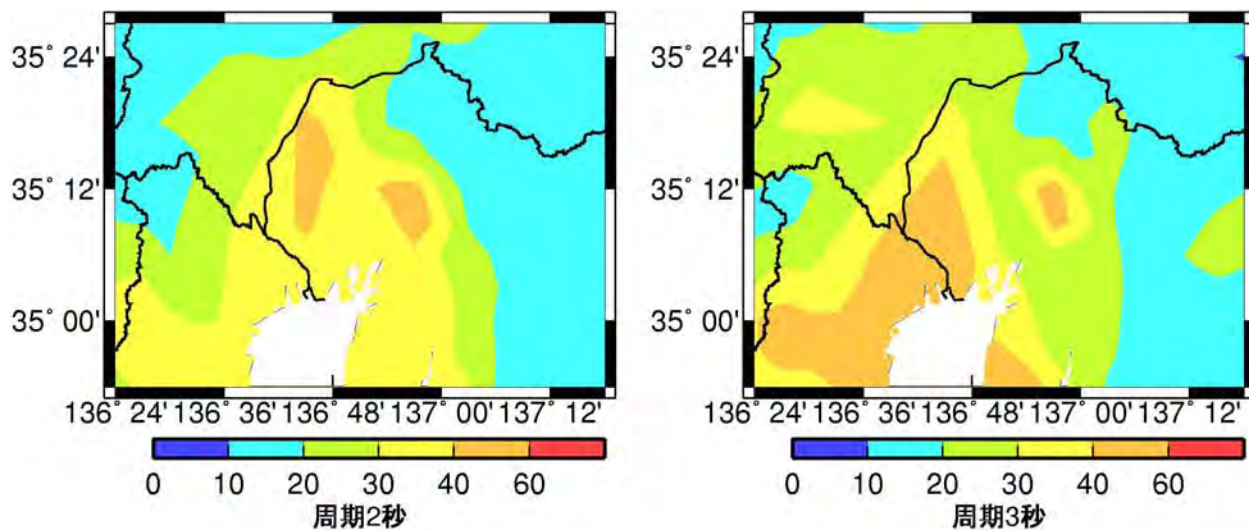
群遅延時間の平均値: 上下成分

図 28 濃尾平野における海溝型地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数



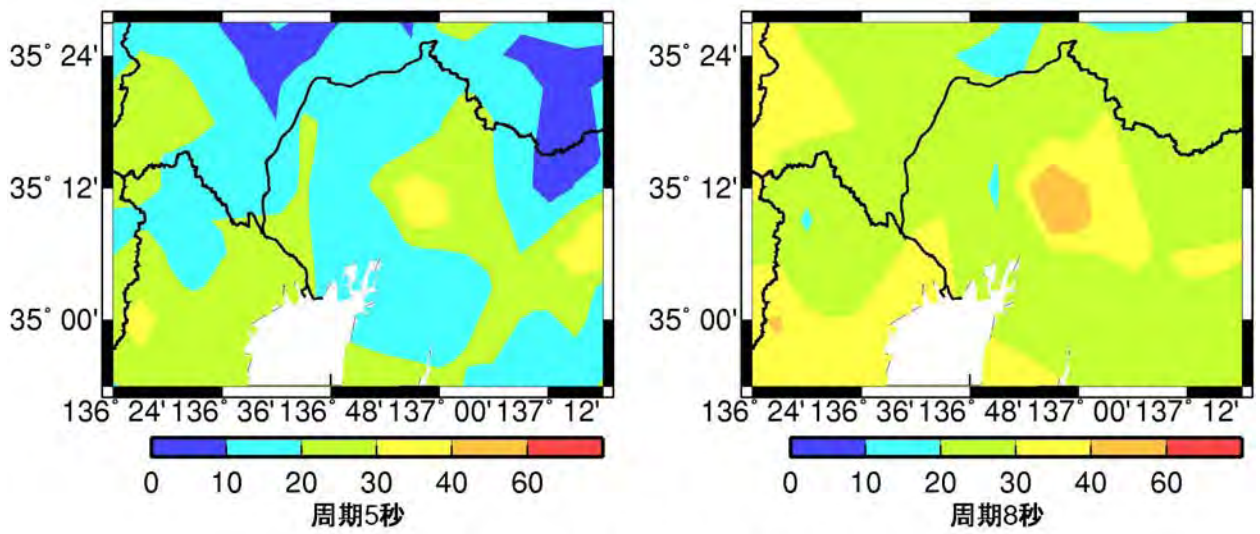
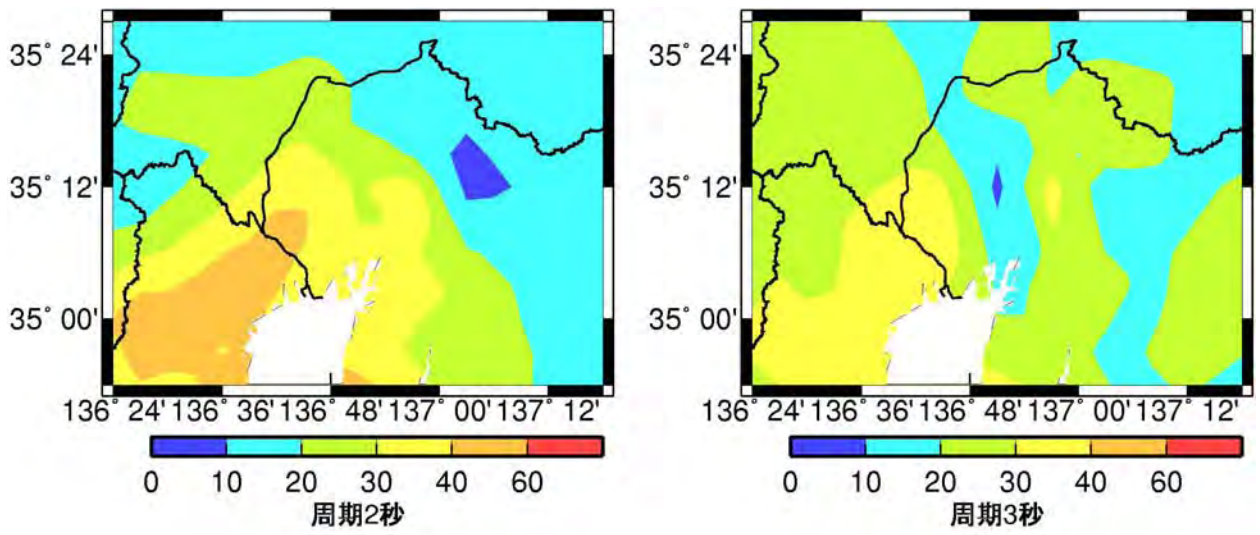
群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図 29 濃尾平野における海溝型地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数



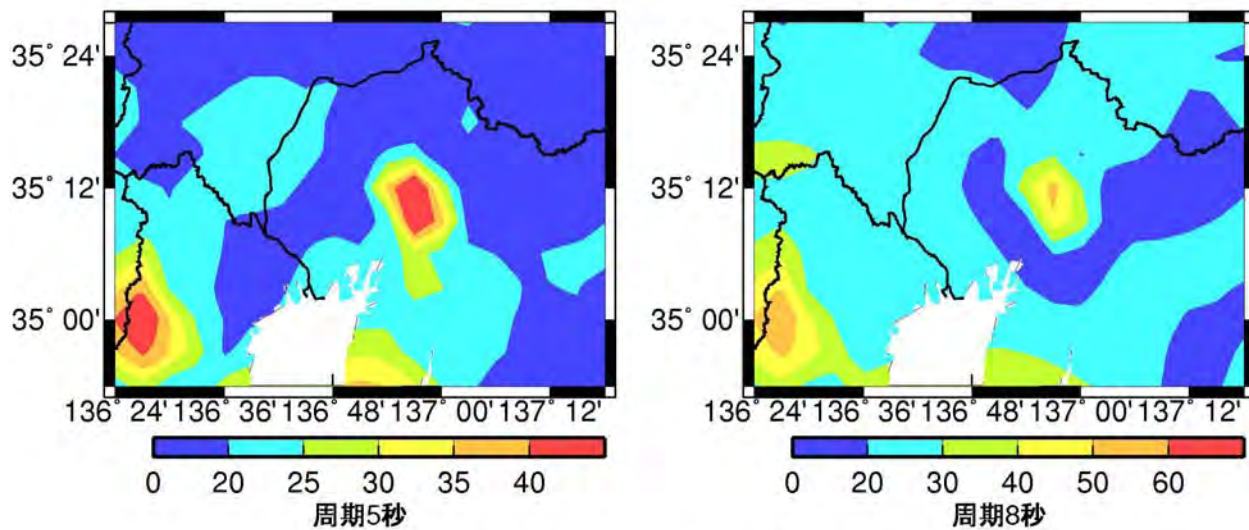
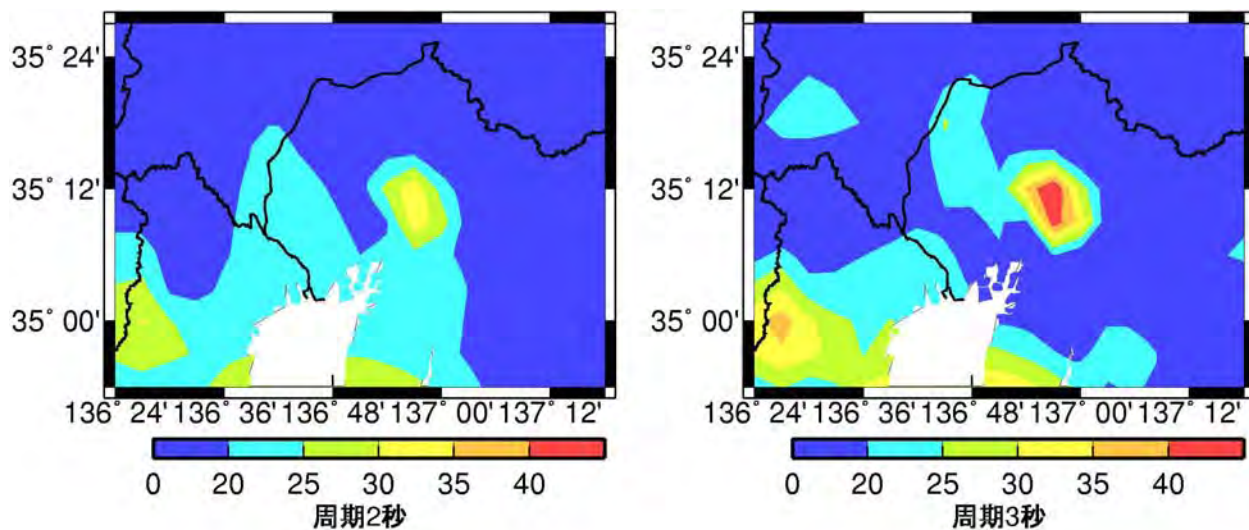
群遅延時間の平均値: 水平成分

図 30 濃尾平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の水平成分のサイト係数



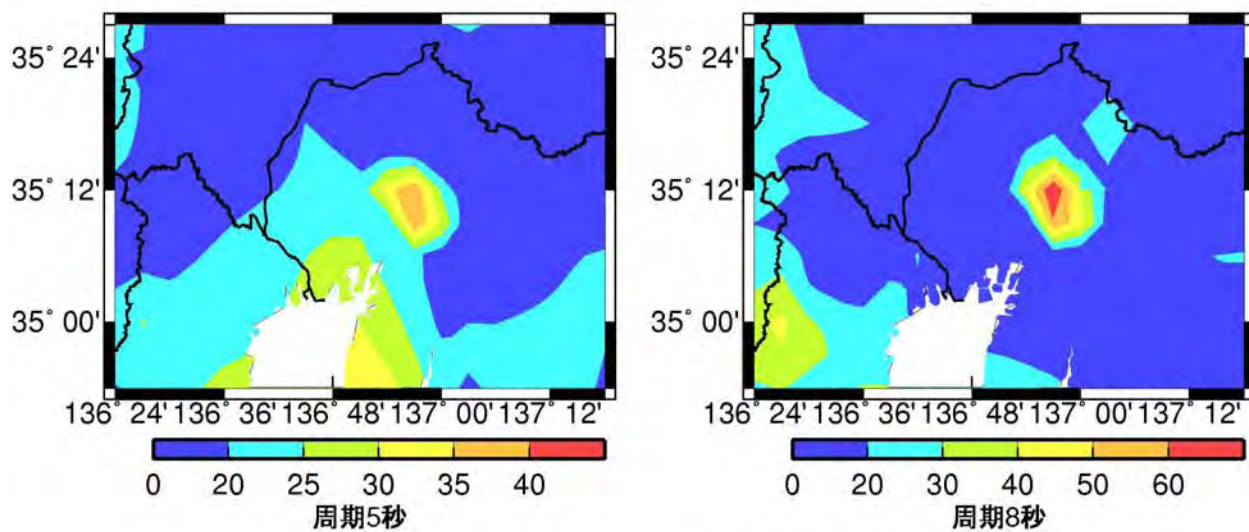
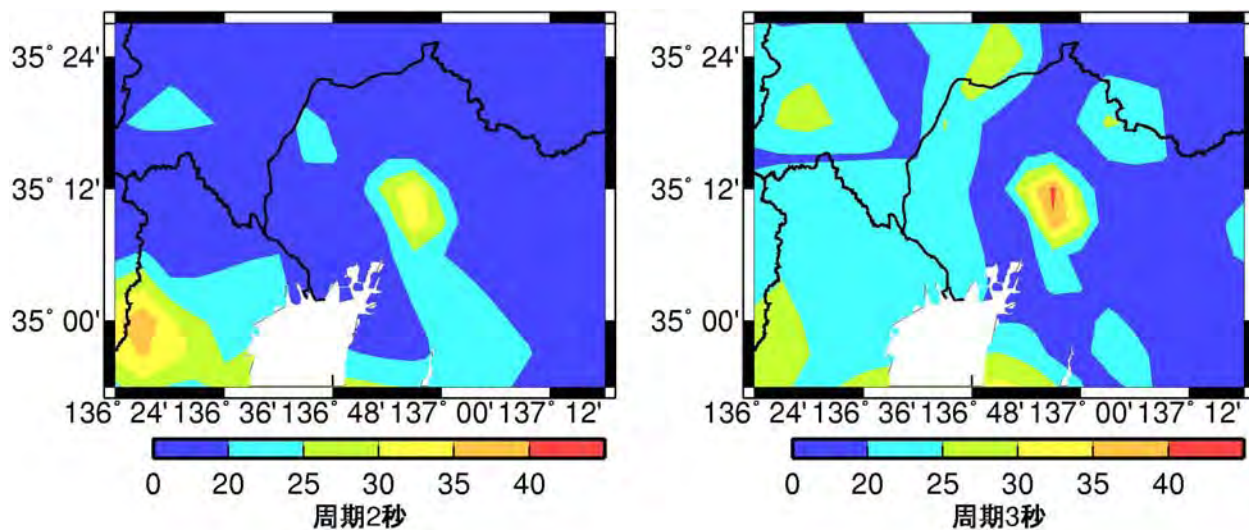
群遅延時間の平均値: 上下成分

図 31 濃尾平野における地殻内地震の群遅延時間の平均値の上下成分のサイト係数



群遅延時間の標準偏差: 水平成分

図 32 濃尾平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の水平成分のサイト係数



群遅延時間の標準偏差: 上下成分

図 33 濃尾平野における地殻内地震の群遅延時間の標準偏差の上下成分のサイト係数

第4章 長周期地震動に対する超高層建築物の応答特性

4-1 検討で使用した入力地震動

本検討で用いた、超高層建物の時刻歴応答解析で用いられてきた既往観測波の最大速度値を $V_{max}=50\text{cm/s}$ に基準化した標準波と、観測波の位相特性を用いて告示スペクトルに一致するように作成された JSCA 波 (告示波)、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提案波 1, 2 の検討用地震動一覧を表 4.1.1 に示す。

表中の 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 $\bar{V}_{E,h=0.1}$ と速度応答スペクトルの平均値 $\bar{S}_{V,h=0.1}$ から求める¹⁾。また、継続時間 t_0 は、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% 点と 95% 点をもって継続時間と定義する。地震波長さは提供された地震動の全長の時間を示す。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を行うように、既往波は 50 秒~100 秒、提案波 1, 2 は 200 秒、地震波の後に 0 を追加したものであり、この波形で時刻歴応答解析を行っている。

建物の応答解析は、既往波 3 波と告示波 3 波、長周期地震動としては提案波 1 の南海地震の此花波 N-OSKH02.av, 東南海・東海地震の津島波 T-TN-AIC003.av と名古屋波 T-TN-AIC004.av, 新宿工学院大学波 T-TN-KGIN1F.av を用いる。地震波名の av は観測データによる方法の平均値を、sd は平均値+標準偏差で作成された地震波を表す。

表 4.1.1 検討用地震動一覧

地震	地点(位相)	地震波名	maxAcc. (cm/s^2)	f 値 -	t_0 (s)	地震波長さ (s)	解析時間 (s)	
既往波	ELCENTRO	EL_CENTRO_NS	510.8	1.082	24.44	53.8	103.8	
	HACHINOHE	HACHINOHE_EW	238.5	1.054	24.84	51.0	101.0	
	TAFT	TAFT_EW	496.5	0.950	28.88	54.4	104.4	
告示波	(HACHINOHE)	JSCA-八戸位相	356.3	1.517	101.40	164.0	264.0	
	(TOHIKU UNIV)	JSCA-東北学位相	292.4	0.868	30.38	60.0	110.0	
	(KOBE)	JSCA-JMA神戸位相	381.2	0.601	14.78	60.0	110.0	
提案波 1	南海(Mw8.5)	此花	N-OSKH02.av	70.9	1.518	177.60	625.4	825.4
		N-OSKH02.sd	105.2	1.783	198.84	625.4	825.4	
	東南海・東海(Mw8.3)	津島	T-TN-AIC003.av	221.1	1.880	192.26	645.4	845.4
			T-TN-AIC003.sd	332.2	1.958	267.50	654.4	854.4
	東南海・東海(Mw8.3)	名古屋	T-TN-AIC004.av	332.2	1.824	258.00	645.4	845.4
			T-TN-AIC004.sd	682.3	1.979	322.86	682.3	882.3
	東南海・東海(Mw8.3)	工学院大学	T-TN-KGIN1F.av	89.6	2.586	110.64	620.0	820.0
			T-TN-KGIN1F.sd	120.7	2.837	119.44	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	大手町	T-TN-OTEMAC.av	406.3	1.946	83.98	620.0	820.0
			T-TN-OTEMAC.sd	568.8	1.761	94.86	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	東京	T-TN-TKY0016.av	109.7	1.505	85.34	620.0	820.0
			T-TN-TKY0016.sd	177.3	1.540	96.90	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	横浜	T-TN-YOKOHAM.av	371.9	1.446	68.20	620.0	820.0
			T-TN-YOKOHAM.sd	641.9	1.477	83.80	620.0	820.0
提案波 2	南海・東南海(Mw8.6)	此花	N-TN-OSKH02.av	91.6	1.650	182.68	625.4	825.4
		N-TN-OSKH02.sd	167.1	1.886	254.86	625.4	825.4	
	南海・東南海(Mw8.6)	津島	N-TN-AIC003.av	218.8	1.979	165.46	625.4	825.4
			N-TN-AIC003.sd	334.7	1.806	186.72	625.4	825.4

各地震動の速度応答スペクトルを、エネルギースペクトルを図 4.1.1～4.1.4 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。

$$V_E = \sqrt{2E/M} \quad (4.1.1)$$

E : 総入力エネルギー入力, M : 建物の総質量

図 4.1.1 に標準波・告示波の速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)を示す。図 4.1.2～4.1.4 に平均値 av と平均値+標準偏差 sd に分けた提案波を大阪, 名古屋, 東京の地域ごとに速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)を用いて示す。

提案波の平均値の速度応答スペクトルは、大阪, 名古屋地区では概ね告示レベルを示し、特定の周期帯はその 1.5～2.0 倍の値を示す。東京地区は告示波レベルの 1/2 程度であり、特定の周期帯で告示波程度になる。平均値+標準偏差 sd 波は、 av 波の 1.5 倍程度のレベルを示す。

提供波の平均値のエネルギースペクトルは、大阪, 名古屋地区では標準波, 告示波より 1.2～1.5 倍大きく、特定の周期帯では 2.0 倍を超える値を示す。東京地区は概ね告示波レベルを示し、特定の周期帯では 1.5 倍程度になる。

図 4.1.5,4.1.6 に標準波, 告示波の加速度時刻歴波形を示す。図 4.1.7,4.1.8 に次項以降で解析に用いた提案波 1 と連動型地震の提案波 2 の加速度時刻歴波形を示す。

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

速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)

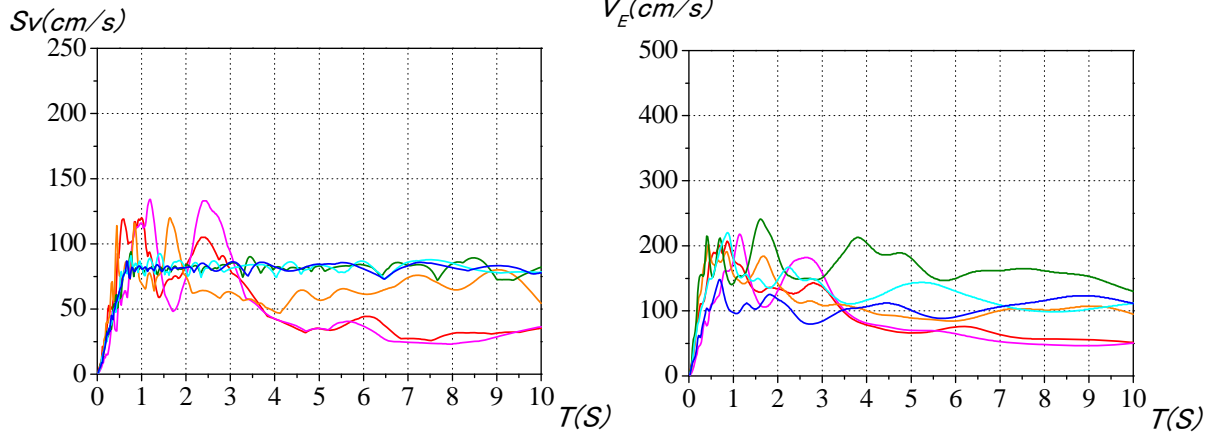
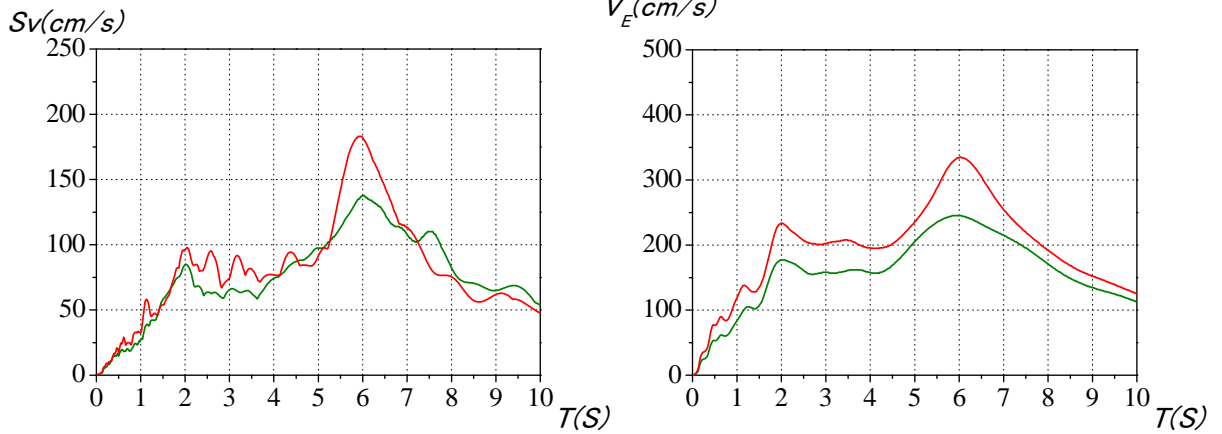


図 4.1.1 標準波・告示波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

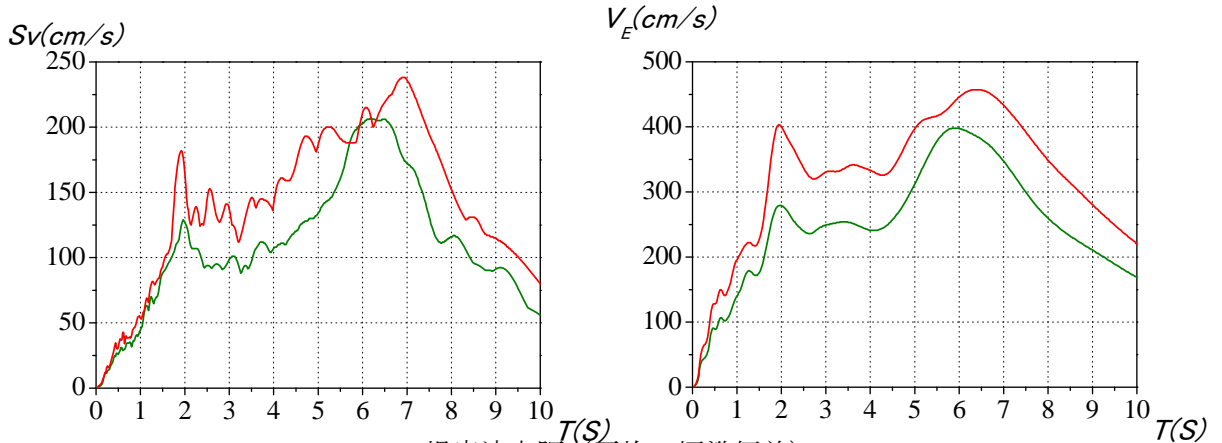


南海地震

南海・東南海地震連動



(a) 提案波大阪 (平均)

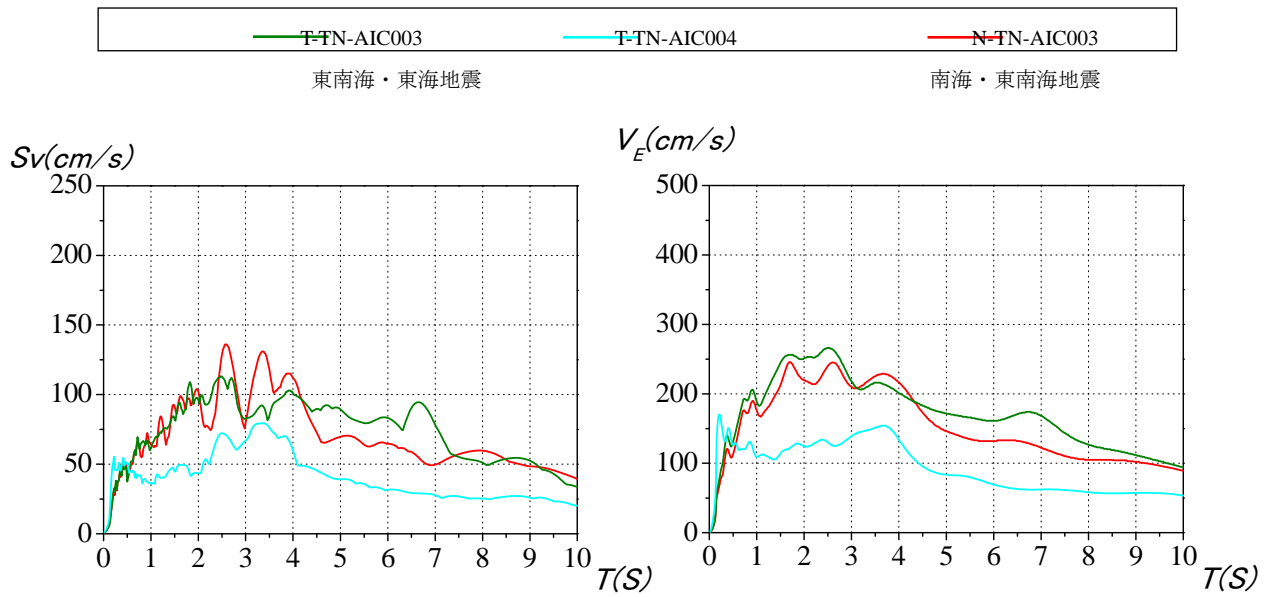


(b) 提案波大阪 (平均+標準偏差)

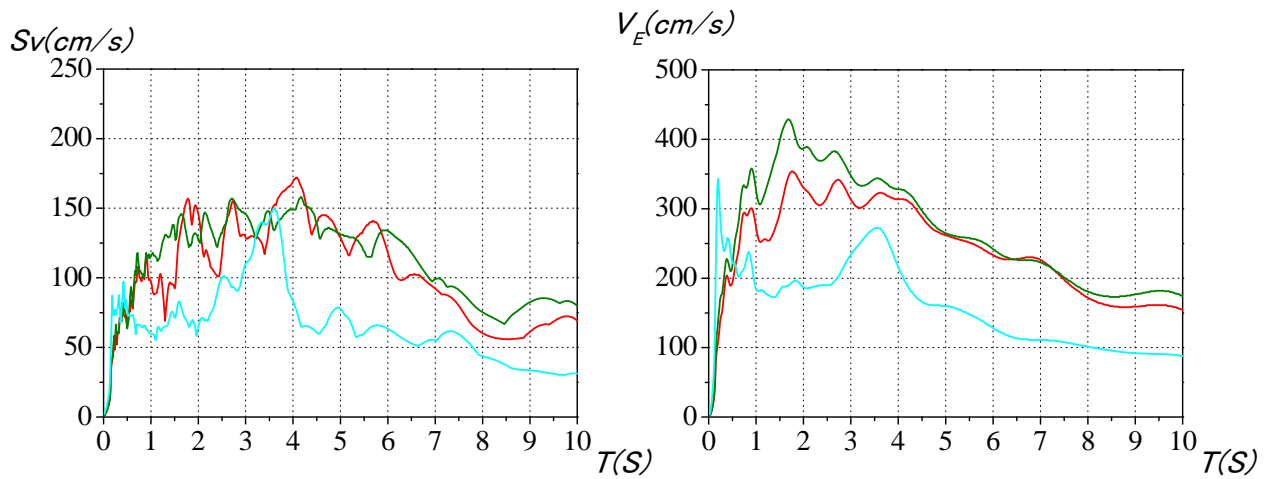
図 4.1.2 大阪における提案波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)



(a) 提供波名古屋 (平均)



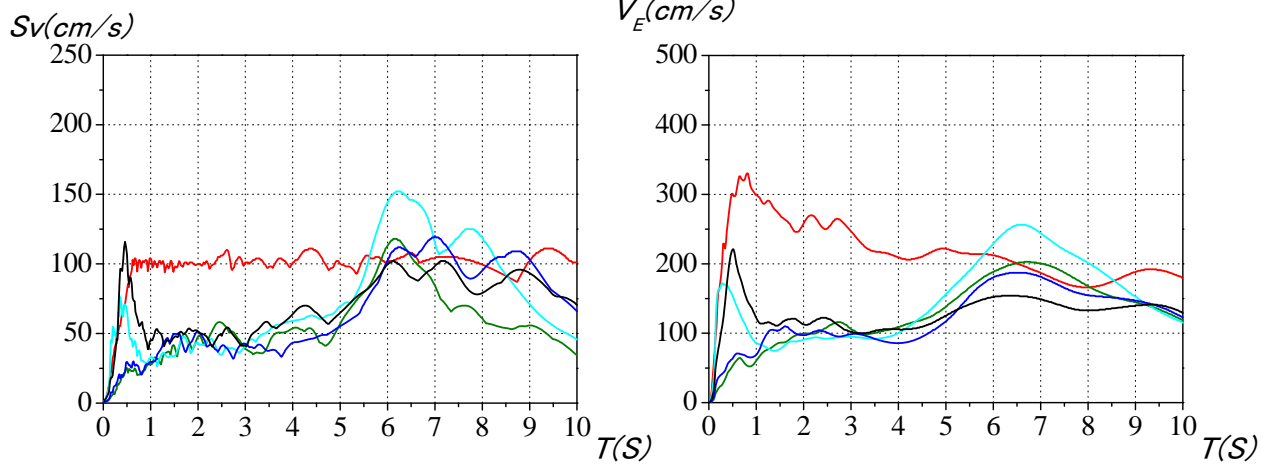
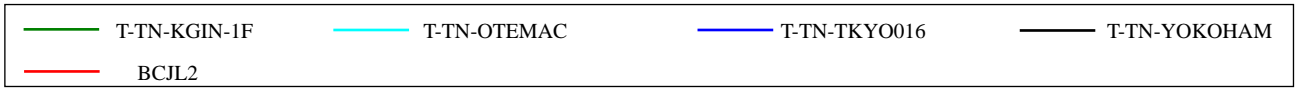
(b) 提案波名古屋 (平均+標準偏差)

図 4.1.3 名古屋予測波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

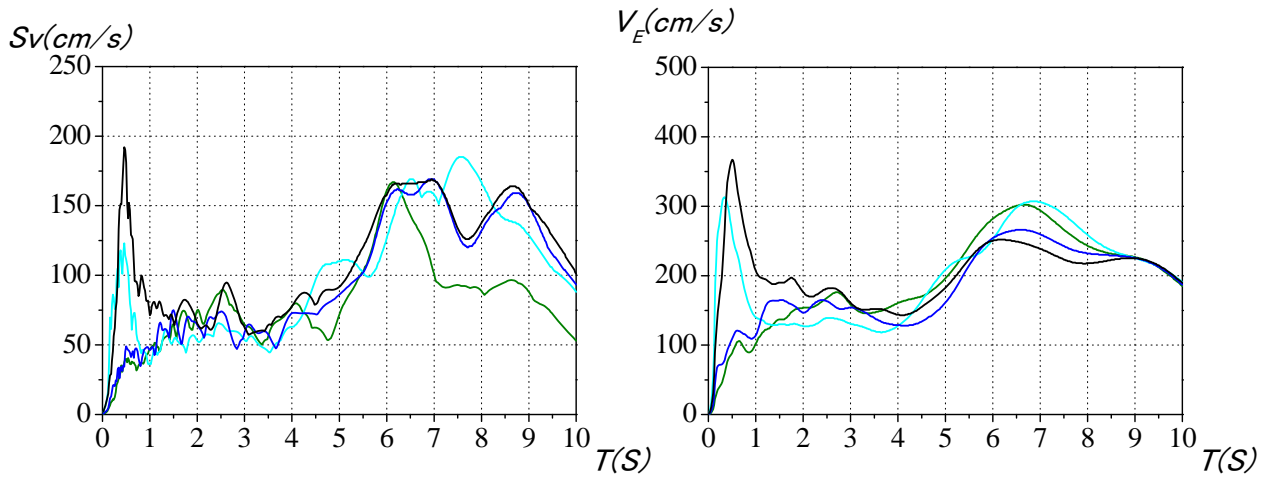
速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)

東南海・東海地震

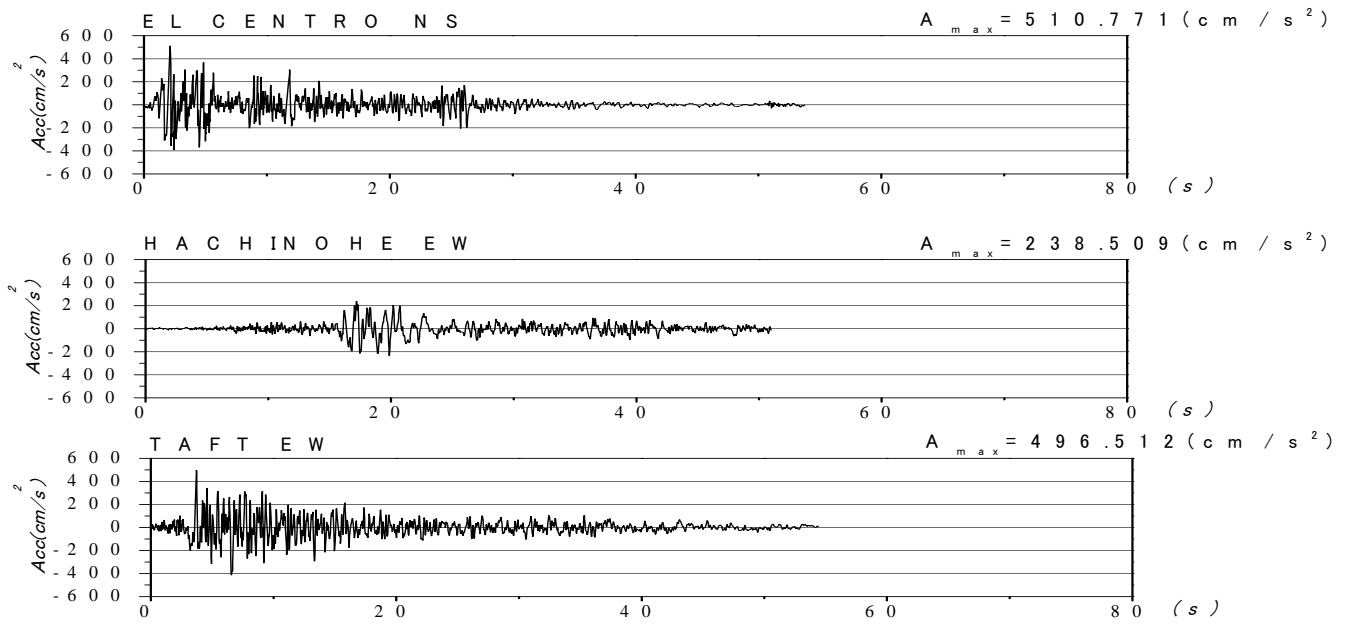


(a) 提案波東京 (平均)

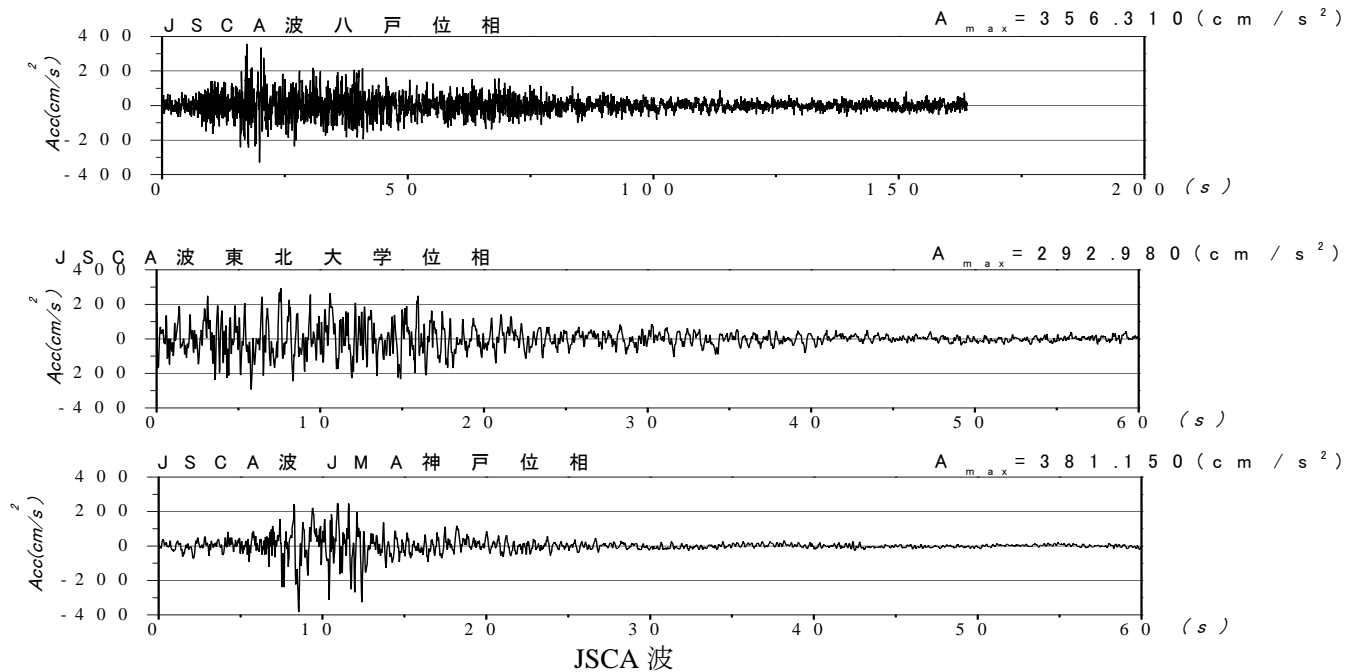


(b) 提案波東京 (平均+標準偏差)

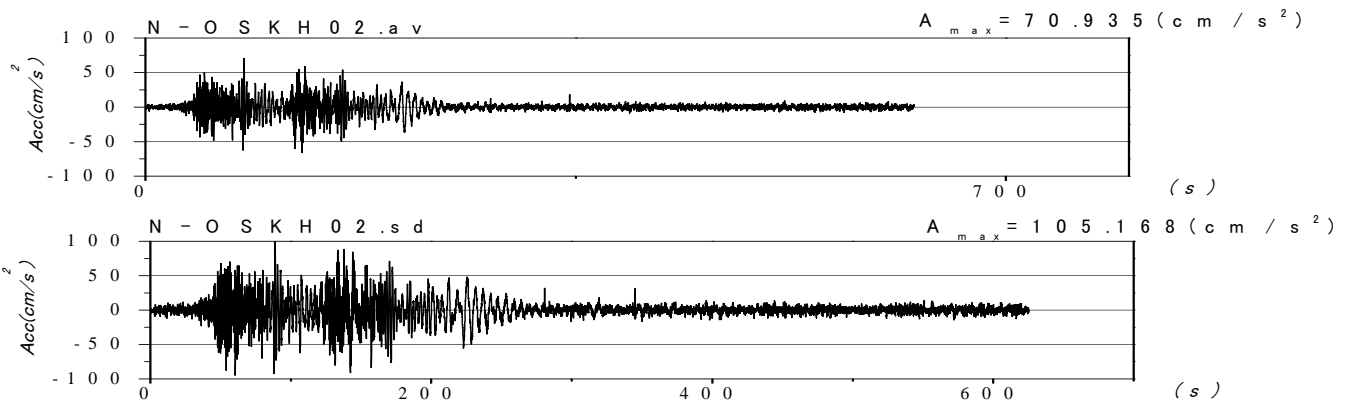
図 4.1.4 東京予測波の応答スペクトルとエネルギースペクトル



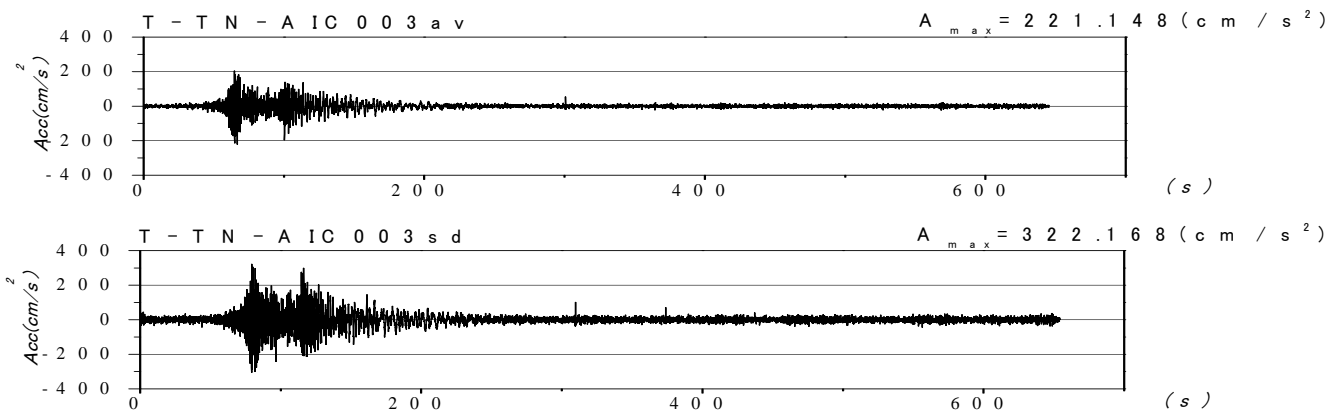
最大速度値を 50cm/s に基準化
 図 4.1.5 標準波の加速度波形



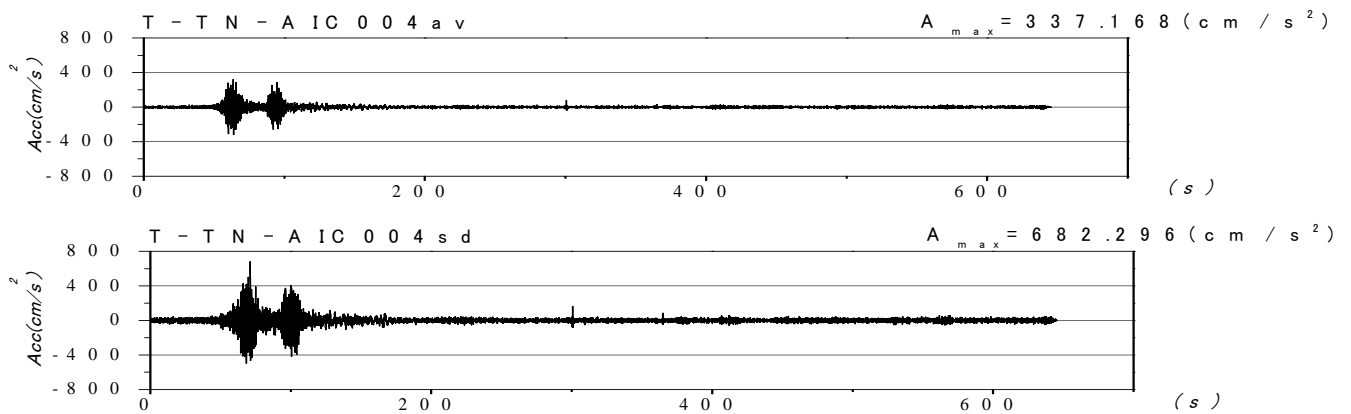
JSCA 波
 図 4.1.6 告示波の加速度波形



(a) 想定南海地震此花 OSKH02



(b) 想定東海・東南海地震の津島 AIC003



(c) 想定東海・東南海地震の名古屋 AIC004

図 4.1.7 提案波 1 の加速度波形

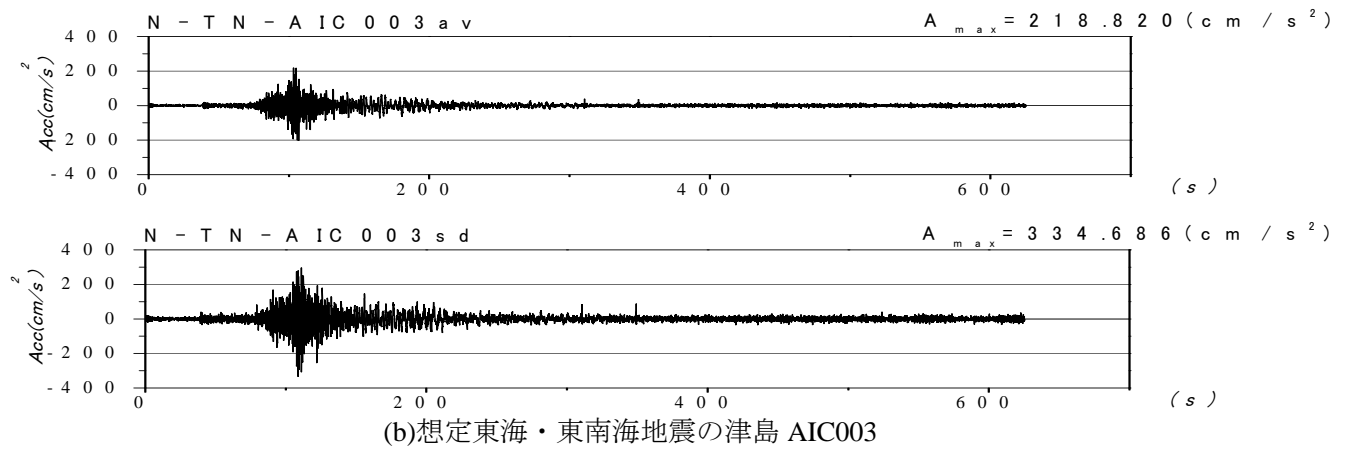
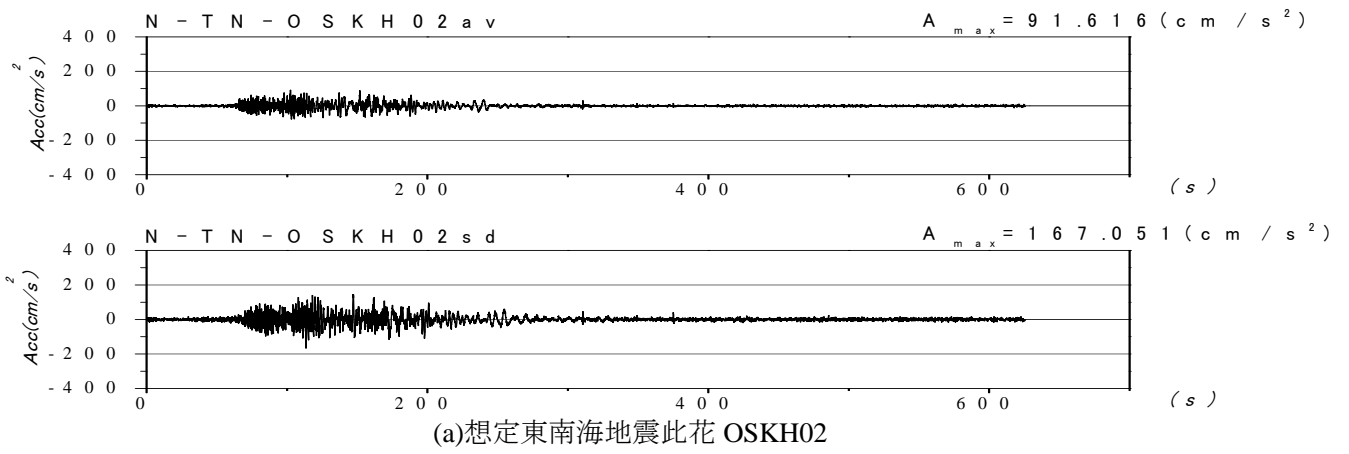


図 4.1.8 提案波の加速度波形

4-2 長周期地震動に対する超高層建築物の応答特性

4-2-1 検討方針

地震動 WG が提案する長周期地震動の波形作成法は、試行段階であり、その適用範囲や誤差等の扱いに関して、建物の応答性状からみた考察が必要である。また、長周期地震動に対する応答性状から、設計上の課題などを抽出することも重要である。

そこで、本章では、長周期地震動の影響を受けやすい約 100m 超の超高層建築物を対象に、地震動 WG が作成した検討用長周期地震動に対する地震応答解析を行った結果を紹介し、その結果を考察する。

超高層建築物に対する検討は「建物応答 WG」の下に設置された「超高層 SWG」を中心に行われた。解析した建物モデルは、実存する超高層建築物から、建物高さや構造形式にバリエーションをもたせるように選択し、建物が特定できないようにスパンや階高を適宜調整したものである。作業量を軽減するために、あえて耐力を揃えるなどの（設計変更に近い）大きな調整はしていない。そのため、比較的、実存する超高層建築物に近い性能になっていると思われる。一方、耐力のばらつきの影響を把握するために、標準化された超高層建物モデルを用いたパラメトリック・スタディも並行して実施した。さらに、P- δ 効果や復元力特性の繰り返し劣化性状など、応答結果に影響を及ぼすと考えられる要因について、別途、検討を行った。

なお、4.2.2、4.2.3、4.2.5 節については、第 1 章 1-1 の図 1.1a に示す「超高層 SWG」において詳細な解析を実施しているが、本章ではその要点のみ示す。

4-2-2 鋼構造超高層

(1) 検討用建物

表 4.2.1 に検討用超高層 S 造建物一覧表を示す。また、図 4.2.1 にプロポーシオンや略伏軸組図等を示す。

(2) 応答解析結果および考察

表 4.2.3 に、応答最大値の一覧を示す。また、図 4.2.2 および図 4.2.3 に、「平均波」および「平均+標準偏差波」に対する最大層間変形角の分布をそれぞれ示す。

以下に、応答結果の傾向を簡略に示す。

- ・ 平均波による応答では 230m 級建物で層間変形角 1/66、塑性率 2.8、また 250m 級建物で層間変形角 1/88、塑性率 1.9 といった大きな値が出ているが、他はほぼ従来のレベル 2 地震動に対するクライテリア以内である。
- ・ 高さ 200m 未満と 200m 以上で大きな応答値を示す入力地震動が変わり、前者が津島 (AIC003)、後者が此花 (OSKH02) であり、検討用長周期地震動の卓越周期とピーク高さによるものと推測される。名古屋 (AIC004) は短・中周期成分の入力が大きく、低層部で加速度応答が大きくなっている。
- ・ 建物毎にリダンダンシーも異なるはずであるが、その影響よりも地震動との共振レベルにあるかどうかということが、応答値を左右する。
- ・ 純ラーメン系の建物は、損傷が特定階に集中する傾向、ブレース系は損傷が分散する傾向にある。

- ・ 累積塑性変形倍率は、ポリリニアール系復元力の第一折れ点を基点に計算しているものと、当該復元力を履歴面積等価の完全弾塑性型復元力に置き換えたときの折れ点を基点に計算しているものがあり、算定の仕方を統一する必要がある。数字としては 50 ぐらいまで間でかなりばらつきがある。

表 4. 2. 1 検討用超高層 S 造建物一覽表 (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	センターコアー 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 : 3. 3sec Y 方向 : 3. 6sec	□-700 × 700 (60) H-900 × 350 (40)	SM490	片コアー 低降伏点鋼壁パネル・H 型間柱
140m級	142	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	□-700 × 700 (70) H-800 × 300 (28)	SM490 SM490	センターコアー 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. 4sec Y 方向 : 5. 4sec	□-800 × 800・CFT (60) H-900 × 400 (40)	HBL355 SM490	センターコアー (コの字型プラン) 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. 0sec Y 方向 : 7. 0sec	□-800 × 800・CFT (80) H-1000 × 400 (36)	SM490 SM520 SA440	センターコアー (コの字型プラン) ンドブレース, 粘性系ダンパー 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	センターコアー 一部に大組的な架構

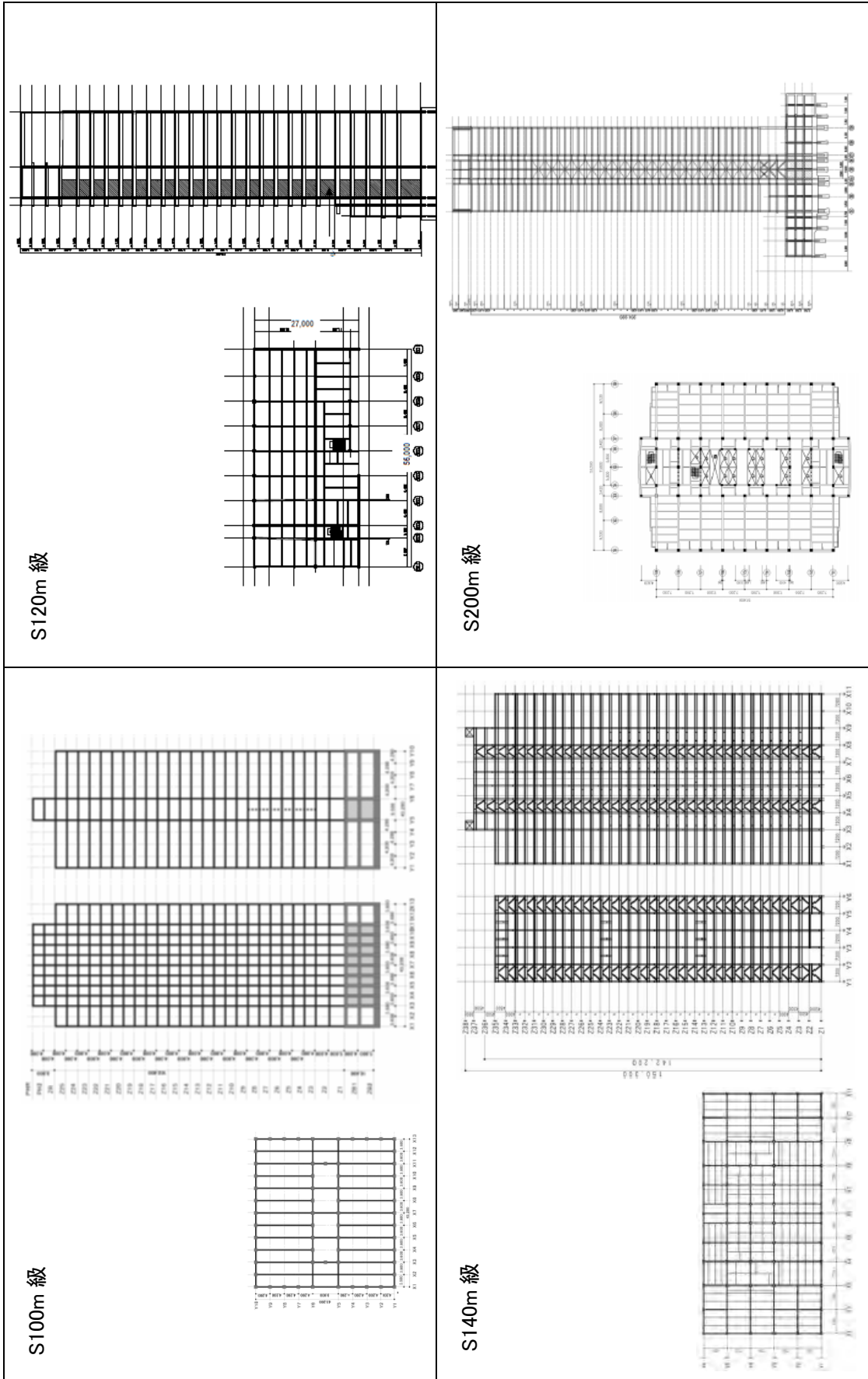


図 4.2.1 検討用超高層 S 造建物の伏図、軸組図

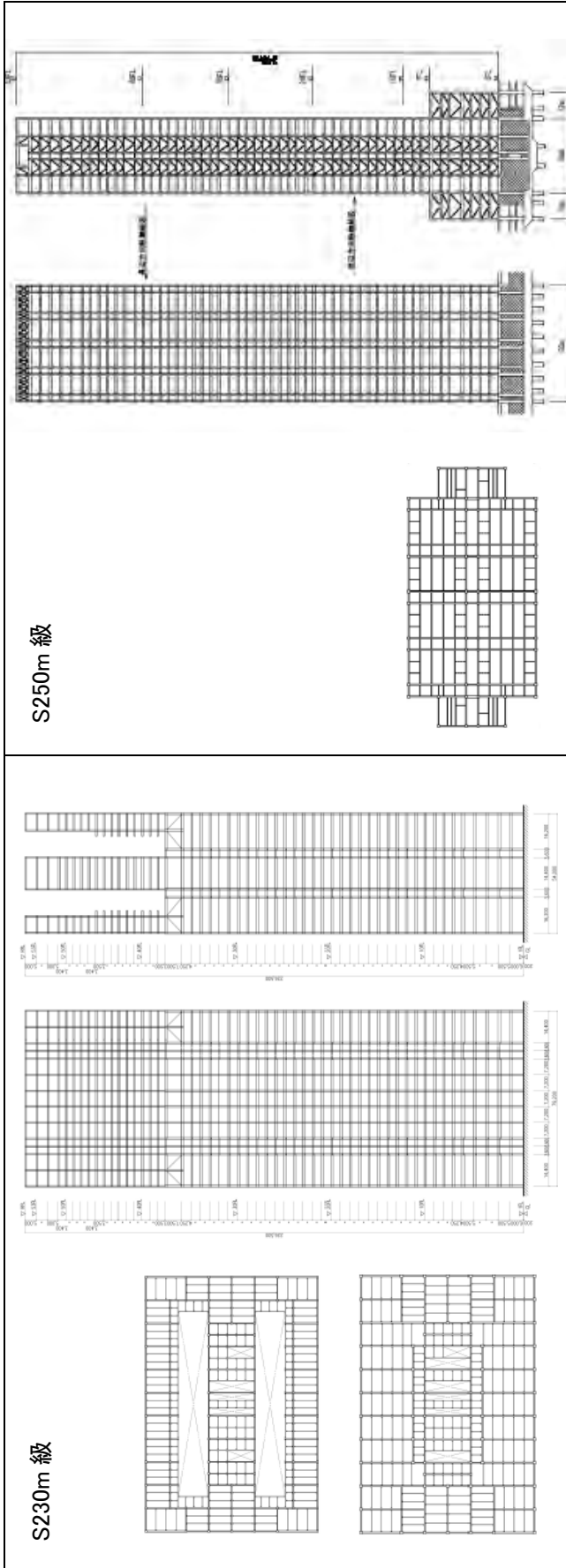


図 4.2.1 検討用超高層 S 造建物の伏図、軸組図 (つづき)

表 4.2.2 超高層 S 造建物検討結果一覽表

S 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値						
				平均波		平均 + σ 波 (付章参考値)		塑性率	塑性率	
				層間変形角	塑性率	層間変形角	塑性率			
100m 級	102m 25	0.100	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/123 (5F : 津島 (AIC003)) 1/ 97 (10F : 津島 (AIC003))	1.34 (5F : 津島 (AIC003)) 1.58 (10F : 津島 (AIC003))	1/119 (10F : 津島 (AIC003)) 1/ 70 (10F : 津島 (AIC003))	1.37 (5F : 津島 (AIC003)) 2.21 (12F : 津島 (AIC003))		
120m 級	120m 26	0.075	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/176 (6F : 津島 (AIC003)) 1/172 (3F : 津島 (AIC003))	1.27 (7F : 津島 (AIC003)) 1.05 (5F : 津島 (AIC003))	1/ 115 (7F : 津島 (AIC003)) 1/ 136 (6F : 津島 (AIC003))	2.09 (7F : 津島 (AIC003)) 1.37 (6F : 津島 (AIC003))		
140m 級	140m 35	0.073	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/108 (14F : 津島 (AIC003)) 1/101 (16F : 津島 (AIC003))	2.09 (14F : 津島 (AIC003)) 2.16 (16F : 津島 (AIC003))	1/ 90 (11F : 津島 (AIC003)) 1/ 86 (16F : 津島 (AIC003))	2.53 (11F : 津島 (AIC003)) 2.71 (13F : 津島 (AIC003))		
200m 級	200m 46	0.055	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/102 (21F : 此花 (OSKH02)) 1/111 (32F : 津島 (AIC003))	1.42 (7F : 此花 (OSKH02)) 1.42 (10F : 津島 (AIC003))	1/ 72 (18F : 此花 (OSKH02)) 1/ 85 (32F : 津島 (AIC003))	2.00 (19F : 此花 (OSKH02)) 2.07 (27F : 津島 (AIC003))		
230m 級	230m 53	0.045	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/138 (16F : 此花 (OSKH02)) 1/ 66 (4F : 此花 (OSKH02))	1.95 (12F : 此花 (OSKH02)) 2.82 (17F : 此花 (OSKH02))	1/ 91 (16F : 此花 (OSKH02)) 1/ 46 (29F : 此花 (OSKH02))	2.96 (12F : 此花 (OSKH02)) 4.05 (17F : 此花 (OSKH02))		
250m 級	256m 55	0.055~ 0.075	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/ 83 (11F : 此花 (OSKH02)) 1/170 (32F : 此花 (OSKH02))	1.9 (11F : 此花 (OSKH02)) 1.2 (33F : 此花 (OSKH02))	1/ 56 (11F : 此花 (OSKH02)) 1/123 (33F : 津島 (AIC003))	2.9 (11F : 此花 (OSKH02)) 1.7 (40F : 津島 (AIC003))		

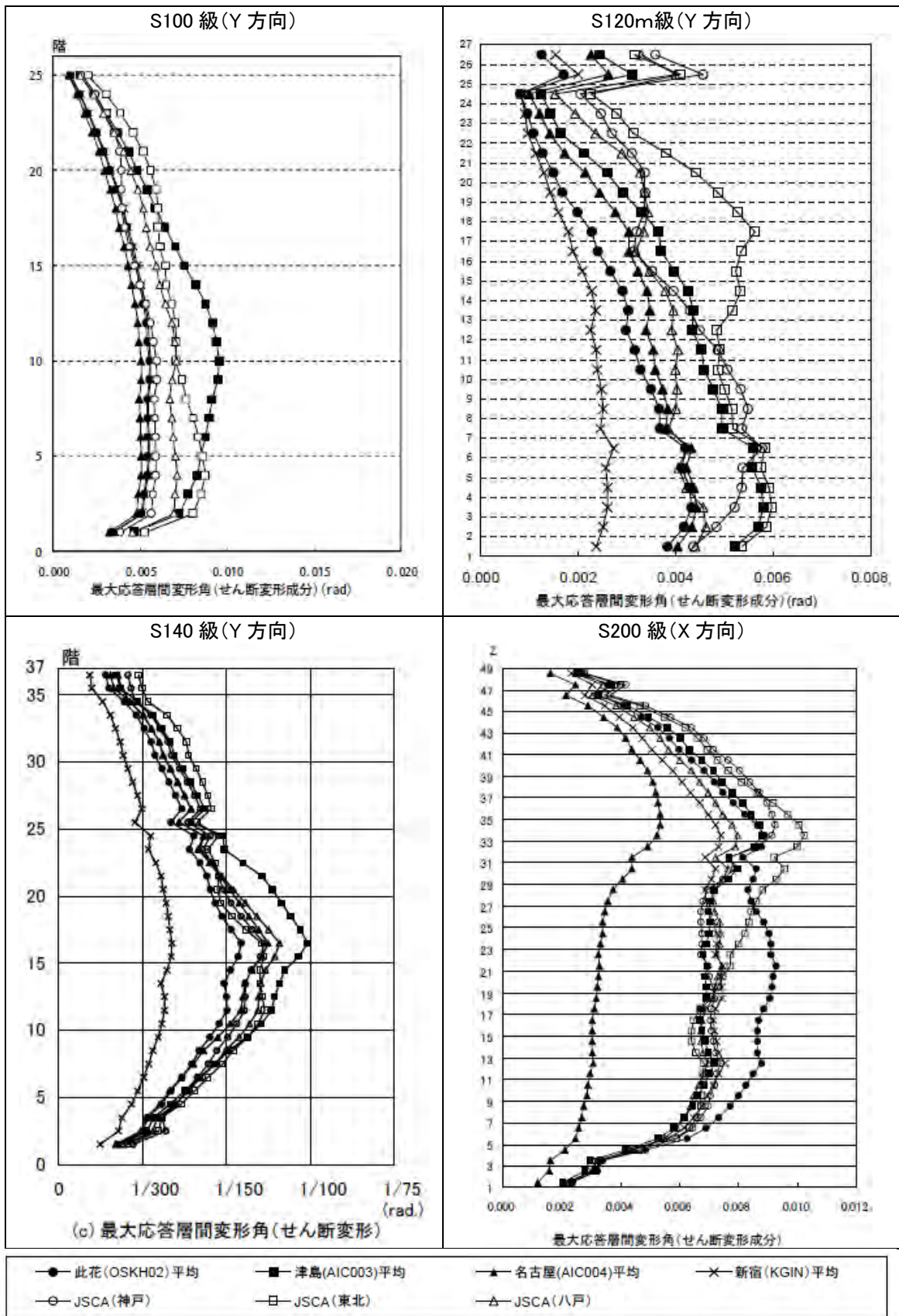


図 4.2.2 最大層間変形角の分布 (平均値)

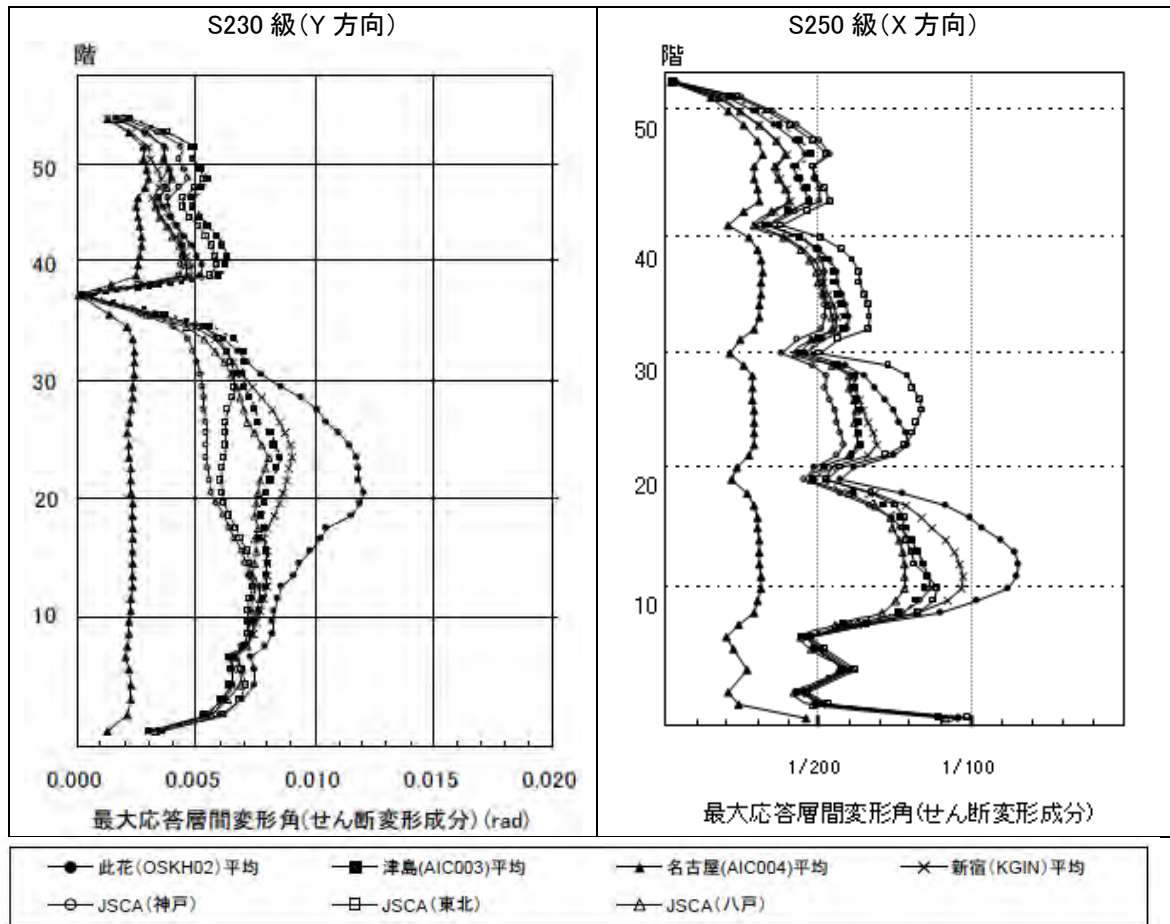


図 4.2.2 最大層間変形角の分布 (平均波、つづき)

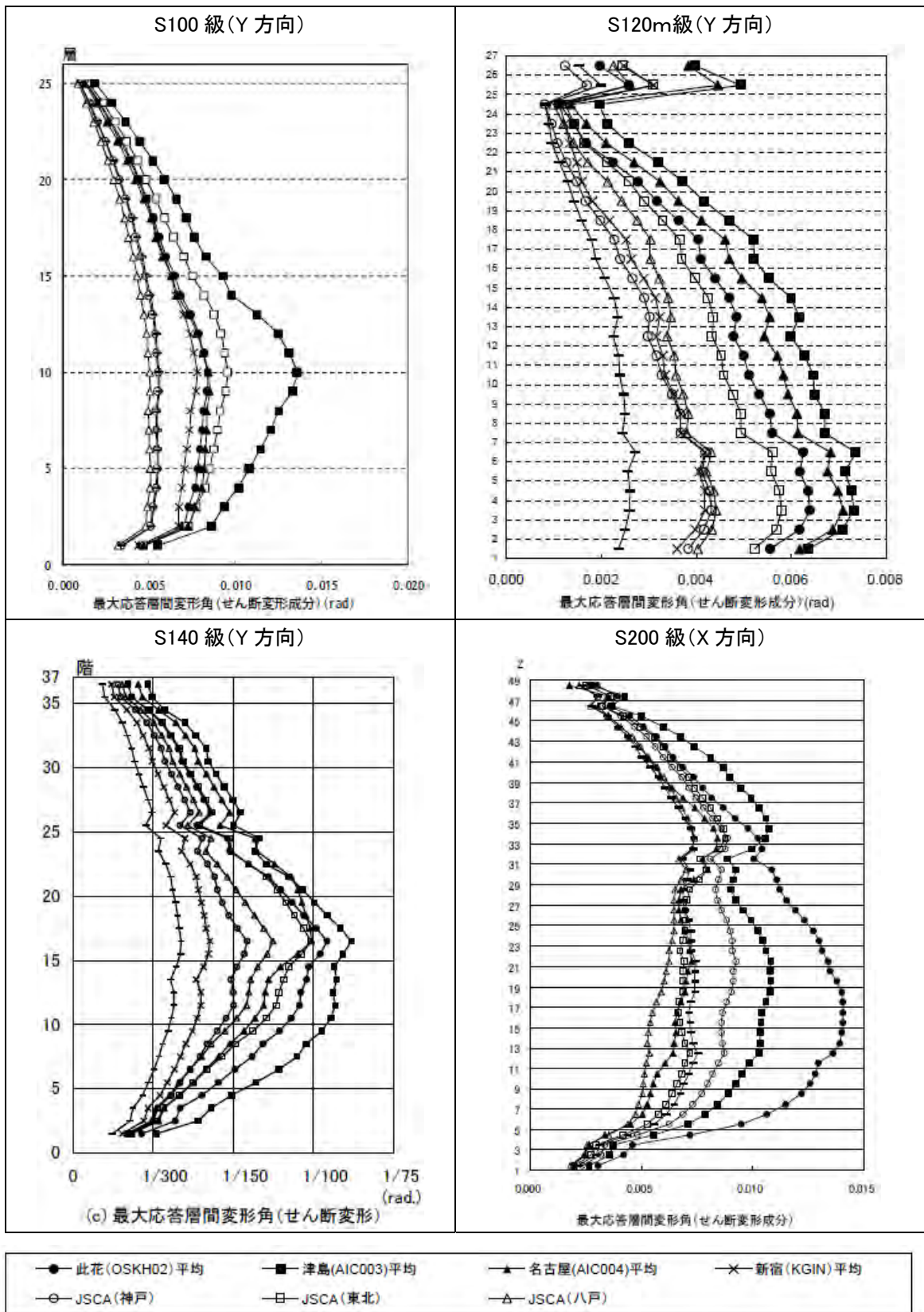


図 4.2.3 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波)

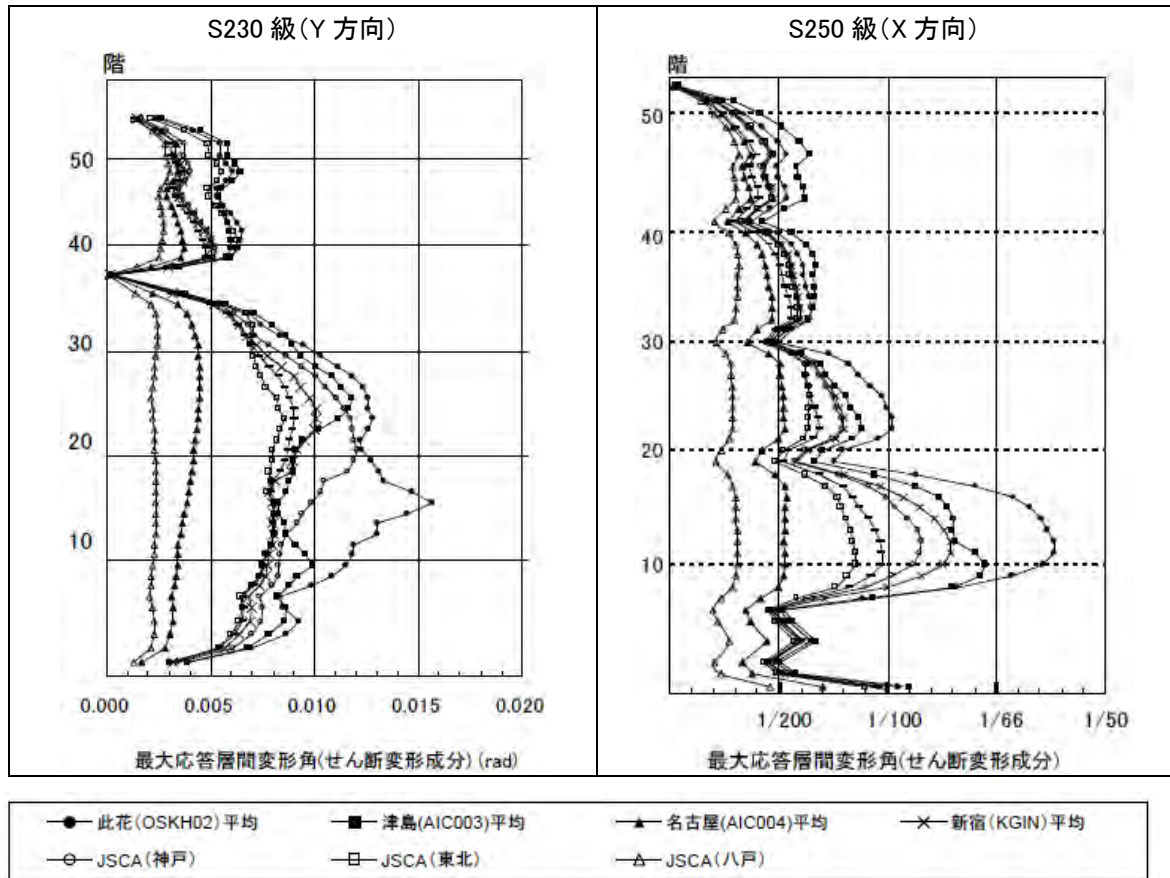


図 4.2.3 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波、つづき)

4-2-3 鉄筋コンクリート造超高層

(1) 検討用建物

表 4.2.3 に検討用超高層 RC 造建物一覧表を示す。また、図 4.2.4 にプロポーシオンや略伏軸組図等を示す。

(2) 応答解析結果および考察

表 4.2.4 に、応答最大値の一覧を示す。また、図 4.2.5, 図 4.2.6 に、「平均波」および「平均+標準偏差波」に対する最大層間変形角の分布をそれぞれ示す。

以下に、応答結果の傾向を簡略に示す。

- ・ 平均波による応答では、180m 級建物でレベル 2 地震動に対するクライテリアを超えるが、他はほぼクライテリア以内である。
- ・ 90m 級及び 115m 級建物が大きな応答値を示す入力波は津島(AIC003)、その他は概ね此花(OSKH02)であり、検討用長周期地震動の卓越周期とピーク高さによるものと推測される。名古屋(AIC004)は短・中周期成分の入力が大きく、加速度応答が大きくなっている。
- ・ RC 造ラーメン系建物では、柱・梁の曲げひび割れ生起による剛性低下が生じ、弾性周期と比べて振動実効周期が 1.2~1.5 倍程度長くなるため、その周期帯域に卓越周期を持つ長周期地震動にのみ大きな応答値を呈している。
- ・ 検討対象建物は全てラーメン系の架構形式であり、モデル化にも因るが平均波+ σ 波による応答では特定の範囲の層に損傷が集中して層間変形角が増大する傾向も確認される。

表 4.2.3 検討用超高層 RC 造建物一覧表 (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 せん断補強筋強度	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

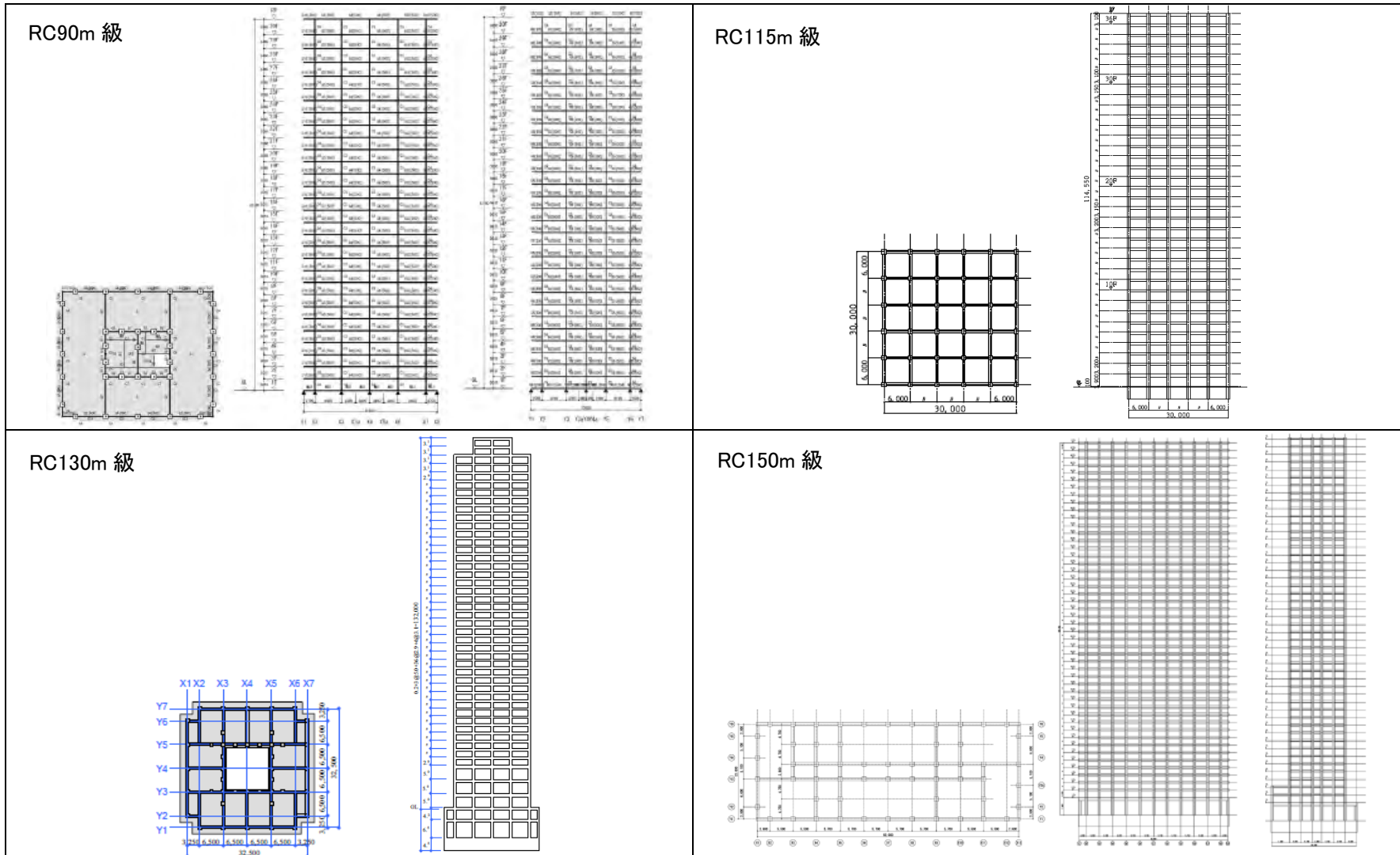


図 4.2.4 検討用超高層 RC 造建物の伏図、軸組図

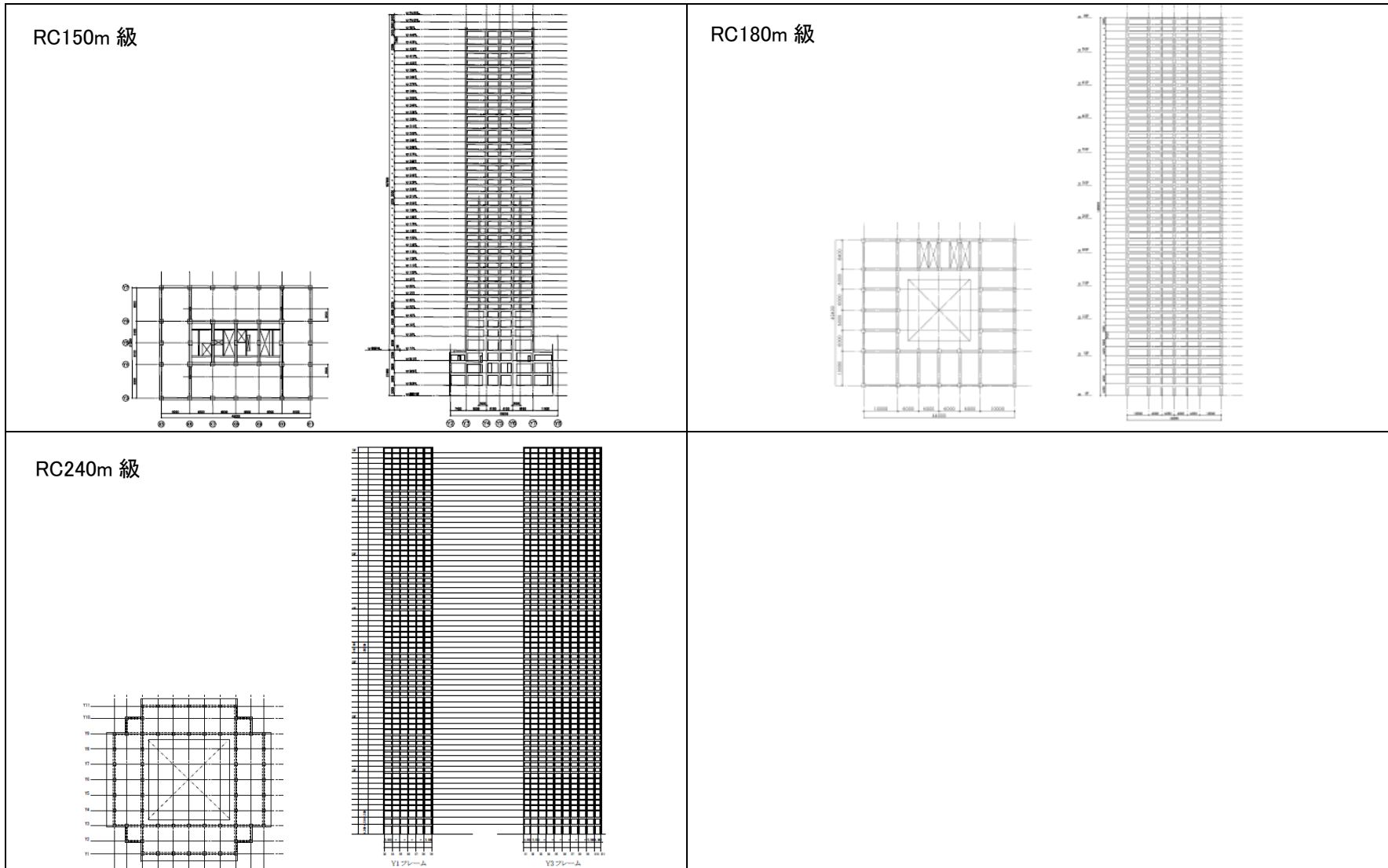


図 4. 2. 4 検討用超高層 RC 造建物の伏図、軸組図 (つづき)

表 4.2.4 超高層RC造建物検討結果一覧表

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		平均+ σ 波 (付章参考値)	
					層間変形角	塑性率 ^{※1}	層間変形角	塑性率 ^{※1}
90m級	93.1m 30	0.103	部材精算モデル	X方向	1/185(13F:津島(AIC003))	0.93(19F:津島(AIC003))	1/119(19F:津島(AIC003))	1.70(19F:津島(AIC003))
				Y方向	1/209(10F:津島(AIC003))	1.05(19F:津島(AIC003))	1/122(19F:津島(AIC003))	3.03(19F:津島(AIC003))
115m級	114.5m 36		等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/162(18F:津島(AIC003))	0.67(19F:津島(AIC003))	1/56(18F:津島(AIC003))	2.07(18F:津島(AIC003))
				Y方向	同上	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	1/103(8F:此花(OSKH02))	1.49(9F:此花(OSKH02))	1/48(10F:此花(OSKH02))	3.41(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	同上	同上	同上
150m級 (その1)	150.5m 47	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/143(15F:津島(AIC003))	1.02(2F:津島(AIC003))	1/55(15F:津島(AIC003))	2.65(15F:津島(AIC003))
				Y方向	1/114(16F:此花(OSKH02))	0.92(8F:此花(OSKH02))	1/66(11F:此花(OSKH02))	1.73(8F:此花(OSKH02))
150m級 (その2)	151.5m 44	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/108(21F:此花(OSKH02))	1.51(1F:此花(OSKH02))	1/58(9F:此花(OSKH02))	2.63(9F:此花(OSKH02))
				Y方向	1/123(23F:此花(OSKH02))	1.67(1F:此花(OSKH02))	1/66(29F:津島(AIC003))	2.65(1F:此花(OSKH02))
180m級	180.8m 54	0.050	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/65(9F:此花(OSKH02))	2.12(7F:此花(OSKH02))	1/47(10F:此花(OSKH02))	2.88(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	1/66(10F:此花(OSKH02))	2.00(10F:此花(OSKH02))	1/51(10F:此花(OSKH02))	2.62(7F:此花(OSKH02))
240m級	242.2m 70	0.032	部材精算モデル	X方向	1/118(22F:此花(OSKH02))	1.31(43F:此花(OSKH02))	1/97(19F:此花(OSKH02))	1.77(42F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	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。

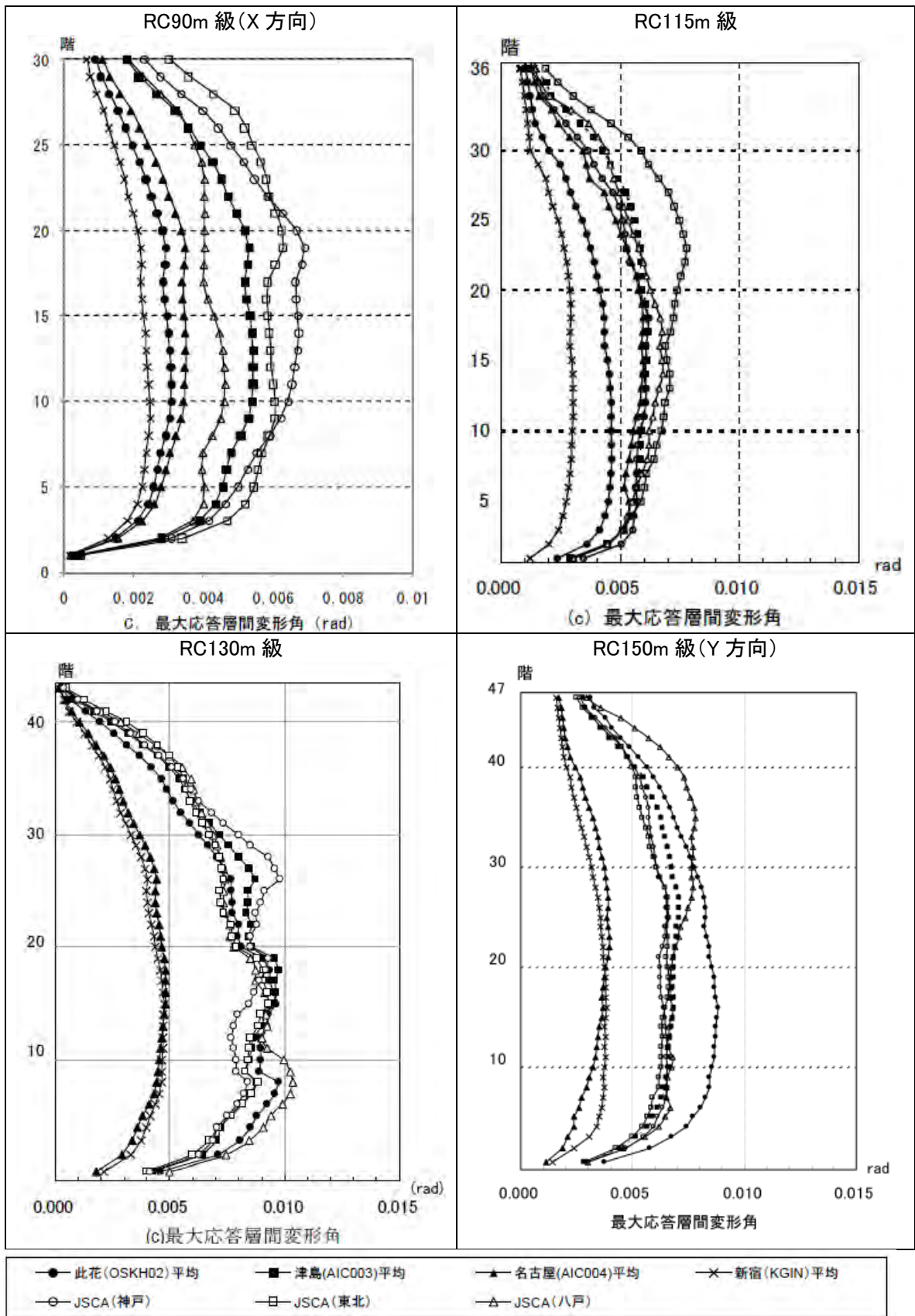


図 4.2.5 最大層間変形角の分布 (平均波)

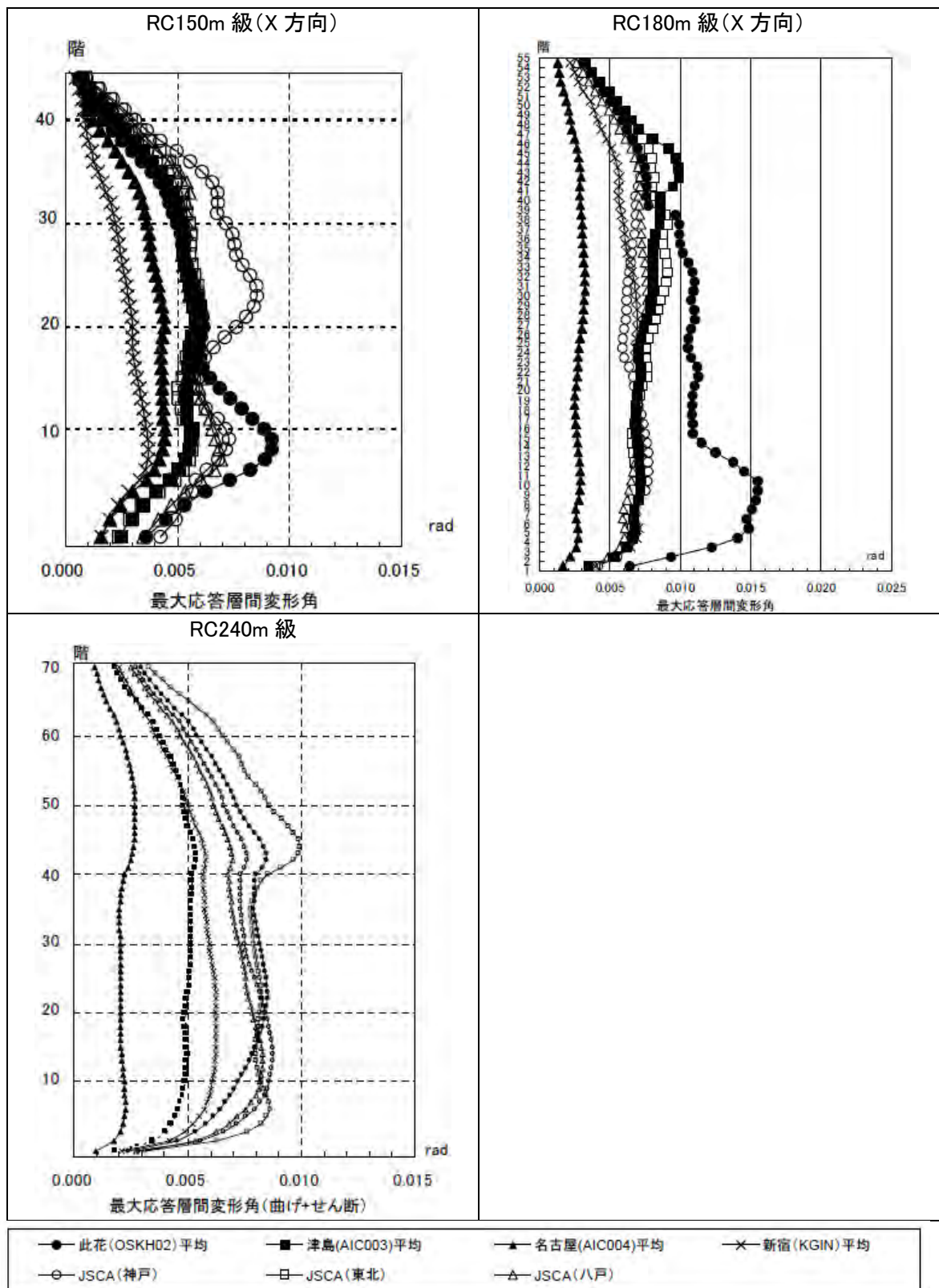


図 4.2.5 最大層間変形角の分布 (平均波、つづき)

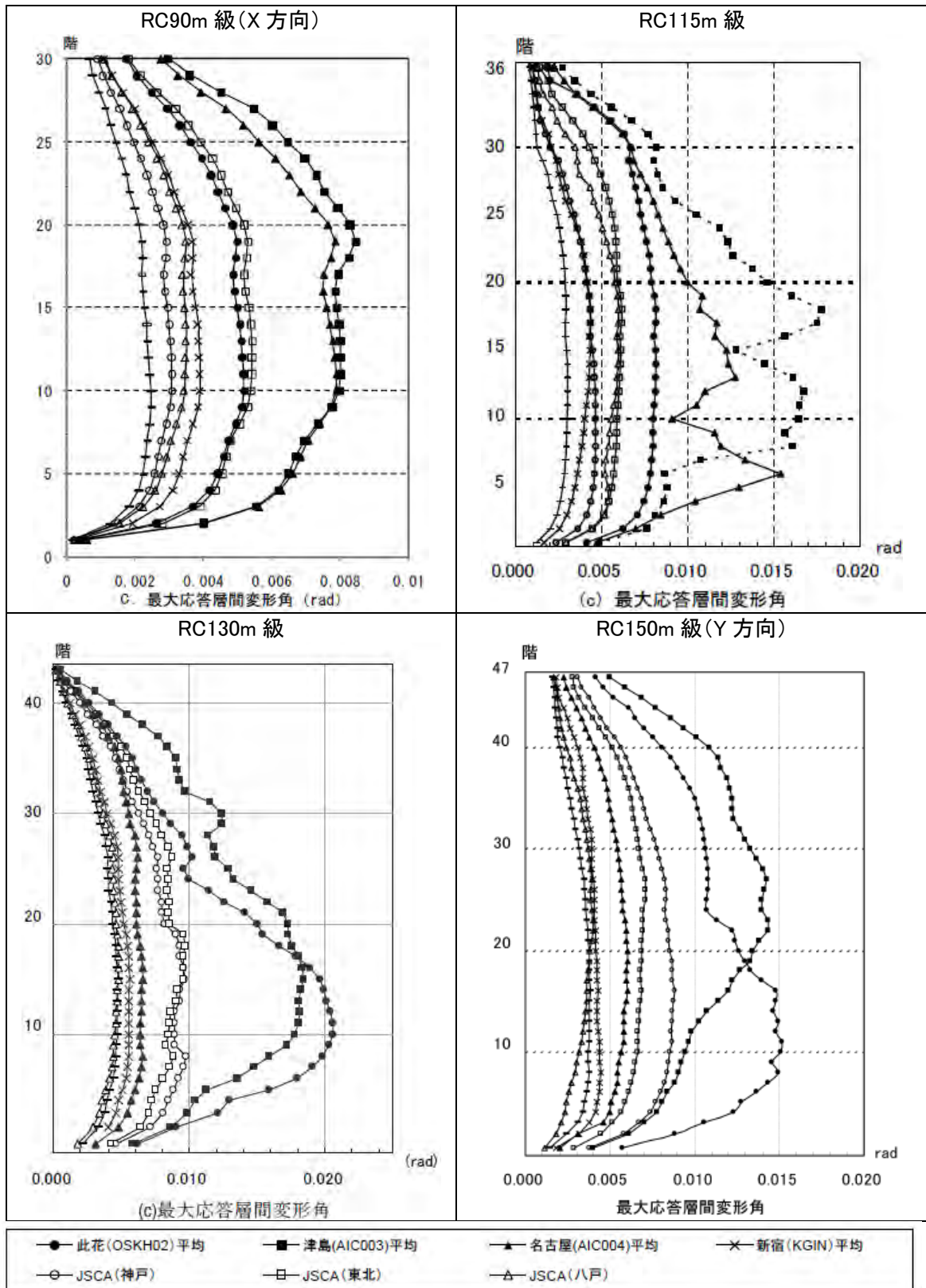


図 4.2.6 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波)

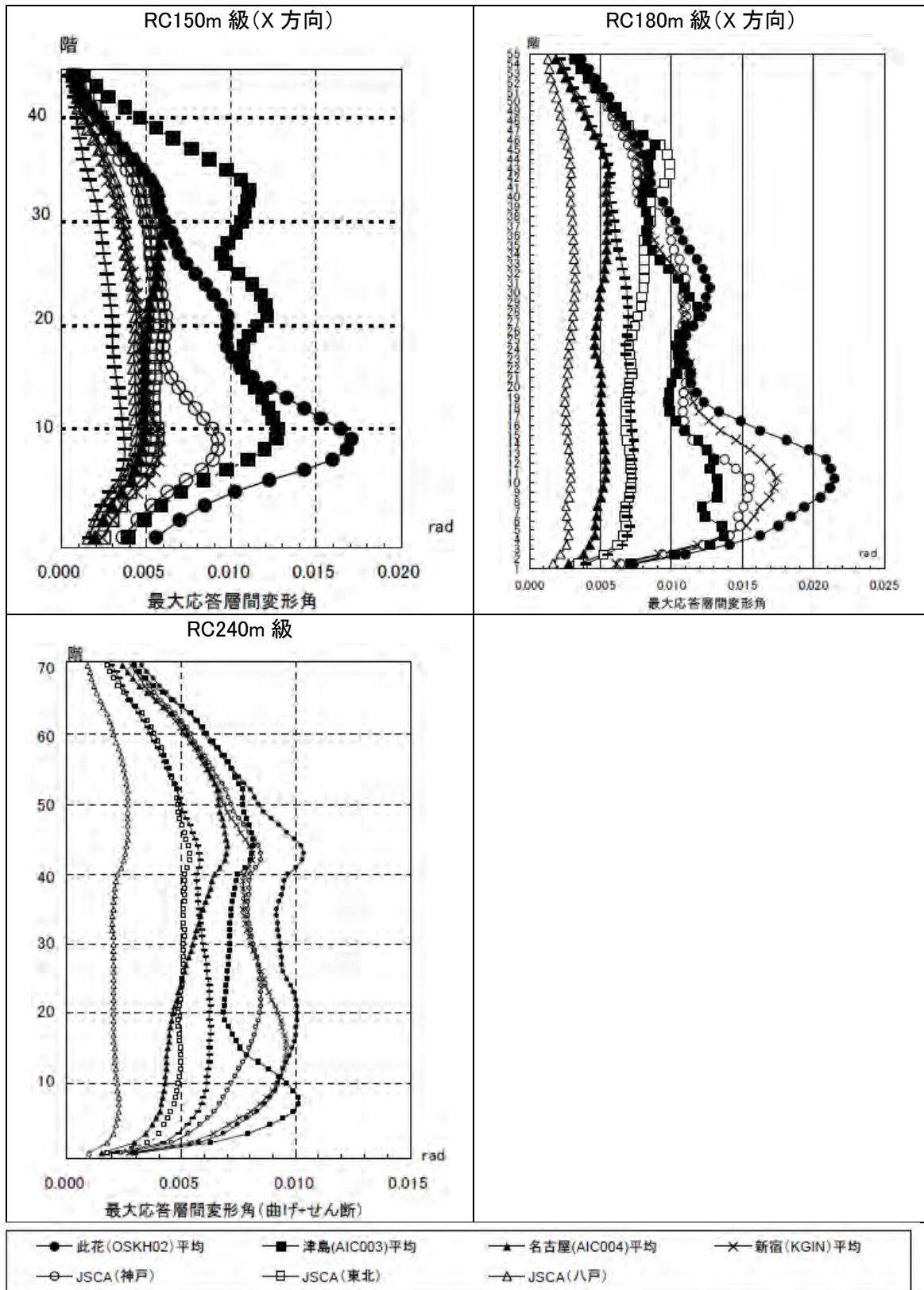


図 4.2.6 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波、つづき)

4-2-4. 質点系によるパラメトリック解析

(1) 解析条件

a) 解析の目的

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の地震応答性状を明らかにするために、ここでは既存の超高層鉄骨建物の評定資料の建物各層の耐力分布や質量分布等の統計的なデータに基づいて、超高層鉄骨造建物の標準化解析モデルを作成し、図 4.2.7 に示すような質点系モデルによる地震応答解析を行なう。本報告では、現在提案されている長周期地震動を用いて、この質点系標準化モデルを用いた地震応答解析を行ない、その結果得られた最大応答変形等について示す。

b) 超高層鉄骨造建物の質点系標準化モデルの作成方法

ビルディングレターや高層評定資料等に基づき、標準的な鉄骨造超高層建物のモデルを作成した。高層評定資料により求める場合には、1) 鉄骨ラーメン構造のもの（低層も含む）、2) 各層のスケルトンを作成する際にプッシュオーバー解析を行っているもの、3) 純せん断で解析モデルを作成しているもの、4) トリリニアモデルを用いており各折れ点の情報がある資料を抽出し、それらの平均から標準モデルを定めた。これらの条件を満たす建物は 16 棟あり、この 16 棟の平均的なモデルを作成する。16 棟の階数の範囲は 27 階から 46 階である。

各棟につき、ひとつの値や分布を定めている固有周期やベースシア係数、層せん断力係数分布については、ビルディングレターや既往の研究を参考にして、標準値を定めた。以下では、質点数（階数）を 30 質点とした場合の標準モデルを示す。

1) 固有周期 T_1

文献 (1) により T_1 は以下の式で表される。

$$T_1 = 0.108N \quad \text{よって} \quad T_1 = 3.24[\text{sec}]$$

2) ベースシア係数 CB

文献 (2) により CB は以下の式で表される。

$$CB = 0.31/T_1 \quad \text{により} \quad CB = 0.0957$$

3) 層せん断力係数分布

ビルディングレターを調査したところ、100m 以上の 291 棟の鉄骨造超高層では、149/291 が A_i 、112/291 が予備解析、30/291 がその他であった。

A_i 分布を仮定する。

4) 2) と 3) により設計用層せん断力係数分布 C_i を求める。

5) 重量分布 W_i

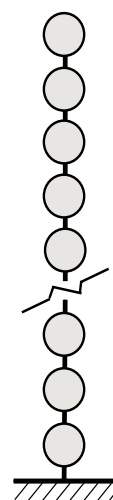


図 4.2.7 質点系モデル

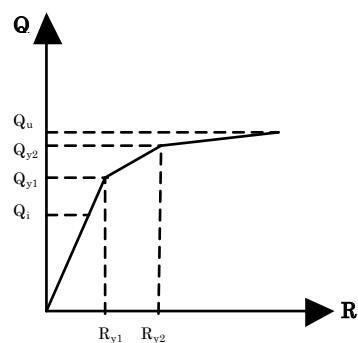


図 4.2.8 各折れ点の記号

調査した 16 棟を対象に基準高さに対する平均的な重量分布を求めた。(図 4.2.9(a)) 全重量を 30000t と仮定して、各層重量を求める。

$$\left(\text{重量分布} : \frac{W_i}{\sum_{k=1}^N (W_k/N)} = 1.93 - 8.73x + 30.5x^2 - 52.7x^3 + 45.7x^4 - 16.0x^5 \right. \quad \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

6) 各層の設計用層せん断力 (以下の記号は図 3.4-2 参照)

$$Q_i = C_i \times \sum W_i \quad \text{により定める。}$$

7) 第一折れ点の変形角 R_{y1}

調査した 16 棟を対象にして基準高さに対する第一折れ点の変形角の分布により各層の変形角 R_{y1} を求める。(図 4.2.9(b))

$$\left(\text{第一折れ点の変形角の分布} : R_{y1} = 0.0025 + 0.0305x - 0.125x^2 + 0.264x^3 - 0.266x^4 + 0.0991x^5 \right. \\ \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

8) 第二折れ点の変形角 R_{y2}

調査した 16 棟を対象にして基準高さに対する第二折れ点の変形角の分布により各層の変形角 R_{y2} を求める。(図 4.2.9(c))

$$\left(\text{第二折れ点の変形角の分布} : R_{y2} = 0.0038 + 0.0483x - 0.198x^2 + 0.201x^3 - 0.385x^4 + 0.137x^5 \right. \\ \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

9) 耐力比分布

Q_{y1}/Q_i の比の分布の平均は以下の通り。(図 4.2.9(d)) この分布を使い Q_{y1}/Q_i を定める。

$$Q_{y1}/Q_i = 1.59 - 1.67x - 4.46x^2 - 3.36x^3 - 0.667x^4 + 1.76x^5$$

Q_{y2}/Q_{y1} の比の分布の平均は以下の通り。(図 4.2.9(e)) この分布を使い Q_{y2}/Q_{y1} を定める。

$$Q_{y2}/Q_{y1} = 1.29 + 0.673x - 2.64x^2 + 4.25x^3 - 2.85x^4 + 0.550x^5$$

これらから、 Q_{y1} と Q_{y2} を定める。

10) 剛性比 $K3/K1$

$K3/K1$ の分布を図 4.2.9(f) に示した。建物ごとに傾向が大きく異なり、高さ方向の平均を取ることにあまり意味がないため、全層の平均値を使うこととした。平均値は以下の通り。

$$K3=K1 \times 0.272$$

以上の方法により定めた各層の値は、表 4.2.5 の通り。

11) 耐力の調整

上記に従って、各層のスケルトンを定め、結果として得られる固有周期が 1) と異なる場合には、折れ点の変形角はそのままにし、耐力を調整して、固有周期が一致するようにする。結果として得られるスケルトンを解析に用いる。

c) 本検討での応答解析モデルの設定

解析モデルの層数は、30 層、40 層、50 層の 3 種類とし、上記の標準化モデル作成方法により、できるだけ目標固有周期に近くなるように、解析モデルを設定する。また、各層の 0.01rad 以降の復元力の勾配は弾性剛性の 3% とし、4 折れ線の復元力特性とする。この解析では、既

往の観測波 (EL CENTRO NS、HACHINOHE EW、TAFT EW) 50kine、JSCA 波 (八戸位相、東北大学位相、JMA 神戸位相)、BCJ-L2 波を用いて、3 種類の強度レベルが異なる解析骨組を設定する。

図 4.2.10 には、これらの地震動の 2% 減衰の速度応答スペクトル及び 10% 減衰のエネルギースペクトルを示す。また、表 4.2.6 にそれぞれの最大加速度、継続時間を示す。この図から、3 秒以降の速度応答スペクトルの値は、観測波 50kine では 50 ~ 80cm/s 程度、JSCA 波は 100 ~ 120cm/s、BCJ-L2 は 150cm/s 程度であることがわかる。ここでは、このように異なるレベルの地震動 (異なる外力レベル) による応答解析を行ない、各層の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足するように、30、40、50 層それぞれについて、H、M、L の 3 種類の異なる耐力の解析モデルを設定する。H モデルは、最も耐力が大きいモデルであり、表 3.4-2 に示した観測波 50kine、JSCA 波、BCJ-L2 の全てに対して、各層の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足させる。M モデルは、BCJ-L2 は満足しないが、JSCA 波と観測波 50kine に対して目標性能を満足させる。L モデルは、最も耐力が小さい骨組であり、BCJ-L2 と JSCA 波に対しては満足しないが、観測波 50kine に対しては満足するものである。

このようなモデルの設定方針により、モデルの耐力を変化させた試行錯誤の応答解析を行ない、その結果、表 4.2.7 に示すような固有周期、耐力を有する解析モデルが設定された。表中の f_{ay1} 、 f_{ay2} は、解析モデルの復元力の第 1 折れ点、第 2 折れ点での、 A_i で基準化した各層の層せん断力係数の最も小さな値を示している。また、 C_0 はこの値を R_t で除した値である。30 層、50 層モデルでは、上記の条件を満足する解析モデルを設定できている。一方、40 層モデルでは、BCJ-L2 に対しては、耐力を低下させても応答変形が大きくならなかったため、40 層モデルについては、30 層、50 層モデルと概ね同様の耐力バランスになるように解析モデルの耐力を設定している。結果として 40-H、M、L の解析モデルはすべて、BCJ-L2 に対しては、目標性能を満足するものとなっている。なお、H、M、L モデルそれぞれは、表 2 の第 1 折れ点での層せん断力係数 (f_{ay1}) に示すように、おおよそ 1 割程度づつの耐力差があるモデルになっている。また、第 1 折れ点での C_0 は 0.34 ~ 0.4 程度となっている。

(2) 応答解析結果のまとめ

a) 提案されている提案波 (2009 年 8 月) による地震応答

JSCA 波と既往の観測波 (50kine) に対して、骨組の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足するように設定した中間的な耐力を持つ 30-M、40-M、50-M モデルを解析対象として、現在提案されている長周期地震動^{(3)~(5)}を用いた質点系の地震応答解析を行ない、既往の観測波 (EL CENTRO NS、HACHINOHE EW、TAFT EW) 50kine、JSCA 波 (八戸位相、東北大学位相、JMA 神戸位相)、BCJ-L2 波による応答結果と比較する。地震応答解析における減衰は 2% 剛性比例型である。

図 4.2.11 は現在提案されている長周期地震動^{(3)~(5)}のうちの、想定南海地震 Mw8.5 の此花 OSKH02、想定東海・東南海地震 Mw8.3 の津島 AIC003 及び名古屋 AIC004 に対して計算した

提案波の2%減衰の速度応答スペクトル及び10%減衰のエネルギースペクトルである。また、avは回帰式の平均値を用いて作成された地震波であり、sdは回帰式の平均値+標準偏差を用いて作成された地震波である。表4.2.8には、これらの地震動の最大加速度、最大速度及び継続時間を示す。

OSKH02では、5秒～8秒にピークがあり、この周期での速度応答値は150～300cm/sで、エネルギースペクトルでは250～400cm/s程度である。図4.2.8に示した地震動に比べて、かなり大きくなっていることがわかる。avとsvでは、速度応答スペクトルでは50～100cm/s程度の差が見られ、エネルギースペクトルでは100～150cm/s程度の差が見られる。OSKH02-sdに対しては、5秒～7秒程度の周期の建物の応答がかなり大きくなることが予想される。

図4.2.12は30-Mモデルの各層の最大層間変形角について、表4.2.6に示した標準的な地震動による解析結果とOSKH02波、AIC003波及びAIC004波による解析結果を比較して示している。30-MモデルはAIC004-sd波に対する応答が最も大きく、最大層間変形角は、9層で0.012radを超過し、BCJ-L2の応答より大きくなっている。図4.2.13は40-Mモデルの結果である。40-Mモデルの各層の最大層間変形角については、AIC003-sdに対する応答が最も大きく、最大は29層で0.013rad程度となっている。OSKH02-sdに対しては、11層で0.012rad程度になっている。図4.2.14は50-Mモデルの結果である。50-Mモデルの各層の最大層間変形角については、OSKH02-sdに対する応答が最も大きく、14層で0.015rad程度になっている。また、AIC003-sdに対する応答も、13層で0.012rad程度である。

図4.2.15に参考として、文献(2)に示されている長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルを示しておく。

b) 連動して発生する地震による地震応答比較

南海-東南海(N-TN)、東海-東南海(T-TN)のように地震が連動して発生する場合の地震応答を比較する。表4.2.9は、南海(N)、南海-東南海(N-TN)、東海-東南海(T-TN)のそれぞれの地震によって発生するOSKH02とAIC003地点のav(平均)とsd(平均+標準偏差)で作成した地震動の最大加速度、最大速度等を示す。ここでは、これらの地震動を用いた、30-Mモデル、40-Mモデル、50-Mモデルの骨組の応答解析結果を示す。

図4.2.16はこれらの地震動の、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルである。図4.2.17は南海地震及び南海-東南海連動地震によるOSKH02の地震動を用いた応答解析の比較を示す。図4.2.18は東海-東南海連動地震と南海-東南海連動地震のAIC003の地震動の応答比較である。

図4.2.17から、南海地震と南海-東南海連動地震による応答比較では、30層ではav(平均)の地震動で差が見られ、sd(平均+標準偏差)では、ほとんど差がなかった。40層では、avでは差がないが、sdでは大きな差が見られた。50層ではav、sdともに、連動の方がやや応答が大きくなる結果となった。この解析からは、連動して発生する地震による応答は、連動

しない地震の応答よりかなり大きくなる場合も有るが、一方で、同程度となる場合も有ることがわかる。図 4.2.18 からは、建物の層数によって、応答が大きくなる地震は異なることがわかる。

c) 異なる乱数で作成された長周期地震動による応答比較

異なる乱数セットによって作成された地震動による応答比較を行なう。表 4.2.10 は、暫定波として配布された地震動の最大加速度等一覧である。表 4.2.11 は異なる乱数セットによって作成された地震動であり、その最大加速度等一覧を示す。図 4.2.19 にはこれらの地震動の速度応答スペクトルを示す。これらの地震動を用いた応答解析結果を図 4.2.20 に示す。表 4.2.11 の地震動の方が応答が大きくなる場合も有れば、小さくなる場合もある。これらの結果から、地震動作成段階の乱数の違いによるモデル建物の最大応答変形のばらつきは必ずしも小さくないことがわかる。

(3) 解析結果に関する考察

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の地震応答性状を明らかにするために、既存の超高層鉄骨建物の評定資料の統計的なデータに基づく超高層鉄骨造建物の標準化解析モデルの作成方法を提示した。この方法を用いて、JSCA 波に対して現状の超高層建物のクライテリアを満足するレベルの 30 層、40 層、50 層の質点系解析モデルを作成し、現時点で提案されている長周期地震動を用いた地震応答解析を行なった。応答解析結果の概要を以下に示す。

1) 暫定波 (2009 年 8 月) による地震応答解析の結果、30 層モデルで最大層間変形角が 0.012rad を超過、40 層モデルでは 0.013rad、50 層モデルでは OSKH02-sd の地震動で 0.015rad 程度に達した。

2) 2 つの地震が連動して発生する場合の最大層間変形角は、連動しない地震の応答に比べ、かなり大きくなるが、一方で、それほど大きく変わらない場合もある。

3) 乱数が異なる地震動による建物応答の比較について、地震動作成段階の乱数の違いによるモデル建物の最大応答変形のばらつきは無視できるほど小さくはない。

【参考文献】

(1) 市村、他：超高層鋼構造物の弾性設計用パラメータに関する研究：(その 1) 各パラメータの定式化、日本建築学会大会、C-1 分冊、p. 867-868、2000.9

(2) 日本建築学会 長周期地震動と建築物の耐震性、2007.12

(3) 大川、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 1：応答スペクトルの距離減衰式・増幅率マップ、日本建築学会大会梗概集、2009.9

(4) 佐藤、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 2：位相特性の回帰式・継続時間マップ、日本建築学会大会梗概集、2009.9

(5) 西川、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 3：想定巨大海溝型地震に対する時刻歴波形、日本建築学会大会梗概集、2009.9

表 4. 2. 5 30 層標準化モデルの各層の設定値

N	基準化高さ	基準化重量	各層重量	Ai	α_i	Ci	Qi	Qy1/Qi	Qy1	Qy2/Qy1	Qy2	R1	R2	K1	K3
30		0.6342	634.2	5.150316	0.021083	0.48619	308.3416	1.8082	557.5433	1.2717	709.0278	0.0056	0.0073	99561.31	27080.68
29	0.966667	0.731376	731.3765	3.809614	0.045397	0.359628	491.099	1.735081	852.0966	1.28715	1096.773	0.005481	0.007362	155468.7	42287.48
28	0.933333	0.803717	803.7175	3.207362	0.072115	0.302775	656.8079	1.676377	1100.401	1.29966	1430.149	0.005465	0.007517	201362.8	54770.69
27	0.9	0.856544	856.5442	2.845108	0.10059	0.268578	812.6743	1.628929	1322.163	1.3096	1731.506	0.005519	0.007728	239578.8	65165.42
26	0.866667	0.894313	894.3127	2.595683	0.13032	0.245032	960.5644	1.587802	1525.186	1.31731	2009.146	0.005615	0.007963	271611.2	73878.24
25	0.833333	0.920694	920.6936	2.409557	0.160927	0.227462	1101.109	1.556277	1713.63	1.32313	2267.361	0.005733	0.0082	298921.8	81306.74
24	0.8	0.938651	938.6506	2.262914	0.192132	0.213619	1234.61	1.530841	1889.991	1.32739	2508.751	0.005854	0.00842	322366.7	87820.56
23	0.766667	0.95052	950.5204	2.142722	0.22373	0.202273	1361.3	1.510178	2055.805	1.33038	2735.006	0.005966	0.00861	344605.8	93732.78
22	0.733333	0.958092	958.0917	2.04119	0.255581	0.192688	1481.409	1.493162	2211.984	1.3324	2947.258	0.00606	0.008764	365033.8	99289.06
21	0.7	0.962684	962.6843	1.953354	0.287584	0.184397	1595.177	1.478948	2359.025	1.33372	3146.281	0.00613	0.008878	384815.3	104669.8
20	0.666667	0.965229	965.2288	1.87589	0.319672	0.177084	1702.843	1.466462	2497.155	1.33457	3332.636	0.006175	0.008951	404404.3	109998
19	0.633333	0.968345	968.3452	1.806488	0.351796	0.170533	1804.637	1.455391	2626.453	1.33517	3506.773	0.006193	0.008988	424074.7	115348.3
18	0.6	0.968423	968.4227	1.743495	0.383924	0.164586	1900.768	1.445179	2746.95	1.33571	3669.128	0.006187	0.008992	443954.2	120755.7
17	0.566667	0.965699	965.6987	1.685693	0.416027	0.159129	1991.423	1.435515	2858.718	1.33633	3820.189	0.00616	0.00897	464052.8	126222.4
16	0.533333	0.964338	964.3381	1.632168	0.448085	0.154077	2076.772	1.426224	2961.942	1.33715	3960.562	0.006116	0.008928	484285.1	131725.5
15	0.5	0.962513	962.5125	1.582214	0.480083	0.149361	2156.972	1.417259	3056.989	1.33825	4091.016	0.006059	0.008875	504505.7	137225.5
14	0.466667	0.96048	960.4796	1.535273	0.512013	0.14493	2232.181	1.408684	3144.461	1.33968	4212.524	0.005995	0.008816	524544.6	142676.1
13	0.433333	0.958662	958.6622	1.490884	0.543882	0.140739	2302.565	1.400713	3225.233	1.34139	4326.291	0.005926	0.008757	544256.9	148037.9
12	0.4	0.957728	957.7277	1.448652	0.57572	0.136753	2368.313	1.393601	3300.483	1.34337	4433.763	0.005856	0.008691	563585.4	153295.2
11	0.366667	0.956667	956.6672	1.408213	0.60759	0.132935	2429.642	1.38737	3371.704	1.3455	4536.631	0.005787	0.008648	582635.8	158476.9
10	0.333333	0.962875	962.8749	1.36921	0.639599	0.129253	2486.803	1.383585	3440.704	1.34763	4636.811	0.005718	0.008595	601764.2	163679.9
9	0.3	0.972227	972.2271	1.331271	0.67192	0.125672	2540.078	1.381686	3509.59	1.34956	4736.398	0.005645	0.008537	621677.7	169096.3
8	0.266667	0.989162	989.1616	1.293985	0.704803	0.122152	2589.765	1.382645	3580.727	1.35101	4837.598	0.005564	0.008462	643555.9	175047.2
7	0.233333	1.016757	1016.757	1.256885	0.738604	0.11865	2636.152	1.38713	3656.886	1.35166	4942.602	0.005464	0.008382	669219.3	182027.6
6	0.2	1.058812	1058.812	1.219425	0.773803	0.115114	2679.468	1.395855	3740.148	1.35113	5053.414	0.005332	0.008316	701406.8	190782.7
5	0.166667	1.119924	1119.924	1.180963	0.811033	0.111483	2719.806	1.409576	3833.774	1.34895	5171.576	0.005151	0.007934	744297.5	202448.9
4	0.133333	1.20557	1205.57	1.140743	0.851111	0.107686	2757.002	1.429083	3939.985	1.34462	5297.765	0.004897	0.007559	804594.9	218849.8
3	0.1	1.322183	1322.183	1.097883	0.895065	0.10364	2790.447	1.455189	4060.628	1.33753	5431.196	0.004542	0.007016	893991.9	243165.8
2	0.066667	1.477235	1477.235	1.05136	0.944173	0.099248	2818.814	1.488722	4196.429	1.32702	5568.736	0.004053	0.006252	1035498	281655.3
1	0.033333	1.679313	1679.313	1	1	0.0944	2839.64	1.530515	4346.11	1.31235	5703.614	0.003388	0.005205	1282922	348954.8

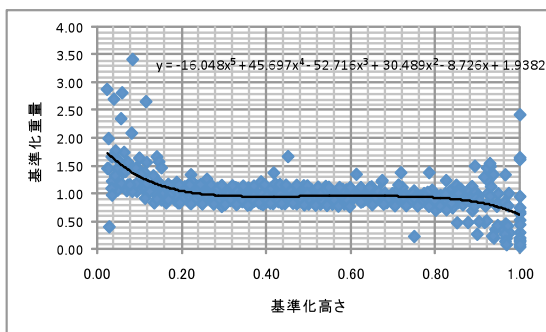


図 4. 2. 9(a) 基準化重量の分布

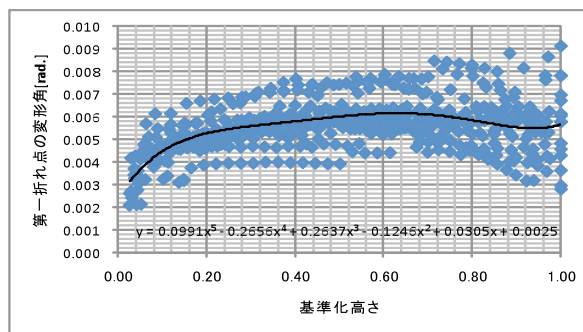


図 4. 2. 9(b) 第一折れ点の変形角の分布

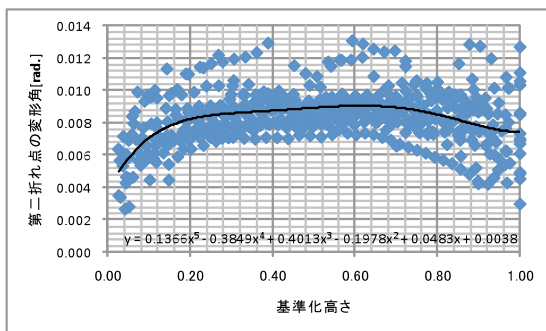


図 4. 2. 9(c) 第二折れ点の変形角の分布

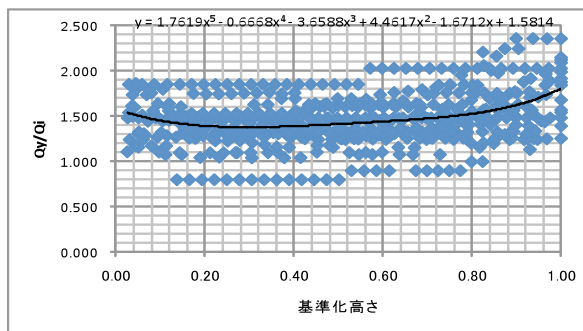


図 4. 2. 9(d) 耐力比 (Qy/Qi) の分布

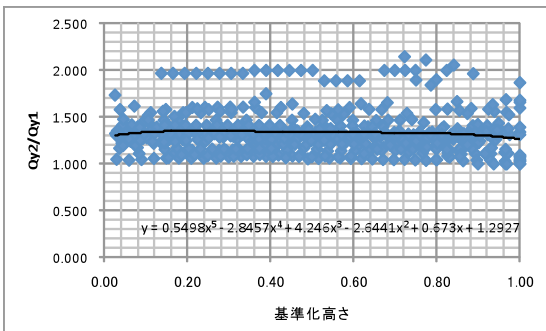


図 4. 2. 9(e) 耐力比 (Qy2/Qy1) の分布

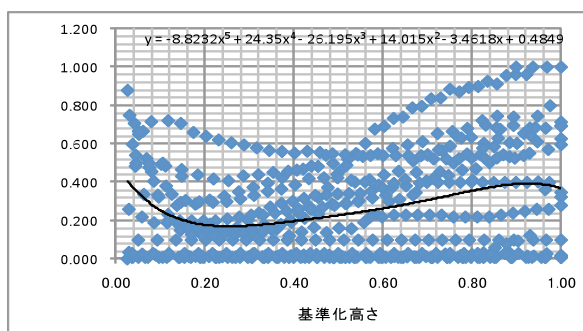


図 4. 2. 9(f) K3/K1 の分布

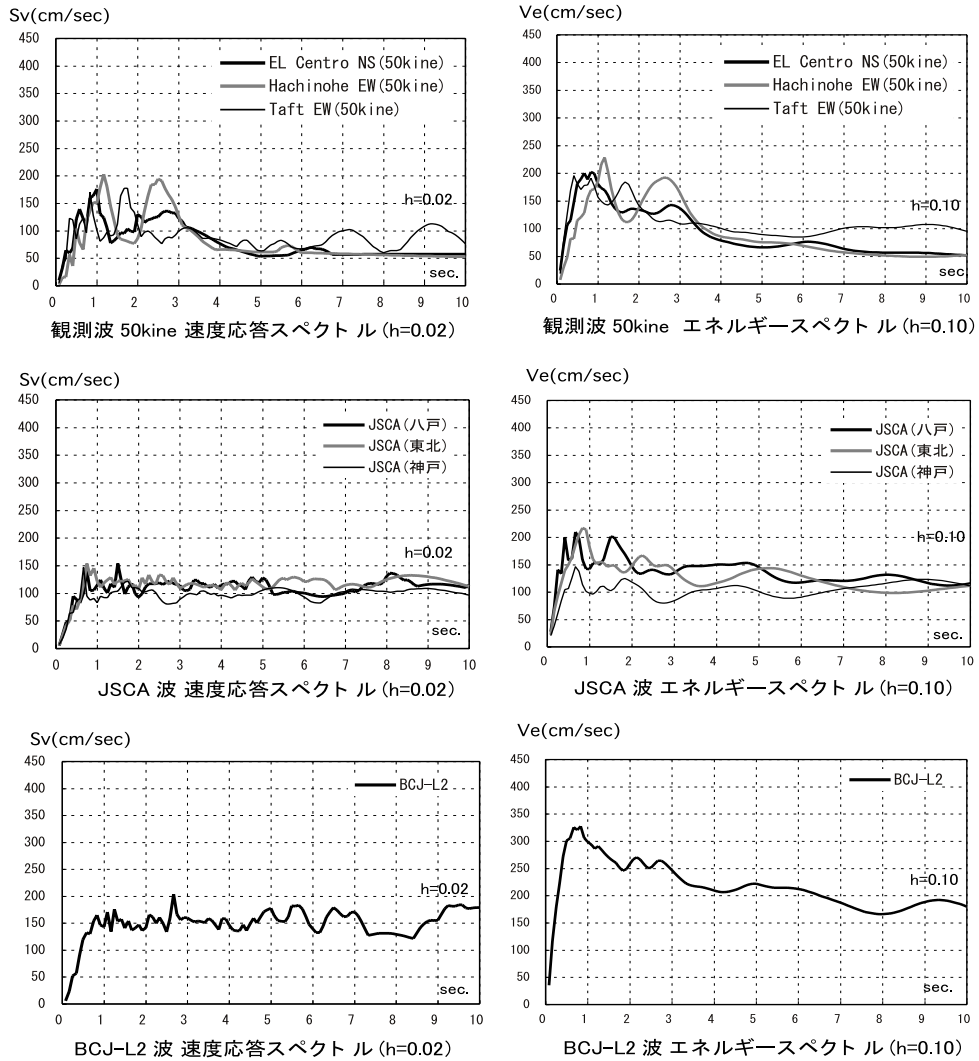


図 4. 2. 10 各種標準波の速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

表 4. 2. 6 各種標準波の最大加速度、継続時間

入力地震動		Max. Acc. (gal)	継続時間(秒)
観測波 (50kine)	EL Centro NS	511.0	53.73
	Hachinohe EW	255.0	35.99
	Taft EW	497.0	54.38
JSCA波	八戸位相	349.0	60.00
	東北学位相	293.0	60.00
	JMA神戸位相	381.0	60.00
BCJ-L2		355.7	120.00

表 4. 2. 7 設定した解析モデルの固有周期、耐力等一覧

層数	モデル名称	固有周期 (秒)	第1折れ点での 層せん断力係数 ($r \alpha_{y1}$)	第2折れ点での 層せん断力係数 ($r \alpha_{y2}$)	Rt	第1折れ点での C_0
30	30-H	3.08	0.125	0.169	0.312	0.40
	30-M	3.26	0.112	0.151	0.294	0.38
	30-L	3.38	0.104	0.141	0.284	0.37
40	40-H	4.32	0.084	0.114	0.222	0.38
	40-M	4.54	0.076	0.103	0.211	0.36
	40-L	4.79	0.068	0.092	0.200	0.34
50	50-H	5.39	0.067	0.091	0.178	0.38
	50-M	5.63	0.062	0.083	0.171	0.36
	50-L	5.98	0.055	0.074	0.161	0.34

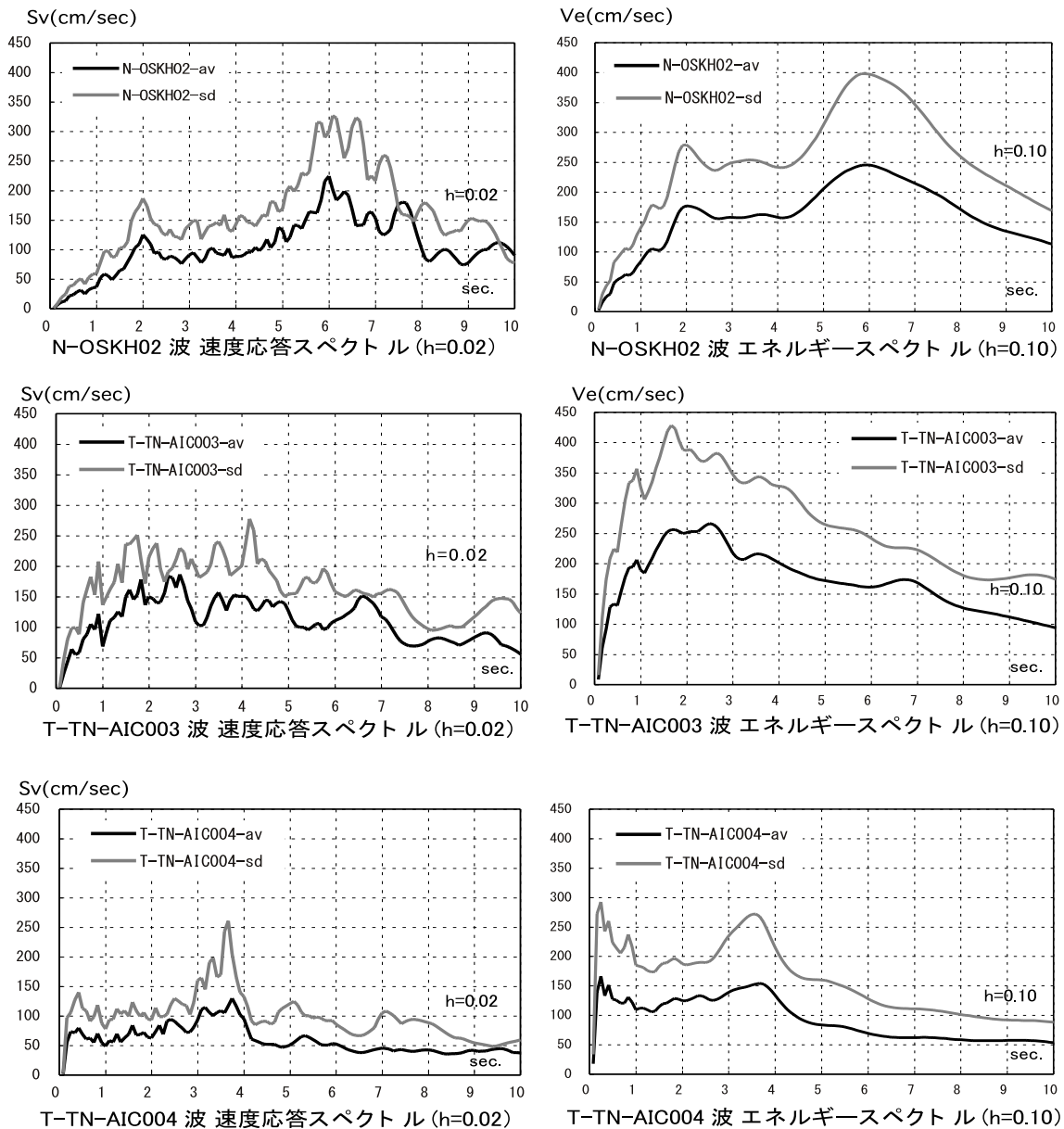
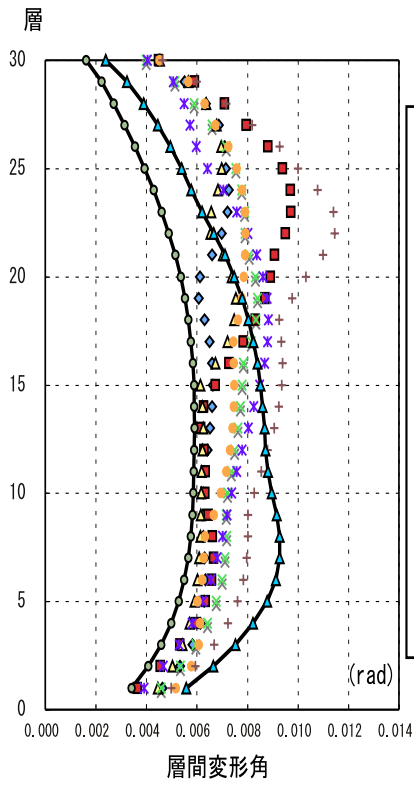


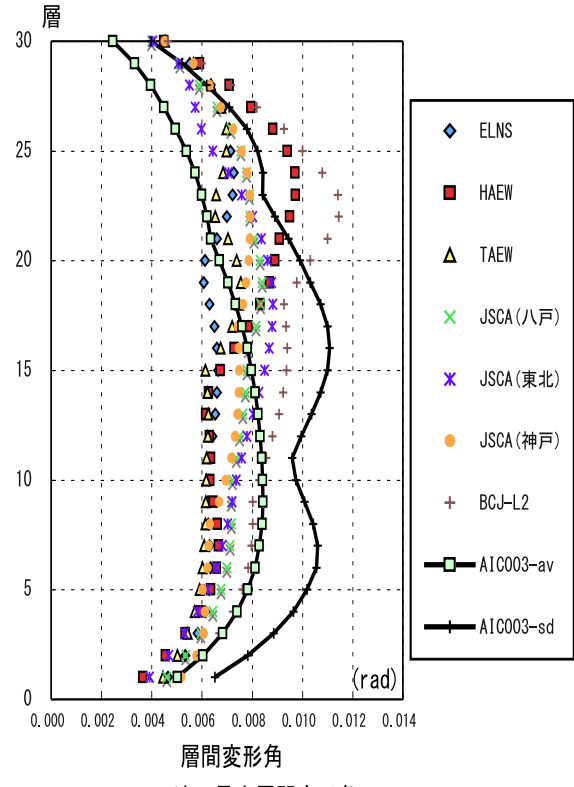
図 4. 2. 11 提案されている長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトル

表 4. 2. 8 長周期地震動の最大加速度、継続時間

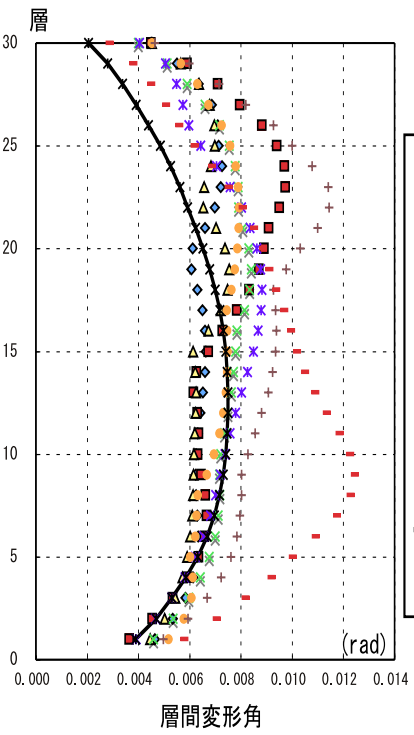
入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
T-TN-AIC004	av	323.0	20.6	645.36
	sd	682.3	37.6	645.36



OSKH02 波の最大層間変形角



AIC003 波の最大層間変形角



AIC004 波の最大層間変形角

図 4.2.12 30-M モデルの最大層間変形角の比較

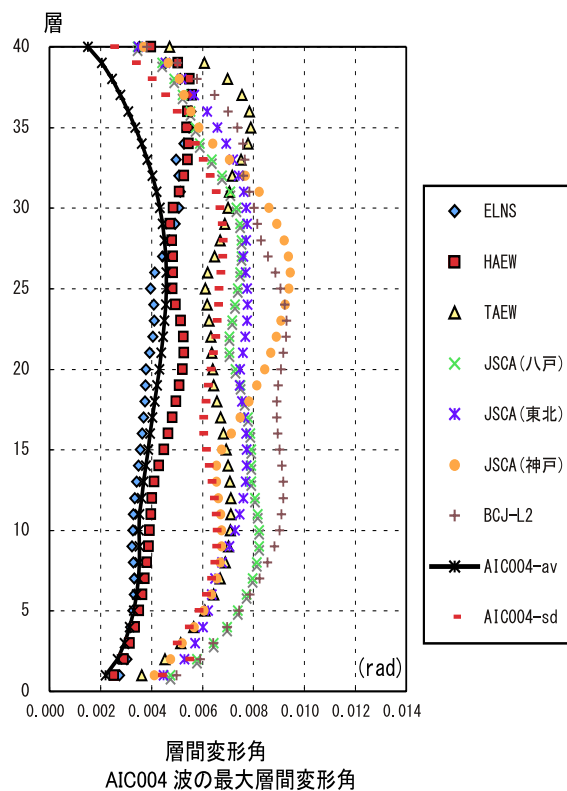
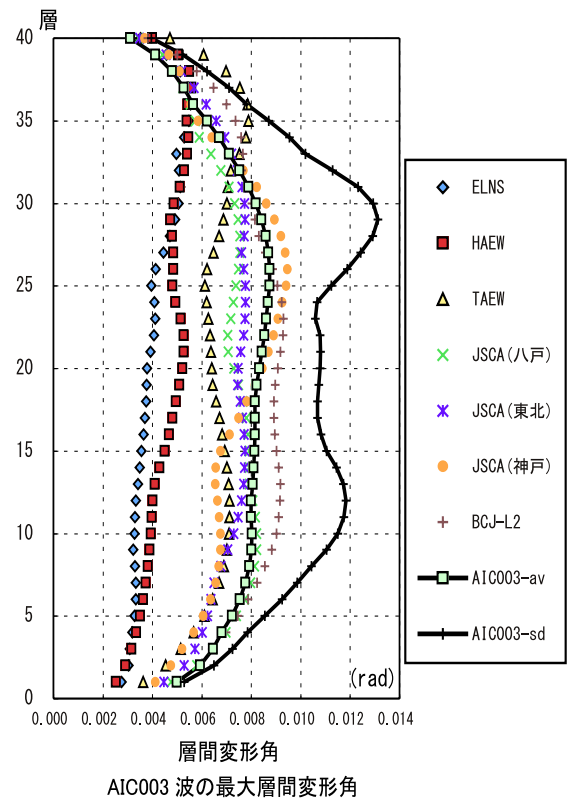
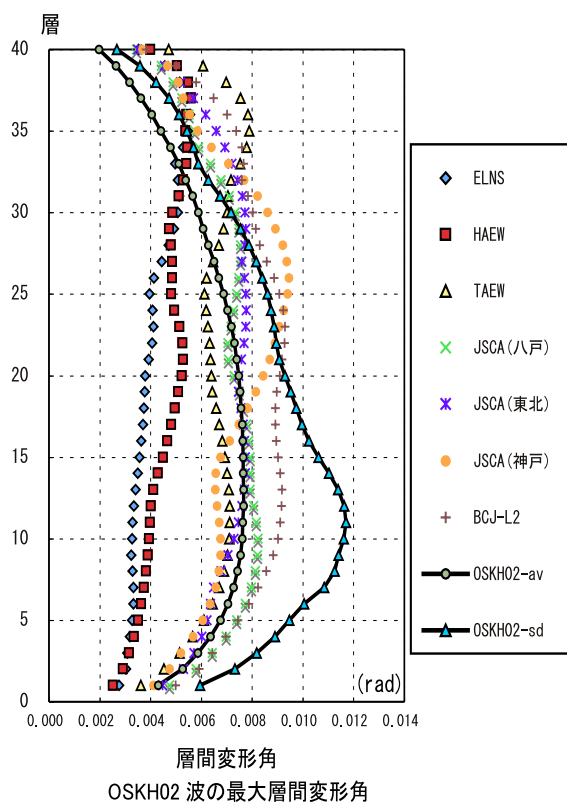
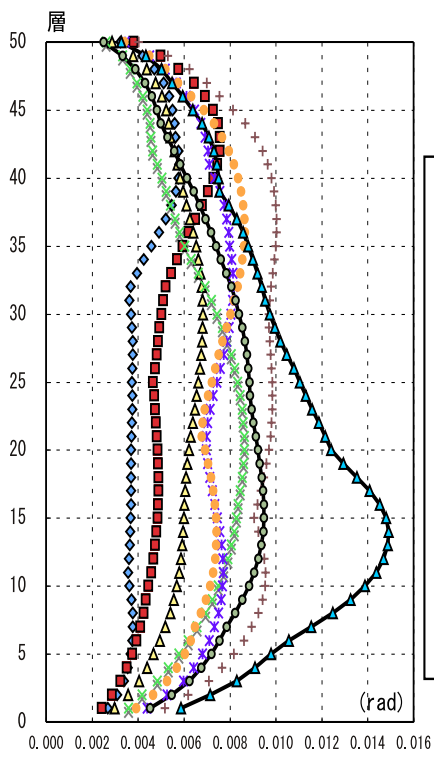
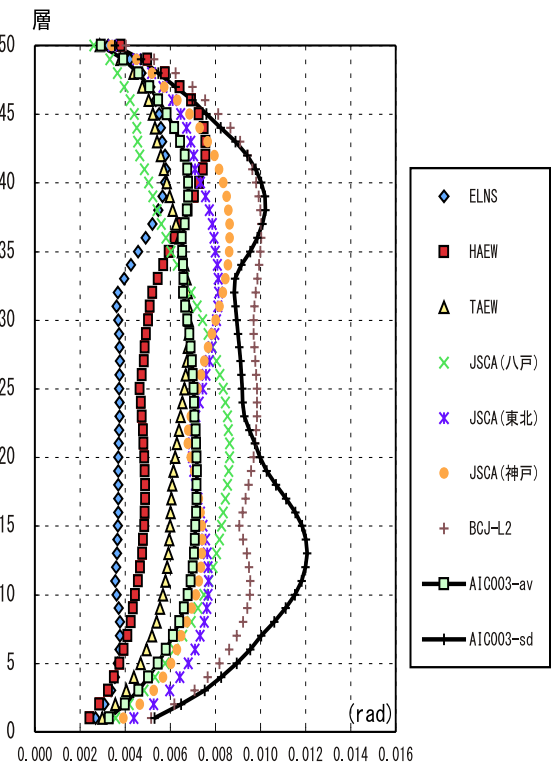


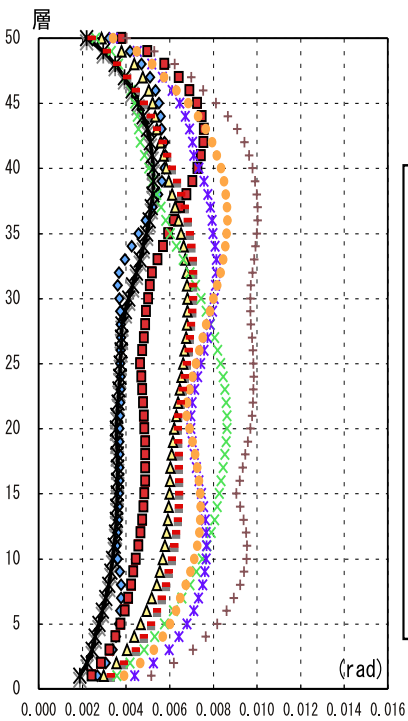
図 4.2.13 40-M モデルの最大層間変形角の比較



層間変形角
OSKH02 波の最大層間変形角



層間変形角
AIC003 波の最大層間変形角



層間変形角
AIC004 波の最大層間変形角

図 4.2.14 50-M モデルの最大層間変形角の比較

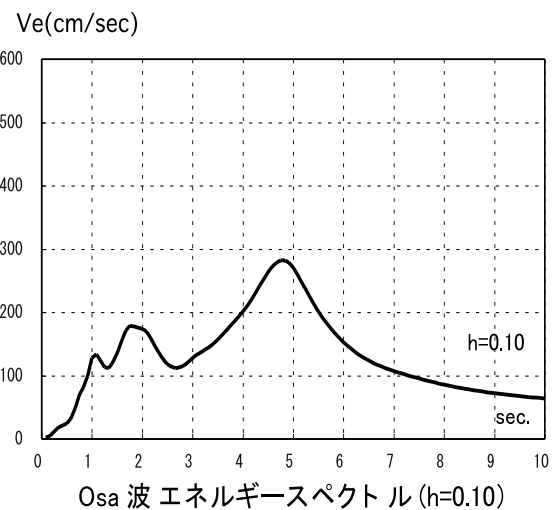
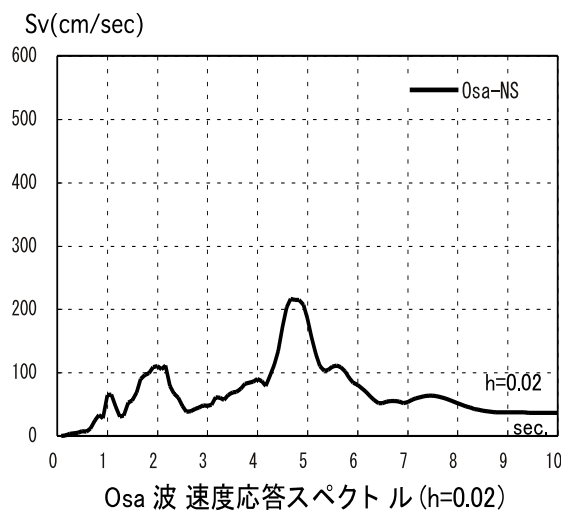
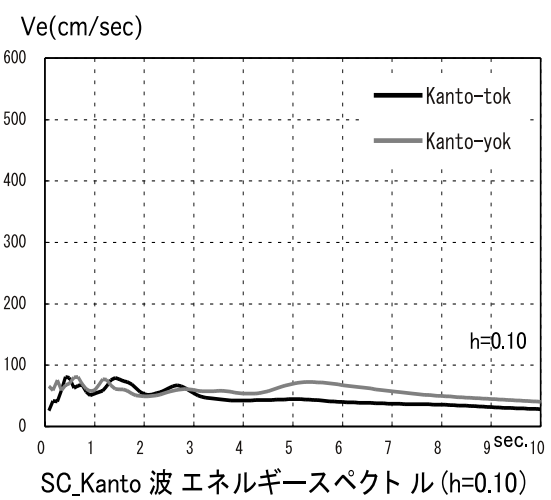
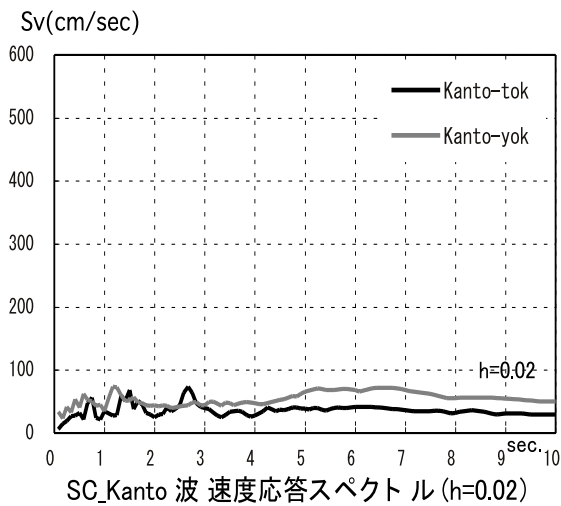
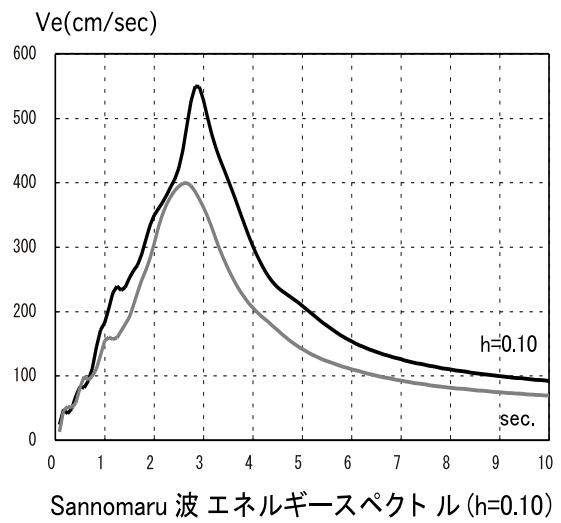
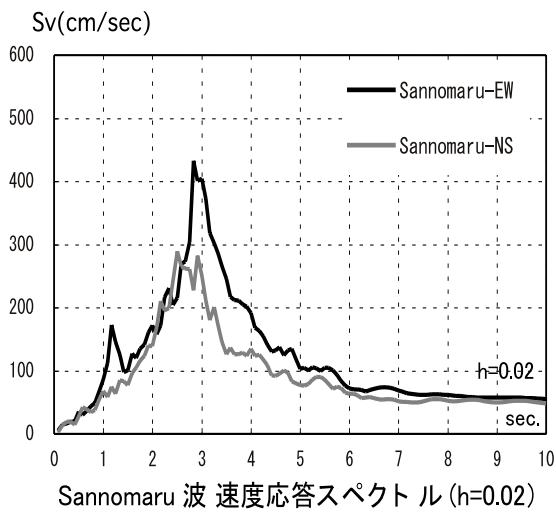


図 4. 2. 15 文献 (2) の長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトル

表 4.2.9 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN)、東海 - 東南海 (T-TN) による地震動の最大加速度等一覧

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
N-TN-OSKH02	av	91.6	39.0	655.36
	sd	167.1	74.6	655.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
N-TN-AIC003	av	218.8	32.5	655.36
	sd	334.7	41.9	655.36

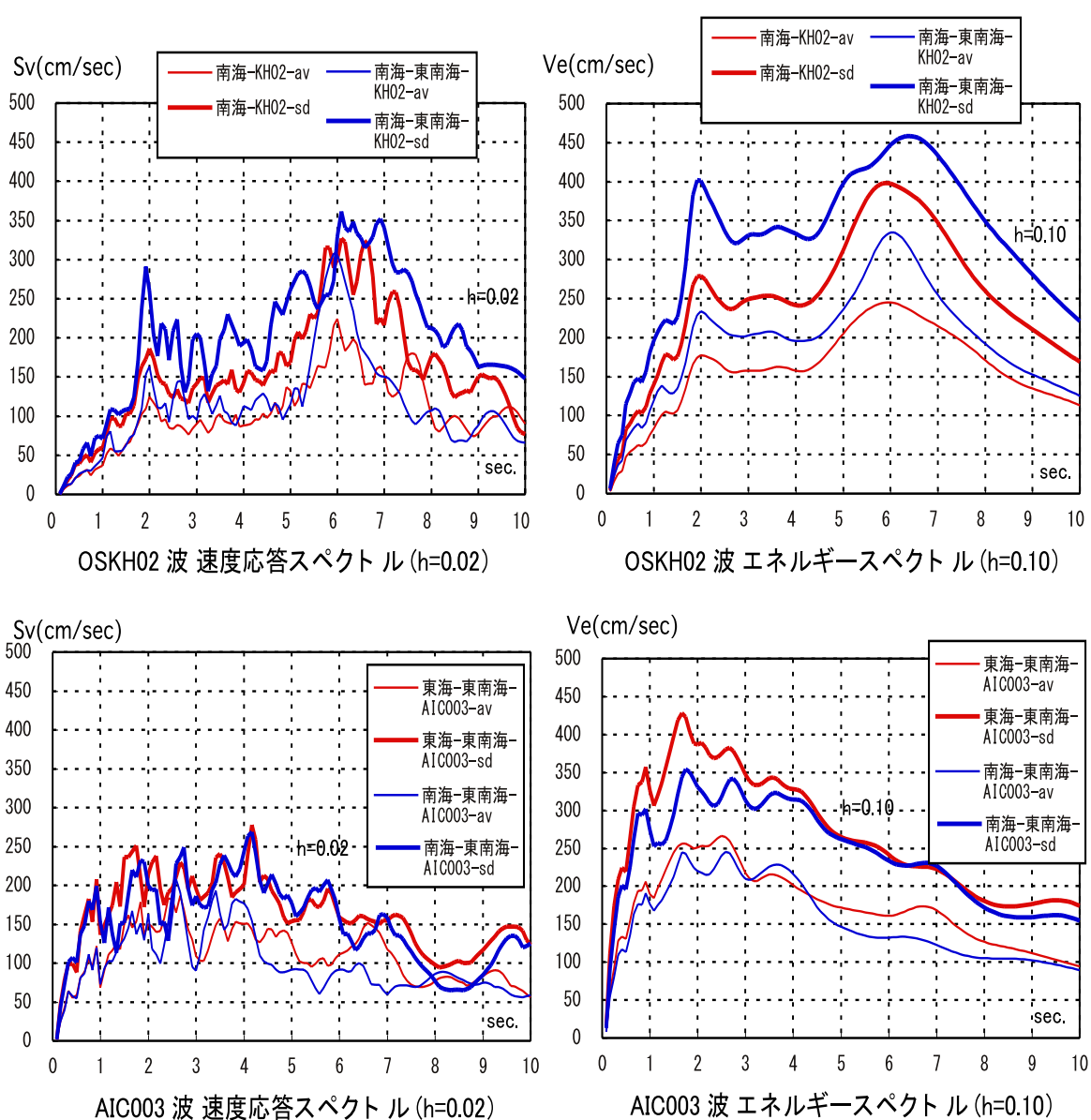
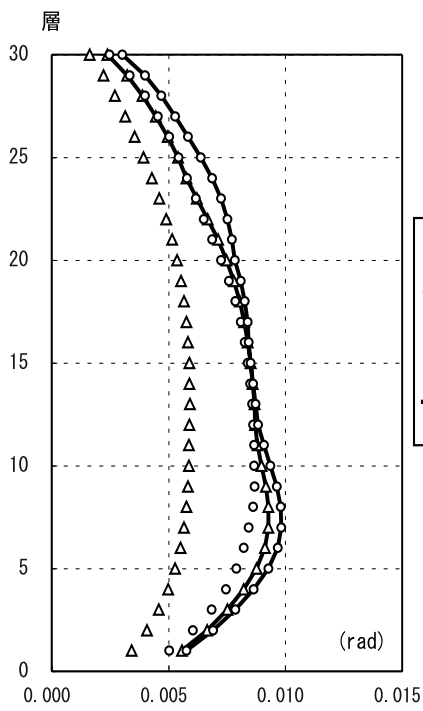
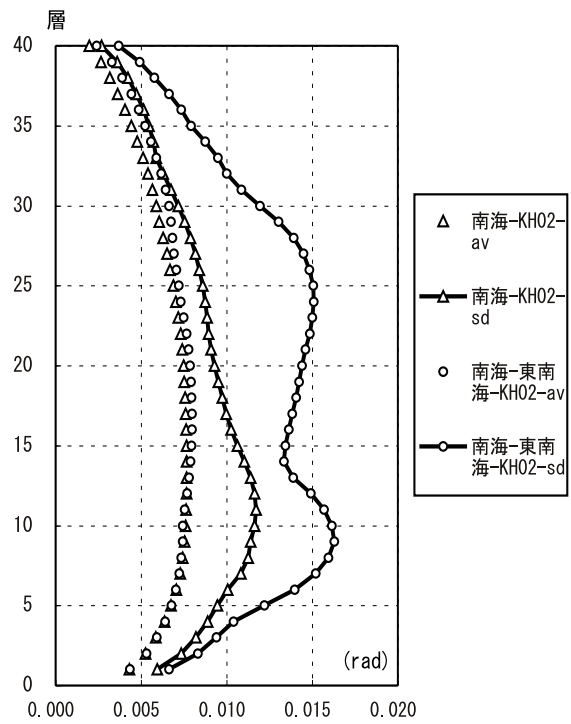


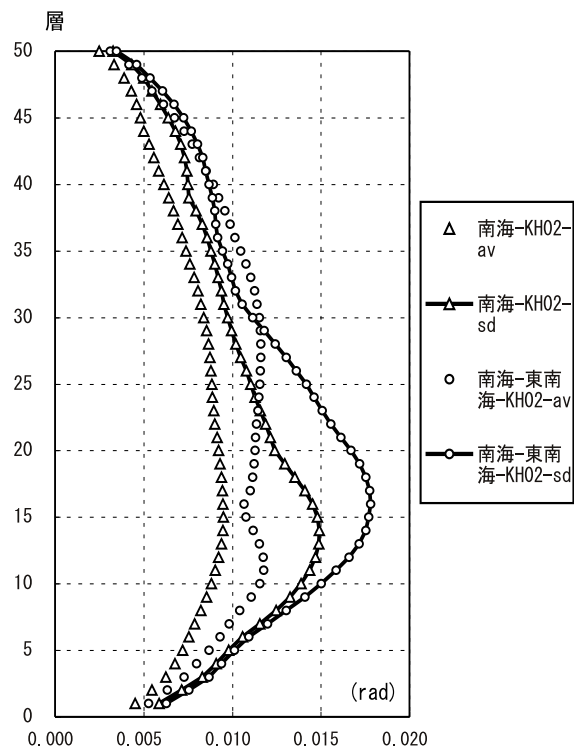
図 4.2.16 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN)、東海 - 東南海 (T-TN) による地震動のスペクトル



30-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

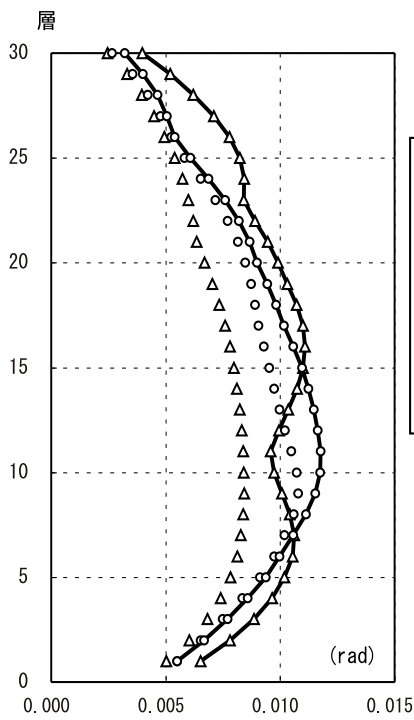


40-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

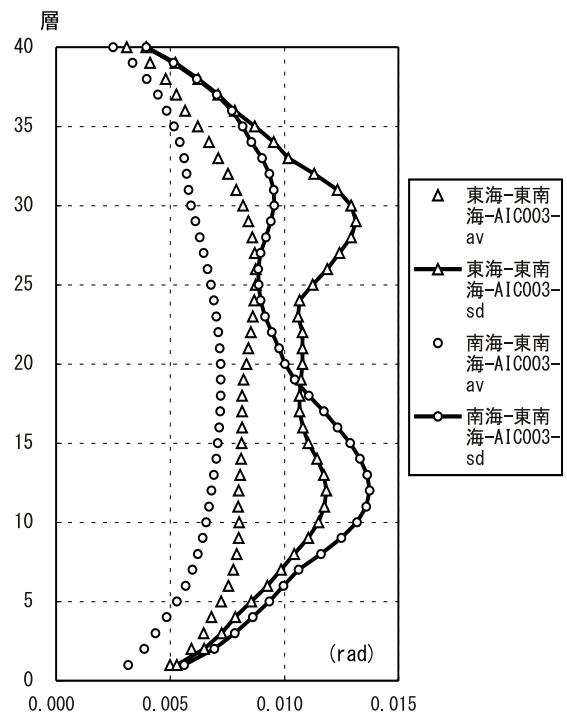


50-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

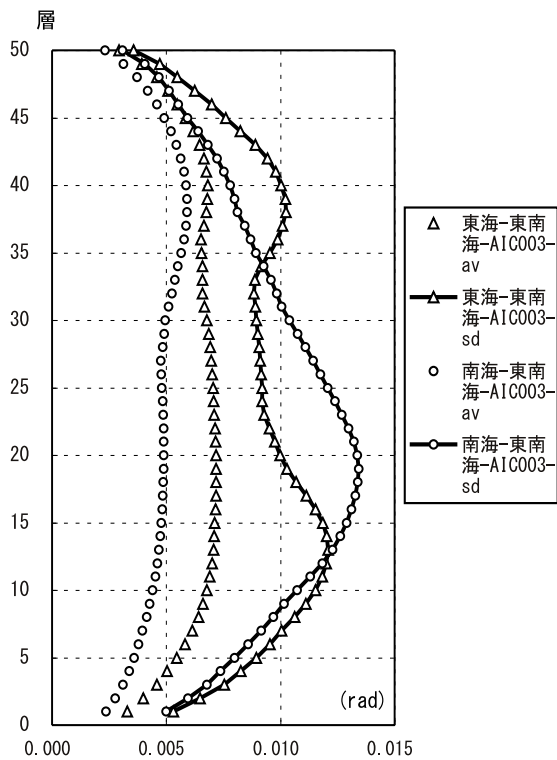
図 4.2.17 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN) 地震による OSKH02 地点の地震動による地震応答比較



30-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較



40-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較



50-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較

図 4.2.18 東海 - 東南海 (T-TN)、南海 - 東南海 (N-TN) 地震による AIC003 地点の地震動による地震応答比較

表 4.2.10 配布した長周期地震動の最大加速度、

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
T-TN-AIC004	av	323.0	20.6	645.36
	sd	682.3	37.6	645.36

表 4.2.11 異なる乱数により作成された地震動

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av 2	72.9	30.4	625.36
	sd 2	96.2	45.1	625.36
T-TN-AIC003	av 2	202.8	32.6	645.36
	sd 2	339.8	53.9	645.36
T-TN-AIC004	av 2	364.0	20.5	645.36
	sd 2	560.8	32.3	645.36

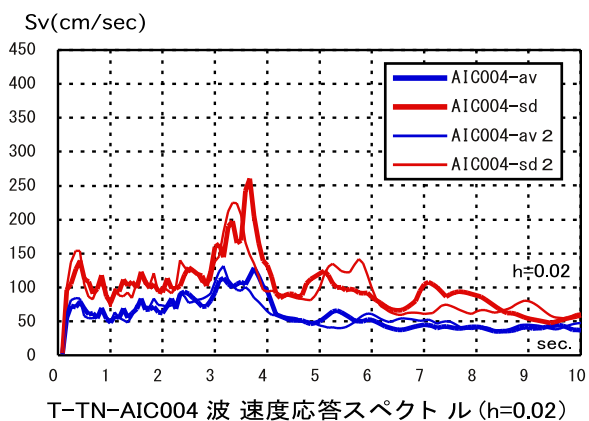
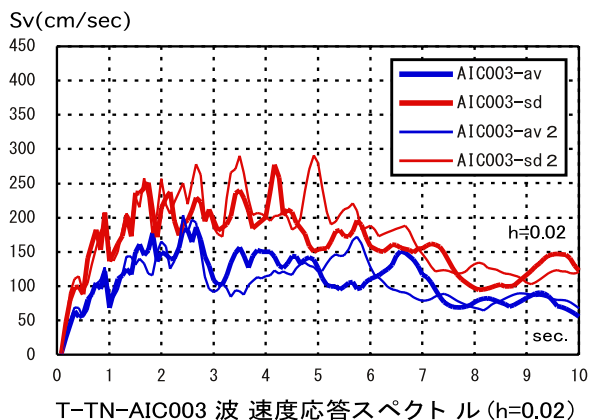
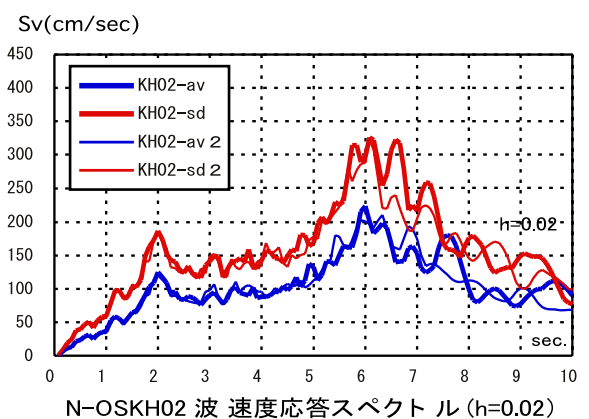


図 4.2.19 異なる乱数による作成された長周期地震動の速度応答スペクトルの比較

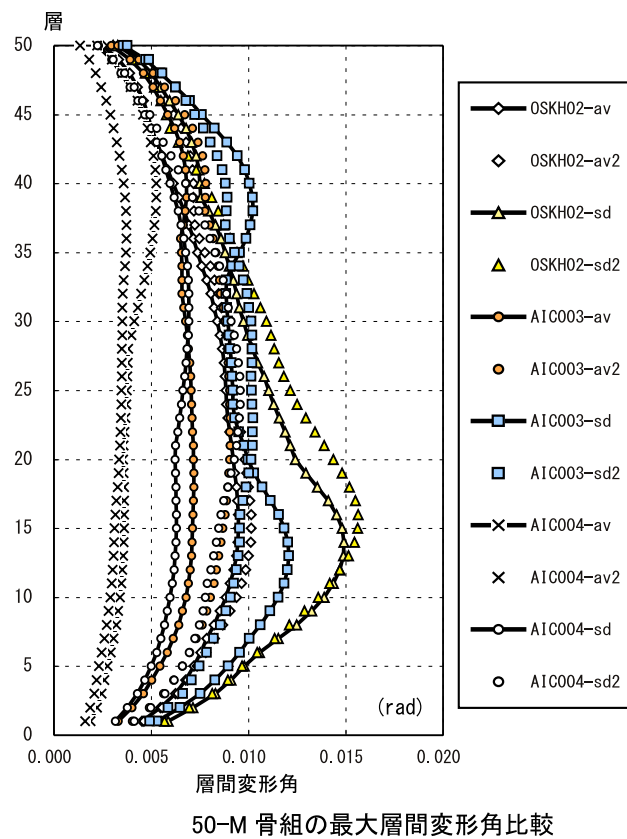
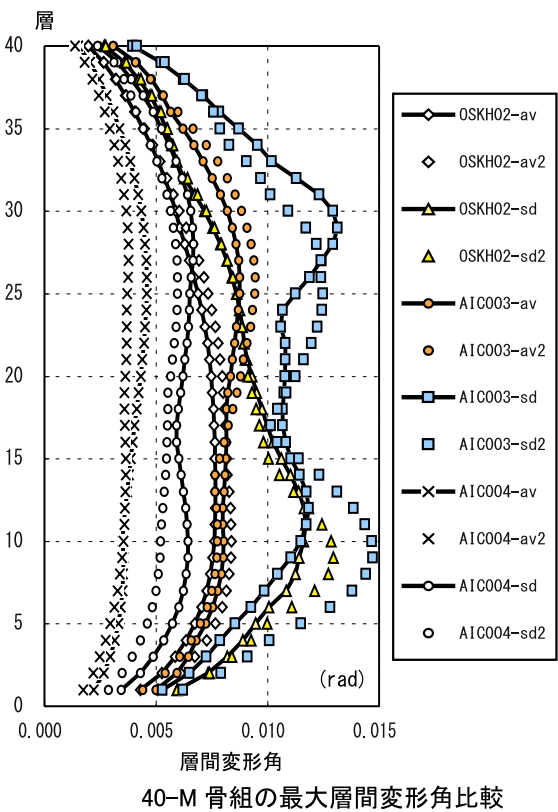
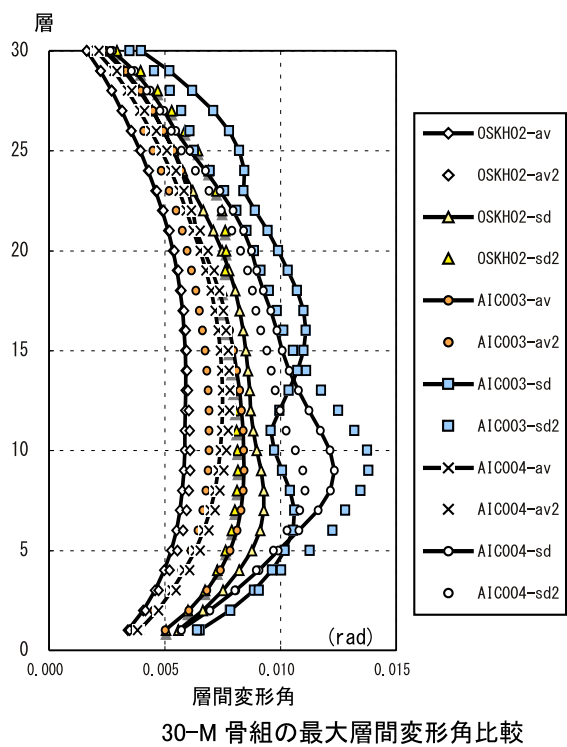


図 4.2.20 異なる乱数により作成された長周期地震動による応答比較

4-2-5 耐震性向上技術に関する検討

(1) 解析条件

ここでは、長周期地震動に対する超高層建物の耐震性の検討^{1),2)}で用いた、鋼構造 30 層純ラーメン架構（耐震モデル）と、その架構に履歴減衰型制振ブレースを付与した制振架構（制振ブレース付きモデル）を採用する。各階床重量は $10.4(\text{KN}/\text{m}^2)$ とし、耐震・制振架構モデルの伏図を図 4.2.21 に、軸組図を図 4.2.22 に、部材断面を表 4.2.12~14 に示す。制振ブレースの設置位置を図 4.2.21 中の四重実線で示し、図 4.2.22 に示すようにハの字形状に 1 階から 30 階まで連層に取り付ける。階高は 4m で 1 階のみを 5.5m とする。

部材断面は、標準層せん断力係数 $C_0=0.30$ 時の応力に対して許容応力度設計されている。また、柱の終局耐力を梁の 1.5 倍以上にした梁降伏型架構とする。荷重増分法による静的弾塑性解析より、架構は設計層せん断力の約 1.7 倍で梁部材が初めて全塑性モーメントに達し（弾性限耐力 $f_y\alpha_{y1}=0.14$ ）、終局耐力（ $f_y\alpha_{u1}=0.17$ ）は約 1.9 倍を示す。表 4.2.15 に解析モデルの諸元を示す。純ラーメンモデルの X 方向の 1 次固有周期は $T_1=3.36\text{s}$ 、制振ブレース付モデルは、若干短く $T_1=3.08\text{s}$ である。制振ブレースの降伏層せん断力係数 α_{y1} は、第 1 層で $\alpha_{y1}=0.03$ とし、高さ方向の分布は、Ai 分布を基本とする。

振動自由度は X 方向のみとし、質量を各階の重心位置に集約する。ただし、本解析では P- Δ 効果は考慮されていない。

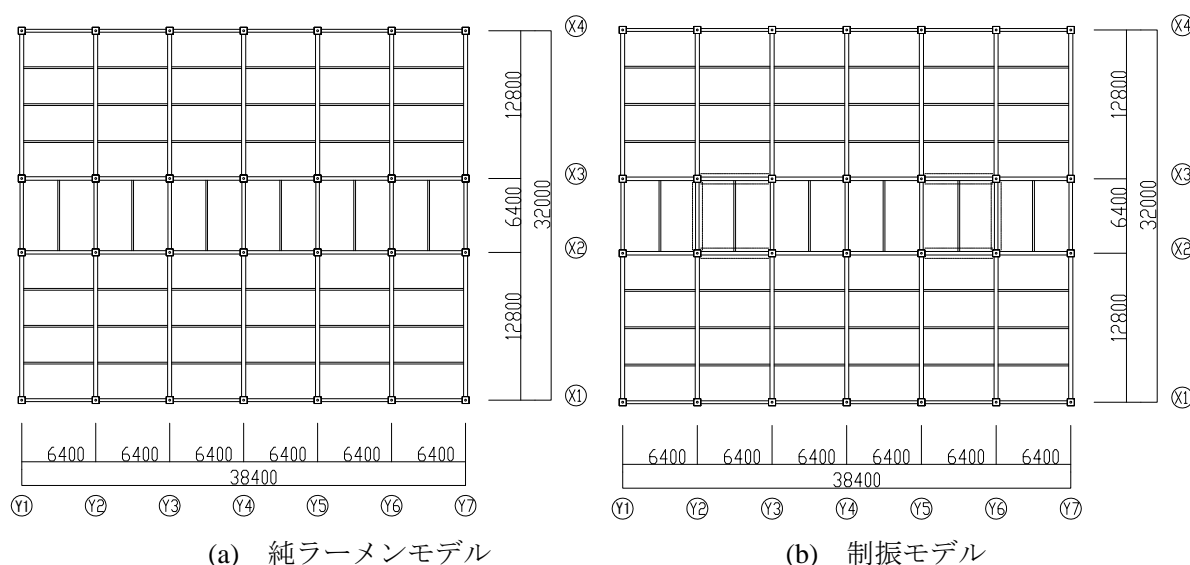
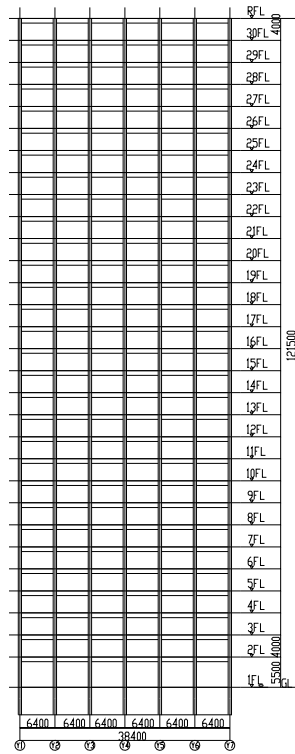
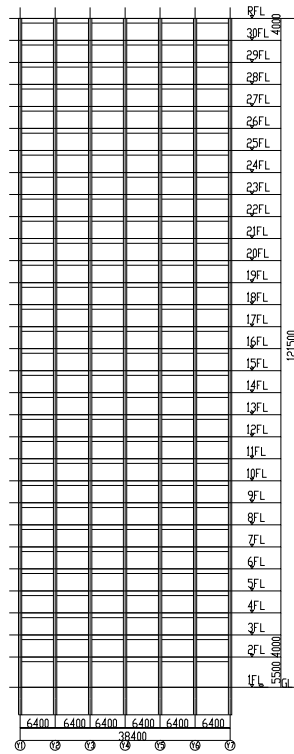


図 4.2.21 梁伏図

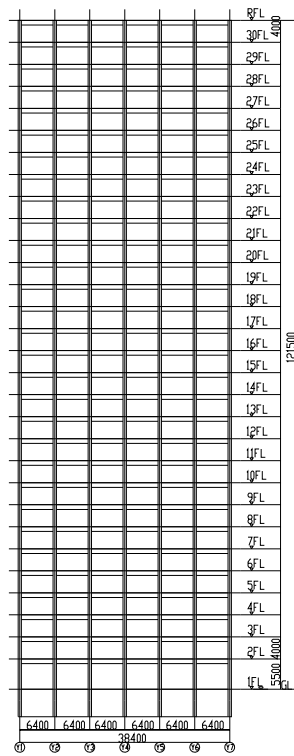


X1, X2 通り架構

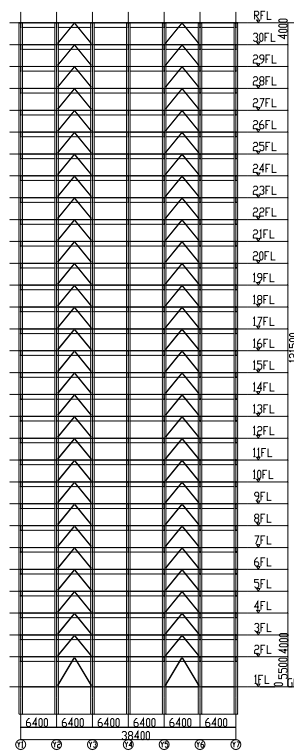


X3, X4 通り架構

(a) 純ラーメンモデル



X1, X2 通り架構



X3, X4 通り架構

(b) 制振モデル

図 4.2.22 軸組図

表 4.2.12 大梁断面表 X 方向

FL	G1	G2	G3
29~R	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
26~28	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
23~25	WH-850*200*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*200*16*19
20~22	WH-850*200*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*19
17~19	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
14~16	WH-850*250*16*19	WH-850*300*16*22	WH-850*300*16*22
11~13	WH-850*250*16*22	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
8~10	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
5~7	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
2~4	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25

表 4.2.13 大梁断面表 Y 方向

FL	G4	G5	G6	G7
29~R	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
26~28	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
23~25	WH-850*300*16*22	WH-850*300*16*22	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
20~22	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*200*16*22	WH-850*200*16*22
17~19	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
14~16	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
11~13	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
8~10	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*25	WH-850*250*16*25
5~7	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
2~4	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25

表 4.2.14 柱断面表

FL	C1	C2	C3
29~R	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
26~28	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
23~25	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
20~22	□-600*600*19*19	□-600*600*22*22	□-600*600*22*22
17~19	□-600*600*22*22	□-600*600*25*25	□-600*600*25*25
14~16	□-600*600*25*25	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
11~13	□-600*600*28*28	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
8~10	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
5~7	□-600*600*36*36	□-600*600*40*40	□-600*600*40*40
2~4	□-600*600*50*50	□-600*600*45*45	□-600*600*45*45

表 4.2.15 解析モデルの諸元

解析モデル	T_1	$f\alpha_v$	$f\alpha_u$	$s\alpha_v$
純ラーメンモデル	3.36	0.14	0.17	—
制振モデル	3.08	0.14	0.17	0.01

主架構や制振部材が吸収する履歴減衰エネルギーの基本式を提示するに当たって、主架構と制振部材の振動諸元を定義する。添え字の f は架構を、 d は制振部材を表す。降伏せん断力を ${}_f Q_y$ 、降伏変形を ${}_f \delta_y$ 、累積塑性変形を ${}_f \delta_{pi}$ 、最大塑性変形を ${}_f \delta_{pmi}$ 、累積塑性変形倍率を ${}_f \eta_i$ 、塑性変形倍率を ${}_f \mu_i$ とする。また、主架構の弾性時の最大層せん断力を ${}_f Q_{max}$ 、最大層間変形を δ_{imax} とする。主架構は、図 4.2.23 に示すように架構の増分法による静的弾塑性解析から得られる各層の荷重-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（面積 $S1$ =面積 $S2$ ）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 ${}_f Q_{eqi}$ 、等価降伏変形を ${}_f \delta_{eqi}$ とする。主架構の最大値 ${}_f \delta_{pi}$ 、 ${}_f \mu_i$ を下式で定義する²⁾。

$${}_f \delta_{pi} = \delta_{imax} - {}_f \delta_{eqi} \quad (3-5.1)$$

$${}_f \mu_i = {}_f \delta_{pi} / {}_f \delta_{eqi} \quad (3-5.2a)$$

架構の最大値は層間変形角 $1/R$ と塑性変形倍率 ${}_f \mu_i$ を、累積値は累積塑性変形倍率 ${}_f \eta_i$ と残留変形倍率 ${}_f \Delta \eta_i$ を、損傷評価指標として用いる。なお、残留変形 ${}_f \delta_{ri}$ 、 ${}_d \delta_{ri}$ は地震波の最後に 0 を十分長く追加して行った時刻歴応答解析の最終の変形とする。これらの算定式を以下に示す。

$${}_d \mu_i = \frac{\delta_{imax}}{{}_d \delta_{eqi}} - 1 \quad (3-5.2b)$$

$${}_f \eta_i = \frac{{}_f W_{pi}}{{}_f \delta_{eqi} \cdot {}_f Q_{eqi}} \quad (3-5.3)$$

$${}_f \Delta \eta_i = \frac{{}_f \delta_{ri}}{{}_f \delta_{eqi}} \quad (3-5.4)$$

$$R = \frac{H}{\delta_{imax}} \quad (3-5.5)$$

ここで、 i 層の δ_{imax} ：最大変形、 ${}_f W_{pi}$ ：架構の塑性履歴エネルギー、 ${}_d W_{pi}$ ：制振部材の塑性履歴エネルギーとする。

X 方向架構の荷重増分法による静的弾塑性解析を行い、その層せん断力-層間変形関係を図 4.2.24 に示す。

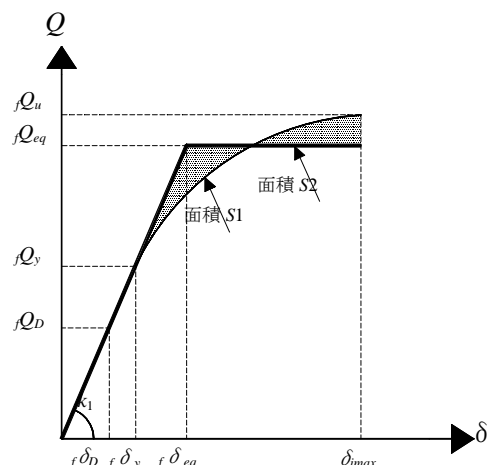


図 4.2.23 層の履歴曲線の Bi-linear 置換

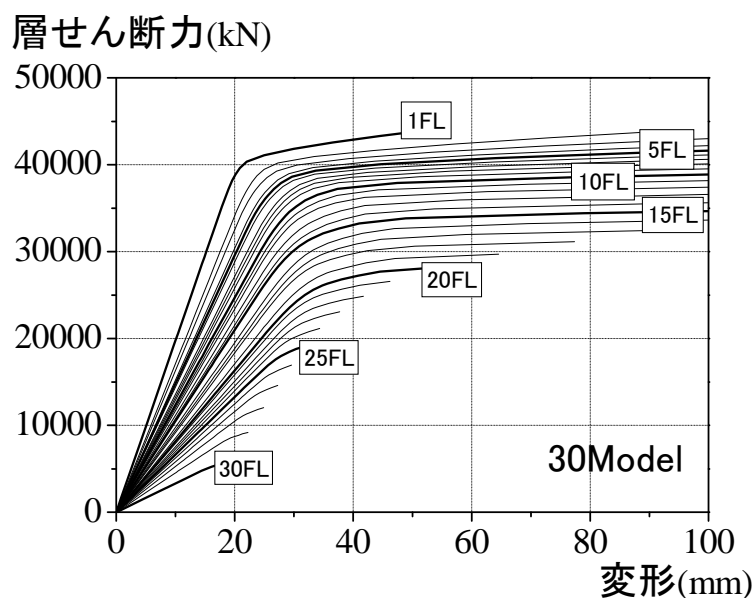
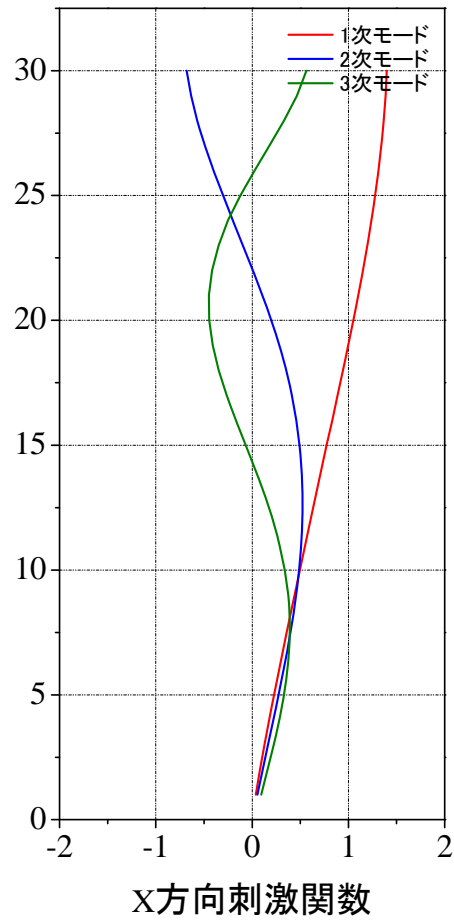


図 4.2.24 30層純ラメンモデルの層せん断力-層間変形関係

表 4.2.16 復元力特性諸元 $C_0=0.30$

階	K1 kN/cm	K2 kN/cm	Q_D kN	Q_y kN	Q_{eq} cm	Q_u kN	Q_y/Q_D	Q_{eq}/Q_y	δ_y cm	δ_{eq} cm	δ_u cm
R											
30	3276	33	2864	11456	40070	8016	4.00	3.50	3.50	12.23	1.93
29	4500	45	4584	14787	27432	12186	3.23	1.86	3.29	6.10	2.23
28	5289	53	6015	16708	27432	15195	2.78	1.64	3.16	5.19	2.49
27	5786	58	7295	17793	27432	17564	2.44	1.54	3.08	4.74	2.73
26	6267	63	8465	18402	27432	19403	2.17	1.49	2.94	4.38	2.96
25	6625	66	9549	20317	28056	20970	2.13	1.38	3.07	4.23	3.18
24	7040	70	10570	20725	28680	22251	1.96	1.38	2.94	4.07	3.43
23	7245	72	11528	21135	28680	23410	1.83	1.36	2.92	3.96	3.77
22	7527	75	12430	22374	23796	24651	1.80	1.06	2.97	3.16	4.17
21	7911	79	13284	22583	24989	26026	1.70	1.11	2.85	3.16	4.62
20	8103	81	14090	23483	26392	27486	1.67	1.12	2.90	3.26	5.41
19	8534	85	14850	24750	27236	29005	1.67	1.10	2.90	3.19	6.46
18	9105	91	15574	25956	28898	30427	1.67	1.11	2.85	3.17	7.74
17	9345	93	16256	26552	29948	31685	1.63	1.13	2.84	3.20	9.51
16	9707	97	16897	27598	30818	32854	1.63	1.12	2.84	3.17	11.36
15	10411	104	17500	28584	32054	33963	1.63	1.12	2.75	3.08	12.90
14	10750	108	18066	29508	32576	34977	1.63	1.10	2.74	3.03	14.42
13	11273	113	18592	30367	33124	35926	1.63	1.09	2.69	2.94	15.66
12	11778	118	19080	32436	34355	36804	1.70	1.06	2.75	2.92	16.69
11	12056	121	19530	33202	35199	37584	1.70	1.06	2.75	2.92	17.72
10	12315	123	19942	33902	36395	38284	1.70	1.07	2.75	2.96	18.53
9	13019	130	20318	34541	36531	38916	1.70	1.06	2.65	2.81	19.03
8	13250	133	20657	35116	37362	39458	1.70	1.06	2.65	2.82	19.31
7	13706	137	20958	35629	37451	39919	1.70	1.05	2.60	2.73	19.19
6	14429	144	21225	36082	38297	40341	1.70	1.06	2.50	2.65	18.40
5	14896	149	21455	36474	38473	40713	1.70	1.05	2.45	2.58	17.20
4	15362	154	21649	36803	38788	41045	1.70	1.05	2.40	2.52	15.16
3	16156	162	21807	37072	39971	41398	1.70	1.08	2.29	2.47	12.33
2	17000	170	21929	38010	40615	41834	1.73	1.07	2.24	2.39	9.23
1	19838	198	22014	38892	41542	42920	1.77	1.07	1.96	2.09	5.31

FL.



X方向架構 固有周期		
1次	2次	3次
3.36s	1.15s	0.65s

図4. 2. 25 純ラーメンモデルの固有周期と振動モード

(2) 応答解析結果のまとめ

a) 純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの応答値の比較

表4.2.17,4.2.18に純ラーメンモデルの, 表4.2.19~20に制振ブレース付モデルの地震応答結果を示す.

表4.2.17 標準波,告示波の地震応答結果 (純ラーメンモデル)

項目	単位	EL CENTRO	HACHINOHE	TAFT	JSCA-HAC	JSCA-TOHO	JSCA-KOBE
方向		NS	EW	EW	-	-	-
応答ベースシア係数		0.117	0.137	0.127	0.147	0.135	0.152
最大層間変形角	rad	1/138	1/116	1/148	1/122	1/122	1/146
(発生階)	階	(17階)	(22階)	(23階)	(14階)	(20階)	(4階)
最大応答加速度	m/s^2	5.108	5.047	4.965	4.212	3.996	3.947
(発生階)	階	(1階)	(30階)	(1階)	(30階)	(30階)	(30階)
最大層間変形	cm	2.908	3.448	2.699	3.278	3.277	2.743
(発生階)	階	(17階)	(22階)	(23階)	(14階)	(20階)	(4階)
塑性率		0.91	1.09	0.90	1.17	1.02	1.10
(発生階)	階	(19階)	(22階)	(26階)	(4階)	(7階)	(3階)
累積塑性変形倍率		0.02	0.13	0.01	0.59	0.10	0.21
(発生階)	階	(17階)	(21階)	(4階)	(17階)	(21階)	(4階)
残留変形	cm	0.082	0.251	0.028	0.295	0.088	0.254
(発生階)	階	(17階)	(21階)	(20階)	(5階)	(7階)	(3階)

表4.2.18 提案波1の地震応答結果 (純ラーメンモデル)

項目	単位	N-OSKH02	N-OSKH02	T-TN-AIC003	T-TN-AIC003	T-TN-AIC004	T-TN-AIC004
モデル		av	sd	av	sd	av	sd
応答ベースシア係数		0.133	0.153	0.146	0.160	0.127	0.148
最大層間変形角	rad	1/149	1/85	1/104	1/77	1/129	1/102
(発生階)	階	(16階)	(4階)	(14階)	(5階)	(16階)	(14階)
最大応答加速度	m/s^2	2.264	2.963	3.463	3.669	3.230	6.823
(発生階)	階	(30階)	(30階)	(30階)	(30階)	(1階)	(1階)
最大層間変形	cm	2.684	4.726	3.838	5.216	3.090	3.930
(発生階)	階	(16階)	(4階)	(14階)	(5階)	(16階)	(14階)
塑性率		0.96	1.87	1.33	2.02	1.02	1.46
(発生階)	階	(4階)	(4階)	(5階)	(5階)	(13階)	(5階)
累積塑性変形倍率		0.05	2.41	0.63	2.88	0.08	2.10
(発生階)	階	(5階)	(4階)	(14階)	(4階)	(14階)	(14階)
残留変形	cm	0.026	1.888	0.604	1.939	0.083	0.158
(発生階)	階	(4階)	(4階)	(5階)	(5階)	(14階)	(5階)

最大層間変形角 $1/R \geq 1/100$
 塑性率 $\mu \geq 2$
 残留変形 $\delta_r \geq 1$

表4.2.19 既往波,告示波の地震応答結果 (制振ブレース付きモデル)

項目	単位	EL CENTRO	HACHINOHE	TAFT	JSCA-HAC	JSCA-TOHO	JSCA-KOBE
方向		NS	EW	EW	-	-	-
応答ベースシア係数		0.136	0.160	0.115	0.121	0.152	0.126
最大層間変形角	rad	1/139	1/147	1/205	1/180	1/145	1/172
(発生階)	階	(20階)	(19階)	(20階)	(14階)	(19階)	(10階)
最大応答加速度	m/s^2	5.108	3.997	4.965	3.563	3.569	3.812
(発生階)	階	(1階)	(30階)	(1階)	(1階)	(30階)	(1階)
最大層間変形	cm	2.88	2.73	1.95	2.22	2.76	2.33
(発生階)	階	(20階)	(19階)	(20階)	(14階)	(19階)	(10階)
塑性率		0.91	0.91	0.62	0.75	0.88	0.81
(発生階)	階	(21階)	(1階)	(4階)	(13階)	(4階)	(7階)
累積塑性変形倍率		0.08	0.06	0.00	0.011	0.055	0.015
(発生階)	階	(20階)	(14階)	(2階)	(14階)	(20階)	(11階)
残留変形	cm	0.083	0.152	0.091	0.048	0.083	0.055
(発生階)	階	(15階)	(19階)	(16階)	(14階)	(15階)	(21階)

表4. 2. 20 提案波1の地震応答結果（制振ブレース付きモデル）

項目	単位	N-OSKH02	N-OSKH02	T-TN-AIC003	T-TN-AIC003	T-TN-AIC004	T-TN-AIC004
モデル		av	sd	av	sd	av	sd
応答ベースシア係数		0.120	0.155	0.151	0.162	0.121	0.163
最大層間変形角 (発生階)	rad 階	1/213 (10階)	1/150 (10階)	1/164 (16階)	1/114 (14階)	1/210 (10階)	1/137 (7階)
最大応答加速度 (発生階)	m/s^2 階	2.028 (30階)	2.486 (30階)	2.681 (30階)	3.571 (30階)	3.230 (1階)	6.823 (1階)
最大層間変形 (発生階)	cm 階	1.88 (10階)	2.67 (10階)	2.44 (16階)	3.52 (14階)	1.91 (10階)	2.91 (7階)
塑性率 (発生階)		0.70 (4階)	0.98 (4階)	0.92 (4階)	1.19 (13階)	0.70 (4階)	1.10 (4階)
累積塑性変形倍率 (発生階)		0.00 (9階)	0.34 (6階)	0.06 (14階)	1.19 (13階)	0.00 (14階)	0.66 (5階)
残留変形 (発生階)	cm 階	0.052 (3階)	0.064 (4階)	0.044 (16階)	0.263 (5階)	0.020 (12階)	0.053 (8階)

最大値である最大層間変形角は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では1/148～1/116を、提案波1のav波でも1/149～1/104と1/100以下の値を示すが、sd波では1/102～1/77と1/100を上回る大きな値を示す。一方、ブレース付きモデルの最大層間変形角は、標準波・告示波では1/205～1/139、提案波1のav波では1/213～1/164と、sd波では1/150～1/114と全ての地震動で1/100以下の値を示す。

最大床加速度は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では3.95～5.11 m/s^2 を、提案波1のav波では2.26～3.46 m/s^2 と小さな値を示すが、sd波では2.96～6.82 m/s^2 と標準波・告示波を上回る値を示す。一方、ブレース付きモデルの最大床加速度は、標準波・告示波では3.56～5.11 m/s^2 、提案波1のav波では2.03～3.23 m/s^2 、sd波では2.49～6.82 m/s^2 であり、純ラーメンモデルとの差はほとんど見られず、制振の効果は期待出来ない。

塑性率は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.90～1.171を、提案波1のav波でも0.96～1.33と概ね弾性範囲に留まっているが、sd波では1.46～2.02と2.0を若干上回る。一方、ブレース付きモデルの塑性率は、標準波・告示波では0.62～0.91、提案波1のav波では0.70～0.92と弾性範囲内に納まっている。sd波でも0.98～1.19と概ね弾性範囲に留まっており、制振ブレースにより架構の塑性化が抑制されている。

累積値である累積塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.0～0.59を、提案波1のav波でも0.0～0.63と概ね弾性範囲に留まっており、sd波でも塑性化しているものの2.10～2.88とそれほど大きくはない。一方、ブレース付きモデルの塑性率は、標準波・告示波と提案波1のav波では全て0.0と無損傷に留まっている。sd波でも0.34～1.19とさらに小さな値に留まっており、制振ブレースの効果により架構は損傷をほとんど受けていない。

層間残留変形は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.03～0.30cmを、提案波1のav波でも0.03～0.60cmとほとんど生じていないが、sd波では0.16～1.93cmと比較的大きな値を示す。一方、ブレース付きモデルの層間残留変形は、標準波・告示波では0.0～0.15cm、提案波1のav波では0.02～0.05、sd波でも0.05～0.26とわずかであり、制振ブレースの効果により架構の

残留変形が抑制されている。

b) 純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの層応答の比較

図 4.2.26, 4.2.27 に純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの床応答加速度, 層間変形角, 層の塑性率, 累積塑性変形倍率, 残留変形, 残留変形倍率の高さ方向分布を示す。

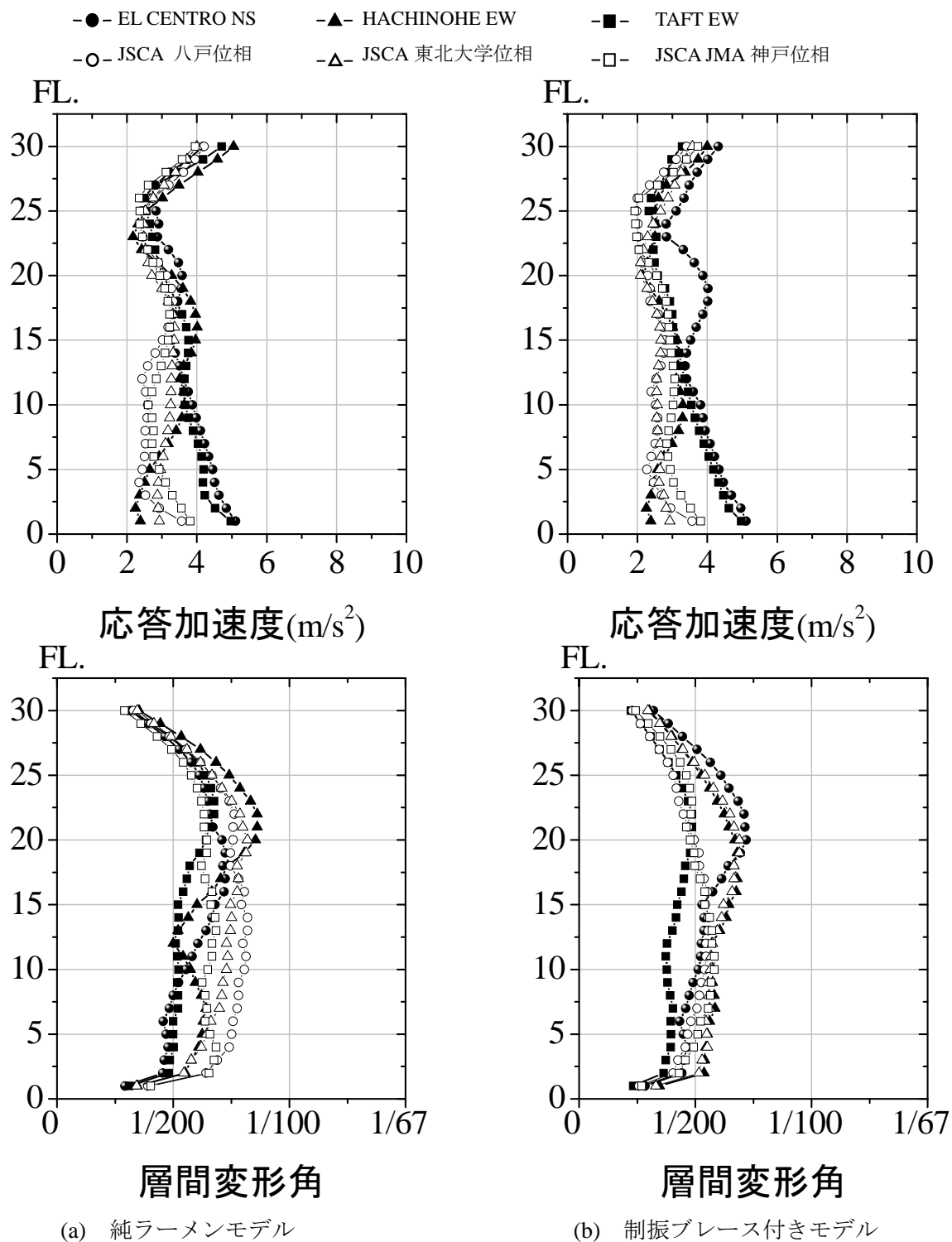
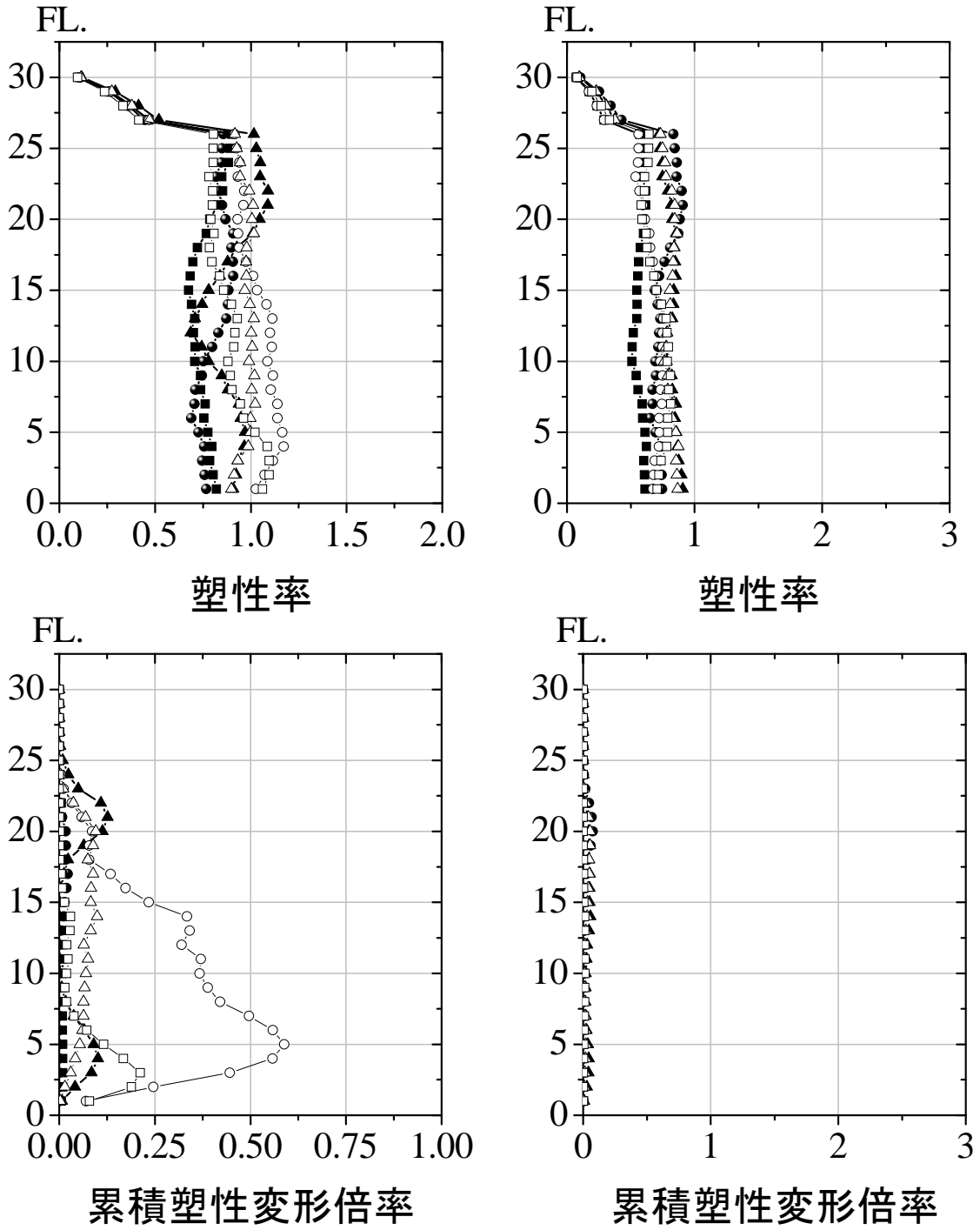


図4.2.26 標準波・告示波による層応答分布(1)

-●- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW -■- TAFT EW
 -○- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北大学位相 -□- JSCA JMA 神戸位相

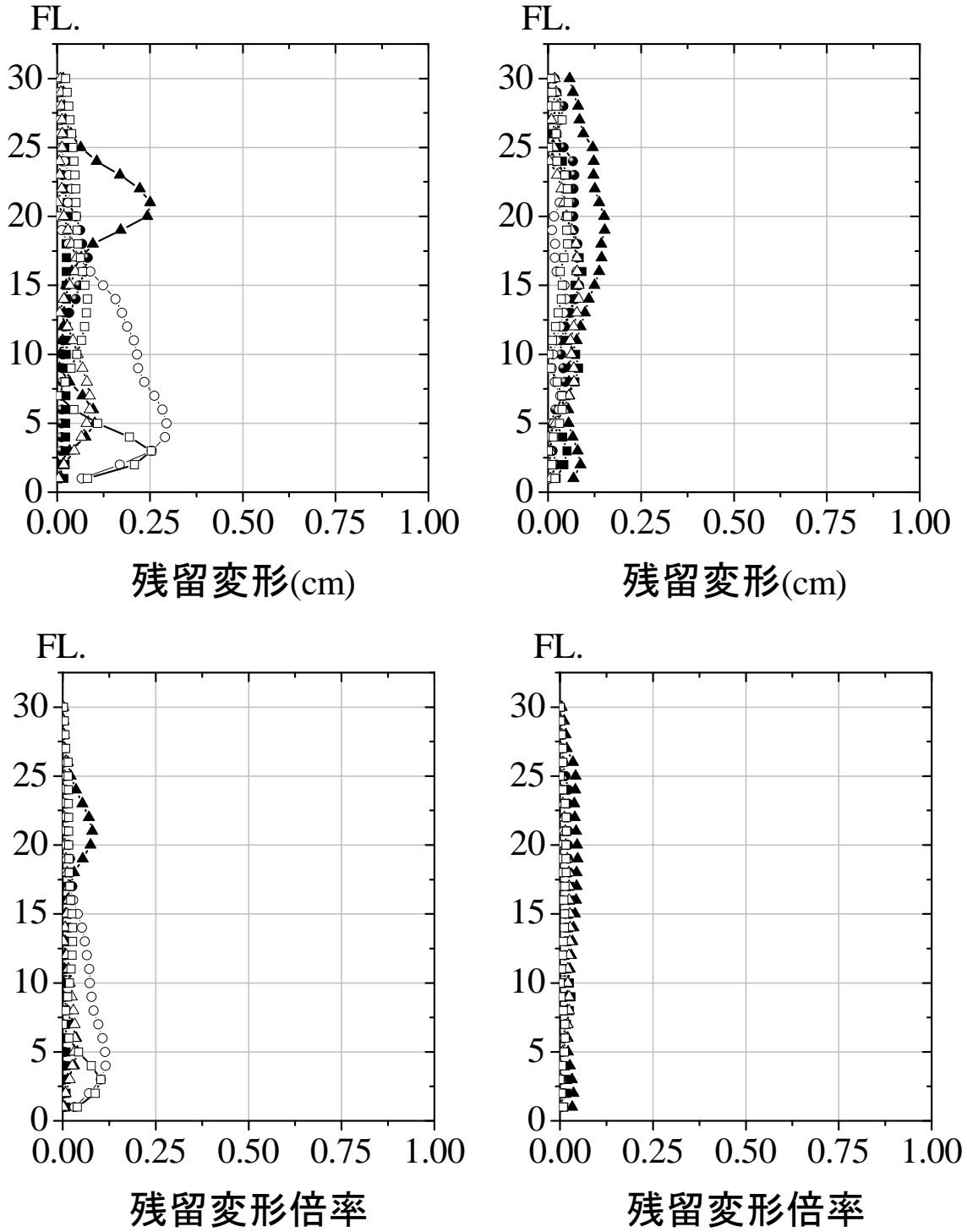


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図4.2.26 標準波・告示波による層応答分布(2)

- EL CENTRO NS
- JSCA 八戸位相
- ▲- HACHINOHE EW
- △- JSCA 東北学位相
- TAFT EW
- JSCA JMA 神戸位相

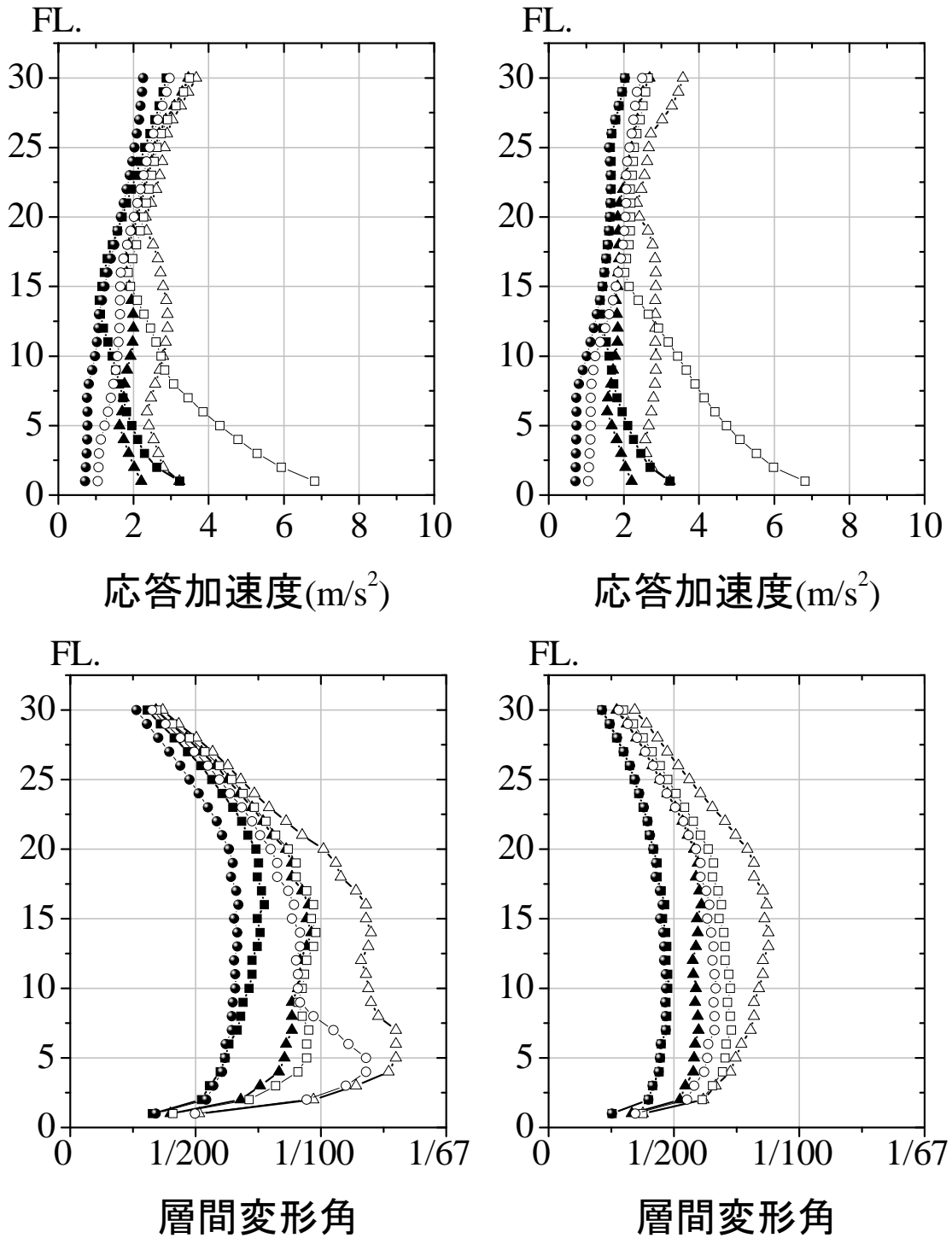


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図4. 2. 26 標準波・告示波による層応答分布(3)

●- N-OSKH02av ▲- T-TN-AIC003av ■- T-TN-AIC004av
 ○- N-OSKH02sd △- T-TN-AIC003sd □- T-TN-AIC004sd

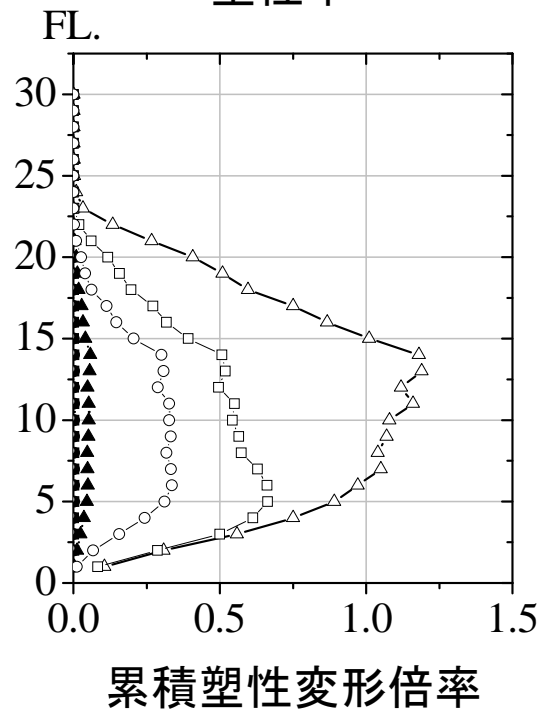
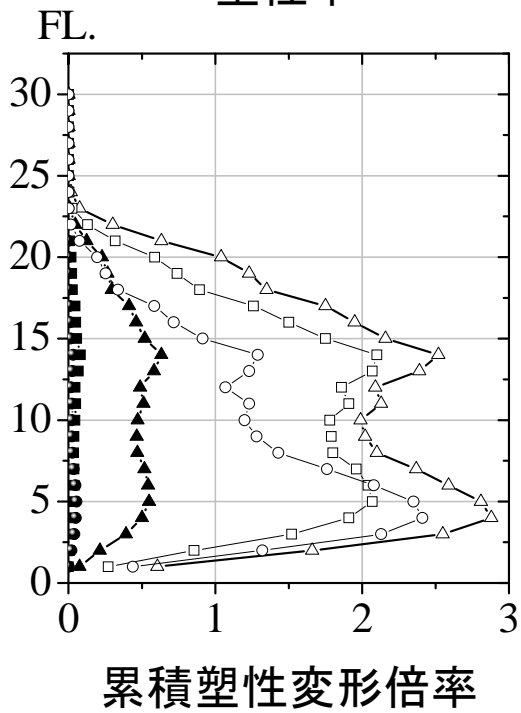
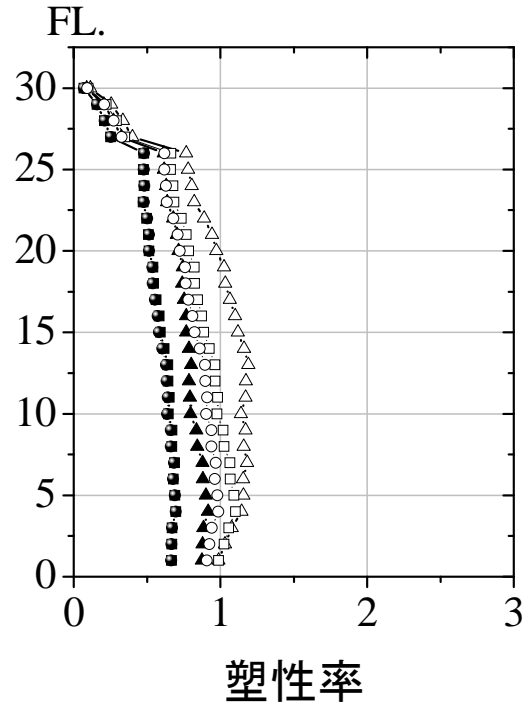
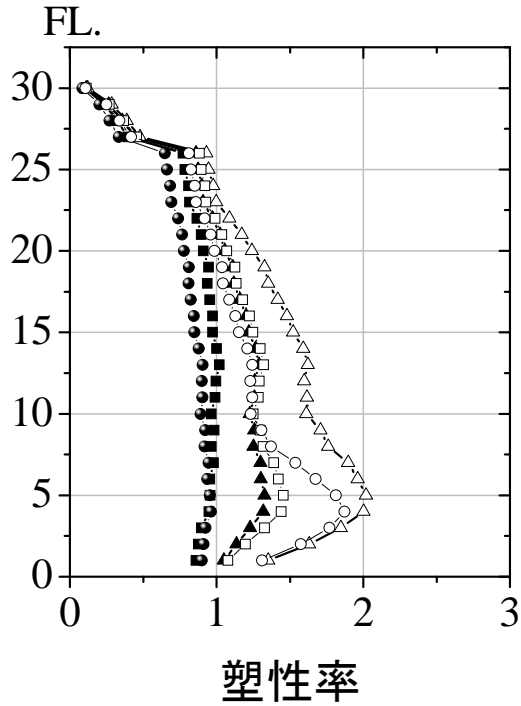


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (1)

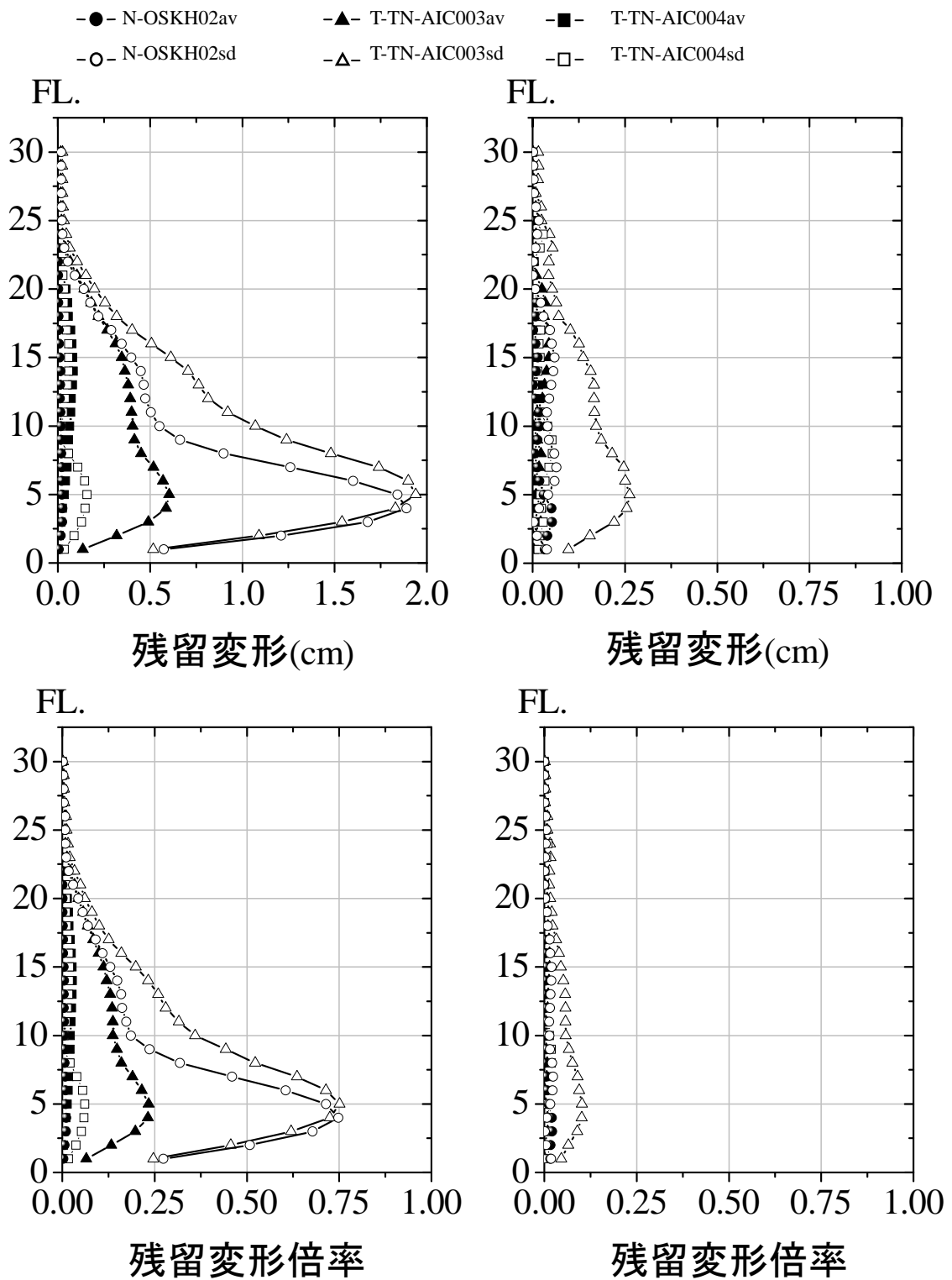
●- N-OSKH02av ▲- T-TN-AIC003av ■- T-TN-AIC004av
 ○- N-OSKH02sd △- T-TN-AIC003sd □- T-TN-AIC004sd



(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (2)



(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (3)

最大値である最大床加速度は、純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの差はほとんど見られない。標準波・告示波では最上層階で少し大きくなるが、下層階から上層階までほぼ同じ値を示す。

最大層間変形角は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルの最大値は大きく低減し、制振効果が現れる。標準波・告示波では中層階の15～25階で大きく、提案波1では5～20階に下中層階で大きい値を示す。

塑性率を見ると、純ラーメンモデルはわずかに架構が塑性化していたものが、制振ブレース付きモデルでは弾性範囲内にあり、制振効果が現れている。塑性率は標準波・告示波、提案波1ともに、1～26階までほぼ同じ値を示す。

累積値である累積塑性変形倍率は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルでの低減効果が大きく、最も制振効果が現れる評価指標である。標準波・告示波と提案波1のav波では小さく概ね弾性範囲に留まっているが、sd波では3～17階で大きく、制振ブレース付き架構ではそれが1/2～1/3にまで低減する。

層間残留変形は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルでの低減効果が大きく、最も制振効果が現れる。標準波・告示波と提案波1のav波では小さくほとんど生じないが、sd波では1～10階で大きく、制振ブレース付き架構ではそれがほとんど0まで低減する。

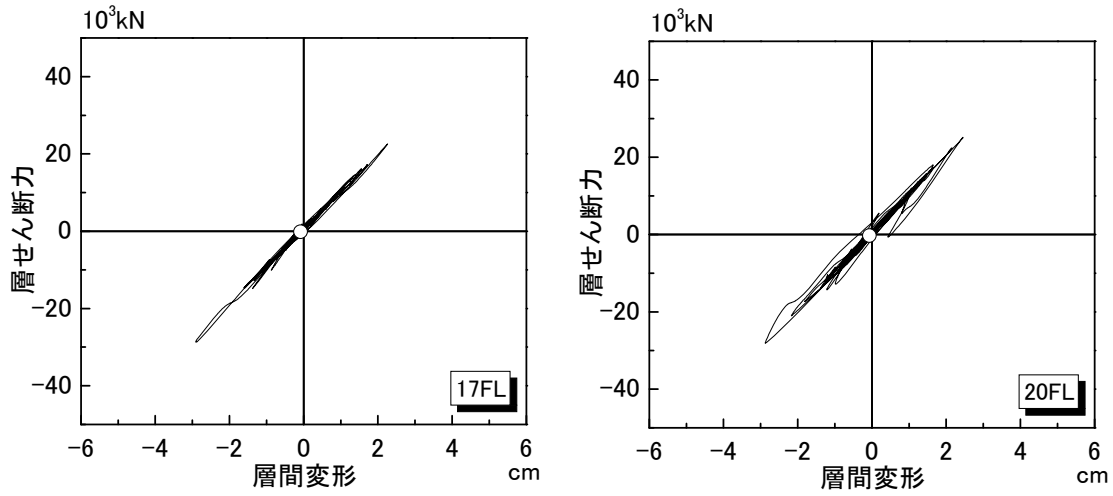
(3) 層の層せん断力-層間変形の履歴曲線

地震応答結果一覧より、層間変形角が最大になる層の層せん断力-層間変形の履歴曲線を図4.2.28～4.2.30に示す。なお、図中の○印は、地震終了時を示している。

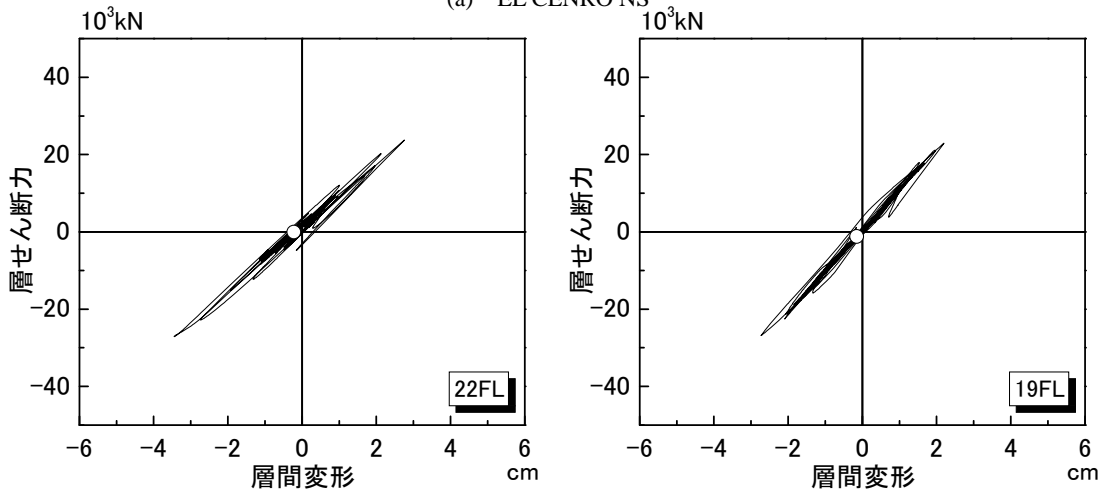
図4.2.28～4.2.29より、標準波・告示波はともに最大応答層においても履歴曲線はほとんど膨らみを持たず、地震終了時には原点に戻っている。図4.2.30より、提供波のav波は標準波・告示波と同様な履歴曲線を示すが、sd波による純ラーメンモデルの履歴ループは膨らみを持ち、地震時終了時にも原点に戻らず残留変形が生じている。制振ブレース付きモデルでは履歴ループの膨らみが減少し、地震終了時に原点に戻っている。

層せん断力-層間変形の履歴曲線

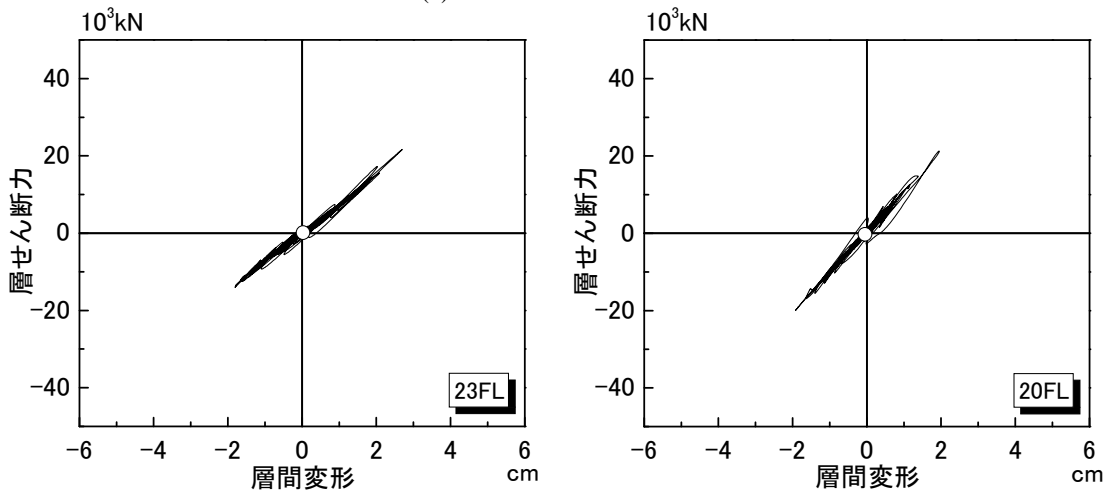
○ 地震終了時のプロット



(a) EL CENRO NS



(b) HACHINOHE EW



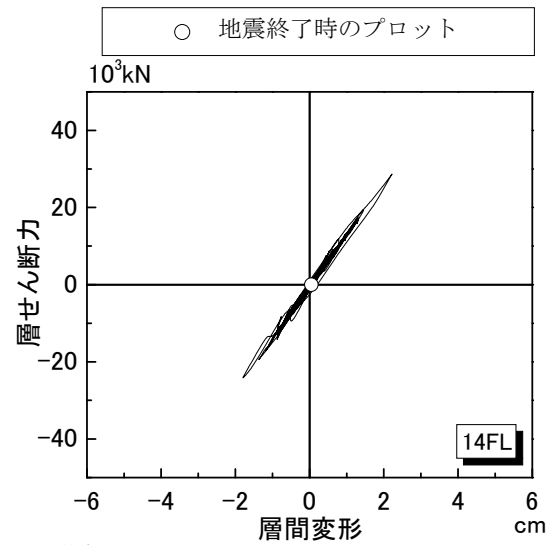
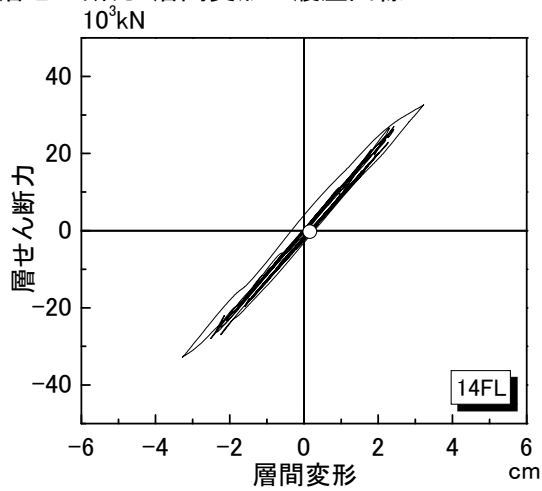
(c) TAFTA EW

(i) 耐震モデル

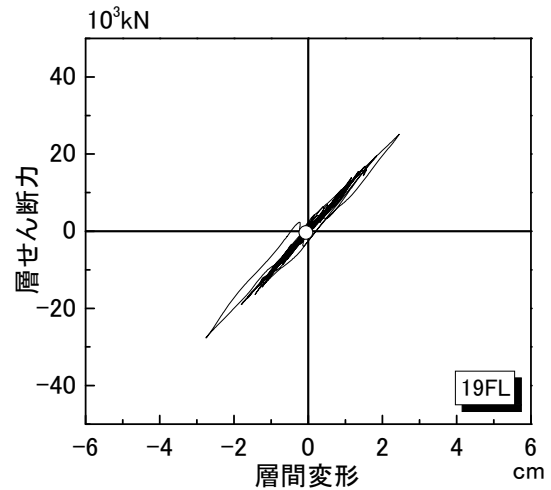
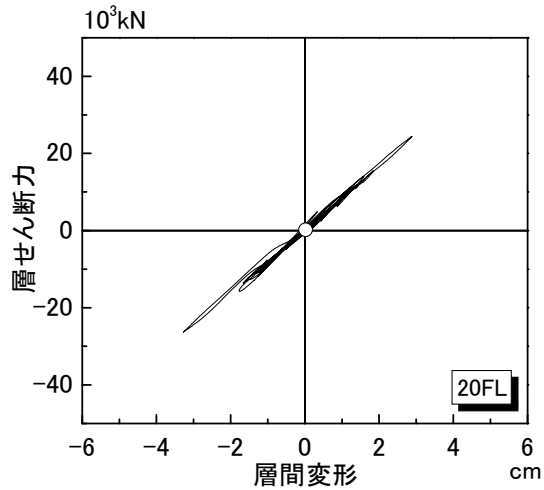
(ii) 制振モデル

図 4.2.28 標準波による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層)

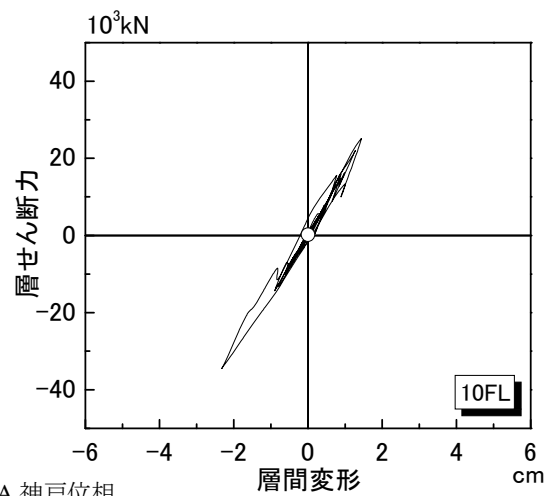
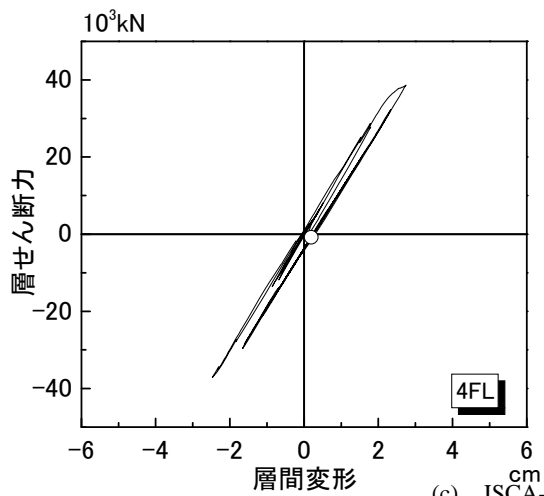
層せん断力-層間変形の履歴曲線



(a) JSCA-八戸位相



(b) JSCA-東北大学位相



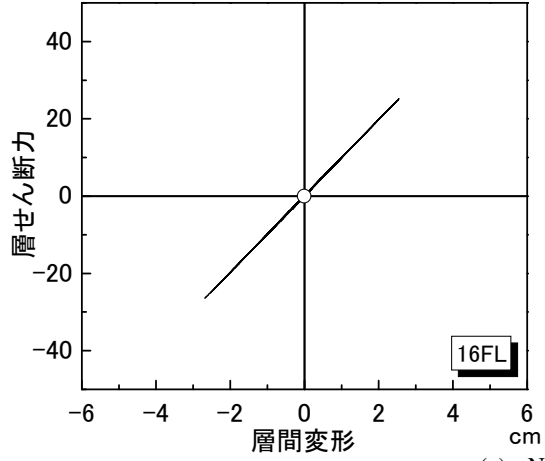
(c) JSCA-JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

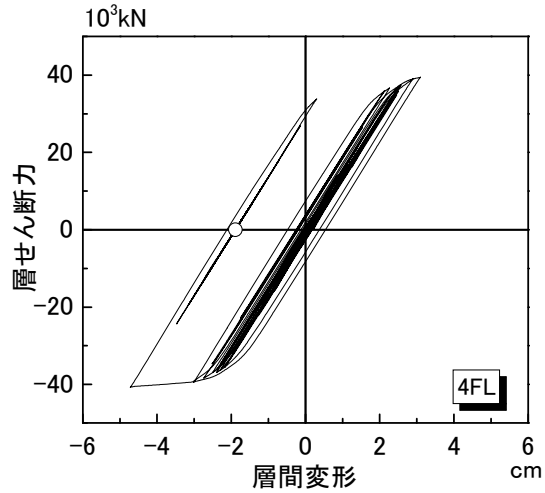
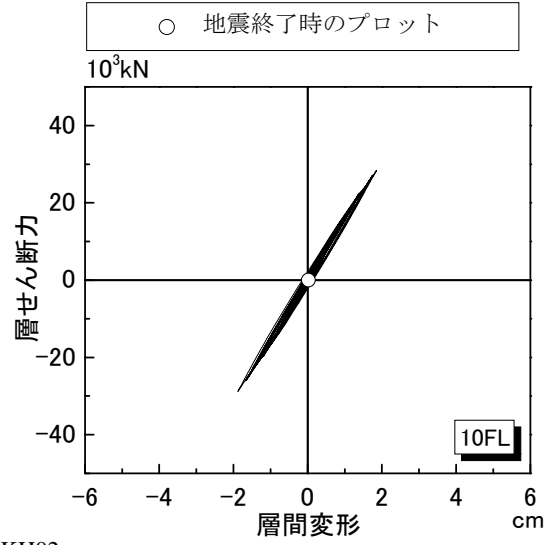
(ii) 制振モデル

図 4.2.29 告示波による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層)

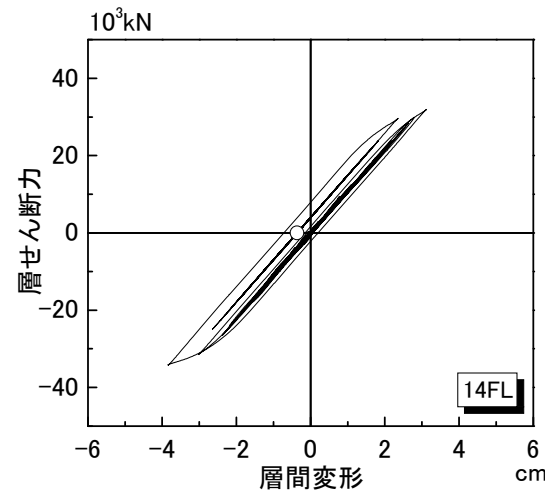
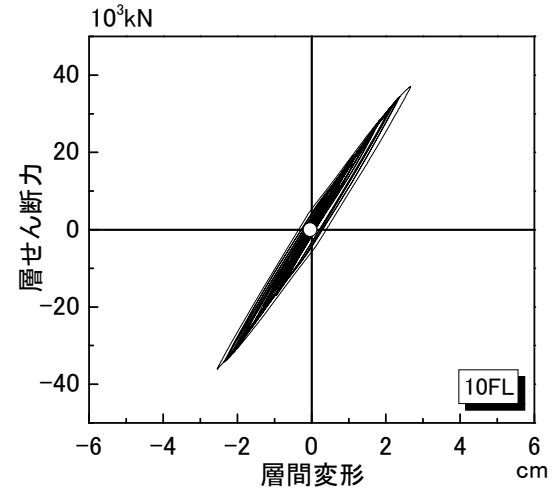
層せん断力-層間変形の履歴曲線
10³kN



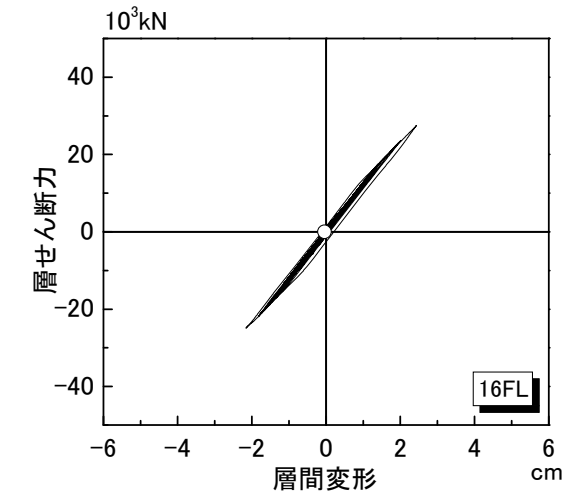
(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



(c) T-TN-AIC003av

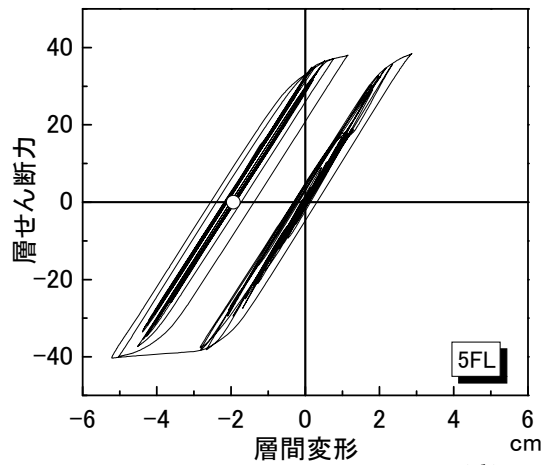


(i) 耐震モデル

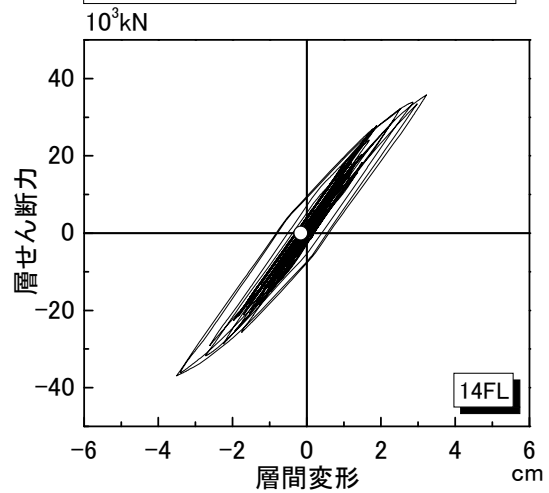
(ii) 制振モデル

図 4.2.30 提供波 1 による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層) (1)

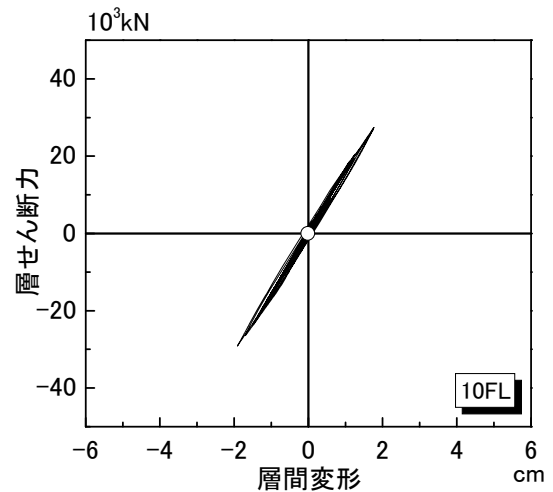
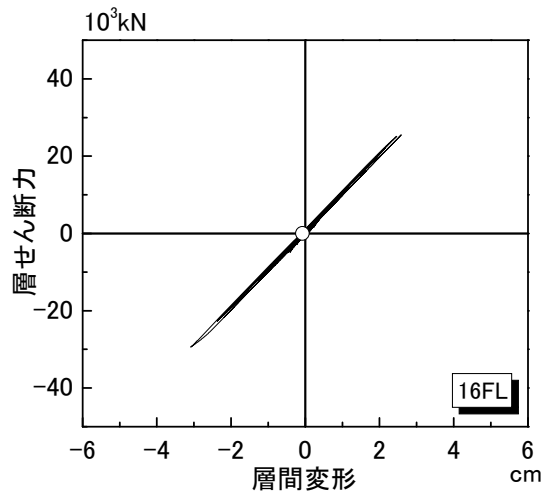
層せん断力-層間変形の履歴曲線
 10^3kN



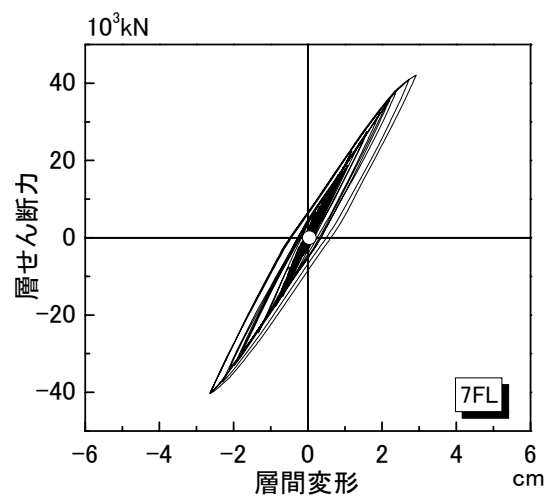
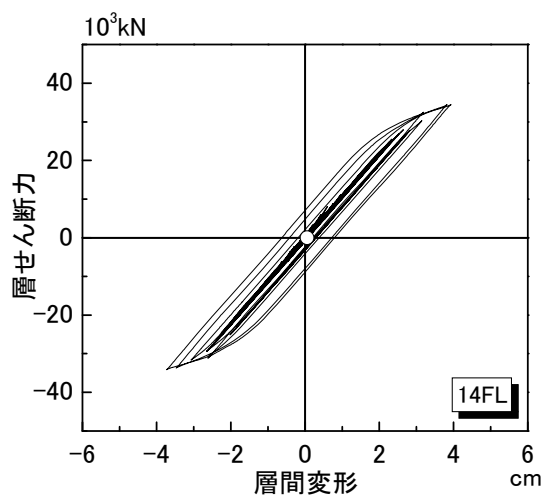
○ 地震終了時のプロット



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

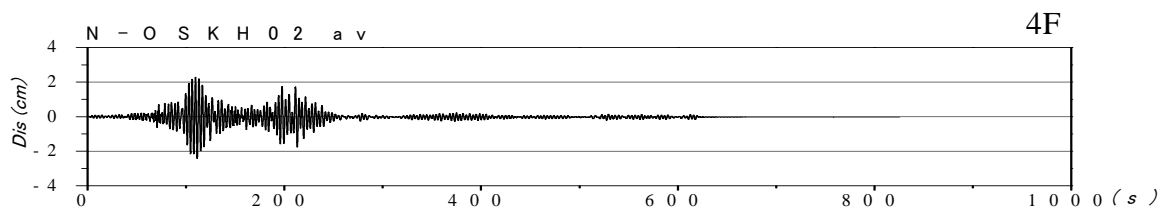
(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

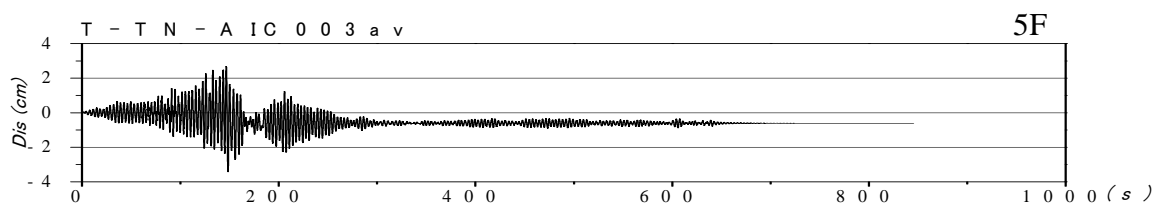
図 4.2.30 提供波 1 による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層) (2)

(4) 層間変形の時刻歴

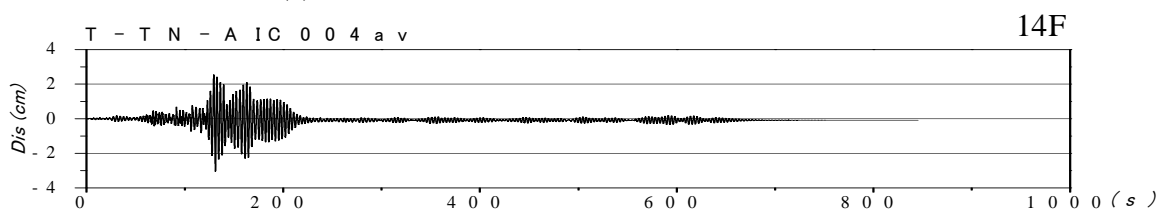
提案波 1, 2 の平均値 av 波形による純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの最大応答値を示す層間変形の時刻歴波形を図 4.2.31, 4.2.32 示す。



(a) N-OSKH02av (南海 此花)

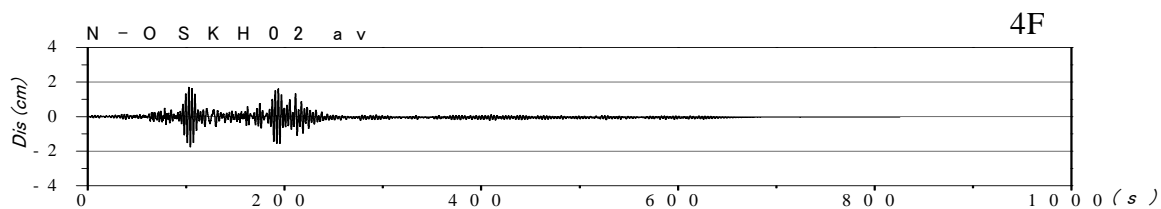


(b) T-TN-AIC003av (東南海・東海 津島)

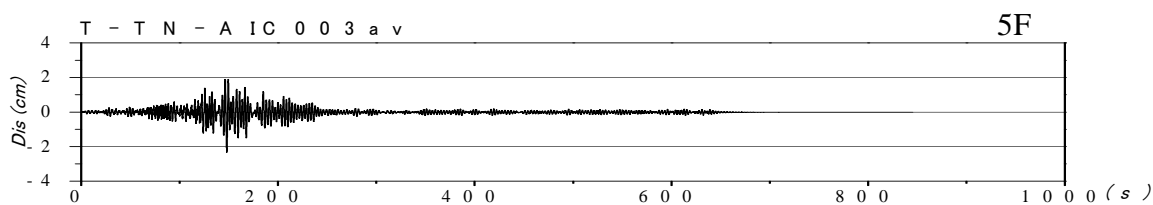


(c) T-TN-AIC004av (東南海・東海 名古屋)

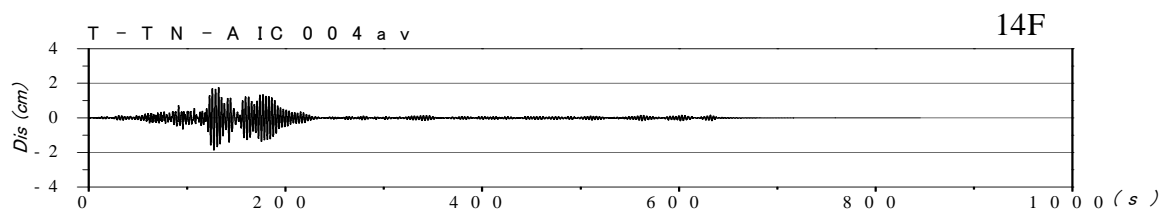
図 4.2.31 提案波の平均値 av 波形による純ラーメンモデルの層間変形の時刻歴



(a) N-OSKH02av (南海 此花)



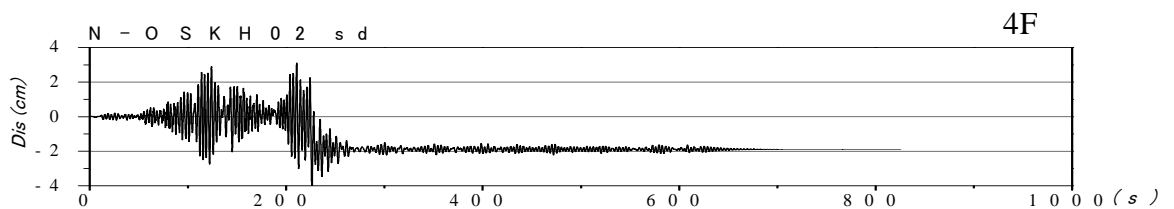
(b) T-TN-AIC003av (東南海・東海 津島)



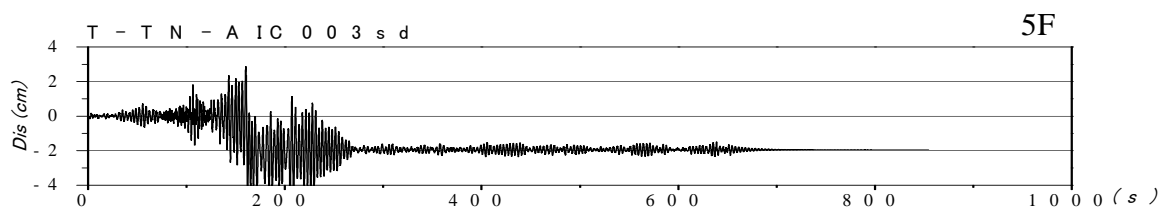
(c) T-TN-AIC004av (東南海・東海 名古屋)

図 4.2.32 提案波の平均値 av 波形による制振ブレース付きモデルの層間変形の時刻歴

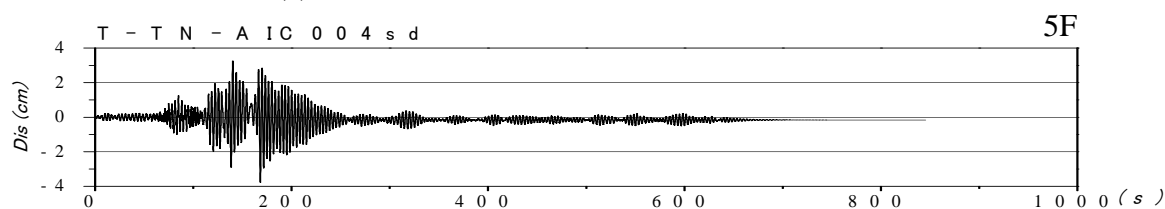
提案波 1, 2 の平均値 + 標準偏差 sd 波形による純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの最大応答値を示す層間変形の時刻歴波形を図 4.2.33, 4.2.34 に示す。



(a) N-OSKH02sd (南海 此花)

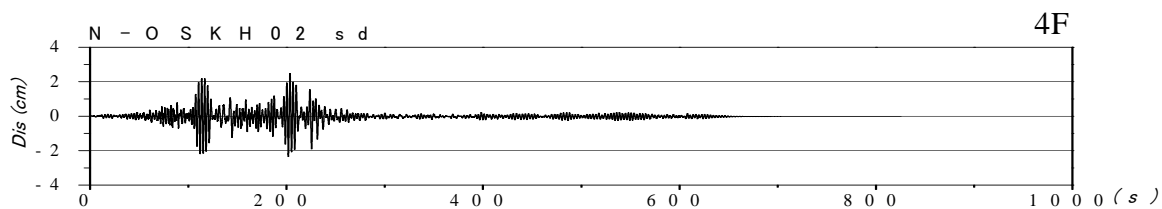


(b) T-TN-AIC003 sd (東南海・東海 津島)

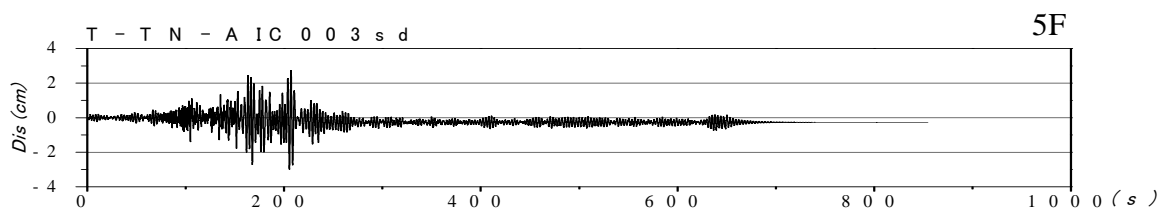


(c) T-TN-AIC004 sd (東南海・東海 名古屋)

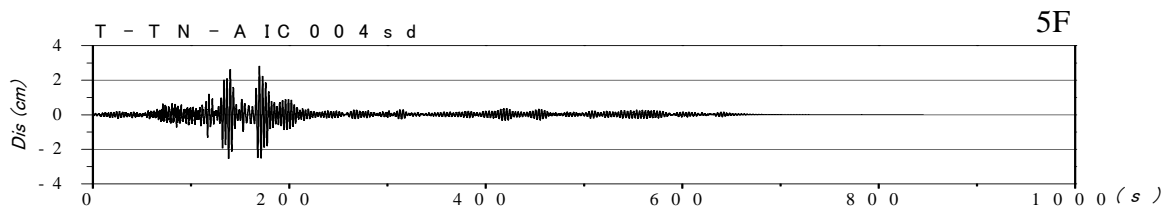
図 4.2.33 提案波 sd 波形による純ラーメンモデルの層間変形の時刻歴



(a) N-OSKH02sd (南海 此花)



(b) T-TN-AIC003 sd (東南海・東海 津島)



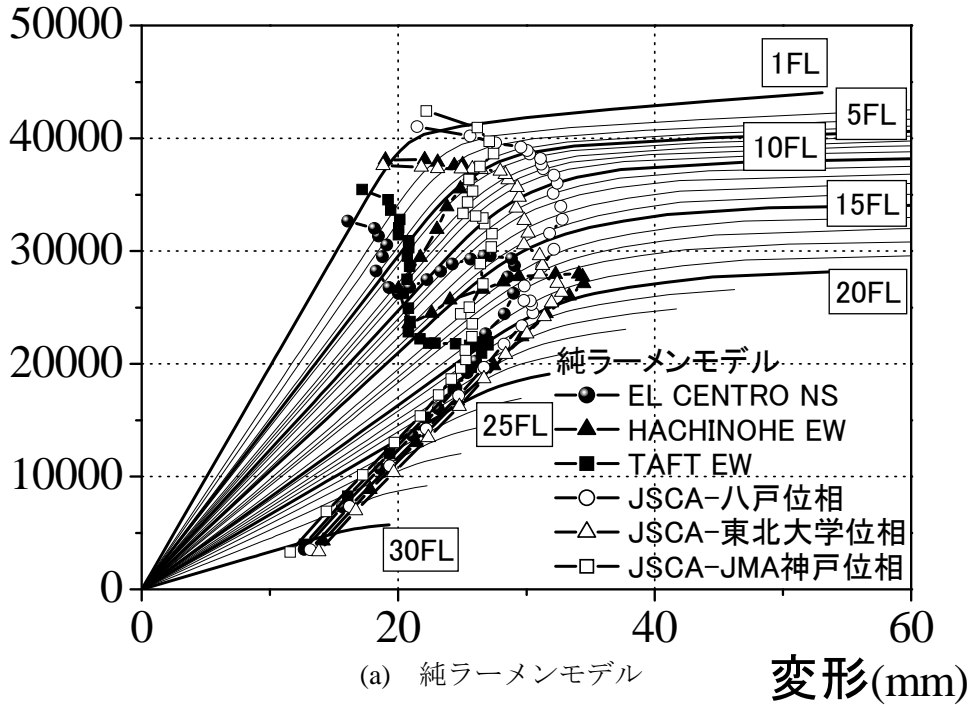
(c) T-TN-AIC004 sd (東南海・東海 名古屋)

図 4.2.34 提案波 sd 波形による制振ブレース付きモデルの層間変形の時刻歴

(5) 最大応答値の層せん断力-層間変形曲線へのプロット

最大応答値を荷重増分法による静的弾塑性解析から求めた層せん断力-層間変形曲線上にプロットし、図4.2.35～4.2.36に示す。

層せん断力(kN)



層せん断力(kN)

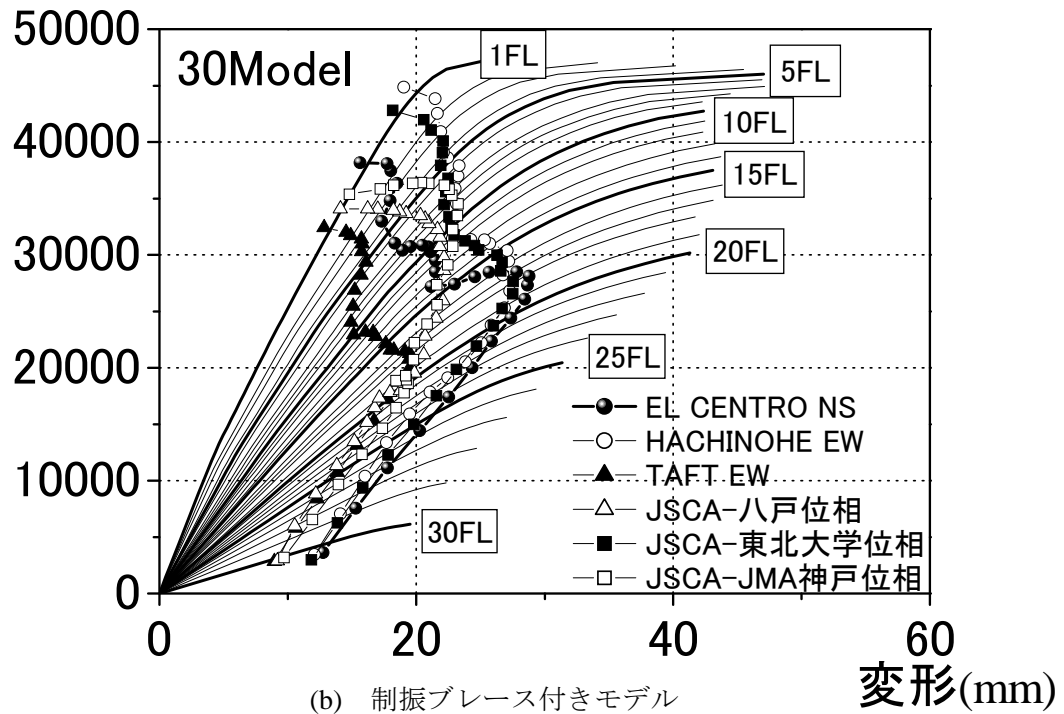
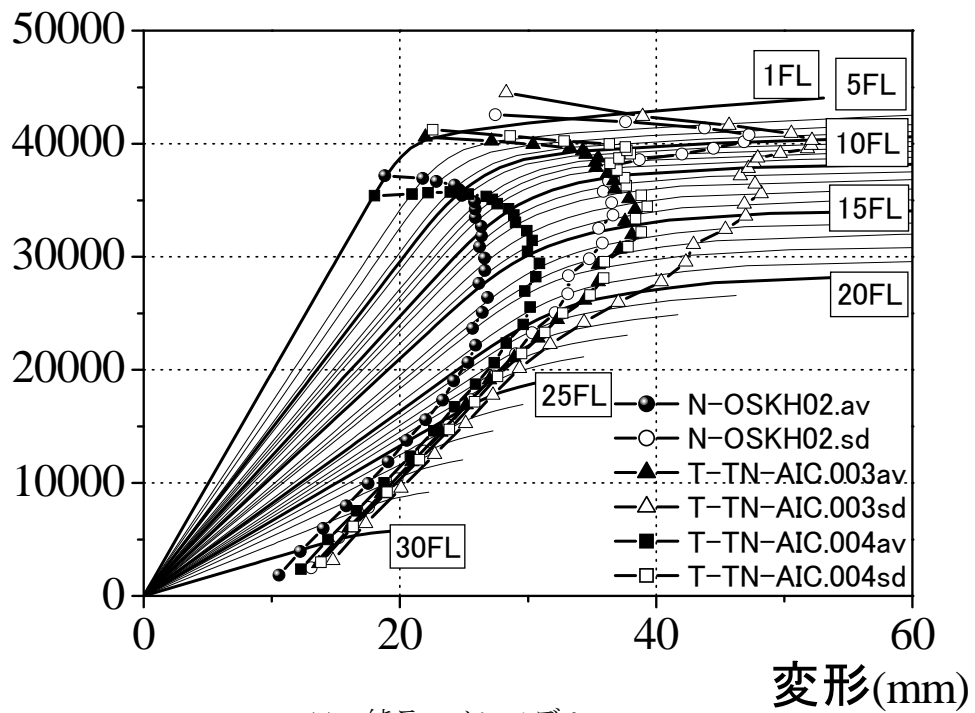


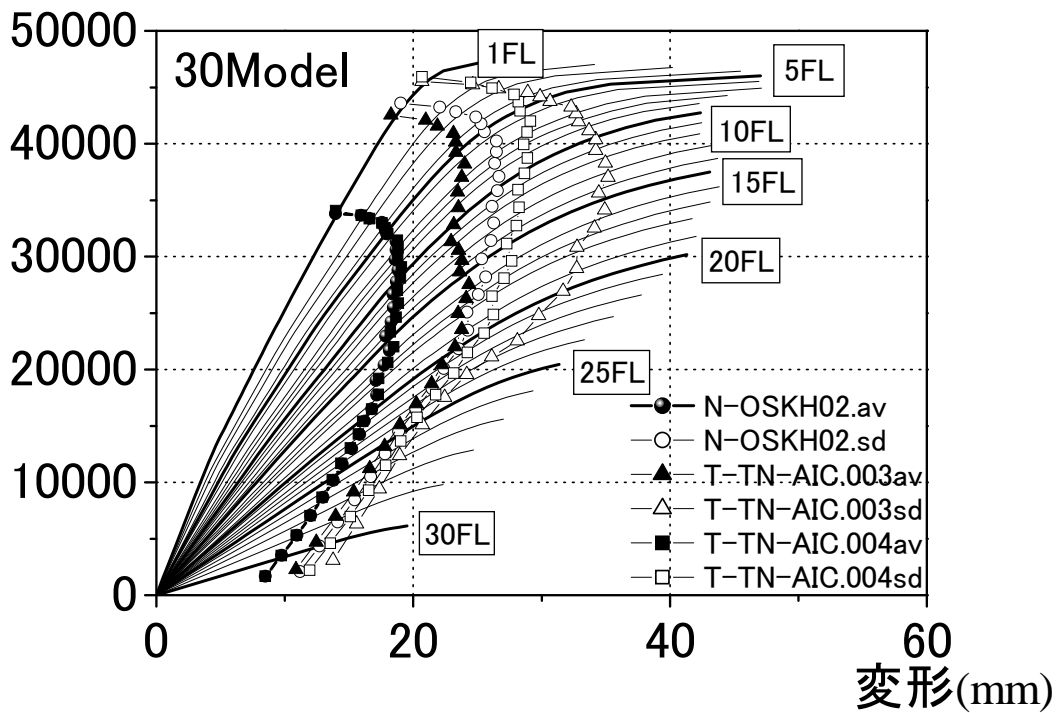
図 4. 2. 35 標準波・告示波の最大応答値の層せん断力-層間変形曲線上へのプロット

層せん断力(kN)



(a) 純ラーメンモデル

層せん断力(kN)



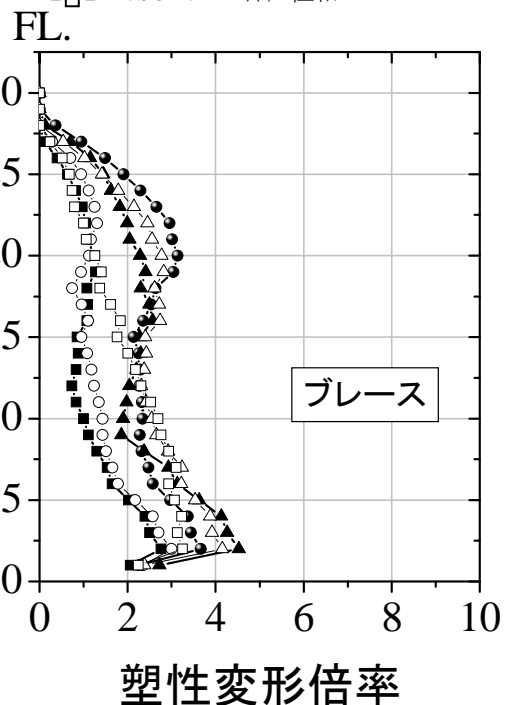
(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.36 提案波 1 の最大応答値の層せん断力-層間変形曲線上へのプロット

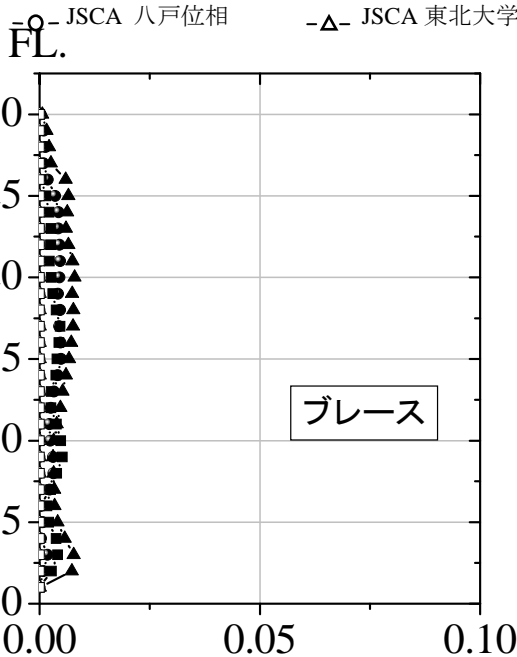
(6) 制振ブレースの応答評価

図 4.2.37,4.2.38 に制振ブレースモデルの制振ブレースの塑性変形倍率, 残留変形倍率, 累積塑性変形倍率の高さ方向分布を示す.

- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW -■- TAFT EW
- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北学位相 -□- JSCA JMA 神戸位相



- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW
- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北学位相



- TAFT EW
- JSCA JMA 神戸位相

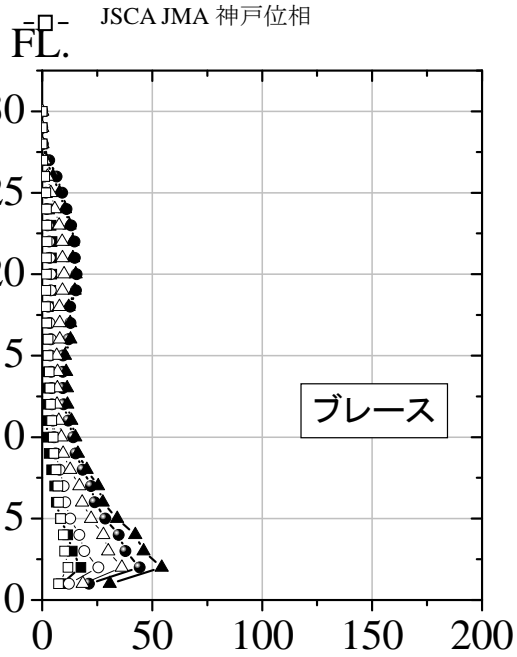
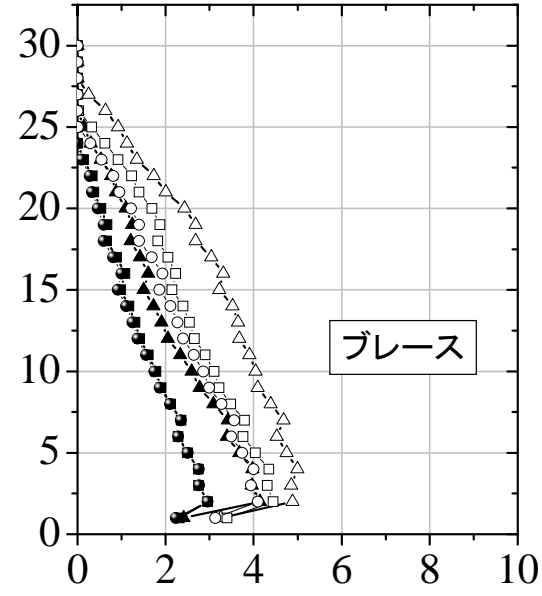


図 4.2.37 標準波・告示波による制振ブレースの高さ方向の応答分布

- N-OSKH02av -▲- T-TN-AIC003av -■- T-TN-AIC004av
- N-OSKH02sd -△- T-TN=AIC003sd -□- T-TN-AIC004sd

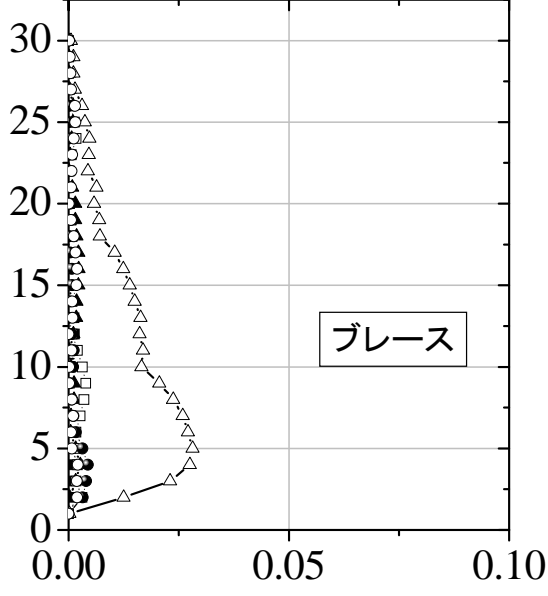
FL.



塑性変形倍率

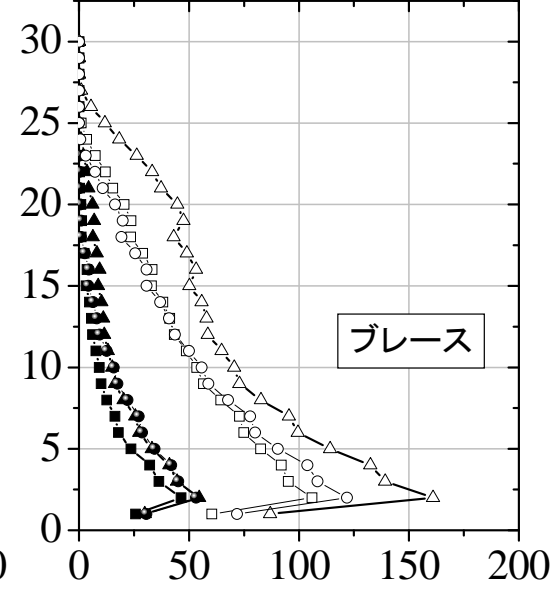
- N-OSKH02av -▲- T-TN-AIC003av -■- T-TN-AIC004av
- N-OSKH02sd -△- T-TN=AIC003sd -□- T-TN-AIC004sd

FL.



残留変形倍率

FL.



累積塑性変形倍率

図 4. 2. 38 提案波 1 による制振ブレースの高さ方向の応答分布

(7) 梁部材の平面的応答分布

一つの層における各梁部材端の最大値と累積値の平面的な分布を検討するために、X1 通り、X2 通りに着目する。検討の対象とする通りと梁端の位置を図 4.2.39 に示す。

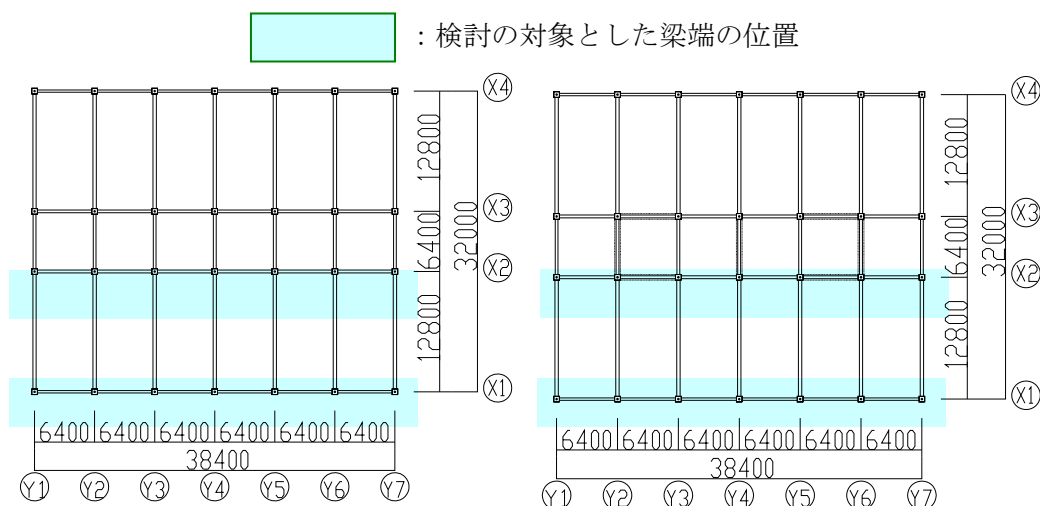


図 4.2.39 平面的な分布の検討の対象にする梁端位置

応答値が大きくなる 5F, 15F における X1 通り, X2 通りの梁部材端の最大値 (塑性変形倍率) と累積値 (累積塑性変形倍率) の平面的分布を求める。塑性変形倍率, 累積塑性変形倍率に対する評価は表 4.2.32 に示す JSCA 性能メニューの性能判断基準値表³⁾を用いて評価する。標準波・告示波と提案波 1 の 5F と 15F の塑性変形倍率を図 4.2.40~図 4.2.45 に, 標準波・告示波と提案波 1 の 5F と 15F の累積塑性変形倍率を図 4.2.46~51 に示す。

応答結果を表 4.2.21 に示す JSCA 性能メニューの性能判断基準値表に基づき, 終局耐震性能を評価する。JSCA 性能メニューでは, 層間変形角 R を性能評価項目の基準と考えており, 損傷限界値, 余裕度 I, 余裕度 II, 安全限界値を, それぞれ 1/200, 1/150, 1/100, 1/75 と規定している。最大値の安全限界値に対する比率は, 層間変形角の比率 ($100/75=1.33$, $150/75=2.0$) をそのまま採用し, 累積値は最大値の比率を二乗した値 ($1.33^2=1.77$, $2.0^2=4.0$) としている。また, 角形鋼管柱と H 型鋼梁の接合部を対象とする, 正負交番の静的漸増載荷または動的載荷実験に基づく柱・梁接合部の破壊性状に関する論文を収集し, 接合部詳細や接合形式ごとに整理し, 柱・梁接合部の塑性変形能力を評価して, 構造部材の安全限界値を設定している。実験データの多い, 工場で梁端部を柱に溶接したブラケットタイプで JASS6 型スカラップの場合を基準にして, ノンスカラップの場合, フランジを現場溶接, ウェブを高力ボルト接合した梁端混用形式について示している。累積塑性変形倍率は, 床スラブ付きの合成梁では中立軸の上昇によりフランジの歪が増大して早期に破断する影響と合成効果による全塑性モーメントの増大を考慮して, 純鉄骨に対して 2/3 倍の値としている。さらに, 架構の部材レベルの時刻歴応答解析から, 構造部材と構造骨組の応答値の関係を求め, 構造部材の安全限界値から構造骨組の安全限界値を定めている。

最大値である部材の塑性線形倍率は, 図 4.2.40, 4.2.41 より標準波では HCHINOHE EW 波により制振ブレース付きモデルの 15 階の X2 通りの境界梁 3 本が $\mu_m=1.2\sim 1.5$ の塑性変形倍率を

示すのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.42,4.2.43 より、告示波では JSCA 八戸位相波により純ラーメンモデルの 5 階と 15 階の梁端部が全塑性モーメントに達し、 $\mu_m=1.2\sim 1.5$ を示す。JSCA 東北大位相波では 5 階で、JSCA 神戸位相波では 15 階でわずかに梁端部が全塑性モーメントに達する。制振ブレース付きモデルでは JSCA 東北大位相波により 15 階の X2 通りの境界梁 1 本が全塑性モーメントに達するのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.44,4.2.45 より純ラーメンモデルは提案波 1 の av 波のうち T-TN-AIC003av の 5 階と 15 階、T-TN-AIC004av の 15 階で梁端が全塑性モーメントに達する。提案波 1 の sd 波では、全ての地震波で 5 階と 15 階の梁端部が全塑性モーメントに達し、 $\mu_m=0.5\sim 3.0$ を示す。制振ブレース付きモデルは純ラーメンモデルに比べて塑性化する梁端が減少しており、全塑性モーメントに達した梁端についてもその累積塑性変形倍率は小さくなっている。

表 4.2.21 性能判断基準値表³⁾

対象	性能評価項目	損傷限界	安全限界 余裕度 I	安全限界 余裕度 II	安全限界		
建物挙動	R (rad)	1/200	1/150	1/100	1/75		
	α (m/s ²)	—	2.5	5.0	10.0		
構造体	構造骨組	μ	0	1.0	2.0	3.0	
		η	JASS6 型	0	$2.6(\delta_y/\delta_{eq})$	$6.0(\delta_y/\delta_{eq})$	$10.7(\delta_y/\delta_{eq})$
			ノスカラップ°	0	$4.5(\delta_y/\delta_{eq})$	$10.2(\delta_y/\delta_{eq})$	$18.2(\delta_y/\delta_{eq})$
			梁端混用	0	$1.7(\delta_y/\delta_{eq})$	$3.7(\delta_y/\delta_{eq})$	$6.7(\delta_y/\delta_{eq})$
		γ (%)	0	30	60	100	
	構造部材	μ_m	0	1.5	2.75	4.0	
		η_m	JASS6 型	0	5.4	12.0	21.5
			ノスカラップ°	0	9.0	20.5	36.5
			梁端混用	0	3.5	7.5	13.5
		制振・免震部材	η_d	—	$\eta_{du}/4.0$	$\eta_{du}/1.77$	$\eta_{du}=400$
W_d	—		$W_{du}/4.0$	$W_{du}/1.77$	W_{du}		
δ_l	—		$\delta_{lu}/2.0$	$\delta_{lu}/1.33$	δ_{lu}		

注) R : 層間変形角, α : 床加速度, μ : 層の塑性変形倍率, η : 層の累積塑性変形倍率,
 γ : 塑性ヒンジ発生率, μ_m : 部材の塑性変形倍率, η_m : 部材の累積塑性変形倍率,
 η_d : ダンパーの累積塑性変形倍率, W_d : ダンパーのエネルギー吸収量, δ_l : アイソレータの変位

累積値である部材の累積塑性変形倍率は、図 4.2.46,4.2.47 より標準波では HCHINOHE EW 波により制振ブレース付きモデルの 15 階の X2 通りの境界梁 3 本の塑性変形倍率が僅かに値を持つのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.48,4.2.49 より、告示波では JSCA 八戸位相波により純ラーメンモデルの 5 階と 15 階の梁端部が塑性化し、 $\eta_m=1.\sim 2.$ を示す。JSCA 東北大位相波では 5 階で、JSCA 神戸位相波では 15 階で梁端部が塑性化し、塑性変形倍率が僅かに値を持つ。制振ブレース付きモデルでは JSCA 東北大位相波により 15 階の X2 通りの

境界梁 1 本が塑性化し、塑性変形倍率が僅かに値を持つが残りは全て弾性範囲に留まる。
 図 4.2.50,4.2.51 より純ラーメンモデルは提案波の av 波のうち T-TN-AIC003av の 5 階と 15 階、
 T-TN-AIC004av の 15 階で梁端が塑性化するが、累積塑性変形倍率は $\eta_m=1. \sim 2.$ と小さい。提案波の sd 波では、全ての地震波で 5 階と 15 階の梁端部が塑性化し、 $\eta_m=3. \sim 12.$ を示す。制振ブレース付きモデルは純ラーメンモデルに比べて塑性化する梁端が減少しており、塑性化した梁端についてもその累積塑性変形倍率は小さくなっている。ただし、制振ブレースの境界梁については、純ラーメンモデルの梁端と同程度の累積塑性変形倍率を示す。

5F 塑性変形倍率 (標準波)

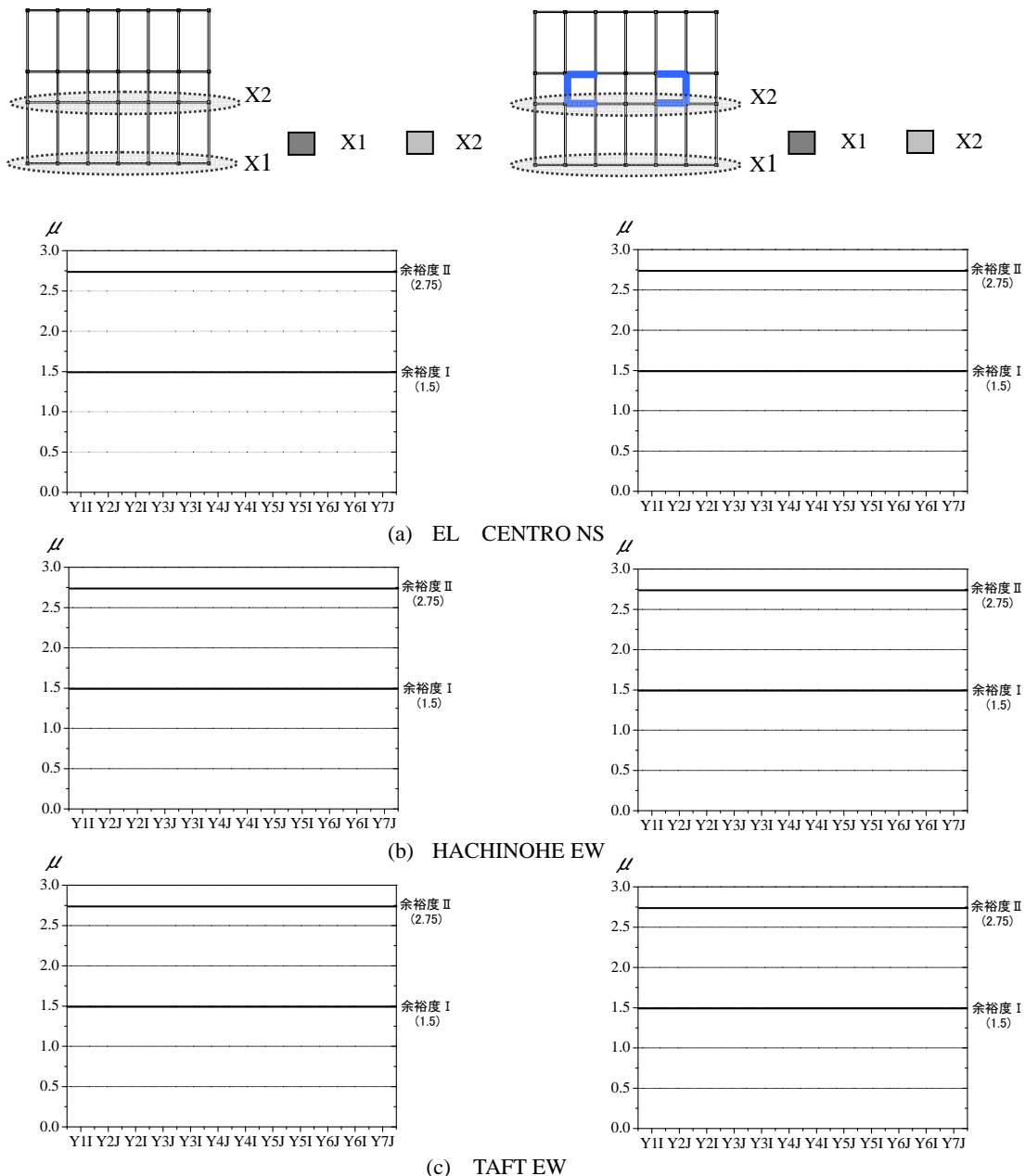
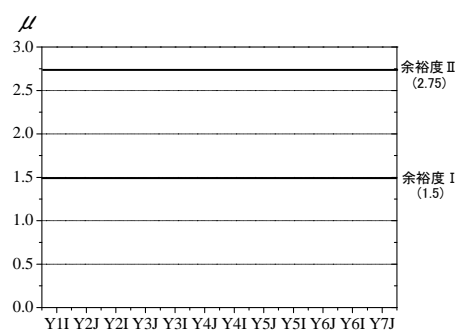
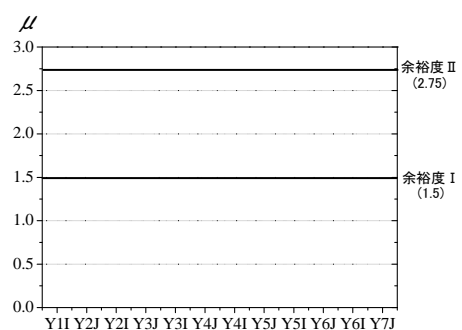
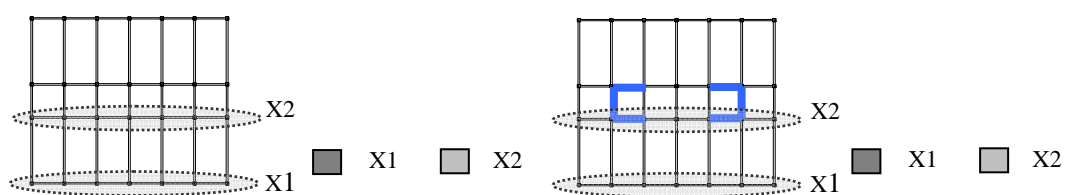
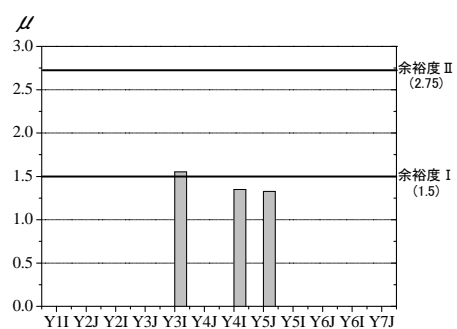
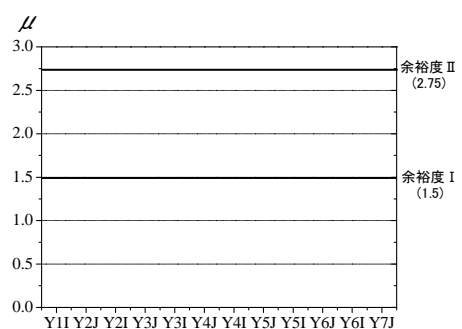


図 4.2.40 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 標準波)

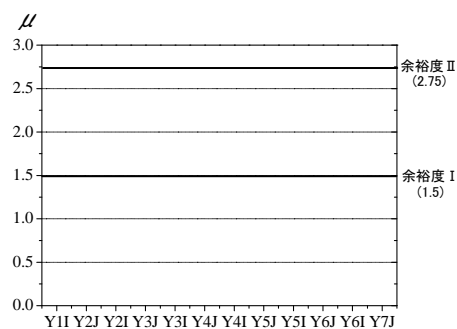
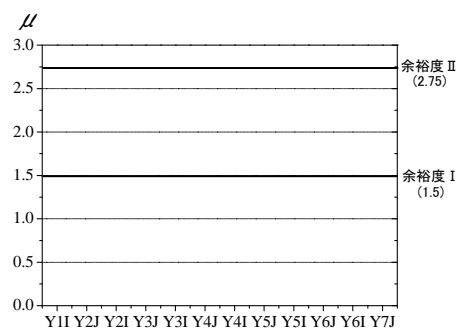
15F 塑性変形倍率 (標準波)



(a) EL CENTRO NS



(b) HACHINOHE EW



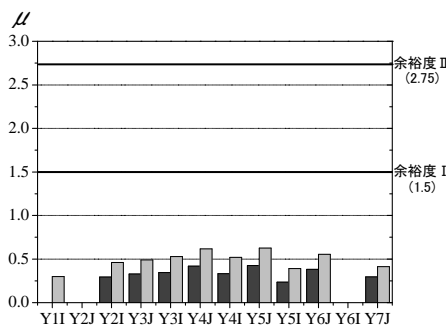
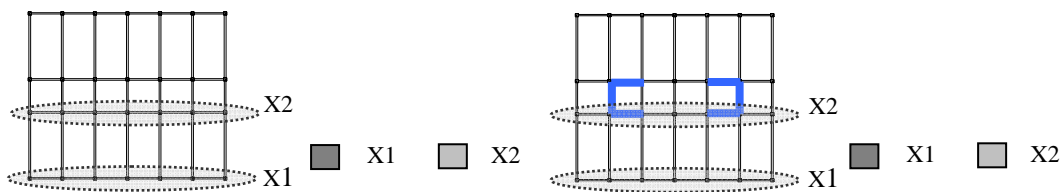
(c) TAFT EW

(i) 耐震モデル

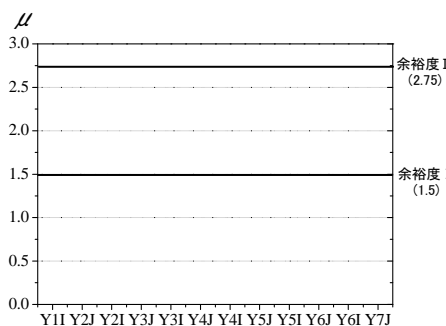
(ii) 制振モデル

図 4.2.41 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 標準波)

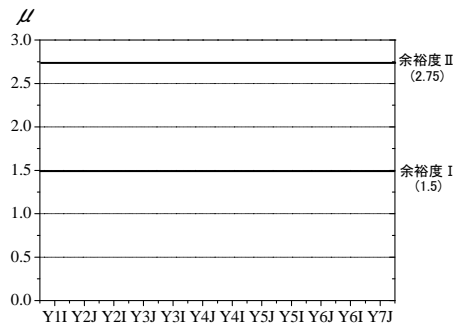
5F 塑性変形倍率 (告示波)



(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北学位相



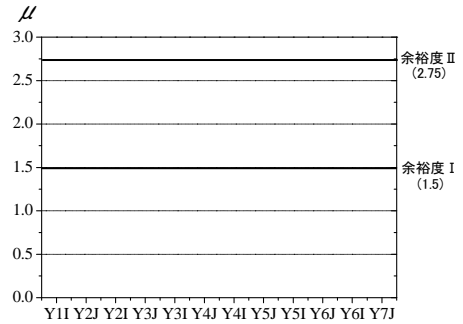
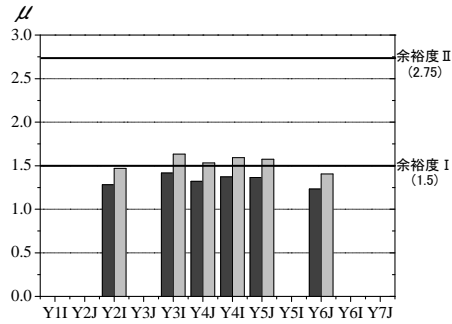
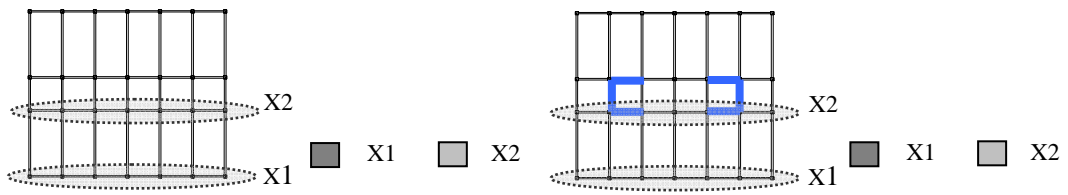
(c) JSCA JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

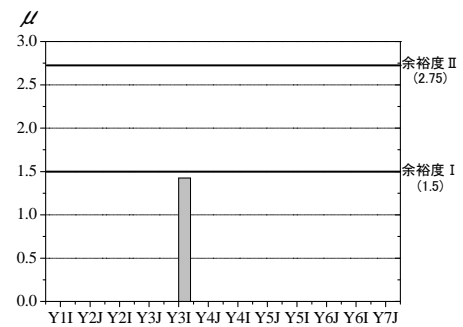
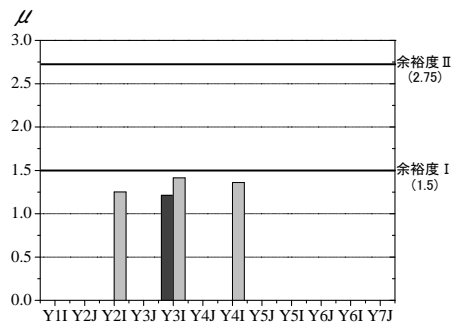
(ii) 制振モデル

図 4.2.42 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 告示波)

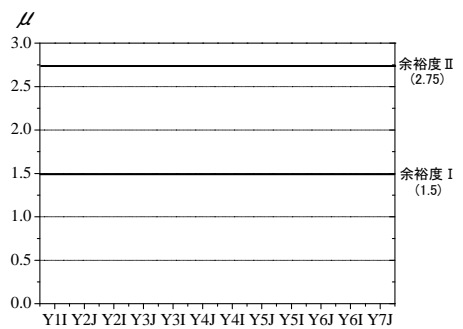
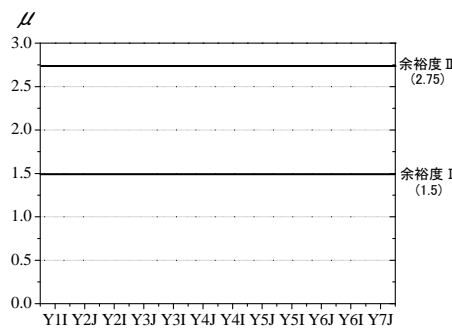
15F 塑性変形倍率 (告示波)



(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北大学位相



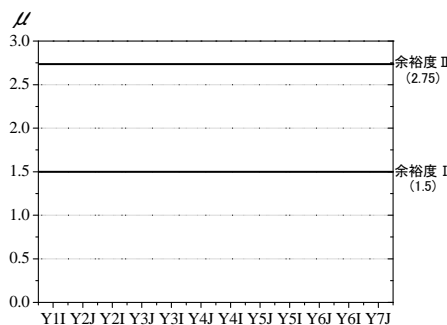
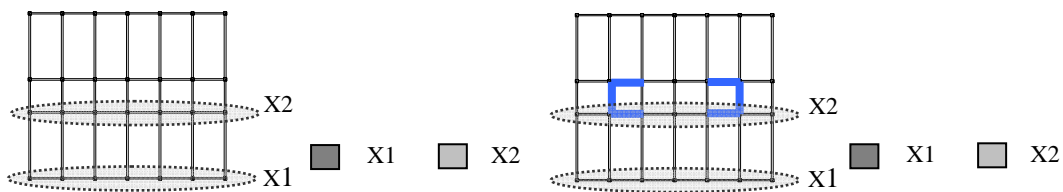
(c) JSCA JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

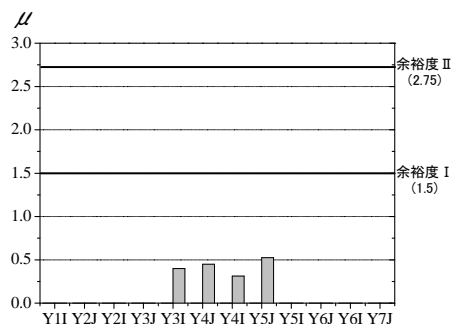
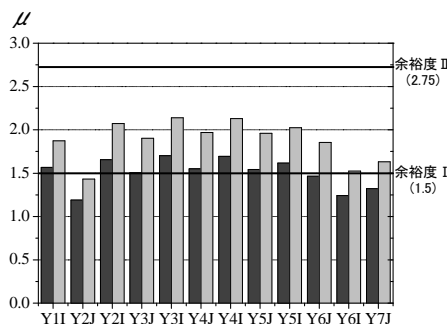
(ii) 制振モデル

図 4.2.43 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 告示波)

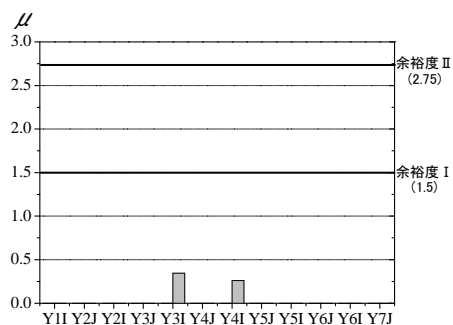
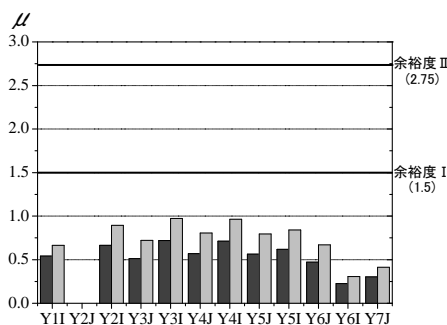
5F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



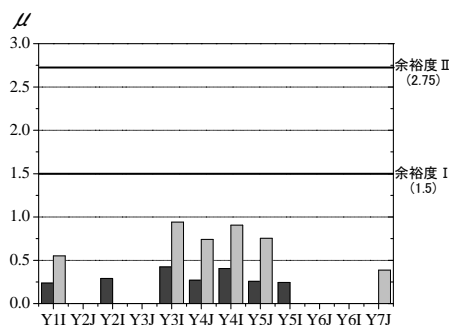
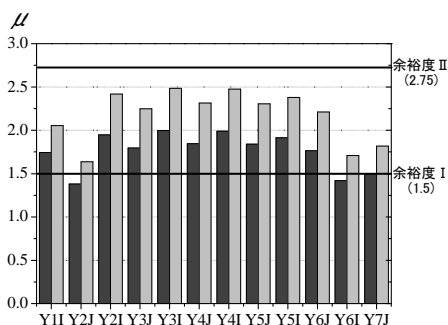
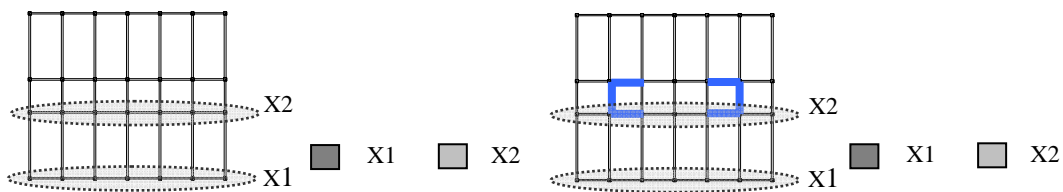
(b) T-TN-AIC003av

(c) (i) 耐震モデル

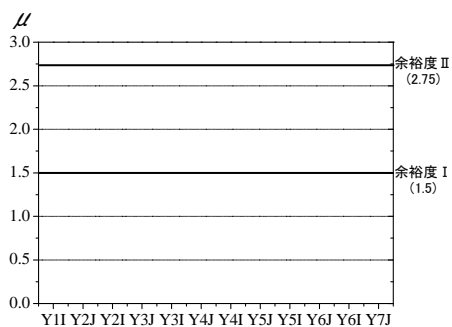
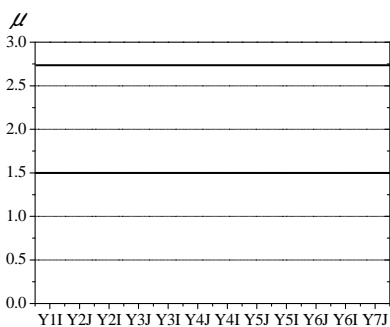
(ii) 制振モデル

(d) 図 4.2.44 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(1)

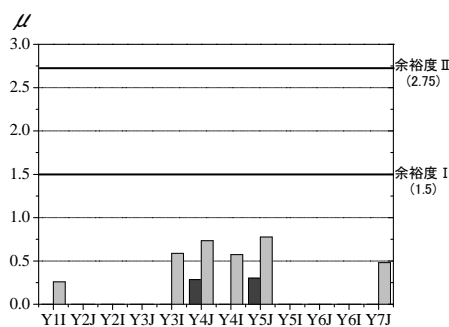
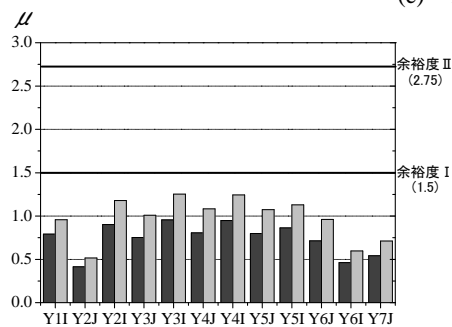
5F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



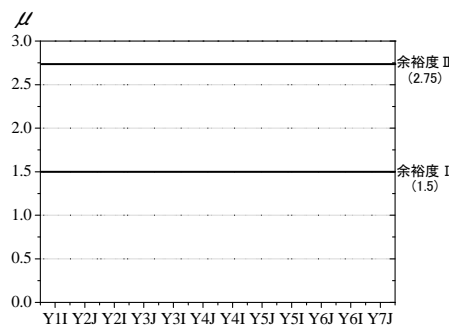
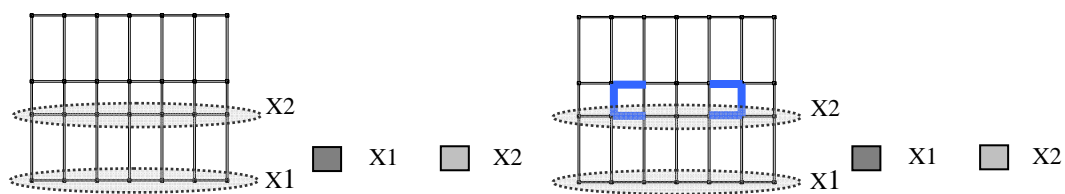
(f) T-TN-AIC004sd

(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4. 2. 44 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(2)

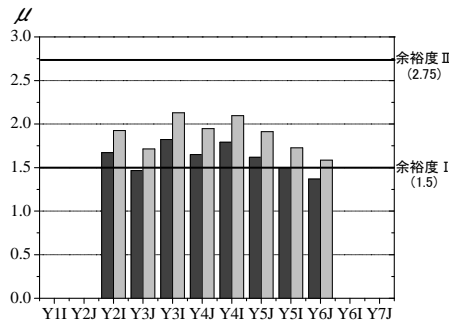
15F 塑性変形倍率 (提案波 1)



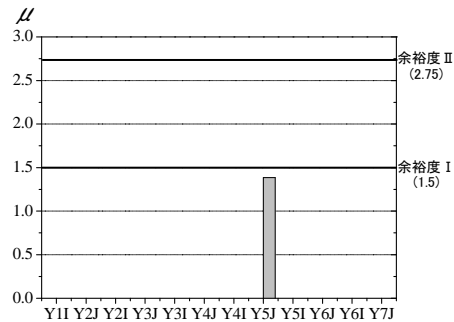
(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



(c) T-TN-AIC003av

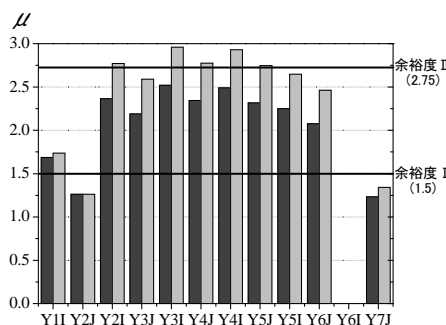
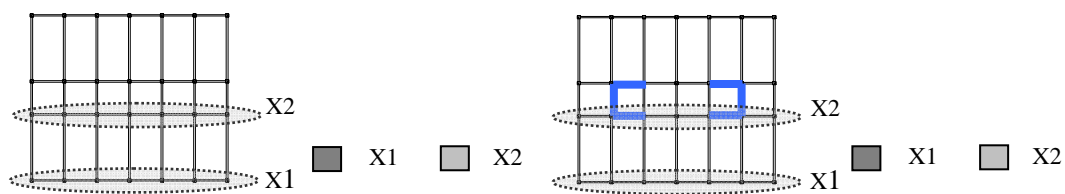


(i) 耐震モデル

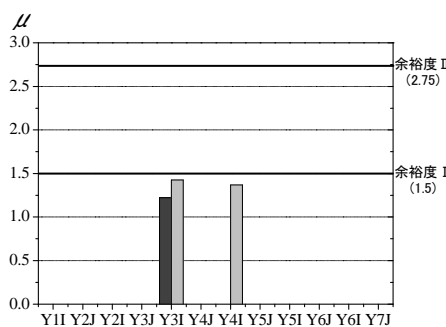
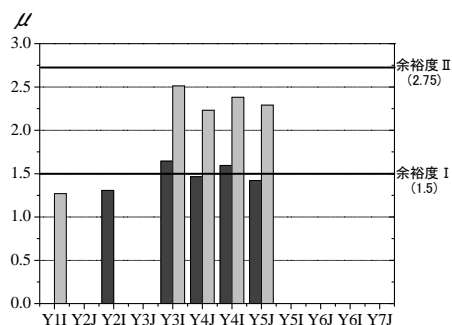
(ii) 制振モデル

図 4.2.45 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(1)

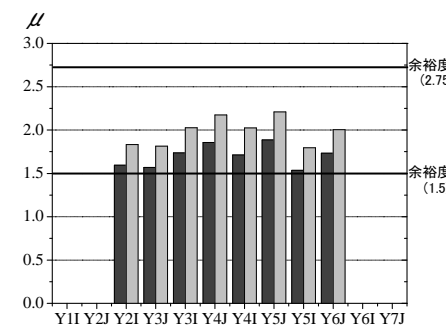
15F 塑性変形倍率 (提案波 1)



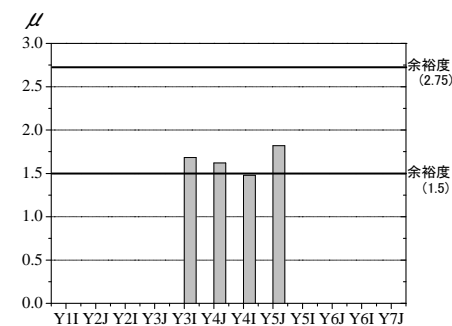
(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

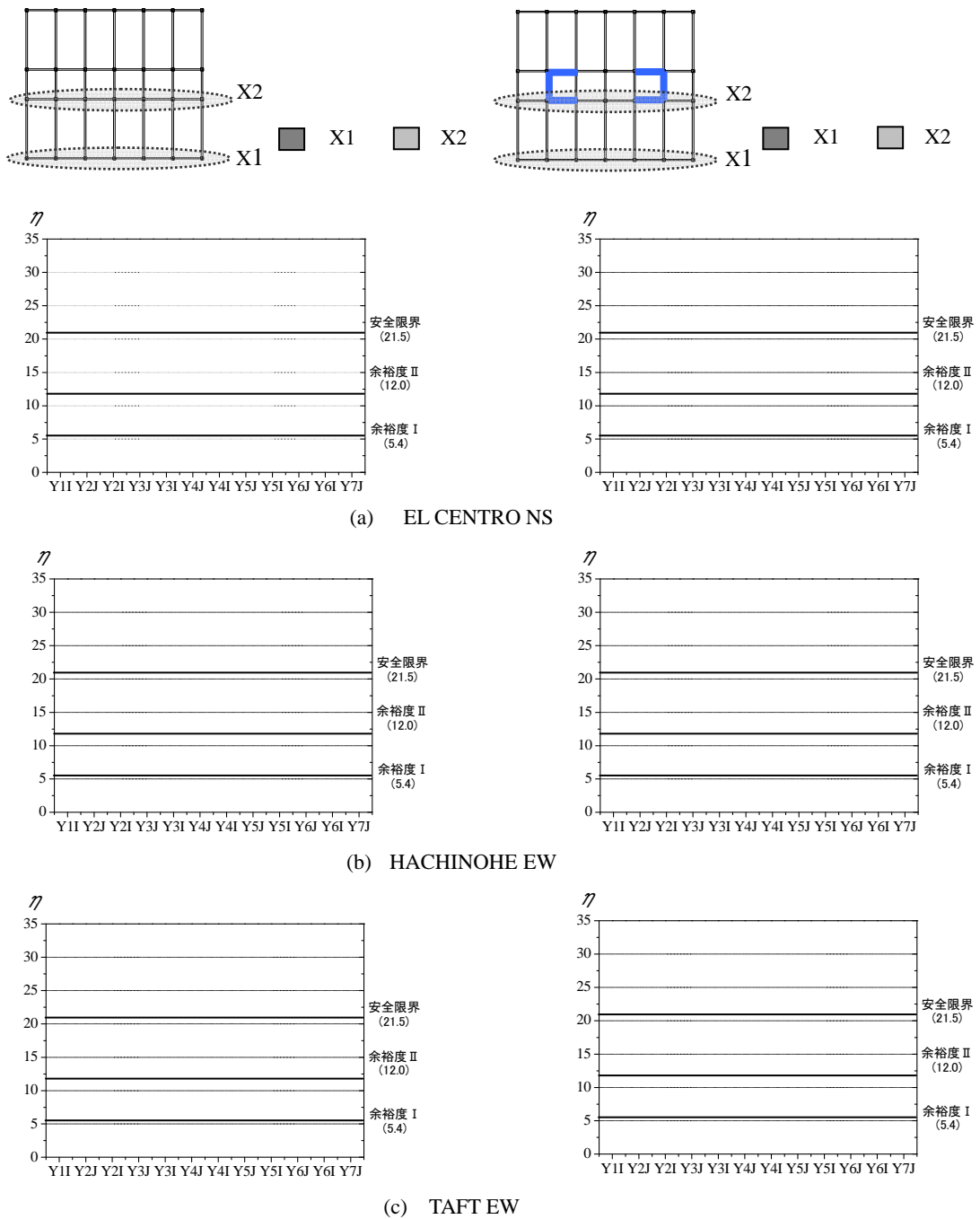


(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4.2.45 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(2)

5F 累積塑性変形倍率 (標準波)

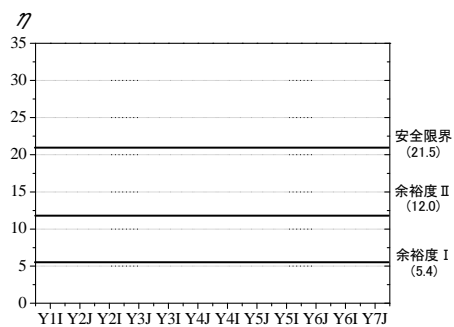
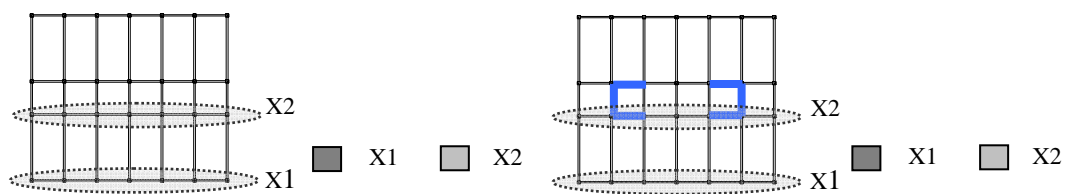


(i) 耐震モデル

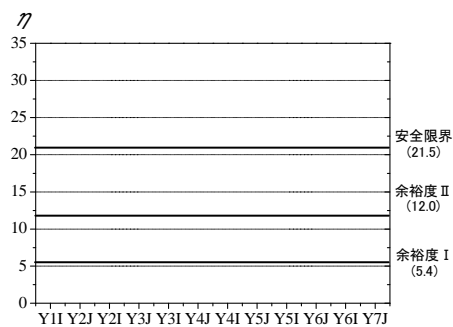
(ii) 制振モデル

図 4.2.46 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 標準波)

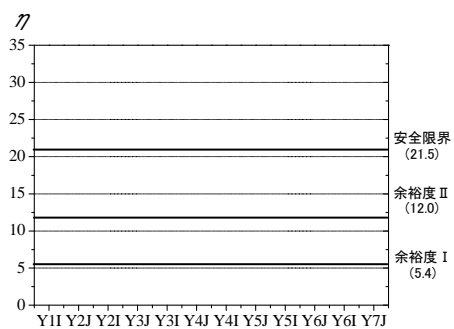
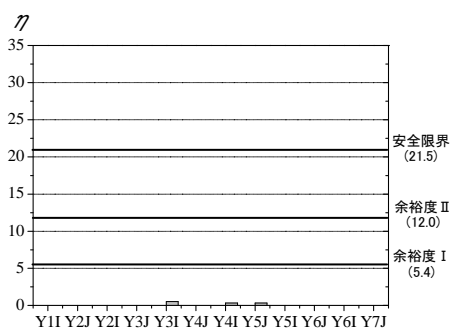
15F 累積塑性変形倍率 (標準波)



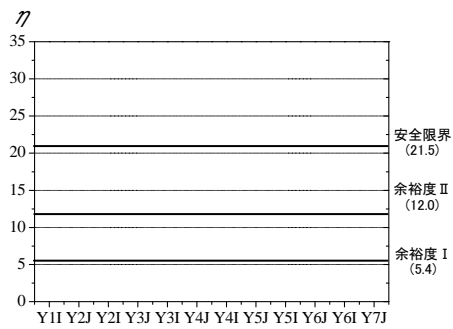
(a) EL CENTRO NS



(b) HACHINOHE EW



(c) TAFT EW



(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4.2.47 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 標準波)

5F 累積塑性変形倍率 (告示波)

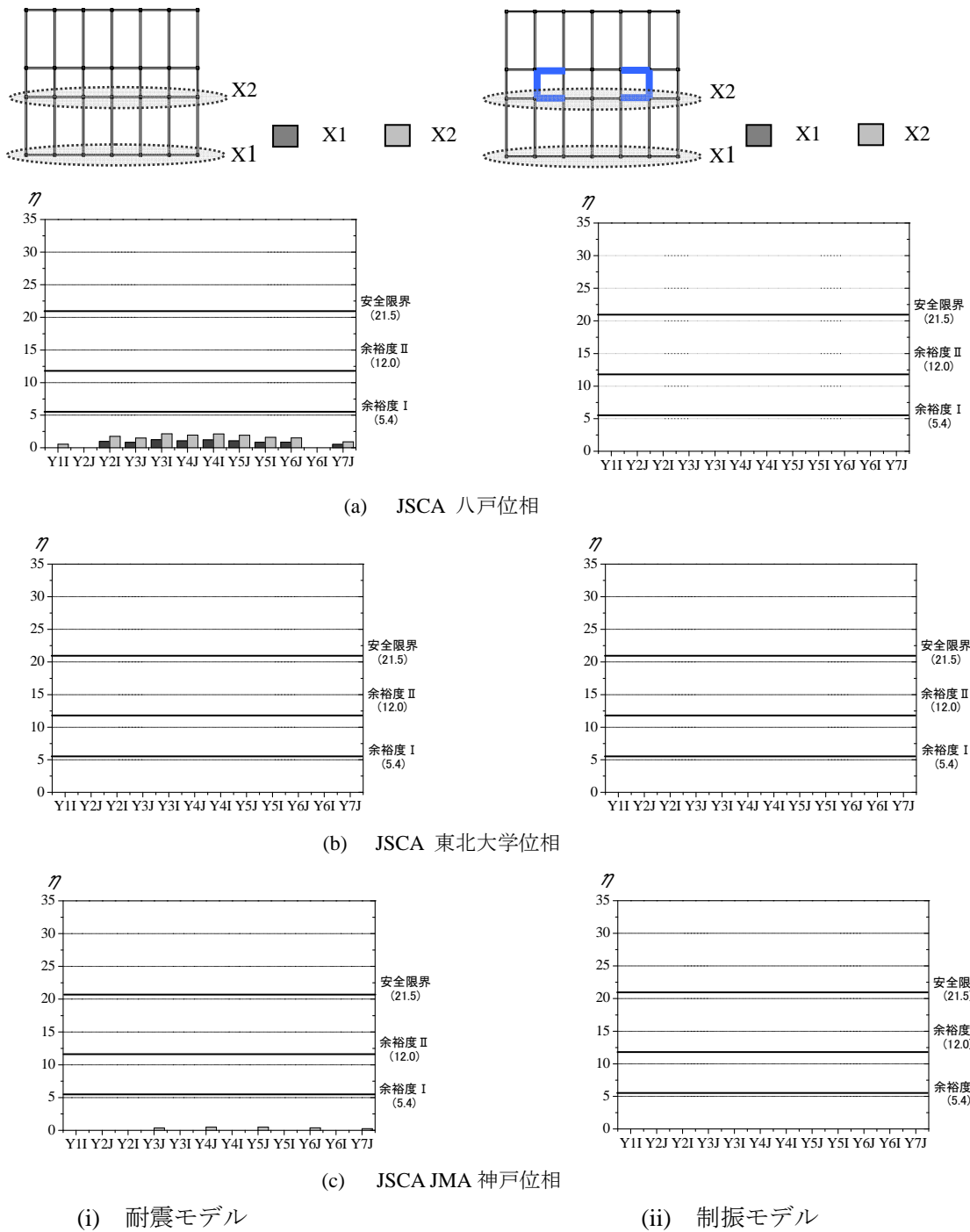
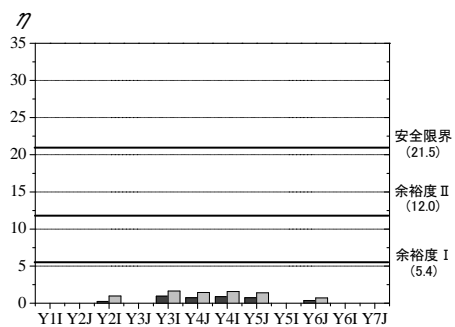
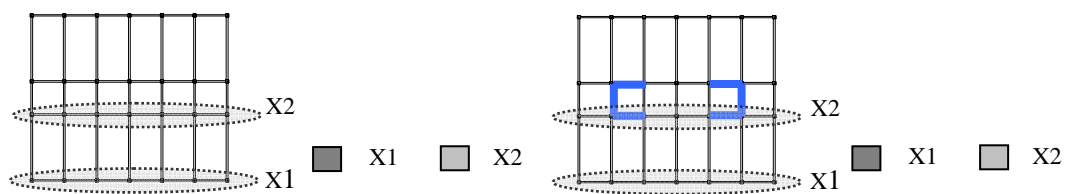
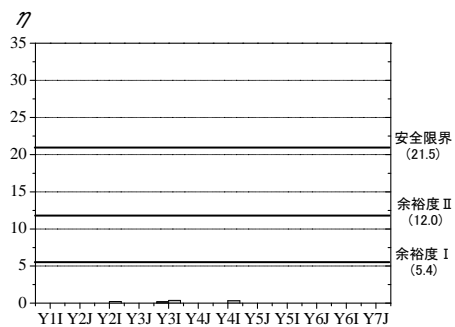
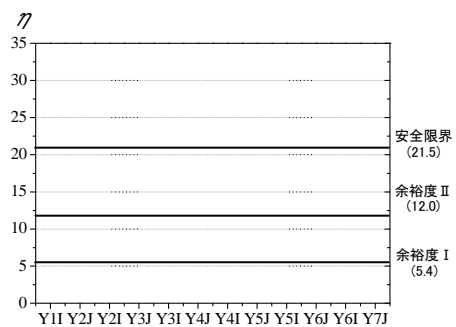


図 4.2.48 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 告示波)

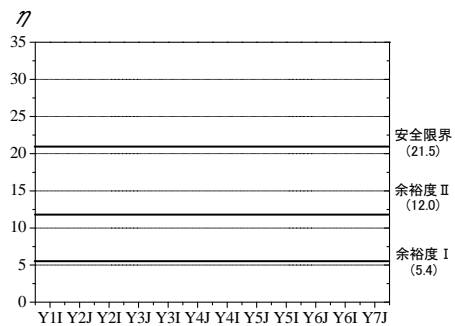
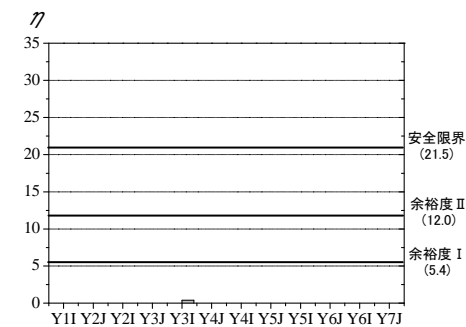
15F 累積塑性変形倍率 (告示波)



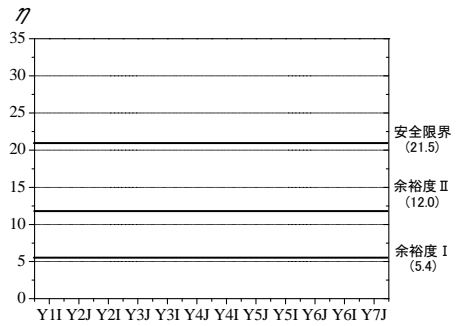
(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北学位相



(c) JSCA JMA 神戸位相

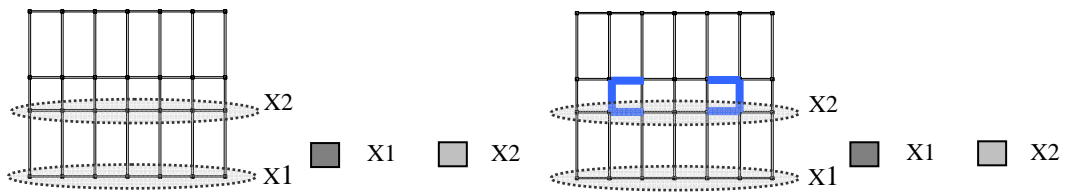


(i) 耐震モデル

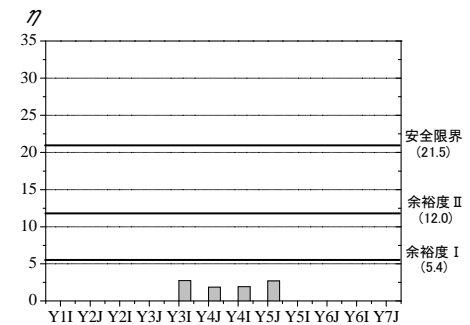
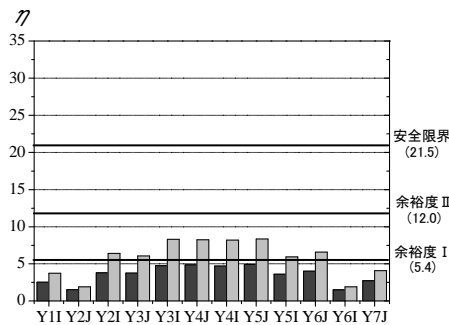
(ii) 制振モデル

図 4.2.49 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 告示波)

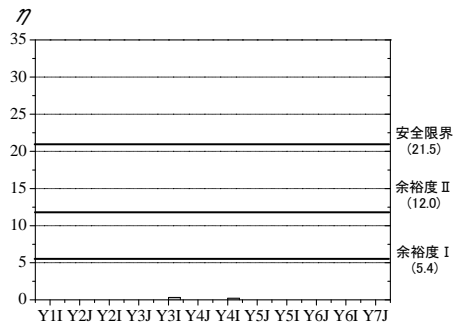
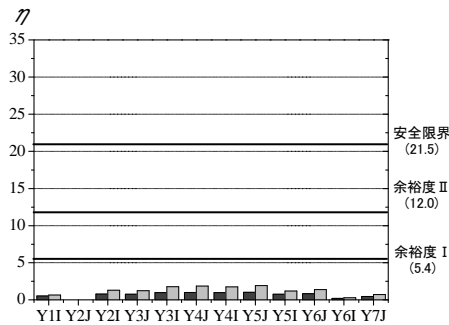
5F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



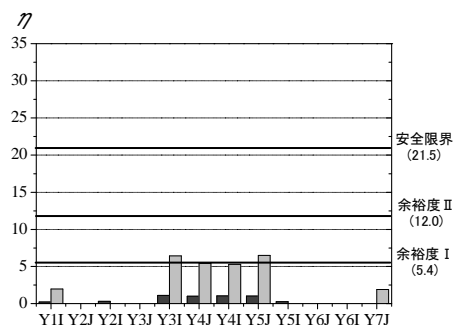
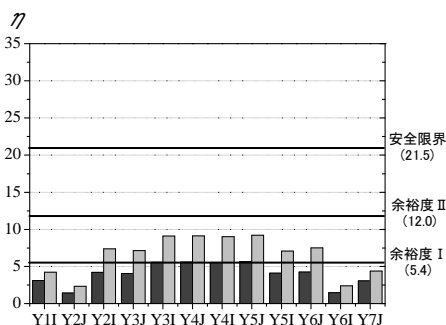
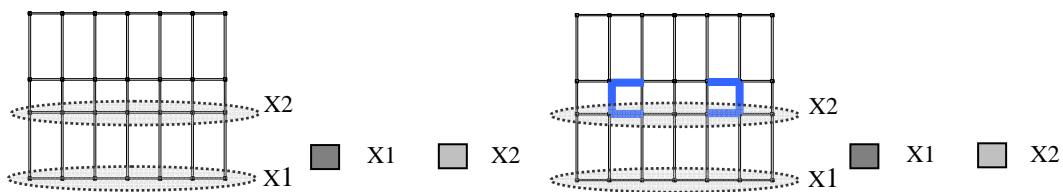
(c) T-TN-AIC003av

(i) 耐震モデル

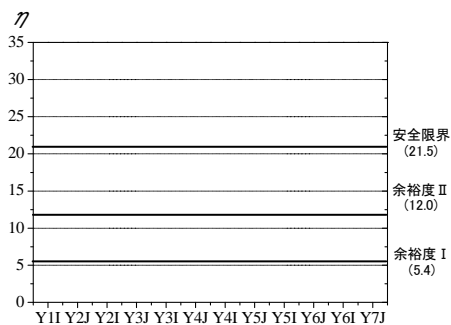
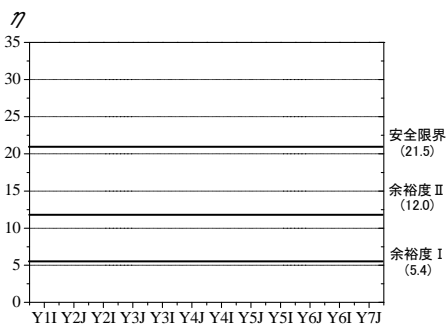
(ii) 制振モデル

図 4.2.50 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(1)

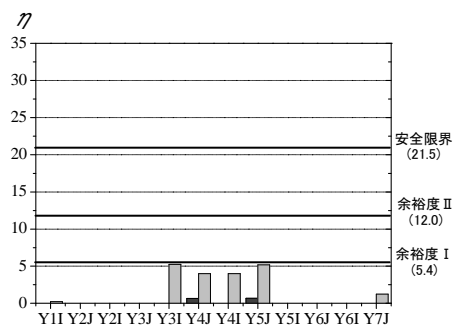
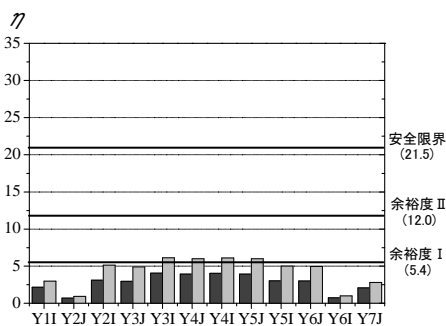
5F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



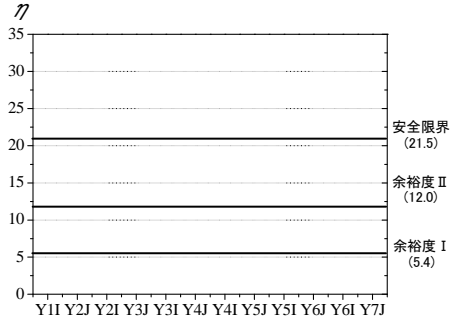
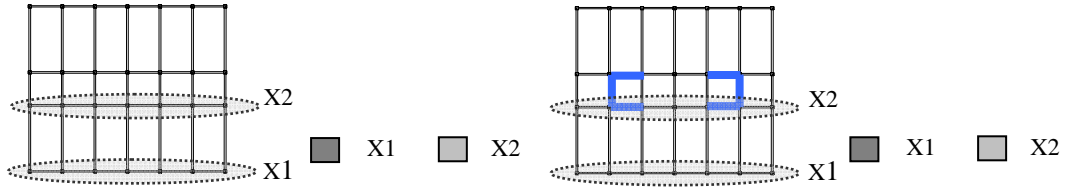
(f) T-TN-AIC004sd

(i) 耐震モデル

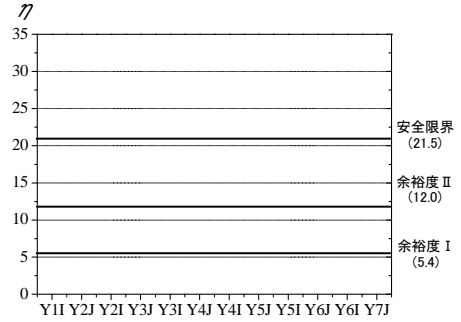
(ii) 制振モデル

図 4.2.50 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(2)

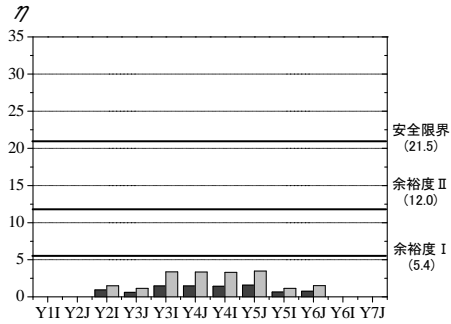
15F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



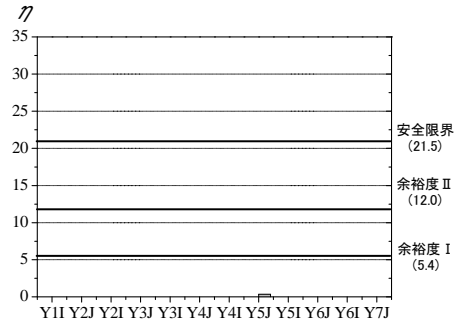
(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



(c) T-TN-AIC003av

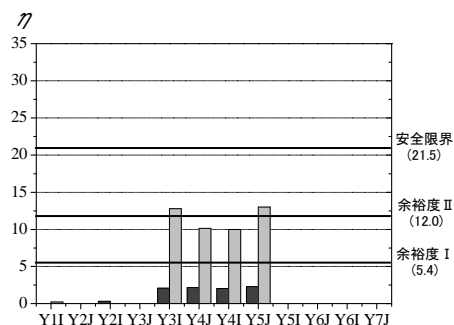
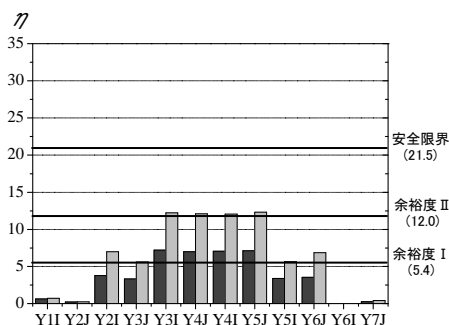
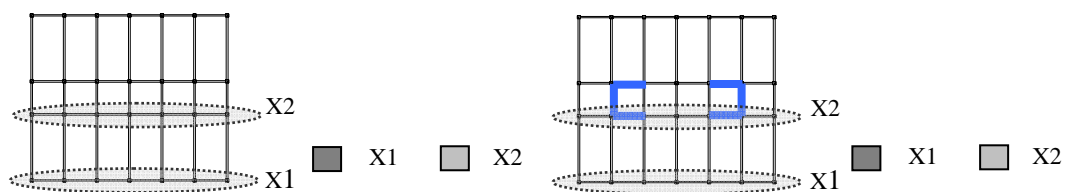


(i) 耐震モデル

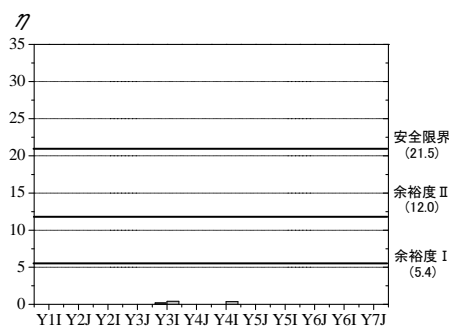
(ii) 制振モデル

図 4.2.51 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(1)

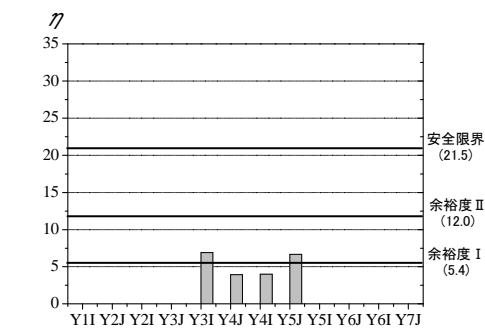
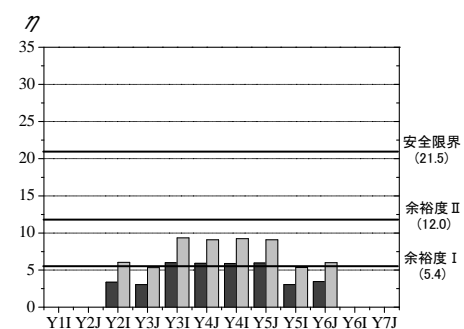
15F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4.2.51 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(2)

(8) 解析結果に関する考察

1次固有周期 $T_1=3.36$ 秒の30階建て鋼構造純ラーメン架構モデルと、この純ラーメン架構モデルに履歴減衰型制振ブレースを設置して制振補強を行った制振ブレース付きモデルを対象に、標準波・告示波と提案波1の平均値 av 波、平均値+標準偏差 sd 波による応答解析を行った。この2つのモデルの応答解析結果を比較することにより、長周期地震動に対する制振補強の効果を検討し、以下の成果を得た。

- ・層応答の最大値である床加速度には制振構造による応答低減効果はほとんど期待出来ない。層間変形、層の塑性率に対する応答低減効果が期待出来る。提案波 sd 波では純ラーメンモデルでは、最大 $1/77$ を示したが制振ブレース付きモデルでは $1/114$ と $1/100$ 以下の応答に納まった。
- ・層の累積値である累積塑性変形倍率に対して制振補強が最も効果的であり、純ラーメンモデルでは、提案波 sd 波により最大 $\eta=2.10\sim 2.881/77$ を示したが、制振ブレース付きモデルでは $\eta=0.34\sim 1.19$ と小さな値に留まっており、架構の損傷が大幅に低減された。提案波 sd 波により純ラーメンモデルには層に残留変形が生じたが、制振ブレース付きモデルではほとんど生じなかった。
- ・制振ブレースの塑性変形倍率は標準波・告示波と提案波であまり違いが現れなかったが、累積塑性変形倍率では提案波の方が格段に大きくなった。
- ・部材応答の最大値である梁端部の塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの応答値が制振ブレース付きモデルでは低減する。
- ・部材応答の最大値である梁端部の塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの応答値が制振ブレース付きモデルでは大幅に低減する。ただし、制振ブレースの境界梁については、純ラーメンモデルの梁端と同程度の累積塑性変形倍率を示す。

参考文献

- 1) 日本建築学会東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：長周期地震動と建築物の耐震性，日本建築学会，2007年12月
- 2) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第632号，pp.1755-1763，2008年10月
- 3) 北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹：性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究—JSCA耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討—，日本建築学会構造系論文集，第604号，pp.183-191，2006年6月

4-2-6 耐震性評価に関わる技術的検討

(1) 質点系モデルとフレーム系モデルの比較検討

ここでは、3つの超高層建築物について、質点系としてモデル化した場合とフレーム系としてモデル化した場合のそれぞれについて地震応答解析を行い、その結果を比較する。両者の差は、とくに設計安全限界である 1/100 の層間変形角を超える応答から顕著になると考えられるため、以下には「平均+標準偏差」の波に対する結果のみを示す。

a) 解析事例1 (S造 140m級建物)

質点系モデルは、フレームごとの等価曲げせん断バネを各階で剛床により連結したモデルであり、フレームごとのせん断復元力特性はノーマルトリニア型とし、曲げ剛性は弾性としました。フレームごとに復元力を設定しているため、層全体ではマルチリニア型の復元力特性となっている。フレームモデルは、立体解析モデルであり、各部材は材端剛塑性バネを有するビーム要素、柱梁接合部はパネル要素としてモデル化した。

図 4.2.52 に最大応答層間変形角を比較したものを示す。白印が質点系モデル、黒印がフレーム系モデルの結果である。

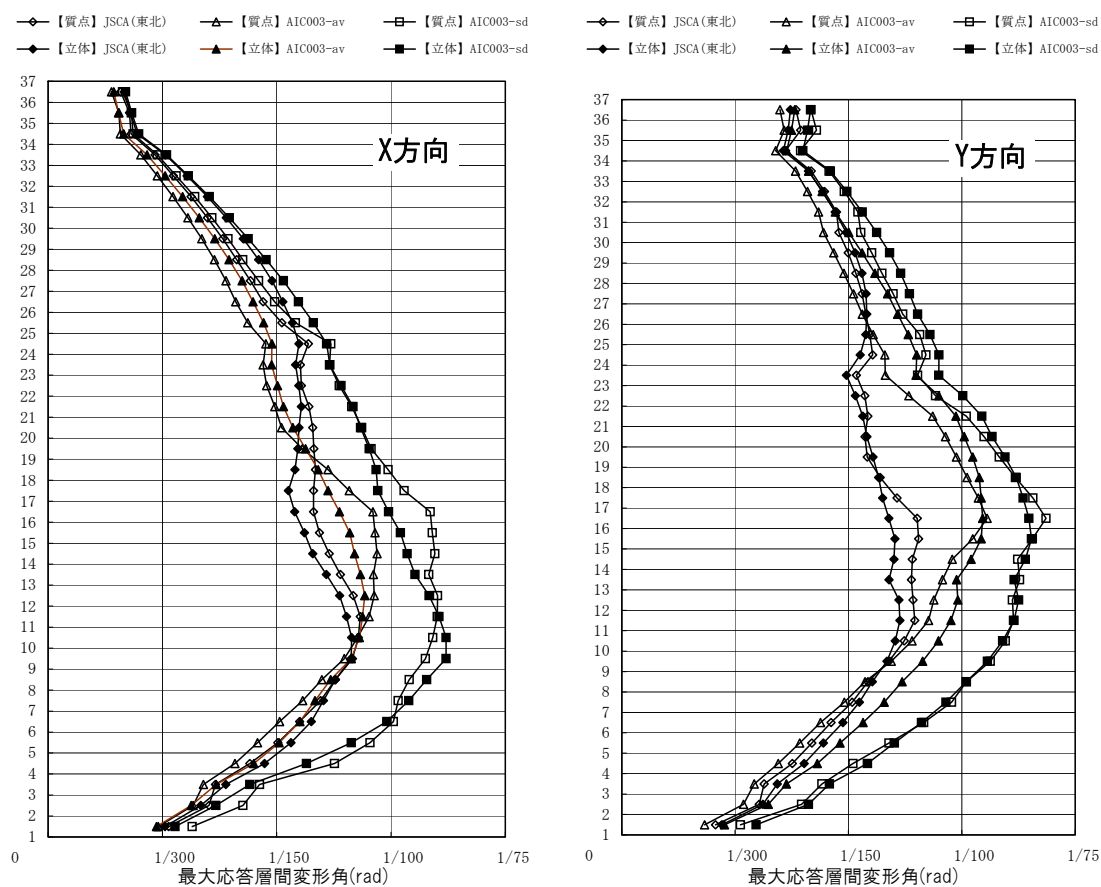


図 4.2.52 最大応答層間変形角の比較

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 質点系モデルと立体モデルによる最大応答層間変形角の変化率は5%程度以下となった。
- ・ 高さ方向の応答値分布も大きな差異はみられないが、立体モデルでは高さ方向に各階の最大応答値が平均化される方向にある。
- ・ ここでの質点系の解析では、フレームごとに復元力特性を設定しており、各層全体ではマルチリニア型の復元力特性となっている。そのため、質点系と立体フレームでの履歴ループ、時刻歴応答も両者でよく一致する結果となった。
- ・ 以上より、質点系と立体では大きな応答の差異は見られず、適切にモデル化を行えば、最大応答層間変形角が1/80程度となる場合においても質点系での応答評価は妥当であると考えられる。
- ・ ただし、ここで用いた質点系モデルは等価曲げせん断型であり、各層の復元力特性もマルチリニア型となっているため、立体モデルによく近似した振動系モデルとなっている。等価せん断型あるいは各層で一つのトリリニア型の復元力特性とした場合等に関する検討により、質点系モデルのモデル化精度による変化を確認する必要があると考えられる。

b) 解析事例2 (RC造115m級建物)

質点系モデルの各層の復元力特性は、フレームモデルを用いた荷重増分法による各層の層間変形・層せん断力関係から、トリリニア型モデルとしてモデル化している。その復元力特性を図4.2.53に示す。

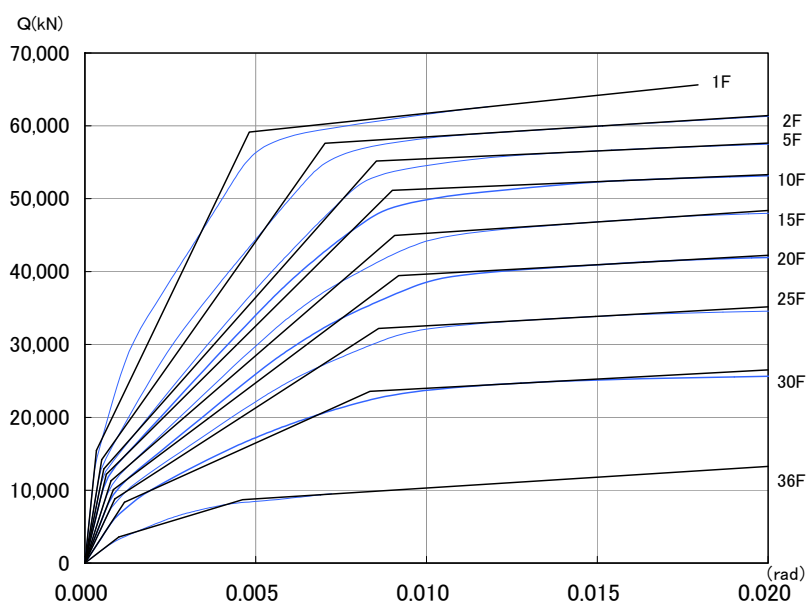


図 4.2.53 質点系モデルおよびフレーム系モデルの層の復元力特性

図 4.2.54 に最大応答層間変形角を比較したものを示す。白印が質点系モデル、黒印がフレーム系モデルの結果である。

(図中、白抜きが質点系モデルによる応答結果。)

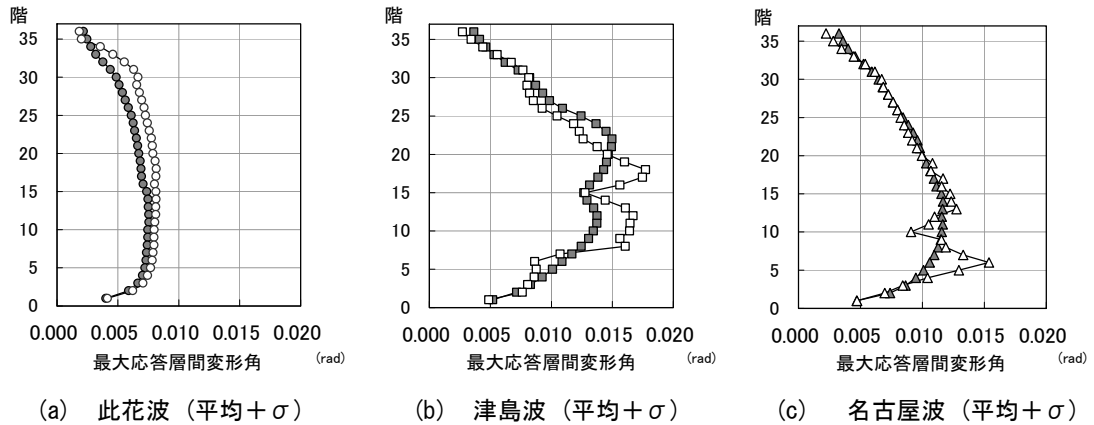


図 4.2.54 最大応答層間変形角の比較

以下に解析結果をまとめる。

①最大応答層間変形角

- ・ 此花波の最大応答はフレームモデルが全体的に小さくなっている。質点系モデルで第2折れ点を超えない値となっており復元力の履歴面積の差が応答結果に影響していると考えられる。津島波および名古屋波においては、質点系で応答が突出する層がフレームでは上下層でなだらかな分布を示すようになり、突出部が小さくなっている。

②最大応答水平変位、最大応答加速度

- ・ 層間変位に差がある場合も水平変位および応答加速度は、ほぼ同値で分布している。

③最大応答値の分布

- ・ 降伏した後の塑性変形が質点系応答において顕著に出ており最大値の差に現れている。

④頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）について

- ・ 残留変位については、フレーム応答の方が大きくなっている。この結果に対して、フレーム応答の結果を清算値ととらえると、塑性変形が大きくなる質点系モデルの結果がバラツキを持つとみられる。変形の偏りは、塑性変形が多数回繰り返された後に小さな変形に移行する時点で偏っており、小さな揺れが長時間継続しても偏った変形量が最終的に残留変形として残っている。

⑤代表階の応答時刻歴変位波形および応答履歴曲線

- ・ 変形が偏る状況は、各層においても確認される。フレーム応答では応答が小さくなってから安定しているが、質点系の応答ではドリフトする場合も見られる。層の応答履歴を比較すると、質点系モデルの場合で塑性化した後の変形倍率が大きくなりこの差が最大応答値の違いとなっていることが確認される。

c) 解析事例 3 (RC 造 130m 級建物)

ここでは、構造形式の違いによる影響を見るため、図 4.2.55 に示す 3 つのタイプについて、質点系モデルとフレーム系モデルの結果を比較した。なお、3 つの構造形式とも、層数 (40 層)、階高、部材断面とも同じにしている。

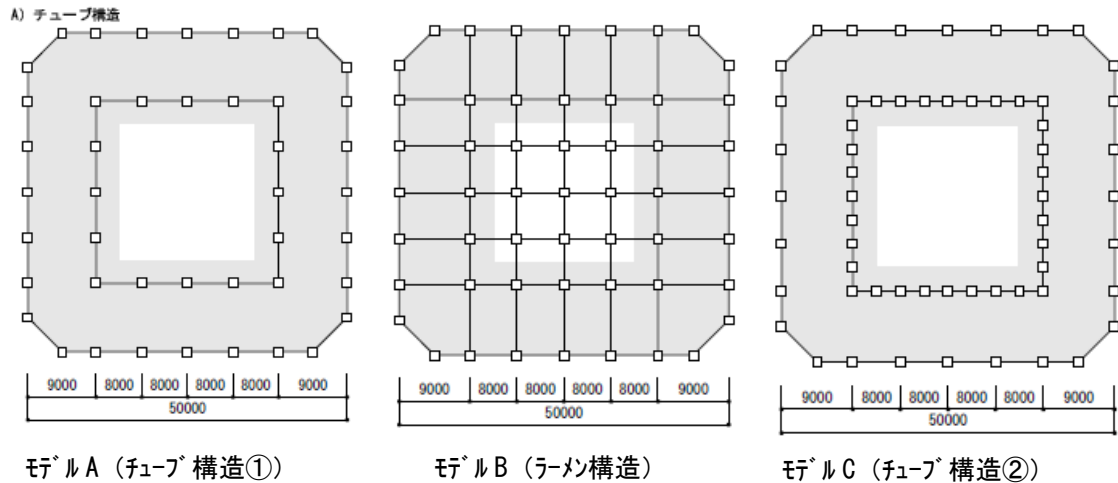


図 4.2.55 検討対象モデル 基準階伏せ図

質点系モデルは、立体フレームの荷重増分解析結果にもとづいて曲げせん断型モデルを設定した。せん断変形成分に対しては Tri-Linear 型のスケルトンを設定し、履歴則は武田モデルとし、曲げ成分は弾性とした。各層の第一折れ点は、最初の曲げクラック発生時とし、最終折れ点は層間変形角 1/50 を目途とし、第 2 折れ点は面積等価により決定した。

図 4.2.56 に最大応答層間変形角を比較したものを示す。黒印が質点系モデル、白印がフレーム系モデルの結果である。

以下に解析結果をまとめる。

①最大応答値

- ・ フレーム系解析と質点系解析の比較では、応答レベルの低い名古屋波平均、新宿波平均の結果はほぼ一致するものの、応答が大きく非線形領域に大きく入る場合は差が顕著となる。
- ・ フレーム系解析では分布系が全体になめらかな形状となるが、質点系解析では分布形状の変化が不連続的になりやすく、局部的に大きな応答を示す傾向がある。特に層間変形角でこの傾向が強い。これは、層の荷重-変形関係で折れ点を超えるか否かに左右されていると考えられる。
- ・ 構造形式による差異はあるものの、フレーム系解析結果が質点系解析結果に対して小さめの評価になるとは限らない。特に平均 + σ 波に対する頂部変形は骨組解析が質点系解析を上回る。
- ・ フレーム系解析の梁部材塑性率に対して質点系解析の層塑性率は、概ね 1.5~2 倍程度となる。
- ・ 質点系解析の層塑性率が下層階で大きい。これは、スケルトンカーブの第一折れ点を架構内ファーストクラックとして面積等価により最終折れ点を定義したため下層階で最終折

れ点が低めに設定された影響と考えられる。

②エネルギー収支

- ・ 質点系とフレーム系で総入力エネルギーに差がみられるケースは、質点系の応答レベルが層塑性率 1.0 近傍にあり、質点系モデルのスケルトンカーブと荷重増分解析結果の差異が大きく、繰り返し回数も多いことが影響したためと考えられる。
- ・ 質点系モデルのスケルトンカーブが層間変形角 1/50 をターゲットとしたため、応答レベルの高いケースでは質点系解析とフレーム系解析のエネルギー収支に大きな差はない。

③層せん断力-層間変形関係

- ・ 応答レベルが低い場合、質点系解析はフレーム系解析に対して層の荷重変形関係が痩せる。このため総入力エネルギーがほぼ同等の場合でも、歪エネルギー量の占める割合はフレーム系解析で大きくなる。
- ・ 質点系解析では、応答値が折れ点を超える場合に層間変形が一気に進む傾向があり、層塑性率の分布を不連続にしている要因の一つと考えられる。

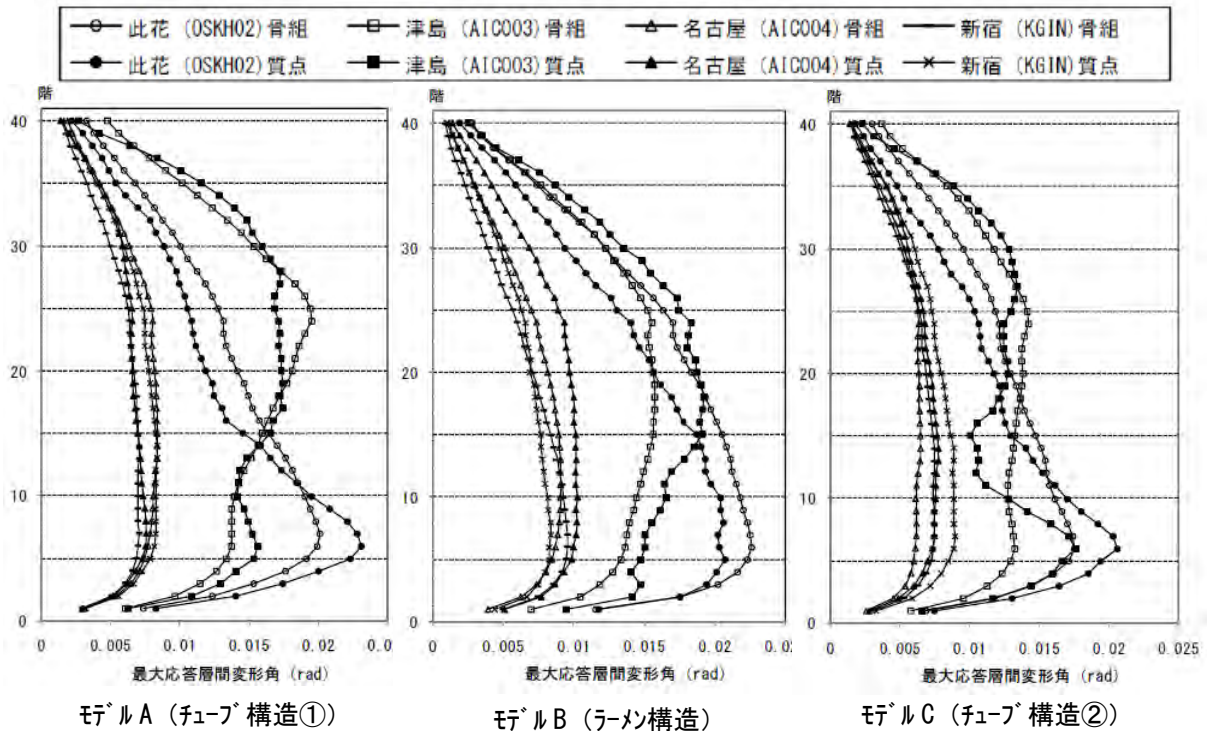


図 4.2.56 最大応答層間変形角の比較

(2) 耐震、制振の比較検討

ここでは、150m 級 RC 造集合住宅の Y 方向について、粘性体制震壁を組み込んだ制震構造モデルを作成し、耐震構造モデルとの応答比較を行う。

制震装置は、1 階～37 階に配置されている。制震壁の配置を図 4.2.57 に示す。

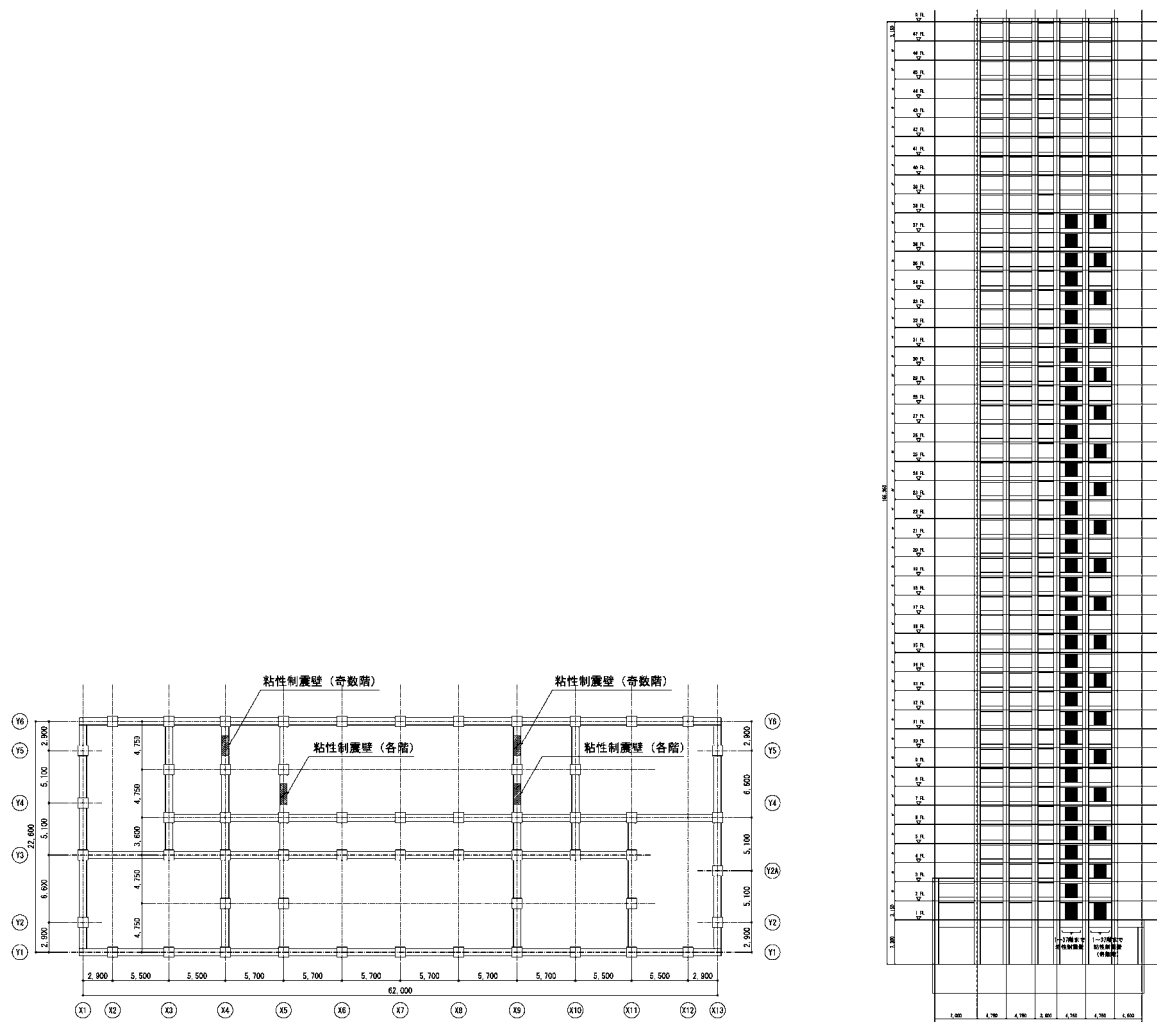


図 4.2.57 略伏図、略軸組図 (Y 方向)

図 4.2.58 に、応答値の大きかった此花(OSKH02)と津島(AIC003)の「平均」および「平均+標準偏差」の波に対する最大応答層間変形角について、耐震構造モデルと制震構造モデルとを比較した結果を示す。いずれも制震構造の方が応答は小さくなる事が分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 全体的に制震構造のほうが応答は小さくなるが、応答値の大きい津島波、此花波においてその傾向が大きい。これら 2 波の最大層間変形角および塑性率は、制震構造とすることにより最大値が約 10% 低減し制震効果が現れている。
- ・ 全ての検討波において、耐震構造、制震構造とも最大塑性率は 2.0 以下 (第 2 折れ点以下)

である。また、耐震構造では最大層間変位は此花波（平均+ σ ）で約 1/65 に達しているが、制震構造ではこれが 1/75 程度まで低減されている。

- ・ 告示波相当である JSCA（神戸）波の総入力エネルギーは約 50,000kN・m である。長周期地震動（平均波）の総入力エネルギーは、名古屋波、新宿波はこれとほぼ同等、此花波、津島波は約 1.5 倍である。また、平均+ σ 波では、此花波が約 10 倍、津島波が約 7 倍と大きく、名古屋波は約 2.5 倍、新宿波は約 2 倍となっている。
- ・ 各波とも、耐震、制震の総エネルギー入力および内部減衰エネルギーはほぼ同じである。制震では、制震壁のエネルギー吸収により内部エネルギー（構造体の入力エネルギー）が減少しており、応答の大きい波ほど制震壁のエネルギー吸収が大きい。
- ・ 応答の大きい此花波について内部エネルギーを JSCA（神戸）波と比較すると、平均波は約 3 倍、平均+ σ 波では約 8 倍となっている。これは、応答値の比（例えば頂部変形の比は平均波で 1.2 倍、平均+ σ 波で 1.8 倍）よりかなり大きく、内部エネルギーが損傷に寄与するものであることを考えると、長周期地震動に対する設計において、入力エネルギーに関するクライテリアの必要性を示唆する。

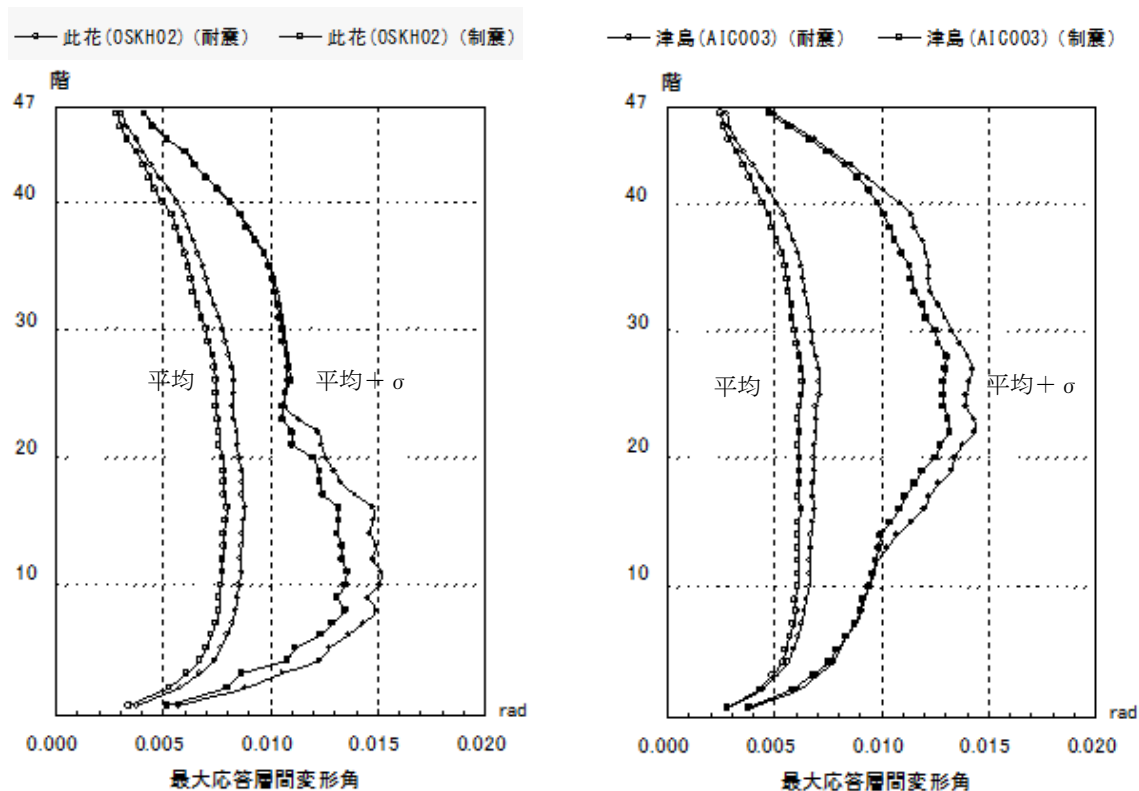


図 4.2.58 最大応答層間変形角の比較

(3) 復元力特性の影響検討

すでに(1)において、大変形領域において質点系モデルとフレーム系モデルとの応答結果に差があることが示された。そこで、2つの建築物について、質点系モデルの復元力特性をフレーム系モデルと大変形まで追従させた修正モデルを作成し、再度解析を行って結果を比較した。

a) 解析事例1 (RC造150m級建物)

図4.2.59に、質点系の各層のトリリニア近似曲線を大変形角(1/50)まで追従するよう修正したものを示す。点線が修正前の質点系モデル(ORG)、実線が修正後の質点系モデル(MOD)である。

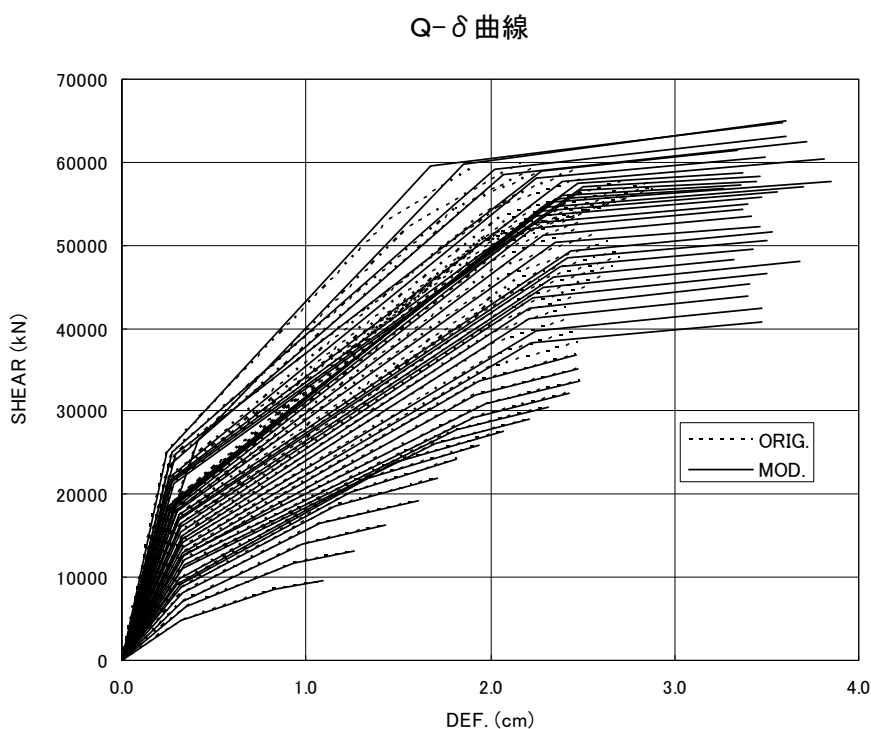


図 4.2.59 修正前と修正後の復元力特性

図 4.2.60 に此花 (OSKH02-sd) の波に対する最大応答層間変形角の比較を示す。修正モデルの方が応答値が大きくなるのが分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 復元力特性を大変形まで追従させることにより、層の変形角最大値および塑性率最大値が大きく変動した。
- ・ 層入力エネルギーにそれほど大きな変化は見られなかった。
- ・ トリリニア近似曲線の勾配は、応答変形に大きな影響を及ぼす。特に第3勾配の影響が大きい。塑性率が大きくなる場合は、トリリニア近似曲線以外の検討が望ましい。
- ・ これは、建物の等価周期(≒4.5秒)付近のスペクトルの大きさと一致する。

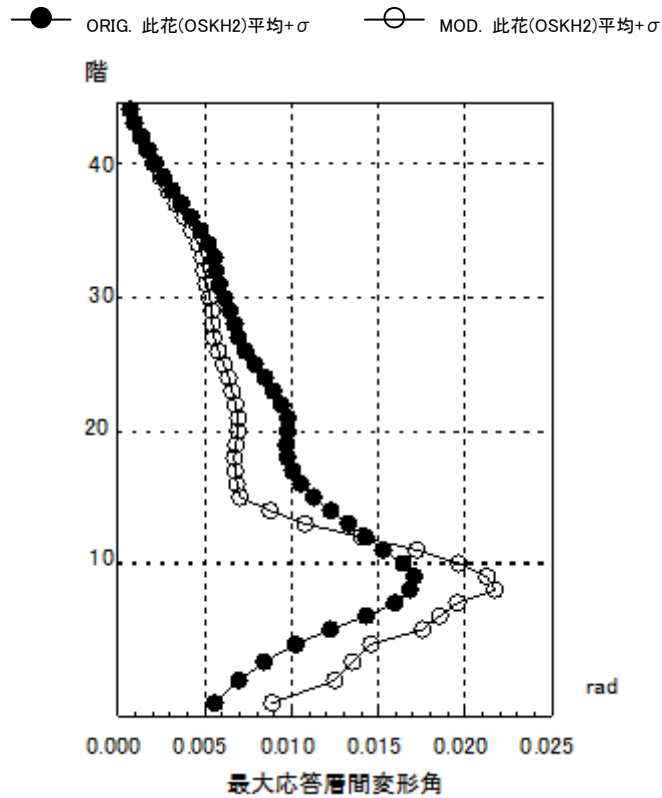


図 4.2.60 最大応答層間変形角の比較

b) 解析事例 2 (RC 造 180m 級建物)

振動系モデルは、質点系モデル 2 ケースおよび部材系モデル 1 ケースの計 3 ケースを設定する。モデルの詳細を以下に示す。

- CASE-1 耐震設計モデル(等価曲げせん断型質点系)
静的解析における最大層間変形角 1/100 時点でモデル化
- CASE-2 大変形モデル(等価曲げせん断型質点系)
最大応答層間変形角を満足する変形時点でモデル化
- CASE-3 立体モデル(部材系)

図 4.2.61 に此花 (OSKH02-sd) と津島 (AIC003-sd) の波に対する最大応答層間変形角の比較を示す。やはり、大変形まで追従するようにモデル化した CASE-2 の応答値が大きくなる事が分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 本検討モデルにおいては、復元力特性(トリリニアカーブ)を設定する変形範囲の違いにより応答特性が大きく異なることはなかった。ただし、CASE-2 のように大変形領域で復元力を設定した場合、復元力特性の第 3 剛性が小さく設定されるため、応答層間変形角、応答層塑性率が極端に大きくなる場合があるので注意が必要である。
- ・ 復元力特性の設定変形の違いにより、塑性率の基点(第 2 折れ点)の変位が異なるので、層塑性率の評価値が若干異なるが、いずれの場合も応答層塑性率を 2 以下に抑えていけば部

材塑性率は概ね4以下となっており、設計クライテリアを満足する。

- ・ 質点系モデルの応答値は部材モデル(立体モデル)の応答値をほぼ包絡しており、本検討モデルにおいては質点系モデルは安全側の評価であると判断できる。また、部材モデルの応答値は、CASE-2の結果に見られるある特定層の応答値が極端に大きくなる現象は発生せず、CASE-1の応答値に近似している。
- ・ ただし、CASE-1は最大応答値を保証していないため、応答変形が大きくなる場合には、CASE-3のように部材モデルにより応答を評価することが適切である。

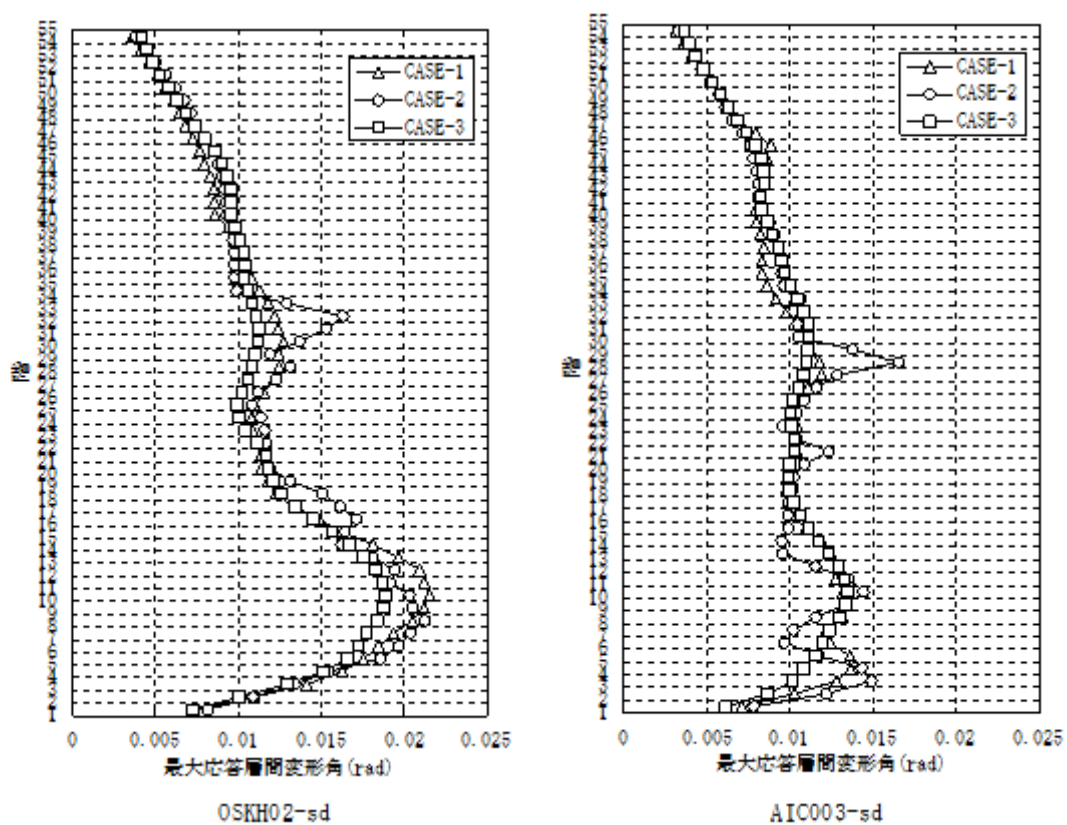


図 4.2.61 最大応答層間変形角の比較

(4) P- Δ 効果の影響検討

a) 解析事例 1 (S 造 120m 級建物)

質点系モデルの復元力特性を、図 4.2.62 に示すように、P- Δ 効果を考慮した荷重変形曲線を用いて作成することにより P- Δ 効果を評価する。

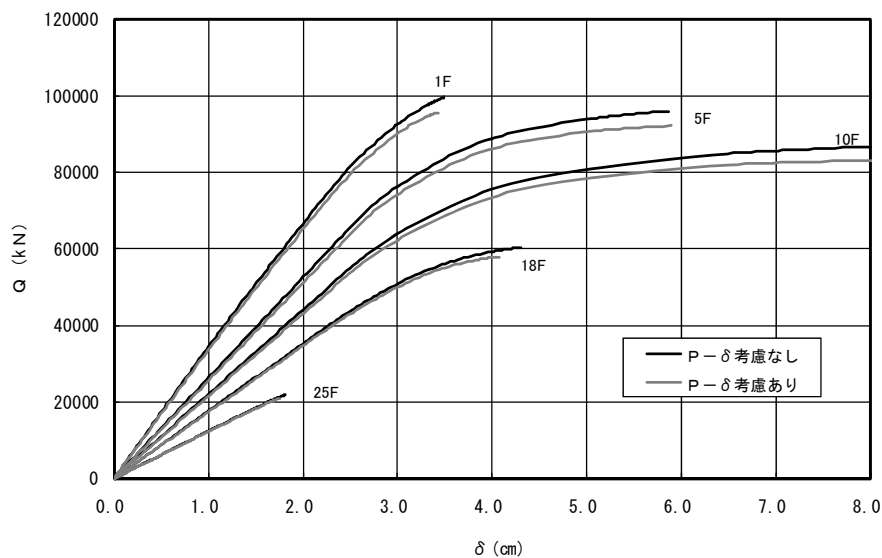


図 4.2.62 P- Δ 効果を考慮した荷重変形曲線

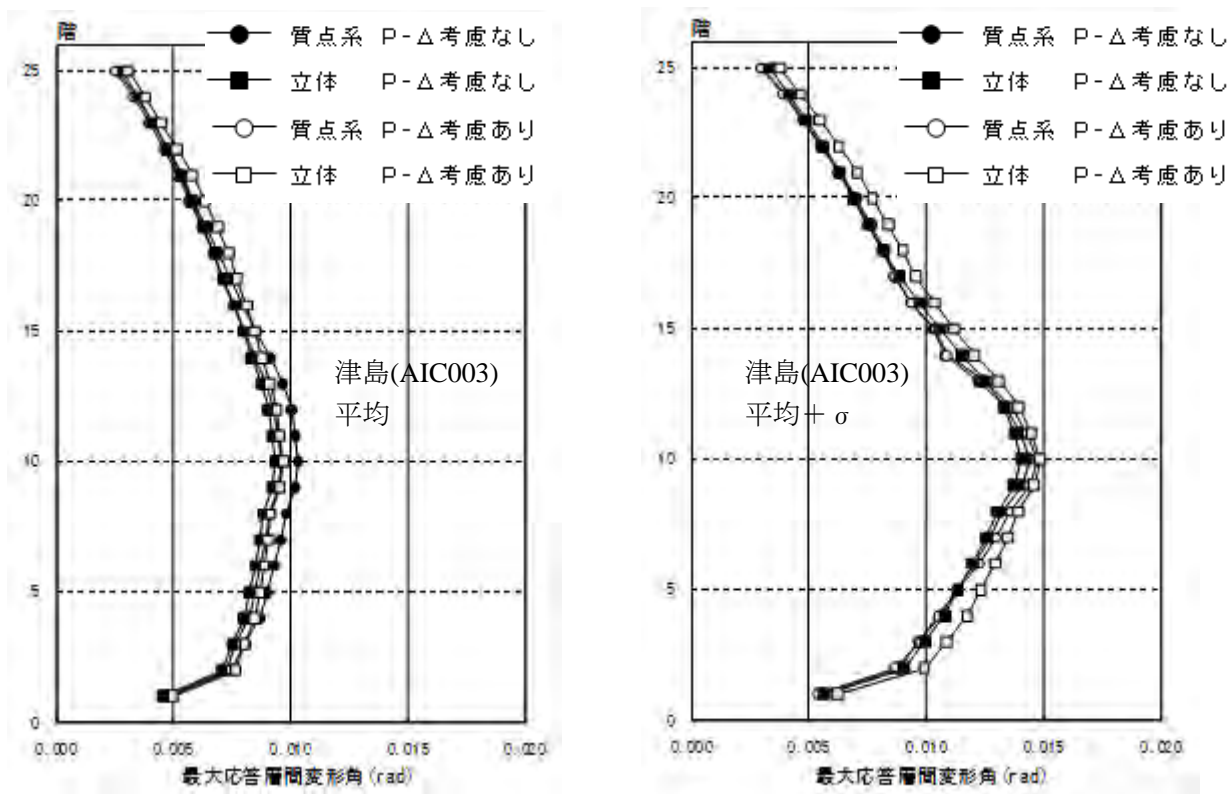


図 4.2.63 最大応答層間変形角の比較

図 4.2.63 に津島(AIC003)の「平均」および「平均+標準偏差」の波に対する最大応答層間変形角を比較したものを示す。これらの結果を以下にまとめる。

- ・ S100 級モデルでは、P-Δ 効果による応答層間変形角への影響は、質点系モデル、立体モデルいずれにおいても微少である。
- ・ 津島平均の質点系モデルでは、P-Δ 効果がある方が層間変形角が小さい、これは、P-Δ 効果により剛性が小さくなり固有周期が変動することが影響していると考えられる。

b) 解析事例 2 (RC 造 130m 級建物)

P-Δ 効果の考慮は、各層に、その層から上の建物重量をその層の階高で除して与えられる剛性を負剛性として質点系モデルの追加する方法で行った。

図 4.2.64 に最大応答層間変形角を比較を示す。応答がスケルトンの第 4 分枝となる大変形低剛性域では、変形角、塑性率とも 20%を超える増大となっている。なお、P-Δ 効果は剛性を負剛性として加算しているため、建物周期を伸ばすことになり、応答の小さな場合には、応答低減の結果が一部で現れている。

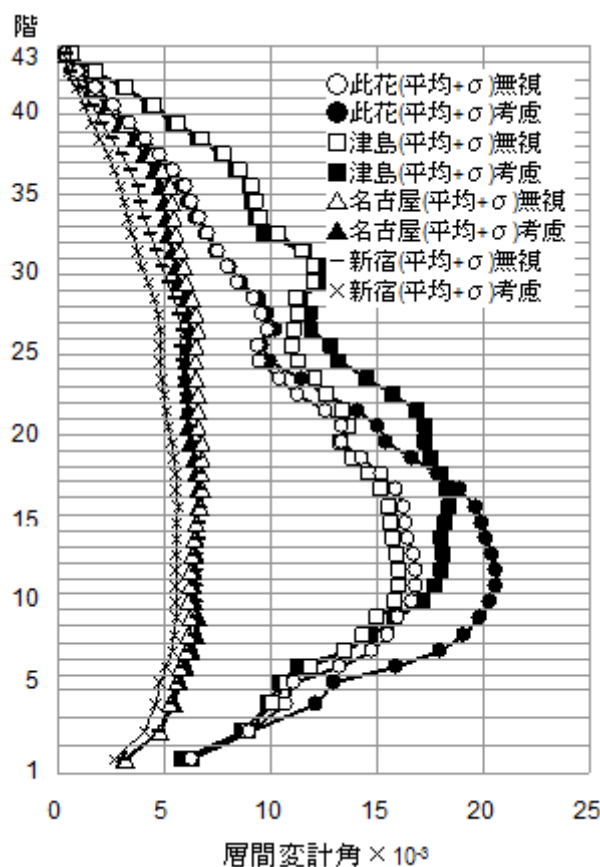


図 4.2.64 最大応答層間変形角の比較

(5) 繰り返し耐力劣化の影響検討

a) 解析事例1 (RC造115m級建物)

骨組解析モデルにおける梁部材の復元力特性に、スリップ性状や耐力劣化を考慮できるモデルを適用して、それらの影響が建物応答に与える影響を分析した。図4.2.65に、解析プログラムに用いられている梁部材の曲げ復元力特性のモデルを示す。

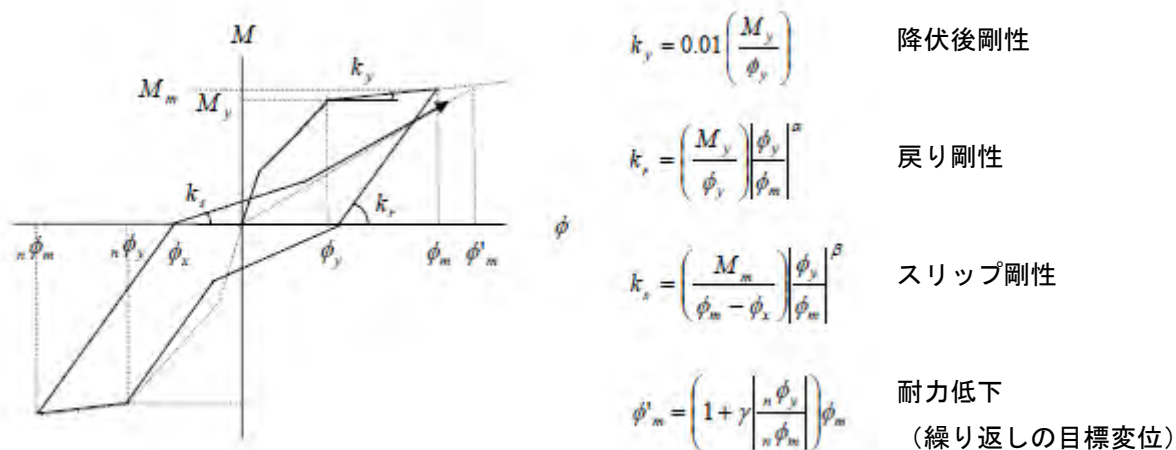


図 4.2.65 梁の曲げ復元力モデル

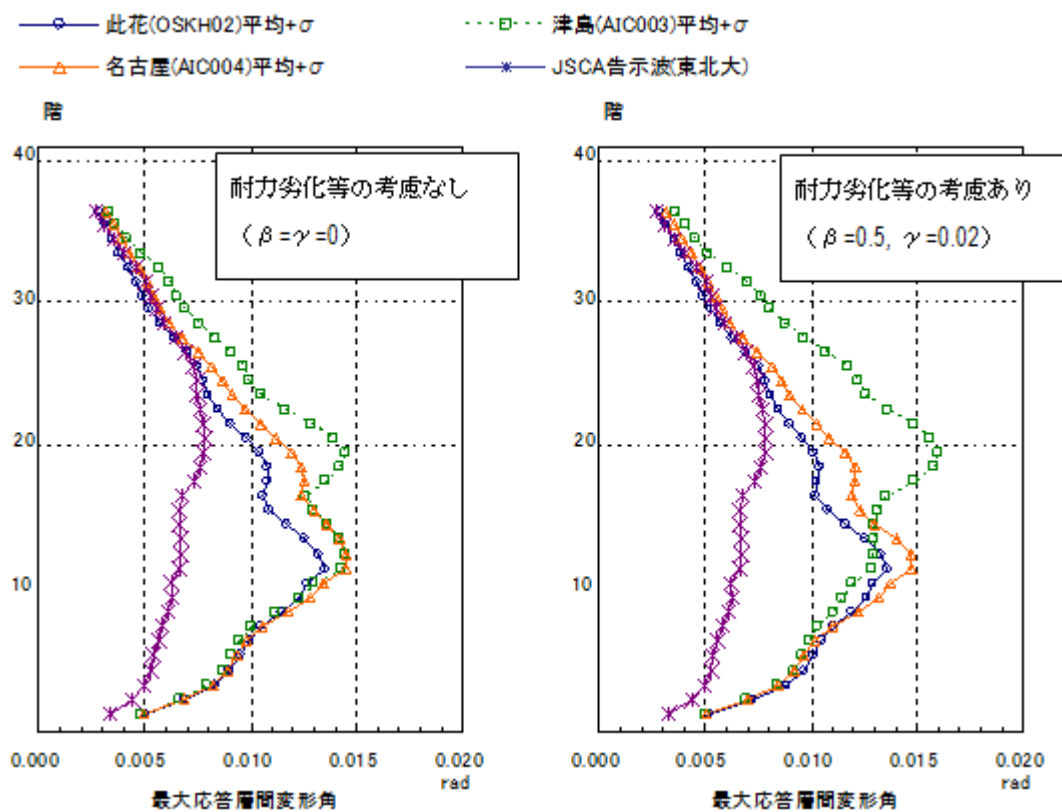


図 4.2.66 最大応答層間変形角の比較

図 4.2.66 に、最大応答層間変形角の比較を示す。津島(AIC003)において、耐力劣化等の考慮なしの場合の最大層間変形角が 1/69 だったものが、耐力劣化等の考慮ありの場合には 1/63 に増大しているが、その差は大きくはない。図 4.2.66 には、津島(AIC003)に対する骨組の塑性ヒンジ位置と最も塑性率が大きくなる梁端におけるモーメントー回転角関係を示す。

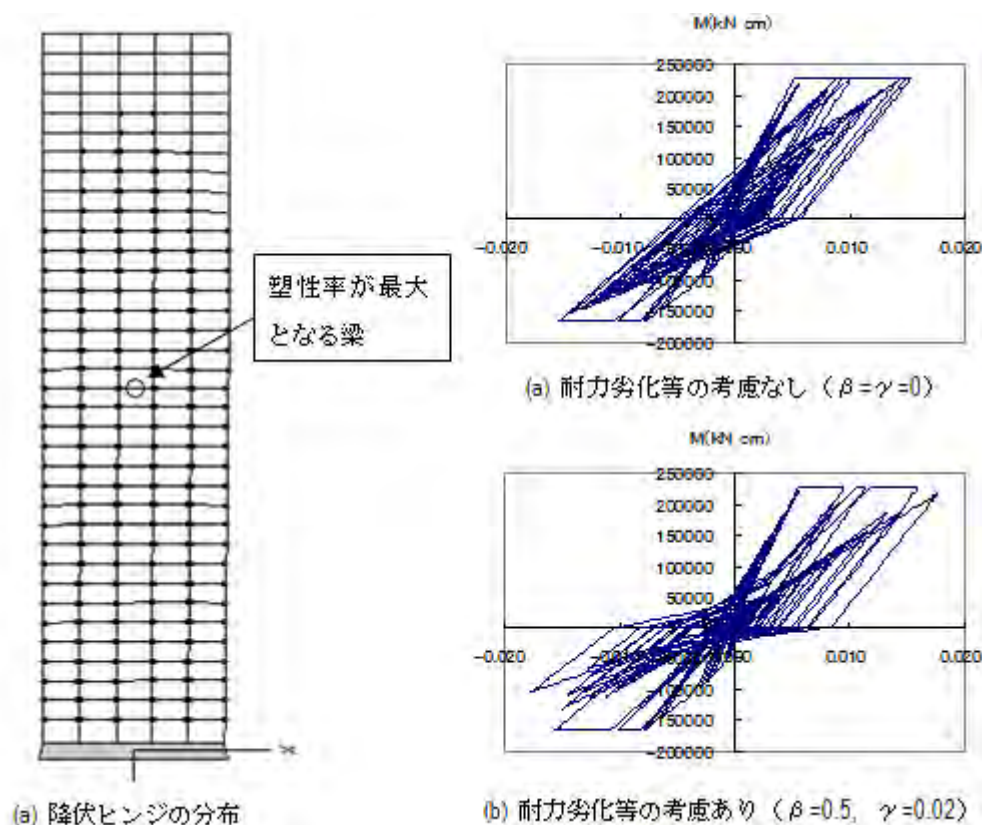


図 4.2.66 梁端のモーメントー回転角関係

b) 解析事例 2 (RC 造 180m 級建物)

梁部材に対して提案された耐力劣化型の履歴則を、ここでは簡単のため質点系モデルに集約して評価する。本検討では梁材はせん断設計を満足している条件で、せん断補強筋の降伏強度と鉄筋比の関係を以下の 2 ケースについて検討する。(1)は現設計モデル、(2)は故意にせん断変形が生じ易い様に調整したモデルである。

- (1) 補強筋材料：SBPD1275/1420 鉄筋比：0.003～0.004
- (2) 補強筋材料：SD295A 鉄筋比：0.0065

図 4.2.68 に、此花(OSKH02-sd) に対する最大応答層間変形角の比較を示す。また、図 3-6-18 には応答が大きくなった第 8 層の荷重変形関係を示す。以下に結果をまとめる。

- ・ 長周期地震動などにより大変形領域で繰り返し荷重を受けると、部材の耐力低下によりさらに変形が増大する危険性があるので、部材の変形性能に十分な設計的配慮が必要である。
- ・ 大変形領域での繰り返し荷重による耐力低下を防止する一つの手段として、部材のせん断補強筋に高強度鉄筋を用いることで、靱性能を向上させることが有効である。

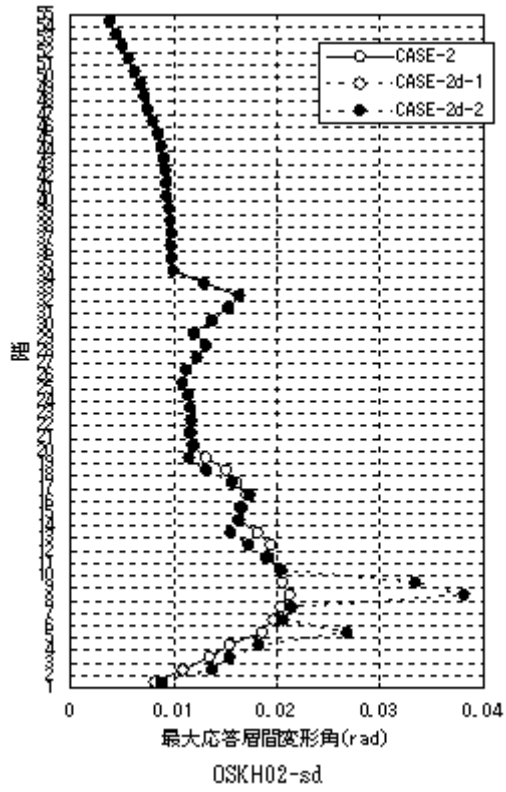
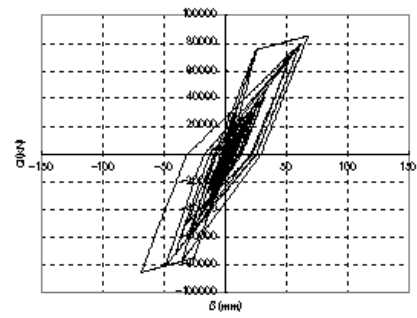
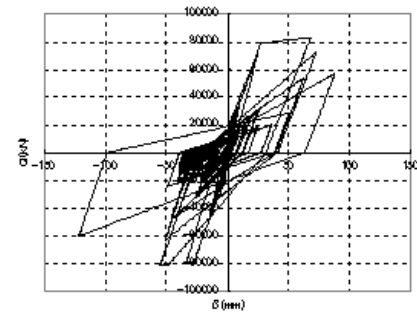


図 4.2.67 最大応答層間変形角の比較



(a)CASE-2 (8F)



(b)CASE-2d-2 (8F)

図 4.2.68 荷重変形関係の比較

4-2-7 まとめ

以下では、従来の建物の想定変形領域を大きく上回り、最大層間変形角が 1/50 に及ぶような建物応答の検討を行うに際して、問題提起された技術的課題やそれに対する考察等を列挙する。

□入力地震動・設計法一般

- ・ 工学的基盤での入力評価、表層地盤の非線形性考慮や相互作用検討等

□構造計画・設計法一般

- ・ 長周期入力地震動では、対象地域毎に特定の卓越周期に比較的大きな入力レベルを持つ場合が多く、その卓越周期に共振する建築物では損傷が増大する可能性が大きい。従って、架構の十分な耐震余裕度を確保する設計や、制震構造の採用等により建物の減衰性能を増加させる構造計画等が望まれる。
- ・ 長周期入力地震動は、対象地域毎に特定の卓越周期を有するため、建物の振動周期がその周期帯域に無ければ、応答の増幅はあまり大きくは無い。従って、長周期地震動に共振しないような建物の設計が合理的ではあるが、地震動の不確定性や建物の振動特性のばらつきを考慮に入れた慎重な検討・設計が必要である。特に剛性のばらつきが大きいと考えられる RC 系建物では注意を要する。

□解析モデル

- ・ 質点系モデル（簡略モデル：等価曲げせん断棒モデル等）とフレーム系モデル（部材精算モデル）では、適切なモデル化が行われれば解析結果の差異は大きく無い。但し、質点系モデルでは塑性変形が大きくなる層が集中する傾向にあり、フレーム系モデルではそれが緩和される結果となった。
- ・ 多折れ線型復元力特性モデル（部材あるいは等価モデル）の設定では、増大する応答値の範囲を考慮し、大変形領域（最終勾配等）までの妥当性を検証することが必要である。一方で、塑性率の基点をどのように定めるかについては、塑性化の程度などの現象を踏まえた検討が必要である。
- ・ 架構の層間変形角がレベル 2 地震動のクライテリアである 1/100 程度であれば、P- δ 効果の影響はほとんど無いが、1/50 にも及ぶ大変形を許容する場合には P- δ 効果の考慮の有無が応答値に 20%程度の変動が生じる可能性がある。
- ・ RC 系部材の大変形領域の繰り返し加力による部材耐力劣化の影響は、解析モデルの設定にも関係するが、層塑性率が 2.0 以下であればその影響は小さい。
- ・ RC 系柱部材では、建物の大変形に伴い部材応力が高軸力領域に及ぶため、曲げ-軸力耐力相関関係のモデル化の妥当性を検証する必要がある。

□建物・部材の設計クライテリア

- ・ 長周期地震動は、レベル1やレベル2地震動とは異なり発生確率の高い海洋型地震に対して周期の長い建物に考慮しなければならない新しい位置づけの地震動であるため、建物クライテリアの設定においてもレベル1、2地震動とは異なる新しい考え方にに基づき定められるべきである。
- ・ 長周期地震動の継続時間の長さによる入力エネルギーおよび歪エネルギーや繰り返し回数の増大に対して、エネルギー収支や残留変形など新たな指標に対する設計クライテリアの確立や部材性能の検証方法を確立する必要がある。
- ・ 鉄骨系では累積塑性変形倍率による評価指標が確立（算定方法統一は必要）されているが、RC系部材では評価指標を含め未確立であり、耐力劣化域での部材性能を含め評価方法の検討が必要である。

4-3 長周期地震動に対する免震建築物の応答性状

4-3-1 検討方針

免震建築物は、建物を積層ゴムなどの支承で支持することで長周期化させるとともに、ダンパーにより地震のエネルギーを吸収し、建物に作用する地震力を低減する構造である。長周期化された固有周期は2～6秒程度であり、長周期地震動の卓越する周期帯と近いため、長周期地震動による影響が懸念されている。本章では、地震動WGにおいて作成された長周期地震動に対する免震建物の応答を求め、長周期地震動を受けた場合の免震建物の挙動を検討し、問題点を把握することを目的としている。

検討に用いた解析モデルは、実際に建設された建物の設計において使用されたモデルとし、40棟を選定した。免震建物には、天然ゴム系積層ゴム+ダンパーを用いた免震システムや、高減衰積層ゴムや鉛プラグ入り積層ゴムのように支承と減衰機能が一体となった免震システムなど様々なシステムがある。また、免震建物が初めて日本に建設されてから約40年が経過しているが、技術の進歩はめざましく、建設時期により免震建物の性状も異なると考えられる。このため、モデル建物の選定にあたっては、建設時期・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配慮している。また、それとは別に、戸建住宅に対する検討も行っているが、戸建住宅に関しては実建物ではなく、標準的な建物モデルを用いて検討を行った。

長周期地震動は継続時間が長く、免震部材は長時間の大振幅繰り返し変形を受けることになり、大きなエネルギー吸収能力が必要とされる。本委員会では、長周期地震動に対する免震部材のエネルギー吸収能力や剛性・減衰の低下などの品質変動に対する調査、検討も行うこととした。このエネルギー吸収能力に関する検討においては、建築基準整備促進補助金事業12 免震建築物の基準の整備に資する検討委員会と共同で行った。

4-3-2 検討用建物

検討に用いた建物は設計時期・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。

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期に分類した。第一期は免震構造の黎明期であり、建設会社などがダンパーを独自に開発するなど、研究開発を行いながら設計していた時代である。免震建物の固有周期は比較的短いものが多く、上部建物のベースシア係数は0.15以上で設計されていた。また、積層ゴムの変形能力小さく、ピットクリアランスも小さいものが多い。棟数は少なく80棟程度である。

第二期は阪神淡路大震災から2000年の建築基準法改正以前の建物で、免震建物が急激に普及した時代である。様々な支承やダンパーが開発され市販され、研究者ではない一般の設計者による設計が可能となった。せん断弾性率の小さい積層ゴムや弾性すべり支承も開発されるとともに、積層ゴムの使用面圧も高くなり、免震建物の固有周期を3秒以上に長くすることが可能になり、上部建物のせん断力係数も0.15以下で設計されるものも増えてきた。設計用入力地震動はレベル2で標準波の50cm/sとして設計されているが、余裕度検討レベルとして標準

波 75cm/s の検討もされている。また、サイト波や建築センター波を用いた解析も多くの建物で行われており、第一期に比べると格段に性能が向上していると思われる。この時期に設計されている建物は約 650 棟あると思われる。

第三期は 2000 年以降で、超高層建物や鉄骨造の高層建物など、周期の長い建物にも免震構造が採用され適用範囲が拡大してきている。従来の標準波に加え建告第 1461 号に定められた告示波により設計が行われてきている。入力が増大に伴い、免震部材の限界変形やピットクリアランスも大きくとった建物も増えている。

建物高さは低層（20m未満）、中高層（20m～60m未満）、超高層（60m以上）の3つに分類した。一般に、低層のものほど固有周期を長くすることが困難で、高層になるほど固有周期は長くなっていると考えられる。低層から超高層までの建物をバランスよく選定することにより、幅広い固有周期の免震建物を選定できると考えている。

免震システムは大きく、天然ゴム+ダンパー、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムの3つに分類し、天然ゴム+ダンパーは履歴ダンパー、粘性ダンパー、すべり支承の3つに細分している。

表 4.3.1 にモデル建物分類を、表 4.3.2 に分類表に記入された建物の概要を示す。図 4.1 に検討に用いたモデルの建物高ささと 200%ひずみ時の固有周期の関係を示す。建物高さが高いほど、固有周期が長い傾向にあり、20m以下の低層建物では2～4秒程度、20m～60mの中高層建物では3～5秒程度、60m以上の超高層建物では概ね4秒以上となっており、100mを越えるものは6秒程度となっている。

表 4.3.1-モデル建物分類表

		低層(20m未満)			中高層(20m～60m未満)			超高層(60m以上)		
		第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)	第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)	第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)
天然ゴム+ダンパー (NR+D)	天然ゴム+履歴ダンパー	H-1		H-3	H-2	E-2 J-1	C-1 D-3 I-2		B-2	H-4
	天然ゴム+粘性ダンパー	B-1		B-3		G-3	G-4			B-4
	天然ゴム+すべり支承			D-1		F-2	F-3			F-4
鉛プラグ入り積層ゴム (LRB)		A-1	I-3		C-2	E-1 G-2 C-3 J-3	D-2 E-4 J-4		J-2	C-4 E-3 D-4
高減衰積層ゴム (HDR)			I-4	A-4	A-2 G-1	I-1	A-3			F-1

総計 40件

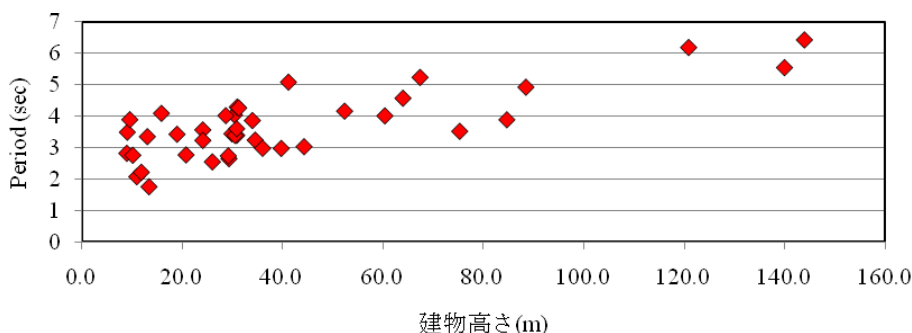


図 4.3.1-建物高ささと固有周期の関係

表 4.3.2-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	
						基礎固定 (s)	200%ひずみ時 (s)
A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	0.41	1.77
A-2	中高層第1世代	29.4	1991	SRC	HDR	0.61	2.66
A-3	中高層第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	0.73	3.25
A-4	低層第3世代	9.1	2008	RC	HDR	0.16	3.5
B-1	低層第1世代	11.0	1985	RC	NR+粘性D	0.42	2.089
B-2	超高層第2世代	84.7	1997	RC	NR+鉛D	2.192	3.895
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-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鋼D+OD	1.28	4.17(300%)
C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC、S	LRB	0.82	2.99(100%)
C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC、S	LRB+HDR	0.44	4.05
C-4	超高層第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	2.27	4.93
D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	0.577	2.83
D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	0.863	3.45
D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	NR+鉛D+鋼D	0.74	3.4
D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+転がり+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D	0.68	2.56
E-3	超高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+転がり	1.78	5.24
E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	0.87	3.87
F-1	超高層第3世代	64.0	2002	S	HDR+OD	2.55	4.58
F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	0.166	3.435
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-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	1.09	2.986
G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC+S	LRB+NR	1.07	3.611
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-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+鉛D+摩擦D	0.61	2.78
H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+鉛D	0.48	2.77
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
I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	0.59	3.9
I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	0.91	4.1
J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+転がり+鋼D+OD	0.5	3.04
J-2	超高層第2世代	75.3	1999	RC	LRB+転がり+OD	0.98	3.53
J-3	中高層第2世代	29.2	1998	RC	LRB	0.095	2.75
J-4	中高層第3世代	24.2	2003	SRC	LRB+転がり+OD	0.151	3.24

エネルギー検討

4-3-3 応答解析結果

(1) 検討用入力地震動

検討に用いた地震動は、地震動WGにより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南海地震に対する大阪・此花の地震動（平均、平均+標準偏差）を、濃尾平野の地震動として東海-東南海地震に対する愛知県津島市の地震動（平均、平均+標準偏差）、東海-東南海地震に対する愛知県名古屋市の地震動（平均、平均+標準偏差）を、関東平野については、東海-東南海地震に対する新宿の地震動（平均、平均+標準偏差）を用いた。

(2) 大阪平野・濃尾平野の地震動に対する検討

ここにおいて、検討用入力地震動のうち大阪平野の長周期地震動(N-OSKH02-AV,SD)および濃尾平野の長周期地震動(T-TN-AIC003-AV,SD T-TN-AIC004-AV,SD)に対する検討を行う。

a) 標準状態に対する検討

免震部材には、製造ばらつき・温度依存性・経年変化などによる品質変動があり、設計においては、標準状態(Normal)、剛性大・減衰大(Hard)、剛性小・減衰小(Soft)の3つの状態に対して安全性の検証が行われるが、ここでは標準状態についての検討を行った。解析結果のまとめを表4.3.3に示す。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、建物の状態を示した。ここにおいて、建物の状態を、短期許容応力度以下・弾性限界以下・保有耐力以下・保有耐力以上の4つに分類した。

免震層に関しては、最大変位、最大速度、せん断力係数、状態を示した。ここにおいて免震層の状態を、許容変形以内・限界変形以内・限界変形以上の3つに分類した。

図4.3.2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4.3.3に免震層の応答変位を変位応答スペクトル($h=0.2, 0.3$)とともに示す。図4.3.4に上部建物および免震層の状態を示す。

応答ベースシア係数はN-OSKH02のAVでは固有周期2秒付近で $C_b=0.2$ のものがあるが、それ以外は $C_b=0.05\sim 0.1$ である。SDでは固有周期3秒以上では $C_b=0.1$ 程度で、固有周期3秒以下では $0.15\sim 0.2$ 程度で $C_b=0.3$ となっているものもある。T-TN-AIC003のAVでは固有周期4秒以上では $C_b=0.05$ 程度であり、固有周期4秒以下では概ね $C_b=0.10\sim 0.15$ 程度だが、固有周期2秒付近で急に大きくなり $C_b=0.25$ 程度のものもある。SDでは固有周期4秒以上で $C_b=0.05\sim 0.10$ 程度。固有周期3秒以下で急に大きくなり $C_b=0.15$ を越え、2秒では $C_b=0.3$ 程度になる。T-TN-AIC004のAVでは $C_b=0.15$ 以下、SDでは固有周期3秒付近で $C_b=0.15\sim 0.20$ と大きくなる。

免震層の応答変位はN-OSKH02のAVでは固有周期4秒以下では0.3m以下だが、6秒付近で急に大きくなり0.5m程度となっている。SDでは固有周期4秒を超えると急激に大きくなり0.5mを越えるものも多く最大で0.8mとなっている。T-TN-AIC003のAVではほとんど0.3m以下だが、SDでは0.3mを越えるものがほとんどで0.5m~0.6mのものも多い。T-TN-AIC004のAVはほとんどが0.1m以下と小さく、SDでも最大で0.4m程度である。

上部構造の状態はAVでは短期許容を越えるものが若干あるが、ほとんどが短期許容以内であり、保有耐力を越えるものはない。SDになると短期許容を越えるものが10~30%程度あり、保有耐力を越えるものも一部ある。地震動ではAIC003が最も厳しい。上部構造の層間変形角はAVではほとんど1/200以下となっており、1/100以上のものは無い。SDではOSKで1/100以上が1件あるが、ほとんどが1/200以下である。免震層の変形はAVでは許容変形を越えるものがOSKとAIC003で1件あるがそれ以外は許容変形以下。SDでは許容変形を越えるものが10~15%ある。限界変形を越えるものもOSKとAIC003で2件程度ある。

表 4.3.3-応答結果のまとめ

記号	分類	200% 凸部片持 固有周期			N-OSKH02-SD			T-TN-AIC003-AV			T-TN-AIC003-SD			T-TN-AIC004-AV			T-TN-AIC004-SD					
		最大変位 (mm)	状態	最大変位 (mm)	最大変位 (mm)	状態	最大変位 (mm)	最大変位 (mm)	状態	最大変位 (mm)	最大変位 (mm)	状態	最大変位 (mm)	最大変位 (mm)	状態	最大変位 (mm)	最大変位 (mm)	状態				
A-1	低層第1世代	1.77	1/992	短縮許容以下	0.03	許容変位以内	1/158	短縮許容以下	0.10	許容変位以内	1/191	短縮許容以下	0.16	許容変位以内	1/271	短縮許容以下	0.02	許容変位以内	1/111	短縮許容以下	0.04	許容変位以内
A-2	中層第1世代	2.66	1/120	短縮許容以下	0.14	許容変位以内	1/465	短縮許容以下	0.19	許容変位以内	1/537	短縮許容以下	0.34	許容変位以内	1/730	短縮許容以下	0.13	許容変位以内	1/460	短縮許容以下	0.24	許容変位以内
A-3	中層第2世代	3.25	1/1234	短縮許容以下	0.12	許容変位以内	1/915	短縮許容以下	0.22	許容変位以内	1/886	短縮許容以下	0.41	許容変位以内	1/956	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/601	短縮許容以下	0.37	許容変位以内
A-4	低層第2世代	3.90	1/950	短縮許容以下	0.13	許容変位以内	1/950	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/850	短縮許容以下	0.35	許容変位以内	1/890	短縮許容以下	0.10	許容変位以内	1/850	短縮許容以下	0.23	許容変位以内
B-1	低層第1世代	2.09	1/310	短縮許容以下	0.20	許容変位以内	1/310	短縮許容以下	0.30	許容変位以内	1/160	短縮許容以下	0.25	許容変位以内	1/270	短縮許容以下	0.12	許容変位以内	1/242	短縮許容以下	0.18	許容変位以内
B-2	中層第1世代	3.36	1/302	短縮許容以下	0.10	許容変位以内	1/152	短縮許容以下	0.22	許容変位以内	1/212	短縮許容以下	0.17	許容変位以内	1/338	短縮許容以下	0.21	許容変位以内	1/185	短縮許容以下	0.21	許容変位以内
B-3	低層第2世代	3.36	1/12183	短縮許容以下	0.11	許容変位以内	1/9103	短縮許容以下	0.20	許容変位以内	1/1210	短縮許容以下	0.16	許容変位以内	1/2662	短縮許容以下	0.09	許容変位以内	1/6333	短縮許容以下	0.24	許容変位以内
B-4	中層第2世代	6.18	1/271	短縮許容以下	0.46	許容変位以内	1/146	短縮許容以下	0.80	短縮許容以下	1/271	短縮許容以下	0.35	許容変位以内	1/287	短縮許容以下	0.14	許容変位以内	1/291	短縮許容以下	0.39	許容変位以内
C-1	中層第1世代	4.17(300%)	1/485	短縮許容以下	0.10	許容変位以内	1/369	短縮許容以下	0.16	許容変位以内	1/460	短縮許容以下	0.33	許容変位以内	1/445	短縮許容以下	0.11	許容変位以内	1/365	短縮許容以下	0.25	許容変位以内
C-2	中層第2世代	2.97(100%)	1/922	短縮許容以下	0.12	許容変位以内	1/609	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/836	短縮許容以下	0.21	許容変位以内	1/649	短縮許容以下	0.07	許容変位以内	1/796	短縮許容以下	0.14	許容変位以内
C-3	中層第3世代	4.05	1/5105	短縮許容以下	0.11	許容変位以内	1/4995	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/3405	短縮許容以下	0.23	許容変位以内	1/1987	短縮許容以下	0.09	許容変位以内	1/2264	短縮許容以下	0.32	許容変位以内
C-4	低層第3世代	4.93	1/335	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/331	短縮許容以下	0.43	許容変位以内	1/293	短縮許容以下	0.19	許容変位以内	1/485	短縮許容以下	0.37	許容変位以内	1/420	短縮許容以下	0.23	許容変位以内
D-1	低層第1世代	2.83	1/380	短縮許容以下	0.13	許容変位以内	1/450	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/485	短縮許容以下	0.20	許容変位以内	1/377	短縮許容以下	0.11	許容変位以内	1/408	短縮許容以下	0.15	許容変位以内
D-2	中層第1世代	3.40	1/1039	短縮許容以下	0.12	許容変位以内	1/1034	短縮許容以下	0.43	許容変位以内	1/746	短縮許容以下	0.25	許容変位以内	1/373	短縮許容以下	0.32	許容変位以内	1/649	短縮許容以下	0.42	許容変位以内
D-3	中層第2世代	3.40	1/1464	短縮許容以下	0.13	許容変位以内	1/983	短縮許容以下	0.21	許容変位以内	1/625	短縮許容以下	0.27	許容変位以内	1/470	短縮許容以下	0.39	許容変位以内	1/563	短縮許容以下	0.38	許容変位以内
D-4	中層第3世代	6.42	1/1213	短縮許容以下	0.38	許容変位以内	1/207	短縮許容以下	0.64	短縮許容以下	1/331	短縮許容以下	0.36	許容変位以内	1/265	短縮許容以下	0.09	許容変位以内	1/288	短縮許容以下	0.21	許容変位以内
E-1	中層第1世代	3.40	1/1154	短縮許容以下	0.11	許容変位以内	1/718	短縮許容以下	0.16	許容変位以内	1/642	短縮許容以下	0.21	許容変位以内	1/602	短縮許容以下	0.34	許容変位以内	1/1002	短縮許容以下	0.28	許容変位以内
E-2	中層第2世代	2.56	1/810	短縮許容以下	0.087	許容変位以内	1/408	短縮許容以下	0.140	許容変位以内	1/366	短縮許容以下	0.133	許容変位以内	1/269	短縮許容以下	0.254	許容変位以内	1/778	短縮許容以下	0.13	許容変位以内
E-3	中層第3世代	5.24	1/320	短縮許容以下	0.206	許容変位以内	1/155	短縮許容以下	0.670	短縮許容以下	1/318	短縮許容以下	0.220	許容変位以内	1/216	短縮許容以下	0.423	許容変位以内	1/343	短縮許容以下	0.27	許容変位以内
E-4	中層第4世代	3.87	1/1097	短縮許容以下	0.165	許容変位以内	1/807	短縮許容以下	0.175	許容変位以内	1/774	短縮許容以下	0.220	許容変位以内	1/487	短縮許容以下	0.360	許容変位以内	1/572	短縮許容以下	0.29	許容変位以内
F-1	低層第1世代	4.58	1/207	短縮許容以下	0.16	許容変位以内	1/224	短縮許容以下	0.28	許容変位以内	1/263	短縮許容以下	0.19	許容変位以内	1/203	短縮許容以下	0.31	許容変位以内	1/306	短縮許容以下	0.13	許容変位以内
F-2	中層第1世代	3.44	1/706	短縮許容以下	0.08	許容変位以内	1/628	短縮許容以下	0.14	許容変位以内	1/576	短縮許容以下	0.15	許容変位以内	1/487	短縮許容以下	0.29	許容変位以内	1/660	短縮許容以下	0.15	許容変位以内
F-3	中層第2世代	4.30	1/372	短縮許容以下	0.10	許容変位以内	1/357	短縮許容以下	0.20	許容変位以内	1/249	短縮許容以下	0.23	許容変位以内	1/199	短縮許容以下	0.35	許容変位以内	1/422	短縮許容以下	0.32	許容変位以内
F-4	高層第1世代	5.55	1/239	短縮許容以下	0.33	許容変位以内	1/173	短縮許容以下	0.50	短縮許容以下	1/233	短縮許容以下	0.18	許容変位以内	1/161	短縮許容以下	0.38	許容変位以内	1/298	短縮許容以下	0.11	許容変位以内
G-1	中層第1世代	2.86	1/586	短縮許容以下	0.134	許容変位以内	1/480	短縮許容以下	0.237	許容変位以内	1/474	短縮許容以下	0.240	許容変位以内	1/382	短縮許容以下	0.353	許容変位以内	1/271	短縮許容以下	0.39	許容変位以内
G-2	中層第2世代	3.61	1/602	短縮許容以下	0.112	許容変位以内	1/563	短縮許容以下	0.206	許容変位以内	1/548	短縮許容以下	0.254	許容変位以内	1/405	短縮許容以下	0.372	許容変位以内	1/677	短縮許容以下	0.385	許容変位以内
G-3	中層第3世代	4.03	1/847	短縮許容以下	0.286	許容変位以内	1/465	短縮許容以下	0.387	短縮許容以下	1/518	短縮許容以下	0.306	許容変位以内	1/339	短縮許容以下	0.485	許容変位以内	1/728	短縮許容以下	0.328	許容変位以内
H-1	低層第1世代	3.57	1/922	短縮許容以下	0.148	許容変位以内	1/787	短縮許容以下	0.199	許容変位以内	1/609	短縮許容以下	0.164	許容変位以内	1/375	短縮許容以下	0.275	許容変位以内	1/1041	短縮許容以下	0.225	許容変位以内
H-2	中層第1世代	2.78	1/1890	短縮許容以下	0.103	許容変位以内	1/1290	短縮許容以下	0.183	許容変位以内	1/22416	短縮許容以下	0.144	許容変位以内	1/1470	短縮許容以下	0.308	許容変位以内	1/600	短縮許容以下	0.118	許容変位以内
H-3	低層第2世代	2.77	1/380	短縮許容以下	0.091	許容変位以内	1/270	短縮許容以下	0.180	許容変位以内	1/1130	短縮許容以下	0.159	許容変位以内	1/601	短縮許容以下	0.321	許容変位以内	1/190	短縮許容以下	0.222	許容変位以内
H-4	中層第2世代	4.02	1/670	短縮許容以下	0.094	許容変位以内	1/500	短縮許容以下	0.178	許容変位以内	1/466	短縮許容以下	0.339	許容変位以内	1/340	短縮許容以下	0.372	許容変位以内	1/400	短縮許容以下	0.124	許容変位以内
I-1	中層第1世代	3.04	1/2282	短縮許容以下	0.149	許容変位以内	1/2362	短縮許容以下	0.209	許容変位以内	1/2392	短縮許容以下	0.240	許容変位以内	1/1709	短縮許容以下	0.372	許容変位以内	1/2082	短縮許容以下	0.292	許容変位以内
I-2	中層第2世代	3.53	1/2982	短縮許容以下	0.112	許容変位以内	1/1764	短縮許容以下	0.183	許容変位以内	1/1776	短縮許容以下	0.362	許容変位以内	1/1292	短縮許容以下	0.362	許容変位以内	1/1711	短縮許容以下	0.259	許容変位以内
I-3	低層第3世代	2.75	1/33118	短縮許容以下	0.042	許容変位以内	1/21349	短縮許容以下	0.118	許容変位以内	1/15062	短縮許容以下	0.231	許容変位以内	1/37161	短縮許容以下	0.027	許容変位以内	1/24188	短縮許容以下	0.085	許容変位以内
I-4	低層第4世代	3.24	1/11593	短縮許容以下	0.117	許容変位以内	1/10331	短縮許容以下	0.174	許容変位以内	1/10888	短縮許容以下	0.171	許容変位以内	1/8804	短縮許容以下	0.284	許容変位以内	1/12885	短縮許容以下	0.140	許容変位以内
J-1	中層第1世代	4.27	1/1168	短縮許容以下	0.289	許容変位以内	1/203	短縮許容以下	0.541	短縮許容以下	1/956	短縮許容以下	0.205	許容変位以内	1/396	短縮許容以下	0.578	短縮許容以下	1/1081	短縮許容以下	0.202	許容変位以内
J-2	中層第2世代	3.00	1/742	短縮許容以下	0.158	許容変位以内	1/248	短縮許容以下	0.484	短縮許容以下	1/328	短縮許容以下	0.468	短縮許容以下	1/328	短縮許容以下	0.135	許容変位以内	1/292	短縮許容以下	0.205	許容変位以内
J-3	中層第3世代	3.90	1/2754	短縮許容以下	0.096	許容変位以内	1/1946	短縮許容以下	0.151	許容変位以内	1/943	短縮許容以下	0.203	許容変位以内	1/744	短縮許容以下	0.342	許容変位以内	1/1413	短縮許容以下	0.200	許容変位以内
J-4	中層第4世代	4.10	1/815	短縮許容以下	0.071	許容変位以内	1/639	短縮許容以下	0.141	許容変位以内	1/374	短縮許容以下	0.259	許容変位以内	1/917	短縮許容以下	0.073	許容変位以内	1/430	短縮許容以下	0.168	許容変位以内

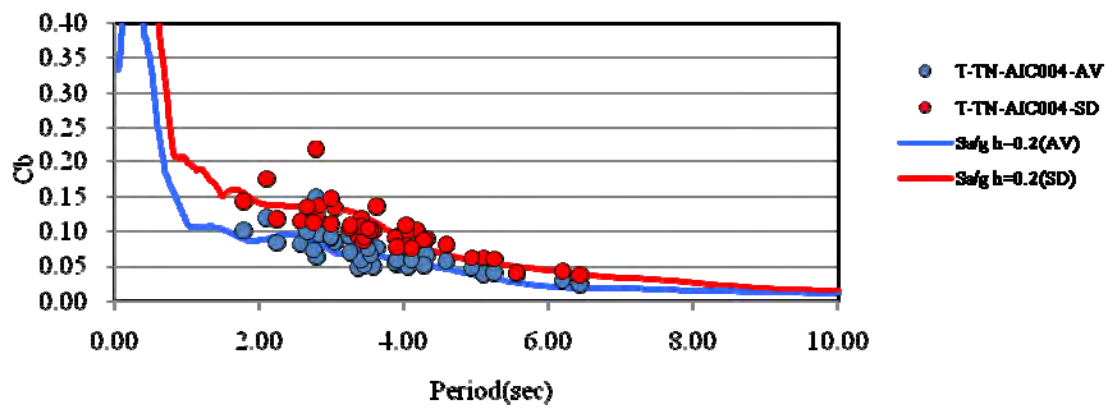
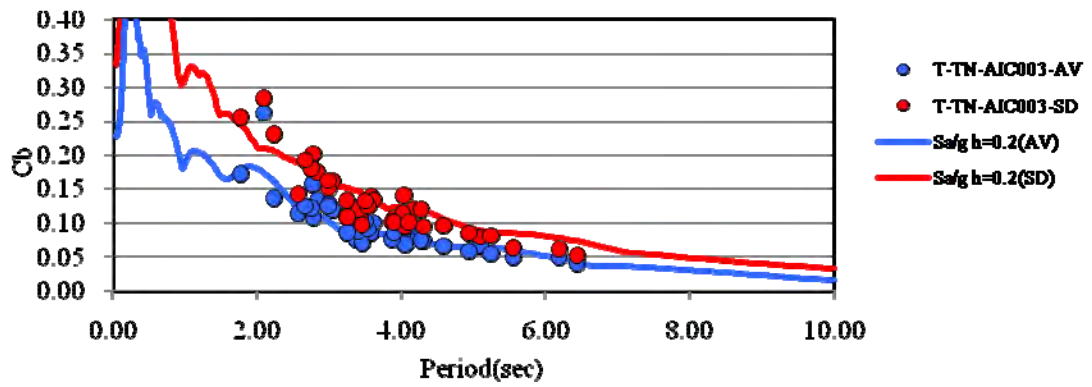
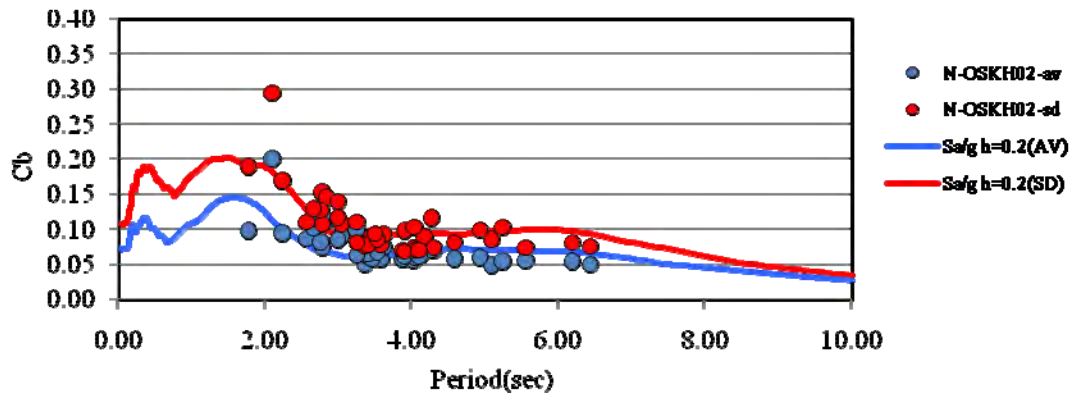


図 4. 3. 2-応答ベースシア係数

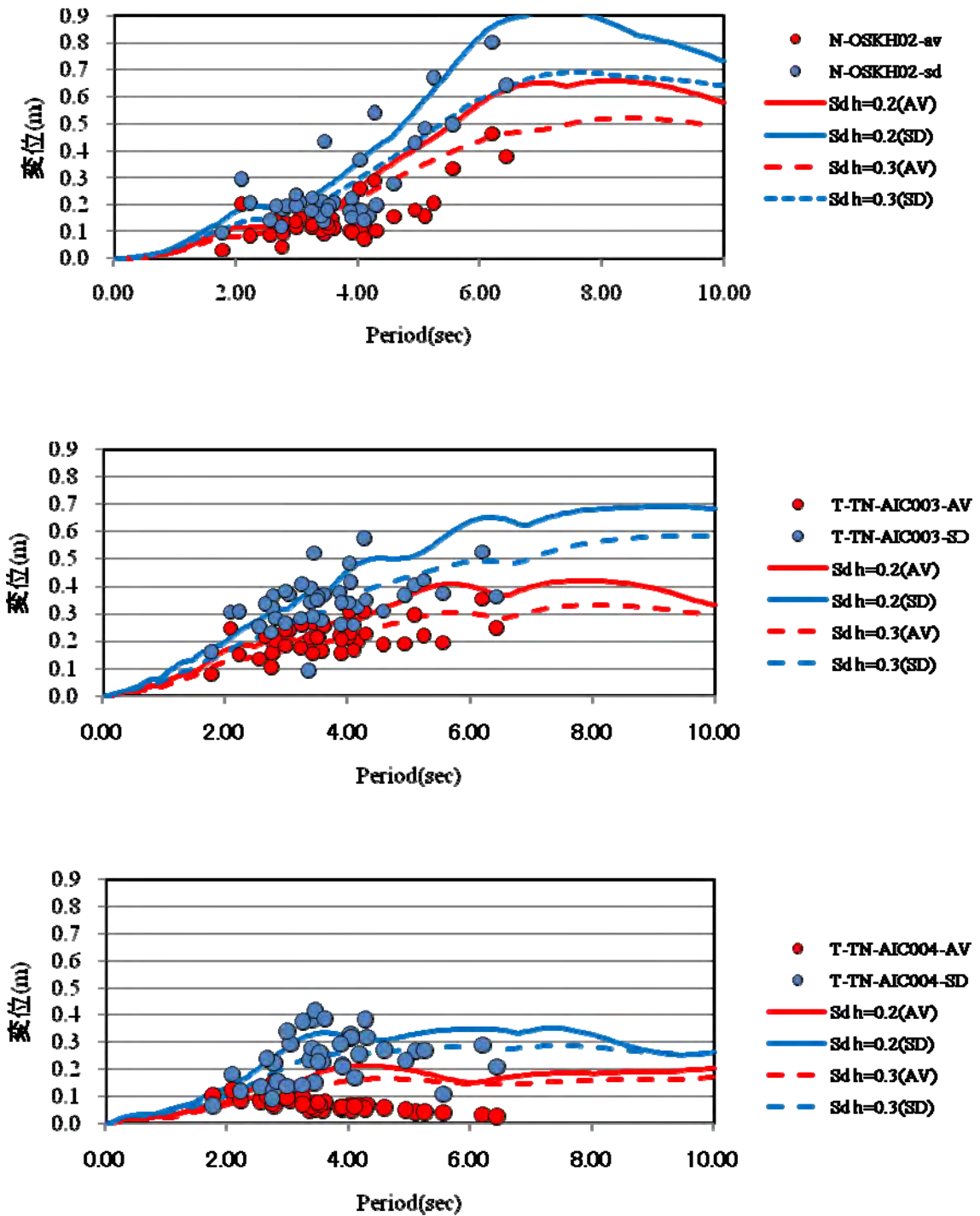


図 4. 3. 3-免震層の応答変位

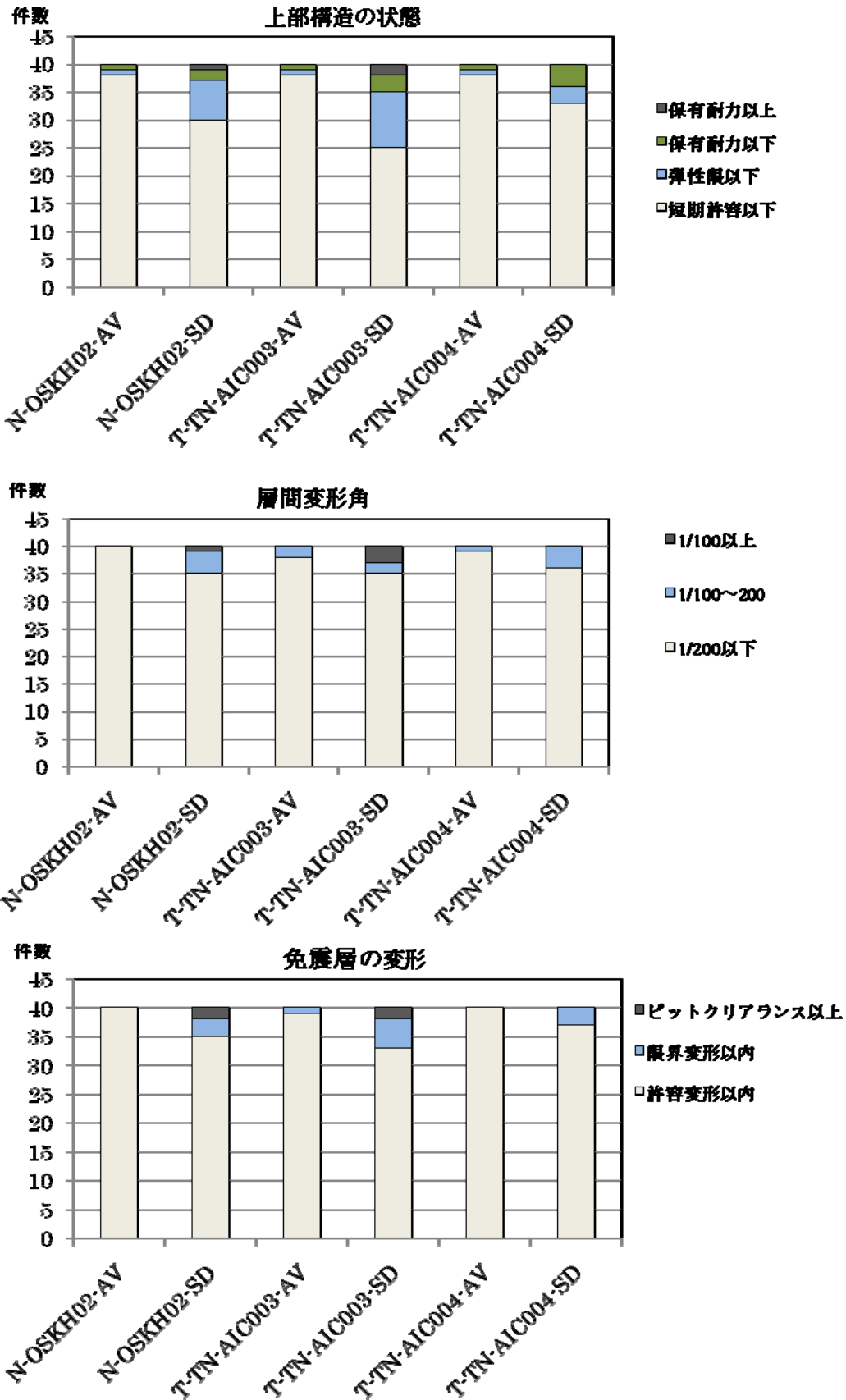


図 4.3.4-上部建物および免震層の状態

b) 免震部材の品質変動を考慮した検討

免震部材の性能の変動を考慮した検討を行った。モデル建物は a) で行った建物の中から 10 棟選択した。ここでは、標準状態 (Normal=N)、剛性・減衰が小さくなる状態 (Soft=S)、剛性・減衰が大きくなる状態(Hard=H)の 3 つの状態について検討した。

表 4.3.4 に解析結果の層間変形角、上部構造の状態、免震層の変位、免震層の状態についてまとめた表を示す。

免震部材の性能のばらつきを考慮した場合、ほとんどの場合で Soft の場合に免震層の応答変位が大きくなり、Hard の場合にはせん断力係数が大きくなる。Cb の変動率は最大で 1.44、平均では Cb で 1.12 であり、変位の変動率は最大で 2.21 と非常に大きく、平均では 1.17 となっている。

検討した 10 棟×6 波=60 の解析ケースのうち、上部構造の状態では Normal では短期許容以下であったものが弾性限以下となったものが 8 ケース、Normal では短期許容以下であったものが保有耐力以下となったものが 3 ケースある。Normal では弾性限以下であったものが保有耐力以下となったものが 1 ケースある。また、Normal では許容変形以内であったものが限界変形以内となったものが 6 ケース、Normal では許容変形以内であったものが限界変形以上となったものが 1 ケース、Normal では限界変形以内であったものが限界変形以上となったものが 1 ケースあった。

40 棟の中から、今回選定した建物は応答の比較的大きいものを選んでいるので、Normal 状態で限界値に対する余裕が小さいと考えられるが、品質変動を考えると許容値を越える建物の数はかなり増加すると考えられる。

表 4.3.4-解析結果のまとめ

区画	分類	30% ひびき時 固有周期 (s)	N-QSKH2-AV			N-QSKH2-SD			T-TN-AIC003-AV			T-TN-AIC003-SD			T-TN-AIC004-AV			T-TN-AIC004-SD				
			最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態			
A-3	中高層階級世代	3.25	1/1224	短期許容以下	0.12	許容変位以内	1/915	短期許容以下	0.22	許容変位以内	1/896	短期許容以下	0.41	許容変位以内	1/1069	短期許容以下	0.16	許容変位以内	1/661	短期許容以下	0.37	許容変位以内
			1/1552	短期許容以下	0.19	許容変位以内	1/795	短期許容以下	0.45	許容変位以内	1/1097	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/660	短期許容以下	0.53	許容変位以内	1/825	短期許容以下	0.41	許容変位以内
B-4	超高層階級世代	6.19	1/271	短期許容以下	0.12	許容変位以内	1/656	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/633	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/433	短期許容以下	0.34	許容変位以内	1/906	短期許容以下	0.10	許容変位以内
			1/146	短期許容以下	0.46	許容変位以内	1/146	短期許容以下	0.89	許容変位以内	1/271	短期許容以下	0.35	許容変位以内	1/226	短期許容以下	0.52	許容変位以内	1/367	短期許容以下	0.29	許容変位以内
C-4	超高層階級世代	4.83	1/291	短期許容以下	0.23	許容変位以内	1/112	短期許容以下	0.57	許容変位以内	1/201	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/202	短期許容以下	0.40	許容変位以内	1/480	短期許容以下	0.14	許容変位以内
			1/271	短期許容以下	0.40	許容変位以内	1/95	短期許容以下	0.66	許容変位以内	1/256	短期許容以下	0.32	許容変位以内	1/197	短期許容以下	0.46	許容変位以内	1/325	短期許容以下	0.13	許容変位以内
D-4	超高層階級世代	6.43	1/335	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/131	短期許容以下	0.43	許容変位以内	1/293	短期許容以下	0.19	許容変位以内	1/185	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/420	短期許容以下	0.13	許容変位以内
			1/295	短期許容以下	0.23	許容変位以内	1/112	短期許容以下	0.57	許容変位以内	1/201	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/202	短期許容以下	0.40	許容変位以内	1/480	短期許容以下	0.14	許容変位以内
E-3	中高層階級世代	5.24	1/316	短期許容以下	0.11	許容変位以内	1/143	短期許容以下	0.32	許容変位以内	1/204	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/148	短期許容以下	0.36	許容変位以内	1/327	短期許容以下	0.11	許容変位以内
			1/313	短期許容以下	0.35	許容変位以内	1/207	短期許容以下	0.64	許容変位以内	1/231	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/264	短期許容以下	0.36	許容変位以内	1/525	短期許容以下	0.09	許容変位以内
F-4	中高層階級世代	4.30	1/471	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/360	短期許容以下	0.44	許容変位以内	1/248	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/213	短期許容以下	0.44	許容変位以内	1/323	短期許容以下	0.13	許容変位以内
			1/348	短期許容以下	0.10	許容変位以内	1/210	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/312	短期許容以下	0.16	許容変位以内	1/150	短期許容以下	0.38	許容変位以内	1/365	短期許容以下	0.09	許容変位以内
G-4	中高層階級世代	4.03	1/647	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/465	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/518	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/329	短期許容以下	0.49	許容変位以内	1/728	短期許容以下	0.22	許容変位以内
			1/592	短期許容以下	0.34	許容変位以内	1/451	短期許容以下	0.44	許容変位以内	1/614	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/355	短期許容以下	0.54	許容変位以内	1/254	短期許容以下	0.23	許容変位以内
H-4	低層階級世代	2.23	1/2500	短期許容以下	0.08	許容変位以内	1/2000	短期許容以下	0.20	許容変位以内	1/2450	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/1470	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/4030	短期許容以下	0.05	許容変位以内
			1/3800	短期許容以下	0.10	許容変位以内	1/2410	短期許容以下	0.17	許容変位以内	1/2530	短期許容以下	0.17	許容変位以内	1/1670	短期許容以下	0.34	許容変位以内	1/4420	短期許容以下	0.07	許容変位以内
I-4	中高層階級世代	3.04	1/2835	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/2362	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/2202	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/1709	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/2052	短期許容以下	0.14	許容変位以内
			1/2349	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/2568	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/2488	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/1952	短期許容以下	0.38	許容変位以内	1/2516	短期許容以下	0.18	許容変位以内
J-1	中高層階級世代	4.27	1/2036	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/1687	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/1702	短期許容以下	0.23	許容変位以内	1/1314	短期許容以下	0.30	許容変位以内	1/1513	短期許容以下	0.09	許容変位以内
			1/1186	短期許容以下	0.29	許容変位以内	1/303	短期許容以下	0.54	許容変位以内	1/656	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/396	短期許容以下	0.58	許容変位以内	1/1081	短期許容以下	0.20	許容変位以内
			1/1492	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/312	短期許容以下	0.69	許容変位以内	1/988	短期許容以下	0.28	許容変位以内	1/488	短期許容以下	0.58	許容変位以内	1/1565	短期許容以下	0.14	許容変位以内
			1/1346	短期許容以下	0.11	許容変位以内	1/795	短期許容以下	0.27	許容変位以内	1/229	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/307	短期許容以下	0.43	許容変位以内	1/261	短期許容以下	0.12	許容変位以内

c) 関東平野の地震動に対する検討

関東平野の地震動（T-TN-KGIN1F-AV, T-TN-KGIN1F-SD）を入力し、モデル建物 40 棟の応答解析を行った。

表 4.3.5 に T-TN-KGIN1F-AV の解析結果を、表 4.3.6 に T-TN-KGIN1F-SD の解析結果を示す。図 4.3.5 に応答ベースシア係数を $h=0.3$ の加速度応答スペクトルを重力加速度 g で除した図と共に示す。図 4.3.6 に免震層の応答変位を $h=0.2, 0.3$ の変位応答スペクトルと共に示す。

応答ベースシア係数もほとんどが SD でも 0.1 以下となっている。免震層の応答変位は周期 6 秒程度のもはや大きいですが、それ以外は SD でも 0.2m 以下となっている。周期 6 秒程度ではやや変位は大きいですが SD でも 0.5m 以下となっている。

上部建物の状態は AV ではすべて短期許容応力度以下であり、SD で短期許容を越え弾性限以下のものが 2 件、弾性限を越え保有耐力以下が 1 件ある程度である。免震層の変位はすべて許容変形以内であり、問題ないと考えられる。

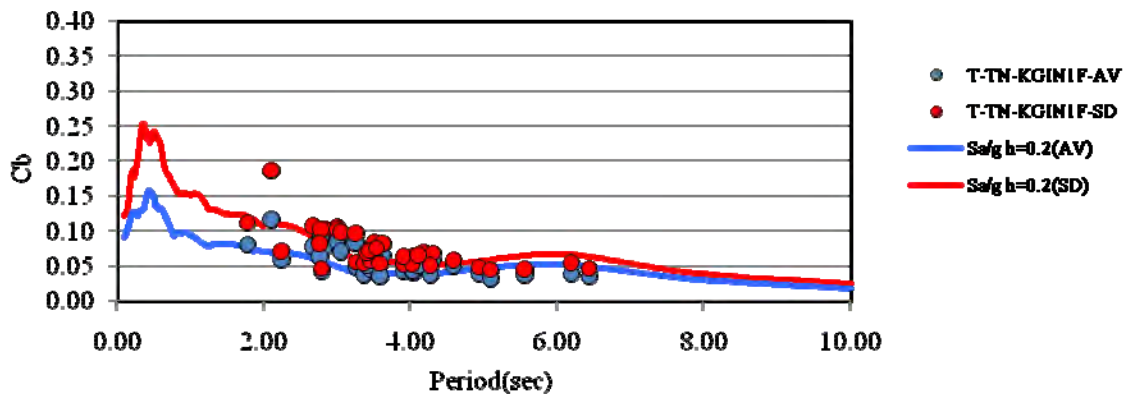


図 4.3.5-応答ベースシア係数

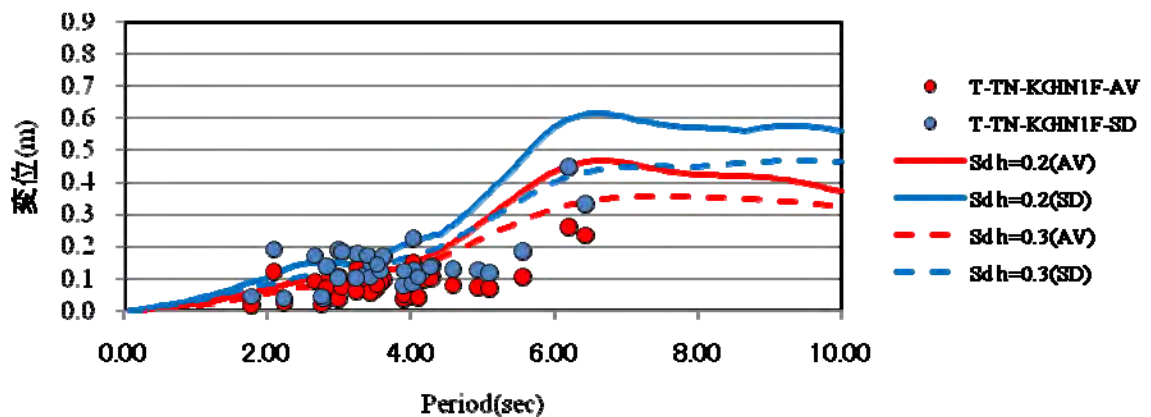


図 4.3.6-免震層の応答変位

表 4. 3. 5-解析結果 (T-TN-KGIN1F-AV)

旧記号	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		固有周期		最大加速度		最大変位		状態
								(a)	(b)	200%のみみ	200%のみみ	(m/s ²)	(m/s ²)	(m)	(m)	
SM-1	A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB	Y	0.41	1.77	0.053	0.56	1.28	1/1786	0.08	0.10	許容変位以内
SM-2	A-2	中高層第1世代	28.4	1991	SRC	HDR	X	0.61	2.66	0.060	0.98	0.91	1/1175	0.08	0.24	許容変位以内
SM-3	A-3	中高層第3世代	34.6	2003	RC	HDR	X	0.73	3.25	0.028	0.94	1.01	1/2042	0.05	0.26	許容変位以内
SM-4	A-4	低層第3世代	9.1	2008	RC	HDR	X	0.16	3.00	0.040	0.81	0.57	1/15000	0.19	0.19	許容変位以内
TK-1	B-1	低層第1世代	11.0	1985	RC	NR+粘性D	X	0.42	2.09	0.030	1.009	1.161	1/1283	0.17	0.344	許容変位以内
TK-2	B-2	中高層第2世代	84.7	1997	RC	NR+粘D	X	2.19	3.90	0.031	0.928	2.372	1/322	0.043	0.085	許容変位以内
TK-3	B-3	低層第3世代	13.1	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.039	0.801	0.468	1/15766	0.039	0.129	許容変位以内
TK-4	B-4	中高層第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.025	1.373	0.850	1/440	0.040	0.332	許容変位以内
RM-1	C-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鉛線D+オイルD	X	1.23	4.17	0.070	0.94	0.92	1/776	0.06	0.19	許容変位以内
RM-2	C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC/S	LRB	X	0.32	2.99	0.053	0.83	1.43	1/1438	0.08	0.18	許容変位以内
RM-3	C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC/S	LRB+HDR	X	0.44	4.05	0.026	0.71	0.78	1/4225	0.04	0.14	許容変位以内
RM-4	C-4	超高層第3世代	88.5	2008	RC	NR+LRB	X	2.27	4.93	0.028	1.16	1.22	1/509	0.07	0.14	許容変位以内
NH-1	D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	X	0.56	2.83	0.050	0.83	0.92	1/804	0.08	0.204	許容変位以内
NH-2	D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB	Y	0.66	3.45	0.032	0.85	1.13	1/1441	0.05	0.178	許容変位以内
NH-3	D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	LRB+SD+LD	X	0.74	3.40	0.038	0.91	1.38	1/1820	0.05	0.182	許容変位以内
NH-4	D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+オイルD	X	3.45	6.43	0.018	1.34	0.76	1/492	0.04	0.277	許容変位以内
IS-1	E-1	中高層第2世代	30.6	1996	RC	LRB	X	0.79	3.40	0.035						
IS-2	E-2	中高層第2世代	26.1	1996	RC	NR+粘D+鋼棒D	X	0.68	2.56	0.068						
IS-3	E-3	中高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+粘D+粘D	X	1.78	5.24	0.024						
IS-4	E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039						
TS-1	F-1	高層第1世代	64.0	2002	S	HDR+オイルD	X	2.55	4.56	0.041	1.06	0.948	1/393	0.050	0.135	許容変位以内
TS-2	F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	Y	0.17	3.44	0.060	0.77	1.50	1/776	0.069	0.166	許容変位以内
TS-3	F-3	中高層第3世代	31.0	2006	S	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	0.87	1.528	1/308	0.059	0.225	許容変位以内
TS-4	F-4	高層第3世代	140.0	2006	RC	NR+SL	X	3.49	5.55	0.030	1.06	1.069	1/307	0.039	0.159	許容変位以内
OB-1	G-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	X	1.09	2.98	0.031	1.15	1.323	1/832	0.085	0.284	許容変位以内
OB-2	G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC/S	LRB+NR	Y	1.07	3.61	0.038	1.061	1.226	1/812	0.065	0.255	許容変位以内
OB-3	G-3	中高層第2世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.14	0.428	1/1131	0.042	0.214	許容変位以内
OB-4	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	1.069	0.925	1/1436	0.037	0.167	許容変位以内
NK-1	H-1	低層第1世代	11.9	1990	RC	NR+履歴D	Y	0.27	2.23	0.042	0.489	0.790	1/5550	0.061	0.100	許容変位以内
NK-2	H-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+履歴D	Y	0.61	2.76	0.030	0.471	1.371	1/2300	0.043	0.818	許容変位以内
NK-3	H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+履歴D	Y	0.48	2.77	0.038	0.249	2.698	1/370	0.081	0.975	許容変位以内
NK-4	H-4	超高層第3世代	60.4	2002	S	NR+履歴D	Y	1.82	4.02	0.035	0.767	1.058	1/890	0.044	0.850	許容変位以内
KJ-1	I-1	中高層第2世代	31.3	1996	RC	HDR+SL	X	0.90	3.04	0.030	0.87	1.07	1/3243	0.071	0.232	許容変位以内
KJ-2	I-2	中高層第2世代	41.2	2000	RC	NR+粘D+粘D+SL	X	0.98	3.53	0.036	0.84	0.93	1/2509	0.058	0.185	許容変位以内
KJ-3	I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	X	0.10	2.75	0.052	0.55	0.85	1/42193	0.064	0.105	許容変位以内
KJ-4	I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	X	0.15	3.24	0.058	0.81	0.86	1/14237	0.064	0.200	許容変位以内
OR-1	J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+粘D+粘D+鋼棒D	X	1.10	4.27	0.020	0.92	0.691	1/1808	0.039	0.203	許容変位以内
OR-2	J-2	超高層第3世代	75.3	1999	RC	LRB+粘D+粘D+オイルD	X	1.57	5.09	0.020	0.81	1.025	1/1450	0.033	0.182	許容変位以内
OR-3	J-3	中高層第2世代	29.2	1996	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.040	0.71	1.032	1/2817	0.053	0.158	許容変位以内
OR-4	J-4	中高層第3世代	37.1	2003	SRC/S	LRB+粘D+粘D+オイルD	X	0.91	4.10	0.040	1.097	1.138	1/1138	0.051	0.133	許容変位以内

上部構造の状態とは、短期許容以下、弾性耐力以下、弾性耐力以下から選択して記入してください。変位変形は/##と記入してください。
免震層の状態とは、許容変位以内、臨界変位以内、臨界変位以上またはヒットリアランス以内、臨界変位以上から選択して記入してください。

表 4.3.6-解析結果 (T-TN-KGINIF-SD)

上部構造の状態とは、短期許容以下、保有耐力以下、保有耐力以上から選択して記入してください。欄間変形係数は1/##と記入してください。
免震層の状態とは、許容変形以内、限界変形以内(またはヒットアラリアス以内)、限界変形以上(またはヒットアラリアス以上)から選択して記入してください。

旧記号	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 (G)	固有周期 (s)	200%ひずみ時 (s)	α _y	V _e (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	上部構造		免震層	
														最大変位 (m)	状態	最大変位 (m)	状態
SM-1	A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB	Y	0.41	1.77	0.053	1.09	1.571	1.622	0.112	許容変形以内	許容変形以内	
SM-2	A-2	中高層第1世代	29.4	1991	SRC	HDR	X	0.61	2.66	0.060	1.49	1.661	1.661	0.108	弾性震動以下	許容変形以内	
SM-3	A-3	中高層第1世代	34.6	2003	RC	HDR	X	0.73	3.25	0.028	1.45	1.295	1.631	0.056	短期許容以下	許容変形以内	
SM-4	A-4	低層第2世代	9.1	2008	RC	HDR	X	0.16	3.50	0.040	1.34	0.840	1.10556	0.084	短期許容以下	許容変形以内	
TK-1	B-1	低層第1世代	11.0	1995	RC	NR+粘弾性	X	0.42	2.09	0.030	1.558	2.087	1.381	0.187	保有耐力以下	許容変形以内	
TK-2	B-2	中高層第2世代	34.7	1997	RC	NR+粘弾性	X	2.19	3.90	0.031	1.413	3.987	1.245	0.053	短期許容以下	許容変形以内	
TK-3	B-3	低層第3世代	13.1	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.35	0.039	1.356	0.688	1.11310	0.054	短期許容以下	許容変形以内	
TK-4	B-4	中高層第1世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.025	2.021	1.068	1.271	0.055	弾性震動以下	許容変形以内	
KM-1	C-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鋼棒D+オイルD	X	1.28	4.17	0.070	1.43	1.13	1.565	0.07	短期許容以下	許容変形以内	
KM-2	C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC.S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	1.43	2.35	1.643	0.11	短期許容以下	許容変形以内	
KM-3	C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC.S	LRB+HDR	X	0.44	4.05	0.026	1.28	1.11	1.4994	0.06	短期許容以下	許容変形以内	
KM-4	C-4	超高層第3世代	88.5	2008	RC	NR+LRB	X	2.27	4.93	0.028	1.84	1.54	1.352	0.05	短期許容以下	許容変形以内	
NH-1	D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	Y	0.58	2.63	0.050	1.38	1.21	1.641	0.10	短期許容以下	許容変形以内	
NH-2	D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB	Y	0.68	3.45	0.032	1.40	1.60	1.791	0.06	短期許容以下	許容変形以内	
NH-3	D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	RB+SD+LD	Y	0.74	3.40	0.038	1.41	1.82	1.1073	0.07	短期許容以下	許容変形以内	
NH-4	D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+オイルD	X	3.45	6.43	0.018	2.02	0.89	1.351	0.05	短期許容以下	許容変形以内	
IS-1	E-1	中高層第2世代	30.6	1996	RC	LRB	X	0.79	3.40	0.035							
IS-2	E-2	中高層第2世代	26.1	1996	RC	NR+粘D+鋼棒D	X	0.68	2.56	0.068							
IS-3	E-3	超高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+粘がY	X	1.78	5.24	0.024							
IS-4	E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039							
TS-1	F-1	高層第3世代	64.0	2002	S	HDR+オイルD	Y	2.55	4.58	0.041	1.63	1.306	1.341	0.058	短期許容以下	許容変形以内	
TS-2	F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	Y	0.17	3.44	0.060	1.25	1.192	1.643	0.072	短期許容以下	許容変形以内	
TS-3	F-3	中高層第3世代	31.0	2006	S	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	1.38	1.792	1.269	0.068	短期許容以下	許容変形以内	
TS-4	F-4	高層第3世代	140.0	2006	RC	NR+SL	X	3.49	5.55	0.030	1.69	1.400	1.219	0.045	短期許容以下	許容変形以内	
OB-1	G-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	X	1.09	2.866	0.031	1.503	1.850	1.573	0.102	短期許容以下	許容変形以内	
OB-2	G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC+S	LRB+NR	Y	1.07	3.61	0.038	1.471	1.442	1.622	0.082	短期許容以下	許容変形以内	
OB-3	G-3	中高層第2世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.633	0.674	1.735	0.064	短期許容以下	許容変形以内	
OB-4	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	1.653	0.813	1.971	0.054	短期許容以下	許容変形以内	
NK-1	H-1	低層第1世代	11.9	1990	RC	NR+鋼棒D	Y	0.27	2.23	0.042	0.723	0.877	1.4800	0.071	短期許容以下	許容変形以内	
NK-2	H-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+鋼棒D	Y	0.61	2.78	0.030	0.713	1.682	1.1660	0.046	短期許容以下	許容変形以内	
NK-3	H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+鋼棒D	Y	0.48	2.77	0.038	0.360	3.260	1.300	0.102	短期許容以下	許容変形以内	
NK-4	H-4	超高層第3世代	60.4	2002	S	NR+鋼棒D	Y	1.82	4.02	0.035	1.259	1.500	1.720	0.053	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-1	I-1	中高層第2世代	31.3	1996	RC	HDR+SL	X	0.50	3.04	0.030	1.64	1.09	1.2649	0.099	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-2	I-2	中高層第2世代	41.2	2000	RC	NR+鋼棒D+粘D+SL	X	0.98	3.53	0.036	1.32	1.33	1.1942	0.076	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-3	I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	X	0.10	2.75	0.052	1.06	0.82	1.32941	0.082	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-4	I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	X	0.15	3.24	0.058	1.25	0.95	1.12327	0.096	短期許容以下	許容変形以内	
OR-1	J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+粘がY+オイルD+鋼棒D	X	1.10	4.27	0.020	1.43	0.909	1.1313	0.051	短期許容以下	許容変形以内	
OR-2	J-2	超高層第3世代	75.3	1999	RC	LRB+粘がY+オイルD	X	1.57	5.09	0.070	1.27	1.515	1.696	0.045	短期許容以下	許容変形以内	
OR-3	J-3	中高層第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.040	1.23	1.423	1.1983	0.064	短期許容以下	許容変形以内	
OR-4	J-4	中高層第3世代	37.1	2003	SRC.S	LRB+粘がY+オイルD	X	0.91	4.10	0.040	1.25	1.327	1.387	0.066	短期許容以下	許容変形以内	

d) 戸建住宅に対する検討

戸建て免震住宅の代表的な免震システムである、転がり系とすべり系による検討を行った。表 4.3.7 に免震システムの特性を示す。上部建物は 2 階建てとし、3 質点系による解析を行った。

表 4.3.7- 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	$\mu = 0.005$	$T_t = 3s$	$h_v = 25\%$ ($T_t = 3s$ 時の剛性 k_t 比例型)
すべり系	$\mu = 0.05$	$T_t = 4s$	$h_v = 0\%$

転がり支承では理想的な免震応答状態となり、どの地震動でも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）に対して、上部架構は降伏せん断力係数（ $\zeta = 0.3$ ）に対して十分余裕がある結果となっている。免震層の変位は AV では 20cm 以下であり、すべて許容変形以内となっている。SD では AIC003 で 25cm を超えているが、設計限界変位以内といえる。

すべり系においては、その摩擦係数の高さ起因して上部架構にある程度の加速度応答が生じる特徴を持つが、どの地震動でも各層の層間変形角は 1/400 以下と小さく、免震層応答も十分余裕がある結果である。免震層の変位は SD でも 20cm 弱の応答に留まっている。免震周期に共振しやすい長周期地震動でも、ある程度のパワーがなければ摩擦係数を超えて滑り出さないことが影響しているようである。

4.3.4 解析結果に関する考察

- ・ 平均的な波（AV）に対する応答は、ベースシア係数で概ね 0.15 以下であり、従来の地震動（告示波や標準波）による応答値と同程度であると思われる。上部構造はほとんどが短期許容応力度以下で層間変形角も 1/200 以下となっている。免震層の応答変形も 0.4m 以下であり、従来の地震動による応答値と同程度であると考えられる。応答変形はすべて限界変形以下となっている。
- ・ 平均+標準偏差の波（SD）に対する応答は、建物の固有周期によっては非常に大きくなるものもあり、0.2 以上になる場合もある。上部構造は短期許容を越えているものも多くあり、保有水平耐力を越えているものもある。免震層の応答変位も固有周期によっては非常に大きくなり 0.4m 以上となるものも多く、最大で 0.8m 程度になる場合もある。免震部材の許容変形を越えているもの若干あり、ピットクリアランス以上となっているものもある。
- ・ 関東平野の地震動に対する応答は、大阪平野や濃尾平野に比べると小さく、AV ではすべて許容値以下、SD でも若干許容値を超えているものもあるが、すべて限界値以下である。
- ・ 免震部材のばらつきを考慮すると、応答ベースシア係数や応答変形は 10~20% 程度増大する。これにより、標準状態では許容値以下であったものが、ばらつきを考慮すると許容値や限界値を超えているものもある。

- ・戸建住宅に関しては、固有周期が短いこともあり、応答値はSDの場合でもすべて限界値以下となっている。

4.3.5 耐震性評価に関わる技術的検討

(1) エネルギー吸収に関する検討

免震部材のエネルギー吸収能力に関する検討に関しては、平成21年度建築基準整備促進補助金事業「12 免震建築物の基準整備に資する検討」の日本免震構造協会に設置されたWG2-SWG1において行われている。当委員会では、「12 免震建築物の基準整備に資する検討」（以下、補助金事業12と呼ぶ）と協力して、長周期地震動時における免震部材の健全性に関する検討を行った。検討にあたっては、当委員会よりモデル建物の結果を補助金事業12へ提供し、免震部材の健全性、品質変動、応答値に対する影響などの検討を依頼した。

a) 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40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、検討を行う。選定したモデル建物は表4.3.2に黄色で着色した建物である。これらの建物について、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。表4.3.8にエネルギー吸収量を一覧表にまとめたものを示す。なお、検討用地震動は5.1.1の結果を踏まえ、エネルギーの大きいN-OSKH02-AV,SD及びT-TN-AIC003-AV,SDの4波とした。

これによると、鉛プラグ入り積層ゴムでは E/V_p が、N-OSKH02-AVで47.7~76.6N/mm²、N-OSKH02-SDで227.0~327.1N/mm²であり、T-TN-AIC003-AVで65.0~206.5N/mm²、T-TN-AIC003-SDで159.0~452.6N/mm²となっている。高減衰積層ゴムでは E/V_r が、N-OSKH02-AVで3.9~4.9N/mm²、N-OSKH02-SDで9.8~13.8N/mm²であり、T-TN-AIC003-AVで11.2N/mm²、T-TN-AIC003-SDで20.0~25.2N/mm²となっている。滑り支承では、滑動距離がN-OSKH02-AVで2.4~12.4m、N-OSKH02-SDで6.3~24.3mであり、T-TN-AIC003-AVで4.7~18.4m、T-TN-AIC003-SDで10.9~33.8mとなっている。鋼材ダンパーは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで136.5~433.5kNm、N-OSKH02-SDで381.3~1919.3kNmであり、T-TN-AIC003-AVで556.8~1416.8kNm、T-TN-AIC003-SDで1285.2~4016.0mとなっている。鉛ダンパーは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで221.3~672.1kNm、N-OSKH02-SDで461.2~1811.1kNmであり、T-TN-AIC003-AVで575.0~1359.6kNm、T-TN-AIC003-SDで1038.9~3296.9mとなっている。オイルダンパーでは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで1231~13594kNm、N-OSKH02-SDで2997~34907kNmであり、T-TN-AIC003-AVで2300~23344kNm、T-TN-AIC003-SDで5601~49654mとなっている。

表 4.3.8-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		α	地震動	免震層の免震 取正 値 (kNm)	エネルギー の速度換算値 (Vetms)	最大変位 (m)	総変位距離 (m)	LRB		HDR		揺り支承 縦寸×横寸 距離	鋼材D		木造D					
				基礎固定 (s)	200%応答 (s)							E/Vp (N/mm ²)	E/Vp (N/mm ²)	E/台 (kNm)	E/台 (kNm)		E/台 (kNm)	E/台 (kNm)						
A-3	中高層 第3世代	34.6	HDR	0.73	3.25	0.028	N-OSKH02-AV	5.12E+04	1.45	0.12	11.4													
							N-OSKH02-SD	1.46E+05	2.44	0.22	20.4													
							T-TN-AIC003-AV	1.19E+05	2.22	0.26	19.2													
							T-TN-AIC003-SD	2.66E+05	3.31	0.41	34.4													
B-3	低層 第3世代	13.1	NR+SL -木造D	0.22	3.36	0.039	N-OSKH02-AV	1.82E+03	1.37	0.11	4.2						4.2			310				
							N-OSKH02-SD	5.44E+03	2.37	0.20	11.0													
							T-TN-AIC003-AV	4.60E+03	2.17	0.17	8.6													
							T-TN-AIC003-SD	1.12E+04	3.39	0.27	17.9													
C-4	超高層 第3世代	88.5	NR+LRB	2.27	4.93	0.028	N-OSKH02-AV	2.61E+04	2.01	0.18	7.8													
							N-OSKH02-SD	1.27E+05	4.18	0.43	19.4													
							T-TN-AIC003-AV	3.61E+04	2.45	0.19	11.2													
							T-TN-AIC003-SD	8.84E+04	3.71	0.37	19.9													
D-2	中高層 第3世代	29.9	LRB	0.86	3.45	0.032	N-OSKH02-AV	2.64E+04	1.30	0.12	11.1													
							N-OSKH02-SD	1.13E+05	2.65	0.44	26.1													
							T-TN-AIC003-AV	7.11E+04	2.14	0.25	22.8													
							T-TN-AIC003-SD	1.56E+05	3.15	0.49	34.7													
E-2	中高層 第2世代	26.1	NR -鉛D-鋼材D	0.68	2.56	0.068	N-OSKH02-AV	2.37E+03	1.32	0.09	7.1													
							N-OSKH02-SD	5.52E+03	2.01	0.14	10.9													
							T-TN-AIC003-AV	7.37E+03	2.37	0.13	12.6													
							T-TN-AIC003-SD	1.50E+04	3.40	0.25	20.7													
F-3	中高層 第3世代	31.0	NR+SL	1.81	4.30	0.040	N-OSKH02-AV	9.67E+03	1.44	0.11	12.8													
							N-OSKH02-SD	2.56E+04	2.32	0.22	18.8													
							T-TN-AIC003-AV	1.90E+04	2.07	0.23	17.2													
							T-TN-AIC003-SD	4.40E+04	3.13	0.35	30.6													
G-4	中高層 第3世代	24.2	NR+木造D	1.04	3.57	0.094	N-OSKH02-AV	3.94E+04	1.61	0.15	13.0													
							N-OSKH02-SD	9.59E+04	2.51	0.20	21.0													
							T-TN-AIC003-AV	7.36E+04	2.20	0.16	17.1													
							T-TN-AIC003-SD	1.79E+05	3.44	0.28	27.8													
H-4	超高層 第3世代	60.4	NR -鉛D-鋼材D	1.82	4.02	0.035	N-OSKH02-AV	1.45E+04	1.42	0.09	6.9													
							N-OSKH02-SD	4.07E+04	2.37	0.18	14.0													
							T-TN-AIC003-AV	2.74E+04	2.11	0.21	12.4													
							T-TN-AIC003-SD	6.88E+04	3.28	0.34	23.7													
I-1	中高層 第2世代	31.3	HDR+SL	0.50	3.04	0.030	N-OSKH02-AV	8.99E+03	1.44	0.15	24.5													
							N-OSKH02-SD	2.26E+04	2.29	0.21	39.2													
							T-TN-AIC003-AV	2.59E+04	2.45	0.24	43.4													
							T-TN-AIC003-SD	4.60E+04	3.27	0.37	45.8													
J-1	中高層 第2世代	44.3	NR+転小角 木造D -鋼材D	1.10	4.27	0.020	N-OSKH02-AV	1.29E+05	1.56	0.17	12.4													
							N-OSKH02-SD	3.83E+05	2.69	0.42	24.3													
							T-TN-AIC003-AV	2.34E+05	2.1	0.26	18.4													
							T-TN-AIC003-SD	5.21E+05	3.13	0.49	33.8													

b) 免震部材のエネルギー吸収性能

・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 4.3-1 で評価できるとされている。

$${}_{LRB}k_{min} = -0.06 + 1.25 \times \exp\left(-\frac{{}_{LRB}W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right) \quad (4.3-1)$$

このような、降伏耐力の低下により、応答変位は増大するものと考えられる。この影響に関しては、温度上昇に伴う特性変化を考慮することが可能な、運動方程式と熱伝導方程式を並行して解く応答解析手法により精度よく評価できる手法が提案されている。また、より簡易的に、エネルギーの釣合いに基づき、温度上昇を考慮しない解析から、温度上昇を考慮した応答値を予測する手法も提案されている。式 4.3-2 に提案されている推定式を示す。

$$\delta'_{max} = \frac{1}{k_f} \left\{ -\frac{(1+{}_{LRB}k_{min}){}_{LRB}W_p}{2\delta_{max}} + \sqrt{\left(\frac{(1+{}_{LRB}k_{min}){}_{LRB}W_p}{2\delta_{max}}\right)^2 + k_f^2 \cdot \delta_{max}^2 + 2k_f \cdot {}_{LRB}W_p} \right\} \quad (4.3-2)$$

ここにおいて、

δ'_{max} : 温度上昇を考慮した最大変形

δ_{max} : 温度上昇を考慮しない最大変形

k_f : 柔要素の水平剛性 (LRB の 2 次剛性)

・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 4.3-3 で評価できるとされている。

$$\frac{K_{eq}}{{}_0K_{eq}} = -2.56 + 0.18 \times \exp\left(-\frac{E}{2V_r}\right) + 3.36 \exp\left(-\frac{E}{3000V_r}\right) \quad (4.3-3)$$

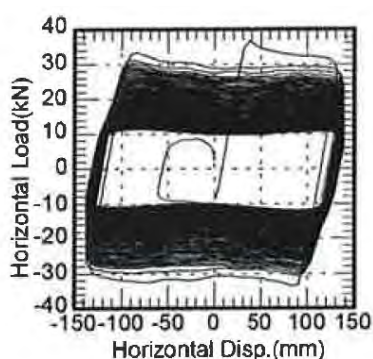
図 4.12 に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ と E/V_r の関係を示す。 E/V_r が $5N/mm^2$ 程度までに急激に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ は低下するが、 $5N/mm^2$ 以上では大きな変化はなく、概ね 0.8 程度である。高減衰積層ゴムは LRB に

比べエネルギーを吸収する体積が大きいいため、温度上昇は小さく、剛性の低下の程度もさほど大きくない。高減衰積層ゴムは繰り返し変形だけでなく、様々な依存性を有しているため、その評価は難しく、現状ではそれを考慮した解析手法は確立されていないが、LRB に比べ繰り返し変形の影響は小さいと考えられる。

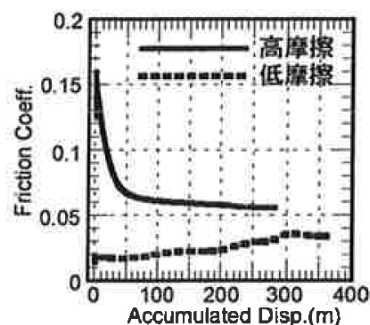
・弾性すべり支承

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、それにもない摩擦係数が変動している。図 4.3.7 に高摩擦タイプの履歴曲線を示すが、繰り返しに伴い、摩擦力（摩擦係数）が低下してゆくことがわかる。図 4.3.8 に高摩擦タイプと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。高摩擦タイプは累積変位が40mまで、急激に摩擦係数が低下し約50%程度となるが、40mを越えると低下は著しく減少する。低摩擦タイプでは40m程度まで摩擦係数はほぼ一定であるが、それ以降はなだらかに増加している。

中摩擦タイプは累積変位が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。



曲線



図

図 4.3.7-累積すべり変位と摩擦係数

図 4.3.8-累積すべり変位とすべり板温度

・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、長時間の繰り返し荷重をうけると疲労破壊する。疲労特性については、定振幅繰り返し荷重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できる。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 種類のサイズがあるが、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 4.3.9 に小～大振幅の疲労特性を示す。U 型ダンパーには方向性があり、図中に 30 度、45 度、60 度、90 度の実験結果を示すが、0 度方向が最も厳しいので 0 度方向の実験結果をもとに疲労曲線が定められている。ここにおいて、(1)式は中～大振幅の実験結果をもとに定めた疲労曲線で、(4)式は小～大振幅の試験結果をもとに定めた疲労曲線

である。

$$Nd = 10.5 \times \delta^{-1.363} \quad (4.3-4)$$

Nd : 破断までの繰り返し回数 δ : 片振幅(m)

$$\gamma_t = 35 \times Nf^{0.15} + 3620 \times Nf^{0.80} \quad (4.3-5)$$

Nf : 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

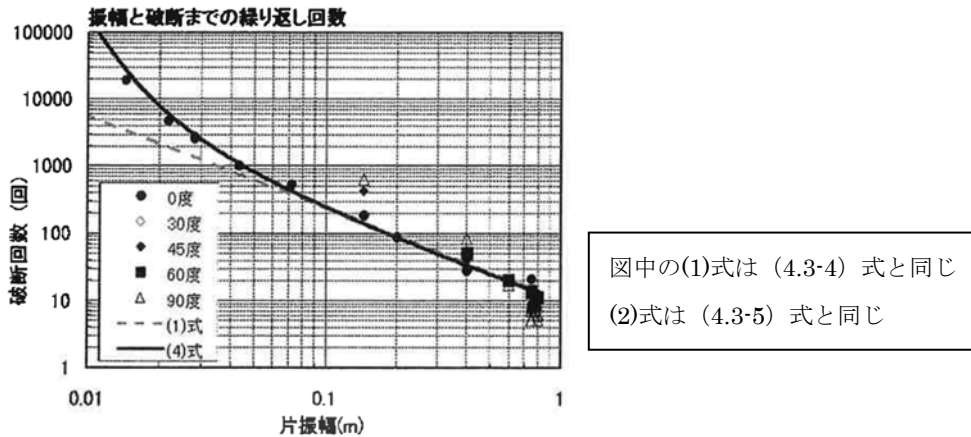


図 4.3.9-U 型ダンパーの疲労特性

・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できる。図 4.3.10 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。

$$Nd = 8.84 \times 10^5 \times \delta^{-1.74} = 8.84 \times 10^5 \times (\Delta/2)^{-1.74} \quad (4.3-6)$$

Nd : 破断までの繰り返し回数 δ : 片振幅(mm) Δ : 全振幅(mm)

また、鉛ダンパーは繰り返し载荷により、エネルギー吸収量が低下する特性がある。25 サイクル目では 1 サイクル目との約 70% にエネルギー吸収性能が低下する。

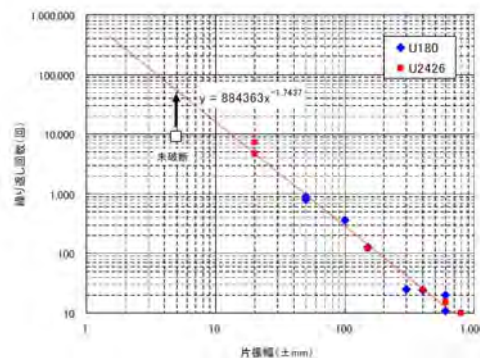


図 4.3.10-鉛ダンパーの振幅と破断時繰り返し回数の関係

・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。

$$T_m = \frac{Q_m}{V_s \rho_s C_s + V_o \rho_o C_o} + t_a \dots \dots \dots (4.3-7)$$

ここで、 Q_m ：オイルダンパへの総入力熱量、 T_m ：表面温度

V_s ：鉄鋼部品の体積、 V_o ：オイル体積、 ρ_s ：鉄鋼部品の密度、

C_s ：鉄鋼部品の比熱比、 ρ_o ：オイル密度、 C_o ：オイルの比熱比

c) モデル建物に対する考察

・鉛プラグ入り積層ゴム

a) に示したモデル建物について、(4.3-1) 式、(4.3-2) 式に基づき LRB の温度上昇を考慮した場合の降伏荷重の低下と免震層最大変形を予測した。対象とする建物は D-2 であり、計算結果を表 4.3.9 に示す。

表 4.3.9-温度上昇を考慮した場合の予測値

入力地震動	$LRB W_p$ (kNm)	δ_{max} (m)	$LRB W_p / V_p$ (N/mm ²)	$LRB k_{min}$	δ'_{max} (m)
N-OSKH02-AV	2.64×10^4	0.12	76.6	0.950	0.12
N-OSKH02-SD	1.13×10^5	0.44	327.1	0.444	0.58
T-TN-AIC003-AV	7.11×10^4	0.25	206.3	0.644	0.30
T-TN-AIC003-SD	1.56×10^5	0.49	452.6	0.296	0.76

これによると、鉛のエネルギー吸収量が小さい、N-OSKH02-AV では温度上昇を考慮しない場合と同じであるが、鉛のエネルギー吸収量が多くなるほど温度上昇を考慮しない場合に比べ変形は大きくなり、T-TN-AIC003-AV で 1.20 倍、N-OSKH02-SD では 1.32 倍、T-TN-AIC003-SD では 1.55 倍になっている。

また、より詳細な検討方法として、繰返し加力による温度上昇に伴い、降伏荷重が低下する特性を考慮した地震応答解析を実施し、その影響評価を行った。これは LRB の温度について熱伝導解析を行いながら、鉛プラグ部の温度によって LRB の降伏荷重 Q_d を変化させながら行う手法である。解析は簡便のため、D-2 建物を 1 質点系に置き換えたモデルとした。

表 4.3.10 に非考慮解析と考慮解析の結果を比較して示す。これより、考慮解析の免震層水平変形は、非考慮と比較して 0.99~2.34 倍、免震層における吸収エネルギーは 0.98~1.51 倍となった。特に N-OSKH02-SD の場合、入力地震動の周期特性として 4 秒以降 6 秒程度にかけて大きなピークを持つことから、温度上昇による降伏荷重の低下とそれに伴う周期変化における入力の増大の相乗効果により応答値の増大率が大きくなったものと考えられる。考慮解析の結果と簡易的な (4.3-1) 式、(4.3-2) 式による予測値を比較すると N-OSKH02-SD を除き、 $\delta'_{\max} / \delta_{\max}$ の値は 0.98~1.02 となっており、本評価法による予測値と温度上昇を考慮した解析結果は概ね一致している。

表 4.3.10-温度上昇を考慮・非考慮の比較

入力地震動	免震層水平変形(cm)			免震層吸収エネルギー(kNm)		
	非考慮	考慮	考慮/ 非考慮	非考慮	考慮	考慮/ 非考慮
N-OSKH02-AV	10.3	10.1	0.99	2.459×10^4	2.605×10^4	1.06
N-OSKH02-SD	17.7	41.4	2.34	7.290×10^4	1.101×10^5	1.51
T-TN-AIC003-AV	21.7	27.4	1.26	8.130×10^4	8.561×10^4	1.05
T-TN-AIC003-SD	40.8	62.4	1.53	1.771×10^5	1.731×10^5	0.98

・高減衰積層ゴム

a) に示したモデル建物について、(4.3-3) 式を用いて、等価剛性の低下率 $K_{eq}/_0K_{eq}$ を求めた。対象とする建物は A-3 である。計算結果を表 4.3.11 に示す。建物の条件が異なるので単純に比較することはできないが、 $K_{eq}/_0K_{eq}$ の値は、入力が大きくなっても LRB の k_{\min} と比較して大きな値となっている。HDR では LRB よりも履歴吸収エネルギーの増加に伴う特性の低下が小さく、繰り返し変形が応答特性に及ぼす影響も小さいと推察される。

HDR は繰り返し変形だけでなく様々の依存性を有していることから、これらの影響についても適切に評価する必要があるとあり、LRB と比較して評価手法が複雑となっている。その精度についての検証は不十分であり、今後の研究が待たれるところである。

表 4.3.11-等価剛性の低下率

入力地震動	E (kNm)	δ_{\max} (m)	E/V_r (N/mm ²)	$K_{eq}/_0K_{eq}$
N-OSKH02-AV	5.12×10^4	0.12	4.8	0.811
N-OSKH02-SD	1.46×10^5	0.22	13.8	0.784
T-TN-AIC003-AV	1.19×10^5	0.26	11.2	0.788
T-TN-AIC003-SD	2.66×10^5	0.41	25.2	0.772

・弾性すべり支承

a) に示した、モデル建物について弾性すべり支承の検討を行った。弾性すべり支承は繰り返しにより摩擦係数が変化する。B-3 建物の低摩擦タイプでは最大でもすべり距離は 17.9m であり、ほとんど摩擦係数の変化はみられない。F-3 建物の中摩擦タイプでは最大ですべり距離は 10.9m であり、摩擦係数が 0.04 程度まで低下している。

累積すべり距離に応じて摩擦係数が変動するモデルを用いて F-3 建物の応答解析を行った。解析は簡便化するため、上部建物を 1 質点に集約した 2 質点モデルとした。表 4.3.12 に解析結果を示す。これによると、変位に関しては OSKH02 では AV,SD とともに変位が摩擦係数の低下を考慮しない場合よりも大きくなっているが 10%程度である。また、AIC003 では AV,SD とともに摩擦係数の低下を考慮しない場合とほとんど同じである。せん断力係数に関しては OSKH02、AIC003 とともに 20%程度増加している。このように、摩擦係数の低下を考慮した場合には、変位、せん断力係数ともやや増加する傾向にあるが、その程度は 10~20%程度である。

表 4.3.12-摩擦係数の変動を考慮した解析結果の比較

入力地震名称	繰り返し依存性の考慮	δ_{max} (m)	C_1	$\sum \delta_s$ (m)	摩擦係数比 $\frac{\mu(fainal)}{\mu(3cycle)}$	免震層の最大 応答変位比		建物の 層せん断力比	
						$\frac{\delta_{max} \text{ (考慮)}}{\delta_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$
N-OSKH02-AV	未考慮	0.091	0.079	1.79	1.00	1.10	1.19		
	考慮	0.100	0.094	1.56	1.03				
N-SKH02-SD	未考慮	0.164	0.090	4.63	1.00	1.09	1.20		
	考慮	0.178	0.109	5.23	0.82				
T-TN-AIC0003-AV	未考慮	0.187	0.092	4.26	1.00	0.99	1.18		
	考慮	0.186	0.109	4.20	0.85				
T-TN-AIC0003-SD	未考慮	0.289	0.105	8.92	1.00	1.01	1.11		
	考慮	0.291	0.117	9.89	0.72				

・鋼材ダンパー

a) に示した、モデル建物について鋼材ダンパーの疲労に対する検討を行った。検討はダンパーの時刻歴応答変位をレインフロー法により、振幅毎のサイクル数を計数し、振幅毎の疲労損傷度 D_i を下式により算定するマイナー則による方法と、地震応答によりダンパーが吸収した累積吸収エネルギー量とその地震での最大応答変位における破断に至る吸収エネルギーとの比を求め、疲労損傷度とする 2 つの方法を用いた。モデル建物の応答結果に対する鋼材ダンパーの疲労検討結果を表 4.3.13 に示す。各検討方法のうち中～大振幅の疲労曲線からマイナー則で検討したものが、大きめの予測値となる傾向にあるが最大でも 0.6 程度となっている。

表 4.3.13-鋼材ダンパーの疲労検討結果

建物	J-1				H-4		E-2	
	AIC003-SD		AIC003-AV		AIC003-SD	AIC003-AV	AIC003-SD	AIC003-AV
ダンパー	UD50×4	UD45×4	UD50×4	UD45×4	UD45×4		70φR285(L)	
最大変位(cm)	49.1		26.3		33.9	21.2	25.3	13.3
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	4414	3262	1788	1418	4016	1416	1285	558
疲労検討								
a.マイナー則(4.1.4.1-3.4)式	0.314	0.403	0.119	0.136	0.227	0.079	-	-
b.マイナー則(4.1.4.1-3.1)or (5) 式	0.354	0.596	0.154	0.268	0.383	0.18	0.389	0.219
c.累積吸収エネルギー評価	0.377	0.536	0.133	0.207	0.304	0.098	0.171	0.051

建物	J-1				H-4		E-2	
	OSHK02-SD		OSHK02-AV		OSKH02-SD	OSKH02-AV	OSKH02-SD	OSKH02-AV
ダンパー	UD50×4	UD45×4	UD50×4	UD45×4	UD45×4		70φR285(L)	
最大変位(cm)	41.8		17.4		17.8	9.4	14.0	8.7
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	3106	2463	953	756	1919	433	381	136
疲労検討								
a.マイナー則(4)式	0.219	0.281	0.056	0.281	0.098	0.025	-	-
b.マイナー則(1)or (5) 式	0.244	0.413	0.089	0.158	0.191	0.091	0.389	0.219
c.累積吸収エネルギー評価	0.249	0.412	0.065	0.101	0.13	0.028	0.035	0.011

地震終了後のダンパーの1サイクルのエネルギー吸収能力の低下に関しては、建物 J-1 の地震動 AIC003-SD に対する NSUD50×4 のダンパー1 台の累積エネルギー吸収量は 4414kN・m であり、この累積吸収エネルギーに相当する 17 サイクル目では 1 サイクル目に比べ 94% に低下してする。このように、長周期地震動時でもエネルギー吸収量の低下量は 6% 程度であり、大きな影響はないと考えられる。

・鉛ダンパー

1) に示した、モデル建物について鉛ダンパーの疲労に対する検討を行った。検討方法は鋼材ダンパーと同様に、ダンパーの時刻歴応答変位をレインフロー法により、振幅毎のサイクル数を計数し、振幅毎の疲労損傷度 D_i を算定し、その後、全振幅に渡り D_i を累積しダンパーの疲労損傷度を求めた。また、鉛ダンパーの温度上昇やエネルギー吸収量の変動についても検討した。表 4.3.14 に鉛ダンパーの検討結果を示す。マイナー則により検討した結果は最大で 0.18 程度であり、十分に余裕がある。また、最大温度上昇は 35℃ 程度であり、鉛の融点 327℃ に比べてかなり小さい。

U2426 タイプを用いた H-4 モデル建物の累積塑性変形量からエネルギー吸収量の変化を求めると約 70% に低下する。これにより、応答変位が増大することが予想されるが、鉛ダンパーは鋼材ダンパーと併用される場合が多く、鋼材ダンパーは繰り返しによるエネルギー吸収の低下がほとんどないことから、鉛ダンパーと鋼材ダンパーが 1:1 の比率で採用されている場合には、建物としての減衰量の低下は約 15% 程度となる。これは、免震部材の品質変動や製造ばらつきで考慮している変動程度であり、4.1.2 で検討しているように、応答変位は 10~20% 程度増大する可能性があると考えられる。

表 4.3.14-鉛ダンパーの検討結果

建物	E-2			
ダンパー	U180			
ダンパーの降伏荷重 Qd (kN)	90			
鉛重量(kg)	410			
地震動	OSKH02-AV	OSKH02-SD	AIC003-AV	AIC003-SD
最大変位(m)	0.09	0.14	0.13	0.25
累積塑性変形量 δt (m)	2.51	5.2	6.46	11.65
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	221.3	461.2	575	1038.9
疲労検討 マイナー則			0.046	0.102
上昇温度	4.2	8.7	10.9	19.6

建物	H-4			
ダンパー	U2426			
ダンパーの降伏荷重 Qd (kN)	220			
鉛重量(kg)	740			
地震動	OSKH02-SD	OSKH02-AV	AIC003-SD	AIC003-AV
最大変位(m)	0.09	0.18	0.21	0.34
累積塑性変形量 δt (m)	3.06	8.23	6.18	14.99
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	672.1	1811.1	1359.6	3296.9
疲労検討 マイナー則			0.057	0.183
上昇温度	7.1	19.2	14.2	34.5

・ オイルダンパー

a) に示した、モデル建物について温度上昇の推定を行った。表 4.3.15 に結果を示す。入力エネルギーの範囲の場合では、外気温度 20℃の時外壁温度は発熱量を考慮しない簡略式で計算しても最大事例で 52℃であった。

表 4.3.15-温度上昇の推定

モデル	J-1		TK-3	
ダンパー種類	限界荷重 2000kN		限界荷重 1000kN	
	吸収エネルギー (kNm/台)	T (℃)	吸収エネルギー (kNm/台)	T (℃)
N-OSKH02-AV	13,590	26.3	309	20.6
N-OSKH02-SD	34,910	52.1	1,137	22.1
T-TN-AIC003-AV	23,340	30.7	1,063	22.0
T-TN-AIC003-SD	49,650	42.9	3,017	25.6

4.3.6 長周期地震動に対する免震建築物の安全性に関する考察

(1) 結果のまとめ

a) 平均的な波（AV 波）の検討結果

- ・一部の建物で許容値（短期許容応力度、免震部材許容変形）をやや超えるものもあるが、その程度は小さく、すべて限界値（保有水平耐力、限界変形）以下となっている。
- ・関東平野の地震動は大阪平野や濃尾平野の地震動に比べ応答は小さく、すべて許容値以下となっている。
- ・第一世代の建物は上部構造の耐力が比較的小さいものが多く、またピットクリアランスも小さいものも多いが、AV 波では上部構造、免震層とも限界値を越えるものはない。
- ・戸建免震は固有周期が短いこともあり、応答値は小さく、告示波や標準波の応答値以下となっている。

b) 平均+標準偏差の波（SD 波）の検討結果

- ・上部構造については許容値（短期許容応力度）を越えるものが多くなり、T-TN-AIC003 では 40%程度が許容値を超えている。また、限界値（保有水平耐力）を越えるものも若干（2 棟程度）でている。
- ・免震層については、許容値（許容変形）を越えるものが数棟あり、OSKH02 や T-TN-AIC003 では 12%程度が許容値を超えている。また、限界値（限界変形、ピットクリアランス）を越えるものも、若干（2 棟程度）でている。
- ・地震動のピークとなる周期（OSKH02 では 2 及び 6 秒付近、T-TN-AIC003 では 2~4 秒）に近い固有周期の建物は応答が非常に大きくなる。第一世代の建物は周期 2 秒程度のものが多く、上部構造の耐力・ピットクリアランスも小さく限界値を越えるものも多い。また、OSKH02 による超高層免震の応答値は大きく、免震層の変形が限界値を越えるものも多い。
- ・関東平野の地震動は大阪平野や濃尾平野の地震動に比べ応答は小さく、許容値を越えるものが若干あるが、すべて限界値以下である。
- ・戸建免震は固有周期が短いこともあり、応答値は小さく、告示波や標準波の応答値をやや超える場合もあるが、限界値以下となっている。

c) 免震部材のばらつきを考慮した検討結果

- ・免震部材のばらつきを考慮した場合、応答値は 10~20%程度増加するため、標準状態では許容値以内でも、ばらつきを考慮すると許容値や限界値を超えるものがいくつか見られた。

d) 免震部材のエネルギー吸収能力の検討結果

- ・鉛プラグ入り積層ゴムでは長周期地震動のように継続時間の長い地震動では吸収するエ

エネルギーが大きくなり、発熱により減衰力が大きく低下する。それにより、応答変位はさらに増大することが予測される。

- ・高減衰積層ゴムは温度上昇が小さく、長周期地震動による品質変動の程度は小さく、大きな問題はないと思われるが、まだ未解明な部分も多く、今後ならなる研究が必要である。
- ・滑り支承ではタイプによっては、発熱により摩擦係数が大きく低下する。それにより、応答変位はやや増大することが予測される。
- ・鋼材ダンパーや鉛ダンパーは今回解析した地震動の範囲では疲労破壊が生じることはないと思われる。しかしながら、鉛ダンパーではエネルギー吸収能力が低下することにより、応答変位はやや増大することが予測される。
- ・オイルダンパーは今回解析した地震動の範囲ではシールが切れる可能性のある温度まで温度上昇が生じることはなかった。

(2) 今後の課題

- ・平均的な波(AV)では従来の地震動とほぼ同程度だと思われるが、免震部材で吸収するエネルギーが大きくなるため、温度上昇による剛性や減衰力の低減を考慮して検討する必要がある。
- ・平均+標準偏差の波(SD)では応答が非常に大きくなる。特に免震度の変位は AV に比べ非常に大きくなり、限界値を超える場合も多い。AV と SD ではエネルギーが約 2 倍にもなっており変位は 2 倍以上になっているものも多い。SD に対しては通常の許容値以下とした設計をすることは非常にきびしく過剰な設計になると思われる。しかしながら、SD レベルの地震動が発生する可能性もあるため、そのような最大限の地震動に対し、上部構造や免震部材はどの程度の状態に留めるように設計するかについて議論・検討する必要がある。
- ・長周期地震動は建設地により、卓越する周期が異なる。設計にあたっては、その建設地の特性を反映した地震動で検討する必要がある。建物の固有周期が地震動の卓越周期に近い場合は、そのことを考慮し、十分に余裕を持った設計とする必要がある。
- ・積層ゴムは変形が大きくなると、ハードニングが生じる。解析的にハードニングは考慮されていないので、応答変形は小さくなる可能性があるが、せん断力はもっと大きくなると考えられる。積層ゴムに限らず、大変形を考えるならば、限界状態までの免震部材の特性を把握し、解析モデルにも反映する必要がある。このために、免震部材の終局限界を把握する実機レベルでの実験を行い、終局限界までの特性変動などを解明し、解析モデルに反映できるようにする必要がある。
- ・免震部材の中には、長周期地震動のように継続時間の長い地震動では吸収するエネルギーが大きくなり、降伏耐力や剛性が変動するものが少なくない。変動を考慮した解析モデルがないと正確な応答予測は困難である。数々の実験を行い、品質変動を明らかにし、解析モデルに反映できるようにする必要がある。

- 地震動の作成において乱数の与え方により地震動のレベルが大きく変わる。従って、今回検討した波よりももっと大きなレベルになる可能性もある。検討においては、1波の検討だけでなく多くの波を作成し、検討を行うことにより性能を把握する必要がある。乱数によるばらつきに対し、すべてを許容値以下にすることは非常に過大な設計となると考えられ、多くの地震動の応答値から総合的に建物の安全性を評価するような設計法も必要である。
- 地震動には不確定な部分も多く、想定以上の地震動となる可能性もある。想定外の入力に対し建物をどのように設計するかを検討する必要がある。免震部材の限界変形以上にピットクリアランスをとりピットへの衝突の前に免震部材が終局状態となる方が良いのか、免震部材が終局状態よりも先にピットに衝突させたほうが良いのか、上部構造はどこまで耐力を確保するのか、などを議論する必要がある。また、免震クリアランスはできるだけ大きくした方が良いが、むやみに大きくすることは出来ない。免震ピットに衝突した場合の建物の状態については、まだ十分に研究されていない。早急に、各種の実験・解析を行い、衝突時の挙動を把握する必要がある。

4-4 応答特性のまとめ

東海・東南海・南海地震などの海溝型の巨大地震は約 100 年間隔で発生すると言われている。そのため、超高層建築物などの重要建築物は建物の供用年間の間にこれらの巨大地震に遭遇する確率が高い。前回の地震は終戦の前後に起きた東南海地震と南海地震であるため、超高層建築物が本格的に建設されてからまだ巨大地震の洗礼を受けていないことになる。

一方、地震学の進歩により巨大地震の際の地面の揺れが再現できるようになってきた。とくに長周期の成分は現行シミュレーション手法の適用範囲であり、多くの研究者が巨大地震にともなう長周期地震動の予測波形を作成している。同時に、解析の仮定によって結果は大きくばらつくことも分かっている。

本検討は、巨大地震にともなう長周期地震動によって固有周期の長い超高層建築物や免震建築物に設計で想定する以上の大きな揺れが発生する可能性が指摘されたことに端を発している。これまでも長周期地震動によってエレベーター・ロープの切断や絡まりなどの被害が発生しているが、建築物が構造的被害を受けた事例はないため、極めてばらつきの大きな地震動予測に基づいて対策を講じることの是非については、本検討においても様々な議論があった。

本検討では、「地震動 WG」が作成した長周期地震動の「平均波」に対しては、超高層建築物も免震建築物も応答値は従来のレベル 2 地震動の設計クライテリアに収まる程度の結果が得られた。このことから、「平均波」のレベルの長周期地震動に対しては、建築物の揺れの継続時間の長さやエネルギー入力大きさに留意しながら、現行の設計クライテリアを満足する設計が可能と考えられる。

一方、「平均+標準偏差波」のレベルの長周期地震動に対しては、超高層建築物も免震建築物も従来の設計クライテリアを大きく超える応答になる場合があることが示された。地震動作成手法における回帰式の誤差など予測波形のばらつきは極めて大きく、建物応答の結果からも「平均+標準偏差波」のレベルは設計で考慮するには過大な入力であると考えられる。

しかしながら、万が一起きるかもしれない「平均+標準偏差波」に対しても超高層建築物や免震建築物が大破・倒壊しないことを検証するためには、応答値が設計安全限界を超えた場合の建築物の挙動を追跡できる解析方法や、そのモデル化に必要な構造実験の蓄積が不可欠であるが、本検討結果からも、それらの研究はまだ不十分であることがわかる。

また、本検討において、制震ダンパーの設置により応答値を小さくできるとともに柱・梁などの架構の損傷を大幅に減らすことが可能であることが示された。既存の超高層建築物に対しても制震ダンパーの設置は極めて有効であり、今後、長周期地震動に対する本格的な対策に向けて、必要な補強量を決める方法や施工方法や、建築物の終局性能の把握や対策方法に関わる研究の推進と設計者が参考にできる技術資料の蓄積が望まれる。

第5章 昇降機の耐震設計の現状と課題

5-1. 検討方針

昇降機の耐震設計は、一般の設備機器同様に、経験した地震規模、経験した地震被害、および、昇降機の社会インフラ設備としての機能維持のあり方からの経験工学のもとに構築され、昇降機耐震設計・施工指針 2009 年版（以降 09 耐震指針と呼ぶ）に示されている。

一方、ここでの検討が対象としている地震規模は、現昇降機耐震設計の視点からすると想定外の地震規模であり、また、昇降機機器に与える地震入力特性を吟味する上では、建物の揺れ性状分析がまだ想定域にある。

そこで、今後の想定規模の地震に対する詳細部位などの建物応答の更なる調査研究が待たれるが、この研究に反映するために、過去のエレベーターの被害経験をベースに、本検討で対象とすると考えられる地震規模での耐震設計課題について考察する。

5-2. 長周期地震動に対する昇降機の地震対策の現状

2009 年 8 月に 09 耐震指針が国土交通省住宅局建築指導課監修のもと、(財)日本建築設備・昇降機センター/(社)日本エレベーター協会より発行された。その中では、加速度が小さい長周期地震動における長尺物振れ等の対応策が盛り込まれている。

09 耐震指針の性能目標と長周期地震動対策について以下に示す。

5-2-1. 09 耐震指針の性能目標

09 耐震指針における耐震性能の目標は以下としている。

- (1) エレベーターは、稀に発生する地震動に対して、地震後も支障なく運行できるものとする。
極めて稀に発生する地震動に対しては、機器に損傷は生じても、かごが懸垂支持されているものとする。
- (2) エスカレーターは、極めて稀に発生する地震動に対して、機器に損傷が生じても建築梁などの支持材から外れて落下しないものとする。

具体的な構造性能規定にかかわる耐震設計対象機器を

- a) エレベーターの運行に関わる昇降案内機器
- b) 乗客の人命安全に関わる機器で、
 - ・エレベーターは、かごを懸垂し支持する“かご懸垂機器”
 - ・エスカレーターは、“トラス本体機器”

に分類し、それぞれの機器の耐震性能と性能確保方法を表 5.1 に示す。

また、耐震設計に関連するエレベーターの機器配置図を図 5.1 に、エスカレーターのトラス本体機器の配置図を図 5.2 に示す。

表 5.1—耐震設計対象機器区分とその耐震性能と性能確保方法

耐震設計 機器区分	構成機器	耐震性能(性能確保方法)	
		稀に発生する地震	極めて稀に発生する地震
		運行限界耐力の確保 (弾性設計)	安全限界耐力の確保 (構造特性係数導入設計地震力)
エレベーター 昇降案内機器	① レール	かご・釣合おもりの脱レール防止 (強度とたわみ) (ガイド部かかり代に裕度)	(機能を保証しない)
	② レール支持部材		
	③ ガイド装置	ロープ類の長尺物の引っ掛かり 防止(突出物保護措置)	(機能を保証しない)
	④ 主索、調速機ロープ、 その他ロープ類 (仕様規定)		
エレベーター かご懸垂機器	⑤ 制御盤	機能維持	転倒・移動しないこと (支持部の耐力確保)
	⑥ 巻上機		
	⑦ そらせ車		
	⑧ 機械室なし レール・同支持部材	機能維持	かごが懸垂支持できること (レールの耐力確保：注1))
	⑨ 主索 調速機ロープ	機能維持	ロープが綱車から外れないこと (ロープ外れ防止措置)
	⑩ 釣合 おもり枠		おもりブロックの脱落防止 (脱落防止措置)
エスカレーター トラス本体機器	① 固定支持部	右に同じ	移動しないこと(支持部の耐力確保)
	② 非固定支持部 (すべり支承部)		落下しないこと(層間変形角 1/100) (層間変位対応のかかり代確保))

注1) 機械室なしエレベーターでは、運行限界耐力が確保されていれば、安全限界耐力も有している。
 注2) 機械室なしエレベーターにおいても、レールでかごを懸垂支持しない構造のものは昇降案内機器として扱う。
 注3) かご枠およびエスカレーター本体は通常使用時における懸垂耐力評価において強度が確保されているため地震動における強度評価はできている。

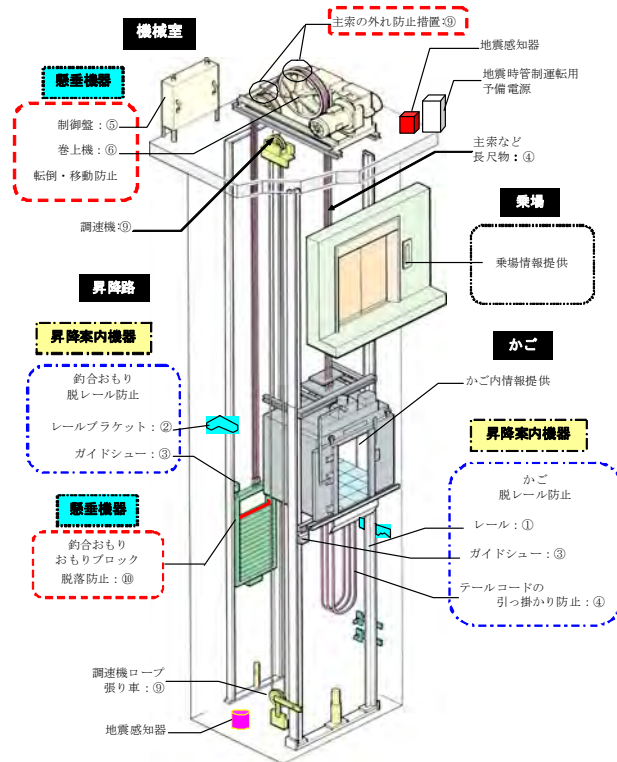


図 5.1 エレベーターの耐震設計機器配置例
(機器 No は表 5.1 の構成機器番号を示す)

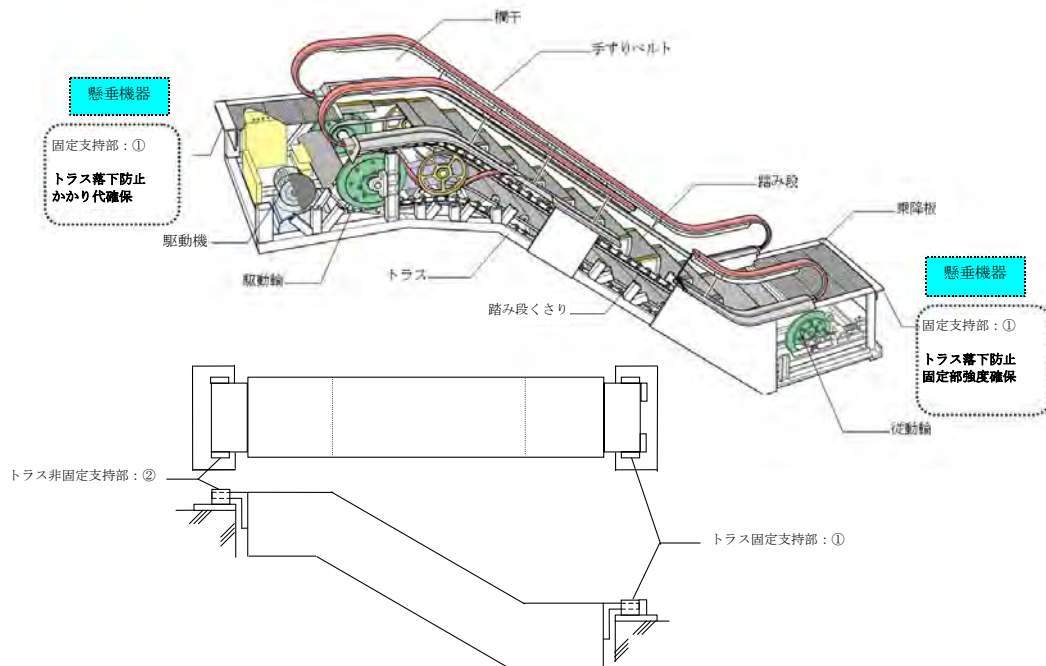


図 5.2 エスカレーターのトラス本体機器の配置例

- ・耐震性能に関連する機器 No は表 5.1 の構成機器番号を示す。
- ・固定支持部と非固定支持部の配置には、上下逆の場合もある。

5-2-2.09 耐震指針における長周期地震動対策

高層建物における、ロープ等の長尺物は、長周期地震動によって、固有周期が一致し共振し、長尺物が大きく振れまわる場合がある。

09 耐震指針では、長周期地震動対策の(社)日本エレベーター協会標準(JEAS)の「綱車のロープ溝外れ防止設計標準(JEAS-710)」及び「エレベーターの昇降路内機器突起物に対する保護措置設置標準(JEAS-711)」を一部強化し、盛り込まれている。

また、2009年9月28日施行の新法(建築基準法施行令及び国土交通省告示)により、主索の溝はずれ防止及び長尺物引掛り防止の基準が一部法令化されている。

長周期地震動などにより、ロープが共振し昇降路内を振れ廻ることによるロープ溝外れ防止、引っ掛かり防止構造となっている。

本概要を図 5.3、図 5.4 に示す。

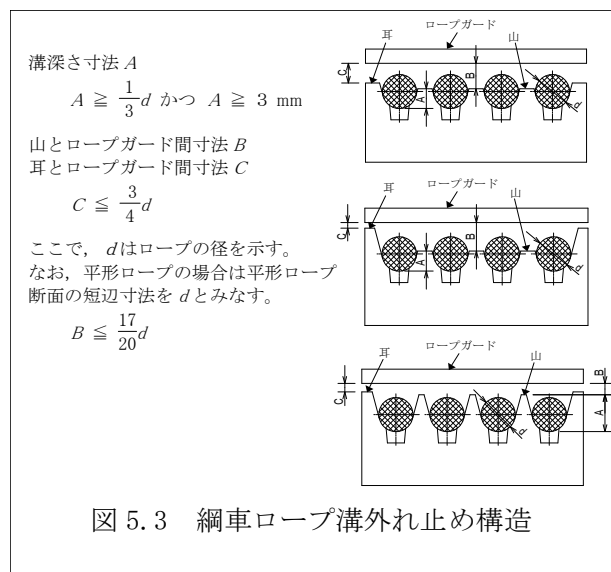


図 5.3 綱車ロープ溝外れ止め構造

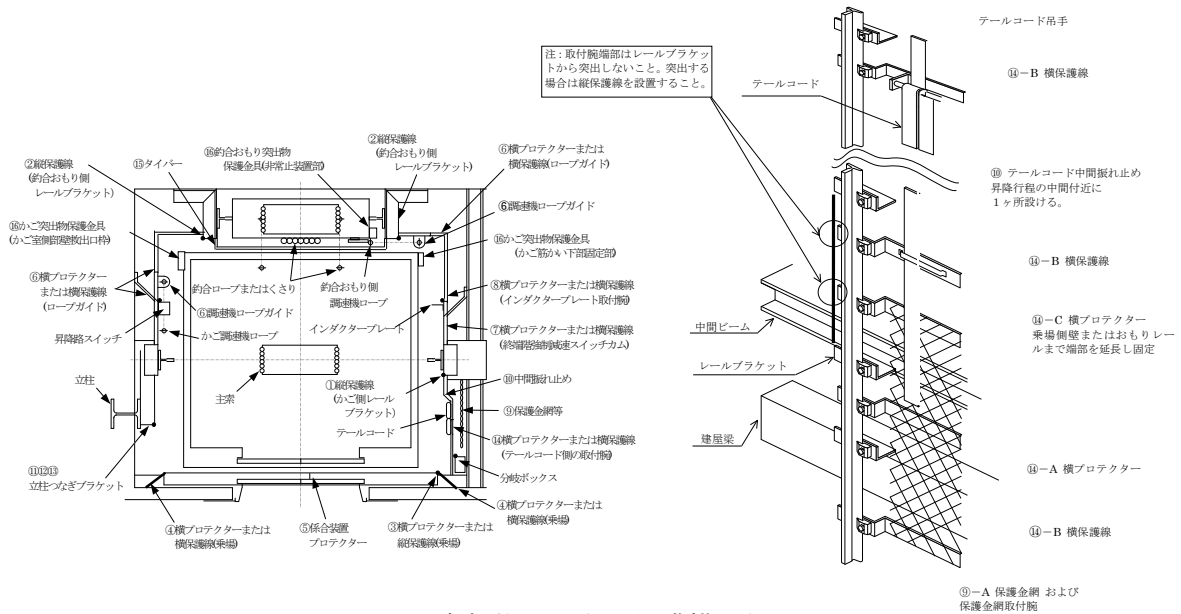


図 5.4 突起物に対する保護措置例

さらに、長周期地震動によりロープなどの長尺物の振れが大きくなると予測できる場合には、速やかに最寄階に停止し、乗客の閉じ込めや二次被害を抑制するため、長尺物振れ管制運転を高さ 120 m 超えの建築物に設置されるエレベーターを対象に導入することとしている。

長尺物振れ感知器を設け、S波感知器と同様の管制運転を行う。

<適用対象>

- ・建物高さ (H) 120m 超え
- ・昇降路頂部の高さ (h) 60m 超え
- ・昇降路全高 (L) 60m 超え

長尺物振れ感知器の代表的な事例として、以下があげられる。

- a) 建築物の揺れと継続時間を計測することにより主索などの振れ量を計算によって予測する振れ量予測方式
 - b) 建築物の揺れから長尺物振れを模擬する振れ予測方式(振れ応答計算方式、振り子の振れ量から判定するペンデュラム方式)
 - c) 建築物の揺れの速度と変位の積から算定する波動エネルギー係数値、地動や建築物の揺れの周波数成分周波数の分布と大きさなどから長尺物の振れの程度を想定する判定方式
- 長尺物振れ感知器の設定は、表 5.2 による。また、管制運転フロー例を図 5.5 に示す。

表 5.2 長尺物振れ感知器の設定

感知レベル	[振れ低]	[振れ高]
長尺物の振れ量	振れ高の 50～70%程度の振れ状態	長尺物が昇降路機器と強く接触し昇降路機器が変形する可能性のある振れ状態
検出時の動作	最寄階停止とする。停止後、一定時間経過した後、平常運転に復帰。	最寄階停止とする。保守員の点検後、もしくは、自動診断仮復旧運転の後、平常運転に復帰。

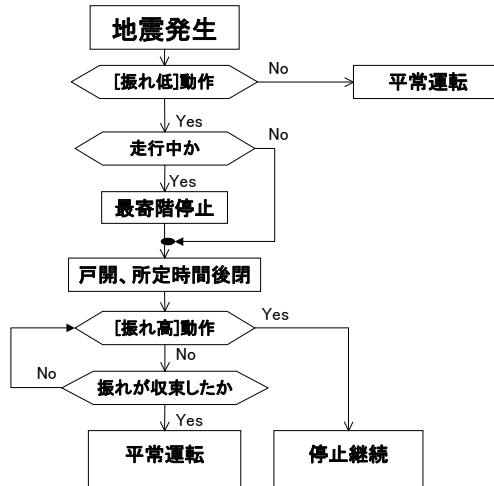


図 5.5 長尺物振れ管制運転フロー例

以上の構造により、長周期地震動による長尺物振れの対策を行っている。

5-3. 昇降機への影響

5-3-1. 起こりうる事象・懸念事項

本長周期地震動による建物の応答解析結果より、従来想定されている建物層間変形角 1/100 を大きく上回るものがある。これらの結果から想定される昇降機への影響について、人命安全上問題と考えられる起こりうる事象・懸念事項を検討した。

<懸念事項>

- ・エレベーター出入口取付け部分の非構造壁の破損、変形による戸開不能（閉じ込め）や戸本体の敷居外れ。
- ・エレベーター昇降路壁の脱落によるエレベーターかごの変形、救出運転不能。
- ・保守作業時や復旧作業時に発生する地震や余震での、昇降路壁の脱落による作業員の負傷。
- ・機械室なしエレベーターのガイドレールを固定する建物側壁や梁の破損によるかご懸垂機器の支持機能不能。（機械室なしエレベーターにおいて、ガイドレールにて、上部巻上機や釣り車を支持していることが多い）
- ・上下地震動によるエレベーター出入口部の層間上下相対変位による戸の変形や敷居からの外れ。

- ・建物層間変位・残留変形によるガイドレール変形、救出運転不能。
- ・層間変位によるエスカレーターのフレーム脱落

5-3-2. 昇降機耐震設計課題

① 建物の揺れ特性に基づく課題

エレベーター機器設計は、建物地震応答からの慣性力応答と変位応答での被害事象に対処すべき課題を抱えているが、現耐震設計では、これらの被害が同時に発生する見方は必要でなかった。すなわち、現耐震設計は、機器強度設計に関わる強震時の慣性力荷重からの被害事象と昇降機構の機能維持に関わる長周期地震時の揺れ変位からの被害事象は、それぞれ独立事象として対応してきている。

本委員会の想定地震波でも建物応答結果を見ると応答加速度と変位とのピークには時間的ずれがある。これら地震被害事象の同時発生の程度を明らかにし、その程度に応じて、地震応答時の慣性力応答と変位応答事象の重ね合わせ方を究明のもとに、耐震設計を構築する必要がある。

② 建物の層間変形角性状からの課題

- ・ 層間変形角の変化率とレール支持課題

連続する3層間での各層間変形角の差分とその各層間変形角の角度の方向によって、ガイドレールの変形量が決まる。つまり、層間変形角が大きくても、その上下の層の層間変形角の角度の方向と量が同じであれば、レール自体は変形していないことになる。よって、各時刻における層間変形角の差分の最大値を建物応答解析等より抽出し、検討する必要がある。

- ・ 昇降路防火区画構成する非構造材の耐力の課題

昇降路壁の破損・落下による被害を回避するために、層間変形角と非構造材の壁の区画構成機能維持の特性を確認し、非構造材の壁の落下防止策等の耐力増しを検討する必要がある。(昇降路壁破損写真：図 5.6 1995 年兵庫県南部地震被害)

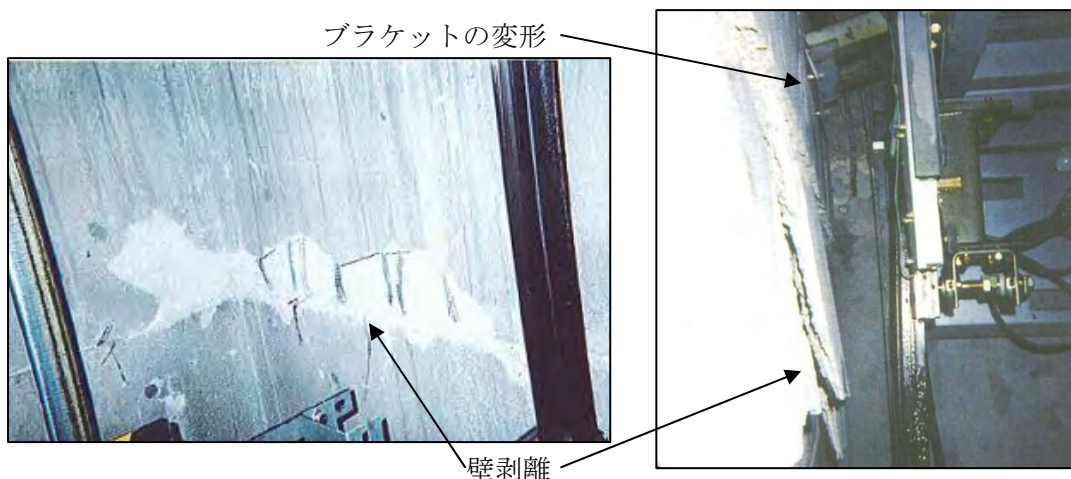


図 5.6 昇降路壁破損状況 1995 年兵庫県南部地震被害

- ・ エスカレーターフレーム支持の課題

建物の想定される層間変位の基準を明確にし、エスカレーターの対応変形量を設定する必要がある。

③ 上下動に対する階層上下相対変位から課題

- ・ 想定される地震波特性でのエレベーター出入口部の上下動床梁応答の評価

出入口における階層上下相対変位量を見極め、出入口の戸の敷居外れ防止を検討する必要がある。(昇降路(出入口)壁破損写真：図 5.7 1995 年兵庫県南部地震被害)



戸外れ

図 5.7 昇降路(出入口)壁破損状況 1995 年兵庫県南部地震被害

④ 地震時管制運転での課題

提案波での初期微動と主要動との時間差特性を踏まえて、慣性力荷重の応答、層間変形角度応答の時間差等も考慮し課題および対応策を検討する必要がある。

5-4. 今後の検討

①時刻歴建物応答及び建物の状態から昇降機への詳細影響を検討

- ・ 時刻歴応答加速度、応答変位から、長尺物の振れ予測
- ・ 建物の非構造部材(出入口部壁や昇降路壁)の状態から昇降機への詳細影響検討
- ・ 建物残留変形量から昇降機への詳細影響検討

②本地震波による建築各応答量から、昇降機における設計方針を検討

本地震波における建築の被害クライテリアやそれに対応する設計方針(方向性)の決定後、それを基に、建築側への要求事項も含めた昇降機における設計方針を検討する。(5-3-2項の耐震設計課題に対する検討を行う)

③上記、昇降機設計方針から、現行の指針等の確認

現行の設計指針・(社)日本エレベーター協会標準を確認し、問題点等について抽出する。

第6章 あとがき

長周期地震動の平均的特性およびそのばらつきについて検討し、さらにそれらに対する超高層建築物や免震建築物の応答特性について検討した。検討で得られたさまざまな知見については、それぞれの検討の部分で記述した。

本検討では長周期地震動成分を含む既存の強震観測記録(主として、K-NET、KiK-net、JMA各記録)を収集・整理を行い、長周期地震動が持つ平均的な性質とそのばらつきについて検討した。

断層モデルなどを用いた理論的な地震動予測手法も急速にその信頼性を増しているが、本検討のような経験的手法においても、震源、伝播経路、そして建設地点直下の深い地盤構造についてより詳細な情報が蓄積され、利用可能となることが重要である。

地震動特性のうち、振幅特性については加速度スペクトルとエネルギースペクトルについてその平均的な性質および各サイトに固有な増幅特性について検討した。時刻歴の作成については、今まであまり検討対象とはならなかったが、本検討では、地震動を構成する波群の波動伝播に伴う相対的な時間ずれに焦点を当て、破壊開始点と建設地点間の波動伝播によって継続時間の長い波形が形成されるものとして、時刻歴作成の新たな手法を開発した。評価地点直下地盤による長周期成分の増幅率によって、周期帯毎に算定されるものとした。

本検討では、想定震源に対する地震動時刻歴の推定を一つの目標としている。ただし、時刻歴はさまざまな要因で大きくばらつくものであり、応答スペクトル特性などによって大づかみに捉えることも重要であると考えられる。応答特性に影響を及ぼす指標としては、この場合継続時間が非常に重要な指標になっており、今回導入した時刻歴評価においても各周期帯域の波形の有効継続時間と等価な指標を震源特性から求めている。

最後に、検証用長周期地震動の評価手法の確立のため、今後必要な検討項目を挙げる。

すべてを短期間に達成することはできないかもしれないが、それぞれの事項は、今後定期的な手法の改良に対して有用であると思われる。

- (1) 長周期成分を精度良く、十分な時間長さで評価するための長周期地震動データの拡充
- (2) 既往研究、検討(経験式や強震動シミュレーション)および観測記録との比較
- (3) 個別地震の影響度、建設地の地域特性、地震動の継続時間を考慮した設計用地震動の作成手法の提案
- (4) 予測地震動相互間およびこれらの地震動による応答特性のばらつきの検討
- (5) 震源や、地盤増幅特性など、地域特性を考慮するために必要な設計支援資料整備と、評価手順の作成
- (6) 観測地震動や地盤調査データによるサイト特性の継続的な再評価

なお、前述のように超高層建築物、免震建築物の応答特性については、それぞれ(社)日本建築構造技術者協会と(社)日本免震構造協会が詳細検討を行った。本報告では、その基本的な部分についてのみ紹介した。

© 建築研究資料 第 127 号

平成 22 年 12 月 21 日印刷

平成 22 年 12 月 21 日発行

編集 独立行政法人建築研究所
発行

〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地

電話(029) 864-2151 (代)
