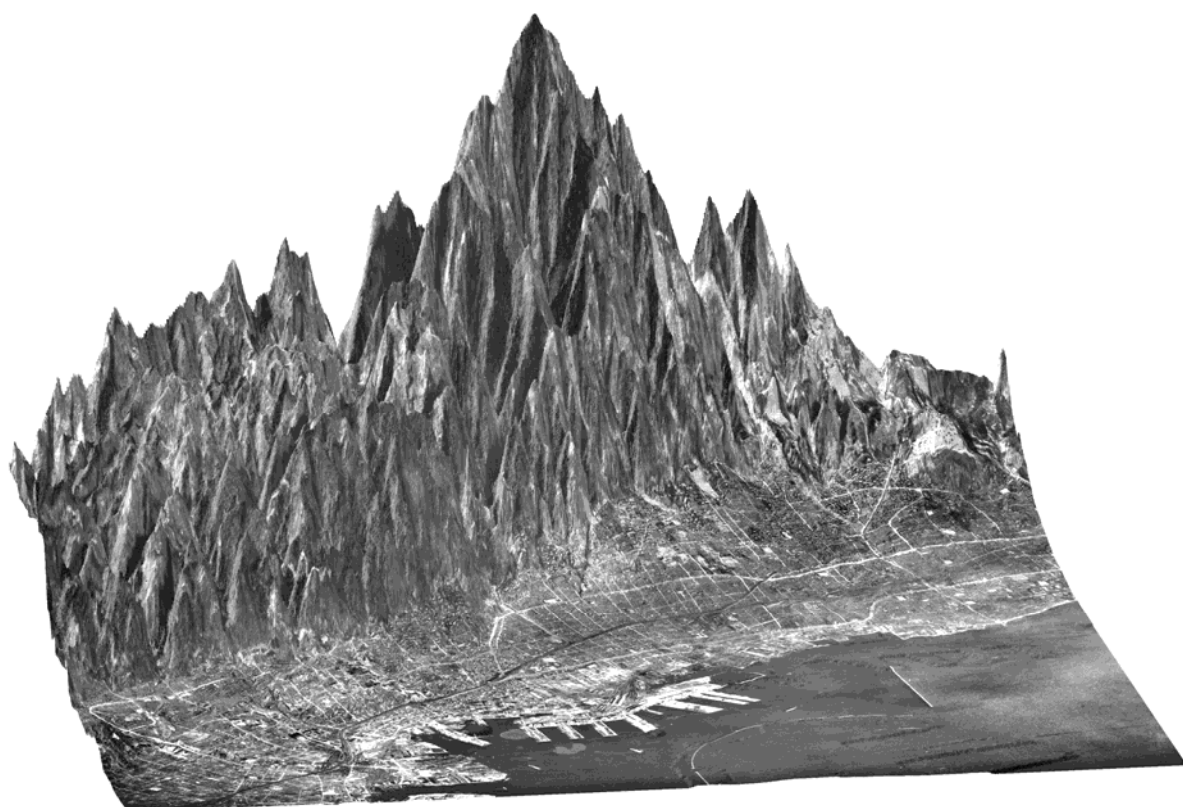


神戸の減災研究会

研究成果報告書

■ 中間とりまとめ ■

■ 平成22～24年度 ■



平成25年8月

表紙写真の説明

表紙の写真は 1947 年 9 月 23 日に米軍によって撮影された空中写真(USA M496 34)と、神戸 JIBANKUN の 20m 格子標高データを組み合わせて、地図描画フリーソフト(GMT : Wessel and Smith, New improved version of the Generic Mapping Tools released, EOS Trans. AGU, 79, 579, 1998)を用いて作成しています。

神戸の減災研究会

研究成果報告書

■ 中間とりまとめ ■

■ 平成 22～24 年度 ■

全 体 構 成

はじめに.....	1
第 1 編 地震動・住宅分科会の研究成果.....	3
第 2 編 地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会の研究成果.....	87
第 3 編 土構造物分科会の研究成果.....	111
第 4 編 河川水文分科会の研究成果.....	213

(END 276)

まえがき

神戸の減災研究会は、平成11年3月に設立された「神戸の地盤研究会」をルーツとし、平成22年8月に発足しました。これまでと同様に、『神戸における市民や行政のニーズが高い減災を基本テーマとした調査・研究を行い、その成果を行政施策に反映し、広く市民に還元する』との基本理念に基づき、産官学の技術者・研究者が一致協力して、神戸市行政のエンジニアリング・シンクタンクとしての役割を果たすべく、その活動を継続して参りました。本報告書は、平成22年8月～平成25年7月までの3年間の調査・研究活動の成果を「中間報告書」としてまとめています。

過去3年間は、つぎの5つの分科会に分かれて研究活動を展開してきました。

- ① **地震動・住宅分科会**：高密度地盤情報データベースを活用した実務者のための地震動増幅度マップの作成、神戸の地盤・住宅特性を考慮した地盤被災リスク評価手法の検討
- ② **液状化とライフラインに関する分科会**：液状化がライフラインに与える影響に関する研究
- ③ **地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会**：神戸 JIBANKUN の利活用に関する研究、神戸の地質構造、地盤構成に関する研究、神戸の地域の災害史
- ④ **土構造分科会**：既設盛土の耐震化に関する研究、耐震補強工法に関する研究
- ⑤ **河川水文分科会**：神戸の都市河川を対象として降雨、地形、土地利用、都市下水路、地質、浸透等を考慮した総合的な河川流出特性に関する研究

本報告書では、②を除く4つの分科会の研究成果を報告しています。②に関しては、東日本大震災以降、政府等においても様々な観点から地震に関する技術検討がなされている途上であり、これらの検討結果を適切に反映した形で研究を進めていく必要があることから、現時点においては研究成果を公表する段階にはないと判断しました。

第1編では、地震動・住宅分科会の研究成果である「南海トラフ連動型地震を対象として地震動シミュレーションに基づく建築構造物の地震応答解析」を報告しています。2012年4月に研究を開始した時点では国の地震動波形が公表されていなかったため、研究会独自の地震動波形を用いて研究を進めてきましたが、2013年2月に内閣府から地震動波形の提供を受け、急遽、これまでの独自の地震動波形と内閣府のそれとの比較検討を行っています。また、「神戸 JIBANKUN」のボーリングデータを活用して表層地盤モデルを構築し、地震応答解析により地盤増幅特性を評価しています。さらに、研究会が算定したシミュレーション波形を用いて、神戸市内に実在する代表的な各種建築物の時刻歴地震応答解析を実施し、予想される被害を検討しています。

第2編では、地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会の研究成果を報告しています。神戸市とその周辺地域の水害を主とした自然災害履歴調査結果とともに、神戸の津波地震史および神戸气象台において観測された降雨履歴も併せて報告しています。また、最近のゲリラ豪雨による都市型洪水災害軽減のための雨水浸透適地マップの作成事例を紹介しています。具体的には、地形・表層地盤の3次元モデルを構築し、広域地下水流動解析を実施しています。今後、神戸 JIBANKUN データを活用した神戸市への適用が大いに期待されます。

第3編では、土構造物分科会の研究成果をまとめています。大きな研究テーマは、既存盛土の耐震化です。神戸市の大規模宅地盛土耐震化推進事業で得られたこれまでの知見を紹介しています。現状において、盛土の耐震化は鉄道が先頭ランナーです。したがって、既存盛土の耐震性評価のための地盤調査法、室内試験法と併せて、鉄道分野における各種耐震対策工法を紹介し、さらには盛土防水工と称する新たな対策工法を提示しています。盛土に関しては、既設と新設、排水と締固め、豪雨と地震、はそれぞれ「二娘一(にこいち)」であり、仲良しの両者を視野に入れた議論を展開しています。

第4編では、河川水文分科会の研究成果をまとめています。最新の観測技術を用いて、河川の流出特性や土石流の発生特性を把握し、豪雨時の危険予測に繋げるとともに、避難計画や警報方法、予測精度の向上等により市民の安全に資する事を目的とした研究です。具体的には、住吉川を対象として、流出モデルを構築し、河道内遊歩道の危険性を予測しています。一方、簡便な解析モデルにより土石流をシミュレーションし、土砂流出の可能性と砂防施設の効果を評価しています。さらに、ソフトおよびハードの両面から災害情報伝達方法、防災対策施設等を紹介しています。

本報告書をまとめるにあたり、分科会のすべての委員ならびに執筆者の方々の献身的なご努力に対し、紙面をお借りして厚く御礼申し上げます。

本書は中間報告書であり、すべての研究は途中段階にあります。2年後にリリース予定の最終報告書に向けて、本報告書の内容、今後の方向性、等に関して読者の皆様方の忌憚のないご批判ならびにご意見を頂戴できれば幸甚です。

平成 25 年 7 月 24 日

神戸の減災研究会 (<http://kobe-gensai.com>)
会長 澁谷 啓 (神戸大学大学院 教授)

第1編 地震動・住宅分科会の研究成果

(南海トラフ連動型地震を対象とした地震動シミュレーションに基づく建築構造物の地震応答解析)

目 次

1. はじめに	3
1.1 研究の背景	3
1.2 研究の目的	5
1.3 本報告書の構成	5
1.4 本報告書における地震動予測結果の位置付け	6
2. 工学的基盤レベルの地震動評価	8
2.1 「南海トラフの巨大地震」の概説と震源断層のモデル化	8
2.2 地震動算定地点の概説	13
2.3 基盤地震動算定結果	14
2.4 基盤地震動予測結果の比較	17
3. 表層地盤の地震動評価	36
3.1 「神戸 JIBANKUN」等を用いた応答計算	36
3.2 地盤増幅度の検討	46
3.3 国の想定結果との比較	51
3.4 表層地盤の地震動評価のまとめ	58
4. 建築構造物の地震応答解析	59
4.1 鉄骨造建物	59
4.2 鉄筋コンクリート造事務所ビル	65
4.3 木造住宅	69
参考文献	83
参考資料	86
(1) 分科会メンバー	86
(2) 分科会実施日程	86

第1編 地震動・住宅分科会の研究成果

執筆者一覧

1. はじめに

難波 尚	神戸大学大学院 工学研究科・准教授
久世 益充	岐阜大学 流域圏科学研究センター・助教
堀江 啓	(株)インターリスク総研・主任研究員

2. 工学的基盤レベルの地震動評価

久世 益充	岐阜大学 流域圏科学研究センター・助教
平井 俊之	(株)ニュージェック・マネジャー

3. 表層地盤の地震動評価

長谷川 信介	防災科学技術研究所・研究員
--------	---------------

4. 建築構造物の地震応答解析

難波 尚	神戸大学大学院 工学研究科 建築学専攻・准教授
藤永 隆	神戸大学 都市安全研究センター・准教授
堀江 啓	(株)インターリスク総研・主任研究員
小原 勝彦	岐阜県立森林文化アカデミー・准教授

1. はじめに

1.1. 研究の背景

(1) 南海トラフ連動型地震に関する新たな想定結果の公表

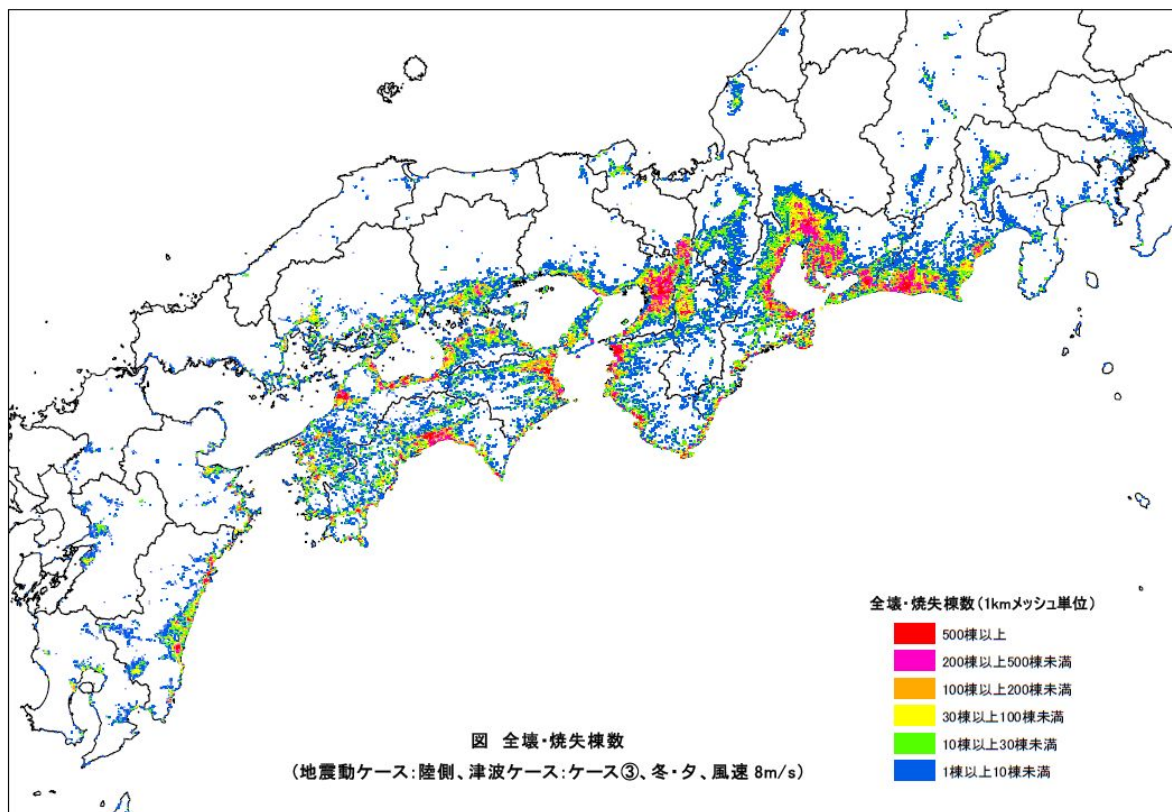
2011年3月11日の東日本大震災の発生以降、日本周辺の地震・津波ハザードの評価の見直しが進められた。その一つに近い将来の発生が懸念される南海トラフ沿いの巨大地震がある。内閣府の中央防災会議は「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会」における中間報告¹⁾を踏まえ、想定すべき最大クラスの地震ハザードの設定方針を検討することを目的に、2011年8月に理学・工学等の研究者から構成される「南海トラフの巨大地震モデル検討会」を設置した。同検討会では、あらゆる可能性を考慮した最大クラスの巨大な地震・津波が検討され、2012年3月31日に、南海トラフ沿いの領域が連動して発生するようなマグニチュード9クラスの新たな想定地震に基づく、震度分布および津波高の想定結果が公表された²⁾。

2012年4月には中央防災会議の下に「南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ(対策検討WG)」が設置され、2012年8月29日に被害想定³⁾の第一次報告として人的・建物被害の想定結果が、さらに2013年3月18日に第二次報告⁴⁾としてライフライン被害および経済的な被害等の想定結果が公表された。そして、同年5月28日に一連の成果として最終報告⁵⁾がとりまとめられた。この被害想定では複数のシナリオによる検討が行われ、その結果、最悪となるシナリオケースでは、死者数は約32万人、建物全壊および焼失棟数は約240万棟、経済被害は約220兆円と推計された。図-1.1.1に結果の一例を示すように、強い揺れと巨大な津波の発生により、関東地方東部から九州地方までの非常に広域に渡って各地に甚大な被害をもたらすことが想定されている。

上記の被害想定は、発生頻度が極めて低い地震ではあるが、「国難」となるような最悪の被災シナリオを想定して検討が進められたものである。したがって、南海トラフ沿いにおいて次に起こる地震・津波を予測したものではなく、地震・津波の発生確率、および、発生時期の予測をすることは不可能に近いとの認識の上での想定結果であり、特に連動型の発生確率の評価にいたるまでには、今後の更なる調査研究が必要だという点に留意して受け止める必要がある。

しかしながら、このような最大クラスの地震と津波が万一発生した場合には、下記のような事態発生が想定されており、各課題への対策推進が急務な課題となっている。

- 広域かつ甚大な人的被害、建物被害、ライフライン、インフラ被害の発生
- 膨大な数の避難者の発生
- 被災地内外にわたる全国的な生産・サービス活動への多大な影響
- 被災地内外の食糧、飲料水、生活物資の不足
- 電力、燃料等のエネルギー不足
- 帰宅困難者や多数の孤立集落の発生
- 復旧・復興の長期化



図－1.1.1 内閣府中央防災会議による被害想定結果の一例(近畿地方が大きく被災するシナリオケースにおける全壊・焼失棟数の分布)

(2) 想定地震の見直しによる神戸市への影響

本研究会の対象地域となる神戸市では、今回の南海トラフ沿いの想定地震の見直しにより、中央防災会議が過去に実施した 2003 年の想定結果⁶⁾よりも大きな揺れに見舞われることが予想されている。例えば表－1.1.1 に示すように、2003 年の想定では市内の最大震度は震度 5 強～6 弱程度であったが、今回の想定では、最悪となるシナリオケース（陸側ケース）で震度 6 強と想定された地域もある。新しい想定地震に対する被害については、神戸市単独の推計結果は示されていないが、兵庫県全体では、近畿地方が大きく被災するシナリオケースで、揺れ、液状化、津波、急傾斜地崩壊、および火災による全壊棟数は 約 54,000 棟、死者数は約 5,800 名と想定されており、神戸市においても深刻な被害の発生が懸念される。

表－1.1.1 神戸市で想定される各区の最大震度と 2003 年時の想定結果との比較

神戸市	南海トラフにおける新たな想定地震のシナリオケース ³⁾						2003 年時 想定結果 ⁶⁾
	基本 ケース	陸側 ケース	東側 ケース	西側 ケース	経験的 手法	最大 クラス	
東灘区	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱
灘区	5 強	6 弱	6 弱	5 強	6 弱	6 弱	6 弱
兵庫区	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	5 強
長田区	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱
須磨区	5 強	6 弱	5 強	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱
垂水区	6 弱	6 強	6 弱	6 弱	6 弱	6 強	6 弱
北区	5 強	5 強	5 強	5 強	5 強	5 強	5 強
中央区	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	6 弱	5 強
西区	6 弱	6 強	6 弱	6 弱	6 弱	6 強	6 弱

(3) 研究会におけるこれまでの検討成果

本研究会の前身となる「神戸の地盤研究会（1999 年度～2003 年度）⁷⁾」では、2003 年の内閣府中央防災会議による南海・東南海の連動型地震を想定した地震動シミュレーションを実施した。断層パラメータは内閣府発表の情報に基づいて設定し、神戸市の東部地区と西部地区をモデル地域とした。表層地盤データについては、高密度地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」を活用し、得られたシミュレーション地震動を用いて、木造住宅を対象とした地震応答解析による被害予測を実施した。その結果、兵庫県南部地震の再現波では倒壊レベルに達するような大きな変形が生じると評価された住宅モデルにおいても、南海・東南海同時発生ケースでは、倒壊にいたるような大変形は生じずに、被害は比較的に軽微なレベルとの検討結果が得られた。しかし、地震動の周期特性や継続時間が建物の被害におよぼす影響や、兵庫県南部地震などの大きな地震を経験した被災建物の累積損傷による被害拡大の可能性については、今後の課題として、さらなる検討が必要な課題となった。

1.2. 研究の目的

本研究では、内閣府の中央防災会議から新たに公表された南海トラフの地震被害想定結果によると、神戸市においても大きな被害の発生が予想されることから、神戸市に想定される地震動の特性の把握と、建築構造物への影響を明らかにすることを目的として検討を行う。

2012 年 4 月に本研究会の下に地震動・住宅分科会が発足した当時は、内閣府から地震動波形が公開されていなかった。そこで、内閣府発表の断層パラメータを参考に、神戸市内に 4 箇所の解析地点を設定して地震動シミュレーションを実施して、工学的基盤上と表層地盤上の地震動波形を計算する。表層地盤上の地震動の算定では、神戸市で整備された前述の「神戸 JIBANKUN」を用いて表層地盤モデルを構築し、地震応答計算を行うことにより、地盤増幅特性を評価する。

また、本研究における取り組みを進めている間に、内閣府から工学的基盤（ $V_s=350\sim700\text{m/s}$ 相当層）におけるシミュレーション波形が公開された。そこで、2013 年 2 月に内閣府からこの波形を本研究会に提供していただき、これまでに研究会独自で実施した地震動予測結果について比較検討を行う。

さらに、研究会が算定したシミュレーション波形を用いて、鉄骨造、鉄筋コンクリート造、木造を対象とした建物の時刻歴応答解析を実施し、建物に予想される被害を検討する。

1.3. 本報告書の構成

報告書の構成と検討内容の概要を表 1.3.1 に示す。

第 2 章では、工学的基盤レベルの地震動評価の手法と結果を報告する。具体的には、震源断層モデルの作成方法、地震動予測手法の概要と内閣府による手法との違い、地震動解析地点の設定、基盤地震動の算定結果、および内閣府による算定結果との比較について、検討成果をとりまとめている。

第 3 章では、表層地盤の地震動評価の手法と結果を報告する。具体的には「神戸 JIBANKUN」等を用いた表層地盤の応答計算手法と結果、解析地点における地盤増幅特性、および内閣府による想定結果との比較について詳述する。

第 4 章では、建物の地震応答解析結果を報告する。鉄骨造は兵庫県南部地震において被害報告が多かった 3 階建ての建物を対象にモデル化し、線材要素を用いた骨組解析手法により、柱梁接合部の損傷を考慮

した解析を行う。解析は本研究会による想定地震波を単独で入力した場合と、兵庫県南部地震により被災した建物を想定し、JR.鷹取波を入力後に想定地震波を入力した場合について実施し、梁破断による地震応答特性と残存耐震性について検討を行う。

鉄筋コンクリート造は兵庫県南部地震で被害を受けた5階建て事務所ビルをモデル化し、有限要素法による非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震波は、JMA 神戸波と本研究会による想定地震波6波の計7波を用いている。また、兵庫県南部地震で被災した構造物を想定し、JMA 神戸波を一次入力し、二次入力として上記7波を入力する組合せ地震波を入力波として検討を行った結果を報告する。

木造は2階建て住宅を対象に、本研究会の前身の「神戸の地盤・減災研究会（2004年度～2006年度）⁸⁾」および「新・神戸の地盤減災研究会（2007年度～2009年度）⁹⁾」における検討成果を用いて、耐震性に優れた住宅と耐震性が不十分な住宅の2つのモデルを設定し、質点系解析手法により耐震性や地盤特性と被害との関係、倒壊するような被害の発生可能性について検討を行う。

表－1.3.1 本報告書の構成と検討内容の概要

報告書の章構成		検討内容の概要	執筆主担当
第1章	はじめに	<ul style="list-style-type: none"> ○ 研究背景，目的と方法，章構成 ○ 地震動予測結果の位置づけ 	神戸大学 岐阜大学 (株)インターリスク総研
第2章	工学的基盤レベルの地震動評価	<ul style="list-style-type: none"> ○ 震源断層モデルの作成方法 ○ 地震動予測手法の概要と内閣府による手法との違い ○ 地震動解析地点の設定 ○ 基盤地震動の算定結果 ○ 内閣府による算定結果との比較 	岐阜大学 (株)ニュージェック
第3章	表層地盤の地震動評価	<ul style="list-style-type: none"> ○ 「神戸 JIBANKUN」等を用いた表層地盤の応答計算手法と結果 ○ 解析地点における地盤増幅特性 ○ 内閣府による想定結果との比較 	防災科学技術研究所
第4章	建築構造物の地震応答解析結果	○ 3階建て鉄骨造の柱梁接合部の損傷を考慮した解析の実施と被災建物における残存耐震性の評価	神戸大学
		○ 5階建てRC造の時刻歴応答解析の実施と被災建物における累積損傷の影響	神戸大学
		○ 2階建て木造住宅の質点系解析の実施と耐震性や地盤特性と被害の関係	(株)インターリスク総研 岐阜県立森林文化アカデミー

1.4. 本報告における地震動予測結果の位置づけ

内閣府，本研究会の地震動予測結果については，2章で後述するように違いが見られる。この違いについては，表－2.1.2 に後述するように，基盤地震動の予測手法の違いによるものと思われる。

将来発生すると考えられる地震を想定し、着目定点の地震動を予測することは、地震工学における基本的課題の一つである。地震動観測網の整備と観測記録の蓄積により、地震動に関する様々な知見が得られつつある状況ではあるが、短周期レベルの地震動特性については未解明な点が多い。地震動を時刻歴波形として予測する手法として、力学モデルに基づいた、理論的なアプローチによる解析手法や、地震動観測記録に基づいた統計的な予測手法、両者を組み合わせた、半経験的手法に大別される。これらの予測手法の特徴については本文では省略するが、予測手法の特徴を理解した上で、断層モデルや地盤構造など、与えられる情報に応じた手法を選択するべきである。

以上を踏まえて、本報告では、統計的な知見に基づいた地震動予測手法 EMPR¹⁰⁾を採用することとした。手法については2章で後述するが、EMPRは構造物の耐震性検討や、県・市レベルの自治体における地震被害想定において、多くの使用実績がある。また、本研究会においても、過年度の検討^{7~9)}で使用されている手法である。

一方で、前述したように内閣府¹¹⁾は、5km単位ではあるが、予測した工学的基盤波形のデータが公開されている。しかし、本分科会の検討開始段階では未公開であった。そのため、前述の使用実績を考慮し、研究会としては、①内閣府の予測地震動、②研究会で独自に算定した予測地震動、の両方を使用することを念頭に、後者の検討を積極的に進めることとした。

2. 工学的基盤レベルの地震動評価

2.1. 「南海トラフの巨大地震」の概説と震源断層のモデル化

(1) 南海トラフの巨大地震について

内閣府¹⁾は、南海トラフで発生する海溝型巨大地震について、図-2.1.1に示すように、駿河湾から日向灘に及ぶ、M9クラスの震源断層モデルを発表した。2003年に想定された断層モデル²⁾(黄線)に対して、想定震源域を、陸側のプレート境界面のより深い領域(深さ40km)まで広げた。さらに、南海トラフと日向灘が連動する可能性を考慮し、約11万km²の想定震源域が設定された。図-2.1.1に示すように、想定震源域は、2003年の断層モデルの約1.8倍の規模であり、東日本に甚大な被害をもたらした2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0、震源域約10万km²)に匹敵する断層規模である。

内閣府は図-2.1.1の想定震源域に対して、図-2.1.2に示すように、強震動生成域の異なる4ケースの断層モデルを設定した¹⁾。

- 基本ケース：中央防災会議による東海地震、東南海・南海地震の検討結果を参考に設定したもの
- 東側ケース：基本ケースの強震動生成域を、やや東側(トラフ軸から見て、トラフ軸に概ね平行に右側)の場所に設定したもの
- 西側ケース：基本ケースの強震動生成域を、やや西側(トラフ軸から見て、トラフ軸に概ね平行に左側)の場所に設定したもの
- 陸側ケース：基本ケースの強震動生成域を、可能性がある範囲で最も陸域側(プレート境界面の深い側)の場所に設定したもの

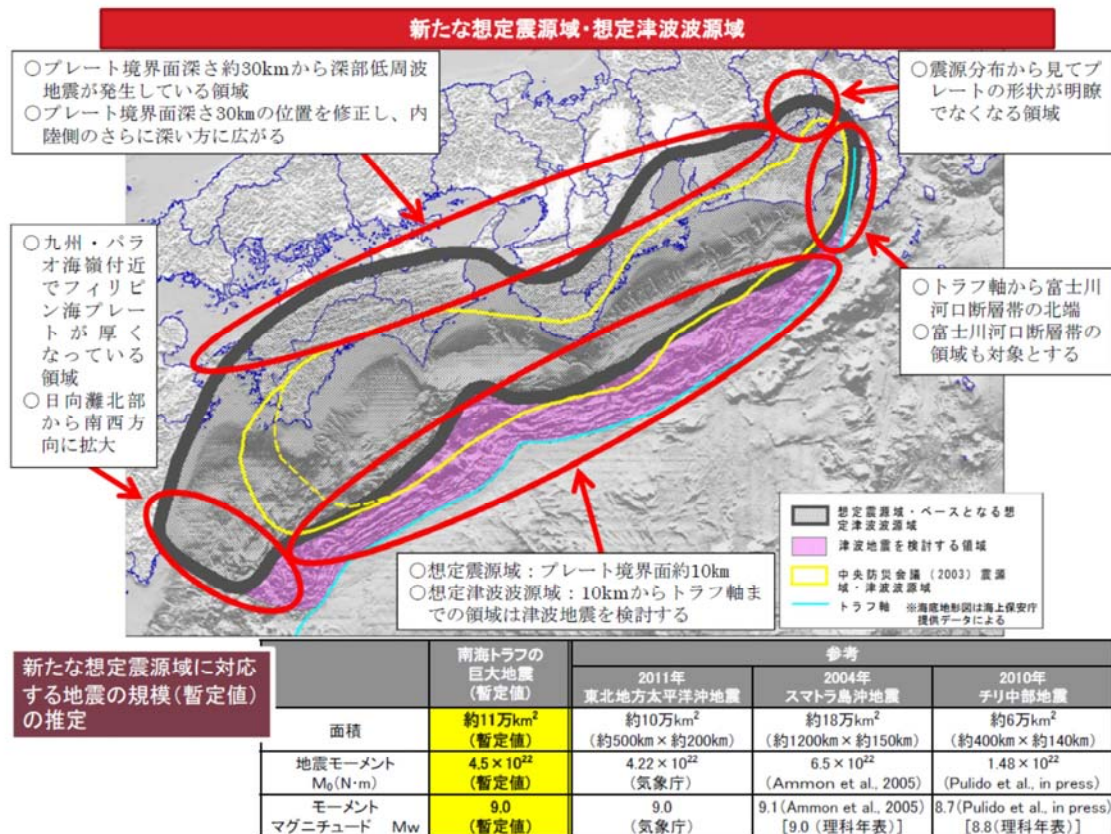


図-2.1.1 「南海トラフの巨大地震」の想定震源域¹⁾

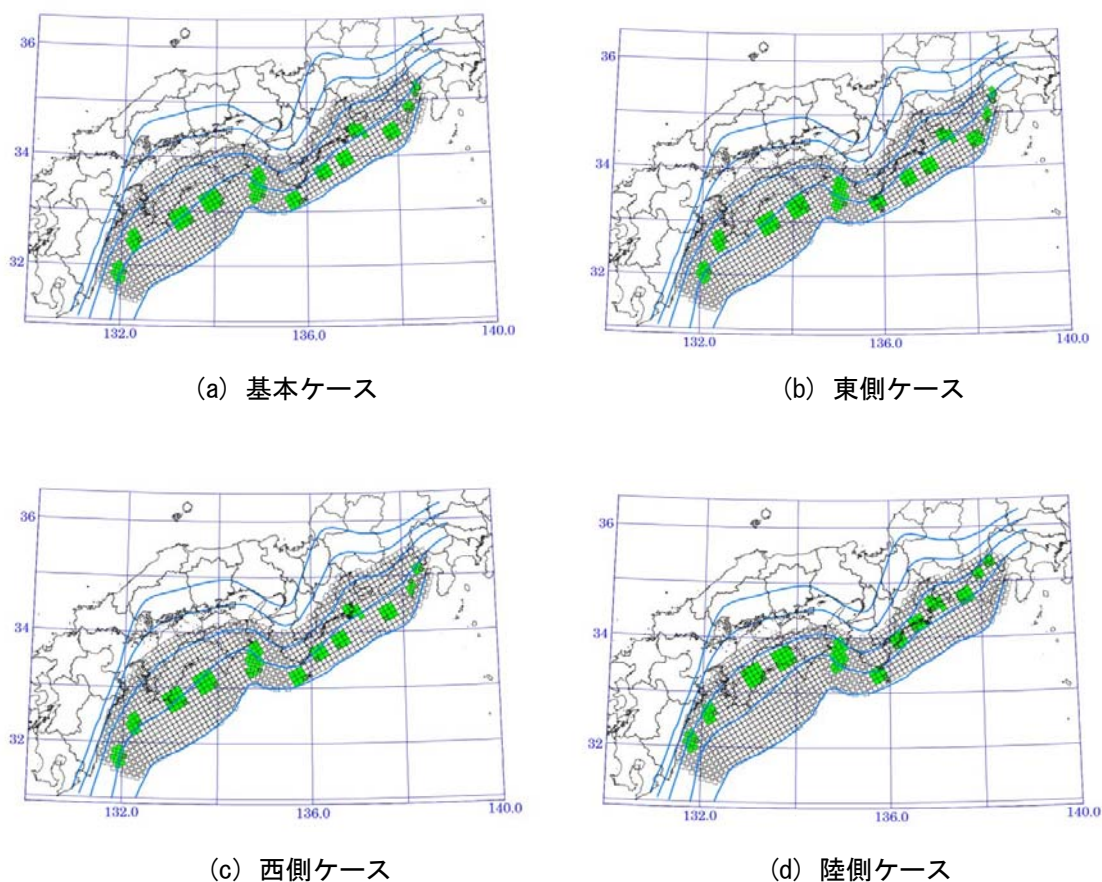


図-2.1.2 断層モデル（強震動生成域）の比較¹⁾

(2) 断層モデルの作成

内閣府では、図-2.1.2 に前述の断層モデルのモデルパラメータを設定し、工学的基盤（ $V_s=350\sim 700\text{m/sec}$ 相当）の波形シミュレーションが実施されている。これらの結果は、5km 単位の波形データとして公開されている³⁾。内閣府のシミュレーション結果については2.4で後述することとし、本節では、内閣府が公表している断層モデルの概説と、本報告で使用した地震動シミュレーション法 EMPR⁴⁾に適用する方法について概説する。

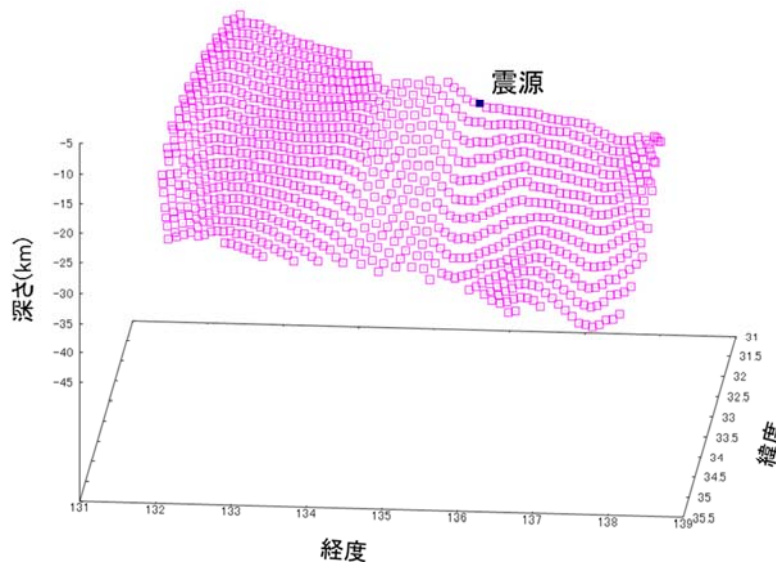
表-2.1.1 に、内閣府が設定した断層パラメータを示す。表に示すように、震源域を4つのセグメント（日向灘域、南海域、東海域、駿河湾域）に分割し、これらが連動して断層破壊が生じるモデルを設定している。地震動シミュレーションについては、内閣府のモデルに基づいて計算できるように、表-2.1.1 のパラメータを使用することとした。なお、本報告で使用した地震動シミュレーション法 EMPR では、背景領域、強震動生成域（表-2.1.1 の SMGA (Strong Motion. Generation Area)）のすべり量と等価なパラメータである、EMPR における、M6 相当の非定常パワースペクトル⁵⁾の重ね合わせ数 N_G の相対比率に変換している。なお、重ね合わせ数 N_G とすべり量 D には、次式の関係が成立する⁶⁾。

$$N_G \propto D^{0.409} \dots\dots\dots (2.1)$$

さらに、図-2.1.3 に示すように、プレート境界面に沿うように断層をモデル化しており、複雑な断層形状をしている。同図の小断層（約10km 四方で1,077 個）の位置情報やすべり量が内閣府から公表されているため、この情報を活用できるように EMPR を改良し、各小断層のパラメータを用いて波形シミュレーションを実施することとした。

表－2.1.1 内閣府が公表している断層パラメータ一覧¹⁾

全体	面積(km ²)	110,150			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
	応力パラメータ	2.3			
セグメント	セグメント	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km ²)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
	平均すべり量(m)	5.4	9.1	6.7	3.5
	剛性率(Nm ²)	4.2E+10	4.2E+10	4.2E+10	4.2E+10
SMGA	面積(km ²)	2,047	6,109	3,661	853
	平均すべり量(m)	10.8	18.1	13.4	6.9
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	面積比	11%	11%	12%	11%
SMGA①	面積(km ²)	1,018	1,953	910	438
	平均すべり量(m)	10.8	20.0	13.4	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
	応力パラメータ	34.5	46.4	45.4	34.4
SMGA②	ライズタイム(s)	5.9	8.2	5.6	3.9
	面積(km ²)	1,029	1,615	914	415
	平均すべり量(m)	10.8	18.2	13.4	6.8
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
SMGA③	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	ライズタイム(s)	4.3	5.4	4.1	2.7
	面積(km ²)	－	1,612	913	－
	平均すべり量(m)	－	18.2	13.4	－
	地震モーメント(Nm)	－	1.2E+21	5.1E+20	－
SMGA④	Mw	－	8.0	7.7	－
	応力パラメータ	－	46.4	45.4	－
	ライズタイム(s)	－	5.4	4.1	－
	面積(km ²)	－	929	924	－
	平均すべり量(m)	－	13.8	13.5	－
背景領域	地震モーメント(Nm)	－	5.4E+20	5.2E+20	－
	Mw	－	7.8	7.7	－
	応力パラメータ	－	46.4	45.4	－
	ライズタイム(s)	－	4.1	4.1	－
そのほか	面積(km ²)	17,006	47,681	25,758	7,035
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	－	8.7	8.5	－
	応力パラメータ	3.7	3.7	3.7	3.7
破壊伝播速度	fmax	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz



図－2.1.3 断層モデルの形状（内閣府¹⁾の小断層位置をプロットしたもの）

(3) 地震動予測手法の概説

前節で述べたように、本報告では、地震動予測手法として EMPR を使用した。EMPR は、1995 年兵庫県南部地震を含む、過去の地震動観測記録に基づいてモデル化された、工学的基盤レベル

($V_s=500\text{m/sec}$) 相当の地震動予測手法である。具体的には、地震動記録よりモデル化された非定常パワースペクトルを用いて、断層の広がり、強震動生成域、断層破壊方向の影響を考慮可能である。

表－2.1.2 に、内閣府、研究会の地震動予測手法について、その概略を示す。なお、地表地震動算定結果については 3 章で後述する。

表－2.1.2 地震動予測手法の比較

	内閣府 ⁷⁾	研究会
工学的基盤地震動の算定	統計的グリーン関数法による波形計算	EMPR による波形計算
小地震波形の評価	地震学的に想定される振幅スペクトルに確率的な位相を与えて作成	過去の地震動記録よりモデル化された非定常パワースペクトル
深部基盤構造 (地震基盤～工学的基盤)	「全国 1 次地下構造モデル（暫定版）」に基づいたモデルを使用	一様と仮定
基盤地震動の計算単位	1km メッシュ単位	任意地点で計算可能
地表地震動の算定	基盤震度に表層の震度増分を加えた震度値	一次元応答解析（DYNES3D ⁹⁾ ）による波形計算
表層地盤データ	微地形データと AVS30 に基づいて震度増分を評価	神戸 JIBANKUN のデータベースより、対象地点のボーリング柱状図を使用
地盤増幅度の計算単位	250m メッシュ	任意地点で計算可能

(4) 断層モデル（計算ケース）の設定

以上を踏まえて、南海トラフの巨大地震として、次の3ケースを設定した。図-2.1.4に、震源位置と強震動生成域を示す。

ケース1：基本的なケースとして、強震動生成域の分布を内閣府の基本ケース（図-2.1.4の灰丸）、震源を内閣府と同じ紀伊半島沖に設定。

ケース2：ケース1と同じ震源位置（紀伊半島沖）で、強震動生成域を陸側ケース（同図紫丸）に設定。

ケース3：断層の破壊進行方向が神戸市域に向かうケースとして、震源を日向灘に設定し、強震動生成域を陸側ケースに設定。

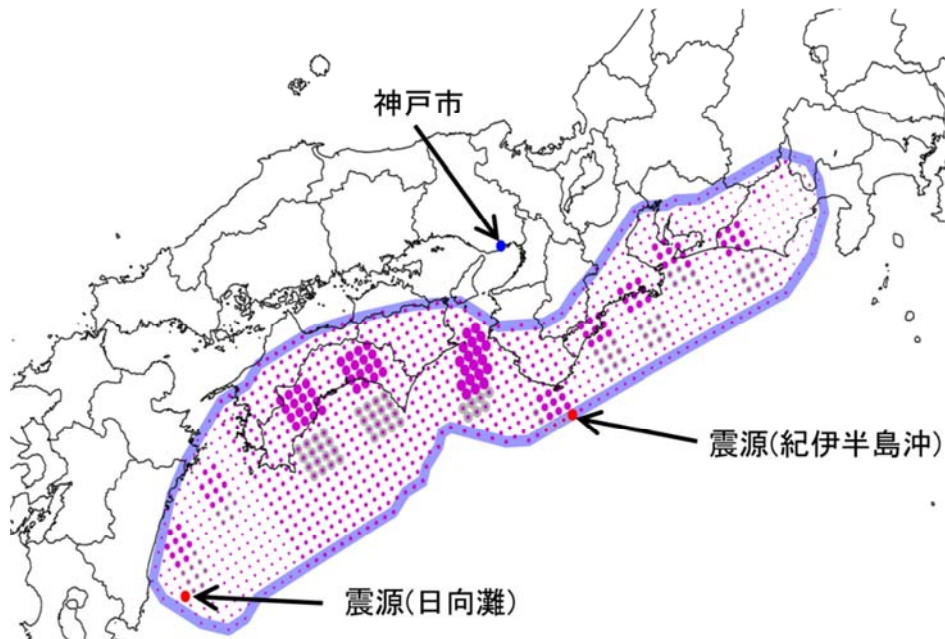


図-2.1.4 強震動生成域と震源位置
(紫丸は陸側ケース、灰丸は基本ケースの強震動生成域を示す)

2.2. 地震動算定地点の概説

地震動の算定地点は、神戸市内において地盤条件や周辺の建物分布の特徴を考慮して、A～Dの4地点を選定した。選定した4つの地点の特徴を以下に要約する。

【A 地点】

- ・他の地点との比較検討用として、標準的な地盤条件である。
- ・中高層建物が数多く建設されている商業地域である。

【B 地点】

- ・軟弱地盤である。
- ・深く（154m）まで地盤情報が得られており、地震動の長周期帯の影響評価が可能と思われる。
- ・地震計が設置されており、地震動観測情報を用いて比較検討が可能。

【C 地点】

- ・軟弱～普通地盤である。
- ・内閣府の想定¹⁾では、比較的高震度（震度6弱程度）が想定されている地域である。
- ・比較的古い木造住宅が密集した地域である。

【D 地点】

- ・普通～硬質地盤である。
- ・C地点と同様に比較的高震度（震度6弱～6強）が想定されている地域である。
- ・比較的古い木造住宅が密集した地域である。

2.3. 基盤地震動算定結果

地震動算定結果を図-2.3.1～2.3.3 に示す。地震動算定については、2.2 節で前述したように、工学的基盤レベル（ $V_s=500\text{m/sec}$ 相当）の地震動予測法 EMPR を使用した。なお、図中に示す計測震度は、水平 1 成分のシミュレーション波形より算出した計測震度を、3 成分相当に変換した値である⁶⁾。

(1) 紀伊半島沖震源（基本ケース）の地震動算定結果

図-2.3.1 に、紀伊半島沖震源（基本ケース）の地震動算定結果を示す。同図より、4 地点のシミュレーション波形は概ね同程度の傾向であることがわかる。これは、南海トラフの巨大地震の断層モデルが非常に大きく、図-2.1.4 に示したように、断層と対象 4 地点の相対的な位置関係がほぼ等しいためと思われる。なお、同図のケースにおいては、相対的に断層に近い C 地点、D 地点は、他の 2 地点よりも相対的に最大加速度が大きい。また、断層規模が大きいこと、断層の破壊開始～破壊終了までの時間が長いことから、揺れが長く継続する傾向も確認できる。

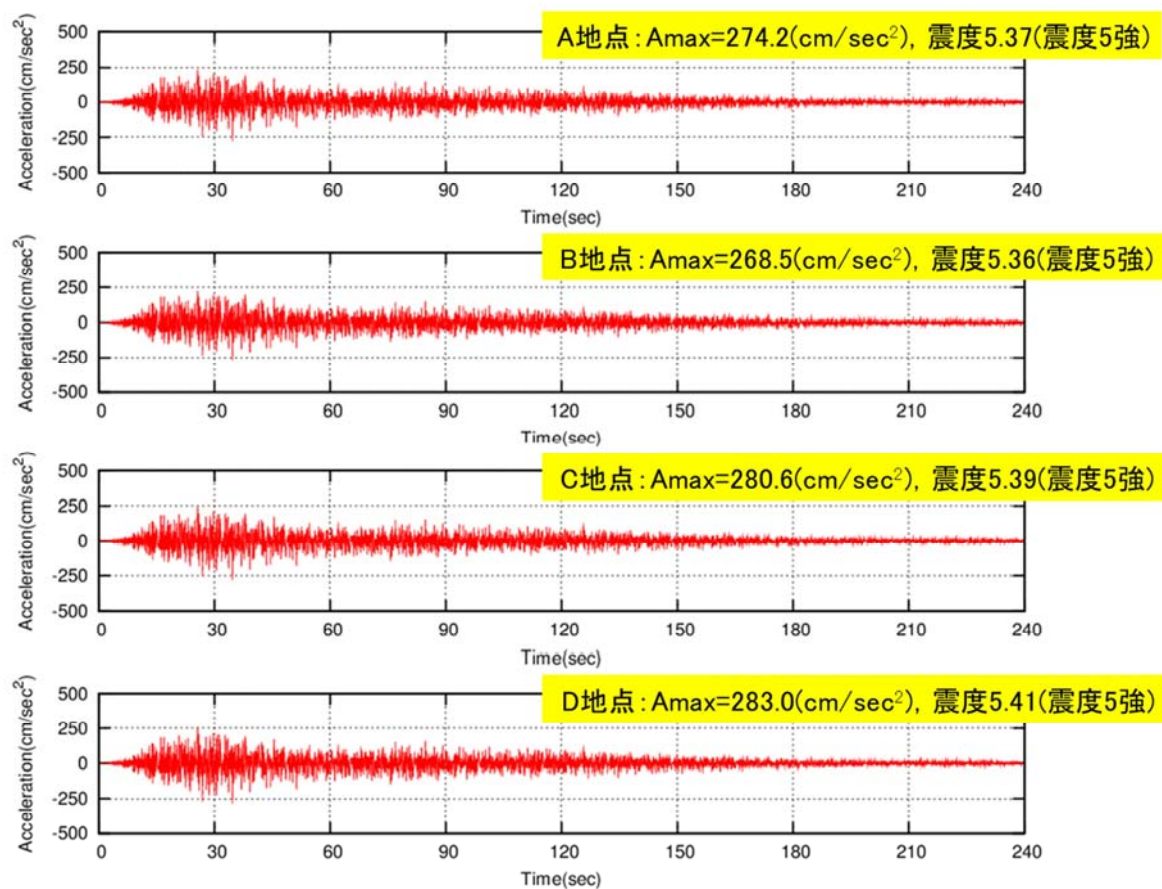
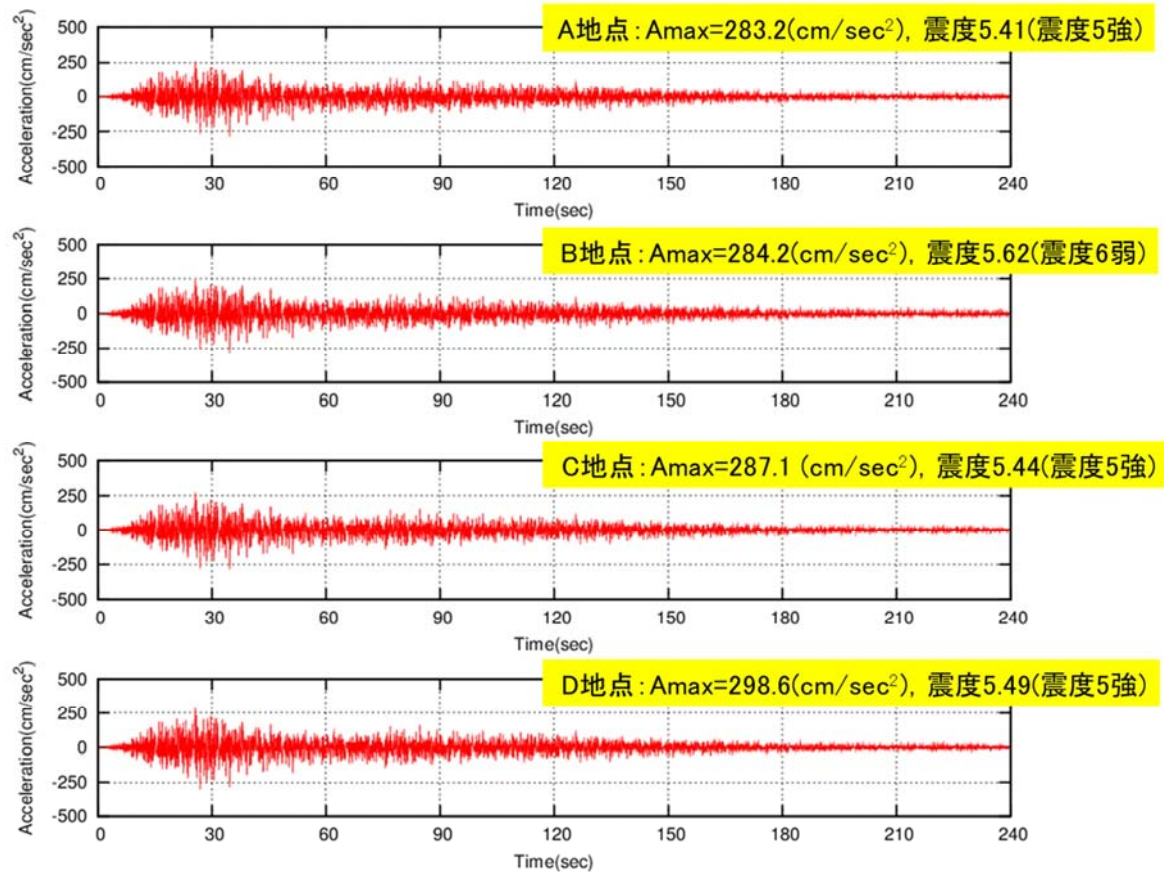


図-2.3.1 シミュレーション波形の比較（工学的基盤，紀伊半島沖震源（基本ケース））

(2) 紀伊半島沖震源（陸側ケース）の地震動算定結果

図－2.3.2 を見ると、図－2.3.1 に前述の紀伊半島沖震源（基本ケース）と比較して、強震動生成域が陸側に設定されていることから、加速度震幅が若干大きな傾向が確認できる。なお、震源位置は図－2.3.1 と同じ紀伊半島沖に設定しているため、地震動の継続時間は基本ケースと同程度である。



図－2.3.2 シミュレーション波形の比較（工学的基盤，紀伊半島沖震源（陸側ケース））

(3) 日向灘震源（陸側ケース）の地震動算定結果

2.1 節(3)で前述したように、神戸市域が断層の破壊進行方向となるように日向灘に震源を設定したケースの予測結果を図-2.3.3 に示す。紀伊半島沖に震源を設定した図-2.3.1, 2.3.2 と比べて、断層破壊による地震動エネルギーが短い時間に集中して到達するため、最大加速度や震度は大きくなるが、地震動の継続時間は短くなる傾向が確認できる。

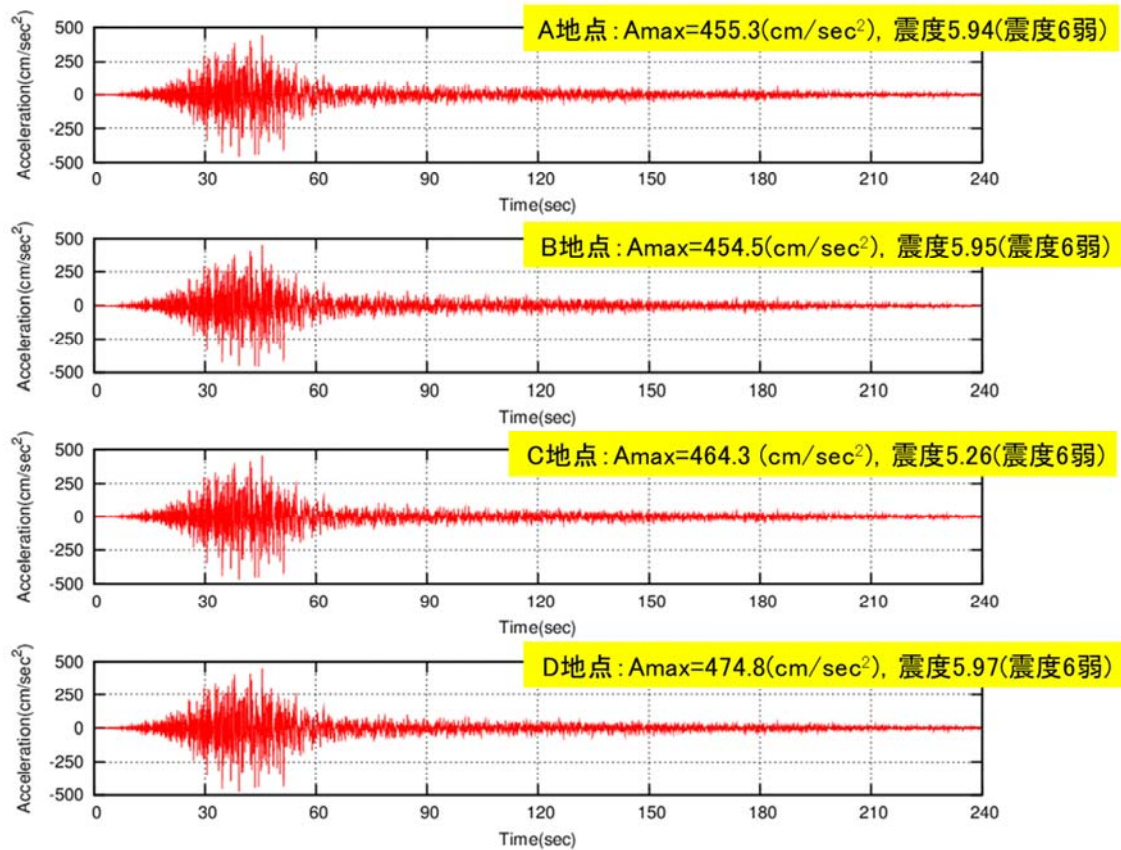


図-2.3.3 シミュレーション波形の比較（工学的基盤，日向灘震源（陸側ケース））

2.4. 基盤地震動予測結果の比較

本研究会では、南海トラフの巨大地震を対象として、地震動予測を行った。一方、内閣府中央防災会議においても南海トラフの巨大地震の地震動波形が公開されているため、両結果の比較・検討を行った。

(1) 地震動予測地点

本研究会での地震動予測は A～D 地点の 4 箇所で行われている。

(2) 中央防災会議のデータについて

中央防災会議より公開されている地震動データは、図-2.4.1 のように、約 1km×約 1km の 3 次メッシュのうち 5km×5km ごとに公開されている。また、工学的基盤以深の地盤データは 3 次メッシュごとに公開されている。そこで、図-2.4.2 に示すように、波形データを算出したいメッシュの一番近くの波形データが公開されているメッシュの波形を一旦地震基盤（図-2.4.2 では地層 5 の下端）まで引き戻した後、波形データを算出したいメッシュで任意の地盤までの地震応答計算を行うことにより、第 3 次メッシュの 1km×1km ごとの各メッシュの地盤モデルの違いを反映した地震動を算定することができる。工学的基盤の S 波速度は 350m/s である。

本研究会では $V_s=500\text{m/s}$ の層を工学的基盤としているため、中央防災会議の地震動も、本研究会に合わせて、 $V_s=350\text{m/s}$ の層ではなく、 $V_s=500\text{m/s}$ 程度の層の上端で 2E 波を取り出して比較に用いる。

表-2.4.1～表-2.4.4 に、A～D 地点の各地震動算出地点での地盤モデル（内閣府中央防災会議からの公開データ）をそれぞれ示す。

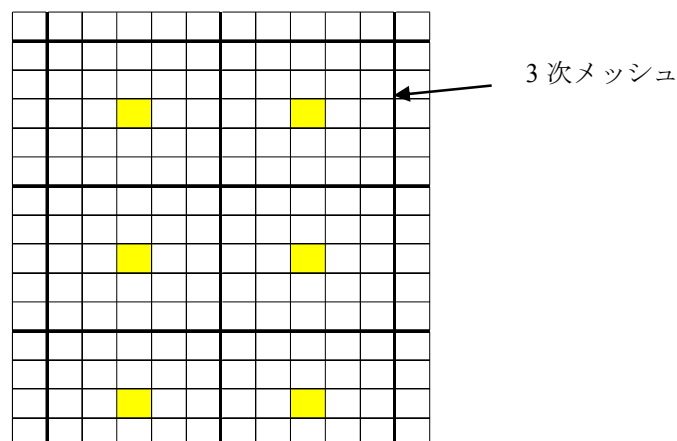


図-2.4.1 公開された地震動データのイメージ
(5km×5km ごとに黄色の 3 次メッシュ位置でのデータが公開されている)

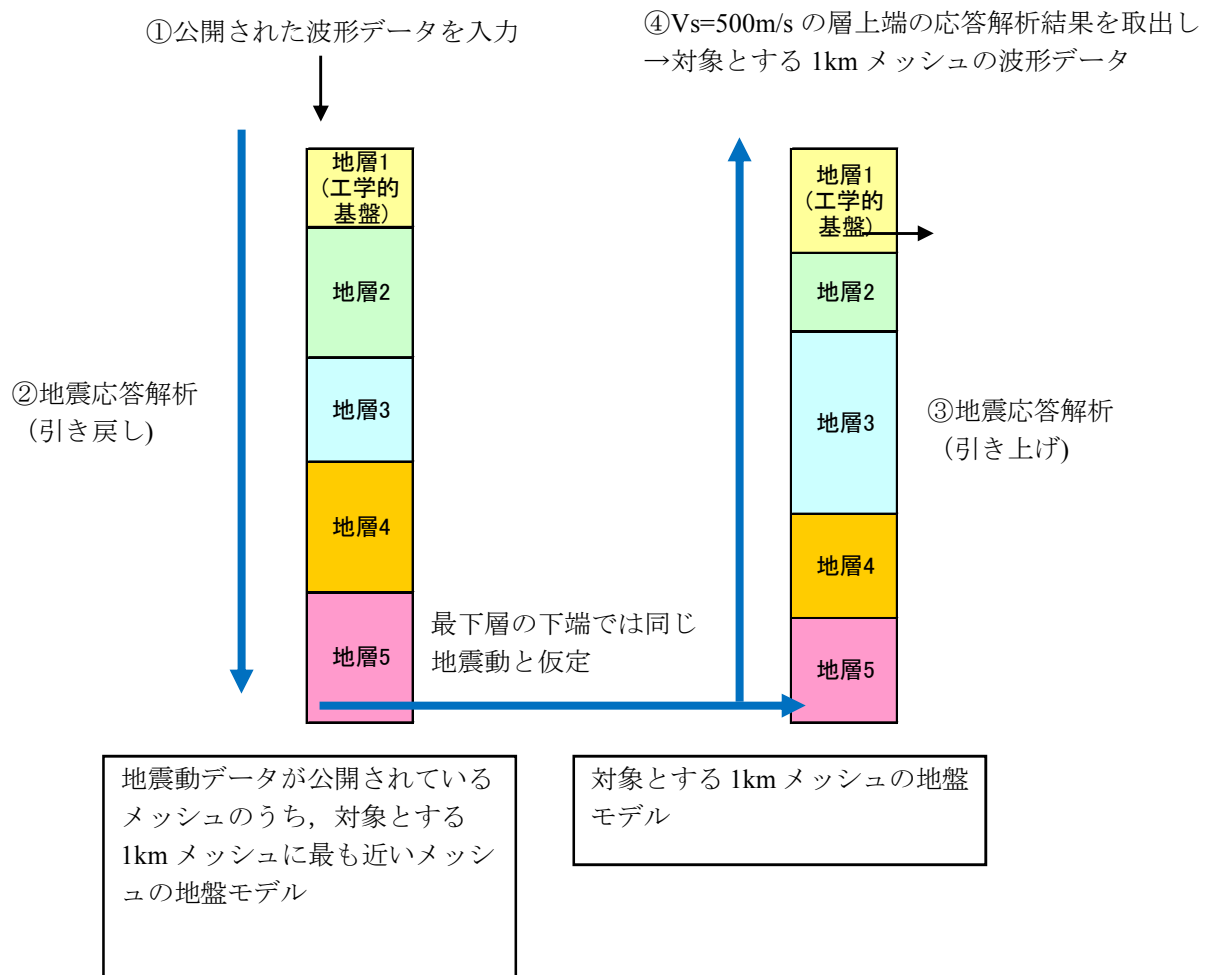


図-2.4.2 1km×1kmメッシュでの工学的基盤の地震動データ作成のイメージ

表－2. 4. 1 A 地点付近の地盤モデル（中央防災会議）

下端深度 (m)	γt (kN/m ³)	Vs (m/s)	地震動を 取り出す層
211.0319	18	350	
211.032	19.5	500	
516.0612	20	600	
1091.804	21.5	1000	
1107.716	23.5	2000	
1145.726	24.5	2400	
1146.726	26.5	3200	

表－2. 4. 2 B 地点付近の地盤モデル（中央防災会議）

下端深度 (m)	γt (kN/m ³)	Vs (m/s)	地震動を 取り出す層
358.4293	18	350	
876.5738	20	600	
1857.113	21.5	1000	
1869.262	23.5	2000	
1870.262	26.5	3200	

表－2. 4. 3 C 地点付近の地盤モデル（中央防災会議）

下端深度 (m)	γt (kN/m ³)	Vs (m/s)	地震動を 取り出す層
194.3389	18	350	
475.2761	20	600	
475.2772	20.5	700	
475.2774	20.7	800	
1005.977	21.5	1000	
1007.14	23.5	2000	
1013.833	24.5	2400	
1014.833	26.5	3200	

表－2. 4. 4 D 地点付近の地盤モデル（中央防災会議）

下端深度 (m)	γt (kN/m ³)	Vs (m/s)	地震動を 取り出す層
15.75216	18	350	
17.67135	19.5	500	
37.26009	20	600	
37.26043	20.5	700	
37.26249	20.7	800	
40.81367	21	900	
132.5175	21.5	1000	
144.4778	22	1300	
144.7026	23	1700	
145.4615	23.5	2000	
575.3194	24.5	2400	
576.3194	26.5	3200	

(3) 波形の比較

a) 基本ケース

図-2.4.3～図-2.4.6に各地震動予測地点における基本ケースの地震動予測結果を比較して示す。各図において上から本研究会の地震動予測結果，中央防災会議によるNS方向の予測結果，中央防災会議によるEW方向の予測結果である。本研究会では，地震動予測時に方位の概念を入れずに水平方向の代表波（平均的な波形）として1成分を計算している。また，波形図の右側のグラフはフーリエ振幅スペクトルである。

図-2.4.3～図-2.4.6は全て本研究会の予測波形の方が継続時間が長いことがわかる。これは断層モデルにおいてSMGA以外の背景領域からの地震動の放射に関するモデル化の違いである。また，最大加速度値も若干本研究会の予測波形の方が大きい。

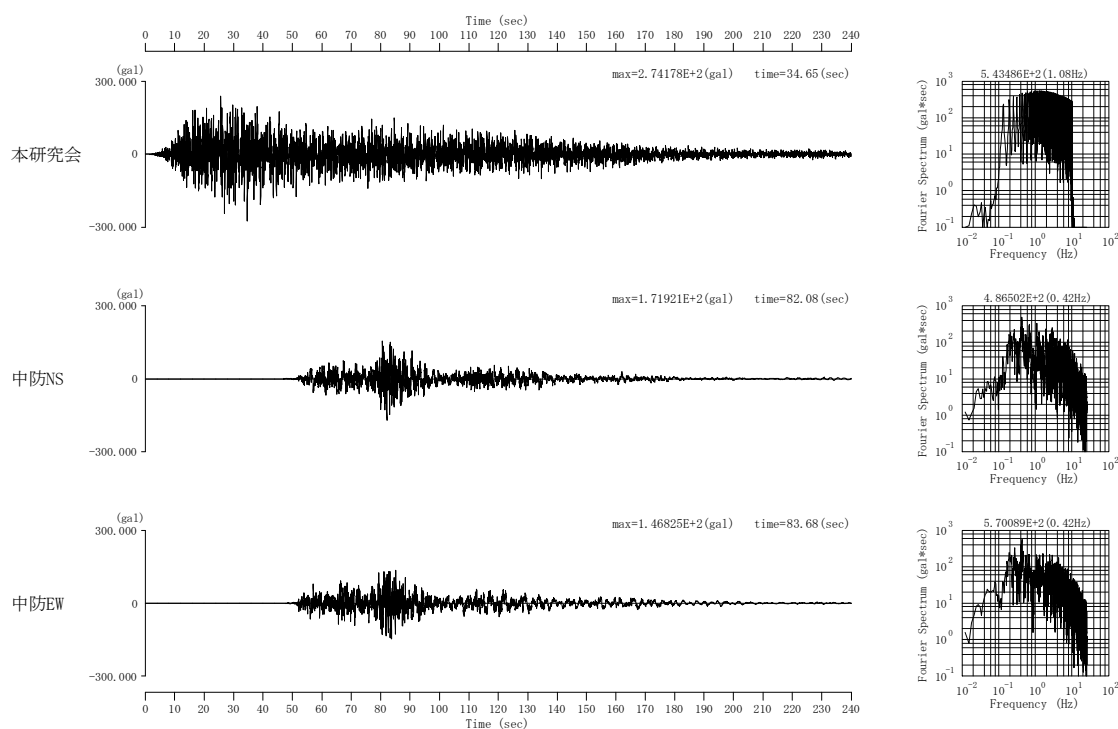
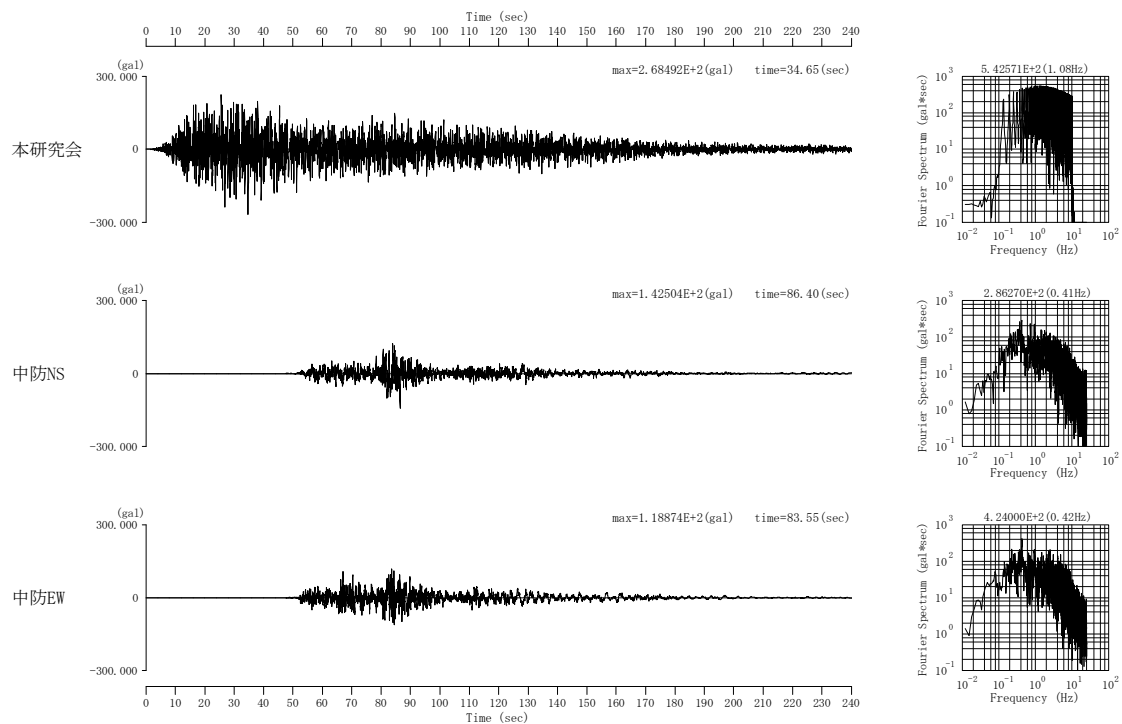
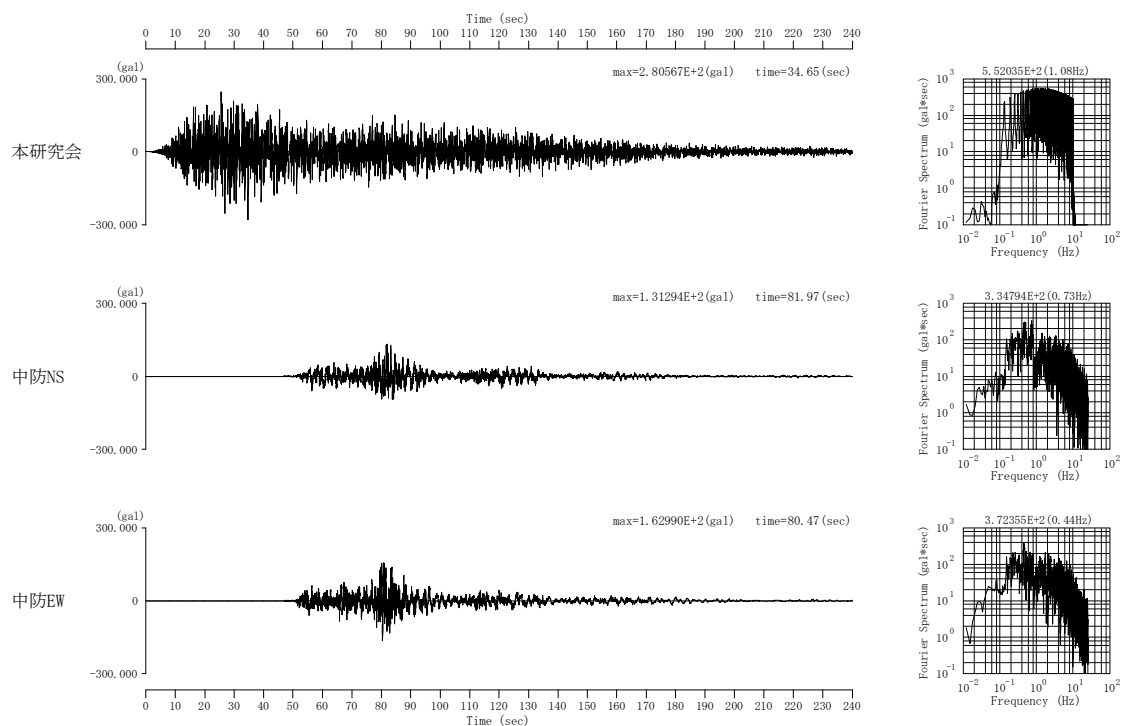


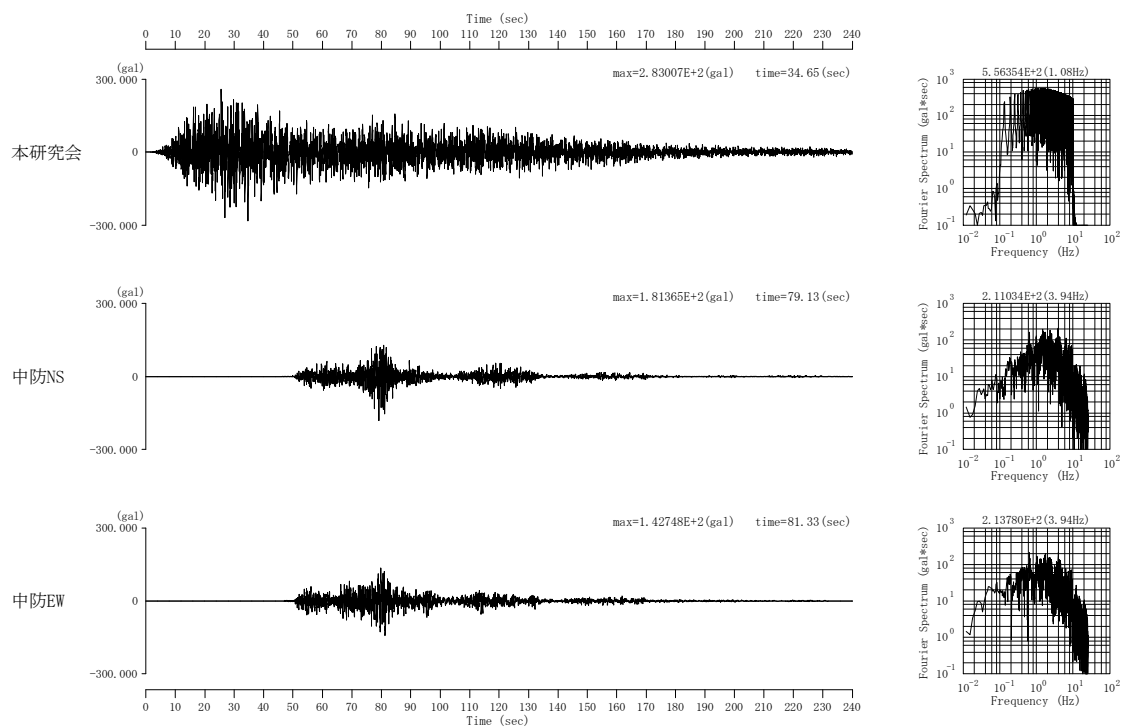
図-2.4.3 A地点（標準地盤，商業地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）



図ー2.4.4 B地点（軟弱地盤）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）



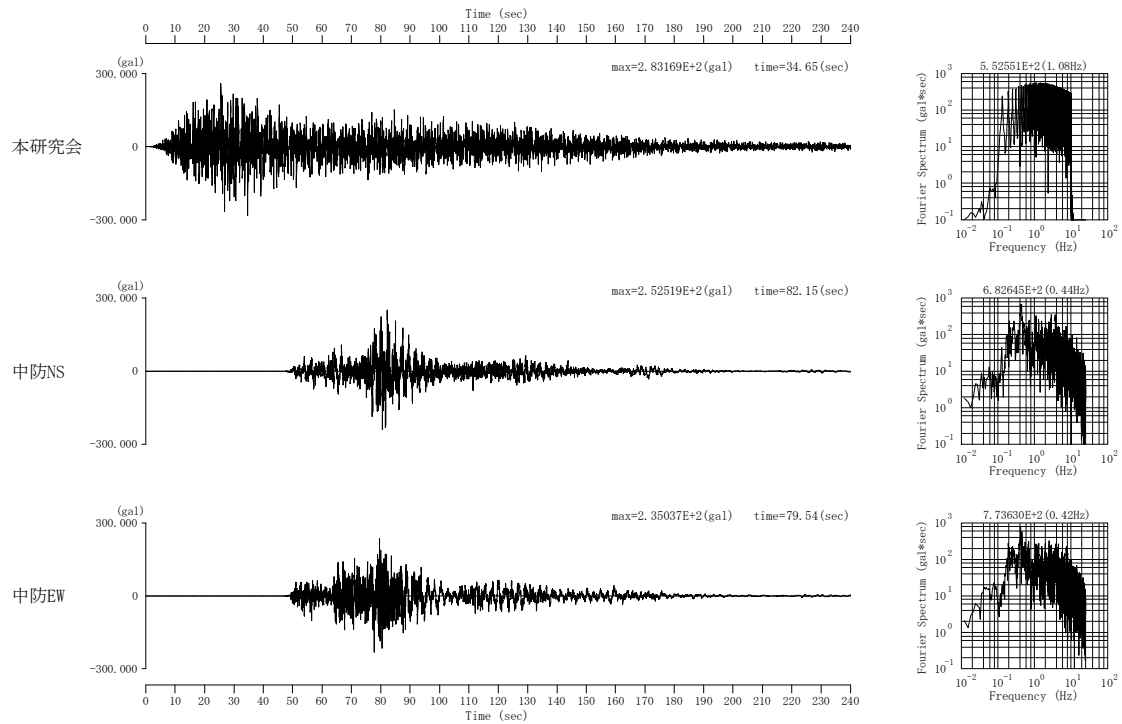
図ー2.4.5 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）



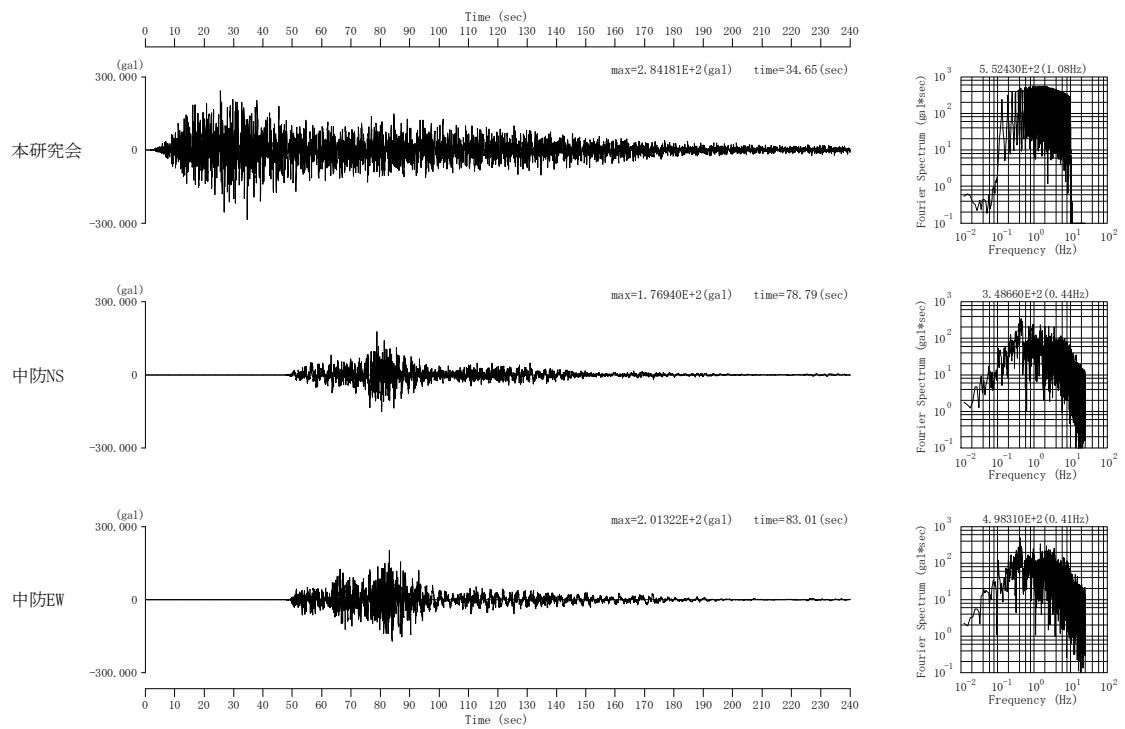
図－2.4.6 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）

b) 陸側ケース

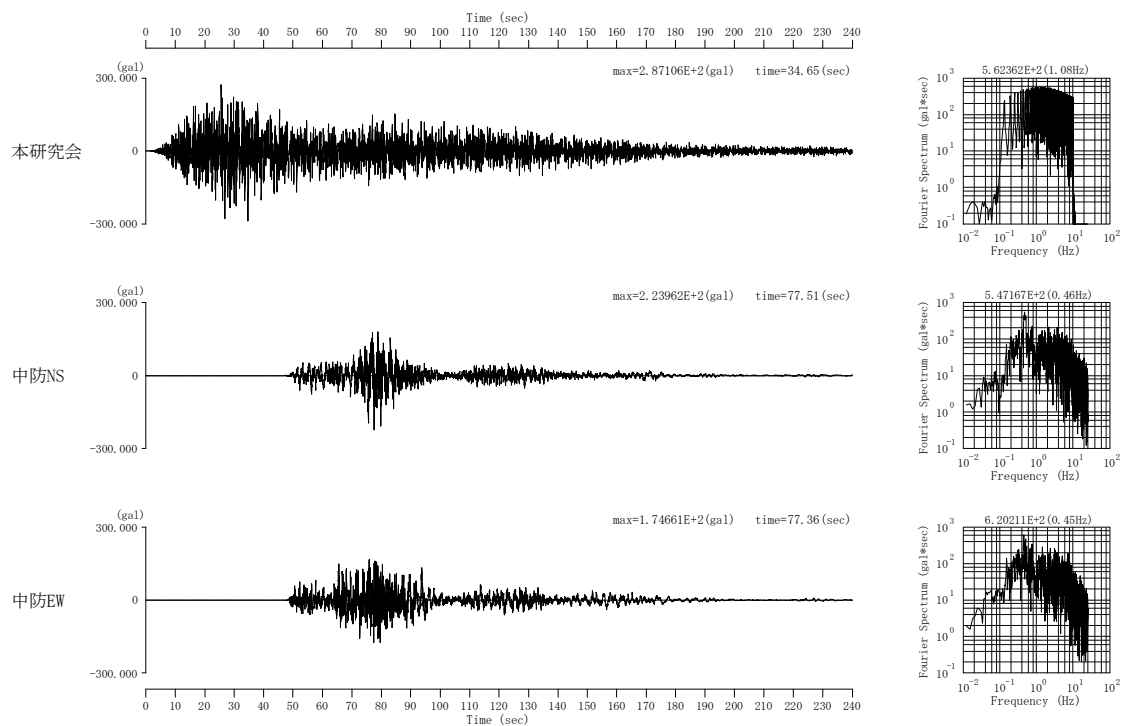
図－2.4.7～図－2.4.10 に各地震動予測地点における陸側ケースの地震動予測結果を比較して示す。基本ケースの結果と同様，本研究会の予測波形の方が継続時間が長い。また，最大加速度値も本研究会の予測波形の方が大きめであるが，D 地点は，本研究会よりも中央防災会議の NS 方向成分の方が大きい最大加速度値を予測している。



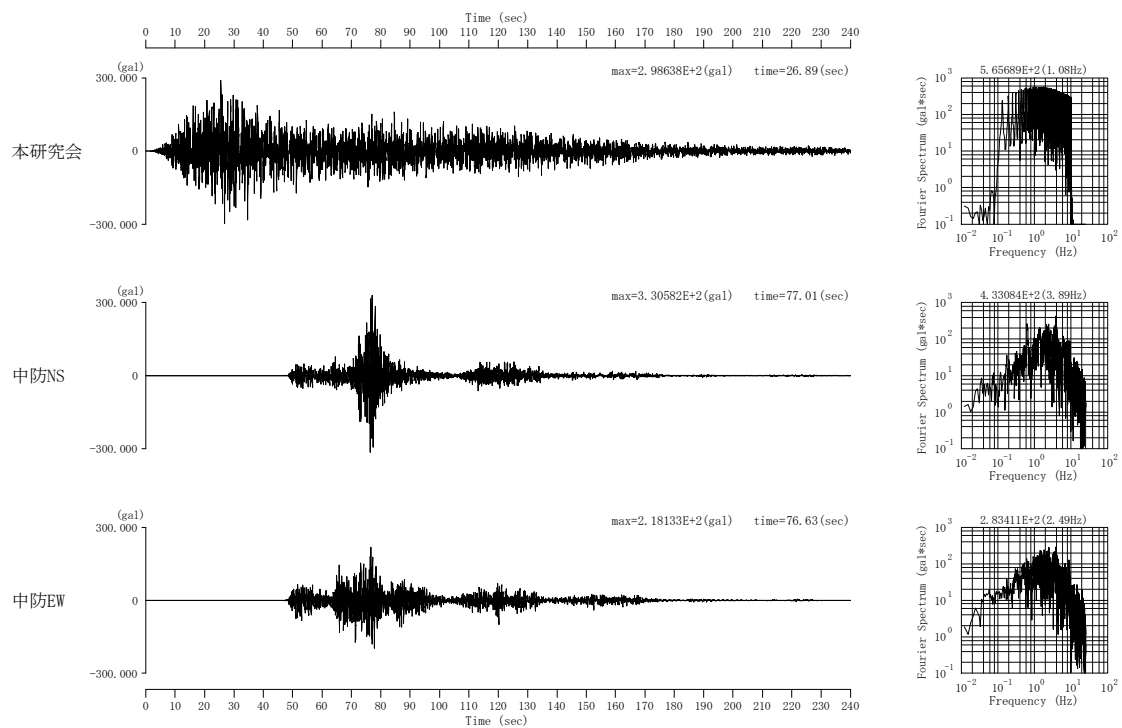
図－2.4.7 A 地点（標準地盤，商業地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



図ー2.4.8 B地点（軟弱地盤）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



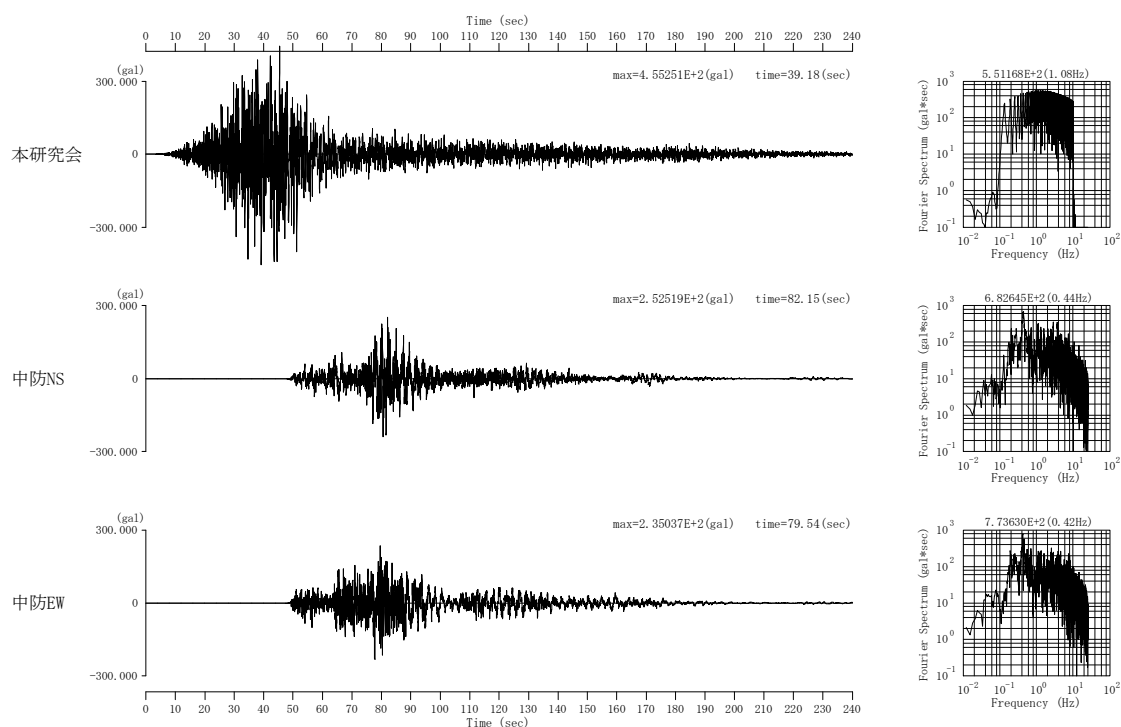
図ー2.4.9 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



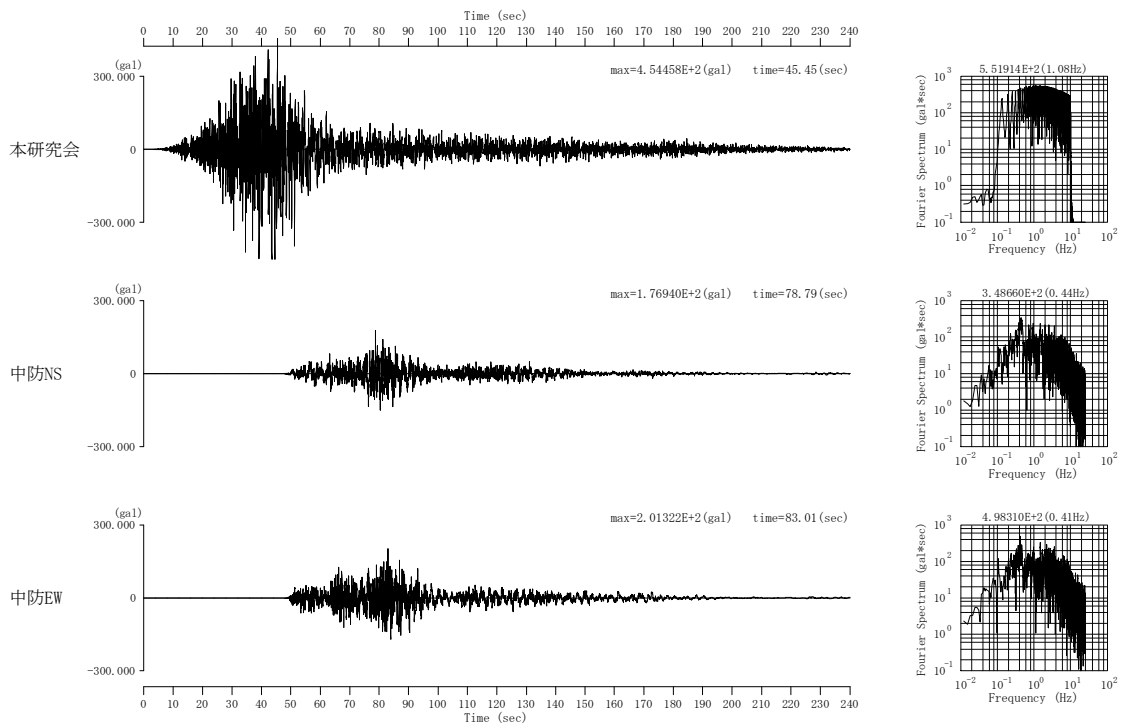
図－2.4.10 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）

c) 陸側ケース（本研究会は震源を日向灘に設定）

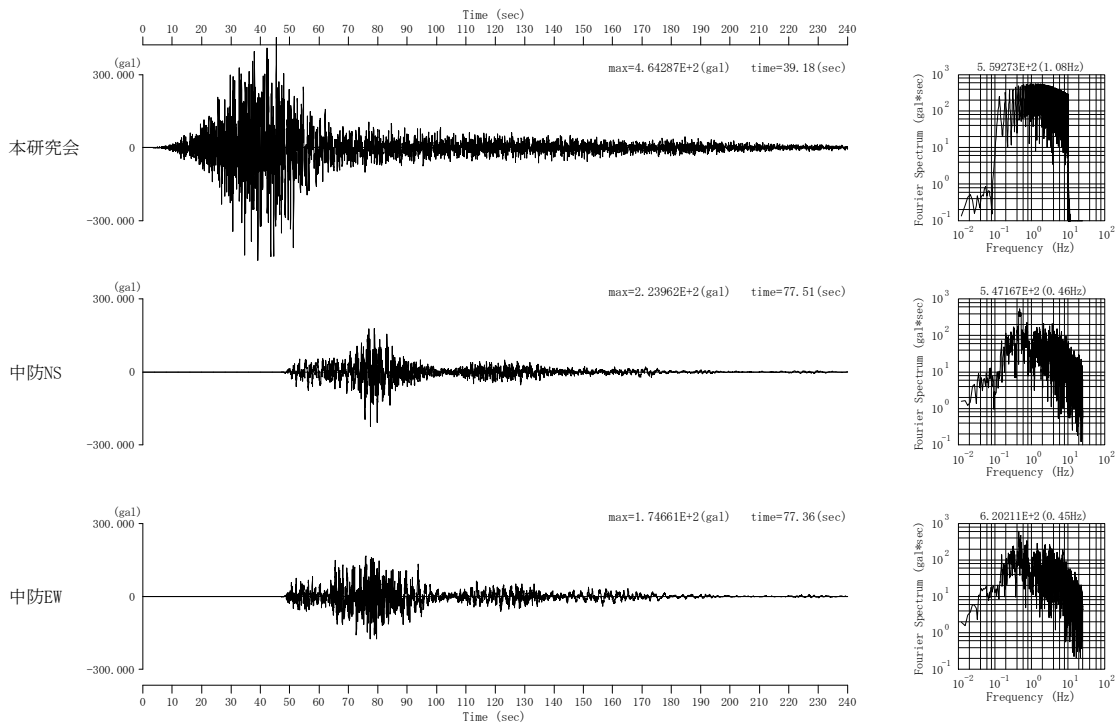
図－2.4.11～図－2.4.14 に各地震動予測地点における陸側ケースの地震動予測結果を比較して示す。ただし、本研究会の地震動予測結果は、破壊開始点を日向灘とし、断層の破壊進行方向が神戸市域に向かうことからディレクティビティが効き、最悪ケースに近い予測結果である。破壊開始点が異なるため、大きさ等を比較する意味はそれほどないが、本研究会の予測結果が中央防災会議の予測結果よりもどのくらい大きめになっているかを認識することができる。



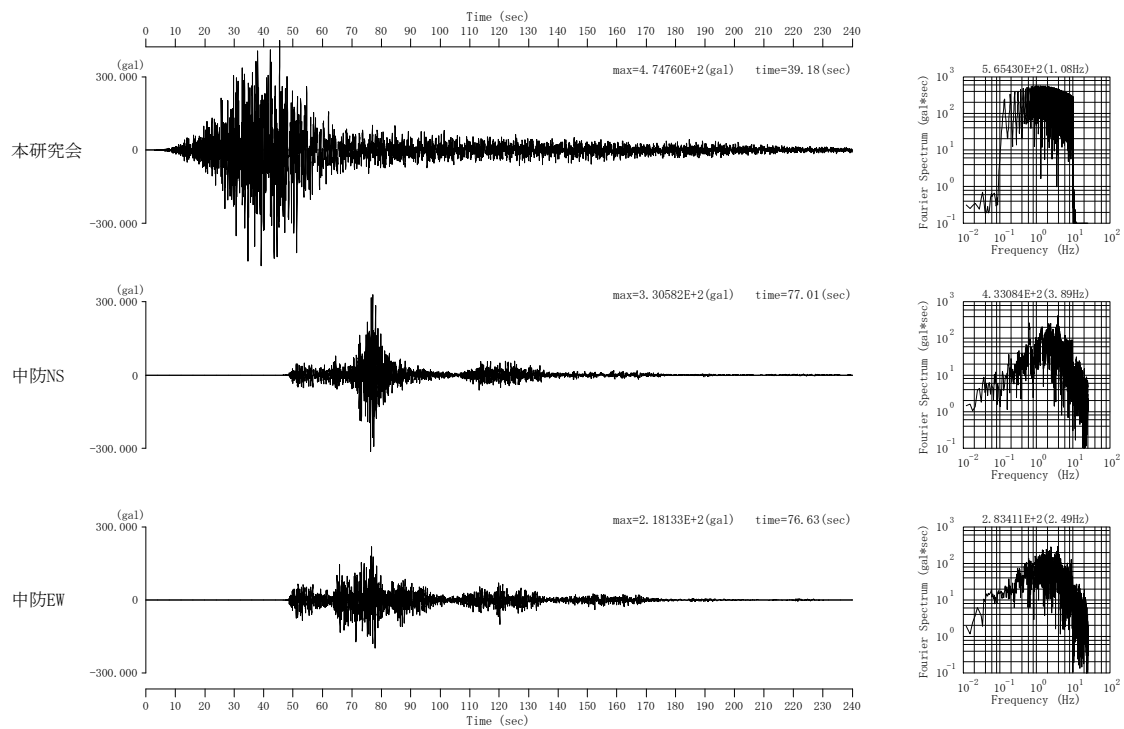
図－2.4.11 A 地点（標準地盤，商業地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図ー2.4.12 B地点（軟弱地盤）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図ー2.4.13 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図ー2.4.14 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における予測地震動波形の比較
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）

(4) 最大加速度値等の比較

本研究会での予測波形と中央防災会議での予測波形との違いを比較するため、最大加速度値と最大速度値を表－2.4.5 及び表－2.4.6 に示す。表－2.4.5 は断層モデルが基本ケースの比較結果であり、表－2.4.6 は陸側ケースの比較結果である。(3)で見たように、最大加速度値については本研究会の方が若干大きめに予測しているが、それほど大きな違いは見られないとも言える。また最大速度値についても同様に、本研究会の方が若干大きめに予測しているが、それほど大きな違いは見られない。このことから、継続時間の違いを除けば、加速度値が関係する高周波数側から速度値が関係する低周波数側まで、本研究会の予測波形と中央防災会議の予測波形とは大きな乖離はみられないと考えられる。

表－2.4.5 波形の最大値の比較（南海トラフの巨大地震，基本ケース）

		A地点	B地点	C地点	D地点
最大加速度値(gal)	本研究会	274	268	281	283
	中防NS	172	143	141	181
	中防EW	147	119	163	143
最大速度値(kine)	本研究会	32	31	33	36
	中防NS	24	25	21	14
	中防EW	30	24	33	18

表－2.4.6 波形の最大値の比較（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）

		A地点	B地点	C地点	D地点
最大加速度値(gal)	本研究会	283	284	287	299
	本研究会(震源は日向灘)	455	454	464	475
	中防NS	253	177	224	331
	中防EW	235	201	175	218
最大速度値(kine)	本研究会	35	34	36	39
	本研究会(震源は日向灘)	58	59	60	60
	中防NS	42	27	33	27
	中防EW	42	24	27	24

(5) 応答スペクトルの比較

地震動の強さを表す指標としてよく用いられる応答スペクトルを比較した。

a) 基本ケース

図-2.4.15～図-2.4.18 に基本ケースの比較結果を示す。D 地点を除けば、短周期側はやや本研究会の予測結果の方が大きいものの、約 1 秒よりも長周期側では本研究会と中央防災会議はほぼ同等である。D 地点地区は本研究会の方が全体に若干大きい。

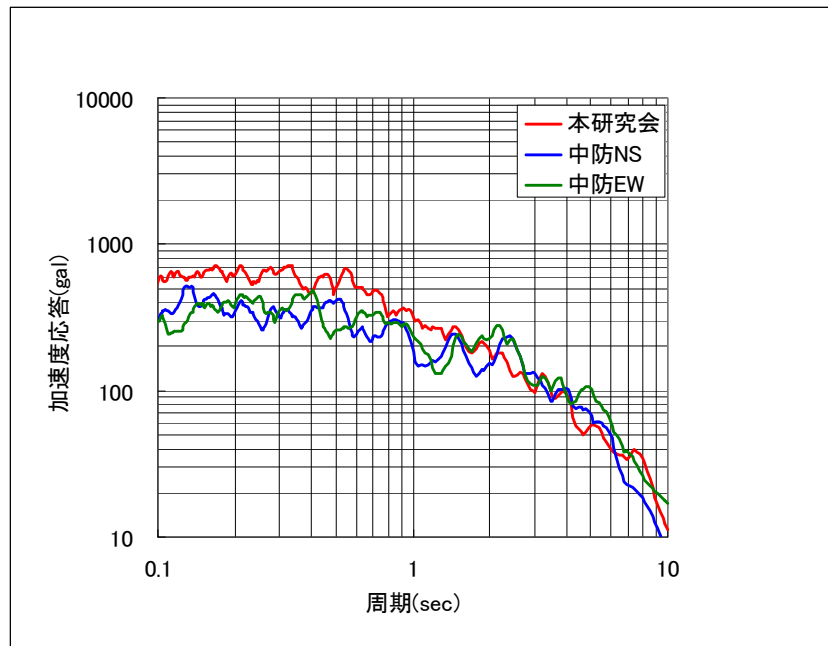


図-2.4.15 A 地点（標準地盤，商業地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）

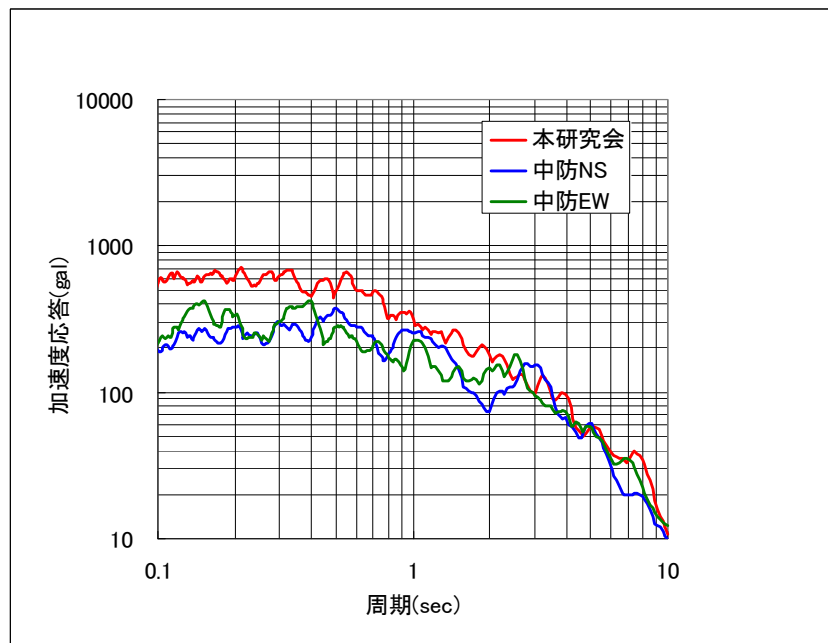
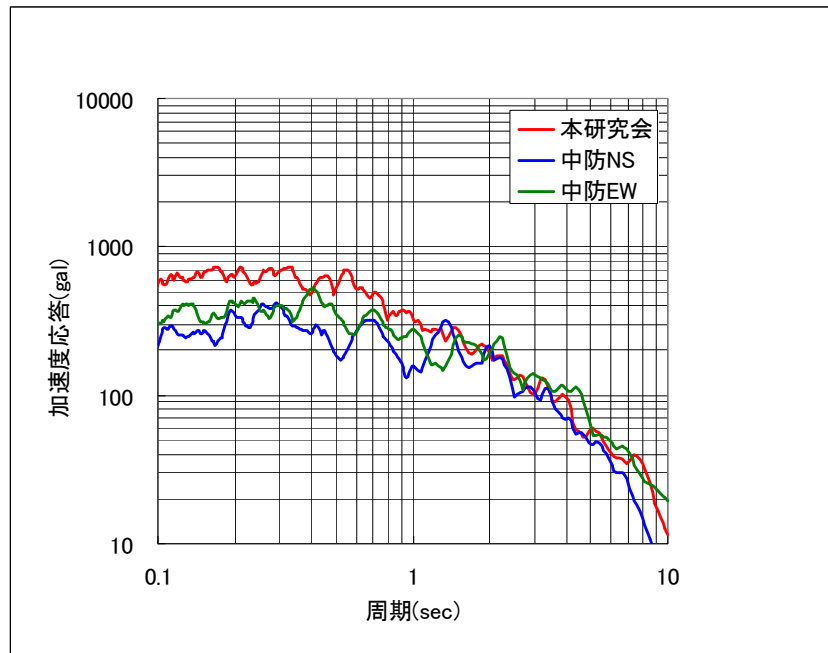
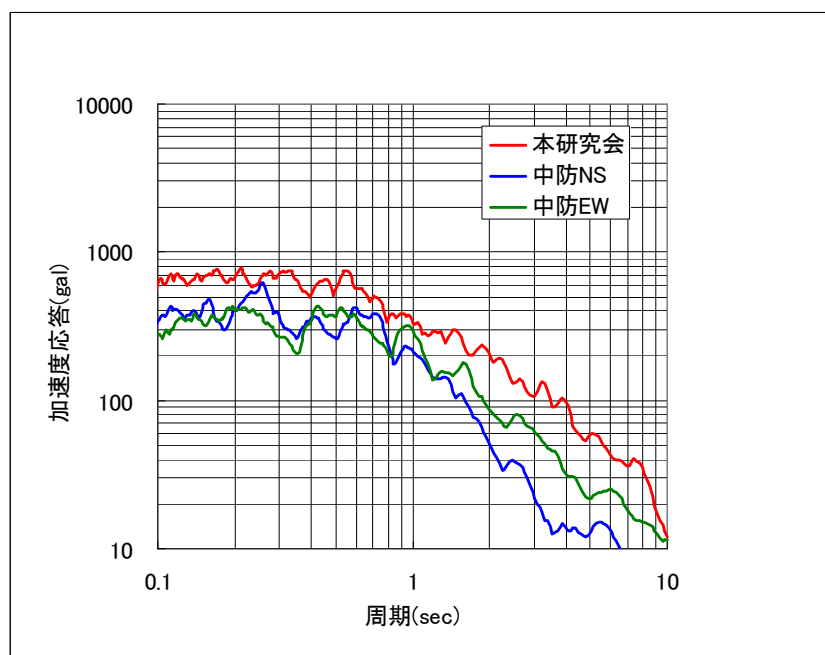


図-2.4.16 B 地点（軟弱地盤）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）



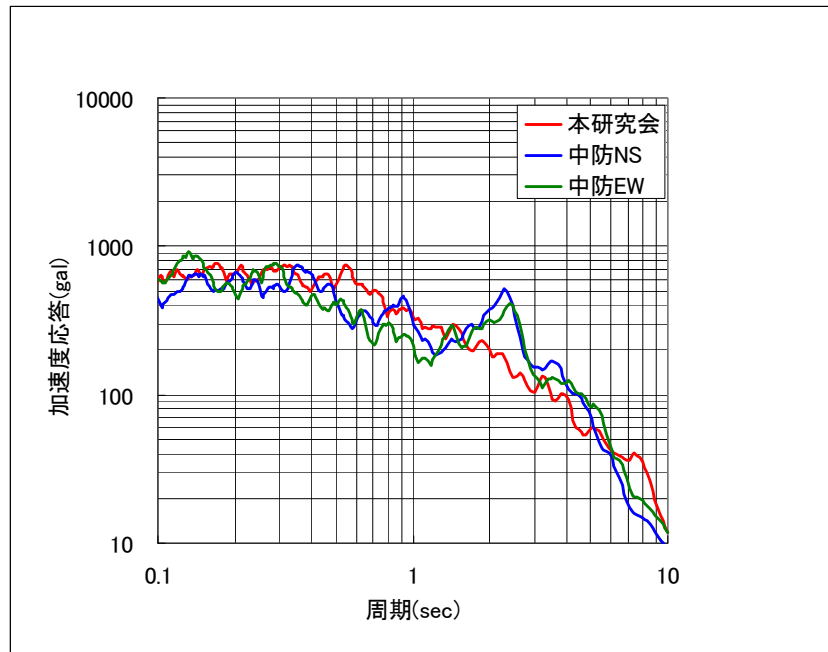
図－2.4.17 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）



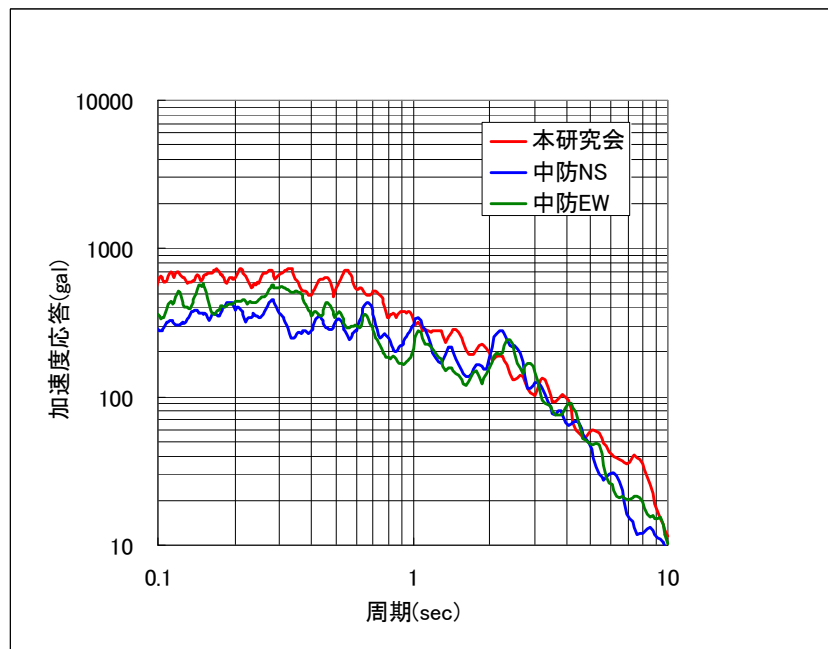
図－2.4.18 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，基本ケース）

b) 陸側ケース

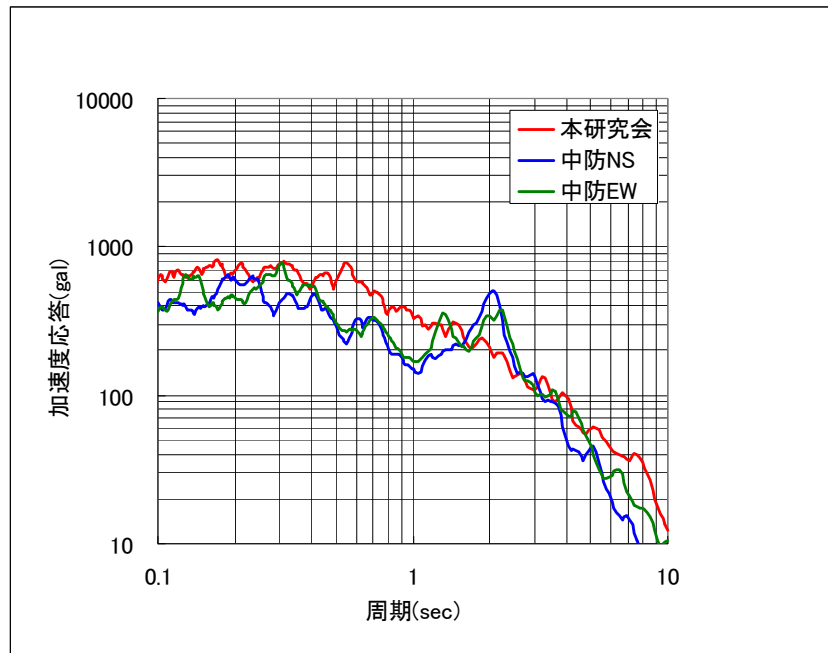
図－2.4.19～図－2.4.22 に陸側ケースの比較結果を示す。基本ケースと同じような傾向にあることがわかる。



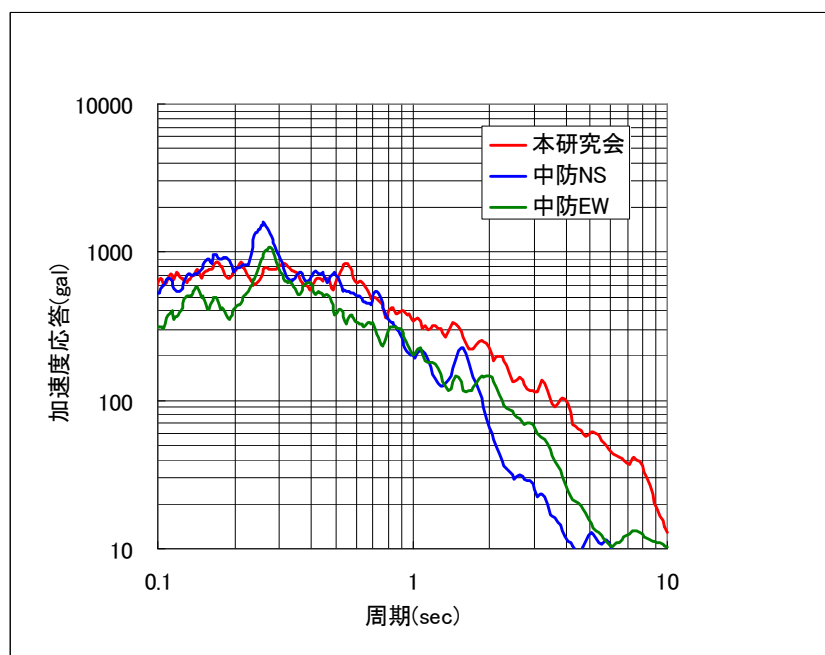
図－2.4.19 A地点（標準地盤，商業地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



図－2.4.20 B地点（軟弱地盤）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



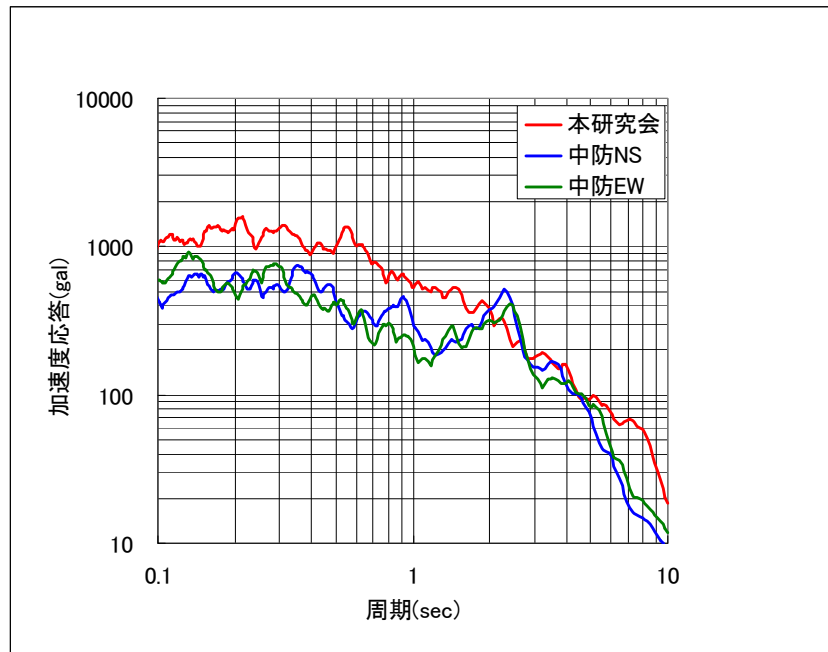
図－2.4.21 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）



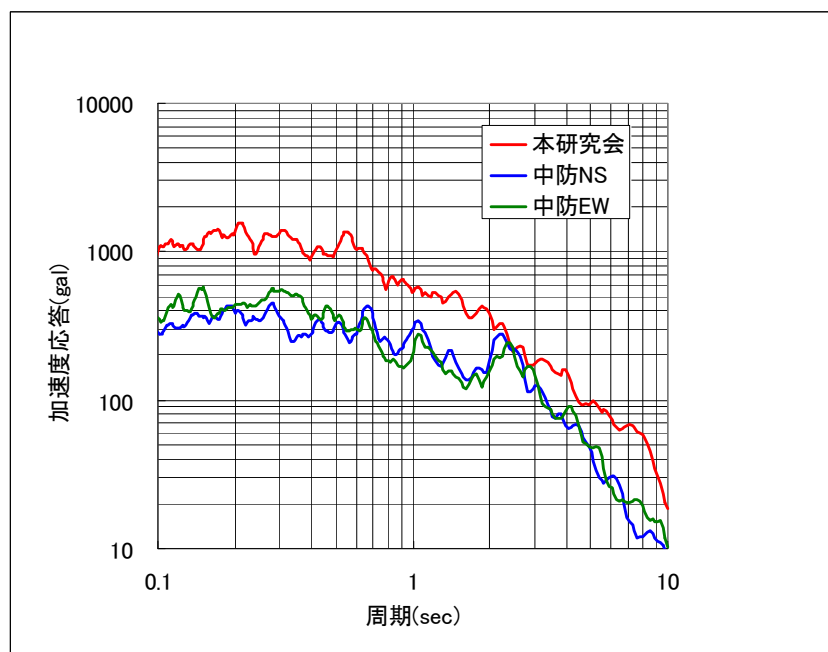
図－2.4.22 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース）

c) 陸側ケース（本研究会は震源を日向灘に設定）

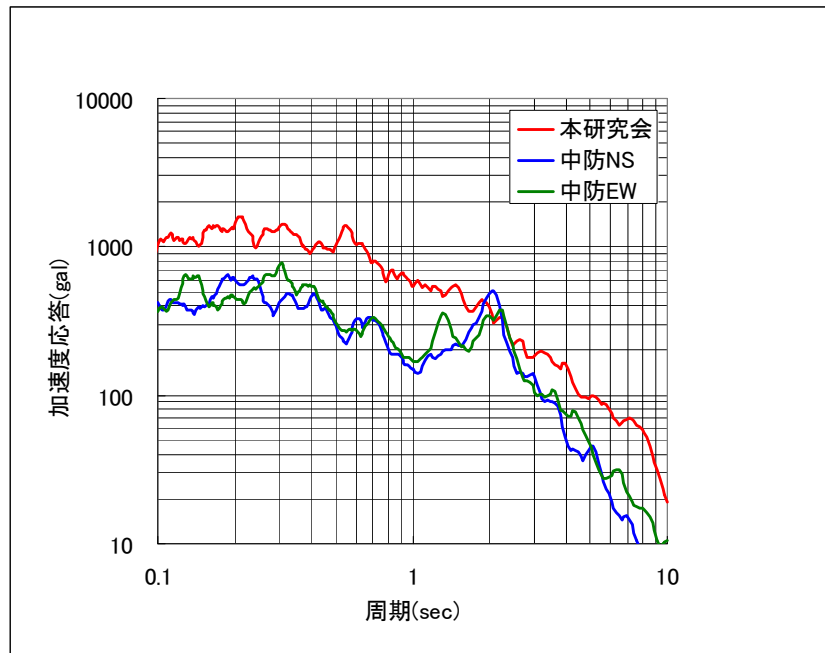
図－2.4.23～図－2.4.26 に陸側ケースの比較結果を示す。ただし、本研究会の地震動予測結果は、破壊開始点を日向灘とし、神戸市域にとって最悪ケースに近い予測結果である。破壊開始点が異なるため、大きさ等を比較する意味はそれほどないが、本研究会の予測結果は、ほぼどの周期帯でも中央防災会議の予測結果を上回っていることがわかる。



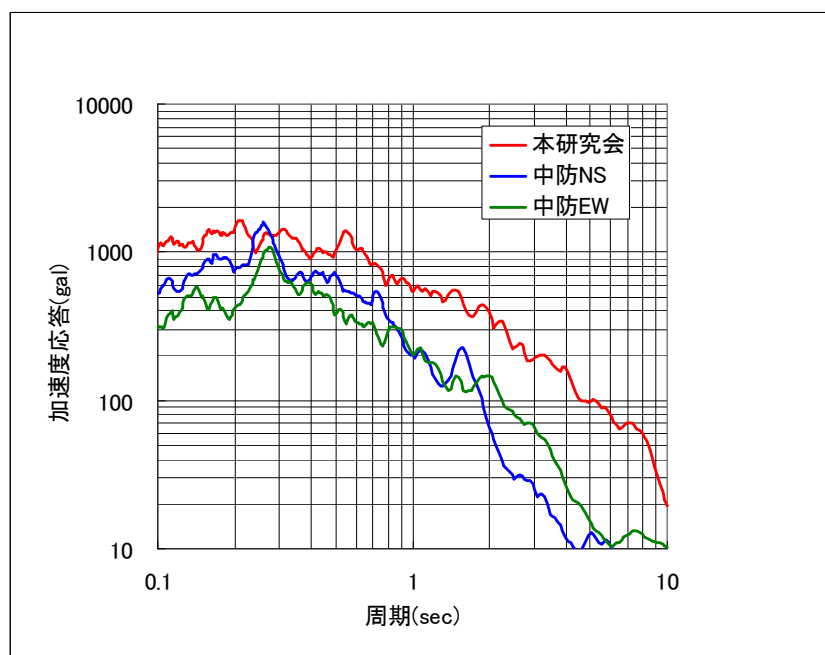
図－2.4.23 A地点（標準地盤，商業地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図－2.4.24 B地点（軟弱地盤）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図－2.4.25 C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）



図－2.4.26 D地点（普通～硬質地盤，木密地域）における応答スペクトルの比較（ $h=5\%$ ）
（南海トラフの巨大地震，陸側ケース，本研究会は震源を日向灘に設定）

3. 表層地盤の地震動評価

3.1. 「神戸 JIBANKUN」等を用いた応答計算

前章で選定した4地点のうち、D地点（普通～硬質地盤，木密地域）を除く3地点について，地表における地震動評価のための応答解析を行う。ここでは，神戸 JIBANKUN のデータを基に作成された（財）阪神・淡路大震災記念協会（現在の（公財）ひょうご震災記念21世紀研究機構）の地盤モデル¹⁾を用いる。なお，D地点においては，（財）阪神・淡路大震災記念協会の地盤モデルがないため，解析地点の工学的基盤深度を設定する上で，まずはD地点の工学的基盤面の深度分布を把握する必要がある。このようなことから，D地点の解析については，今後の課題とする。

表—3.1.1(1)～(3)に各地点の地盤モデルを示す。ここで，S波速度は500m/s相当層を工学的基盤とする。六甲山地より海側の神戸市域においては，基本的には北に位置する六甲山地から海に向かって傾斜する地層構成であり，工学的基盤深度は3地点で最も海よりに位置するB地点（軟弱地盤）が最も深い。B地点は厚く堆積する粘性土層の上を造成した土地である。A地点（標準地盤，商業地域）付近は砂礫層および砂層を主体とする。C地点（軟弱～普通地盤，木密地域）は表層の極浅い部分には砂礫層が分布し，一見したところ硬い地盤のように見えるが，その下位には粘性土層と砂層が互層となって分布する。このような各地区の地盤特性の違いが地震動の増幅特性に及ぼす影響について検討する。

(1) 動的変形特性曲線

図—3.1.1 に地震応答解析に用いる動的変形特性曲線を示す。図に赤で示す曲線が解析に用いた動的変形特性曲線である。なお，図—3.1.1 の背景に示している動的変形特性曲線は，文献2に示される動的変形特性曲線である。これは，神戸市内で実施された試験データを集めたものである。同じ地層区分においても，かなりばらつきがあることが分かる。解析に用いた動的変形特性曲線は，これらのデータのなかから，各地層の代表的な動的変形特性曲線として選定したものである。

表-3.1.1(1) 地盤モデル (A 地点付近)

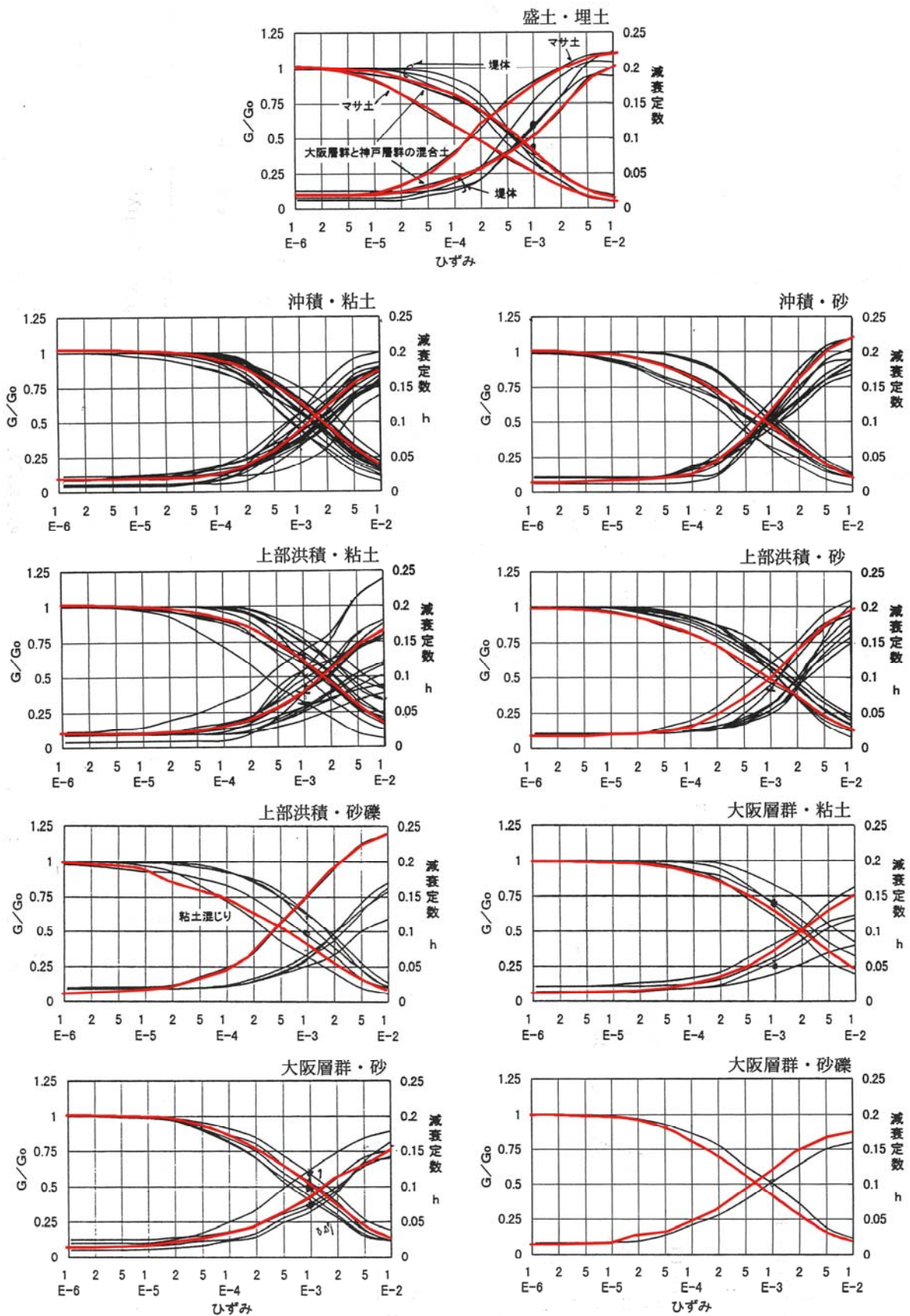
上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.0	沖積礫質土	177	1.85
4.6	沖積砂質土	195	1.80
6.1	沖積砂質土	216	1.80
6.7	沖積砂質土	209	1.80
7.7	沖積礫質土	217	1.85
10.7	沖積粘性土	192	1.70
11.2	洪積礫質土	366	2.00
15.1	洪積砂質土	334	1.95
19.5	洪積砂質土	332	1.95
31.0	工学的基盤	500	2.00

表-3.1.1(2) 地盤モデル (B 地点付近)

上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.0	埋土	192	1.85
24.0	洪積粘性土	182	1.85
33.7	洪積粘性土	376	1.85
47.0	洪積粘性土	410	1.85
56.8	洪積粘性土	445	1.85
67.5	洪積粘性土	372	1.85
72.3	洪積砂質土	336	1.95
74.0	洪積粘性土	282	1.70
93.0	工学的基盤	500	2.00

表-3.1.1(3) 地盤モデル (C 地点付近)

上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.0	埋土	192	1.85
1.0	沖積粘性土	165	1.70
1.5	沖積礫質土	230	1.85
8.9	沖積粘性土	203	1.70
10.8	沖積砂質土	246	1.80
12.0	沖積粘性土	232	1.70
13.7	沖積砂質土	212	1.80
14.3	沖積粘性土	232	1.65
16.4	洪積砂質土	337	1.95
18.6	洪積粘性土	316	1.85
19.3	洪積砂質土	336	1.95
19.8	洪積粘性土	316	1.85
20.2	洪積砂質土	313	1.95
21.0	洪積砂質土	336	1.95
21.6	洪積粘性土	368	1.85
22.8	洪積礫質土	368	2.00
23.8	洪積粘性土	304	1.85
26.0	洪積粘性土	365	1.85
26.5	洪積礫質土	362	2.00
29.2	洪積粘性土	344	1.85
29.8	洪積礫質土	378	2.00
30.3	洪積粘性土	274	1.85
33.1	洪積礫質土	396	2.00
33.3	洪積砂質土	336	1.95
44.8	工学的基盤	500	2.00



図—3.1.1 解析に用いた動的変形特性曲線（赤は解析に用いた動的変形特性曲線）

(2) 応答解析結果

前章で述べた工学的基盤波を入力地震動として、逐次積分による非線形解析手法である DYNES3D³⁾により応答解析を行った。

最大値一覧を表—3.1.2 に示す。また、図—3.1.2 に、各地点における工学的基盤での加速度波形と地表における加速度波形を示す。赤は地表における加速度波形、黒は工学的基盤における加速度波形である。B 地点では、いずれの地震波形でも、地表における最大加速度は工学的基盤における最大加速度に比べて小さくなっている。図—3.1.2(b)に示した加速度波形では、地表における加速度波形（赤線）は工学的基盤における加速度波形（黒線）に隠れてほとんど見えなくなっており、地表における加速度波形は工学的基盤における加速度波形に比べて小さいことがわかる。一方、A 地点および C 地点では、地表における最大加速度は工学的基盤における最大加速度に比べて大きくなっている。図—3.1.2(a)および(c)に示すように、加速度波形においても同様に、赤線で示す地表における加速度波形は黒線で示す工学的基盤における加速度波形より振幅は大きい。

図—3.1.3 に工学的基盤と地表における加速度応答スペクトルを示す。図—3.1.3(b)に示す B 地点の結果では、周期 1 秒未満の短周期では、工学的基盤における加速度応答スペクトルに比べて地表における加速度応答スペクトルのほうが小さくなっており、地震動が減衰していることがわかる。特に、工学的基盤における最大加速度が大きい日向灘震源の波形で短周期の減衰が大きいことがわかる。逆に周期 1 秒以上の長周期では、地表における加速度応答スペクトルは工学的基盤における加速度応答スペクトルに比べて大きく、地震動が増幅されていることがわかる。工学的基盤における最大加速度が同程度の紀伊半島沖震源（基本ケースと陸側ケース）では周期 1.5 秒付近に卓越周期が見られるのに対し、工学的基盤における最大加速度が大きい日向灘震源では周期 2.0 秒付近に卓越周期が見られる。一方、A 地点や C 地点では、図—3.1.3(a)および(c)に示すように、周期 1 秒未満の短周期で地表における加速度応答スペクトルが工学的基盤における加速度応答スペクトルより大きく、地震動が増幅していることが分かる。これに対して、周期 1 秒以上では、加速度応答スペクトルの増幅はほとんど見られない。

図—3.1.4 に表層地盤のスペクトル増幅率を示す。これは、地表における加速度応答スペクトルを工学的基盤における加速度応答スペクトルで割った値である。図に示すように、地点により増幅特性が異なる。B 地点では周期 1 秒未満のスペクトル比が 1.0 を下回っており、この周期帯では地震動が減衰していることが分かる。減衰の程度は、工学的基盤における入力地震動が最も大きい日向灘震源による波形が最も大きい。周期 1 秒以上のスペクトル比は 1.0 を超えており地震動が増幅していることが分かる。工学的基盤における最大加速度が同程度である紀伊半島沖震源（基本ケース、陸側ケース）では周期 2.0 秒付近に卓越周期が見られるのに対し、工学的基盤における最大加速度が大きい日向灘震源の場合には周期 2.5 秒付近に卓越周期が見られ長周期側に卓越周期がシフトしていることが分かる。A 地点では周期 0.4 秒付近、C 地点では周期 0.7 秒付近に卓越周期が見られるが、震源断層ごとの地震波による違いはほとんど見られない。

以上のように、B 地点のような表層地盤が軟らかい地層である場合には、工学的基盤への入力地震動の大きさにより表層地盤の増幅特性が顕著に変わることがわかる。したがって、神戸市域の表層地盤の増幅率マップのように面的に地盤の震動特性を把握しようとする場合には、このような入力地震動による地盤増幅特性の変化（地盤の非線形化の特性）をいかに把握するかが課題である。

表-3.1.2 最大加速度一覧

地点名	震源区分	最大加速度(cm/s ²)	
		工学的基盤	地表
A 地点	紀伊半島沖震源（基本ケース）	274.2	348.3
	紀伊半島沖震源（陸側ケース）	283.2	358.4
	日向灘震源（陸側ケース）	455.3	616.2
B 地点	紀伊半島沖震源（基本ケース）	268.5	164.7
	紀伊半島沖震源（陸側ケース）	284.2	159.1
	日向灘震源（陸側ケース）	454.5	231.6
C 地点	紀伊半島沖震源（基本ケース）	280.6	307.7
	紀伊半島沖震源（陸側ケース）	287.1	335.9
	日向灘震源（陸側ケース）	464.3	555.8

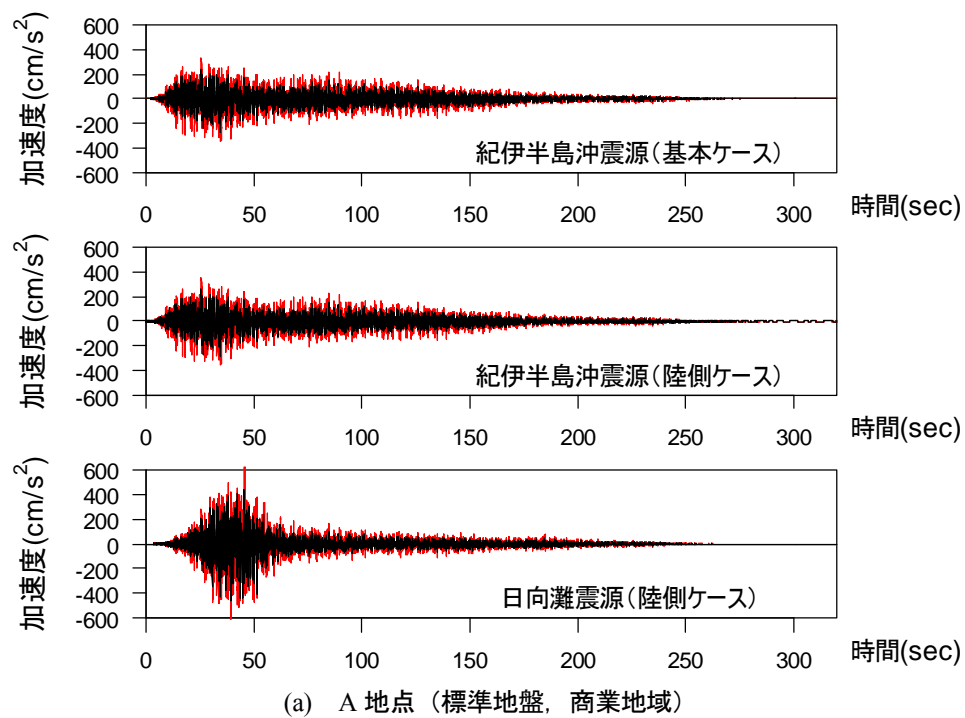
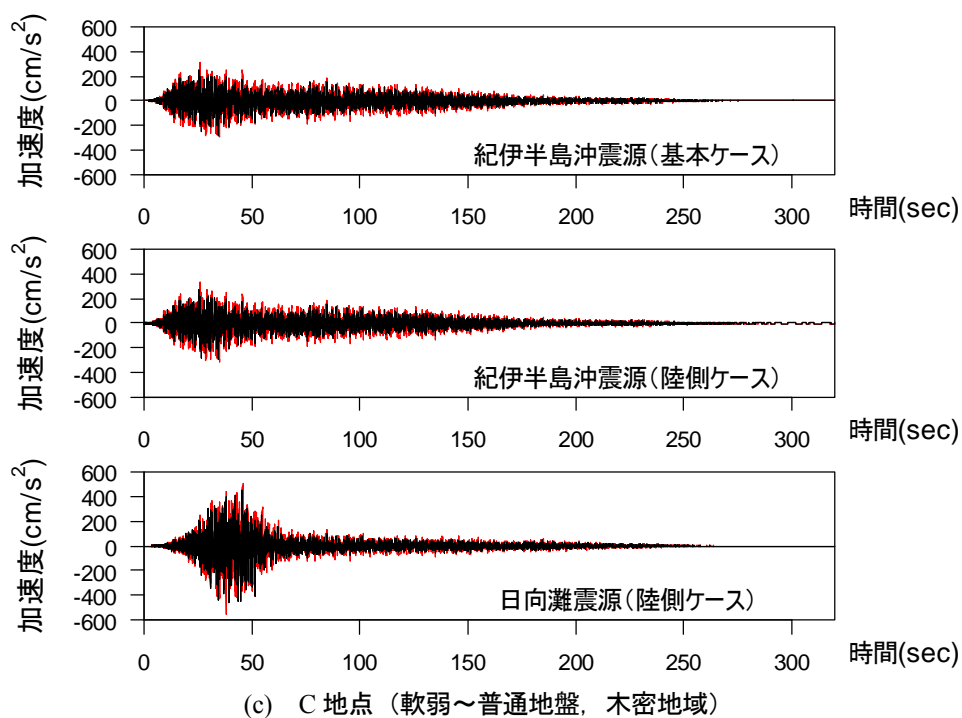
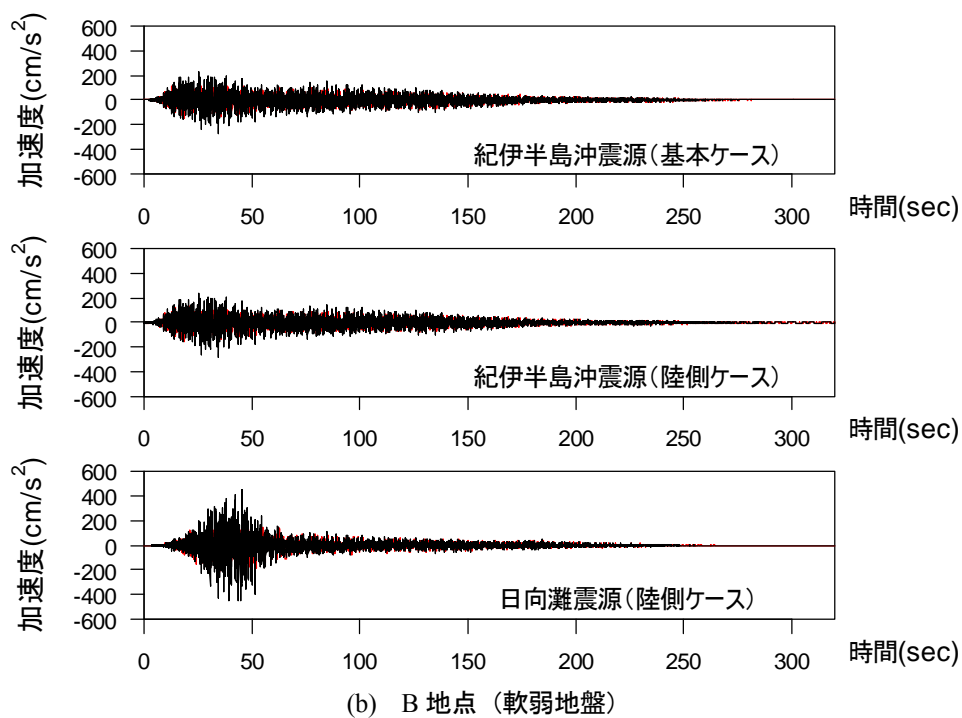
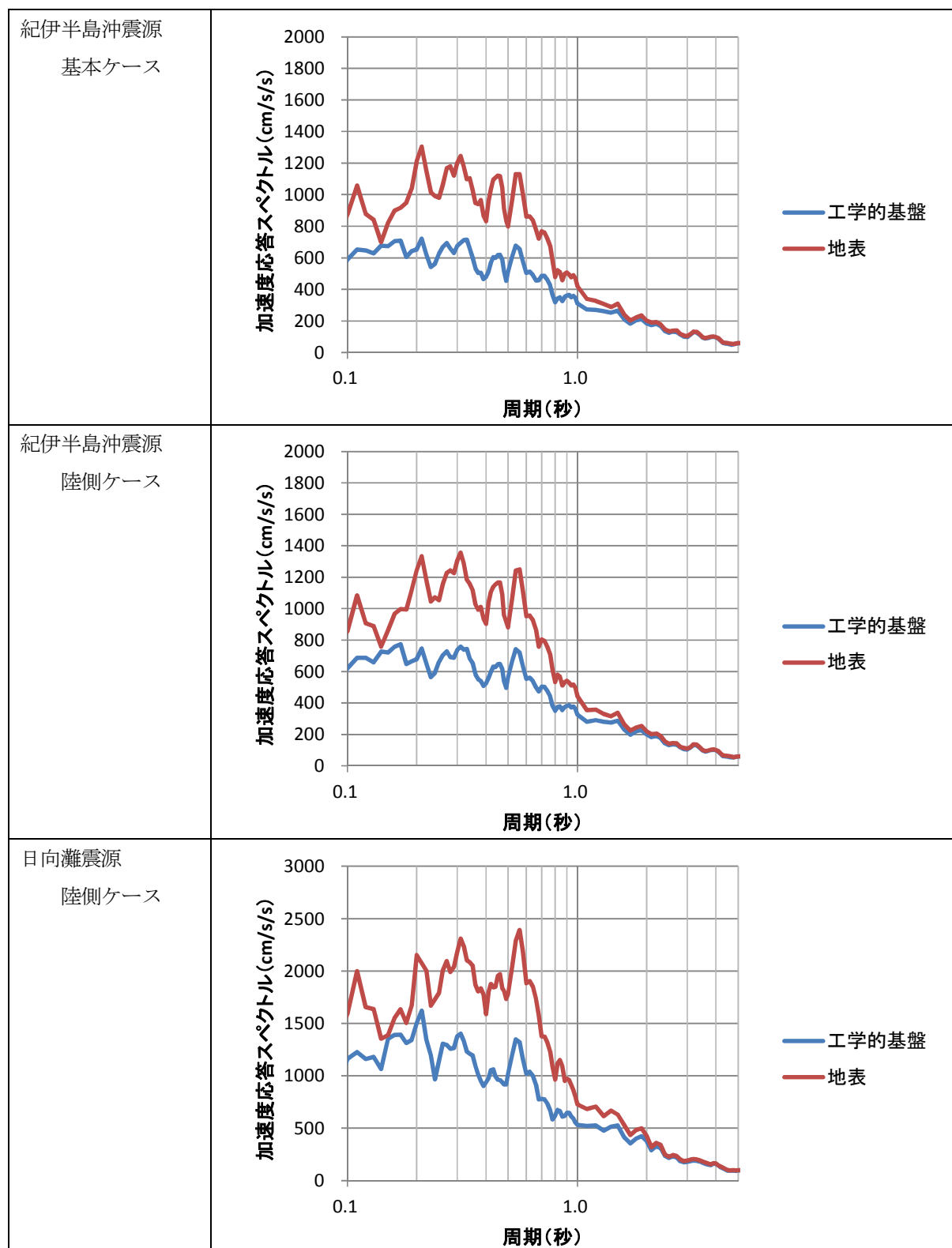


図-3.1.2 工学的基盤および地表における加速度波形

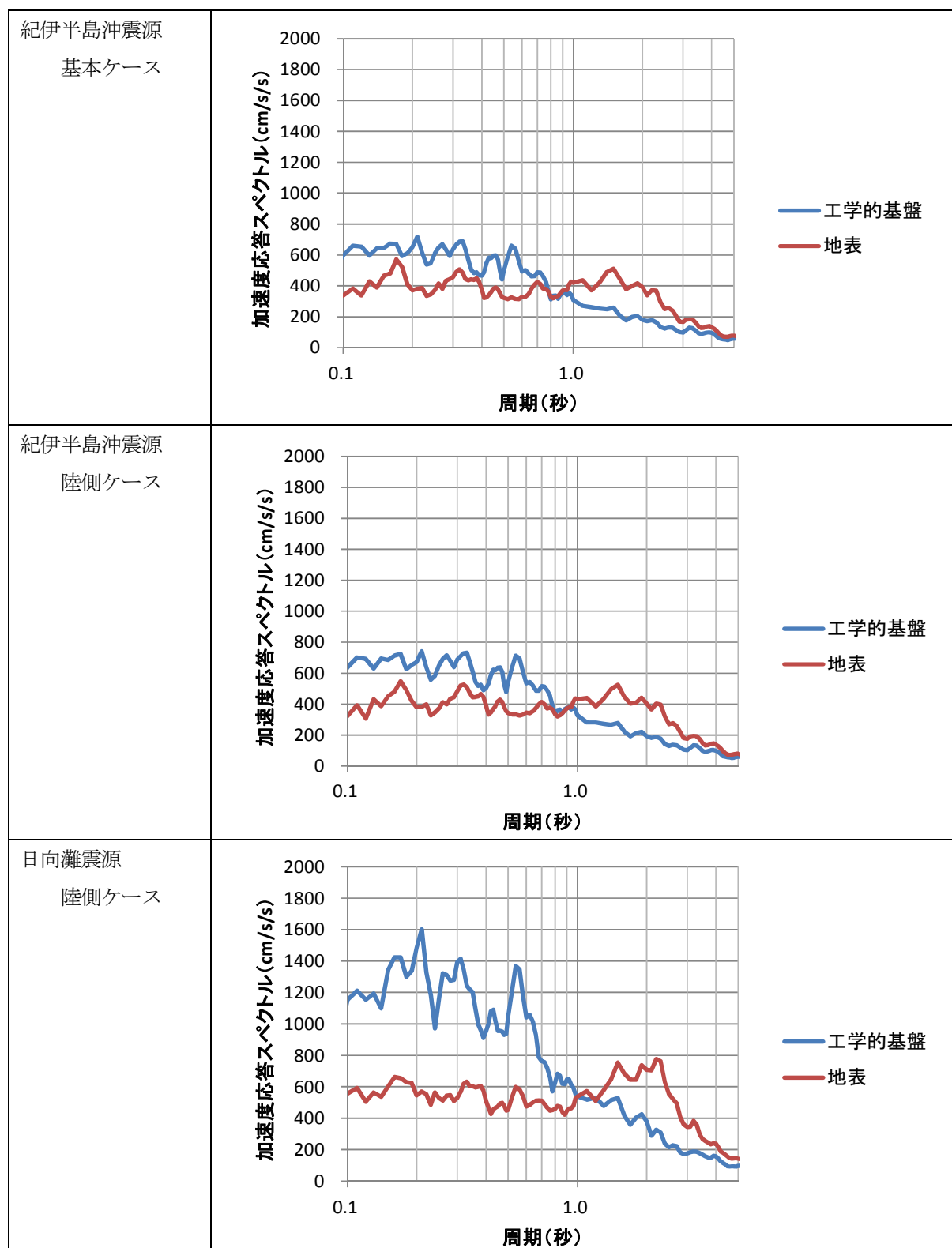


図—3.1.2 工学的基盤および地表における加速度波形 (つづき)



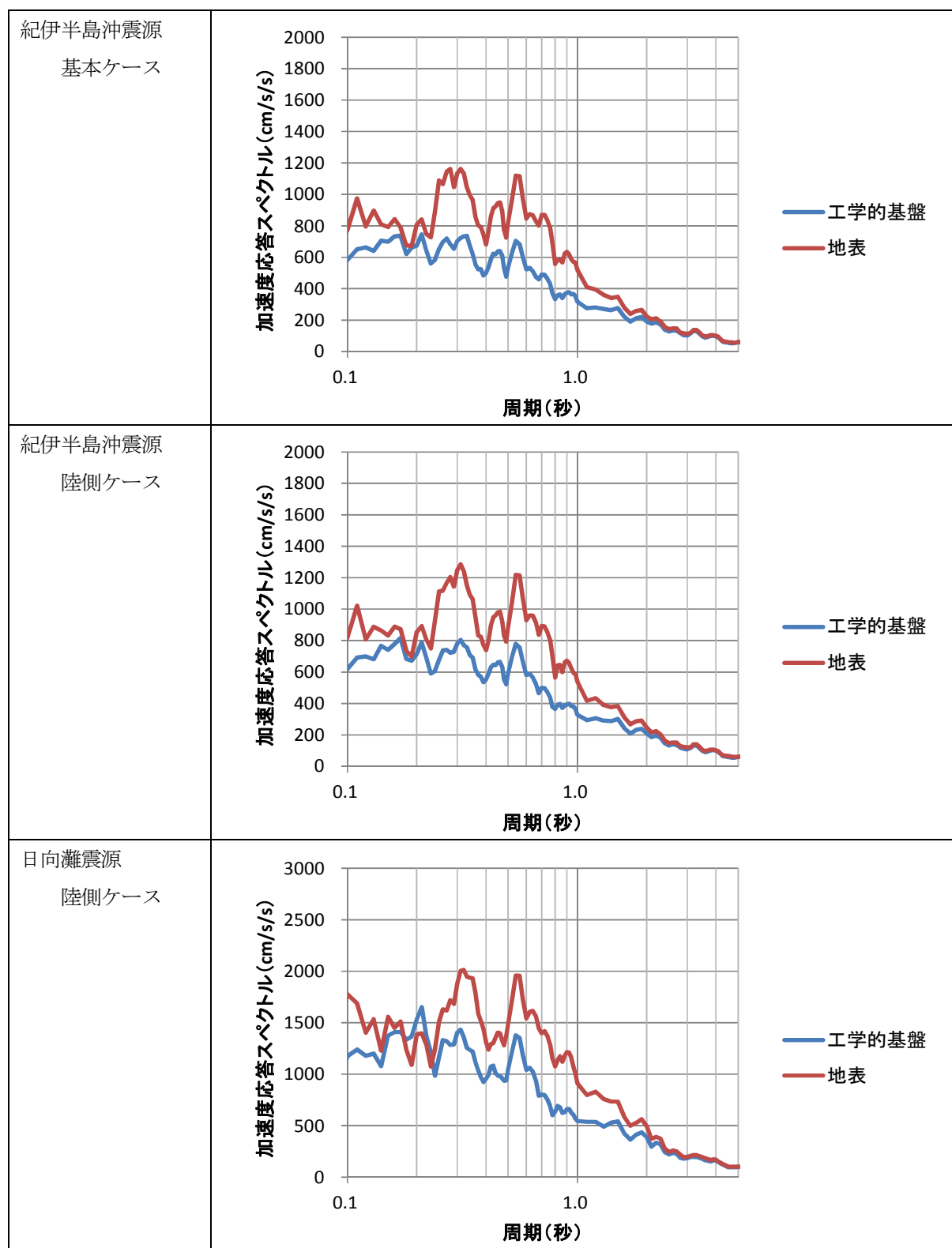
(a) A 地点（標準地盤，商業地域）

図—3.1.3 工学的基盤および地表における加速度応答スペクトル（減衰 5%）



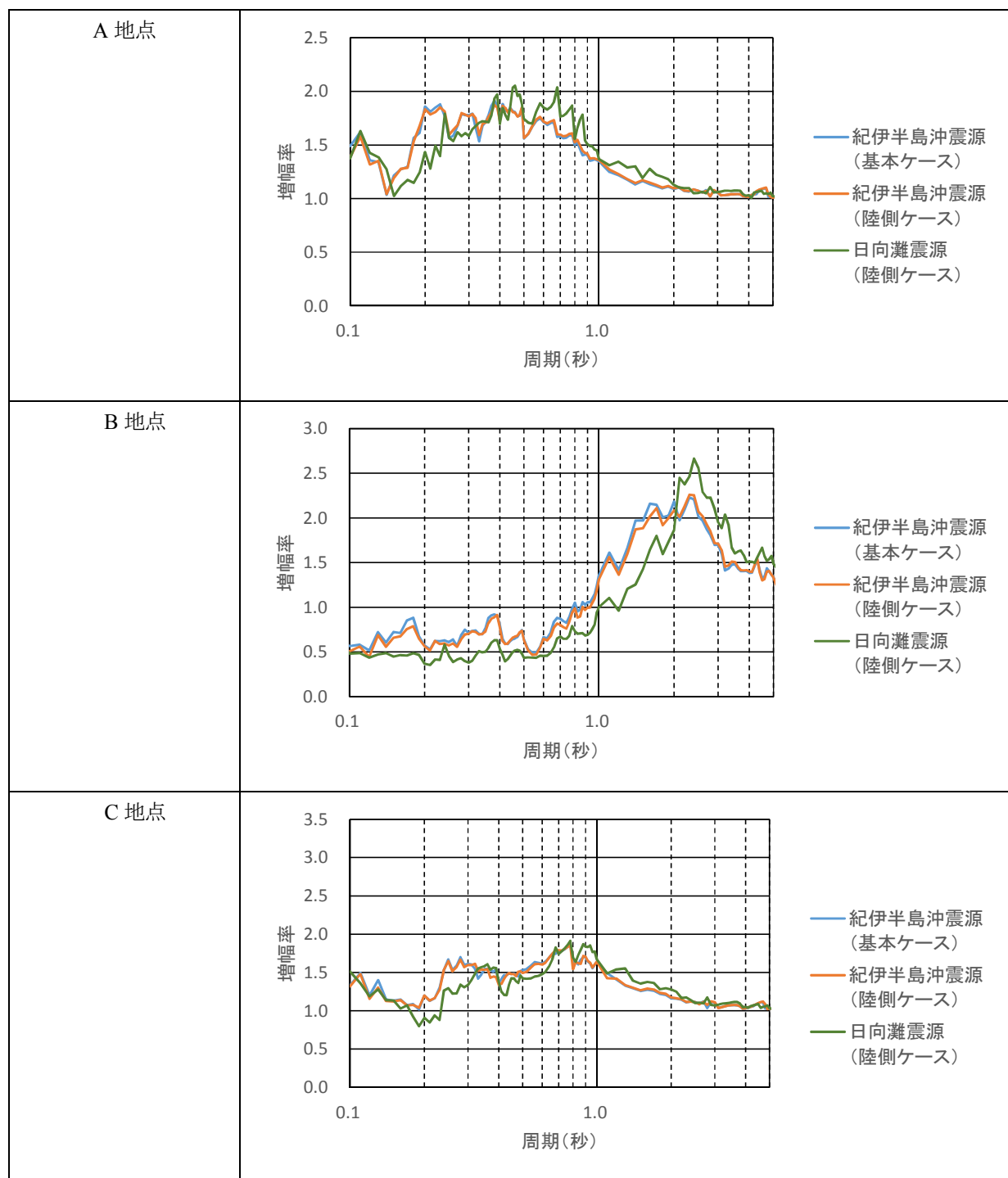
(b) B 地点（軟弱地盤）

図—3.1.3 工学的基盤および地表における加速度応答スペクトル（減衰 5%）



(c) C 地点（軟弱～普通地盤、木密地域）

図—3.1.3 工学的基盤および地表における加速度応答スペクトル（減衰 5%）



図—3.1.4 表層地盤の増幅率

3.2. 地盤増幅度の検討

神戸市域の増幅特性を把握しようとする場合、ボーリングデータのない地点の増幅特性をいかに推定するかが課題となる。1つの考え方は、ボーリングデータをもとに地層構成を推定し、3次元の地盤モデルを構築する方法である。地盤工学会では「全国電子地盤図」として250mメッシュサイズの地盤モデルの構築を進めている。この方法は水平方向の地層の連続性を仮定するものであり、神戸のように六甲山地から流れ出る中小河川により形成された扇状地が重なりあう地質では適用が難しい。また、神戸市域といったローカルな地盤の増幅特性を把握しようとする場合、250mメッシュサイズでは空間分解能が少々粗く50mメッシュサイズ程度が望まれる。そのような場合には、各メッシュにおいて地盤モデルを構築するときの作業量は膨大なものとなる。このようなことから、効率的に面的な増幅特性を把握する手法が求められる。

面的に増幅特性を把握するための基本的な考え方は空間補間である。空間的に近い地点の増幅特性は類似することを前提としている。ボーリングデータは互いの距離が少し離れるだけで地層構成が変化する。ただ、増幅特性は表層地盤（ここでは工学的基盤より浅部の地盤）の平均的あるいは鉛直方向に平滑化した物性値を反映すると考えられるため、増幅特性という視点で見れば距離の近いデータはより明快に類似の増幅特性を示すことが期待される。

図—3.2.1 に近接するボーリングデータの位置を示す。今回対象とするボーリングデータは、図に示すKG00619, KG00470, KB02413 である。これらは神戸市役所（KG00636 の北側）のやや南に位置する。それぞれの距離は、KG00619 と KG00470 が約 30m, KG00470 と KB02413 が約 20m である。表—3.2.1 にそれぞれの地点における地盤モデルを示す。なお、この地盤モデルは前述の（財）阪神・淡路大震災記念協会によるものである。距離は近いものの、地盤モデルは一見したところ違いが見られる。

図—3.2.2 に DYNES3D による地表における加速度応答スペクトルを示す。ここでは、神戸市役所付近の工学的基盤波（ここでは日向灘震源（陸側ケース））を入力地震動とした。図に示すように、各地点で極めて類似する加速度応答スペクトルが得られた。この地点では、空間補間の1つの前提である近接するデータは類似するという条件を満たすことが分かる。



図—3.2.1 検討に用いる近接するボーリングデータの位置

表－3. 2. 1 (1) 地盤モデル（ボーリング名 KG00619）

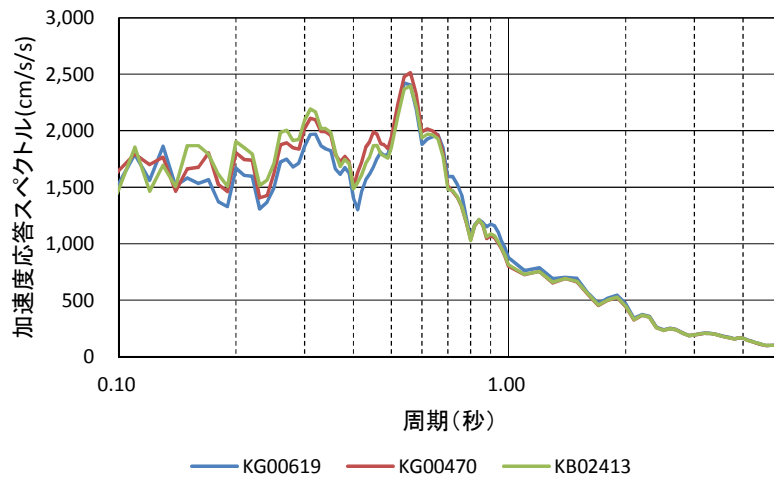
上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.00	沖積砂質土	171	1.80
2.60	沖積砂質土	192	1.80
4.60	沖積砂質土	184	1.80
5.40	沖積礫質土	205	1.85
6.30	沖積砂質土	198	1.80
7.60	沖積砂質土	215	1.80
9.40	沖積礫質土	214	1.85
10.90	沖積粘性土	207	1.70
11.20	沖積粘性土	154	1.70
11.80	沖積砂質土	204	1.80
12.80	洪積礫質土	351	2.00
14.60	洪積砂質土	295	1.95
16.10	洪積礫質土	368	1.95
16.60	洪積砂質土	297	2.00
17.50	洪積砂質土	331	1.85
18.60	洪積礫質土	389	1.95
19.50	洪積粘性土	316	1.95
19.80	洪積砂質土	345	1.95
22.10	洪積砂質土	291	1.95
23.90	洪積砂質土	339	1.95
25.50	洪積砂質土	336	1.95
32. 50	工学的基盤	500	2. 00

表－3. 1. 1 (2) 地盤モデル（ボーリング名 KG00470）

上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.00	埋土	192	1.85
2.00	沖積砂質土	192	1.80
2.70	沖積砂質土	197	1.80
5.30	沖積砂質土	204	1.80
7.80	沖積砂質土	222	1.80
10.20	沖積粘性土	181	1.70
12.70	洪積砂質土	303	1.95
15.50	洪積砂質土	336	1.95
32. 20	工学的基盤	500	2. 00

表－3. 1. 1 (3) 地盤モデル（ボーリング名 KB02413）

上端深度	土質	S 波速度(m/s)	密度(g/cm ³)
0.00	沖積礫質土	180	1.85
5.60	沖積砂質土	207	1.80
9.30	沖積礫質土	224	1.85
11.70	沖積粘性土	207	1.70
12.10	沖積砂質土	214	1.80
12.40	洪積礫質土	354	2.00
16.80	洪積砂質土	274	1.95
19.70	洪積砂質土	336	1.95
20.00	洪積礫質土	361	2.00
20.30	洪積砂質土	336	1.95
33. 00	工学的基盤	500	2. 00



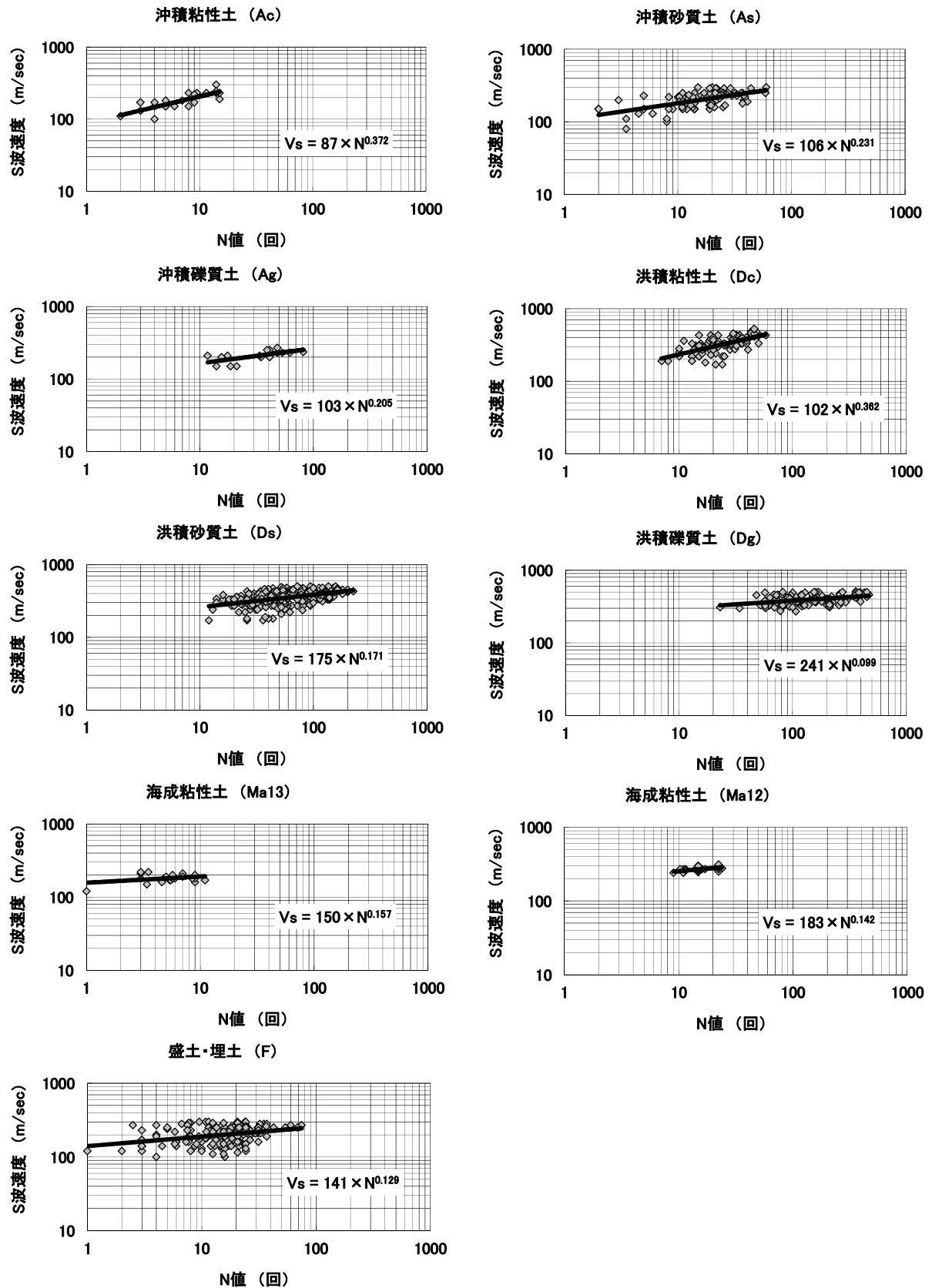
図—3.2.2 近接するボーリングデータによる地表における加速度応答スペクトル

また、空間補間を行う際には推定値のばらつきを評価することも重要である。応答解析においては各層の S 波速度の評価が重要である。表—3.2.1 に示した地盤モデルにおける S 波速度は N 値より換算した値であり、ばらつきが大きい。神戸 JIBANKUN のデータによる N 値と S 波速度（Vs）との関係を図—3.2.3 に示す。このデータから各地層における N 値と S 波速度との関係式をまとめると表—3.2.2 となる。ここで、表—3.2.1 に示した各層において、表—3.2.2 に示した対数標準偏差を用いて対数正規分布乱数を 1,000 個発生させて地盤モデルを作成し、応答解析を行った。その結果を図—3.2.4 に示す。図に示すように各地点における加速度応答スペクトルは極めて類似する。周期 1 秒未満の加速度応答スペクトルのばらつきは KG00470 がやや大きく、KB02413 がやや小さい。一方、周期 1 秒以上については、ほとんどばらつきは見られない。なお、図—3.1.1 に示したように、神戸市域においても動的変形特性曲線のばらつきは大きい。この応答解析ではこのような動的変形特性曲線のばらつきを考慮していない。動的変形特性曲線のばらつきを考慮すれば、図—3.2.4 に示すばらつきは更に拡大することが予想される。

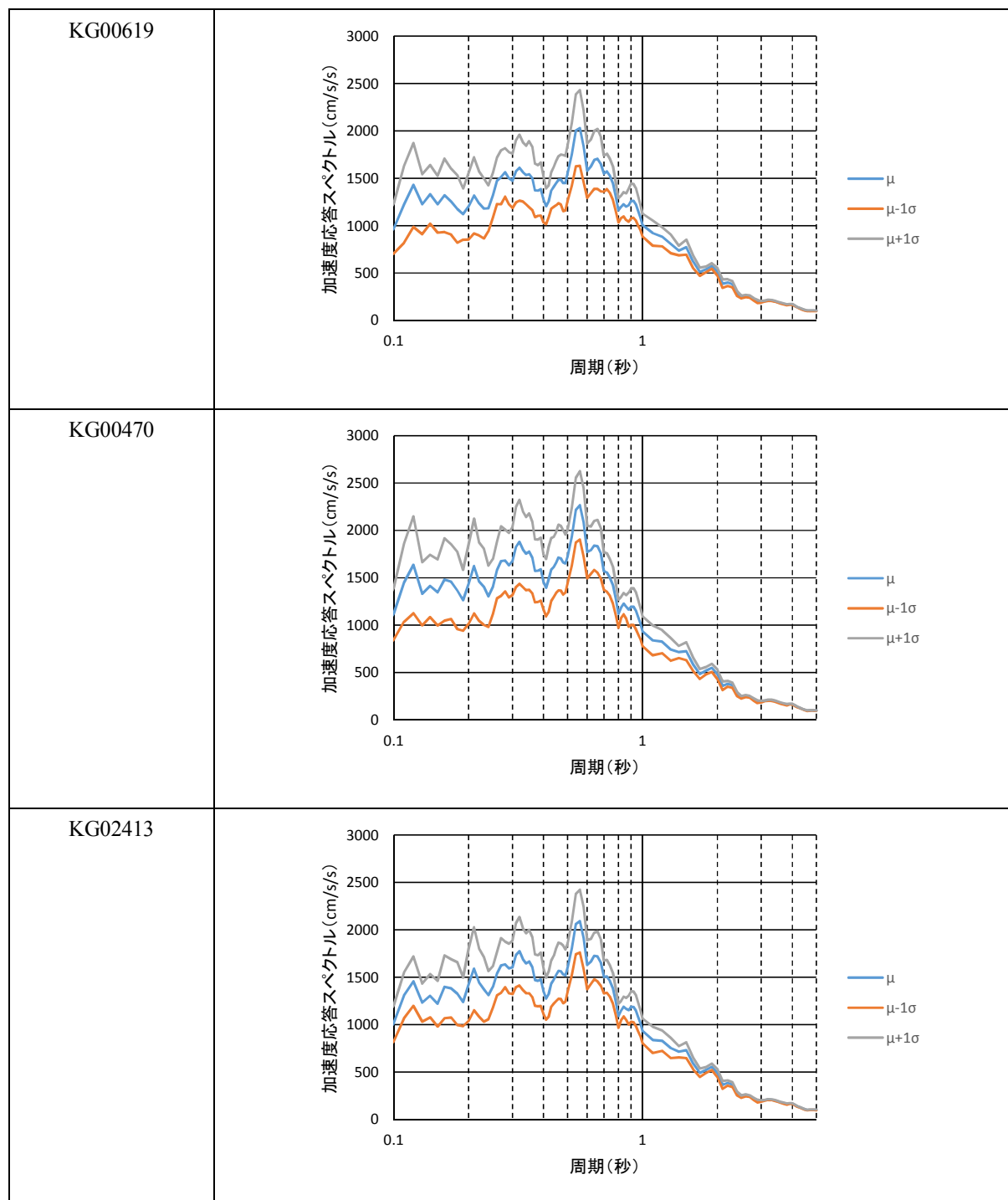
表—3.2.2 S 波速度と N 値との関係¹⁾

S 波速度(m/s)	$= a \times N^b$	a	b	対数標準偏差
Ac	沖積粘性土	87	0.372	0.0696
As	沖積砂質土	106	0.231	0.0944
Ag	沖積礫質土	103	0.205	0.0607
Dc	洪積粘性土	102	0.362	0.0893
Ds	洪積砂質土	175	0.171	0.0821
Dg	洪積礫質土	241	0.099	0.0664
Ma13	沖積（海成）粘性土	150	0.157	0.0608
Ma12	洪積（海成）粘性土	183	0.142	0.0247
F	盛土・埋土	141	0.129	0.1120

※ 標準偏差については、本稿で加筆



図—3.2.3 神戸 JIBANKUN のデータに基づく N 値と S 波速度の関係¹⁾



図—3. 2. 4 各地点における加速度応答スペクトルの平均値と $\pm 1\sigma$

3.3. 国の想定結果との比較

内閣府は、「南海トラフの巨大地震モデル検討会」において検討された強震動モデル，津波断層モデルについてデータを公開している。そこで，研究会で作成した波形との比較を行う。

ここでは，前章で述べた内閣府の工学的基盤波を S 波速度 500m/s 相当層に引き戻して作成した波形を用いる。なお，前章では NS 成分と EW 成分の波形を作成したが，ここでは最大加速度方向に回転させた波形を用いる。工学的基盤における最大加速度および最大速度一覧を表—3.3.1 に示す。

表—3.3.1 工学的基盤における最大値一覧

計算ケース	地点	最大加速度(cm/s^2)		最大速度 (cm/s)	
		研究会	内閣府※	研究会	内閣府
基本ケース	A 地点	274.2	205.4	31.6	32.1
	B 地点	268.5	153.3	29.4	27.6
	C 地点	280.6	168.9	32.8	33.6
陸側ケース	A 地点	283.2	289.0	34.3	56.0
	B 地点	284.2	209.4	31.7	28.3
	C 地点	287.1	259.0	35.9	35.8

※ 内閣府の工学的基盤波を S 波速度 500m/s 相当層に引き戻し，NS 成分および EW 成分の波形を最大加速度方向に回転させた波形

各地点の地盤モデルを用い、DYNES3D による応答解析により得られた地表における最大加速度の一覧を表—3.3.2 に示す。同表には参考として表—3.3.1 に示した内閣府の最大加速度、表—3.1.2 に示した研究会の工学的基盤波と地表波の最大加速度を示す。地表における最大加速度は、いずれの地点、いずれの震源区分でも、内閣府のほうが研究会のものより小さい。これは、工学的基盤への入力地震動が、研究会の波形に比べて内閣府の波形のほうが小さいことによる。図—3.3.1 と図—3.3.2 に地表における加速度波形を示す。図に示すように、内閣府の波形は研究会の波形に比べて全体的に振幅が小さく、継続時間も短いことが分かる。

図—3.3.3 と図—3.3.4 に地表における加速度応答スペクトルを示す。また、図—3.3.5 に表層地盤のスペクトル増幅率を示す。B 地点におけるスペクトル増幅率は、周期 1 秒未満の短周期では 1.0 以下となり減衰、周期 1 秒以上の長周期では周期 2～3 秒付近に卓越周期が見られ、そのときの増幅率は 2.0 程度である。A 地点では、周期 0.2 秒と 0.4 秒付近に卓越周期が見られる。C 地点では、周期 0.7 秒付近に卓越周期が見られる。これらの特徴は、図—3.1.4 に示した研究会の波形によるスペクトル増幅率にほぼ一致する。

表—3.3.2 地表における最大加速度一覧

地点名	震源区分	最大加速度(cm/s ²)			
		内閣府		研究会	
		工学的基盤	地表	工学的基盤	地表
A 地点	基本ケース	205.4	243.6	274.2	348.3
	陸側ケース	283.2	334.5	283.2	358.4
B 地点	基本ケース	153.3	101.5	268.5	164.7
	陸側ケース	284.2	126.3	284.2	159.1
C 地点	基本ケース	168.9	209.0	280.6	307.7
	陸側ケース	287.1	290.8	287.1	335.9

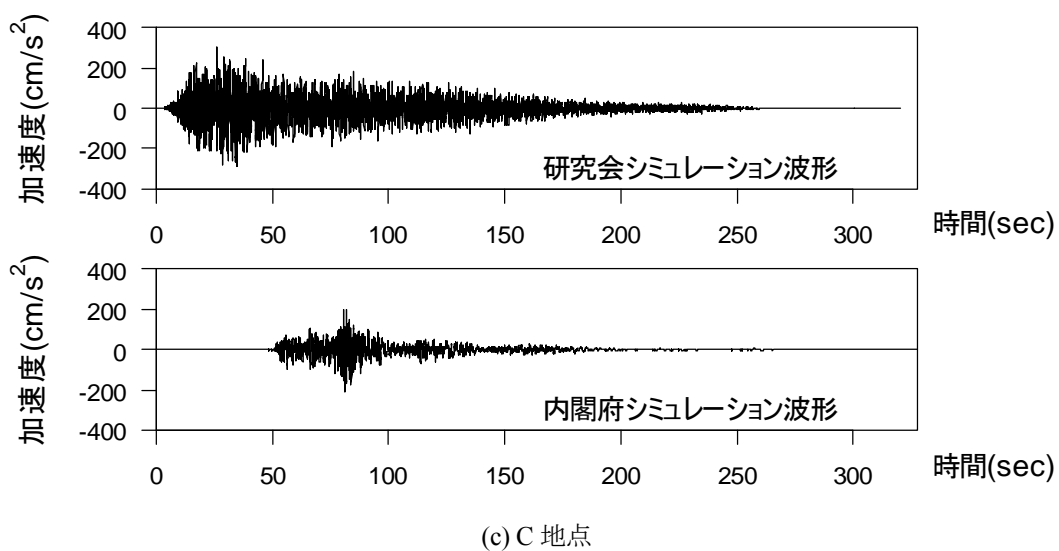
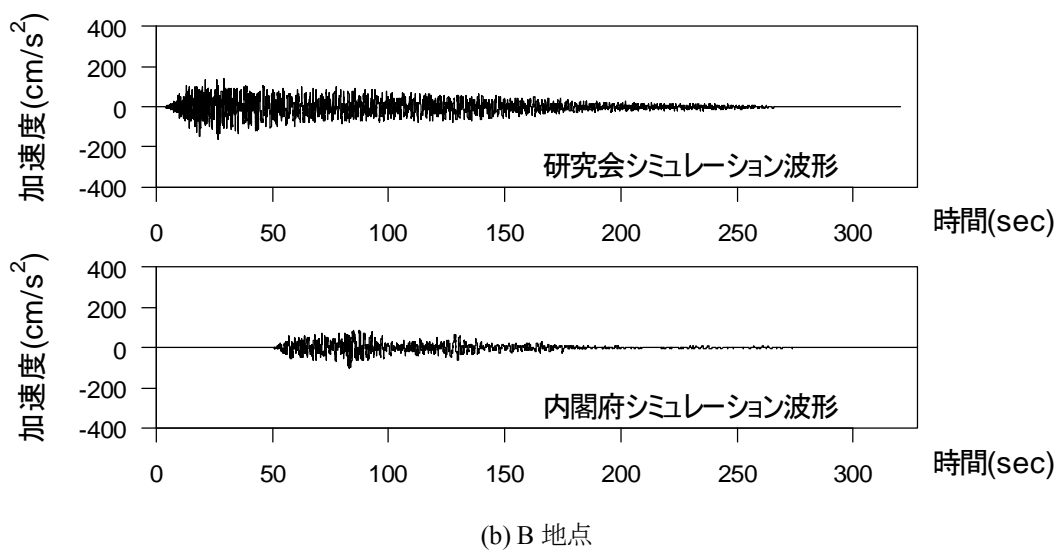
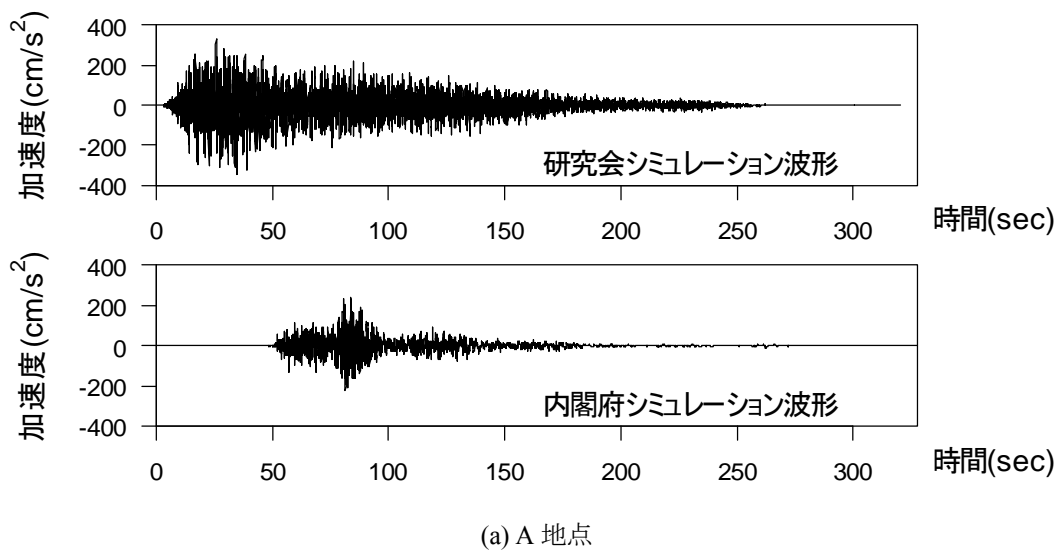


図-3.3.1 地表における加速度波形（基本ケース）

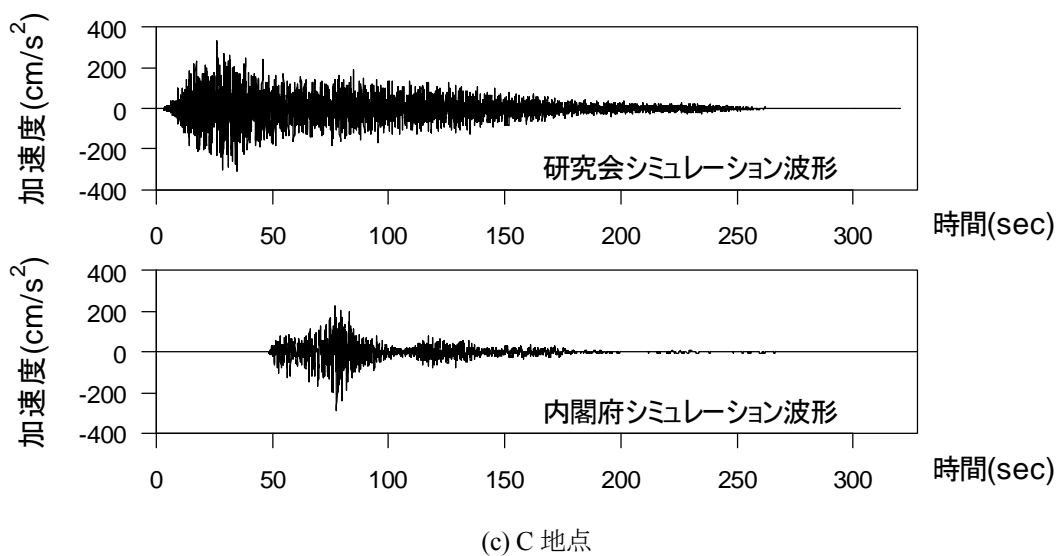
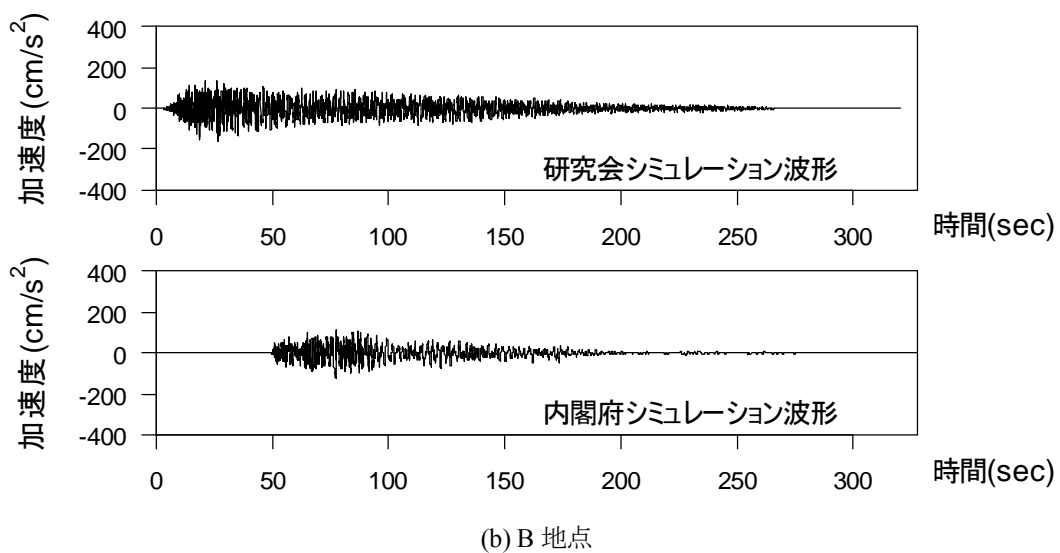
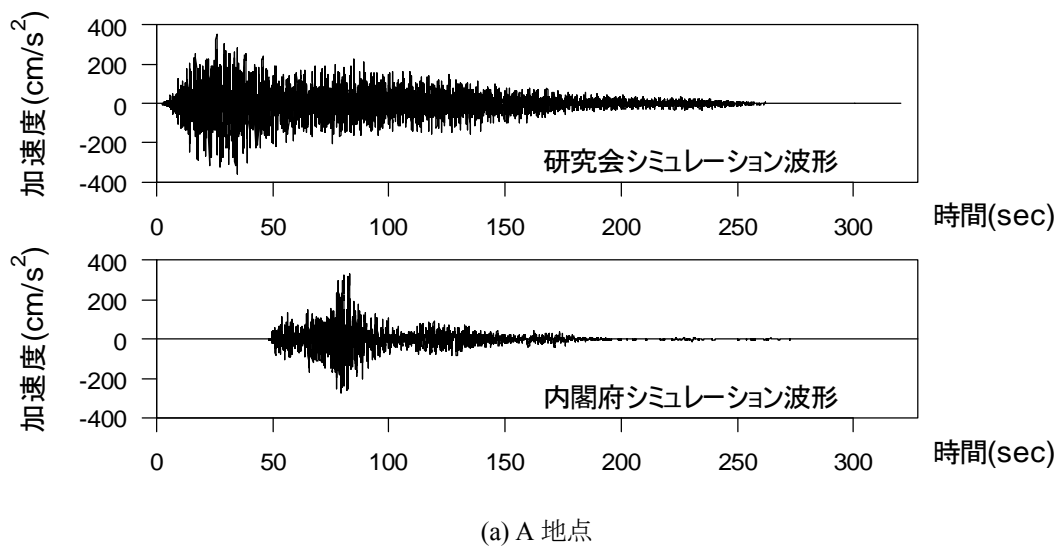
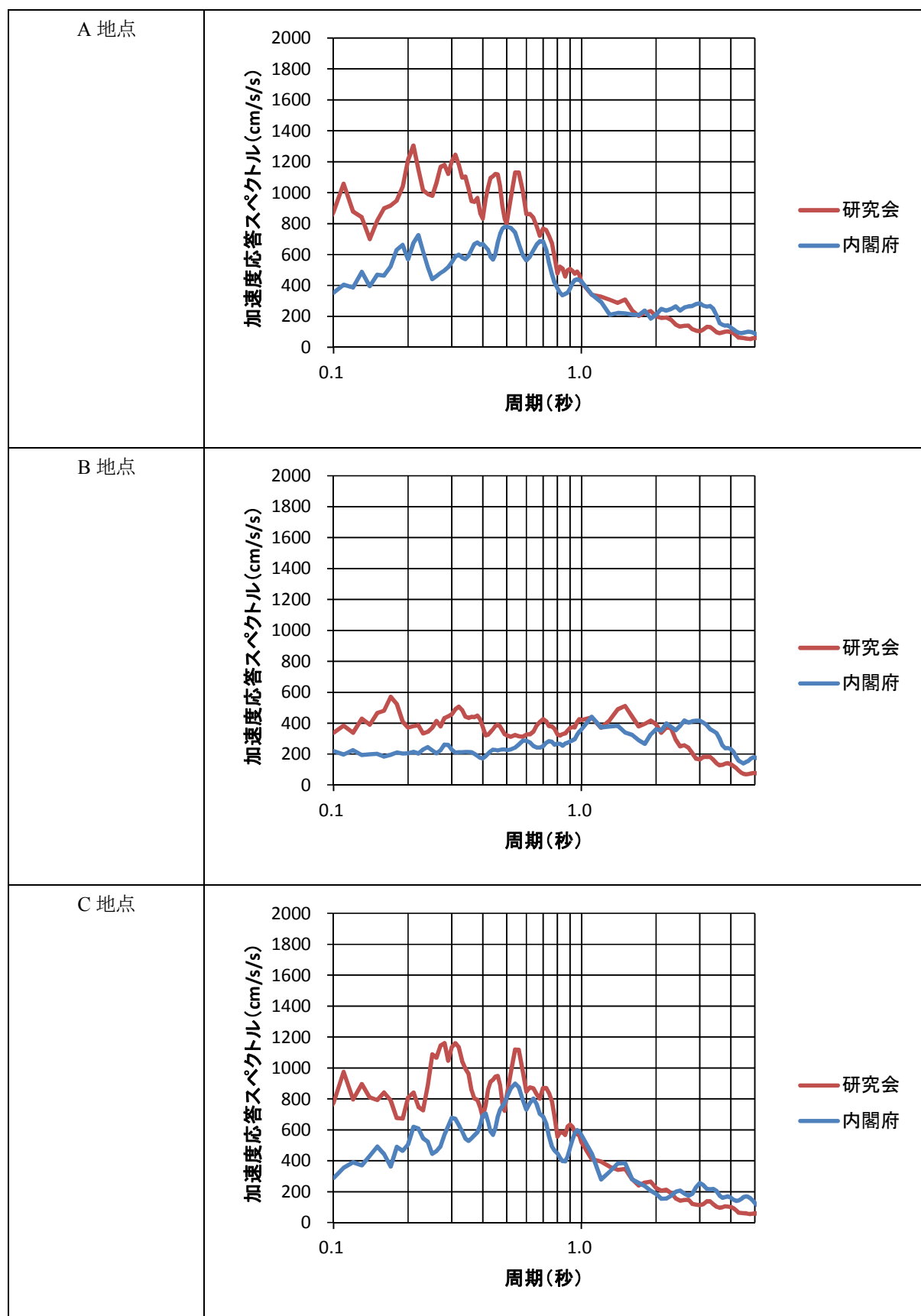
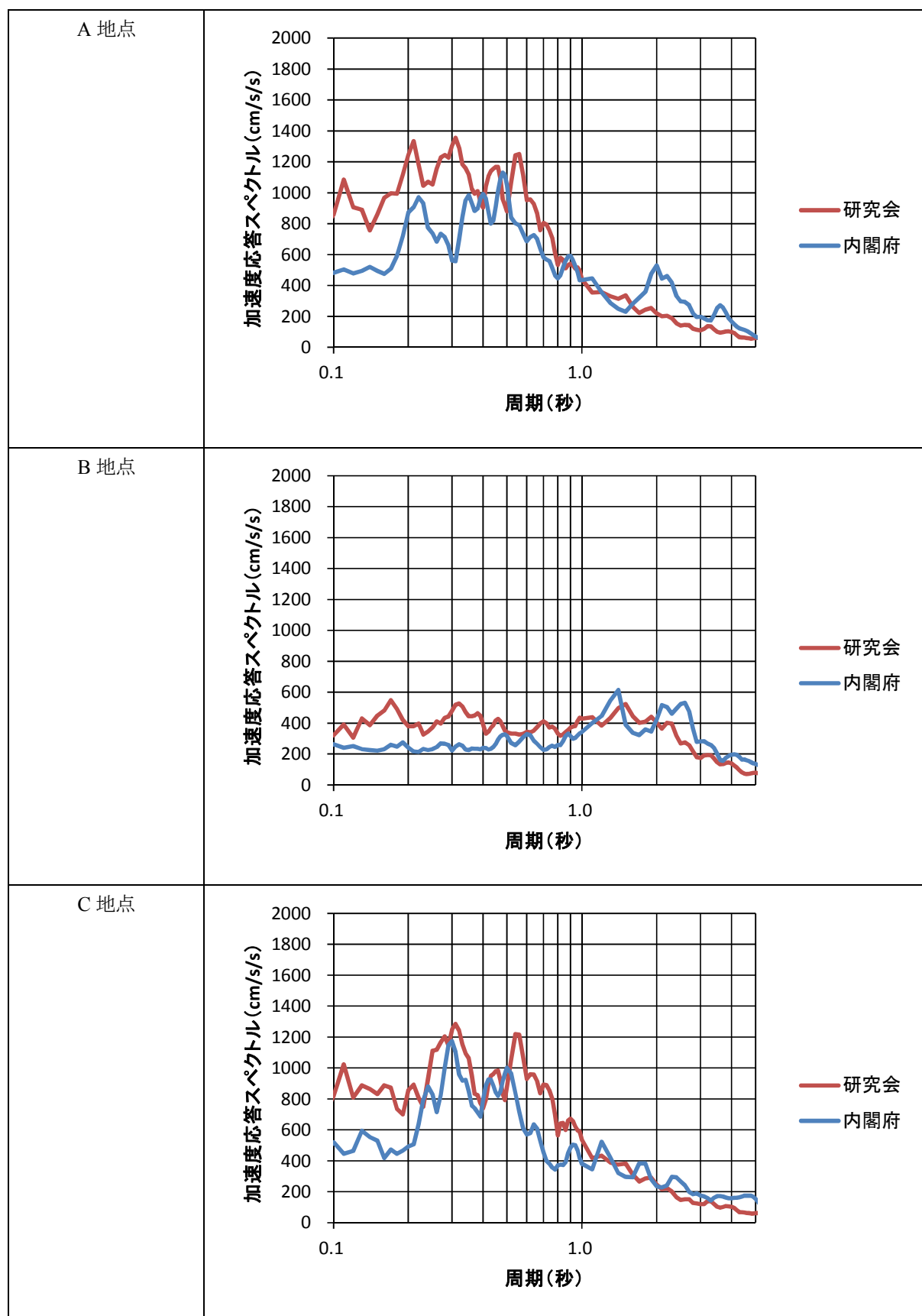


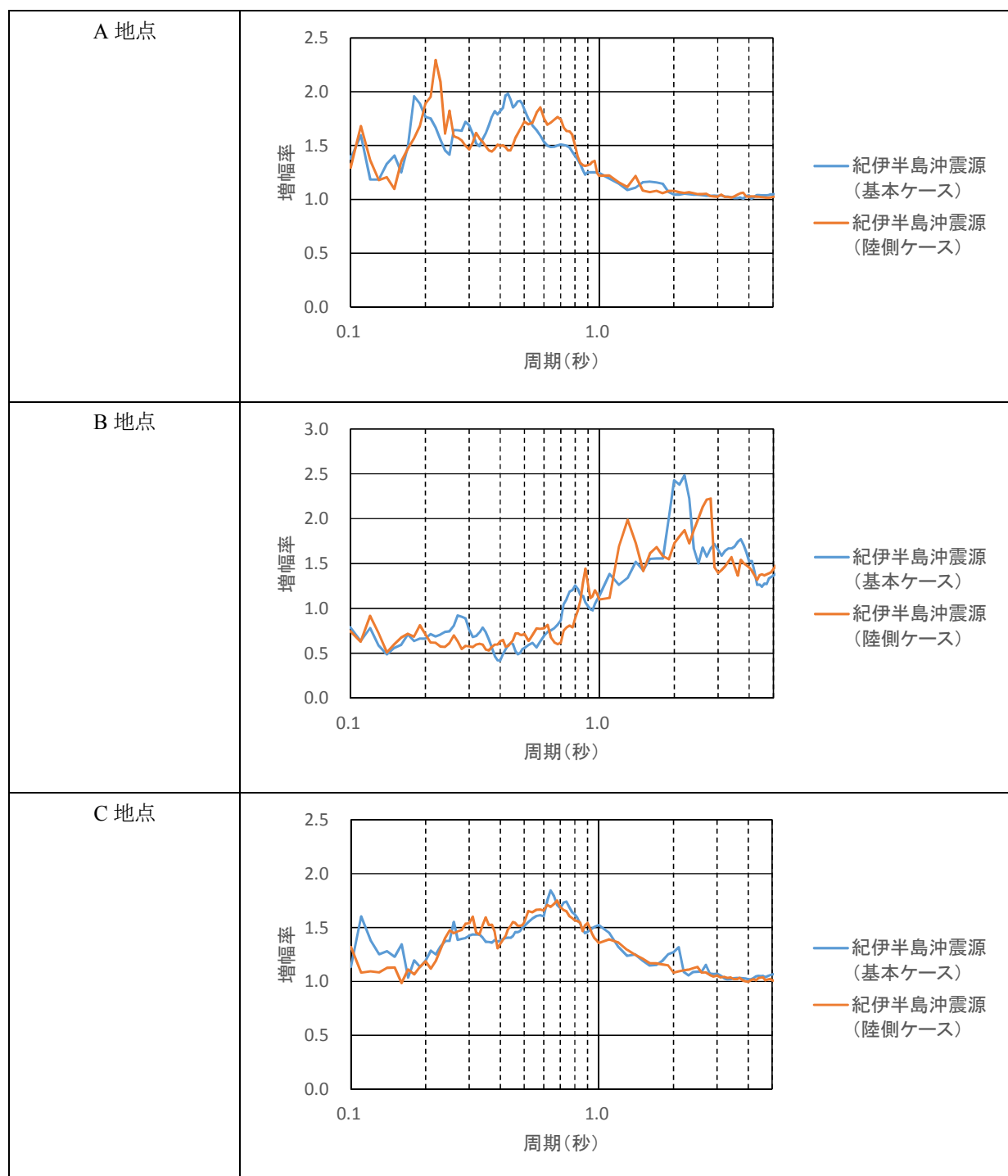
図-3.3.2 地表における加速度波形（陸側ケース）



図—3.3.3 地表における加速度応答スペクトル（基本ケース）（減衰 5%）



図—3.3.4 地表における加速度応答スペクトル（陸側ケース）（減衰 5%）



図—3.3.5 表層地盤の増幅率

3.4. 表層地盤の地震動評価のまとめ

3.1 節では、表層地盤の地震動増幅率について検討を行った。A 地点、B 地点、C 地点では、表層地盤のスペクトル増幅特性は異なることが分かった。A 地点では周期 0.4 秒～0.6 秒、C 地点では周期 0.7 秒に卓越周期が見られる。B 地点では周期 1.0 秒未満では地震動は減衰し、周期 2～2.5 秒付近に卓越周期が見られる。また、B 地点では入力地震動が大きくなるにつれて周期 1.0 秒未満の減衰は大きくなり、周期 1.0 秒以上については卓越周期が長周期側にシフトすることが分かった。このような表層地盤の特性を神戸市域という面的にいかに関把握するかが課題である。

3.2 節では、表層地盤の増幅特性を面的に把握するための基礎的な検討を行った。面的に表層地盤のスペクトル増幅率を把握するためには、ボーリングデータのない地点の推定が必要となる。そのための基礎的な技術が空間補間である。空間補間のための 1 つの方法として、ボーリングデータをもとに 3 次元的な地盤モデルを構築する方法が考えられる。この場合、近接するボーリングデータであったとしても地層解釈が必要となるため、推定するメッシュサイズが小さくなるほど作業量が膨大になる。したがって、面的な地盤増幅特性を効率的に把握する手法が求められる。3 次元的に地盤モデルを構築する代わりに、ボーリング地点における増幅特性を空間補間する方法が考えられる。この手法の特徴は、それぞれのボーリングデータについて、近接するボーリングデータに基づく地質構成に関する解釈が必要ないことである。ただ、空間補間することを考えると、近接するボーリング地点については、それぞれの増幅特性が類似している必要がある。そこで、近接するボーリングデータを用いて、増幅特性の比較を行った。その結果、近接するボーリングデータでは増幅特性が類似することを確認した。一方、表層地盤の物性値（S 波速度）のばらつきが加速度応答スペクトルに及ぼす影響を検討した。その結果、近接したボーリングにおいては、平均的には類似する加速度応答スペクトルが得られたが、周期 1 秒未満の短周期については、標準偏差は場所により多少ことなること、周期 1 秒以上については、ばらつきはほとんど現れないことが分かった。

3.3 節では、内閣府による工学的基盤波形による地震動について検討を行った。研究会の工学的基盤波と比較すると、内閣府の工学的基盤波は全体的に加速度が小さく、しかも振幅の大きい部分の継続時間が短いことが分かった。表層地盤のスペクトル増幅率は、内閣府の波形を用いた場合でも、研究会の波形を用いた場合でも、その特徴は概ね一致した。このことより、南海トラフの地震波形については、波形という波の形よりも工学的基盤への入力地震動の大きさが、表層地盤のスペクトル増幅特性に大きく影響すると考えられる。なお、内陸直下型地震のように継続時間は短い地震動の大きさは大きいという特徴の場合には、今回とは異なるスペクトル増幅率になる可能性があることに留意して欲しい。

表層地盤の増幅特性については、増幅特性の空間分布を把握するための予備的な検討を行った段階である。今後は、ばらつきを考慮した空間補間、データの少ない山麓地での補間方法などの検討、さらには地盤の非線形化による影響の考慮などを行う予定である。

4. 建築構造物の地震応答解析

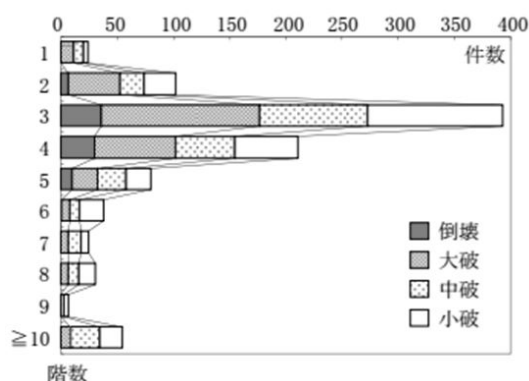
4.1. 鉄骨造建物

(1) 地震応答解析の概要

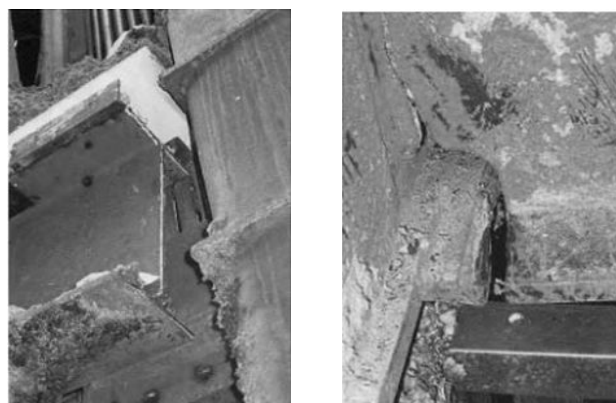
3層鉄骨造建物を対象に地震応答解析を実施し、想定南海波によりどのような地震応答が生じるかを検討するために、兵庫県南部地震で損傷を受けた鉄骨造建物の残存耐震性に関する検討も併せて実施する。

(2) 兵庫県南部地震における鉄骨造建物柱梁接合部の被害

図－4.1.1 に日本建築学会近畿支部が取りまとめた兵庫県南部地震における鉄骨造建物の被害調査方向書¹⁾による全調査建物(計 988 件)の階数別の被害状況を示す。なお、本調査では無被害の建物は調査対象に含まれていない。同図より本検討と同じ 3 階建の建物が最も多く全調査建物の 4 割を占めていることが分かる。図－4.1.2 は、兵庫県南部地震で初めて確認された新耐震基準以降の設計による建物の柱梁接合部の被害状況写真である。同図(a)の被害は施工不良に起因する被害であるが、同図(b)は、当時の耐震規定等に準拠して適切に設計・施工された建物であるにもかかわらず確認された被害である。



図－4.1.1 鉄骨造階数別被害状況¹⁾



(a) 施工不良 (b) 適切な設計施工

図－4.1.2 柱梁接合部の破断¹⁾

表－4.1.1 に新耐震基準と時期を同じく広く普及した冷間成形角形鋼管柱を使用した純ラーメン構造の建物について、主要構造部位に被害が確認された建物件数(比率)を示す。複数の部位に損傷が確認された場合は、それぞれの部位で件数が数えられている。同表より、この形式の建物では、柱梁接合部で最も多くの被害が生じていることが分かる。表－4.1.2 は、柱梁接合部に被害が生じた建物について溶接方法を調べた結果であり、すみ肉溶接が用いられた場合は不良施工の建物であり、完全溶込溶接の場合は適切な施工がなされたと判断できる建物である。同表より、柱梁接合部に被害を受けた建物の約半数は、不良施工による建物であったことが分かるが、完全溶込溶接が実施された建物でも 29%の被害が生じており、当時の耐震規定等に準拠して適切に設計・施工された建物にも相当の被害が発生していたことが分かる。

表－4.1.1 純ラーメン構造(柱に冷間成形角形鋼管を使用)の損傷部位¹⁾

損傷部位	柱	梁	柱梁接合部	柱脚
件数 (比率)	43(27%)	30(19%)	67(42%)	45(28%)

表－4.1.2 柱梁接合部の溶接方法別損傷状況（柱に冷間成形角形鋼管を用いた純ラーメン構造）¹⁾

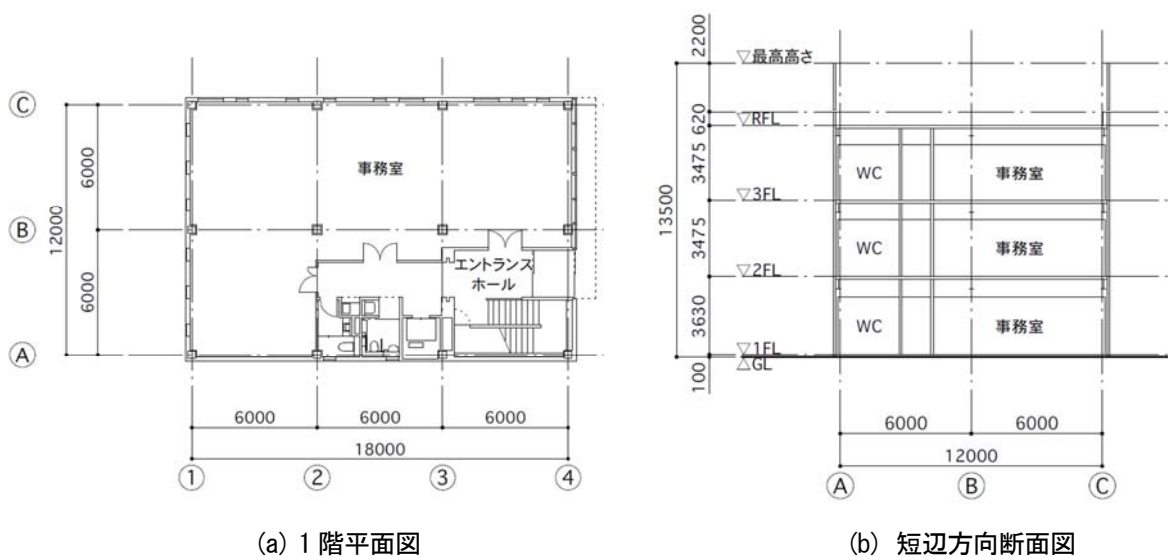
溶接方法	すみ肉溶接	完全溶込溶接	不明
件数（比率）	41(48%)	25(29%)	20(23%)

なお、兵庫県南部地震以後、溶接詳細や施工方法の見直しがなされ、新たに設計施工される建物については、問題解決が既になされている。一方で、兵庫県南部地震以前に建設された建物については、特に対策は確立されておらず、震前および震後対策に関する研究の必要性が指摘できる。兵庫県南部地震の被害報告によると、当時の耐震規定等に準拠して適切に設計・施工された鉄骨造建物では、柱梁接合部に被害が生じた場合でも、地震後の建物の残留変形は少なく、継続使用を開始した後で、被害発生を把握した事例²⁾も報告されており、特に地震後の被害把握技術および残存耐震性能評価・補修方法に関する研究の必要性は高いと言える。本節 4.1 では、兵庫県南部地震で柱梁接合部が受けた損傷により、想定される南海トラフ巨大地震に対する耐震性にどのような影響を及ぼすかについて検討を行う。

(3) 解析骨組

図－4.1.3 に想定した建物の平面図および断面図を示す。解析に用いた平面骨組は、この想定建物の短辺方向より取出した骨組である。用いる柱および梁断面寸法の一覧を表－4.1.3 に示す。設計方針を以下に列記する。

- ・設計方針
 - ・解析骨組は、文献 1) で被害事例が最も多い 3 階建とし、その用途は、事務所とする。
 - ・構造形式は、純ラーメン構造とする。
 - ・柱脚は、中低層建物で一般に用いられている露出型柱脚とする。
 - ・骨組設計は、1981 年当時の耐震規定により行う。
 - ・解析には、平面骨組を用い、水平 1 方向に地震動を入力する。



図－4.1.3 想定建物の平面図および断面図

表-4.1.3 柱梁断面一覧

階数	柱断面	梁断面
3F	□-350x350x9(STKR400)	H-350x175x7x11(SS400)
2F	□-350x350x12(STKR400)	H-400x200x8x14(SS400)
1F		H-450x200x9x14(SS400)

(4) 解析方法

解析に用いた基本条件を以下に列記する。

- ・柱梁の要素には、ファイバ断面を有する応力型柱梁要素
- ・応力 - 歪関係には、歪硬化係数 2%の bi-linear 型を仮定
- ・露出柱脚のスリップ挙動を考慮
- ・P Δ 効果を考慮
- ・スラブと梁の合成効果については、合成増大率(1.5 倍)のみを考慮
- ・接合部パネルについては、無視している。
- ・解析ソフトには、OPENSEES(UC Berkeley)を用いる。
- ・動的解析：

減衰はレイリー減衰により、1 次固有振動に対して 2%となるようにモデル化しており、剛性比例については、接線剛性比例型として扱っている。時間積分には、Newmark β 法を用いており、時間刻みは 0.001 秒としている。これは、本解析が梁の破断を考慮しており、急激な部材復元力特性の変化が生じることによる。

- ・梁破断のモデル化：

梁端の各ファイバの材料に マンソン・コフィンの低サイクル疲労モデルを採用し、累積損傷評価は、マイナー即により行った。マンソン・コフィンの疲労パラメータについては、定変位繰返し载荷を受ける片持ち梁の予備解析を実施し、既往の実験結果を参考に決定した。

図-4.1.4 に梁破断モデルに仮定した累積塑性変形倍率-塑性率関係の仮定したモデルと材料パラメータを同定後の解析結果を示している。図-4.1.5 には、塑性率 1.5 の定変位繰返し解析の梁端モーメントと累積塑性変形角の関係を示している。

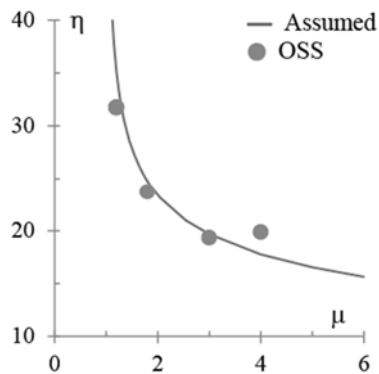


図-4.1.4 累積塑性変形倍率 - 塑性率関係

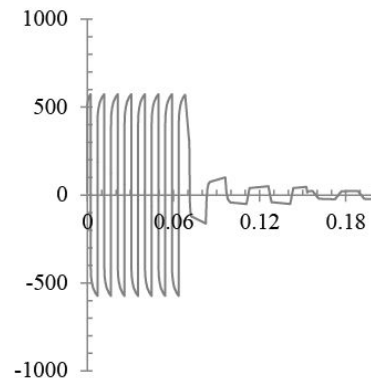


図-4.1.5 塑性率 1.5 の結果

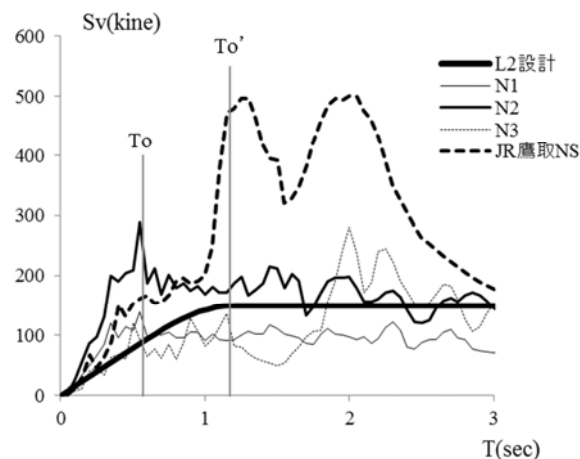
(5) 入力地震動

表－4.1.4 に解析に用いる入力地震動の一覧を示す。N1～N3 の入力地震動については、研究会あるいは内閣府で想定した基盤地震動に基づく A 地点での表層地盤地震動を単独で作用させたものである。一方、K+N1～K+N3 は兵庫県南部地震における JR 鷹取での観測波の NS 成分を原波(100%)で入力した後に、10 秒間の自由振動により振動を減衰させ、最終的に N1～N3 に対応する想定南海トラフ波を入力 するのである。

表－4.1.4 入力地震動一覧

識別番号	入力波 1	入力波 2
N1	A 地点想定南海トラフ波(研究会) 震源：紀伊半島沖（陸側ケース）	—
N2	A 地点想定南海トラフ波(研究会) 震源：日向灘（陸側ケース）	—
N3	A 地点想定南海トラフ波(内閣府) 震源：紀伊半島沖（陸側ケース）	—
K+N1	JR 鷹取 NS 波(100%)	A 地点想定南海トラフ波(研究会) 震源：紀伊半島沖（陸側ケース）
K+N2		A 地点想定南海トラフ波(研究会) 震源：日向灘（陸側ケース）
K+N3		A 地点想定南海トラフ波(内閣府) 震源：紀伊半島沖（陸側ケース）

図－4.1.6 に解析に用いた N1～N3 および JR 鷹取 NS 波(100%)の $h=0.02$ に対する速度応答スペクトルを示す。同図中には、2 次設計時の 2 種地盤における設計用速度スペクトル(L2 設計)を合わせて示している。また、同図中の T_0 および T_0' は、それぞれ解析骨組の初期状態および JR 鷹取 NS 入力後の固有周期を表す。JR 鷹取入力後については、後述するように柱梁接合部が破断し、これにより固有周期が増加している。

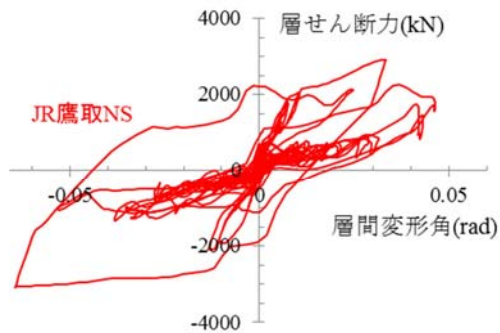


図－4.1.6 速度応答スペクトル

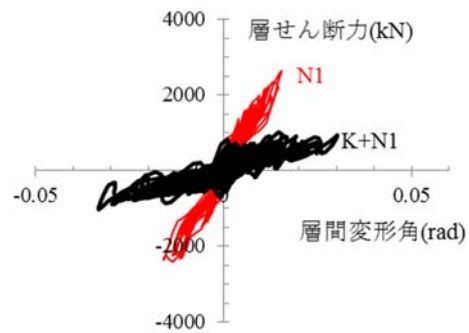
(6) 解析結果

図-4.1.7 に時刻歴応答解析より得た第1層の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。同図(b)~(d)中の K+N1, K+N2, K+N3 の結果は, JR 鷹取波の応答が終了した以降の想定南海トラフ波に対する応答部分のみを示したものである。

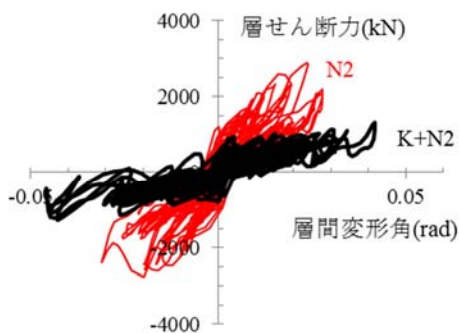
図-4.1.8 には, 各解析結果の各層の最大層間変形角応答を示したものであり, 図-4.1.7 と同様に, K+N1, K+N2, K+N3 の解析については, 想定南海トラフ波に対する応答の最大値を示したものである。



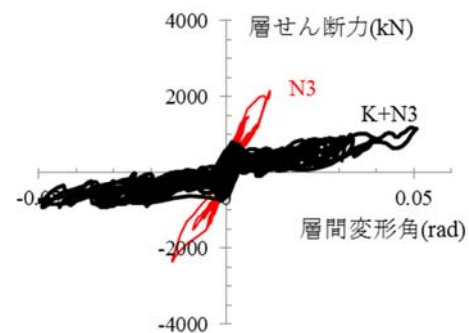
(a) JR 鷹取 NS 原波



(b) N1 および K+N1 (紀伊半島沖)

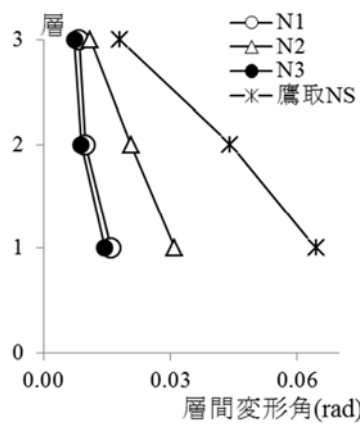


(c) N2 および K+N2 (日向灘)

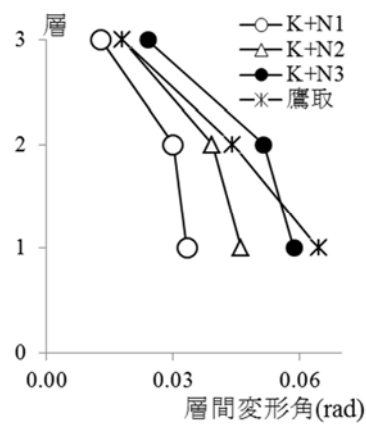


(d) N3 および K+N3 (内閣府)

図-4.1.7 層せん断力 - 層間変形角関係 (第1層)



(a) N1, N2 and N3 (初期状態)



(b) K+N1, K+N2 and K+N3 (JR 鷹取入力後)

図-4.1.8 各層の最大層間変形角応答

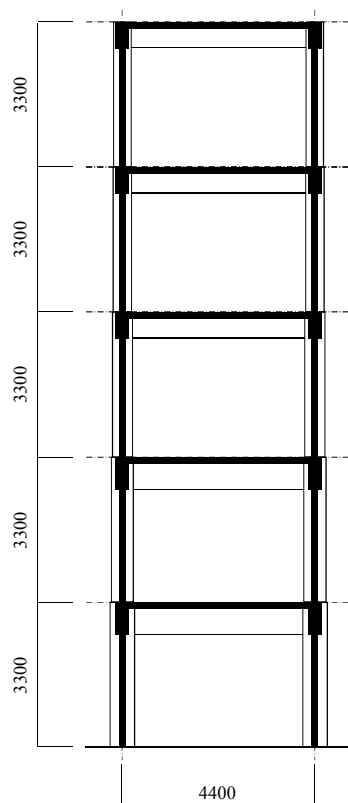
解析結果は以下のようにまとめることが出来る。

- JR 鷹取 NS 波の原波(100%)を入力した場合、2 層床梁の全接合部と 3 層床の側柱と梁の接合部で梁の破断が生じ(計 6 か所、全接合部の 50%)、層せん断力 - 層間変形角関係における剛性は大きく低下している。層間変形角応答の最大値は、1 層で $1/16\text{rad}$ と非常に大きな値を生じたが、最終的な残留変形角は第 2 層で $1/100\text{rad}$ と比較的小さな値となっている。残留変形角から判定される被害状態は、中破となる。
- 初期状態での想定南海トラフ波に対する応答は、紀伊半島沖を震源とした研究会(N1)と内閣府(N3)の地震動に対する応答では、梁の破断は生じず、層間変形角応答の最大値は、概ね等しく 1 層で $1/63\text{rad}$ および $1/69\text{rad}$ であった。外装材が新耐震基準以降の仕様であれば、外装材の損傷は限定的と考えられる。一方、日向灘を震源した場合(N2)では、2 階側柱梁接合部で破断が生じ(計 2 か所、全体接合部の 17%)、層間変形角応答の最大値は、1 層で $1/32\text{rad}$ に達している。この場合は外装材の目地に不陸や角部の損傷などが生じる恐れがあると考えられる。
- JR 鷹取波の入力で柱梁接合部の 50%に破断が生じ、接合部を補修しないままの状態での想定南海トラフ波が入力された場合については、層間変形角応答の最大値は、 $1/30\text{rad}$ から $1/17\text{rad}$ となり、初期状態で同じ地震動を入力した場合の 1.5 倍から 4.0 倍となった。特に内閣府の地震動では最大応答地値が 4.0 倍に増加しており、想定南海トラフ波の中で最も大きな応答が生じる結果となっている。これは、JR 鷹取波の入力による梁の破断で固有周期が 1.17 秒に増加したこと、さらに降伏耐力の低下に伴う塑性化で応答周期が 2 秒程度に増加し、図-4.1.6 の速度応答スペクトルで見られるように地震入力エネルギーが大きくなったことによると考えられる。

4.2. 鉄筋コンクリート造事務所ビル

(1) 解析対象骨組

対象とする建物は、兵庫県南部地震で被害を受けた鉄筋コンクリート造の事務所ビル³⁾を参考に簡素化したものである。解析対象骨組は、対象建物である5層1×4スパンの耐震壁付きのモデルラーメン骨組(階高3.3m, スパン4.4×4.8m)より一部を取り出した、5層1スパン純ラーメン骨組である。図-4.2.1に解析対象骨組を、図-4.2.2に柱断面図を、図-4.2.3に梁断面図を示す。



5階	断面		2階	断面	
	BxD	400 x 400		BxD	500 x 500
	主筋	6-D19, 2-D16		主筋	12-D22, 6-D16
	Hoop	9φ @200		Hoop	9φ @200
4階	断面		1階	断面	
	BxD	420 x 420		BxD	560 x 560
	主筋	8-D19, 4-D16		主筋	16-D25, 6-D19
	Hoop	9φ @200		Hoop	9φ @200
3階	断面				
	BxD	460 x 460			
	主筋	4-D22, 8-D19, 6-D16			
	Hoop	9φ @200			

図-4.2.1 解析対象骨組

図-4.2.2 柱断面図

R階	断面		4階	断面	
	BxD	300 x 600		BxD	300 x 600
	上端筋	4-D19		上端筋	6-D22
	下端筋	2-D19		下端筋	5-D22
	あばら筋	2-9φ @150		あばら筋	2-9φ @125
5階	断面		3階	断面	
	BxD	300 x 600		BxD	300 x 750
	上端筋	6-D19		上端筋	8-D19
	下端筋	3-D22		下端筋	4-D22
	あばら筋	2-9φ @125		あばら筋	4-9φ @125
2階	断面				
	BxD	300 x 750			
	上端筋	8-D22			
	下端筋	6-D22			
	あばら筋	4-9φ @125			

図-4.2.3 梁断面図

(2) 解析方法

汎用構造解析プログラム SAP2000 を用い⁴⁾、有限要素法による非線形時刻歴応答解析を行った。骨組の柱梁接合部は剛接とし、最下層柱脚は固定とした。減衰定数は Rayleigh 型を仮定し、振動数 1Hz で 0.02、10Hz で 0.05 となるよう設定した。数値積分は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用い、時間刻みは 0.02 秒とした。ただし、収束が得られない場合はより小さなサブステップに分解して再計算が行われている。なお、幾何学的非線形効果は考慮していない。

柱頭・柱脚部、梁端部において材料非線形を考慮するため、材端部はそれぞれの断面せい D の長さのファイバー要素とし、それ以外の部分は弾性フレームとした。ヒンジ位置はヒンジ領域の中央である。鉄筋は集中点要素とした。コンクリートは曲げ軸と直交方向に 6 等分に断面分割し、鉄筋による面積の欠損は考慮しないものとした。このときコンクリートのせん断補強筋による拘束効果は考慮していない。ヒンジ領域の材料の応力-ひずみ関係は以下の通りである。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-4.2.4 に示す多線形モデルとし、引張力に対して応力を負担しないものとした。コンクリートの圧縮強度は $F_c=15\text{N/mm}^2$ である。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、降伏後のひずみ硬化係数は 0.005 とした。柱主筋は SR235 で $\phi 16\sim 25$ 、帯筋は SR235 で $\phi 9$ であり、ともに降伏点応力は $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ である。

鉛直荷重として、商業施設の地震荷重計算用の積載荷重 0.8kN/m^2 (屋上 0.6kN/m^2) より、解析対象骨組の 1~4 階梁に 1.76kN/m 、5 階梁に 1.32kN/m の分布荷重を与えた。入力地震波は、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台波 (JMA 神戸 NS 波) と想定南海波 6 波 (震源地は、紀伊半島沖 (基本モデル) と日向灘で、それぞれ 3 地点) を用い、それぞれ原波を入力した (原波・計 7 波)。また、兵庫県南部地震で被災した構造物を想定し、JMA 神戸 NS 波を一次入力し、その後に 10 秒間の加速度 0 を挿入し、二次入力として上記 7 波を入力する組合せ地震波を入力波として用いた (組合せ波・計 7 波)。図-4.2.5 に上記の組合せ地震波の例を示す。

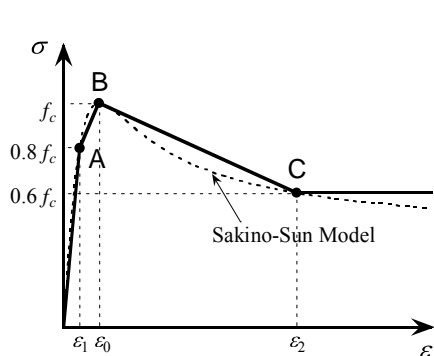
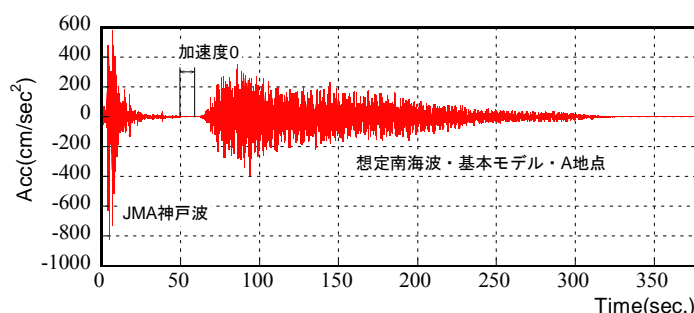
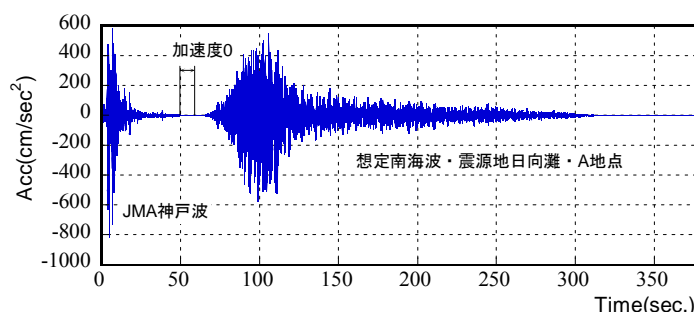


図-4.2.4 コンクリートの
応力-ひずみ関係



(a) JMA 神戸波+想定南海波 (基本モデル・A地点)



(b) JMA 神戸波+想定南海波 (震源地日向灘・A地点)

図-4.2.5 組合せ地震波の例

(3) 最大層間変形角分布

本報では、性能の評価を最大層間変形角で行った。原波 7 波を入力波として用い算定された最大層間変形角の分布を図-4.2.6 に、組合せ波を用いて算定された最大層間変形角分布を図-4.2.7 に示す。

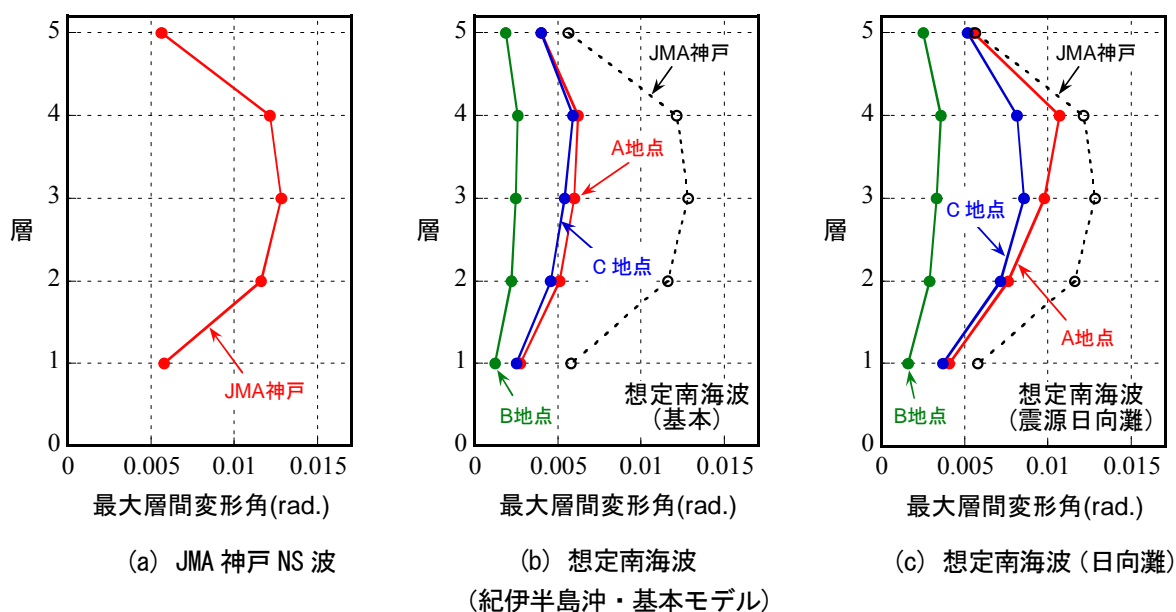


図-4. 2. 6 原波による最大層間変形角分布

原波による最大層間変形角分布においては、JMA 神戸 NS 波では2～4 層で0.012～0.013rad.程度の大きな層間変形角が生じており、終局限界変形角 (1/80) に達していることが分かる。想定南海波では、震源地が紀伊半島沖の基本モデル波では、JMA 神戸 NS 波の結果と比較して最大層間変形角は小さく、A 地点 (標準地盤、商業地域) での最大値でも0.0062rad.程度で、短期許容応力での限界変形角 (あるいは使用限界部材角) を超える程度であった。B 地点での最大層間変形角は最大でも0.0026rad.と小さい値であった。震源地が日向灘の入力波では、最大入力加速度が基本モデル波より大きいため、最大層間変形角も大きくなり、A 地点においてはJMA 神戸 NS 波の71～98%の大きな層間変形角を示しており、4 層においては層間変形角0.01rad.を超えている。B 地点 (軟弱地盤) では、基本モデル波よりは大きい最大でも0.0036rad.程度であった。一方、JMA 神戸 NS 波との組合せ波による層間変形角分布においては、JMA 神戸波では1.1～1.2 倍に増加しており、一次入力時の損傷により層間変形角が増加していることがわかる。震源値紀伊半島沖の基本モデルによる想定南海波での一

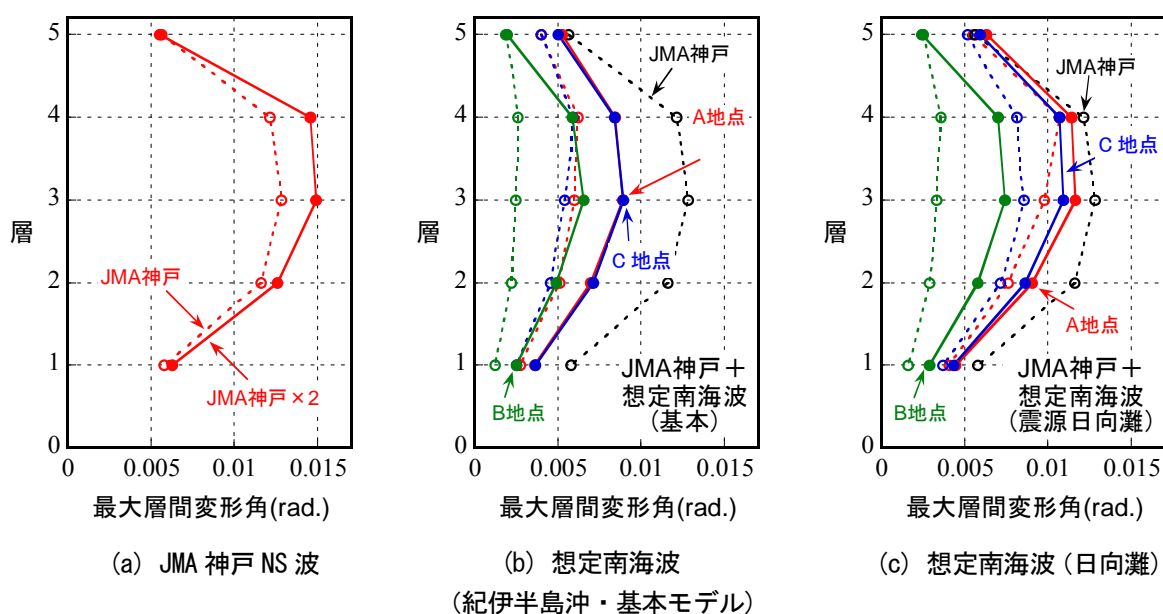


図-4. 2. 7 組合せ波による最大層間変形角分布

次入力の影響は、A 地点で無損傷時の 1.3～1.5 倍、C 地点（軟弱～普通地盤、木密地域）で 1.3～1.7 倍、B 地点では 1.1～2.6 倍となり、層間変形角が大きくなっていることが分かる。いずれも最大値が 0.01rad.以下ではあるが、A 地点での 2～4 層での層間変形角が無損傷時と比較して 2.2～2.6 倍と大きくなっており、使用限界部材角を超えている。震源地日向灘の入力波においては、一次入力の影響は、A 地点で 1.1～1.2 倍、C 地点で 1.1～1.3 倍、B 地点では 0.97～2.2 倍であり、最大層間変形角の拡大率は基本モデルよりも小さいが、A 地点、C 地点における層間変形角の最大値はそれぞれ 0.012rad., 0.011rad.となり、JMA 神戸 NS 波による最大層間変形角に近い値である。JMA 神戸波による損傷がある場合には、想定南海波による骨組の挙動にも大きく影響し、想定よりも大きな層間変形角を示す可能性がある。

4.3. 木造住宅

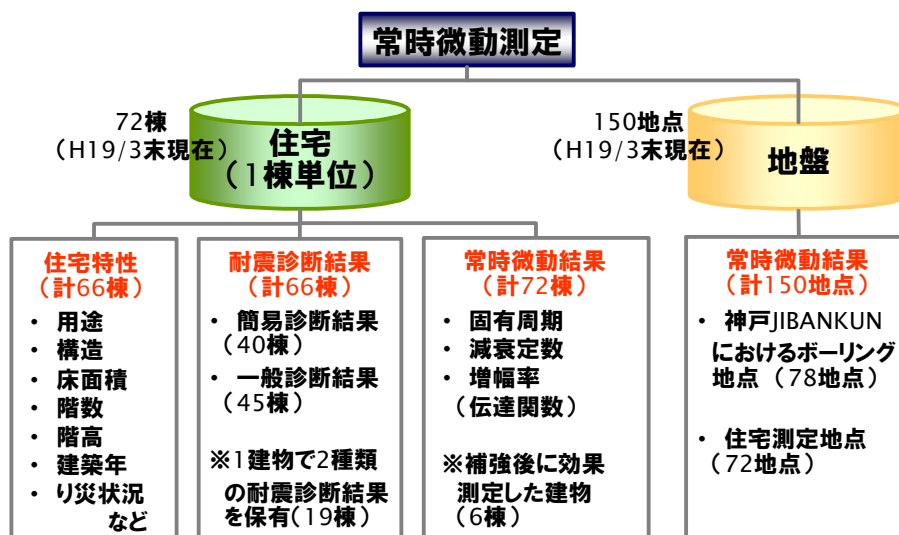
(1) 地震応答解析の概要

神戸市における典型的な木造住宅を対象として地震応答解析を行い、耐震性や地盤特性の違いが被害に与える影響について検討を行った。解析は1972年～1981年に建設された2階建て住宅とし、神戸市内で実施された耐震診断および常時微動測定結果を基に、耐震性に優れた住宅と耐震性が不十分な住宅を設定して行った。解析手法は2質点系応答解析とし、入力地震動は、設計用地震波、観測地震波、および本研究会による想定地震波である。

(2) 木造住宅のモデル化

a) 耐震診断および常時微動測定に関するデータベースの構築

本研究会の前身にあたる「神戸の地盤・減災研究会住宅耐震部会⁹⁾」では、2004年度～2006年度の第1期研究活動において、常時微動データベースを構築した。常時微動の計測は神戸市の協力を得て、神戸市の「すまいの耐震診断員派遣事業」において、耐震診断を受けた住宅やこれから診断を予定している住宅を対象として実施したものである。常時微動データベースの構成を図-4.3.1示す。計72棟の住宅を対象に常時微動を計測しており、そのうち66棟については、住宅特性および耐震診断結果がリンクされている。地盤は計150地点のデータが備わっており、78点は「神戸のJIBANKUN」^{6),7)}に収録されているボーリング地点を、72点は住宅の常時微動の測定時に計測した結果を記録している。



図—4.3.1 耐震診断および常時微動測定に関するデータベース

b) 耐震診断結果と常時微動測定結果の関係

上記のデータベースにおいて一般診断結果が備わっている45棟について、表-4.3.1に住宅概要と診断結果の一覧を示す。住宅構造はすべて木造在来軸組工法である。

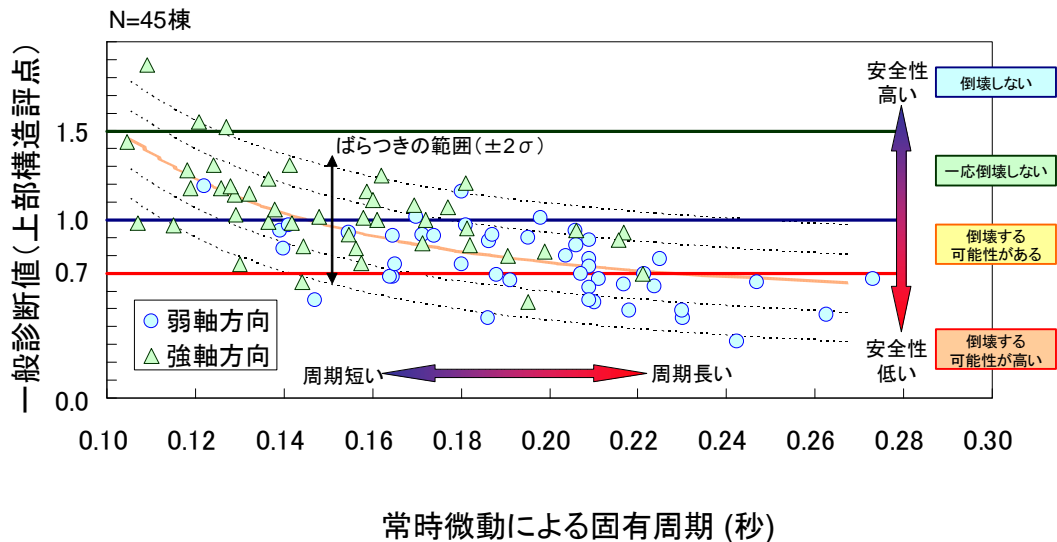
データベースを用いて、常時微動に基づく固有周期と一般診断結果との関係を統計的に求めた結果を図-4.3.2に示す。図には予測誤差が正規分布に従うと仮定した場合の標準偏差 σ を併せて示している。同図

をみると、一般に知られているように固有周期が長いほど診断値が小さくなる傾向がみられる。また、同図から、常時微動による固有周期 T が 0.146 秒以下では、平均的な上部構造評点は 1.0 以上となり、固有周期 T が 0.230 秒以上では、平均的な上部構造評点は 0.7 以下となる結果が得られた。

表－4.3.1 一般診断の対象住宅の概要と診断結果一覧

No	建築年	住宅重量 W(kN)		耐震診断結果						常時微動計測結果に 基づく固有周期 T(秒)	
				簡易 診断値	一般 診断値 ※1	一般診断に基づく強さ P(kN)					
		弱軸方向				強軸方向		弱軸 方向	強軸 方向		
		1階	2階			1階	2階				
1	1976	163.5	81.2	0.76	0.63	44.5	29.5	68.6	29.6	0.224	0.142
2	1974	90.1	62.5	0.33	0.65	26.8	13.3	35.3	20.1	0.247	0.144
3	1977	178.1	94.5	0.74	0.90	49.8	24.0	64.0	20.2	0.195	0.159
4	1977	161.3	53.0	0.95	0.93	38.9	20.8	51.0	16.9	0.155	0.137
5	1972	118.5	79.5	0.95	0.78	31.1	24.3	45.8	29.3	0.209	0.132
6	1981	202.7	145.8	0.57	0.74	63.2	49.8	93.7	44.2	0.209	0.160
7	1975	123.6	72.6	0.95	0.88	36.6	20.0	51.8	17.9	0.186	0.162
8	1977	134.3	41.3	0.95	0.91	35.9	14.2	45.0	18.0	0.164	0.129
9	1975	123.0	86.1	0.32	0.32	27.4	22.4	55.0	26.8	0.242	0.141
10	1979	122.9	87.8	0.76	0.64	39.9	22.2	55.1	37.0	0.217	0.119
11	1979	184.5	101.0	0.95	1.02	58.0	26.4	61.5	36.8	0.170	0.169
12	1977	247.3	66.3	0.76	0.47	45.7	19.1	45.2	28.7	0.263	0.217
13	1979	119.7	84.5	0.66	0.54	44.5	19.5	58.9	35.6	0.210	0.104
14	1975	117.7	89.5	0.95	0.94	39.7	21.3	50.0	28.6	0.206	0.126
15	1978	172.7	53.0	0.66	0.92	49.2	26.5	49.0	19.3	0.171	0.155
16	1977	166.4	45.6	0.70	0.84	34.9	16.6	49.6	14.1	0.140	0.128
17	1977	367.5	102.2	0.38	0.67	69.5	34.4	82.6	33.7	0.211	0.191
18	1977	165.9	53.0	1.05	0.89	38.8	21.0	41.2	17.0	0.209	0.181
19	1981	254.0	133.3	－	0.45	67.1	28.0	70.2	29.0	0.230	0.171
20	1979	109.1	79.0	0.45	0.80	30.4	20.0	58.5	30.3	0.204	0.121
21	1975	319.0	129.6	－	0.70	114.5	26.7	90.7	28.8	0.221	0.216
22	1977	117.2	66.3	－	0.68	51.0	18.2	34.8	16.7	0.164	0.137
23	1971	206.2	125.1	－	0.68	65.9	31.2	81.0	35.1	0.164	0.156
24	1956	150.8	88.0	－	0.67	46.3	24.5	44.1	25.9	0.273	0.221
25	1975	237.3	125.1	－	0.91	78.6	27.9	72.1	34.9	0.174	0.161
26	1976	129.7	66.1	－	1.16	61.3	27.3	46.6	19.8	0.180	0.127
27	1980	164.9	99.4	－	0.70	61.8	22.6	72.6	25.3	0.207	0.148
28	1974	141.3	63.7	－	0.94	70.3	27.3	50.6	18.4	0.139	0.124
29	1977	169.4	51.4	－	1.01	55.2	14.4	66.0	11.2	0.198	0.181
30	1978	107.1	74.5	－	0.62	27.0	14.4	42.7	17.9	0.209	0.107
31	1980	142.3	87.8	－	0.86	39.7	25.7	43.3	25.5	0.206	0.206
32	1980	109.2	59.0	－	0.78	28.6	17.3	37.7	24.8	0.225	0.129
33	1980	270.6	176.3	－	0.49	61.4	27.4	103.4	25.5	0.218	0.199
34	1980	138.5	42.5	－	1.19	57.0	18.7	61.0	13.3	0.122	0.118
35	1979	109.4	66.3	－	0.75	42.0	17.4	32.5	12.0	0.165	0.115
36	1968	144.1	66.3	－	0.75	54.5	14.4	72.8	9.6	0.180	0.172
37	1977	145.6	71.2	－	0.97	60.1	15.5	54.9	19.3	0.141	0.138
38	1979	167.1	96.1	－	0.55	48.5	27.6	43.7	24.7	0.147	0.144
39	1977	179.6	46.4	－	0.66	57.4	16.0	93.2	14.7	0.191	0.177
40	1974	251.6	133.6	－	0.49	47.5	28.2	53.9	26.3	0.230	0.195
41	1970	308.3	106.9	－	0.45	84.7	27.4	59.4	33.0	0.186	0.182
42	1959	159.6	57.4	－	0.97	34.1	13.9	65.8	23.7	0.181	0.109
43	1979	116.5	80.6	－	0.92	46.1	14.7	42.2	16.8	0.187	0.158
44	1968	72.0	48.0	－	0.69	28.3	13.2	31.4	10.4	0.188	0.158
45	1974	87.1	35.4	－	0.55	34.3	8.4	35.2	10.2	0.209	0.130

※1 一般診断結果からは各階のそれぞれの方向の上部構造評点が求められるが、表中には簡易診断値と比較するために1階において評点が低い方向の値を載せている。



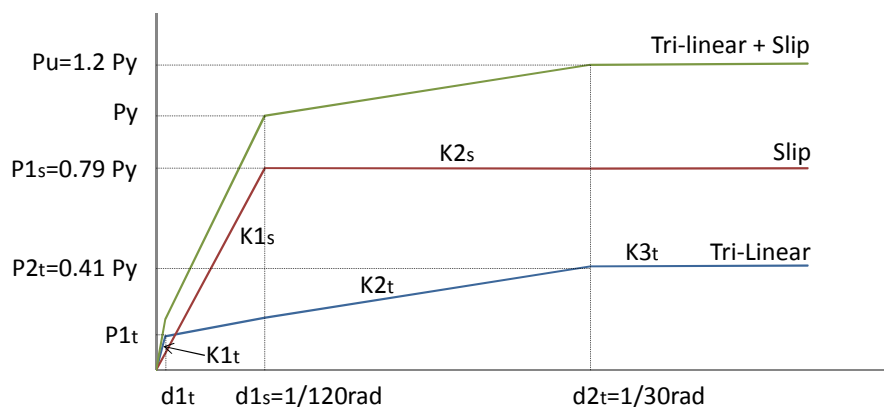
図－4.3.2 常時微動計測に基づく固有周期と一般診断値の関係

c) 復元力特性の設定

木造の復元力特性モデルでは、繰り返し時のスリップ挙動の後、経験最大荷重の直前で急激に荷重が上昇するピンチング挙動が考慮される必要がある。そこで、復元力特性は既往の文献を参考に Tri-linear モデルと Slip モデルを組み合わせた復元力特性 (Tri-linear+Slip) を採用した。この復元力特性は層間変形角 $1/120\text{rad}$ 時の降伏耐力 P_y を 1.0, $1/30\text{rad}$ 時の P_u を P_y の 1.2 倍とした規準化復元力に対し、剛性や各接点における変形角、および耐力を五十田ら⁸⁾の提案パラメータや、鈴木ら⁹⁾による実在の木造住宅を対象に実施した静的水平力載荷実験を参考に設定した (図－4.3.3)。

Tri-linear 型の初期剛性(k_{1t})は五十田らの提案パラメータを参考に、階高を h として、 $k_{1t}=190.5(P_y/h)$ とし、第 2 折点は $1/30\text{rad}$ に設定した。

Slip 型の第 1 折点の変形(d_{1s})と初期剛性(k_{1s})、耐力(P_{1s})についても、五十田らの提案パラメータを参考に、 $d_{1s}=(1/120)h$, $k_{1s}=190.5(P_y/h)$, $P_{1s}=0.79P_y$ とした。ここで、五十田らは最大荷重以降の劣化挙動を考慮したパラメータを提案しているが、本研究で用いた解析モデルでは劣化挙動を再現できないため、鈴木らの静的水平力載荷実験を参考に、Slip 型の復元力特性の骨格曲線は Bi-linear 型として、第 1 折点以降の剛性 (k_{2s}) は $k_{2s}=1/1000 \times k_{1s}$ とした。



図－4.3.3 規準化復元力特性モデル(骨格曲線)

d) 降伏耐力の推定

復元力特性を決定するためには、降伏耐力を求める必要がある。前掲の表－4.3.1 には一般診断に基づく強さ P が求められているが、この強さ P は壁倍率から算定されたものである。既往の実験などによると、 $1/120\text{rad}$ 時の耐力は、雑壁などの非耐力壁の影響により壁倍率から求められる耐力の 2～3 倍の余力を持っていると報告されている¹⁰⁾¹¹⁾。また、山田は¹²⁾、木造住宅の雑壁量と固有周期、地震時最大層間変位を比較検討し、雑壁量が固有周期や応答変位に影響を与えていることを示している。したがって、住宅全体の剛性評価、耐力評価を行う上で耐力壁以外の雑壁などの構成要素の影響が考慮される必要があると考える。

そこで、本研究では、常時微動計測に基づく固有周期には上記の雑壁などの耐力壁以外の剛性、耐力が含まれていると考えられることから、前述の「神戸の地盤・減災研究会住宅耐震部会⁹⁾」で提案された手法を用いて、降伏耐力の算定を行った。この手法は、常時微動に基づく固有周期から各層の初期剛性を算定し、式(4.1)により降伏時のベースシア係数を求めるものである。

$$\therefore {}_M C_{yi} = \frac{k_i \cdot h_i \cdot R_0}{M_i g}, \quad (i=1,2) \quad (4.1)$$

ここで、 ${}_M C_{yi}$: 常時微動から求めた降伏時ベースシア係数

k_i : i 層の初期剛性

h_i : i 層の高さ

R_0 : 降伏耐力に達するまで初期剛性 k_i で線形と仮定した場合の降伏時層間変形角

M_i : i 層が支持する質量

g : 重力加速度

層間変形角 R_0 について、新居ら¹³⁾は伝統軸組構法による木造住宅を 1 質点系置換して検討を行い、最大応答変形角 R に対する等価固有振動数 f と降伏時ベースシア係数 C_y の関係を定式化して、常時微動から計測された固有振動数 f_0 を用いて C_y の算定を行っている。この時に層間変形角 R_0 を $1/1,000\text{rad}$ に設定し、限界耐力計算に基づく C_y と比較した結果、良い対応が得られたことを報告している。そこで本研究では降伏時のベースシア係数を算定するための層間変形角 R_0 は $1/1,000\text{rad}$ に設定した。

e) 地震応答解析モデルの設定

4.3 節(2)の a) で説明したデータベースを用いて、神戸市における標準的な 2 階建て住宅を想定した地震応答解析モデルを設定した。今回の検討では、データ量が豊富な 1972 年～1981 年に建設された住宅を対象として、①耐震性に優れた住宅（モデル H）と、②不十分な住宅（モデル L）の 2 棟のモデル化を行った。地震応答解析モデルは 2 質点系モデルとし、解析に必要なパラメータは、データベースの情報と、建物応答に関する解析が行われた既往の研究を参考にして、階高、各質量、1 層と 2 層の剛性比を決定した（図－4.3.4）。

復元力特性は、常時微動測定結果から固有周期に関する確率密度を求め、①耐震性に優れた住宅（モデル H）は累積確率 5% に対応する固有周期 T_H とし、②不十分な住宅（モデル L）は累積確率 99% に対応する固有周期 T_L として、降伏耐力を算定することにより決定した。図－4.3.5 に固有周期の分布を対数正規

分布に基づくと仮定して求めた確率密度関数と累積分布関数を示す。同図より、 T_H は0.147秒（累積確率5%）， T_L は0.282秒（累積確率99%）が求められた。

この固有周期について、前掲の図-4.3.2の関係からは、モデルHの一般診断値は1.0以上、モデルLは0.7以下に対応しているとみることができる。次に、得られた固有周期と前述の式4.3.1を用いて、降伏時（1/120rad時）のベースシア係数 $_mC_y$ を算定すると、モデルHは $_mC_{yH}=0.735$ 、モデルLは $_mC_{yL}=0.197$ となった。モデルHとモデルLの復元力特性に関するパラメータを表-4.3.2と表-4.3.3に示す。

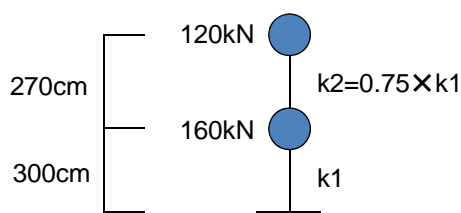


図-4.3.4 地震応答解析モデル
(2質点系モデル)

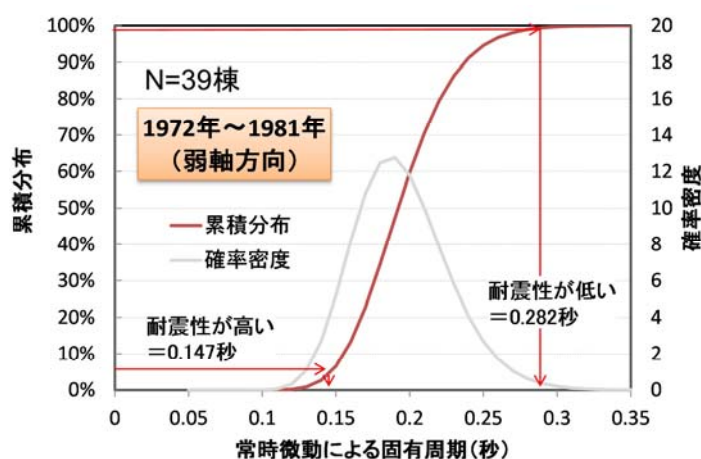


図-4.3.5 1972年～1981年に建設された
住宅の固有周期の分布
(常時微動測定に基づく確率密度と累積分布)

表-4.3.2 復元力特性（モデルH：耐震性に優れた住宅）

階	階高 H_i (cm)	重量 W_i (kN)	降伏耐力 P_y (kN)	モデル	初期剛性 k_1 (kN/cm)	第1折点 荷重 P_1 (kN)	第2剛性 低下率 k_2/k_1	第2折点 荷重 P_2 (kN)	第3剛性 低下率 k_3/k_1
2	270	120	139.0	Tri-linear	98.0	20.0	0.042	56.6	0.001
				Slip	49.0	109.8	0.001	—	—
1	300	160	205.9	Tri-linear	130.7	29.6	0.042	84.0	0.001
				Slip	65.4	162.6	0.001	—	—

表-4.3.3 復元力特性（モデルL：耐震性が不十分な住宅）

階	階高 H_i (cm)	重量 W_i (kN)	降伏耐力 P_y (kN)	モデル	初期剛性 k_1 (kN/cm)	第1折点 荷重 P_1 (kN)	第2剛性 低下率 k_2/k_1	第2折点 荷重 P_2 (kN)	第3剛性 低下率 k_3/k_1
2	270	120	37.4	Tri-linear	26.4	5.4	0.042	15.2	0.001
				Slip	13.2	29.6	0.001	—	—
1	300	160	55.4	Tri-linear	35.2	8.0	0.042	22.6	0.001
				Slip	17.6	43.8	0.001	—	—

(3) 解析結果

a) 解析結果一覧

入力地震動として、耐震設計における地震応答解析で一般に用いられている El Centro 波（NS），兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波（NS），および想定地震波を用いて検討を行った。El Centro 波は最大速度で 25kine，および 50kine で基準化した 2 波を入力した。想定地震波は A 地点（普通地盤）と C 地点（軟弱～普通地盤）を対象に 6 波を入力した。地震応答解析は，基礎を固定とし，減衰定数は瞬間剛性比例型として 1 次固有周期に対する減衰定数を 5%とした。数値積分は Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）を用い，積分時間間隔は 0.001 秒とした。

モデル H およびモデル L に入力して解析を行った結果を表 4.3.4 に示す。なお，地震応答解析から得られた 1 次の固有周期は，モデル H は 0.276 秒，モデル L は 0.534 秒である。

表 4.3.4 地震応答解析結果一覧

入力地震動			モデル H： 耐震性に優れた住宅		モデル L： 耐震性が不十分な住宅	
			最大層間変形角 (rad)		最大層間変形角 (rad)	
			1 階	2 階	1 階	2 階
01	EL Centro(NS)	25kine	1/445	1/756	1/95	1/104
02	EL Centro(NS)	50kine	1/131	1/183	1/31	1/66
03	JR 鷹取(NS)		1/84	1/149	1/8	1/24
04	紀伊半島沖（基本）	A 地点	1/173	1/229	1/76	1/101
05	〃	C 地点	1/193	1/277	1/60	1/102
06	紀伊半島沖（陸側）	A 地点	1/160	1/210	1/69	1/97
07	〃	C 地点	1/183	1/260	1/56	1/95
08	日向灘（陸側）	A 地点	1/61	1/133	1/24	1/71
09	〃	C 地点	1/88	1/150	1/20	1/34

b) 復元力特性と最大応答値

モデル H（耐震性に優れた住宅）について、地震応答解析から得られた最大層間変位を復元力特性の骨格曲線上にプロットした結果を図-4.3.6 に示す。図に示すように、2 階の変位量は 1 階よりも小さく、全ての解析ケースで降伏時の層間変形角である $1/120\text{rad}$ 以下となり、弾性範囲内の変位量となった。1 階は、JR 鷹取波（NS）と、想定地震波のうち、日向灘（陸側）ケースの A 地点と C 地点における最大層間変形角は $1/120\text{rad}$ を超えており、Slip モデルの第 2 勾配の領域まで変形が進行する結果となった。

図-4.3.7 にモデル L（耐震性が不十分な住宅）の結果を示す。1 階、2 階ともに最大層間変形はモデル H よりも大きく、全ての解析ケースで $1/120\text{rad}$ 以上の変位量となった。特に 1 階の変位量は大きく、JR 鷹取波（NS）のケースでは $1/10\text{rad}$ を超える層間変形角となり、後述するように倒壊レベルの変位量となった。また、A 地点と C 地点における日向灘（陸側）ケースは $1/30\text{rad}$ を超えて、Tri-linear モデルの第 3 勾配まで変形が進み、後述の全壊レベルに達する結果となった。

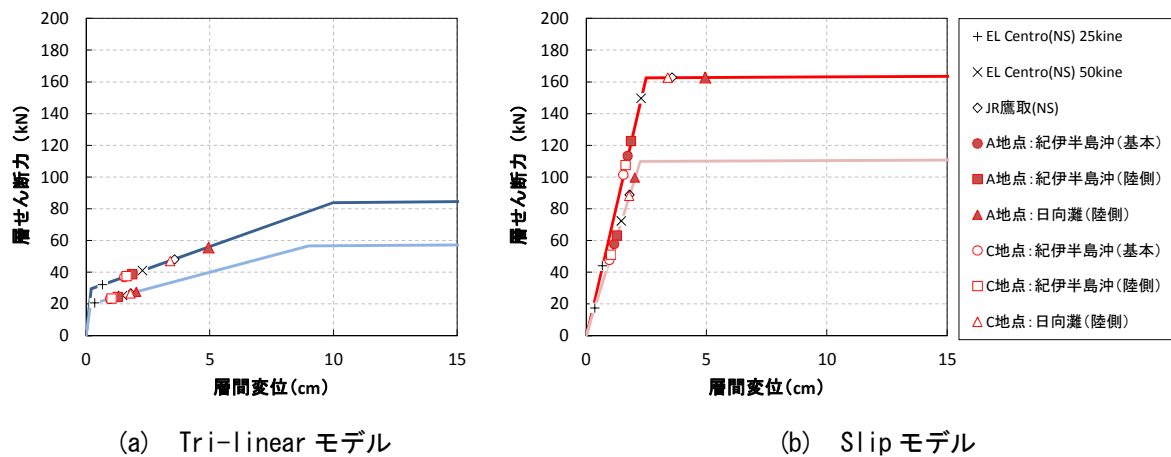


図-4.3.6 復元力特性と最大応答値（モデル H）

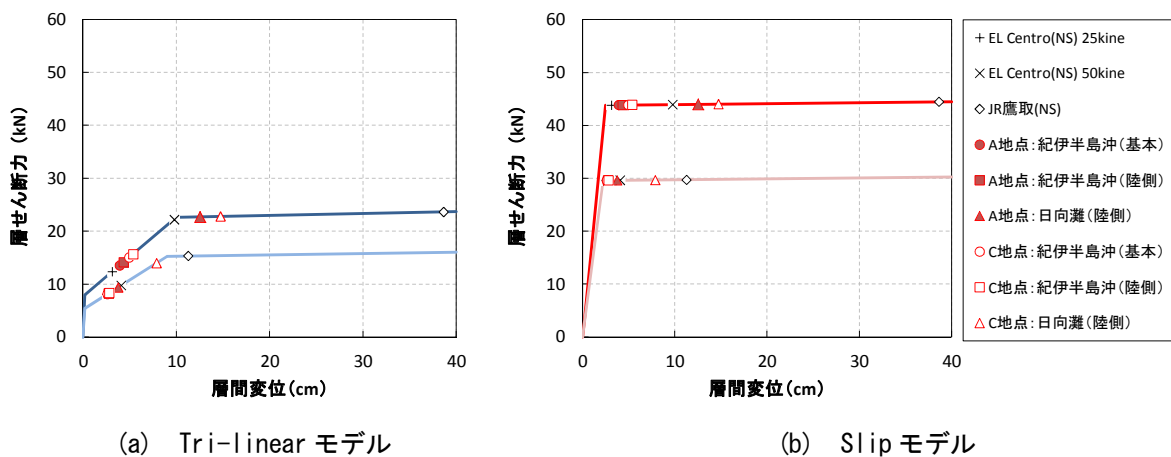


図-4.3.7 復元力特性と最大応答値（モデル L）

c) 時刻歴応答波形

大きな変形量が算定された JR 鷹取波 (NS) のケースについて、解析結果から得られた 1 階 (2 階床上) の応答加速度の時刻歴波形を図-4.3.8(a)に、応答変位の時刻歴波形を図-4.3.8(b)に、モデル H とモデル L を比較して示す。応答加速度はモデル H の方がモデル L よりも大きい結果が得られた。一方、反対に応答変位はモデル L の方が大きい。なお、モデル L は最大応答経験後に残留変形が発生し、最終的には約 7cm の残留変形が残る結果となった。

想定地震波のうち、日向灘 (陸側) ケースの C 地点について、図-4.3.9(a), (b)に 1 階の応答加速度波形および応答変位波形を示す。JR 鷹取波 (NS) のケースと同様に応答加速度はモデル H の方が大きく、応答変位はモデル L の方が大きい結果となった。モデル L の最大応答変位は、第 2 章の図-3.1.2(c)のシミュレーション波形において、地震動の振幅が大きい 30~60 秒の間で発生しており、地震動の継続にともなう変位の顕著な進展はみられなかった。なお、モデル L の解析上の残留変形は約 2cm であった。

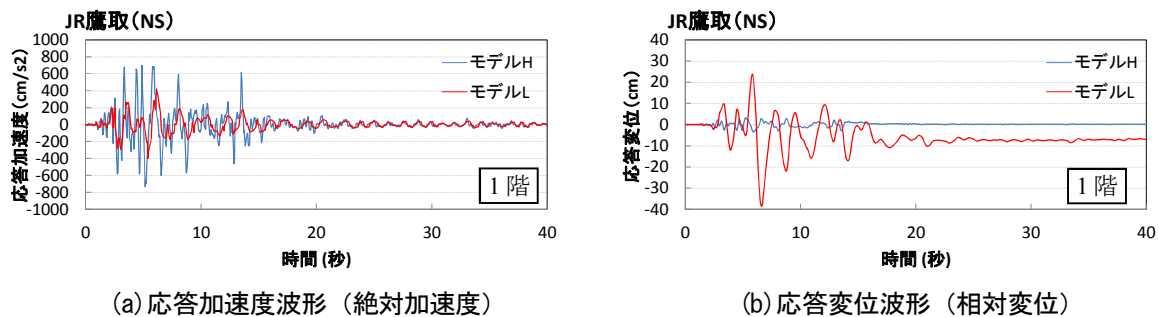


図-4.3.8 時刻歴応答波形【 JR 鷹取 (NS) 】

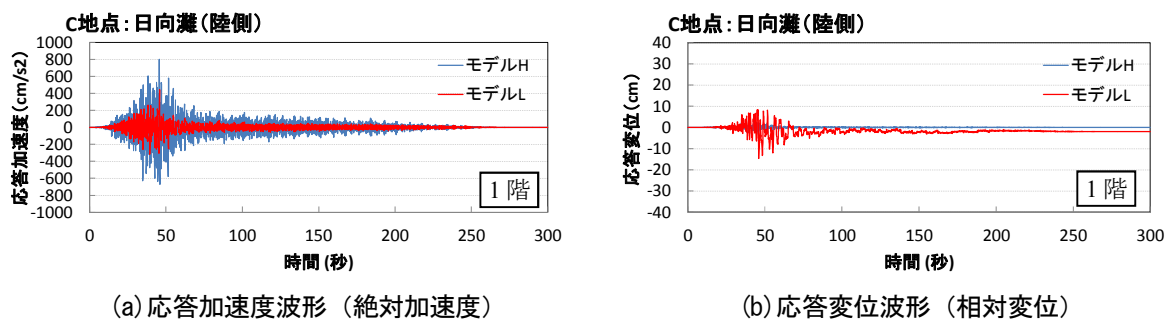


図-4.3.9 時刻歴応答波形【 C 地点, 日向灘 (陸側) 】

d) 応答履歴ループ

JR 鷹取波 (NS) のケースと、想定地震波のうち、日向灘 (陸側) ケースの C 地点における解析結果について、1 階の応答履歴ループを図-4.3.10 と図-4.3.11 に示す、両ケースともにモデル H はスリップ性状がみられないが、モデル L は大きなスリップの発生が確認できる。

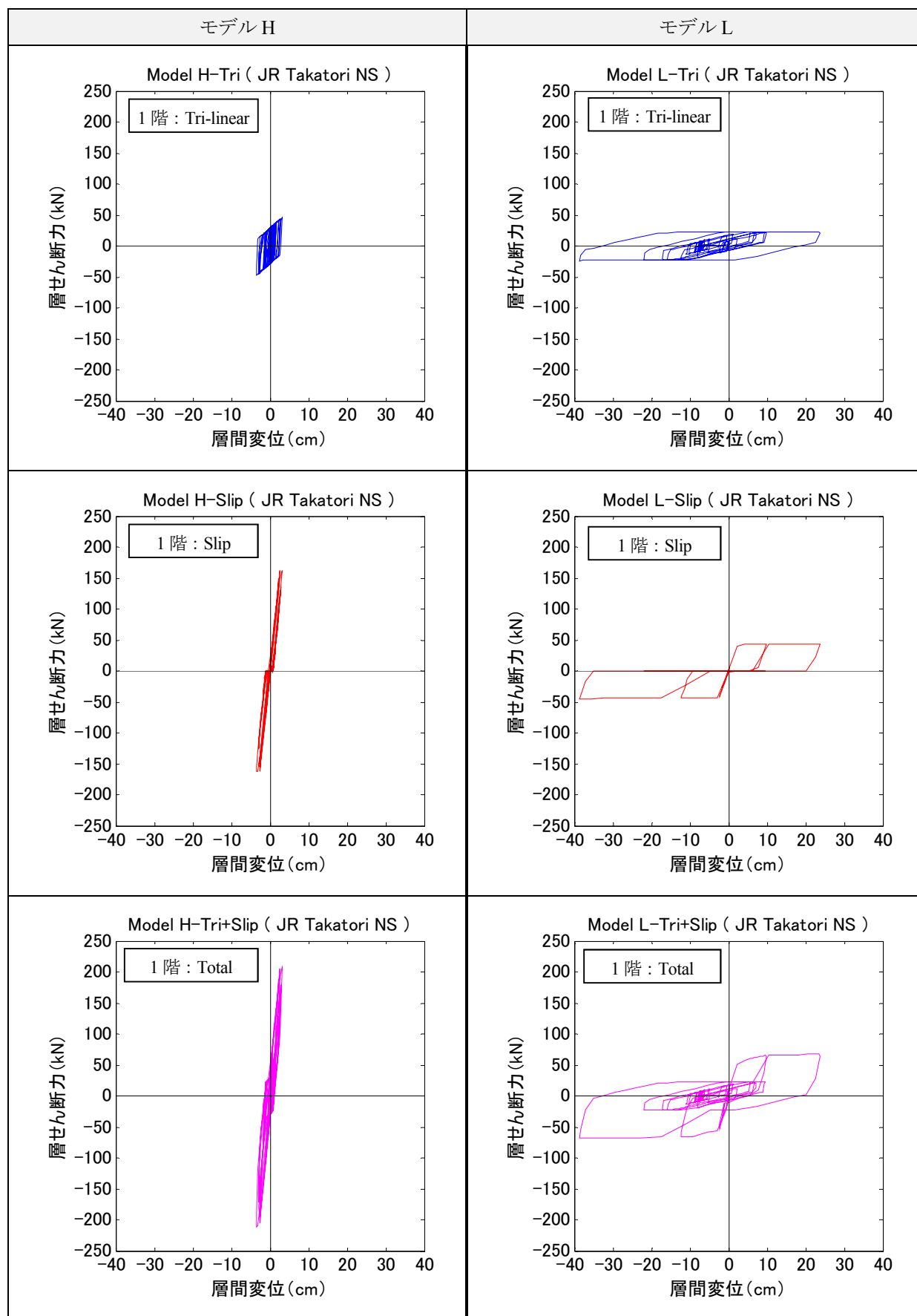


図-4.3.10 応答履歴ループ【 JR 鷹取 (NS) 】

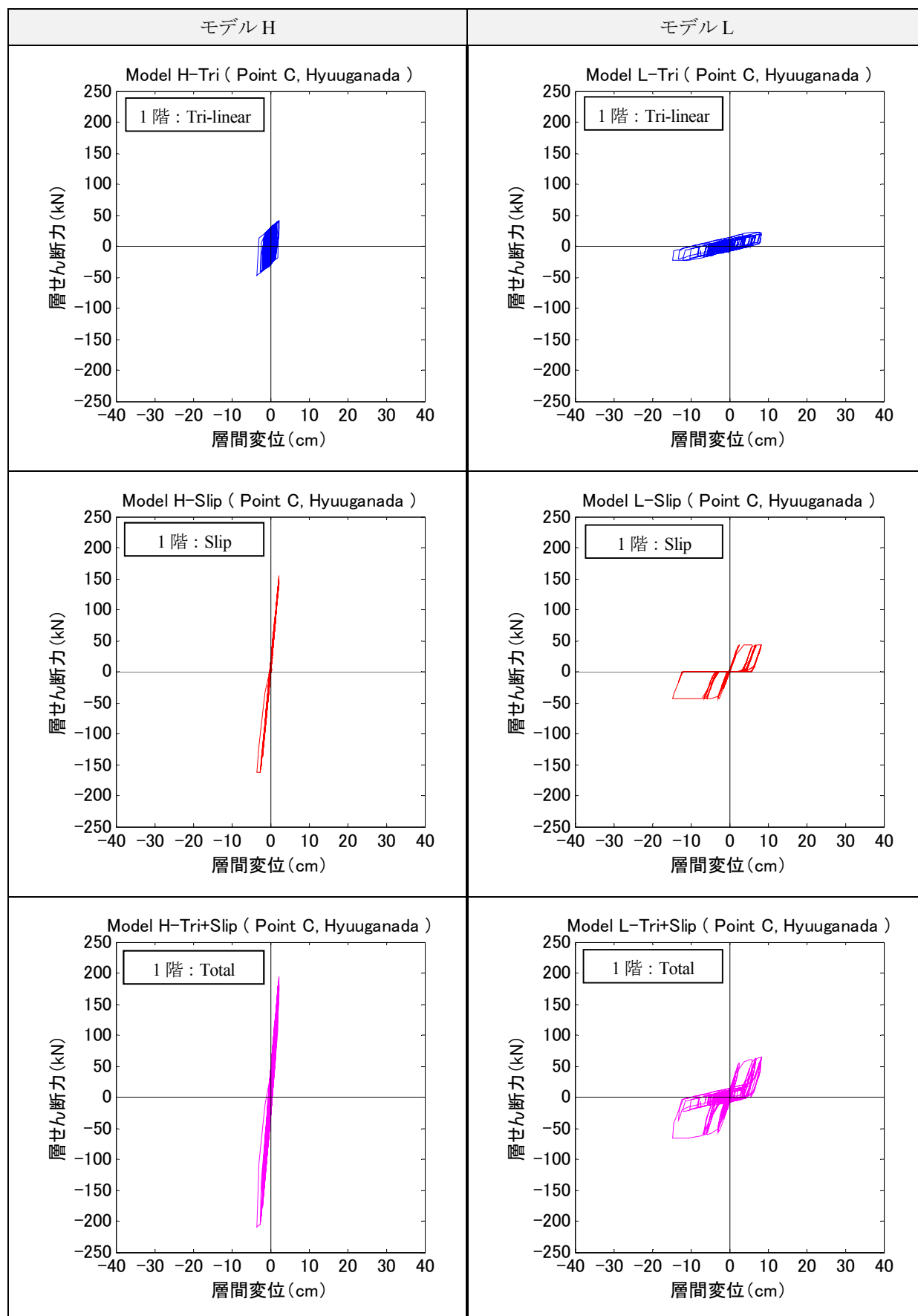


図-4.3.11 応答履歴ループ【C地点、日向灘（陸側）】

(4) 最大層間変形角の比較

解析結果から得られた最大層間変形角について、地震動の大きさや地盤特性の違いによる影響を検討した。ここで、木造住宅に予想される被害の程度について、最大層間変形角と倒壊や全壊などの被災程度の区分との対応に関する研究は多く行われているが、確定的に扱うことは難しい。本研究では、井戸田ら¹⁴⁾の研究を参考に表－4.3.5 に示す対応関係を用いて解析結果を検討した。

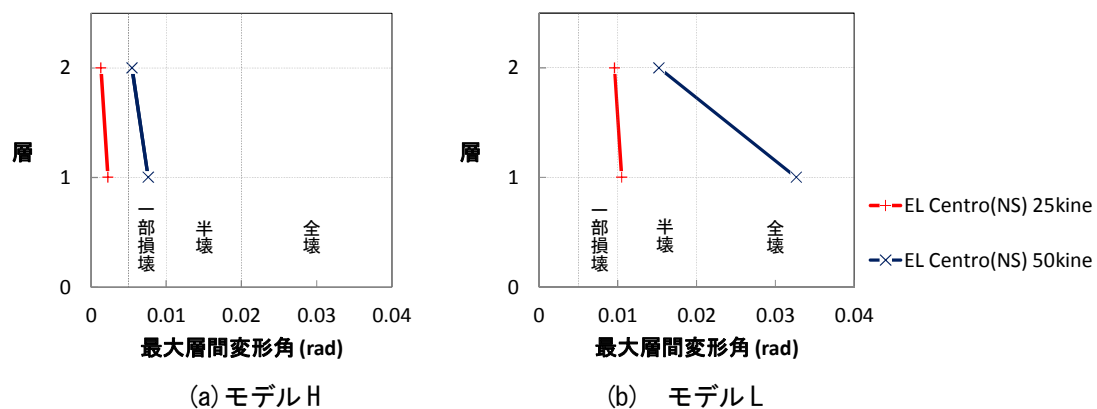
表－4.3.5 最大層間変形角と被災程度の区分の対応関係

被災程度の区分	一部損壊	半壊	全壊	倒壊
最大層間変形角 (rad)	1/200～1/100	1/100～1/50	1/50～1/20	1/20～

a) 地震動の影響

① 設計用地震動の場合

入力地震動の大きさの違いと最大層間変形角の関係について比較した結果を図－4.3.12 に示す。建築物の耐用年中に数度は遭遇する程度の地震動（中地震動）に相当する El Centro 波（25kine）を入力したケースでは、モデル H は一部損壊に至らない程度の損傷となったが、モデル L は半壊程度の損傷に対応する結果となった。建築物の耐用年中に 1 度遭遇するかもしれない程度の地震動（大地震動）に相当する El Centro 波（50kine）を入力したケースでは、モデル H は一部損壊、モデル L は全壊に対応する結果となった。



図－4.3.12 最大層間変形角の比較（設計用地震動入力ケース）

② 観測地震動の場合

JR 鷹取波（NS）を入力した場合の最大層間変形角について、モデル H とモデル L を比較した結果を図－4.3.13 に示す。モデル H は半壊程度の損傷にとどまったが、モデル L の層間変形角は 1/8rad と倒壊レベルに達するまでの大きな損傷となった。

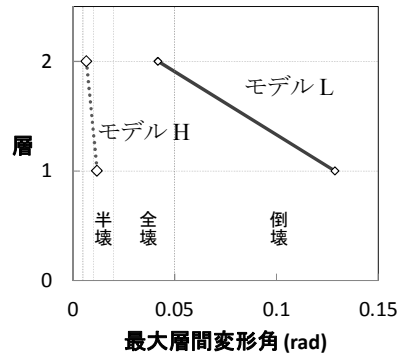


図-4.3.13 最大層間変形角の比較（観測地震動入力ケース）

③ 想定地震動の場合

想定地震動に対する最大層間変形角について、A 地点における結果を図-4.3.14 に、C 地点における結果を図-4.3.15 に比較して示す。A 地点、C 地点ともに、日向灘（陸側）ケースにおける最大層間変形角が最も大きくなった。モデル H は A 地点、C 地点ともに半壊相当の損傷となり、特に A 地点の最大層間変形角は、前述の JR 鷹取波よりも大きな結果となった。モデル L は A 地点では全壊相当、C 地点では全壊～倒壊相当の損傷となった。本研究で用いた復元力特性モデルは最大荷重以降の劣化挙動を考慮していないため、最大層間変形角 $1/30\text{rad}$ を超えた両地点の変形は、劣化挙動を考慮するとさらに大きくなる可能性がある。紀伊半島沖ケースの場合は、陸側ケースの方が基本ケースよりも若干大きな変形角となった。被災程度は両ケースともに、モデル H は一部損壊，モデル L は半壊に対応する結果となった。

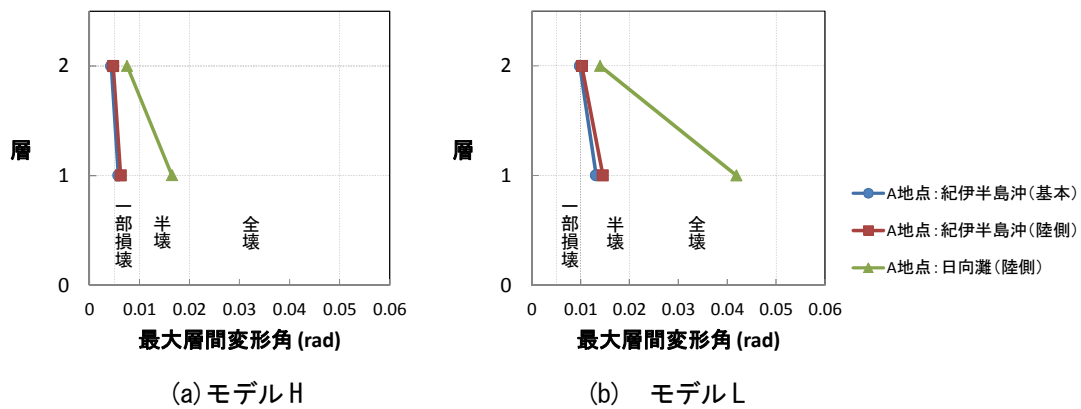


図-4.3.14 最大層間変形角の比較（A 地点，想定地震動入力ケース）

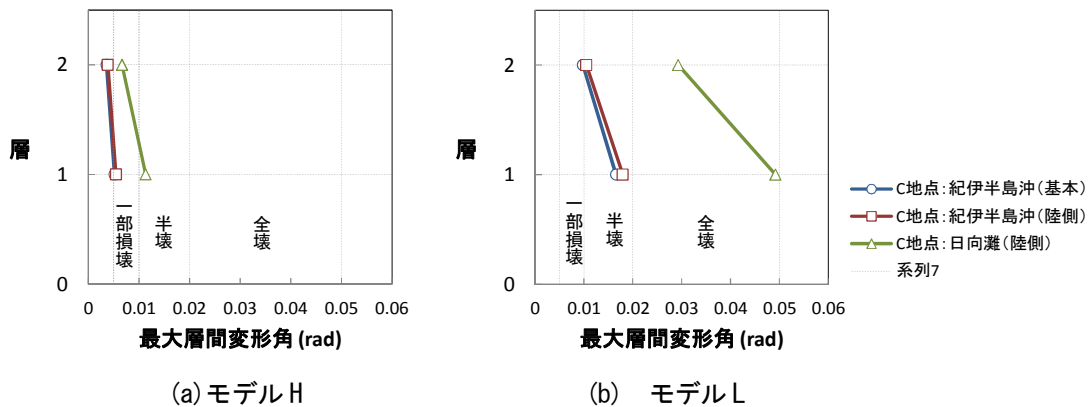


図-4.3.15 最大層間変形角の比較（C 地点，想定地震動入力ケース）

b) 地盤条件の影響

想定地震動を入力したケースについて、図-4.3.16にA地点（普通地盤）とC地点（軟弱～普通地盤）における最大層間変形角を比較した結果を示す。図-4.3.16(a)～(c)の全てのケースについて、モデルHはA地点の応答が大きく、モデルLはC地点の応答が大きいことが確認できる。この要因として、第3章における検討結果によると、表層地盤の卓越周期はA地点では0.4秒～0.6秒、C地点では0.7秒であり、増幅特性の違いが建物応答に影響を与えた可能性が考えられる。

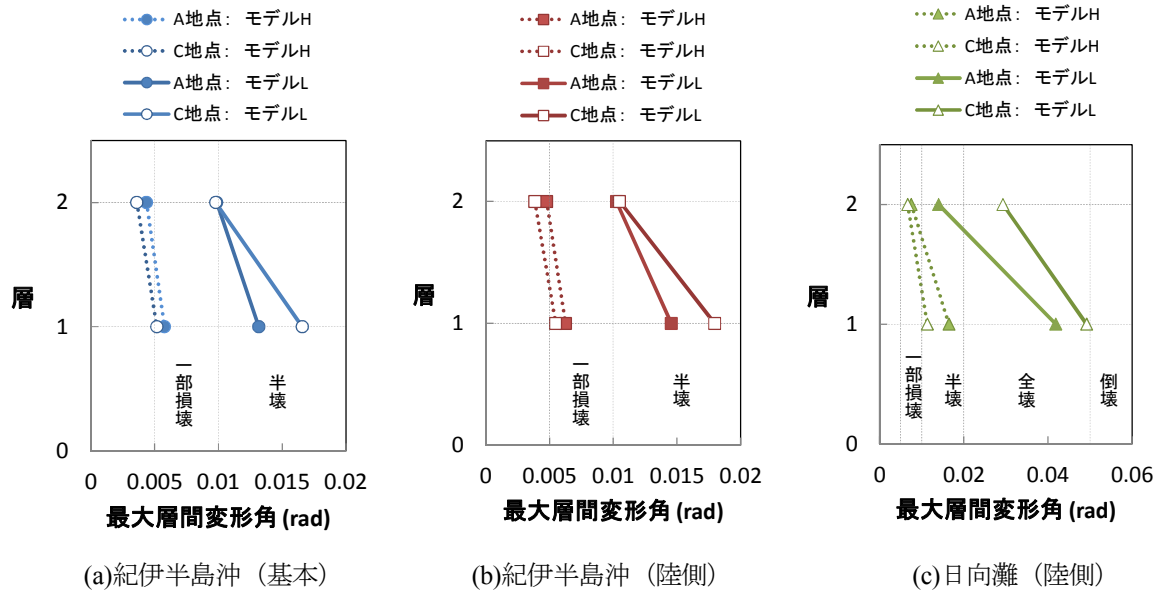


図-4.3.16 地盤条件の違いによる最大層間変形角への影響

(5) まとめ

4.3節では、典型的な木造住宅を対象として、神戸市において構築した耐震診断および常時微動測定に関するデータベースを用いて、耐震性に優れた住宅（モデルH）と耐震性が不十分な住宅（モデルL）を設定し、地震応答解析による検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 今回の検討範囲では、断層の破壊進行方向が神戸市域に向かうように震源を設定した日向灘（陸側）ケースで、両モデルともに最大層間変形角が最も大きくなった。
- ・ また、両モデルともに地震動の継続にともなう応答変位の顕著な進展はみられず、継続時間の影響は限定的であった。
- ・ 耐震性に優れたモデルHの場合は、建築物の耐用年中に1度遭遇するかもしれない程度の地震動や、兵庫県南部地震で大きな被害を与えたレベルの地震動などを含む全ての解析ケースで、倒壊に至るような被害の発生可能性は低い結果となった。
- ・ しかし、大きな地震動が発生した場合の被害は一部損壊から半壊程度と推定され、損壊した住まいをすみやかに再建するためには、地震保険への加入や兵庫県住宅再建支援制度の活用などの対策を進めることが重要と考える。また、住宅の応答加速度は大きく、家具の転倒防止等の対策の普及を図る必要がある。

- ・ 耐震性が不十分なモデル L の場合は、想定地震における日向灘（陸側）ケースで、地盤条件が軟弱～普通地盤の場合に倒壊に至るような被害の発生が推定され、地震から命を守るためには十分な耐震性をまず確保することが重要であることを確認した。
- ・ 今後、内閣府の波形を用いた検討や、被災建物における累積損傷の影響について検討を行う予定である。

参考文献

【 第 1 章 はじめに 】

- 1) 内閣府中央防災会議「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会」：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会 中間とりまとめ ～ 今後の津波防災対策の基本的考え方について ～, 2011.6.
(<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/pdf/tyuukan.pdf>)
- 2) 内閣府中央防災会議「南海トラフの巨大地震モデル検討会」：南海トラフの巨大地震による震度分布・津波高について（第一次報告），2012.3.
(http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai_trough/1st_report.pdf)
- 3) 内閣府中央防災会議「南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ」：南海トラフ巨大地震の被害想定について（第一次報告），2012.8.
(http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20120829_higai.pdf)
- 4) 内閣府中央防災会議「南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ」：南海トラフ巨大地震の被害想定（第二次報告）のポイント～施設等の被害及び経済的な被害～，2013.3.
(http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20130318_kisha.pdf)
- 5) 内閣府内閣府中央防災会議「南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ」：南海トラフ巨大地震対策について（最終報告），2013.5.
(http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20130528_honbun.pdf)
- 6) 内閣府中央防災会議：東南海，南海地震の被害想定について，2003.9.
(http://www.bousai.go.jp/jishin/tonankai_nankai/pdf/siryou2.pdf)
- 7) 神戸の地盤研究会：平成 14，15 年度神戸の地盤研究会成果報告書，2004.3.
- 8) 神戸の地盤・減災研究会：研究成果報告書，2007.8.
- 9) 新・神戸の地盤減災研究会：研究成果報告書，2010.8
- 10) M.Sugito, Y.Furumoto, and T.Sugiyama：Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, Proc. of the 12th WCEE, CD-ROM, Oakland, New Zealand, 2000.
- 11) 内閣府中央防災会議：南海トラフの巨大地震モデル検討会において検討された震度分布・浸水域等に係るデータ提供について，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html (2013 年 5 月 28 日閲覧)。

【 第 2 章 工学的基盤レベルの地震動評価 】

- 1) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会，<http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/>（2013 年 5 月 28 日閲覧）
- 2) 内閣府中央防災会議：東南海，南海地震等に関する専門調査会，http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chubou/senmon/tounankai_nankaijishin/index_nankai.html（2013 年 5 月 28 日閲覧）
- 3) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会において検討された震度分布・浸水域等に係るデータ提供について，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html（2013 年 5 月 28 日閲覧）

- 4) M.Sugito, Y.Furumoto, and T.Sugiyama : Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, Proc. of the 12th WCEE, CD-ROM, Oakland, New Zealand, 2000.
- 5) 亀田弘行：強震地震動の非定常パワースペクトルの算出法に関する一考察，土木学会論文報告集，第 235 号，pp.55-62，1977.
- 6) 久世益充・杉戸真太・能島暢呂：南海トラフの巨大地震を想定した広域震度予測，自然災害科学，Vol.22, No.1, pp.87-99, 2003.
- 7) 内閣府：南海トラフの巨大地震検討会（第二次報告），強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布について－，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report05.pdf（2013 年 6 月 7 日閲覧）。
- 8) 吉田望：A computer program for dynamic response analysis of level ground effective stress-nonlinear method, Version 2.41, 2003.

【 第 3 章 表層地盤の地震動評価 】

- 1) 財団法人 阪神・淡路大震災記念協会：地盤情報を活用した被災分布の究明－兵庫県南部地震の震源波を考慮に入れた地盤動的応答解析－，財団法人 阪神・淡路大震災記念協会調査研究報告書，Vol.3, 2001.
- 2) 南部光広，寺田幸次，村田芳信：阪神地域における地盤構成と神戸市街地地盤の特徴，応用地質技術年報，pp.47-62, 1997.
- 3) 吉田望：A computer program for dynamic response analysis of level ground effective stress-nonlinear method, Version 2.41, 2003.

【 第 4 章 建築構造物の地震応答解析 】

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 2) 寺岡勝，島貫広志，森田耕次，薦野和彦，岡田忠義：1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨造建物の被害調査と検討，鋼構造論文集，第 3 巻第 11 号，1996.9
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編－1，鉄筋コンクリート造建築物，1997.
- 4) COMPUTERS & STRUCTURES INC.: CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, Apr. 2007.
- 5) 神戸の地盤・減災研究会：研究成果報告書，2007.8.
- 6) 神戸市役所，建設工学研究所：神戸市地盤調査報告書，第 7 章 神戸地盤の地層構成，pp.7(1)-7(26)，1998.
- 7) 沖村孝，田中泰雄，大星直樹，鳥居宣之：地盤情報データベースと GIS の活用による都市災害および都市開発の検討，土と基礎，48 号，pp.27-29，2000.
- 8) 五十田博，河合直人：木造軸組構法住宅に用いる壁の復元力特性モデル，日本建築学会構造系論文集，第 616 号，pp.157-163，2007.
- 9) 鈴木祥之，中治弘行：強震動下における木造建物の地震応答と耐震性能評価，第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.211-214，1997.

- 10) 鈴木祥之, 中治弘行, 岩井哲, 北原明男: 在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, No.499, pp.69-76, 1997.
- 11) 綿引誠, 大橋好光, 高間氏幹弥, 中野一郎, 石山央樹, 佐藤栄児: 実大実験に基づく木造軸組構法住宅の耐震性に関する研究, その3 各部の応答挙動と筋かいの負担力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), Vol. C-1, pp.173-174, 2000.
- 12) 山田耕司: 軸組木造住宅の雑壁量と固有周期・最大地震応答変位の関係, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.109-114, 2000.
- 13) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之: 常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 613 号, pp.43-50, 2007.
- 14) 井戸田秀樹, 嶺岡慎悟, 梅村恒, 森保宏: 在来軸組木造住宅における一般耐震診断の評点と損傷度の関係, 耐震改修促進のための意思決定支援ツールに関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.125-132, 2007.

参考資料

(1) 分科会メンバー（敬称略）

グループ	氏名	所属など	分担責任
委員	難波 尚	神戸大学大学院工学研究科	分科会長
	藤永 隆	神戸大学都市安全研究センター	
	久世 益充	岐阜大学 流域圏科学研究センター	副査
	太田 敏一	神戸市職員 OB	
	平井 俊之	(株)ニュージェック	
	堀江 啓	(株)インターリスク総研	主査
学識経験者	長谷川信介	防災科学技術研究所	
	小原 勝彦	岐阜県立森林文化アカデミー	
オブザーバー	岡本知佳子	神戸市都市計画総局総務部耐震化促進室	
	吉田 亮浩	神戸市都市計画総局建築技術部技術管理課	
	美濃 正夫	神戸市建設局道路部技術管理室	
	佃 友宏	神戸市建設局道路部技術管理室	
	富田 英明	神戸市建設局道路部技術管理室	
	柳 愛	神戸市建設局道路部技術管理室	

(2) 分科会実施日程

第1回：平成24年4月20日（金） 15:00～17:00

（神戸大学工学部自然科学3号館617号）

第2回：平成24年6月25日（金） 10:00～12:00

（神戸市役所2号館5階都市計画総局503会議室）

第3回：平成24年7月20日（金） 10:00～12:00

（神戸市役所2号館5階都市計画総局503会議室）

第4回：平成24年10月3日（水） 10:00～12:00

（神戸市役所2号館5階都市計画総局503会議室）

第5回：平成24年12月27日（木） 9:30～11:30

（神戸市役所2号館5階都市計画総局501会議室）

第6回：平成25年5月29日（水） 13:00～15:00

（神戸市役所2号館5階都市計画総局503会議室）

第2編 地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会の研究成果

目 次

1. はじめに.....	87
2. 神戸市および周辺地域の災害履歴調査.....	87
参考文献.....	87
3. 神戸の津波地震史.....	93
参考文献.....	97
4. 神戸海洋気象台における降雨履歴.....	98
5. 「都市型洪水災害」軽減のための3次元地形・地盤モデルの構築とその活用事例.....	103
5.1 はじめに.....	103
5.2 解析対象地域の地形・地質・解析の概要.....	103
5.2.1 地形・地質.....	103
5.2.2 解析手法.....	103
5.3 3次元地形・地盤融合モデルの構築.....	103
5.4 3次元広域地下水流動解析.....	106
5.4.1 解析条件.....	106
5.4.2 解析結果および考察.....	107
5.5 対象地域の浸透適地マップ.....	109
5.6 まとめ.....	110
参考文献.....	110

第2編 地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会の研究成果

執筆者一覧

1. はじめに

末廣 匡基 株式会社阪神コンサルタンツ

2. 神戸市および周辺地域の災害履歴調査

小松 陽 株式会社不動テトラ

末廣 匡基 株式会社阪神コンサルタンツ

八谷 誠 中央復建コンサルタンツ株式会社

平井 俊之 株式会社ニュージェック

3. 神戸の津波地震史

伊藤 雅之 国際航業株式会社

小野 尚哉 国際航業株式会社

末廣 匡基 株式会社阪神コンサルタンツ

4. 神戸海洋気象台における降雨履歴

末廣 匡基 株式会社阪神コンサルタンツ

種平 一成 株式会社エイト日本技術開発

5. 「都市型洪水災害」軽減のための3次元地形・地盤モデルの構築とその活用事例

澁谷 啓 神戸大学大学院 工学研究科

1. はじめに

当研究会では平成 22 年度において、神戸市とその周辺地域の被害を主とした災害履歴調査を行った。以下ではこれらの結果に、地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会で実施している神戸の地震津波史に関する研究や、3次元地盤モデルの構築と活用事例などを併せて報告する。

各研究項目と担当委員を以下にまとめて示す。

- 神戸市および周辺地域の災害履歴調査（八谷，平井，小松，末廣ほか）
- 神戸の地震津波史（末廣，伊藤，小野）
- 神戸海洋気象台における降雨履歴（末廣，種平）
- 「都市型洪水災害」軽減のための3次元地形・地盤モデルの構築とその活用事例（澁谷）

2. 神戸市および周辺地域の災害履歴調査

調査の対象とした地域は神戸市，および武庫川，淀川などの近隣河川域としたが，歴史時代の記録が豊富な京都鴨川流域を補足的に付加した。地震履歴については京阪神地域の被害地震を対象とした。また，調査期間は便宜的に下記の4つの期間に分けており，それぞれの期間において履歴表示の方法等が異なるが，現時点ではとくに表示型式の統一を図っていない。今後，統一的にまとめて災害履歴表を構築したいと考えている。

- | | | |
|--------------|---|-------------|
| ・ | ～ | 1868（明治1）年 |
| ・ 1868（明治1） | ～ | 1944（昭和19）年 |
| ・ 1945（昭和20） | ～ | 1975（昭和50）年 |
| ・ 1976（昭和51） | ～ | 2010（平成22）年 |

調査結果を図－2.1～図2.4にまとめて示す。

また，図－2.5は9世紀ころに頻発したとされる地震や噴火などについてまとめた図である。2011年3月の東北地方太平洋沖地震に匹敵するとされる貞観三陸地震(869年)や，富士山噴火(864年)を始めとしたその前後における各所での火山噴火，さらに仁和南海地震(887年)で知られる南海トラフの海溝型地震などが短期間に発生したようであり，地震噴火などの活動性の高い時期であったことが読み取れるであろう。

なお，以上の災害履歴調査はおもに下記の文献¹⁾～文献⁸⁾をもとに行った。

参考文献

- 1) 宇佐見龍夫:最新版 日本被害地震総覧, 東京大学出版会, 605p, 2003.
- 2) 兵庫県・神戸海洋気象台・兵庫県自治協会:兵庫縣災害誌, 279p, 1954.
- 3) 神戸市役所:神戸市水害誌, 1368p, 1939.
- 4) 兵庫県 HP「六甲山系災害史」, 【http://web.pref.hyogo.jp/af20/af20_000000002.html】.
- 5) 建設省近畿地方建設局:淀川百年史, 1821p, 1974.
- 6) 中島暢太郎:鴨川水害史(1), 京大防災研究所年報, No. 26, B-2, pp. 75-92, 1983.
- 7) 高木勇夫:明治以前日本水害史年表, 慶應義塾大学日吉紀要, 社会科学, No. 14, pp. 1-34, 2004.
- 8) 赤石直美ほか:京都歴史災害年表, 京都歴史災害研究, No. 6, pp. 11-215, 2006.

西暦	地震	水害						備考
	【京阪神地方】	【兵庫県南部】	【神戸市街地】	【猪名川】	【武庫川】	【淀川】	【京都・鴨川】	
450								
500								
550								
600								
650								難波宮(645)
700								平城京遷都(710)
750								
800								平安京遷都(794)
850								
900								
950								
1000								
1050								
1100								
1150								
1200								鎌倉幕府(1192)
1250								
1300								
1350								室町幕府(1338)
1400								
1450								
1500								慈明寺流れ(1504)
1550								鳴滝明神流失(1517)
1600								信長上洛(1568)
1650								江戸幕府(1603)
1700								
1750								
1800								
1850								慶長以来の大洪水(1848)
1900								

図-2.1 神戸市と周辺地域の災害履歴【～1868年】

西暦	和暦	地震	水 害			
		関西	神戸地域	神戸周辺地域	淀川	京都・鴨川
1871	M4		(暴風雨等) 五尺海岸、居留地以西	武庫郡：海上大荒れ、風力の増大とともに怒濤中浜新田(現尼崎市)を襲い、14戸よりなる同部落は流出し、死者24。		
1884	M17			(台風) 印南郡一沿海諸村の損害甚だし、大塩村は波満のため堤防決壊7箇所、延長206間、塩田荒廃118町歩		
1885	M18			(台風) 美濃郡一三木町は明治年間における最も著しい水害で田畑流出及び埋没、美濃川筋一休被害大	淀川大洪水(明治大洪水)、左岸枚方決壊(被害家屋1万数千戸)	
1891	M24	(美濃・尾張大地震 M=8.0) 史上最大の直下型地震、加古・印南郡 家屋損傷相当あり				
1892	M25			(台風) 神戸市・有馬郡を除いて水害あり、加古川以西が最も甚だしい。死者97、傷者31、流失家屋882、倒壊家屋8910、堤防破損520、道路破損4,986、橋梁流失破損2,000、山崩2,084、被害田畑13,000町歩		
1896	M29		(台風) 湊川・洗心橋下流で堤防決壊	(台風、神戸 117mm) 30日に953mbの台風に襲われ、翌31日未明に武庫川の堤防が決壊し、家屋の流失・浸水を見た。	淀川大洪水、大塚、枚方などの堤防決壊	
1897	M30		台風による豪雨	(台風：(29、30の 一昼夜) 130mm) 9.29夜半に兵庫県上空を通過した台風により県南部の全域、川辺、武庫、有馬、美濃の各郡が特にひどい打撃を受けた。堤防決壊331、家屋の流失・破壊348、死者21		
1899	M32	(紀和地震 M7.1) 神戸市強震、震災は熊野沖	豪雨	(温低) 日雨量 明石227mm、市125mm、西宮106mm、三田100mm		
1902	M35		台風による豪雨	(熱低) 姫路市一揖保川氾濫のため堤防決壊2、家屋浸水293、搭津・播磨は水害のため死者9、家屋流失3、道路・堤防の被害大		
1905	M38			(梅雨) 累計雨量 有馬450mm、西宮355mm、明石286mm、姫路277mm。加古川、市川で堤防決壊		
1906	M39			(台風) 揖保郡大津(現姫路市)に暴風海嘯のため堤防決壊22ヵ所692間、家屋浸水10、田畑浸水45町歩。有馬23日100mm、西宮63mm		
1907	M40			(台風：有馬236mm 篠山247mm) 武庫川水系 堤防決壊156、道路破損166、橋の流失75、溜池の決壊55		
1909	M42	(姉川地震 M=6.8) 神戸市強震、震災は近江北東部				
1910	M43		豪雨による水害	(熱低と前線性大雨：西宮249mm) 崩壊：武庫川流域39、山崩れ41(他に三田有馬間に多数) 福知山線武田尾付近橋梁墜落数箇所		
1912	T1		台風による暴風雨被害	(台風) 四国東端から大阪に台風通過。最低気圧956mb、総雨量159.7mm。阪神、但馬、淡路で死者21		
1915	T4		豪雨	(台風) 法華山谷川、天川、夢前川、円山川、佐治川(水上都)流域の出水被害。(堤防決壊31、破損29、道路損壊35、橋23、流失家屋2)		
1916	T5	M6.1 震源地は明石海峡東部、神戸市、明石郡、印南、津名に被害あり				
1917	T6				淀川大洪水、右岸大塚堤防決壊(死傷者40人、被災戸数15358戸、被災面積5871ha)	9/29-10/1にかけて台風による豪雨。死者11。家屋全半壊38。家屋浸水4969。降雨量152ミリ。
1922	T11		暴風による浸水被害	(梅雨前線：西宮 1.5日 213mm) 武庫郡 死者9、全壊2、半壊14、浸水2987、堤防決壊7		
1923	T12		梅雨時の長雨	(梅雨前線と熱低) 明石市一17日明石川堤防決壊、死者2、揖保郡村田村一井堰破壊1。		豪雨で床上・床下浸水家屋は2000。降雨量は121ミリ。
1925	T14	北但地震 特に豊岡、城之崎に甚大な被害あり				
1927	S2	北丹後烈震、北近畿を中心に中国、四国地方まで被害				
1932	S7		豪雨による家屋浸水、堤防決壊、山崩れ、貯水池崩壊	(梅雨前線) 三田署管内一死者2、浸水家屋805、堤防決壊30。三木町一山間貯水池の堤防決壊、死者33、家屋流失47、浸水家屋1,523。姫路一死者1、浸水家屋2,550、堤防決壊30。加古川一浸水家屋1,995、堤防決壊1。		
				(梅雨前線) 明石一死者1、浸水家屋1,661。三田一死者3、浸水家屋351。西宮一浸水家屋313、堤防決壊1。		
1933	S8			(台風) 阪神間高潮あり。尼崎一死者3、家屋浸水200。西宮一一家屋浸水103、堤防決壊5。芦屋一一家屋浸水4。		
1934	S9		室戸台風	(室戸台風：三田122mm 高平105mm 有馬224mm) 午前8時台風の中心が大阪と神戸の間の深江付近に上陸し、海岸の低地一帯に広く浸水。有馬郡 流失・崩壊家屋6、浸水家屋351、被害を受けた農地2,253ha	室戸台風による高潮被害(死者2702、全壊家屋38771、流出家屋4277)	京都市大水害。総雨量380.5ミリ。29日の降雨量281.6ミリ。被害(府下一円)死者18、家屋流失268、家屋全半壊357、床上浸水12937。
1935	S10	(河内大和地震 M=6.4) 大阪・奈良 全半壊148地面の亀裂や噴砂・湧水	豪雨による家屋倒壊・浸水・山崩・石垣崩壊	(梅雨前線：西宮 28日 197mm) 西宮市 29日、御手洗川堤防決壊、大池堤防決壊。死者4、家屋流失7、家屋浸水6,000、水道送水管崩壊約50間	鴨川大洪水(全半壊流出家屋約600、死傷者160余、浸水家屋5万、被災者10数万)	
1935	S11		豪雨による家屋倒壊・浸水・堤防決壊・橋梁流失	(前線性大雨：10日 御影210mm、有馬170mm、西宮157mm) 尼崎一浸水家屋8,313、堤防決壊1。西宮一浸水家屋5,800、堤防決壊5。芦屋一浸水家屋1,200、堤防決壊1。		
1938	S13		(梅雨前線) 神戸市を中心とする大災害。水害、六甲山系の山崩れ	(梅雨前線：三田216mm 高平244.2mm 有馬373mm 西宮3.5日 363mm) 急傾斜地の崩壊、河川のごとく氾濫し、潮流・土石流も発生し、西宮から垂水までの家屋を破壊・埋没させた。土砂流出量は推定300万	阪神大水害	
				(温低：有馬 1-2日 258mm) 武庫郡一浸水家屋3,735。神戸市以外一堤防決壊53		
1944	S19	(東南海地震 M=7.9) 伊豆から紀伊にかけて津波				

図－2.2 神戸市と周辺地域の災害履歴【1868～1944年】

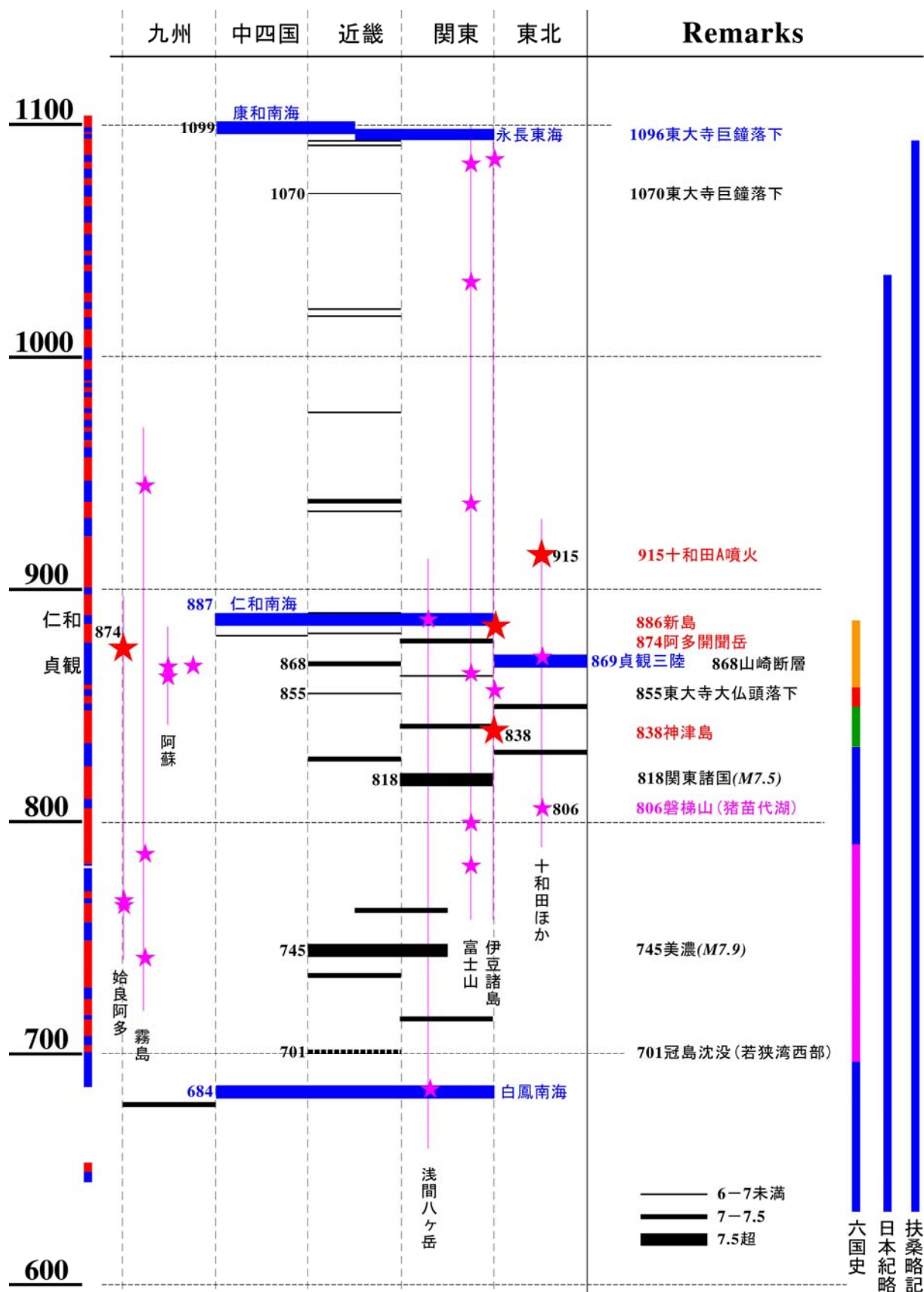


図-2.5 西暦 600~1100 年ころの地震噴火史

3. 神戸の地震津波史

駿河トラフから南海トラフにかけての海溝部は、図-3.1 に示されるように 100 年程度の間隔で海溝型地震が繰り返し発生し、その度ごとに太平洋岸を中心に各所で大規模な津波被害が生じている。

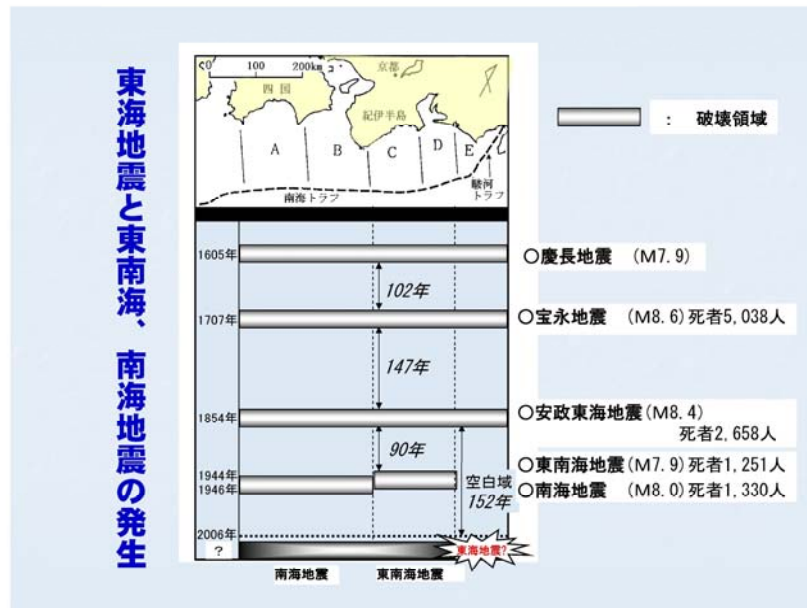


図-3.1 東海地震と東南海、南海地震の発生

神戸は大阪湾北部の湾奥部に位置するため、南海トラフにおける海溝型地震による津波が直接に達することはなく、歴史記録を見ても大阪沿岸部ほど顕著な被害は受けていないようである。しかし、文献資料によれば波高2~3mが示されているなど、必ずしも影響がまったくないというわけではない。

以下では、西暦1600年ころ以降の主として神戸において記録されている津波被害を文献資料より抽出し、これまでの神戸における地震津波の影響について地震ごとにとりまとめる。歴史記録によれば、地震などの天変地異や彗星の出現などによって改元される場合が多い。それぞれの地震前後におけるおもな歴史事象などとあわせて地震を列举する。

なお参考のため、神戸市街地の中央部においてTP=7mまでの浸水を仮定した場合の水没範囲を図-3.3に示す。

(1) 慶長大地震

表－3.1(a) 慶長大地震の被害状況

慶長大地震		慶長九年十二月十六日(1605.2.3)	
文献	兵庫県	淡路島	震度および波高
飯田汲事 (1981) ¹⁾	神戸・明石で津波の被害なし (当代記)	諸堂が倒れ、仏像が堂前に飛出した。	推定波高: 1～2m 震度: V
羽鳥徳太郎 (1975) ²⁾	兵庫海岸、津波被害なし	三原郡安坂、千光寺諸堂地震で倒れる。	津波の高さ: < 1m 震度: 5
武者金吉編 (1941) ³⁾	p.670【当代記】 「播州兵庫之浦へ一圓不苦」	p.676【淡路草】 「三原郡加茂郷、先山千光寺○安坂村ニ アリ 慶長九年天下大地震の時、諸堂倒 る。其時佛像堂前に飛出すといふ」	

表－3.1(b) 慶長改元時の地震史

文禄から慶長へ				
慶長伊予地震	五. 閏七. 九	1596.9.1		
慶長豊後地震	文禄 五. 閏七. 十二	1596.9.4	M=7.0	
慶長伏見地震	五. 閏七. 十三	1596.9.5	M=7.5	
慶長改元	五. 十. 二十六	1596.12.15		
	元. 十. 二十七	1596.12.16		
	三. 八. 十八	1598.9.18		豊臣秀吉死去
慶長大地震	慶長 九. 十二. 十六	1605.2.3	M=7.9	
慶長会津地震	十六. 八. 二十一	1611.9.27	M=6.9	
慶長三陸地震	十六. 十. 二十八	1611.12.2	M=8.1	

(2) 宝永地震

表－3.2(a) 宝永地震の被害状況

宝永地震		宝永四年十月四日(1707.10.28)				
文献	兵庫県	尼ヶ崎	摂津		明石	震度および波高
飯田汲事 (1982) ⁴⁾	死者17、全壊667、破損1865、 流失64、堤防破損162	城七分ほど大破	破損家580 田畑に潮入2000石余		潮入らず	波高2.5m(摂津) 波高1～1.5m(明石)
羽鳥徳太郎 (1980) ⁵⁾		地震で城崩れる	田畑に潮入2000石余 破損家580		潮入らず	波高2.5m(摂津) 波高1～1.5m(明石)
武者金吉編 (1943) ⁶⁾	p.194【竹橋余筆別集】太田南畝編 播摩国 萬年長十郎御代官所 一、高千三百九拾石余 田畑沙入 大和・摂津・播摩国 石原新左衛門御代官所 一、田畑砂入有之由、町歩不相知 一、長八百三拾六間余 堤破損所		p.191【竹橋余筆別集】太田南畝編 摂津国 安藤駿河守、中根摂津守、御預り所 一、高式千七拾石余 田畑沙入 一、百軒 潰家 一、五百八拾軒 破損家 一、死亡之者 式人			
東京大学 地震研究所編 (1983) ⁷⁾	p.31【楽只堂年録、第209巻】 摂州尼崎城内外破損之覚 一、本丸天守破損櫓式ヶ所崩、同一ヶ所大破、多門四ヶ 所崩、天守統之多門大破、門櫓二ヶ所大破、広間並台 所崩、其外所々破損、塀崩或大破仕候 一、領内兵庫・津・西宮町並在々民家潰家は無御座候			p.46【楽只堂年録、第210巻】 播州明石十月四日未上刻地震之節所々破損之覚 一城内石垣兩所二而式拾間余崩 一城内石垣四ヶ所孕出ル 一城内土居拾四間崩 一櫓老ヶ所斜、其外破損多御座候 一門塀所々斜或倒申候 一家中破損家多御座候 一領内寺社町在中潰家式拾三軒、其外破損仕候 一在中用水池二拾九ヶ所、堤五百二十間余損 一人馬怪我無御座候		

表－3.2(b) 宝永改元時の地震史

元禄から宝永へ				
元禄江戸地震	元禄	十四. 三. 十四	1701.4.21	松之大廊下事件
		十五. 十二. 十四	1703.1.30	赤穂浪士討入
		十六. 十一. 二十三	1703.12.31	M=7.9-8.2
宝永改元		十七. 三. 十二	1704.4.15	
		元. 三. 十三	1704.4.16	
宝永地震	宝永	四. 十. 四	1707.10.28	M=8.6
富士山宝永噴火		四. 十一. 二十三	1707.12.16	

(3) 安政南海地震

表－3.3(a) 安政南海地震の被害状況

安政南海地震					
安政七年十一月五日(1854.12.24)					
文献	尼崎	西宮	神戸湊川	赤穂	波高
羽鳥徳太郎 (1988) ⁸⁾	内川八尺余り高水となる。		浜先きへ津波が一時打ちか ける。	沖の潮高くさし引き定まらず。塩 田損じ暫時一面水冠になる。 町家8分通り潰れ跡を津波流れ る。1丈4～5尺上がるともある。	尼崎:2.4m 神戸湊川:2m 赤穂:3m
羽鳥徳太郎 (1980) ⁵⁾	内川の水面1丈余増す。 死者100余、流家60				津波高さ:2.5m
武者金吉 (1951) ⁹⁾	p.428,431【大地震津浪末代断断種】 攝州尼ヶ崎つなみ内川水壺丈余り増す。 船人家の損し夥しく死人百餘人あり。 尼ヶ崎市中人家八十軒ばかり崩れ怪我人少々 あり。 近國にて第一ばんの大ゆり也。	p.431,432【大地震津浪末代断断種】 ○西の宮灘邊もつなみにて濱口所の人 家少々流れそんじあれども、大坂よりは 余程ゆるやかにて死人怪我人少し。 ○西ノ宮人家三十四五軒崩れ、すべて 此近邊御影まで凡三十軒ばかり崩損じ 家数知らず。	p.431【大地震津浪末代断断種】 ○灘人家五十軒斗崩る。此 近邊兵庫迄の人家七八十軒 崩る。 ○兵庫凡五六十軒くつれ怪 我人少々あり。		
東京大学 地震研究所編 (1987) ¹⁰⁾	p.358【地震騒動大概】幸手町立図書館文書61 尼ヶ崎町家八分通り潰れ損じたる所数不知 P.323【地震聞書】鎌倉市玉縄 為積家文書 尼ヶ崎四日朝五時半より大地震と相成、築地 家数凡式百軒余崩し、辰巳之渡し南諸宿屋並 茶見世共不残崩し、市中凡三百軒余崩し、内 川八尺余之高水と成、五日夜迄三拾五六度之 震り、死人凡百人怪我人数不知失人との由、誠 に畏なる次第なり	P.323【地震聞書】鎌倉市玉縄 為積家文書 西ノ宮・灘目・神戸・兵庫皆々同様之大地震、家数多ク崩し、死人数 不知、何連も同様之震り p.209【嘉永七年十一月四日地震ノ記】東京大学史料編さん所 当四日辰上刻二大地震二而大坂雑魚場町家式拾軒・羽子板橋十四 五軒打崩出火致申候、乍併昼之事故大火二は不相成候、南は亀橋 辺堀江川へ町家崩込申候由、永代浜ハ大蔵八十計打崩申候、夫より 灘筋尼崎御城下ハ五・六十軒くつれ、西宮二・三十、御影五・六軒、 新在家七・八軒打崩申候、右地震ハ四日昼時二・三度、夜二入五・ 六度、五日昼三度、夜は一時老度計ツム震申候、右書付米飛脚二張 出し有之候、扱兵庫之方は別条無御座候、少々動候計、是は凡十里 計も有之故大地震二は無御座候			

表－3.3(b) 安政改元時の地震史

嘉永から安政へ					
	五. 十一. 一	1852.12.11			皆既日食(近畿)
	六. 六. 三	1853.7.8			ペリー浦賀来航
安政伊賀地震	七. 六. 十三	1854.7.9			
安政東海地震	嘉永 七. 十一. 四	1854.12.23	M=8.4		
安政南海地震	七. 十一. 五	1854.12.24	M=8.4		
豊予海峡地震	七. 十一. 七	1854.12.26	M=7.3-7.5		
安政改元	七. 十一. 二十六	1855.1.14			
安政江戸地震	安政 元. 十一. 二十七	1855.1.15			
	二. 十. 二	1855.11.11	M=7.0-7.1		

〔神戸の歴史 九〕S⁵⁹・1・15 新修神戸市史編集室編・神戸都
市問題研究所発行
〔嘉永安政記略〕上田幸一家文書
十一月四日 同十一月四日の朝辰の刻、古今稀の大地震、誠
再び大地震 ニ兵庫津中一統散乱大混雑、又々申の刻ニ大変
ニゆりだし、諸人の顔青く相成り、家くら地中をうごか
し、今もうちくだかれ候様ニ相成り止む事なし、諸商人諸
職人共休み、往來の人々宿屋ニも溜メ申さず、至極難儀致
し夜通し往來いたし申し候
同五日も地 翌五日酉の刻過ぎニ又々大きにゆりだし、半時
浪奏川いて津 ばかり止ミ申さず、生きたるこぢなく、老人
口に飯小屋 子供病人等迄、其の夜中より往來へ疊板杯取り
住まい 持出し、昼夜とも門住居致し驚き入る事、右同
刻ニ津浪高沙浜先キへ一時ニ打かけ、市中人々地震ニ恐
れ、所持の宝物等船ニ積み、内ニ少々留主人を残し、小兒
女中を乗せ、皆々船ニ候て用心致し罷り在り候処、右の浪
ニ恐れ、又々船よりあがり野原へ出で、湊川弁天口小納屋
を建て、昼夜外住居日数七日ばかり、寺社境内ニ各々小家
住居致し候人数知れざる事
神戸御影辺 神戸大石新在家御影灘辺ハ西の宮迄格別の荒も
は津波被害 なし、尼ヶ崎家数百三拾軒ばかり潰れ大混雑、
兵庫では神 死人怪我人少々あり、夫より大坂近辺在々所々
仏詣り流行 殊の外大変也、同日大坂木津川高沙殊の外大
変、道頓堀新田其の外島々水口、大船小船ニ追れ、内川へ
一時ニ入り来り、道頓堀川日吉橋思首橋幸橋住吉橋大黒橋
迄、浪花橋水分橋黒金橋亀橋阿治川橋何れも落て、清水ぶ
たいみちんニとなる、天王寺所々大そんじ、川口津波にて
死人怪我人三千人、是等候面附け、他國の人々死人数知れ
ず、東海道往來留メ、紀州湯浅辺ハ家流れてなし、日方藤
白半潰れ、大崎近辺下津浦真島水つかり、津浪にて大半家
流れ、寅のとし冬中ハ地震止む事なし、折々ゆりて諸人あ
わて申し候、追々隠ニ相成、寅年中兵庫津中ハ神社仏閣へ
祈禱いたし、目出度く相済み、清森様石塔ニ大般若経相勸
め申し候
年号御改元十二月元
安政二年卯元日賀悦ひ

図－3.2 安政東海・南海地震における神戸の状況資料¹¹⁾

(4) 昭和南海地震

表－3.4(a) 安政南海地震の被害状況

昭和21年12月21日(1946.12.21)

昭和南海地震

文献	大坂	兵庫県								
水路部 (1948) ¹²⁾	間隔:40～60 回数:3 来襲時刻:120分後 津波の高さ:0.5									
地震研究所速報 (1947) ^{13),14)}		死者:50	死傷者			全壊				
		傷者:91	死者	傷者	浸水家屋	住家	非住家			
		全壊(住家):330	葺合	1						
		全壊(非住家):370	兵庫		10		1	1		
		浸水家屋:786	長田				2			
		焼失家屋:1	尼崎					5		
		浸水田畑:2町1反	明石				3	5		
		兵庫県のうけた震害は、別稿(・・・頁)にあるやうに、淡路島だけが特にひどく、そのほかは加古川、揖保川の下流にいくらかの全半壊家屋があり、赤穂町の製塩場に於て塩田および製塩施設に損害があった程度である。								
		中央气象台 (1947) ¹⁵⁾	津波の高さ:40～60cm	死者:49	死傷者			全壊		
				傷者:59	死者	重傷	軽傷	浸水家屋	住家	非住家
全壊家屋:640	葺合			1						
半壊家屋:602	兵庫				3	2		2		
浸水家屋:786	長田							2		
焼失家屋:3(工場)	明石						3	5		
被害に就いて 今回の地震の被害を総括すれば、地震動そのものによる被害は当管内では軽微である。大阪府、兵庫県方面にも倒壊家屋が若干生じたが、それ等は殆ど老朽の「家屋乃至バラック等脆弱な建物に限られている。										

表－3.4(b) 昭和東南海・南海地震時の地震史

戦争を挟んで				
	十六. 四. 三十	1941.4.30	増訂大日本地震史料刊行	
	十六. 十二. 八	1941.12.8	真珠湾攻撃	
鳥取地震	十八. 九. 十	1943.9.10		
昭和東南海地震	十九. 十二. 七	1944.12.7	M=8.0	昭和
三河地震	二十. 一. 十三	1945.1.13	M=6.8	
	二十. 八. 十五	1945.8.15	終戦	
昭和南海地震	二十一. 十二. 二十	1946.12.21	M=8.0	
福井地震	二十三. 六. 二十八	1948.6.23	M=7.1	



図-3.3 津波高7mを仮定した場合の浸水予想図

参考文献

- 1)飯田汲事(1981):歴史地震の研究(4)慶長9年12月16日の地震及び津波災害について,愛知工業大学研究報告, No.16B, p.159-164.
- 2)羽鳥徳太郎(1975):明応7年・慶長9年の房総および東海南海道大津波の波源, 東京大学地震研究所彙報, Vol.50, No.2, p.171-185.
- 3)武者金吉編(1941):増訂大日本地震史料 第1巻, 文部省震災予防評議会刊, 645p.
- 4)飯田汲事(1982):歴史地震の研究(5)宝永4年10月4日の地震及び津波被害について, 愛知工業大学研究報告, No.17B, p.143-157.
- 5)羽鳥徳太郎(1980):大阪府・和歌山県沿岸における宝永・安政南海道津波の調査, 東京大学地震研究所彙報, Vol.55, No.2, p.505-535.
- 6)武者金吉編(1943):増訂大日本地震史料 第2巻, 文部省震災予防評議会刊, 756p.
- 7)東大地震研究所編(1983):新収日本地震史料 第三巻 別巻, 東大地震研究所刊, 590p.
- 8)羽鳥徳太郎(1988):瀬戸内海・豊後水道沿岸における宝永・安政・昭和南海道津波の挙動, 地震第2輯, Vol.41, pp.215-221.
- 9)武者金吉(1951):日本地震史料, 毎日新聞社 757p.
- 10)東大地震研究所編(1987):新収日本地震史料 第五巻 別巻五一一, 東大地震研究所刊, 1438p.
- 11)新修神戸市史編集室編, 新修神戸市史編集史料(二), 神戸の歴史, No. 9, pp. 88-102, 1984
- 12)水路部(1948):昭和21年南海大地震報告-津波編-, 水路要報増刊号, 書誌 No.201, 117p.
- 13)江角・佐藤(1947):昭和21年12月21日南海大地震調査報告(其1)概報, 東京帝大地震研研究速報, No.5, p.1-35.
- 14)宮村・増田・佐久間(1947):昭和21年12月21日南海大地震調査報告(其1)兵庫県, 特に淡路島における震害, 同上, No.5, p.82-87.
- 15)中央気象台(1947):昭和21年12月21日南海道大地震調査概報, 東京帝大地震研研究速報, No.5, p.82-88.

4. 神戸海洋気象台における降雨履歴

水害履歴を考える上で最も基礎的なデータは降雨量である。神戸においては神戸海洋気象台が1875（明治8）年10月より観測を開始し、1897（明治30）年1月1日以降の観測データは、下記の気象庁HPで見ることができる。

○気象統計情報[<http://www.jma.go.jp/jma/menu/report.html>]

これらの気象データのうち、過去約100年間における月間降雨量と日降雨量を整理した。その結果を図－4.1と図－4.2に示す。詳細な検討は今後の課題であるが、図－4.2には神戸における昭和の三大水害（昭和13, 36, 42年）をはじめとして、日雨量150mm以上あるいは人的被害の発生した災害を図示している。表－4.1には過去約100年間において観測された月間雨量、日雨量、時間雨量、10分間雨量の上位記録をまとめているが、これより、それぞれの降雨によって雨の降り方の性格が異なることがわかる。

表－4.1 過去約100年間における降雨記録

No.	年 月	月雨量 (mm)	年 月 日	日雨量 (mm)	年 月 日	時間雨量 (mm)	年 月 日	10分雨量 (mm)
1	明治36年7月	628.0	昭和42年7月9日	319.4	昭和14年8月1日	87.7	昭和33年9月11日	28.0
2	昭和36年6月	584.2	昭和13年7月5日	270.4	昭和42年7月9日	75.8	昭和47年8月20日	23.5
3	昭和40年9月	558.6	昭和20年10月9日	262.8	平成10年9月24日	61.5	昭和42年7月9日	23.4
4	昭和42年7月	520.8	昭和40年9月14日	219.4	昭和13年7月5日	60.8	昭和35年9月1日	23.0
5	昭和13年7月	519.5	明治43年9月7日	199.4	大正14年9月18日	56.5	昭和14年8月1日	22.0
6	明治30年9月	517.9	昭和58年9月28日	197.0	平成10年9月22日	55.0	昭和58年9月1日	22.0
7	昭和20年10月	499.3	昭和36年6月25日	195.2	昭和29年6月29日	52.5	昭和62年8月5日	22.0
8	昭和26年7月	496.0	昭和24年6月19日	181.8	昭和26年7月2日	50.3	平成1年8月5日	22.0
9	平成1年9月	483.5	平成11年6月29日	179.5	昭和35年8月12日	50.2	平成6年7月8日	21.0
10	昭和10年8月	446.8	昭和29年6月29日	175.8	昭和36年9月16日	50.2	昭和14年7月21日	20.0
備 考 （ おも な 気 象 記 録 等 ）	明治43年9月7日：熱帯低気圧＋前線性大雨 大正14年9月18日：熱帯低気圧 昭和13年7月5日 ：昭和13年災害 昭和14年8月1日：雷雨 昭和20年10月9日：阿久根台風 昭和24年6月19日：デラ台風＋梅雨前線 昭和26年7月2日：ケイト台風 昭和29年6月29日：梅雨前線 昭和36年6月25日 ：昭和36年災害 昭和36年9月16日：第2室戸台風 昭和40年9月14日：台風24号＋秋雨前線 昭和42年7月9日 ：昭和42年災害 昭和58年9月28日：台風10号＋秋雨前線 平成10年9月22日：台風7号（湊川氾濫）、時間：80mm 平成11年6月29日：梅雨前線（湊川氾濫）、時間：121mm 平成20年7月28日：都賀川水難事故 10分間：15～20mm（表六甲中央山麓部）							

注)10分間雨量値は昭和12(1937)年以降の記録による
ゴシック体は昭和三大水害を示す

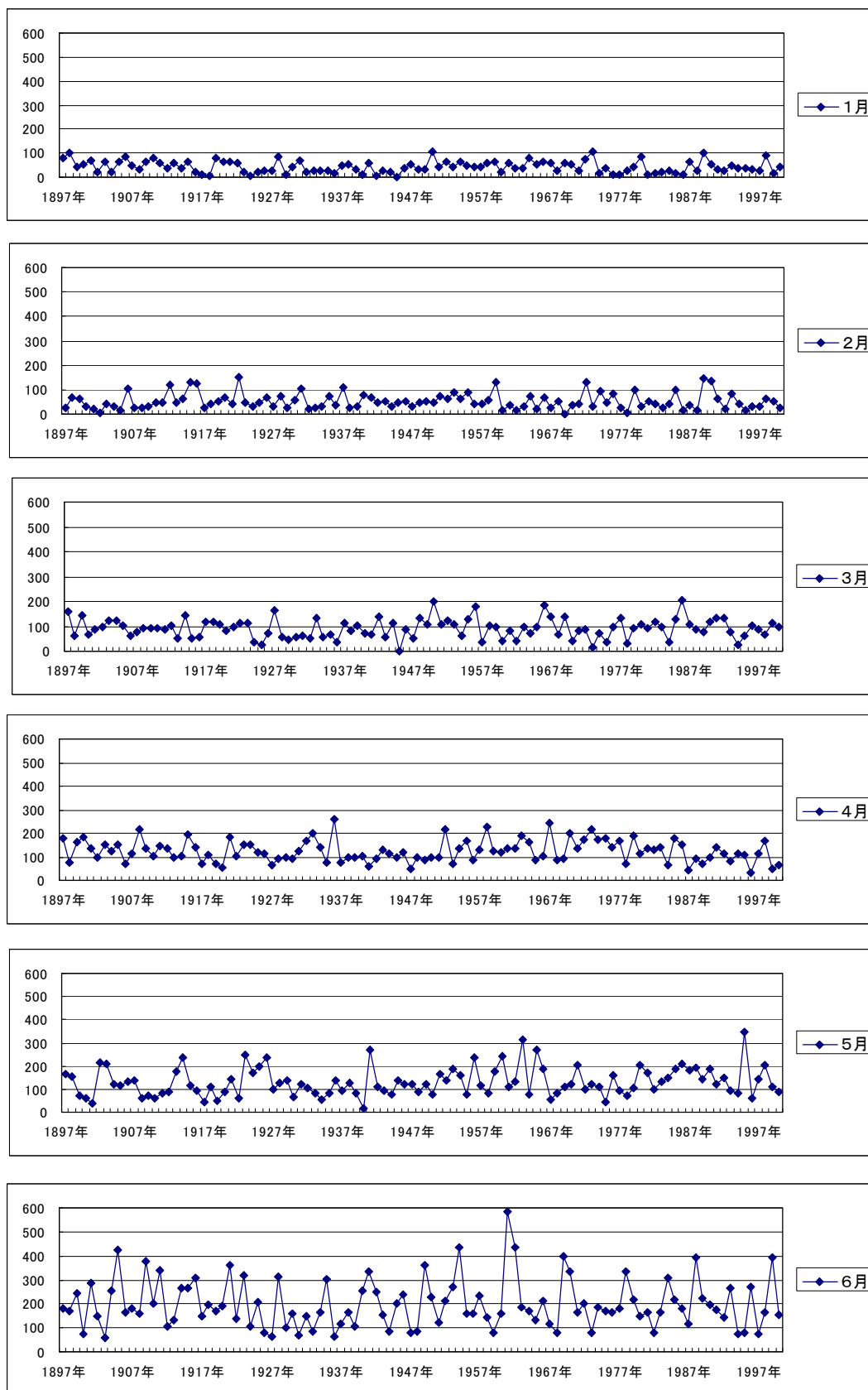


図-4.1(1) 月間降雨量の経年変化(1月～6月)【1897～2000年】

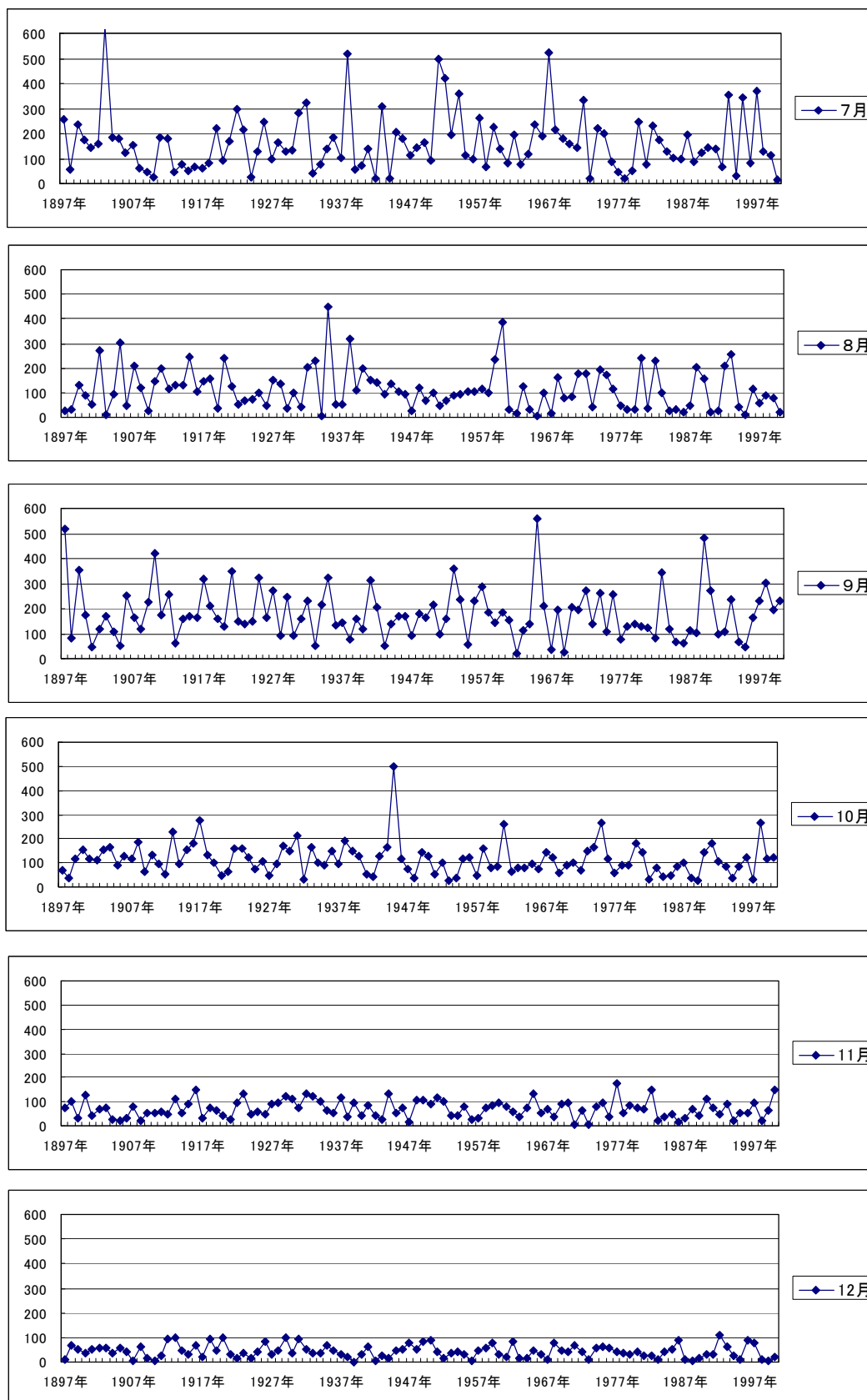


図-4.1(2) 月間降雨量の経年変化(7月～12月)【1897～2000年】

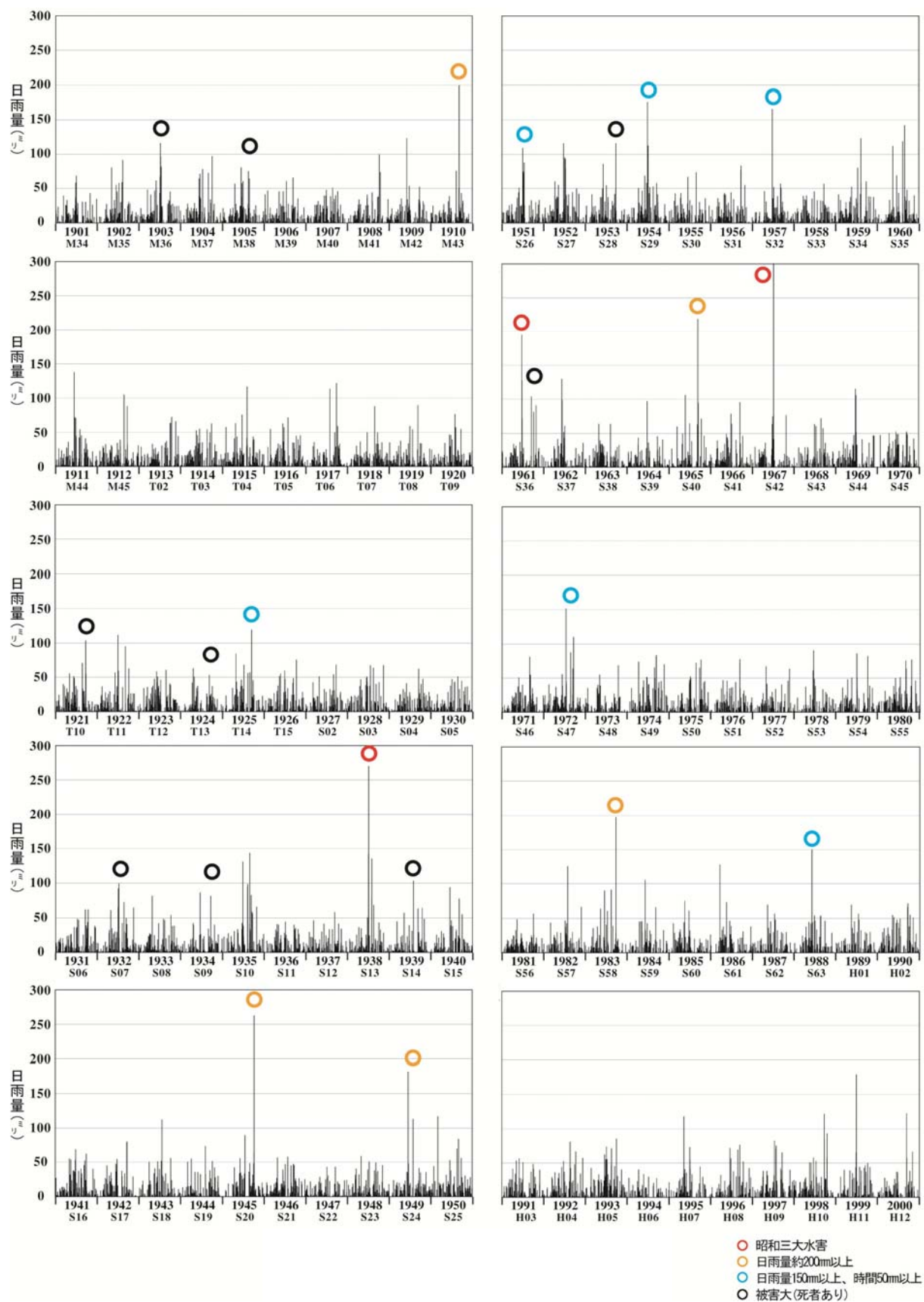
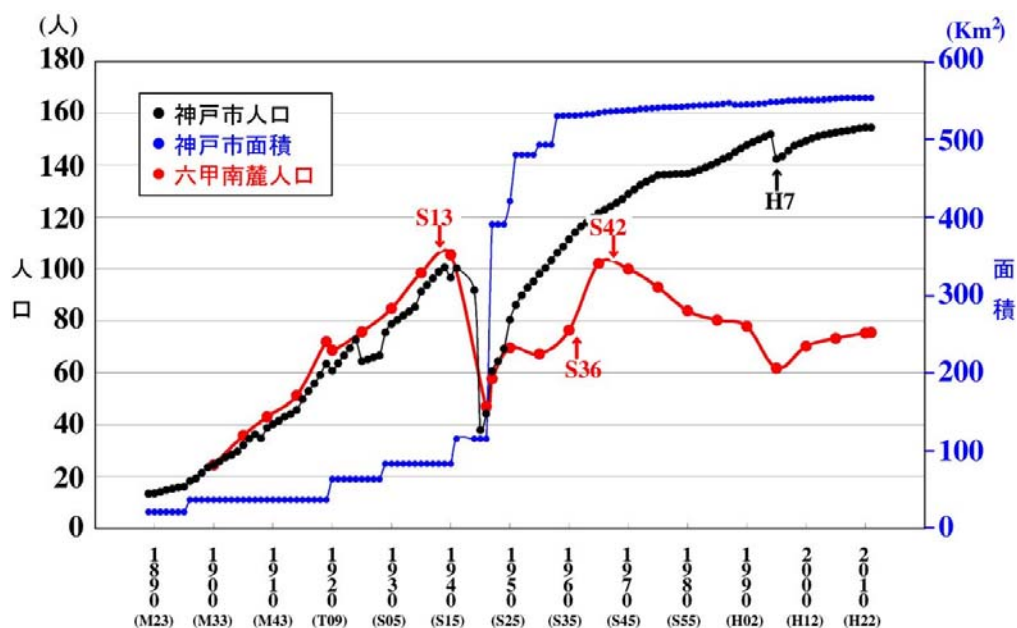


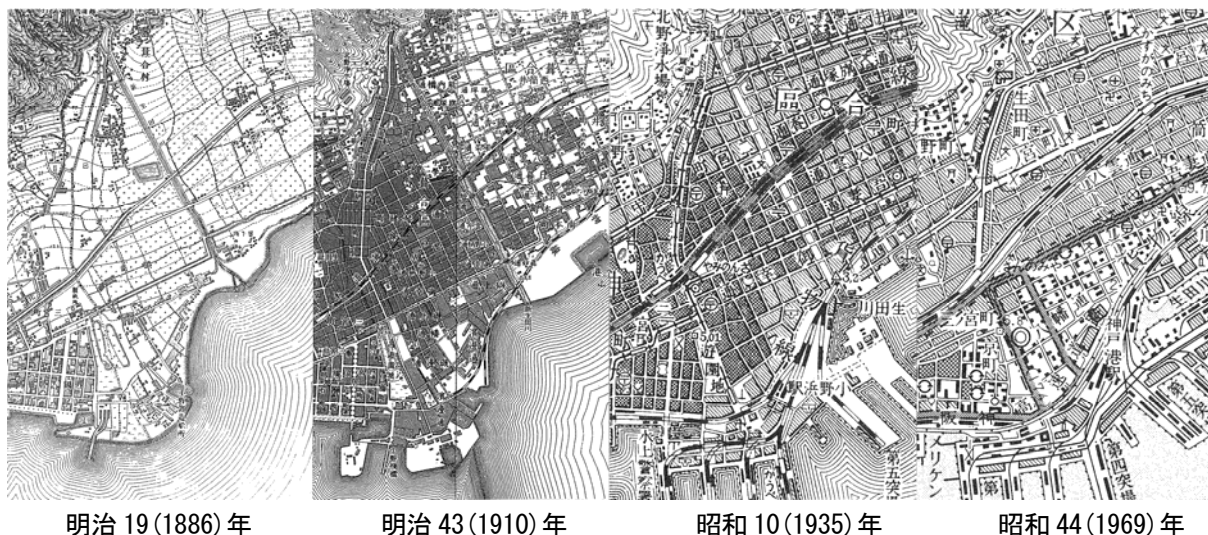
図-4.2 日降雨量の経年変化【1901～2000年】

図－4.3は六甲山南麓地域における人口の推移を表しており、昭和13年ころに人口のピーク付近がある。また、図－4.4に示す4枚の地形図に見られるように、昭和10年頃はこの地域での居住者が最も多い時期にあたる。昭和20年ころには戦争によって人口が急減するが、その後の人口増加のピークとなるのが昭和42年ころである。このように、昭和三大水害の2回がこの地域において最も人口が増加していた時期に相当することになる。

一般に、災害の規模は地震や降雨などの自然的要因の強さと、社会における人為的要因との相互関係において決定される。今後、神戸における既往災害について、これら両者からのアプローチを試みていきたい。



図－4.3 六甲山南麓地域における人口変化



図－4.4 神戸市中央区付近の地理変化

5. 「都市型洪水災害」軽減のための3次元地形・地盤モデルの構築とその活用事例

5.1 はじめに

近年、過去の降雨量の最大値を大幅に上回るゲリラ豪雨が頻発している。一方、都市部では道路舗装の整備や建物の密集化により、雨水浸透面積が減少している。これらの自然および人為的要因が重なり、全国の都市部において集中豪雨時に浸水被害が生じる「都市型洪水」と呼ばれる災害が顕在化している。

都市型洪水を緩和する有力な対策の一つとして、浸透ます等の浸透施設を設置し、地盤内への雨水浸透を積極的に促進する方法がある。しかし、闇雲に雨水浸透枘を設けても地盤の地下水が過剰に上昇すれば、周辺地盤に悪影響を誘起しかねないため、雨水浸透に適した地域（適地）とそうでない地域（不適地）を区別する必要がある。

本稿では、兵庫県内のある都市を対象として、①地形情報とボーリング柱状図の情報（緯度・経度、地質・土質、地下水面等）を融合することにより雨水浸透の対象となる表層地盤の3次元モデルを構築し、②3次元広域流動解析により降雨時の地下水の流れの経時変化をシミュレートし、③数値シミュレーションの結果、土砂災害警戒区域、等の情報を総合的に勘案し、浸透施設の設置に関する適地・不適地を区別した研究事例を報告する。

5.2 解析対象地域の地形・地質・解析の概要

5.2.1 地形・地質

解析対象の市街地は、北部に山地、南部に埋立地があり、その間に台地や低地の平坦部が存在し、南北方向に長いひな段型の地形構造となっている。平坦部は、山地の裾野を形成している山麓地形と、扇状地等からなる平坦市街地地形に区分される。規模は東西方向に約3km、南北方向に約5km、標高は約2m～500mである。

一方、地質は北部の山地部の岩石分布を除けば、「基盤岩」と「被覆層」に明瞭に分けられる。

5.2.2 解析手法

第一段階として、まず、地形、河川、道路、区域、海岸線等の情報が入っているGISデータを用いて表層モデルを作成し、つぎに、土質分類、層厚、深度、地下水位等の情報を有するボーリングデータを用いて地層モデルを構築した。最後に、これらを融合して解析対象エリア全域を網羅した3次元地形・地盤モデルを作成した。

第二段階では、3次元的にモデル化された市内全域の解析エリアを対象として、地下水と地表水が与える影響を分析するために、定常流と非定常流の降雨シナリオをそれぞれ設定し、3次元広域地下水流動解析を実施した。解析にはSWS(Schlumberger Water Services)社開発の、3次元の地下水流動および熱・物質運送モデリングの専用プログラムであるVisual MODFLOW¹⁾を使用した。

最終段階として、解析結果を豪雨時の地下水面の上昇高さおよび消散速度に着目して解釈し、土砂災害警戒区域などの情報を勘案して、対象全域の浸透適地・不適地選定のための基本マップを作成した。

5.3 3次元地形・地盤融合モデルの構築

現在の都市部における水害防災へのデータとして利用されている5mメッシュの数値地図を用いた。解析対象エリアに該当する座標データをSurfer(等高線・3D地表マップ作成プログラム)に入力し、格子状の

標高データである数値標高モデルファイルを出力する。その後、出力されたファイルを用いて 2 次元, 3 次元イメージをそれぞれ作成し、座標範囲および地形を確認した。これに解析対象エリアの地図とボーリング採取地点を重ね合わせたものを表層モデルとした (図-5.3.1)。

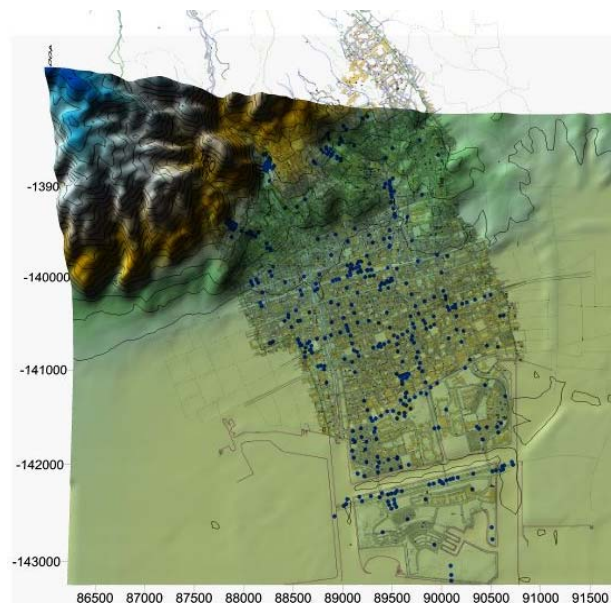


図-5.3.1 解析対象地の表層モデル

3次元地盤モデルを構築するにあたって、解析エリアの地質構造を把握することが不可欠である。そこで、地盤情報管理ソフトウェアである Hydro GeoAnalyst (以下 HGA) を用いて 1 次元的なデータであるボーリングデータを 2 次元・3 次元的に視覚化し、地質構造の把握を行った。具体的な作業として、HGA に全 432 個のボーリング情報 (土質分類, 層厚, 地下水位など) を入力した後、それらの中から直線状に並ぶように任意のボーリングデータを選択し、その線内の区間を補間することで 2 次元断面図を得た。直線を複数本設定し、同様の作業を行い、これらを組み合わせることで 3 次元断面図を作成した (図-5.3.2)。なお、ボーリングデータが豊富な鉄道の線路や国道などの重要構造物に沿うように直線を設定した。

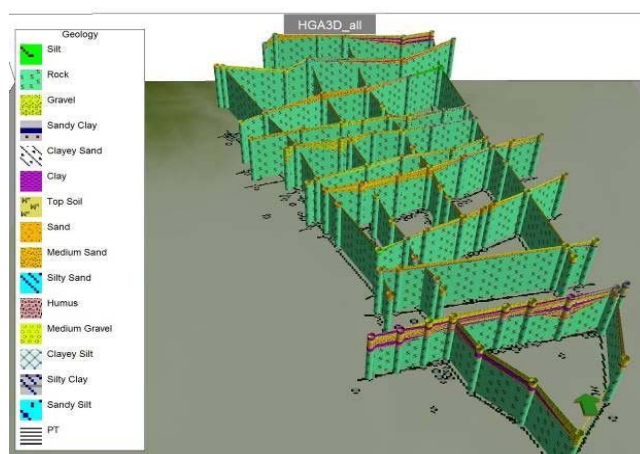


図-5.3.2 ボーリングデータから作成した 3 次元断面図

このようにして得られた 2 次元・3 次元断面図を俯瞰し、解析エリア全域の三次元的地質構造を判読した。

つぎに、ボーリング柱状図からそれぞれ地層境界の標高を読み取り、地層と地層の境界面を作成した。これをボーリング最深部まで行い、2つの境界面で囲まれた領域を地層と認識させ、その領域に透水係数などのパラメータを設定することで地盤のモデル化を行った。得られた17層から成る3次元地盤モデルを図-5.3.3に示す。

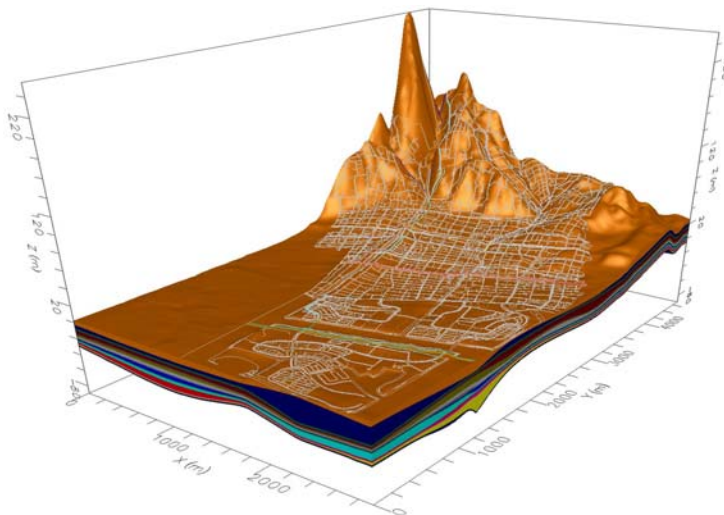


図-5.3.3 3次元地盤モデル

表-5.4.1 各地層に設定した透水係数

Layer	地層色	地層区分	透水係数
			$K_{x,y,z}$ [m/s]
1		表層土(中粒砂)	7.2×10^{-5}
2		礫	2.0×10^{-4}
3		砂質シルト	1.0×10^{-6}
4		砂質粘土	1.0×10^{-8}
5		中粒砂	2.8×10^{-5}
6		シルト	1.0×10^{-6}
7		粘土	1.0×10^{-8}
8		シルト質砂	2.8×10^{-5}
9		粘土	1.0×10^{-8}
10		粘土質砂	2.8×10^{-5}
11		粘土	1.0×10^{-8}
12		砂	2.8×10^{-5}
13		砂質粘土	1.0×10^{-8}
14		粘土質砂	2.8×10^{-5}
15		粘土	1.0×10^{-8}
16		粘土質砂	2.8×10^{-5}
17		粘土	1.0×10^{-8}

表－5.4.2 入力したパラメータ

比貯留率 S_s [1/m]	比産出率 S_y	有効間隙率 P_{eff}	全間隙率 P_{tot}
1.0×10^{-5}	0.2	0.15	0.3

5.4 3次元広域地下水流動解析

5.4.1 解析条件

解析手順を以下に示す。

(1) モデルグリッドの設定

各節点が 25m 間隔となるようにモデルグリッドを設定した。

(2) 入力パラメータの設定

地下水流動シミュレーションを実行するには、流動モデルにおいて個々のグリッドセルに対して透水係数、貯留係数、等のパラメータのプロパティ値を与える必要がある。これらの係数は、原位置試験や室内試験の結果から得られた値を入力するのが王道であるが、今回の場合は、解析対象が広大であることや、山から海まで多様な地形が存在しており、地盤構成が非常に複雑であるため、今回は関連文献²³⁾調査および標準データベースを活用して水理的な諸係数を表-5.4.1、表 5.4.2 に示すように設定した。

なお、一般に透水係数は水平方向 (k_x, k_y) よりも鉛直方向 (k_z) の方が小さく、異方性を示すことが知られているが、本解析では、等方性 ($k_x=k_y=k_z$) を仮定した。

(3) 境界条件の設定

浸透流解析を行うためには、解析を行う地域の実際の定水頭を反映することが重要である。本解析では、ボーリングデータに基づいて地下水位を考慮した定水頭の境界条件を設定した。ここで、海に近い南部地域は G L-3m と一定、山に近い北部地域は -20m ～ -80m 程度の範囲で地形に沿った定水頭の境界条件を入力した。また、浸透水の流動が南北に卓越していると判断し、東西には定水頭の境界条件は設定していない。

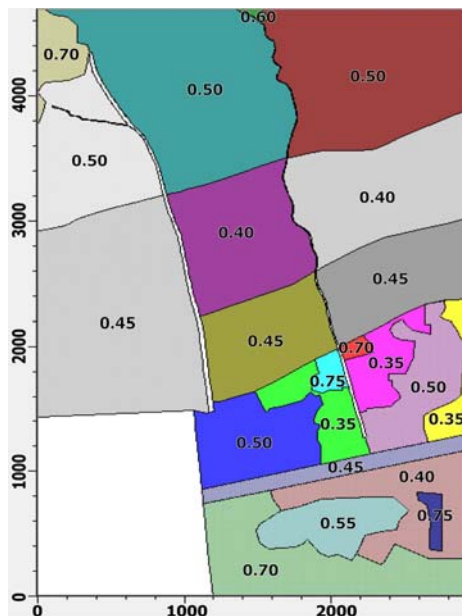
一方、解析エリア内にある主要な 2 つの河川を解析に反映させた。河川境界条件は、河川境界を含む各グリッドセルに河川水位、河床の厚さ、コンダクタンスの情報を必要とする。ここで、河川水位、河床の厚さは観測データを用いて入力した。コンダクタンスは浸透層(河床堆積物)によって生じる地表水域と地下水間の流動の抵抗を示す数値パラメータとして次の式から求められる。

$$C = \frac{K \cdot L \cdot W}{M} \quad (5.1)$$

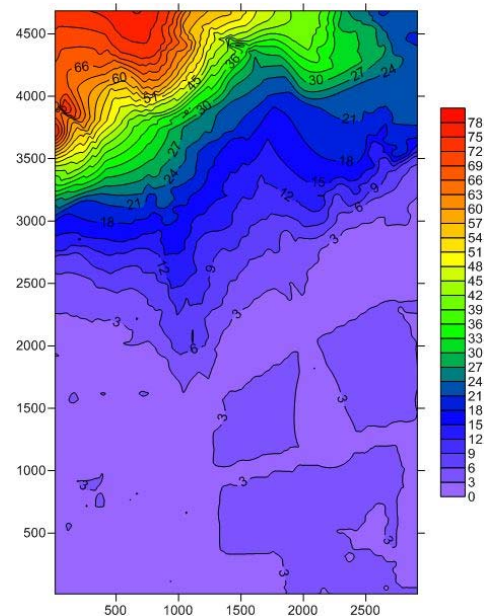
ここで、L:セルの通過延長、W:セルの川幅、M:河床の厚さ、k:河床堆積物の鉛直透水係数 である。

さらに、降水現象を表現するために涵養の条件を入力した。しかし、涵養量に関する現場測定データが入手できなかったため、浸透率を涵養量と同値であると仮定して涵養の条件を設定した。また、メッシュ毎に浸透率を設定すると現実的な時間で演算を終了することが出来ないため、各メッシュ毎の浸透率を算出した後、河川や道路などの浸透率が大きく変わる場所でゾーンに区切り、ゾーンごとに浸透率を設定した(図-5.4.1)。

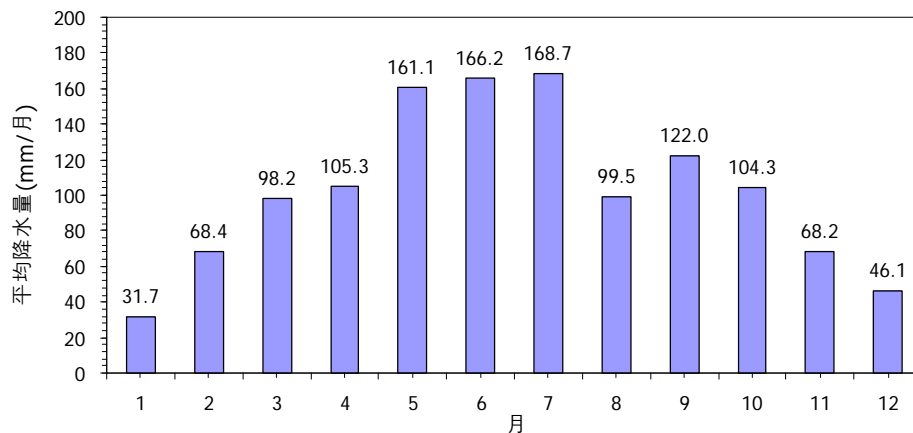
初期の地下水位はボーリングデータから得られる地下水位を入力して定常解析を行い、水位変動が収束した時点の地下水位とした (図-5.4.2)。



図－5.4.1 浸透率分布



図－5.4.2 初期の地下水位



図－5.4.3 模擬降雨パターン

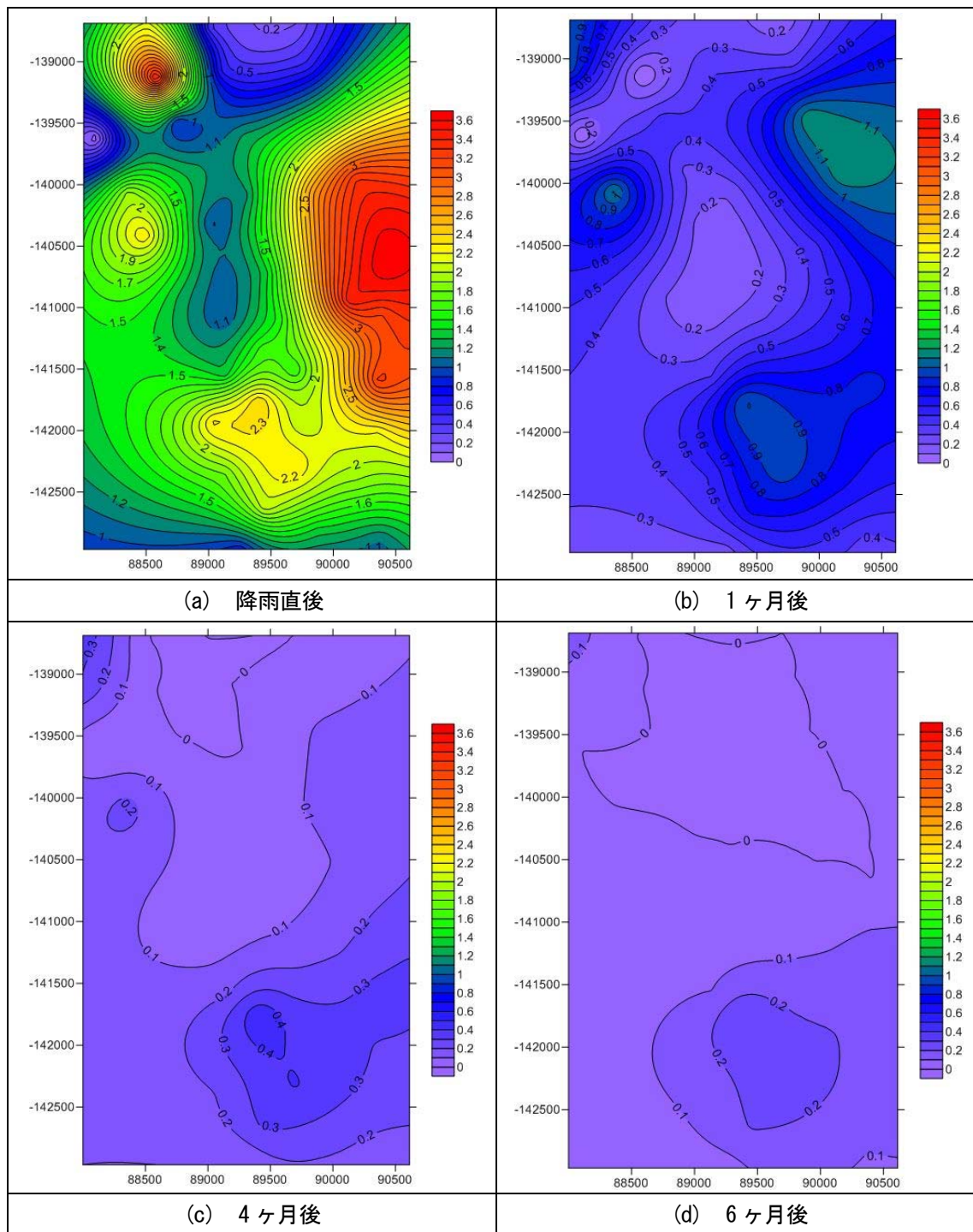
(4) 降雨シナリオの設定

解析対象エリアの過去10年間の平均年間降雨量1,239.4mmを図－5.4.3に示す模擬降雨パターンとして1年間解析対象エリア全域に均等に降らせた。

5.4.2 解析結果および考察

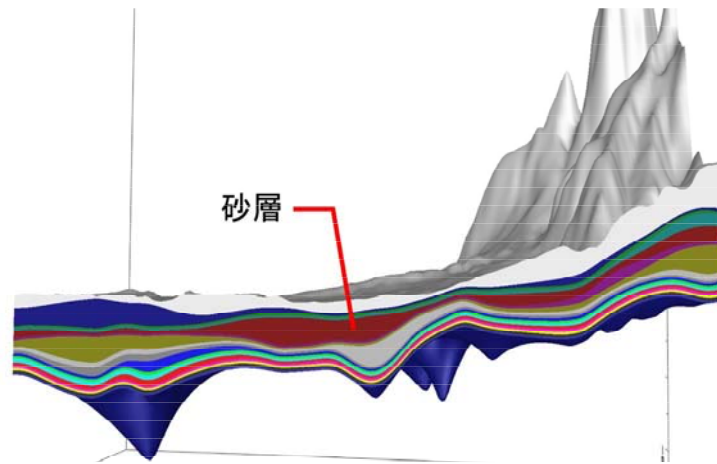
図－5.4.4は、降雨終了直後、1ヶ月後、4ヶ月後、6ヶ月後の地下水位の変化量 ΔH のコンターである。図－5.4.4(a)より最大水位上昇は約3.8mと予想され、とりわけ、東部の平坦部および山側の西部の2地域において ΔH が相対的に大きいことが分かる。この理由として、東部の平坦部の場合、透水性が良い砂層($k=2.8 \times 10^{-5} \text{m/sec}$)が厚く分布していることが挙げられる(図－5.4.5)。つまり、砂のように透水性の良い地層では、降雨による浸透水が地下水面に到達する時間が短くなり、地下水位の変動が大きかったものと考えられる。また、当該エリアは周辺に比べ標高が低く集水しやすい地形であり、過去の豪雨により浸水した履歴を有している。解析結果からも地下水位が上昇しやすい地域であることが再確認された。

一方、山側の場合は図－5.4.6に示すように常時の地下水位が高いこと、また浸透水がたまり易い地形(図中の○印)を有していることで地下水位が大きく上昇したものと考えられる。

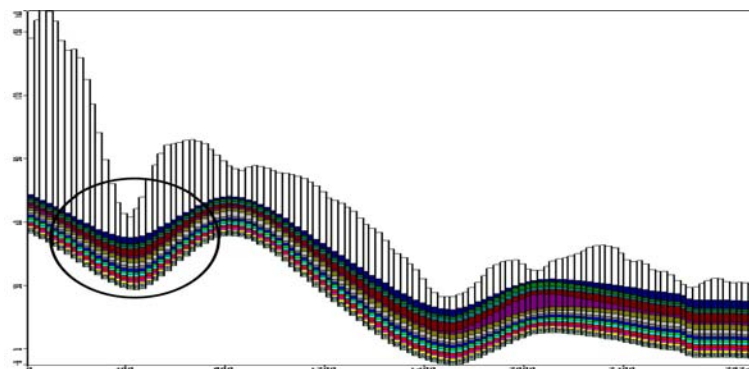


図ー5.4.4 降雨後の地下水位変化

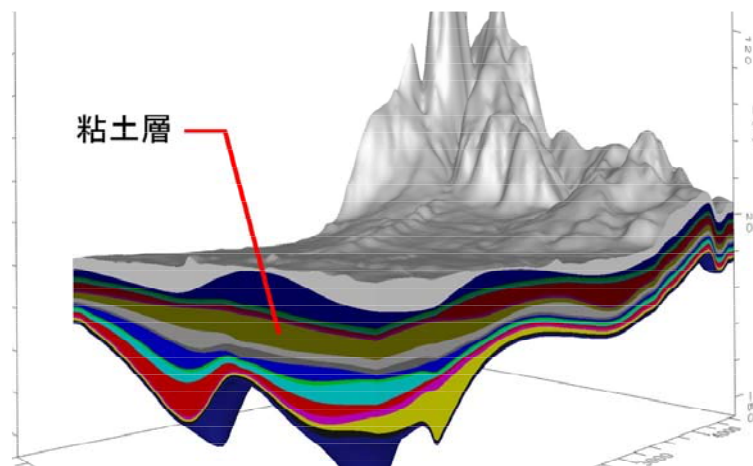
降雨が終了した後、時間経過とともに初期の地下水位に復元していく過程に着目すると、降雨が止んでから1ヶ月過ぎた時点での ΔH は1.25m程度、4ヶ月後は0.5m以下となり、時間とともに急速に地下水位が落ち着いて行く傾向が伺える。また、南部の埋立地では、降雨により上昇した地下水位が下降して安定状態に至るまでの時間が相対的に遅いことが分かる。埋立地の場合、図ー5.4.7に示すように粘土層が深く分布し、降雨の浸透率が0.55～0.70程度で他区域より相対的に大きいことが、地下水位の回復が遅い原因であると考えられる。



図－5. 4. 5 東部平坦部の地層断面 (3 次元)



図－5. 4. 6 山地部の地層断面 (2 次元)



図－5. 4. 7 埋立地の地層断面 (3 次元)

5. 5 対象地域の浸透適地マップ

浸透解析の結果および山地災害危険地区・土砂災害警戒区域の情報を用いて浸透適地・不適地の区分のための浸透適地マップを作成した。図－5. 5. 1 は、解析対象の市街地図に図－5. 4. 4. (a)の降雨直後の地下水位上昇量，急傾斜地をオーバーラップさせたものである。この図から，おおよそ平坦部の西部が適地，北部の山地および南部の埋立地および平坦部東部が不適地であると推測される。

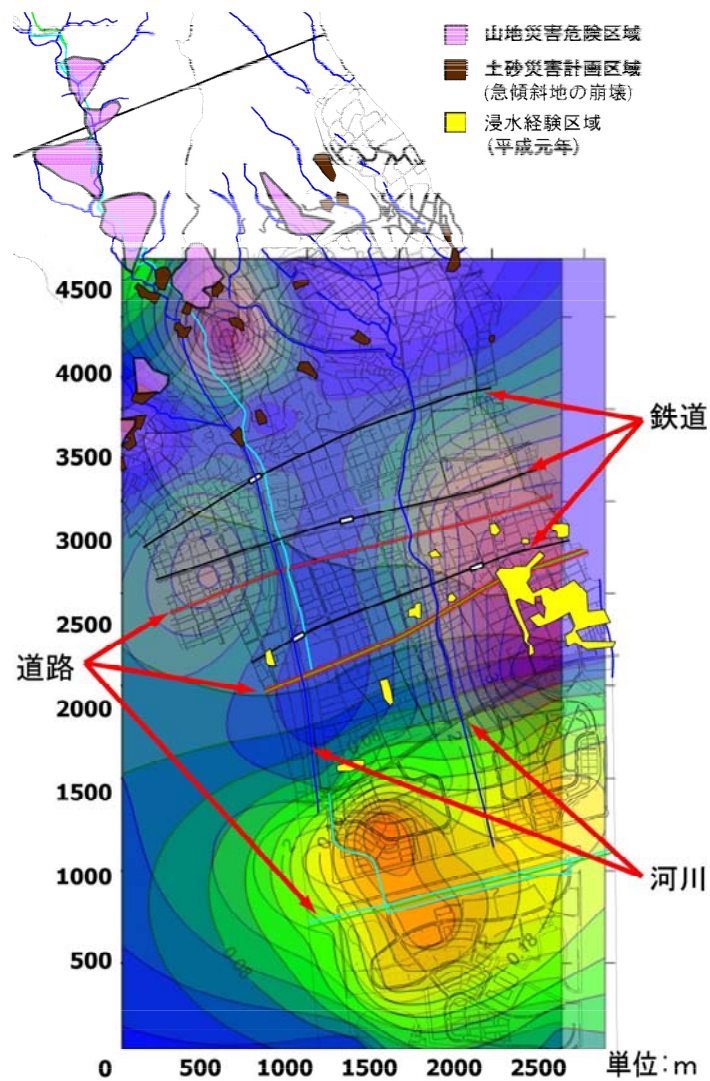


図-5.5.1 浸透適地マップ

5.6 まとめ

兵庫県のある都市を研究対象として、GIS 情報とボーリング情報を融合した 3 次元地形・地盤モデルを構築した。さらに、この 3 次元モデルを用いた広域地下水流動解析を実施し、都市型洪水災害を軽減するための雨水浸透適地マップ(案)を作成した。本稿に示した方法論には一般性があり、他の都市への適用が期待できる。ただ、浸透ますを設置する際には、対象地区において事前の詳細な現場調査・測定を実施し、解析モデルのキャリブレーションを行うことが必要である。

参考文献

- 1) <http://www.swstechnology.com/groundwater-modeling-software/visual-modflow-flex>
- 2) 公益社団法人地盤工学会(2009). 地盤材料試験の方法と解説, p.450.
- 3) 建設産業調査会(1979). 地下水ハンドブック, pp.75-76.

第3編 土構造物分科会の研究成果

目 次

1. はじめに	111
2. 既設盛土の耐震化事例集	112
2.1 一般的な既設盛土耐震対策工法の紹介	112
2.1.1 耐震対策工法の列挙	112
2.1.2 既往の耐震対策工法の課題	116
2.2 東北地方太平洋沖地震による既設災害復旧工法の効果の検証	117
2.2.1 仙台市太白区緑ヶ丘の被害状況	117
2.2.2 白石市緑ヶ丘の被害状況	121
2.2.3 まとめ	122
2.3 盛土耐震対策検討事例と新しい既設盛土耐震対策工法の紹介	123
2.3.1 鉄道盛土における既設盛土耐震対策事例	123
2.3.2 ため池堤防の耐震化事例	134
2.3.3 排水と補強を兼ねた盛土補強事例	136
2章の参考文献	138
3. 宅地耐震化推進事業にかかる既設盛土の安全性評価	140
3.1 神戸市の安全性評価方法の紹介	140
3.1.1 はじめに	140
3.1.2 兵庫県南部地震による被災箇所との比較	140
3.1.3 神戸市における配点表の検討	144
3.2 神戸市の安全性評価方法と安定解析による評価結果の比較検討	151
3.2.1 はじめに	151
3.2.2 検討内容	152
3.2.3 計算結果と安全性評価方法の関係	159
3.2.4 まとめ	167
3.3 動的コーン貫入試験による宅地盛土地盤の実態調査	169
3.3.1 動的コーン貫入試験概要と適用性	169
3.3.2 適用事例	173
3.3.3 まとめ	179
3章の参考文献	179
4. 耐震補強工法に関する研究	182
4.1 L型排水盛土防水工に関する研究	182
4.1.1 はじめに	182
4.1.2 L型排水盛土防水工の概要	184
4.1.3 L型排水盛土防水工に関する基礎研究	185
4.1.4 補強盛土壁に適用したL型排水盛土防水工に関する研究	190
4.1.5 ジオシンセティック排水材の設計	194

4.1.6 L型排水盛土防水工の事例	196
4.2 L型排水盛土防水工の既設盛土への課題	199
4.2.1 はじめに	199
4.2.2 L型排水盛土防水工の既設盛土への適用課題	199
4章の参考文献	203
5. まとめ	204
5章の参考文献	212

第3編 土構造物分科会の研究成果

執筆者一覧

1. はじめに

澁谷 啓 神戸大学大学院 工学研究科

2. 既設盛土の耐震化事例集

川下 光仁 JR 西日本コンサルタンツ株式会社 土木設計本部
 深田 隆弘 JR 西日本株式会社
 西村 正人 株式会社日建設シビル
 澤田 豊 神戸大学大学院 農学研究科
 米丸 弘一 日本海工株式会社
 野並 賢 応用地質株式会社

3. 宅地耐震化推進事業にかかる既設盛土の安全性評価

野並 賢 応用地質株式会社
 長谷川 信介 応用地質株式会社

4. 耐震補強工法に関する研究

澁谷 啓 神戸大学大学院 工学研究科
 齋藤 雅彦 神戸大学大学院 工学研究科
 原 健二 太陽工業株式会社
 森 英一郎 神鋼スラグ製品株式会社
 尾立 竜也 ヒロセ株式会社
 尾形 武文 ヒロセ株式会社
 水田 智幸 広鋳技建株式会社
 白 濟民 神戸大学大学院 工学研究科

5. まとめ

澁谷 啓 神戸大学大学院 工学研究科

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、神戸市内および周辺地域で多数の道路・宅地盛土が被災した。これを契機に、平成14年には、「道路橋示方書V耐震設計編」が改訂され、レベル1、レベル2地震動の設計地震動が設定され、耐震性能の照査に関する基本的な要求事項が明示された。一方、宅地の安全性の向上のために宅地造成等規制法が改正され、地震時の滑動崩落を防止するために必要な調査や工事費用の一部を支援する宅地耐震化推進事業が平成18年に動き出した。

一方、橋梁、トンネル、等の社会基盤諸施設の耐震化対策が進められている。現段階において、道路盛土の耐震化は事業化されていないものの、近い将来、道路盛土の耐震性の評価と対策が動き出すであろう。これらの動向を踏まえて、当WGでは既設盛土の耐震化を研究テーマとして取り上げた。本章では、既設盛土の耐震化の評価方法ならびに対策工に関する当WG内外の研究成果ならびに知見を紹介している。本節では、後節で紹介されている様々な盛土補強対策工法の適切な評価のために、盛土の耐震性の評価ならびに対策の基本知識について、以下に簡単に紹介する。

乱暴に言えば、地下水位が高くて締固めが甘い盛土は地震に弱い。したがって、既設盛土の耐震化においては、①盛土の地下水位を恒常的に低下させること、②締固め不足を解消あるいは補うことにより所定の強さを有する盛土に再生すること、の2つの観点が肝心である。

上記①の既設盛土内の地下水位を下げるためには、①既設の排水機能を改善するあるいは新たな排水機能を付加する、②表面水や地下水を盛土内に入れない、の2つの方法があり、両者は補完的に使用されるべきである。例えば、谷埋め盛土で地下水の主たる涵養源が谷水である場合、上流の狭窄部において谷水を盛土内に流入させない工夫をする方が手取り早い。医学に例えれば、排水工と防水工は、それぞれ対処療法と根本治療のようなものである。そこで、②の「盛土防水工」の考え方に基づくジオシンセティックス排水材を用いた新たな排水防水工法については、本章の後節で詳しく紹介している。

一方、上記②の締固め不足の既設盛土の再生は容易ではない。一般に、各種のセメント改良工法はコスト高となり、盛土本体の排水性の低下を招く場合もあるので注意が必要である。そこで、最近注目されているのが、「地山補強土工法」である。「既設盛土の斜面は地山である」と拡大解釈し、法面に棒状の補強材を何らかの方法で挿入し、地山全体の安定性を向上させる工法である。本章では、いくつかの代表的な地山補強土工法を紹介している。それぞれの地山補強土工法の評価については、本章最後のまとめで総括する。

2. 既設盛土の耐震化事例収集

ここでは、既設盛土の耐震化について有益な資料を提供すべく、既設盛土の耐震化事例の収集を行った。

2.1 一般的な既設盛土耐震対策工法の紹介

2.1.1 耐震対策工法の列挙

神戸市においては、「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」¹⁾に従い、宅地造成等規制法第二十条第一項の災害の発生のおそれ大きい大規模盛土造成地について、造成宅地防災区域の指定又は宅地造成工事規制区域内における勧告を行うに当たって必要となる大規模盛土造成地の変動予測の調査を進めているところである。大規模盛土造成地の調査結果や安定計算等の結果から、盛土の耐震性能の不足が確認された場合には、将来的に効果的な滑動崩落防止対策計画が進められることが想定される。本事業の推進には経済的な対策工法の適用が重要となるが、まずは既設の対策工法を概観することとした。なお、ここで取り上げるのは宅地盛土を対象としたものであり、ため池や河川などの堤防や、防波堤は想定していないことに留意されたい。

宅地耐震対策選定ガイドラインの解説²⁾では対策工を、盛土全体の崩壊・変形の防止を目的として、盛土全体の崩壊・変形の防止に加えて、原則として、盛土全体の崩壊・変形に起因する盛土表層の変形・切盛境界の不同沈下・擁壁変形も含めて対策を行う「面的に行なう滑動崩落防止対策工」と、主に盛土や擁壁背面土の締固め不足などに起因する家屋の不同沈下の防止・軽減を目的とし、個々の宅地所有者が自身の住宅基礎や擁壁の補強などの対策を行なう「個々の宅地で行なう耐震対策工」とに大別している。自治体が実施する対策工は前者であり、以下では「面的に行なう滑動崩落防止対策工」の概要を示すこととした。

表-2.1.1 「面的に行なう滑動崩落防止対策工」と「個々の宅地で行なう耐震対策工」²⁾

	面的に行なう滑動崩落防止対策工	個々の宅地で行なう耐震対策工
工事の内容	地方公共団体が宅地所有者の合意を得て、あるいは宅地所有者が共同して盛土全体の滑動崩落を防止	個々の宅地所有者が自ら自身の宅地や家屋の被害を防止・軽減
目的	盛土全体の崩壊・変形の防止 (原則、盛土全体の崩壊・変形に起因する盛土表層の変形・切盛境界の不同沈下・擁壁変形も含めて防止)	主に、家屋の不同沈下の防止・軽減 (仕様や対策場所によっては、盛土全体の崩壊・変形による被害の軽減)
対策用地	公共用地、個々の宅地	個々の宅地
対策工	抑制工，抑止工	建物補強工，抑制工，抑止工
留意点	・公共用地や必要に応じて個々の宅地も利用して、効果的な対策位置と仕様を検討する必要がある。 ・宅地全体を一体的に対策するため合理的であるが、合意形成が困難。	・個々の宅地対策だけでは、地震時の被害を完全に防止できない可能性が高い。 ・面的な対策に先立って個々の宅地対策を実施し、将来的に面的な対策が行なわれた場合は、宅地全体で考えると、局所的に過大な対策となることがある。

対策工は抑制工と抑止工に分類できるが、抑制工は、大規模盛土造成地の地形、地下水の状態などの自然条件を変化させることによって、崩壊及び変形を防止する工法であり、地表水排除工、地下水排除工などがある。抑止工は、構造物を設けることによって、その抵抗力により崩壊及び変形を防止する工法であり、固結工、抑止杭工、グラウンドアンカー工などがある。

表-2.1.2 「面的に行なう滑動崩落防止対策工」の種類と概要（抑制工）²⁾

対策工の種類		対策工の概要			
		工法の概説	維持管理	対策箇所および施工スペース	概算直接工事単価(参考) H23 年度
抑制工	地表水排除工	降雨の浸透などにより地下水位の上昇を防止することを目的とした対策工である。例えば、水路工などがある。	土砂や枝葉等が堆積する場合があるため、定期的に排土、清掃が必要である。	【対策箇所】 大規模盛土造成地と周辺地山等との境界部の主に公共用地（道路や公園・緑地等）と、造成地内の道路等に設置する。敷地境界に設置の際は、地権者等との協議が必要な場合がある（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 幅、深さ 0.5～1.0m 程度の施工スペースが必要である。	17 千円/m 程度 (U 型側溝)
	地下水排除工	地下水排除工は、地盤内に浸透した水を速やかに外部に排除する対策工である。例えば、暗渠工、横ボーリング工、集水井工などがある。	目詰まり等で排水不良になるので、定期的に排水量等を確認する必要がある。	【対策箇所】 大規模盛土造成地内の主に公共用地に設置する。暗渠工は道路部、横ボーリング工はのり面や擁壁壁面、集水井は公園・緑地等が想定される。 横ボーリングや集水井の集排水ボーリング等は、排水効果を確保するには延長が長くなり、公共用地内だけで対応できない場合があるため、地権者との協議が必要な場合がある（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 暗渠工は、幅、深さ 1.0～2.0m 程度、集水井は、井戸(井戸径 3.5～4m)の周りに幅 2～3m 程度、横ボーリング工は、ロータリーカッショ(スリット型)を用いた施工が想定され、設置位置の前面に 4～5m 程度の施工スペースが必要である。	7 千円/m 程度 (暗渠工) 15 千円/m 程度 (横ボーリング工) 400 千円/m 程度 (集水井工、集排水ボーリング工は別途)
	間隙水圧消散工	礫や人工材料によるドレーンを地盤中に打設することによって、地震時に生じる砂質土層の過剰間隙水圧の上昇を抑制する対策工である。例えばグラベルドレーン工などがある。	維持管理は必要ない。(施工後にメンテナンスができないため、目詰まりが生じないドレーン材料を選定する必要がある。)	【対策箇所】 大規模盛土造成地内の公園・緑地や空き地等の広い施工場所を利用して、対策を行う。 【施工スペース】 大型機械(幅 5m×長さ 8m 程度)が施工可能なスペースが必要である。	2 千円/m 程度 (サンドドレーン工を想定)
	押え盛土工	すべりの末端部分に盛土を行なう、もしくははじやかご、ふとんかご等を設置し、すべり抵抗を増加させる対策工である。はじやかご、ふとんかごは、排水促進による盛土の地下水位低下もある程度期待できる。	かごの変形や背面地盤の変形等を地震後に目視にて確認する必要がある。	【対策箇所】 盛土末端部ののり面や擁壁等の前面に設置する。盛土設置のための用地が必要である。 公園・緑地や空き地等が想定される。 【施工スペース】 施工スペースは、盛土規模による。盛土規模は、大規模盛土造成地の安定性から設定する必要がある。施工は、バックホーおよびブルドーザにより行う。	3.5 千円/m ³ 程度 (購入土 3.0 千円/m ³ 程度想定、運搬別途)

※ 維持管理が必要な工法を選定する場合は、実施主体や費用負担のルールを事前に協議・調整する必要がある。

表-2.1.3(a) 「面的に行なう滑動崩落防止対策工」の種類と概要（抑止工）²⁾

対策工の種類		対策工の概要			
		工法の概説	維持管理	対策箇所および施工スペース	概算直接工事 単価(参考) H23 年度
抑止工	固結工	軟弱な地盤にセメント・生石灰などの固化材を混合あるいは注入して地盤強度の増加を図る対策工である。例えば深層混合処理工やグラウト工などがある。 なお、固結工は地下水の流動阻害を起こさない配置とし、施工にあたっては固化材の地下水への流出を防止する必要がある。また、構造物などに近接する場合はその影響を防止するため、低変位型の工法を選定する必要がある。	維持管理は必要ない。	【対策箇所】 主に公共用地（道路や公園・緑地等）を利用して、広い範囲に対策を行う必要がある。宅地擁壁背面で対策を行う場合は、地権者との協議が必要となる（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 施工方法により異なるが、幅5～10m以上の施工スペースが必要である。中層混合処理工や深層混合処理工では、バックホーベースの改良機械が想定される。 高圧噴射攪拌工は施工機械がローリングマシンであるため、施工幅は5mが必要である。	4.5千円/m ³ 程度 (中層混合処理工) 7.0千円/m ³ 程度 (深層混合処理工) 23千円/m ³ 程度 (高圧噴射攪拌工、二重管、改良径φ2.0mを想定)
	グラウンドアンカー工 [地盤補強] [擁壁補強]	盛土のり面や既設の擁壁に高い引張り強度を有する鋼線あるいはワイヤ素材からなるワイヤ状の引張材を打設し、張力を付加する対策工である。 なお、擁壁補強に用いる場合は、アンカー設置による擁壁の破損を防止するため、アンカー部の擁壁補強が必要となる場合がある。	アンカー頭部および周辺地盤の変位等を、地震後に、目視確認するとともに、定期的な観測を要がある。	【対策箇所】 主に道路脇の擁壁や造成地内のり面を利用して対策を行う。また、宅地擁壁を利用する場合には、アンカー長が7m以上と長い他、定着層を安定した地盤とする必要があるため、隣接する宅地内にアンカー体が入り込む場合もあるので、地権者との協議、合意形成が必要となる（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 ロータリーパーカッション(スキッド型)を用いた施工が想定され、アンカー設置部の前面に4～5m程度の施工スペースが必要である。	6.5千円/m ² 程度 (アンカー設置面積当たり、アンカー長15m、削孔径φ115mm、受圧板を想定、仮設工は別途)
	抑止杭工	地表面から鉄筋コンクリート杭、H鋼杭、鋼管杭等を打設して基盤層（不動層）に固定し、杭の曲げ抵抗およびせん断抵抗によってすべり抵抗を増加させる対策工である。 なお、抑止杭工は地下水の流動阻害を起こさない配置とする必要がある。	杭頭や周辺地盤の変位等を、地震後に、目視確認するとともに、定期的な観測を実施する必要がある。	【対策箇所】 主に公共用地（道路や公園・緑地等）を利用して、杭を設置する。また宅地内に設置する場合には、地権者との協議、合意形成が必要となる（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 大口径ローリングマシンによる施工となるため、施工幅は杭中心より前後2.5m程度が必要である。	500～600千円/m (杭施工延長当たり、鋼管杭、杭長12<L<24mを想定、仮設工別途)

※ 維持管理が必要な工法を選定する場合は、実施主体や費用負担などのルールを事前に協議・調整する必要がある。

表-2.1.3(b) 「面的に行なう滑動崩落防止対策工」の種類と概要（抑止工）²⁾

対策工の種類	対策工の概要			
	工法の概説	維持管理	対策箇所および施工スペース	概算直接工事 単価(参考) H23 年度
抑 止 工	矢板工	矢板周辺地盤の変位等を、地震後に、目視にて確認する必要がある。	【対策箇所】 主に公共用地（道路や公園・緑地等）を利用して、矢板を設置する。また宅地内に設置する場合には、地権者との協議、合意形成が必要となる（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 施工機械によるが、ラフレックレーン 25t 程度が搬入可能である必要がある。矢板設置位置では、幅 3～5m 程度が必要である。	450 千円/m (矢板施工延長当り、矢板長 8.5m、排水機能付、施工：油圧圧入を想定)
	鉄筋挿入工 [地盤補強] [擁壁補強]	鉄筋頭部および補強された構造物、周辺地盤に対して、地震後に、目視観察を行う必要がある。	【対策箇所】 主に道路脇の擁壁や造成地内ののり面を利用して対策を行う。また、宅地擁壁を利用する場合には、地権者との協議、合意形成が必要となる（個々の宅地を利用した対策）。 【施工スペース】 施工機械は、定置式ドリルを用いた施工が想定され、鉄筋設置部の前面に 2～3m 程度の施工スペースが必要である。	3.5 千円/m ² 程度 (鉄筋挿入工設置面積当り、削孔長 3m、削孔径 φ65mm、受圧板を想定、仮設工は別途)

※ 維持管理が必要な工法を選定する場合は、実施主体や費用負担などのルールを事前に協議・調整する必要がある。

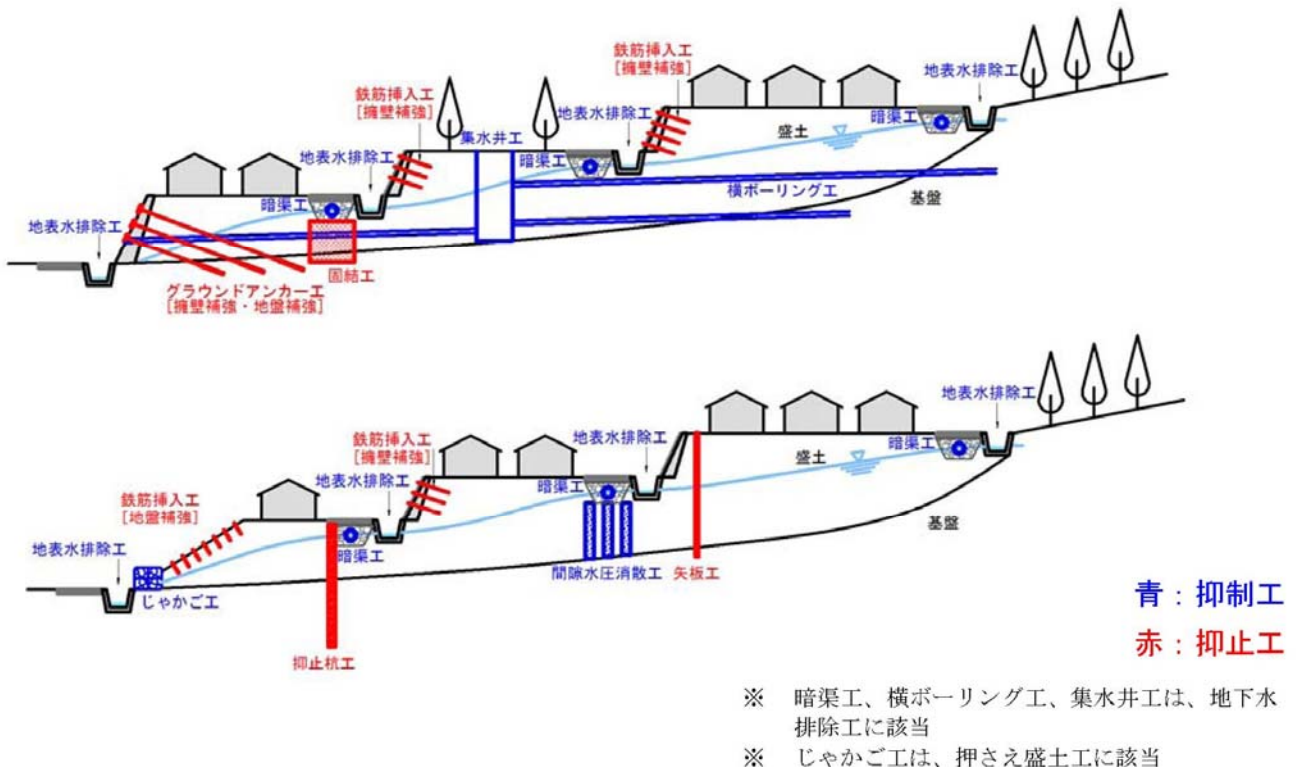


図-2.1.1 対策工のイメージ図及び代表的な対策工の配置例²⁾

2.1.2 既往の耐震対策工法の課題

前項で既往の耐震対策工法を列挙したが、これを適用するにあたっては以下の課題が挙げられる。

- ① 抑止工はいずれも高価であり、所有者の負担が生じるような事業に当たっては合意形成上の問題や、経済的負担が大きい。
- ② 抑止工は 2.2.1 項でも述べるように、対策工に変位が生じることでその剛性に応じて抑止効果を発揮するものがあるが、その際の変位量が宅地地盤に求められる許容変位量を超える場合、原理的に宅地の変状を押さえられない。
- ③ メンテナンスを要する工法の場合、その費用負担や実施主体などのルールを決める必要があるが、その際の合意形成が難しい。
- ④ 抑制工は基本的に「盛土内に入ってきた水を排出する」という考え方によっているが、盛土の土質や基礎地盤の性状、のり先における盛土規模によっては排出するための工法が大規模となり、経済的な負担が大きくなる。
- ⑤ 既設耐震対策工法については、特に宅地盛土での実施事例が少ないことから、先行して実施している事例等を参考に進めていくことが望ましい。

そこで、2.3 節では比較的経済的に耐震効果をあげられそうな新しい工法を紹介するとともに、既設盛土に対しての対応実施事例として鉄道盛土を取り上げる。さらに、4 章では抑制工として新しい考え方「盛土内に入る水を抑制する」を導入した盛土防水工を紹介する。

2.2 東北地方太平洋沖地震による既設災害復旧工法の効果の検証

東北地方太平洋沖地震により、震源に近い宮城県・福島県を中心とした広い範囲で宅地造成地の被害が多く発生した。被害箇所は、1995年の兵庫県南部地震や2004年の新潟県中越地震で確認された被災箇所と同様、締固め不足や地下排水処理が懸念される古い盛土造成地や、地下水位が上昇しやすい谷埋め型の盛土造成地で多くみられた。宅地盛土の被災形態は、過去の事例では盛土土塊が斜面下部に引っ張られるように移動し、切盛境界を中心にクラックが発生し、盛土末端部では圧縮され、斜面上部では引っ張られるような形態であり、クラック直上に位置していた家屋は大きな被害を受けたと報告されている¹⁾。今回の宅地造成地の被害も同様の形態が多く見られたことが報告されており³⁾、谷埋め型の宅地盛土の被害は概して、従来より指摘されているメカニズム、すなわち地震力により盛土の間隙水圧が上昇し強度が低下することで、宅地盛土が変状する形態が多いものと考えられる。

一方、1978年に発生した宮城県沖地震による被害を受けた範囲と、今回の地震により宅地造成地の被害を受けた範囲は、仙台市域を中心として重なっている。30余年の間隔で大きな地震被害を受けた地域は事例が少なく、宮城県沖地震で被災を受け、対策が施された箇所が今回の地震でどのような挙動を示したかを確認することは、対策工の効果を把握する上でも興味深いことと思われる。ここでは上記の観点に基づき、仙台市太白区緑ヶ丘と、白石市緑が丘の被害状況を示すこととした。

2.2.1 仙台市太白区緑ヶ丘の被害状況

仙台市太白区緑ヶ丘は宮城県沖地震で大きな被害を受けた箇所の一つである⁴⁾。当箇所は昭和30年代に小規模な造成が繰り返されて行われており、宅地造成等規制法の適用を受けずに造成されたと推測される。当時被害を受けた箇所の盛土形態は、いずれも元の地形を大きく改変することなく、小さな谷埋めと腹付けにより幅の狭いひな壇を多く造るタイプの盛土であった。基盤は泥岩、砂岩、凝灰岩を主体とする新第三紀層であり、盛土材料はこれらの岩砕を用いているものと思われる。

(1) 太白区緑ヶ丘1丁目

図-2.2.1に宮城県沖地震での被害調査結果を記した平面図および断面図を示した。当時の被害は、A～A'地質断面図に位置する25m×15m程度の小さな谷埋め盛土で11戸、B～B'地質断面図に位置する山麓部での腹付け盛土で6戸が被災した⁵⁾。また、盛土範囲で多数の亀裂が生じた。現在、被災家屋を撤去した箇所は仙台市によって災害危険区域に指定され、緑地化されている。対策工としてはA～A'断面で鋼管杭(318.5mm)が三段にわたって打設された⁵⁾。上部二段は、H鋼の合成杭で、2mピッチの千鳥打ち、根入れは全長(25～30m)の1/3であった。最下段はH鋼なしの鋼管杭で、杭上部にコンクリート擁壁を旧石積に腹付けし、アースアンカーが施工された。最上段の鋼管杭打設位置では集水井が1基施工された。B～B'断面でも全長10mの鋼管杭(318.5mm)が盛土末端部に一列、2m間隔の千鳥状に施工された。図-2.2.1には対策工の位置も示している。

今回の地震では、宮城県沖地震で被災、対策を施した箇所はほとんど被害を生じていなかった。A～A'断面の集水井も水の落ちる音が聞こえ、効果が確認された。鋼管杭も杭頭位置の乱れなどは見られなかった。ただし、写真-2.2.1に示すように、B～B'断面の鋼管杭打設箇所に隣接した(対策区域から外れた)斜面の東側で崩壊が見られた。

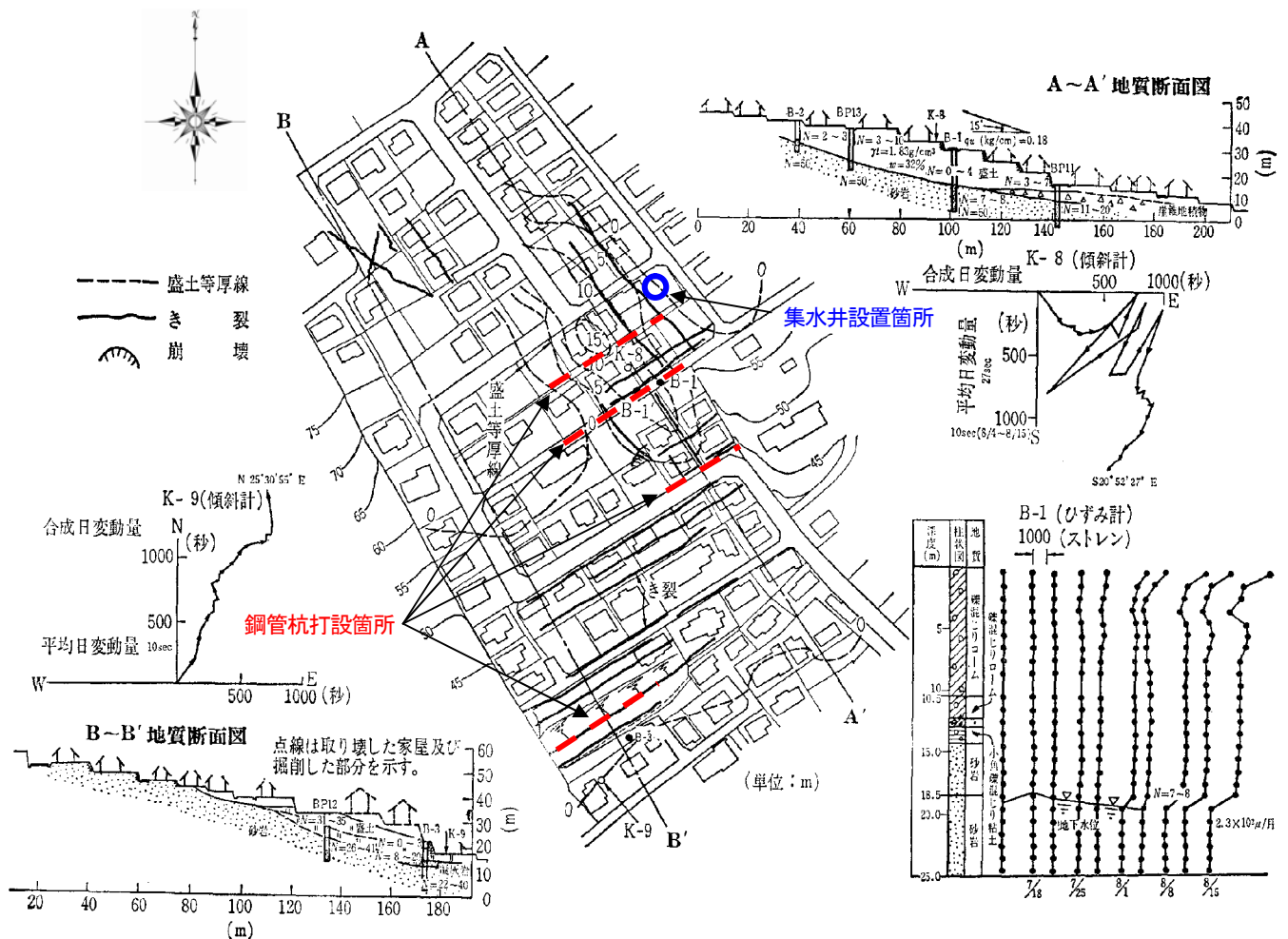


図-2.2.1 太白区緑ヶ丘1丁目における宮城県沖地震での被害調査結果を記した平面図および断面図⁴⁾＜原文に一部加筆＞



写真-2.2.1 B～B' 断面東側の崩壊状況³⁾

(2) 太白区緑ヶ丘3丁目

図-2.2.2 に宮城県沖地震での被害調査結果を記した平面図および断面図⁴⁾を示した。ここでは、二つの谷が埋められているが、南側の谷 (F～F' 地質断面図) では、造成完了後の1976年9月の集中豪雨でのり肩部が崩壊した。この復旧のため、ここでは砂防ダム2基が建設された。宮城県沖地震によりこの砂防ダムで30cmのズレや一部斜面崩壊があり、9戸が被災したことが報告されている³⁾。のり肩部に生じた亀裂分布を

図-2.2.2 に示したが、ほぼ平行に2～3本の亀裂が出現したことがわかる。対策工としては、砂防ダム工に加えて、鋼管杭 (φ318.5mm) の基礎を有した腹付け工や床固め工延長などが施工された。もう一つの谷埋め盛土は北側に施工された (D～D' 地質断面図)。盛土厚 10m 以浅の擁壁にはらみが出現し、切盛境界に図-2.2.2 に示したように馬蹄形の亀裂が出現した。調査結果より深さ 11m (盛土) と 20m (砂岩) にすべり面が推定された。地すべり抑止のため道路に沿って鋼管杭 (φ318.5mm) が総数 449 本施工され、また排水ボーリング工が総延長 2,800m 施工された⁶⁾。集水井は現地調査によれば 2 か所施工されていた。両断面とも亀裂の程度が大きかった箇所は災害危険区域に指定され、緑地化されている。なお、図-2.2.2 には対策工の位置も示している。



写真-2.2.5 太白区緑ヶ丘4丁目の擁壁被災状況³⁾



写真-2.2.7 太白区緑ヶ丘4丁目のコンクリート挫屈状況³⁾



写真-2.2.6 太白区緑ヶ丘4丁目の擁壁からの湧水状況³⁾

D～D' 断面では、写真-2.2.3 に示すように谷埋め盛土の上部において宮城県沖地震とほぼ同じ箇所でもクラックが生じた。図-2.2.2 によると盛土厚さが 5 ～10m の等厚線が近接している箇所と写真-2.2.3 が一致しており、盛土基盤は急斜面であったことが推定され、このため亀裂が発生しやすい条件であったことが推定される。クラックの程度が大きかった箇所は宮城県沖地震時に緑地指定され公園利用されていたため、家屋の被害は免れた。また、対策工とし

て施された鋼管杭は写真-2.2.4 に示すように一部で頭部が現れた状態となり、下流側にふくらみが見られ、盛土が変形したことが推定された。鋼管杭がなければ、より大きな変状を招いていたものと思われる。谷埋め盛土北側には 2 箇所の集水井が施工されていたが、集水井からは調査時点(2011.5 月)では水の音が聞こえなかった。このため、排水効果が持続していたかは不明であった。北側盛土の末端部では下流側で盛り上がりが見られ、盛土の変形があったことが類推された。

(3) 太白区緑ヶ丘4丁目

宮城県沖地震では1丁目や3丁目と同様に被災したが、当箇所の対策工は鋼管杭や集水井は施工されず、暗渠工が施工されている。

今回の地震による被災は数多くの家屋被害に加えて、宅地も大きな変形を受けた。変状は大きく3つのブロックに分けられたが、もっとも大きなブロックは東西方向約 260m、幅約 60mの腹付けと思われる盛土が全体に北向きに变形し、盛土上部において亀裂の連続性が確認された。写真-2.2.5 に亀裂発生箇所の例を示したが、家屋や擁壁、庭での被害が顕著で、全体的に下方に変位している。また、写真-2.2.6 にあるように移動域下部のコンクリート擁壁の排水孔からは湧水跡が顕著であった。別の場所では、写真-2.2.7 に示すように宅地背面の擁壁が前面に押してきたため、庭のコンクリート板が座屈しており、地盤に変形があったことが推定された。

以上のように、太白区緑ヶ丘の被災状況から、地震時の盛土安定対策として鋼管杭と地下水低下対策が有効であり、特に集水井の効果が確認された箇所では変状はほとんど見られないことが確認された。これは、地震時の盛土安定対策には抑止工よりも抑制工の方が効果的であることを示唆するものと考えられる。一方、宮城県沖地震時に被災を受けたにも拘わらず比較的小規模な対策にとどまった箇所では、今回の地震でも同

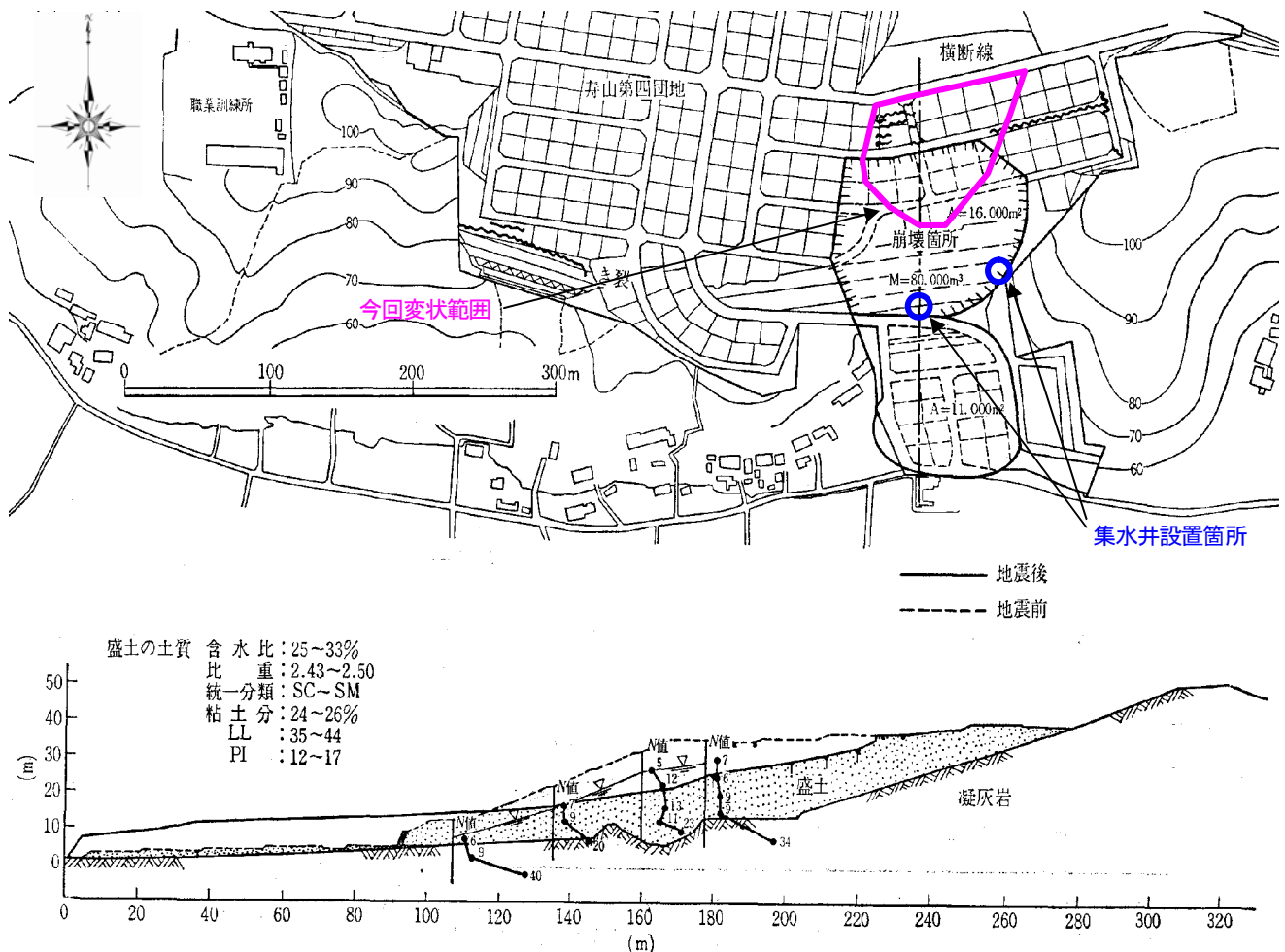


図-2.2.3 白石市緑が丘における宮城県沖地震での被害調査結果を記した平面図および断面図³⁾＜原文に一部加筆＞

様な被災を受けた。

2.2.2 白石市緑が丘の被害状況

標高 80~100mの緩い丘陵地形に、昭和 47 年頃から造成された 23 ヘクタール、宅地 273 区画、県・市営アパート（各 100 世帯）で計画された団地である⁴⁾。地質は新第三紀中新統の白河累層と呼ばれる砂礫よりなる火山灰質凝灰岩で、多量の浮き石が混入されている⁴⁾。図-2.2.3 には宮城県沖地震時における被災範囲平面図および断面図を示した。宮城県沖地震では、湧水とため池が存在していた谷を埋めた盛土部で、崩壊面積 16,000m²、崩壊土量 80,000m³に達する崩壊が発生した。崩壊部の側方は切土と盛土の境界にほぼ一致していた。1976 年 8 月の集中豪雨により一部が崩壊したが、そのとき調査によると、最大高 25mの谷埋め盛土で、N 値は 0~10 であったことが報告されている。宮城県沖地震後、集水井が 2 基施工され崩壊地は 1:3.0~4.0 程度の緩勾配の緑地となり、のり尻にはふとんかご工が設置された。

今回の地震により、集水井から離れた位置にある緑地の上半部で、浅いすべりが発生した。図-2.2.3 では集水井の位置と、今回の地震での変状範囲を示している。

移動土塊は数多くのブロックに細分され、写真-2.2.8 に示すように 1978 年の大規模崩壊時の対策工としての有孔管も見られた。崩壊箇所のクラックには水たまりが見られ、盛土材料の透水性の低さが伺える。写真-2.2.9 に示すように宮城県沖地震で発生した崩壊範囲の外側の宅地の擁壁にも亀裂が入り、さらにその奥の道路にも崩壊した緑地に向かって直線状に亀裂が入っていた。



写真-2.8.8 白石市緑が丘のクラック状況



写真-2.2.9 白石市緑が丘の宅地擁壁変状状況

当箇所では、集水井施工箇所の近傍では変状は皆無であり、ここからやや離れたのり面上部で変状が見られた。盛土の透水性が低い場合、集水井による地下水低下範囲は限定的であることを示唆するものであった。

2.2.3 まとめ

2.2.1 項、2.2.2 項での考察より、東北地方太平洋沖地震による既設復旧工法の効果は以下のようにまとめられる。

- ① 地すべり防止工法としては高級な部類となる抑止杭工は、ある程度の変形が生じてから効果を表すものであるため、耐震対策工法として大規模な変状は防げるものの、家屋への被害を完全に抑えることはできなかった。
- ② 地下水集水工およびアースアンカー工が施され、これが機能していたと考えられる箇所においては、東北地方太平洋沖地震において被災はほとんど見られなかった。
- ③ 透水性が低い盛土に対して地下水集水井を設置した場合、集水井による地下水低下範囲は限定的であることが示唆された。
- ④ 宮城県沖地震時に被災を受け、その後本格的な対策がなされなかった盛土については、東北地方太平洋沖地震時にも同様な被災が生じた。

2.3 盛土耐震対策検討事例と新しい既設盛土耐震対策工法の紹介

2.3.1 鉄道盛土における既設盛土耐震対策事例

ここでは、神戸市における既設盛土耐震対策の参考とするため、既設盛土の耐震化が最も進んでいる鉄道盛土の分野において、耐震性能の照査方法と対策工の検討事例を紹介することとする。

(1) はじめに

兵庫県南部地震以降、既設橋りょうの落橋防止装置の設置や、鉄道高架橋では橋の靱性向上をめざし鉄板巻き立て工法等による耐震補強が活発に進められてきている。しかし、構造物基礎や地盤、盛土構造物の補修は、一部でしか実施されていない状況である。近年、耐震設計標準の見直しに伴い、土構造物の耐震設計法も整備が進められてきている。また、既設土構造物に対しても、新設に対する設計法をベースとして耐震診断や対策が行われるようになってきている。

ここでは、鉄道盛土の被害分類と鉄道の耐震設計標準の流れを振り返るとともに、現状の鉄道盛土の耐震性能照査法と耐震補強対策について説明する。

(2) 鉄道盛土構造物の被害分類⁸⁾

鉄道施設の耐震性が注目されたのは、十勝沖地震（昭和43年、M=7.9）からである。この地震では、複線化工事完成直前の東北本線の盛土に大被害を与えた（図-2.3.1）。特に新設盛土においては、法面が未だ不安定な状態の上、地震発生直前まで降り続いた雨により最も被害を受けやすい状況にあったと報告されている。



図-2.3.1 十勝沖地震（昭和43年）の被害事例⁹⁾

既設盛土においても相当な被害が生じたが、被害形態や発生傾向は新設盛土とは異なっていたようである。池原¹⁰⁾は十勝沖地震において盛土被害が集中した東北本線尻内・野辺地間の破壊を4形態に分類し、破壊メカニズムについて考察を行った。後に、野澤¹¹⁾により図-2.3.2のような5形態に整理し直され、以降、盛土の地震被害の分類法として定着している。

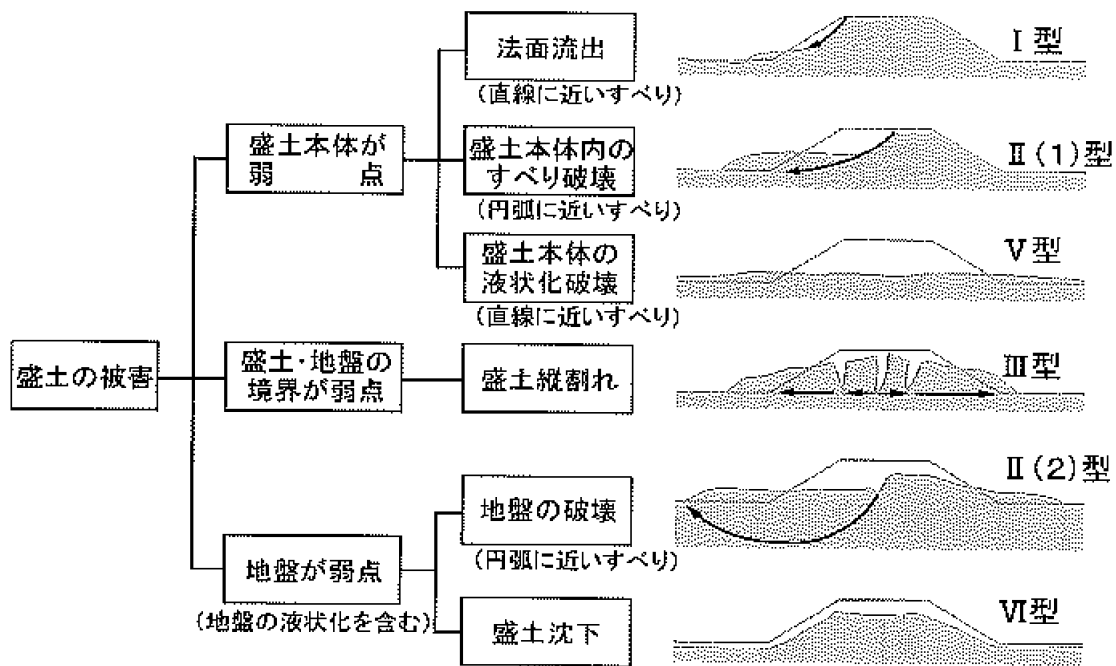


図-2.3.2 破壊機構を考慮した盛土被害分類

表-2.3.1 は国鉄時代～現在に至るまでの、鉄道土構造物に関する主な技術基準の変遷と耐震に関する記載の一覧である。

既設盛土に対しては昭和43年十勝沖地震における委員会での研究成果において、盛土の耐震診断、補強に関する手引きがまとめられた。国鉄技術研究所における一連の振動実験結果¹¹⁾をもとに、昭和53年に東海道新幹線において対策工の試験施工が行われた。それらの結果に基づいて、「盛土耐震補強設計の手引き」(昭和55年)(表-2.3.1のNo.5)が作成された。この手引きは既設盛土を対象としている点、変位量を照査値としている点において当時としては画期的であり、その考え方は現在の耐震設計にも影響を与えている。

新設の構造物に対してL2地震動に対応した耐震設計法が示されたのは、兵庫県南部地震の経験に基づき制定された「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」(平成11年)(表-2.3.1のNo.8)である。この標準では、鉄道のような線状構造物では1ヶ所の破壊がシステム全体の破壊につながるため、盛土といえども他構造物と同様のルールで大地震に対する耐震性を確保する必要があるとの観点から、L2地震動に対する盛土の耐震設計法が本格的に示されており、現時点での既設盛土の耐震性能を評価する際に準用されている。

表-2.3.1 鉄道土構造物に関する技術基準の変遷⁸⁾に加筆

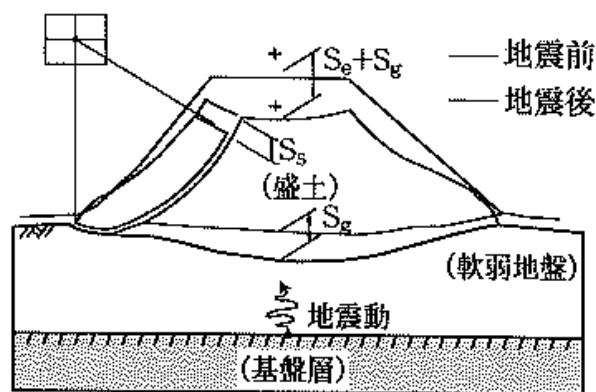
No.	制定年	基準の名称	耐震に関する記載	備考
1	大正6年	「土工その他仕方書標準」	・施工に関する仕様書で、特に耐震に関する記述なし	
2	昭和36年	「新幹線規格」	・機械土工に対応、CBR値やK値による施工管理が導入されたが、特に耐震に関する記述なし	
3	昭和42年	「土構造物の設計施工指針」	・アプローチブロックや盛土材選定などの考え方が示されたが、特に耐震に関する記述なし	昭和39年新潟地震
4	昭和53年	「建造物設計標準解説（土構造物）」	・層厚管理材敷設による盛土本体の耐震補強 ・アプローチブロックの全面採用 ・支持地盤の液状化について記載	昭和43年十勝沖地震
5	昭和55年	「盛土耐震補強設計の手引き」	・盛土本体に水平震度を作用させた支持地盤の安定計算（ $K_h=0.2$ 、 $F_s>1.2$ ） ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量15cmに設定 ・シートパイル締切による対策工を提示	昭和53年宮城沖地震
6	昭和56年	「橋台裏耐震補強工設計の手引き」	・盛土本体に水平震度を作用させた支持地盤の安定計算（ $K_h=0.2$ 、 $F_s>1.2$ ） ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量10cmに設定 ・対策工としてストラット、シートパイル締切工、受桁等補強工を提示	
7	平成4年	「鉄道構造物等設計標準（土構造物）」	・耐震に関する記載は、No.4と同様の表記	
8	平成11年	「鉄道構造物等設計標準（耐震設計）」	・性能照査型設計法の導入 ・L2地震動に対する残留変形量の照査法を提示 ・ニューマーク法の導入	平成7年兵庫県南部地震
9	平成11年	「鉄道構造物等設計標準（省力化軌道用土構造物）」	・層厚管理材に加えて1.5m毎に盛土補強材を配置 ・盛土材料を良質土に制限 ・地震時沈下に配慮して、支持地盤条件を厳格化	
10	平成19年	「鉄道構造物等設計標準（土構造物）」	・性能照査型設計法の全面的導入 ・性能ランク毎に耐震性能を明示 ・地震時応答値の算定法を提示 ・耐震性に優れた補強土橋台、補強土壁の導入	平成16年新潟県中越地震
11	平成24年	「鉄道構造物等設計標準（耐震設計）」	・性能照査型設計の体系化 ・ニューマーク法についてはNo.8の標準を踏襲	平成23年東北地方太平洋沖地震

(3) 現状の盛土の耐震性能照査法

一般に、RCや鋼構造物においては、L1地震動に対して弾性領域以内であることを目標として耐震設計は行われる。そこで、盛土においても地震後に塑性（残留）変形が残らないことを目標とし、L1地震動に対しては降伏しないこと（震度法による円弧すべり安全率が1以上あること）を照査することとしている。L2地震動に対しては、地震による損傷をできるだけ小さく抑え、早急に復旧できることが望ましいとの観点から、地震時に生じる盛土の変形量を復旧性から定まる許容変位量以内とする設計が行われる。鉄道盛土の耐震性能として、被害程度に基づく表-2.3.2のような地震時の変形レベルが照査指標となり、その目安として盛土天端の沈下量が示されている¹²⁾。

図-2.3.3は地震によって生じる盛土の総残留沈下量の模式図である。鉄道では軌道面の平坦性の確保が最大の問題となるため、着目すべき変形は盛土上面での沈下量 S_T であり、図-2.3.3中の式によって表すことができる。つまり、すべり土塊の滑動変形量 S_g と盛土部 S_e や地盤部 S_g で生じる地震時の揺すり込み沈下量を合計して、復旧性から定まる許容変形量と照査することが示されている。

なお、すべり土塊の滑動による沈下量 S_s 、盛土体の揺すり込み沈下量 S_e および地盤の揺すり込み沈下量 S_g については、以下の①～③に具体的な算出方法を示す。さらに、地盤が液状化によって影響を受ける場合の盛土の沈下量については④に示す。



＜盛土の沈下の模式図＞

$$S_T = S_s + S_e + S_g < S_a$$

ここに、 S_s ：すべり土塊の滑動による沈下

S_e ：盛土体の揺すり込み沈下

S_g ：地盤の揺すり込み沈下

S_a ：許容沈下量

図-2.3.3 盛土の地震時変形量の概念

表-2.3.2 盛土の被害程度と沈下量の目安¹²⁾

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量20cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量20cm 以上～50cm 未満
4	復旧に長時間を有する被害	沈下量50cm 以上

①すべり土塊の滑動による沈下量 S_s の算定方法

図-2.3.3 中の滑動沈下量 S_s はニューマーク法で求める。ニューマーク法の基本仮定は、すべり土塊が剛体、応力・ひずみ関係が剛塑性におかれているため、土の非線形性は無視されている。また、地震動の増幅も考慮できないなどの欠点もあるが、方法の簡便さに比べて解の妥当性が高い。図-2.3.4 にニューマーク法による滑動変位計算の模式図を示すが、円弧の回転モーメントに対するつり合い式として式(2.1)を求め、これを逐次積分し、すべり土塊の回転角 θ を式(2.2)で算出する。この方法によると、土質が向上すれば降伏震度が大きくなり滑動変位量は減少する。試計算によると、鉄道で一般的に用いられる盛土材を用いた場合、神戸波 ($\alpha_{max}=818\text{gal}$) に対する変位量が 0.3～1m 程度に算定され、実際の被災盛土の変形量と整合する⁸⁾。

円弧状すべり土塊の運動方程式は式(2.1)で表される。

$$J\ddot{\theta} = M_D - M_R$$

$$= M_{DW} + M_{DKh} - M_{RW} - M_{RKh} - M_{RC} - M_{RT} \quad (2.1)$$

運動方程式(2.1)を、降伏震度を用いて書き改めると、

$$\ddot{\theta} = (Kh - Ky) \cdot (M_{DK} + M_{RK}) / J \quad (2.2)$$

ここに, θ : 回転角, J : 慣性モーメント

K_h : 水平震度, K_y : 降伏震度

M_D : 転倒モーメント, M_R : 転倒に対する抵抗モーメント

M_{DW} : 自重による転倒モーメント

M_{RW} : 自重によるすべり面の摩擦による抵抗モーメント

M_{RC} : すべり面の粘着力による抵抗モーメント

M_{RT} : 補強材力による抵抗モーメント

M_{DKh} : 地震慣性力による転倒モーメント ($=K_h \cdot M_{DK}$)

M_{RKh} : すべり面の摩擦力による抵抗力モーメントの地震慣性力成分 ($= -K_h \cdot M_{RK}$)

M_{DK} : 単位震度あたり地震慣性力の転倒モーメント

M_{RK} : 単位地震あたりすべり面の摩擦力による抵抗モーメント

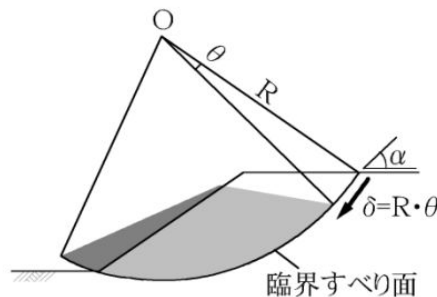


図-2.3.4 ニューマーク法による滑動変位計算の模式図

ここで, 降伏震度 K_y は, 構造物係数 $\gamma_i=1.0$, 円弧すべり抵抗係数 $f_{rs}=1.0$ としたときの円弧すべり照査値が 1.0 (すなわち $F_s=1.0$) のときの K_h であるため, 式(2.3)によって得られる。

$$K_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (2.3)$$

【計算手順】

式(2.1)~(2.3)を用いたニューマーク法によるすべり土塊の滑動変形計算を以下に示す。

- 1) 式(2.1)を基本とし, 設計震度 K_h を変化した地震時安定計算を行い, 最小安全率 $F_s=1.0$ となる降伏震度 K_y と, この円弧 (臨界) すべり面を求める。
- 2) 計算に用いる入力加速度波形を設定する。
 具体的には, 対象地域の地盤条件から表層地盤の固有周期 T_g を算定し, 地盤種別 ($G_0 \sim G_7$ の区分がある。) を判定する。図-2.3.5 は各地盤種別の土構造物照査波の例である。
- 3) 臨界すべり面の回転変位量は, 入力加速度に対して線形加速度法により逐次計算して求める。

具体的には式(2.4)を用いて角加速度を, 以降, 逐次的に式(2.5)で角速度を, 式(2.6)で角度 θ を計算し, 臨

界すべり面に対する円弧半径 R からすべり土塊の滑動変位量 δ ($=R \cdot \theta$) を算出する。

具体的には、1次元の地震応答解析を行い、地中の深度方向の最大応答変位分布を求め、地中の深度方向のせん断ひずみ分布を算出する。次に、各地層において地震前のせん断剛性 G_{bef} が、地震中にせん断ひずみ増加した分だけ劣化したものと見なし、 $G \sim \gamma$ 曲線から劣化した G_{aft} を求めるとともに、地盤の深度方向 z に対し、地震前のせん断剛性 G_{bef} から変形係数 E_{bef} を、地震後の G_{aft} から E_{aft} を求め、盛土自重による沈下量を式(2.7)によって算出する。

$$S_g = \int_h^H \left(\frac{1}{E_{aft}(z)} - \frac{1}{E_{bef}(z)} \right) \sigma_v(z) dz \quad (2.7)$$

ここに、 z : 盛土上面からの深度方向の距離

H : 盛土上面から基盤層までの距離

h : 盛土高さ

σ_v : 鉛直応力

E_{aft} : 地震後の変形係数

E_{bef} : 地震前の変形係数

③盛土の揺すり込み沈下量 S_e の算定方法

盛土の揺すり込み沈下量 S_e は、代表的な鉄道盛土材を採取して系統立てた繰返し三軸試験を実施し、その結果から累積ひずみ特性を定式化し算定する方法によって計算可能となる。

しかしながら、ニューマーク法などによって算定される滑動変位量 S_g に比べれば1オーダー程度小さいので、無視してよいと考えられる。仮に小さな変形が問題となる場合は計算によることとなるが、計算精度や煩雑さを考慮すると、試計算に示した種々の関係から補間して推定するのが現実的である。

具体的には、L2地震時における盛土の変形係数の劣化に伴う揺すり込み沈下量 S_e の算定は、一般には【耐震標準 付属資料 12-4】の結果から図-2.3.7および図-2.3.8を用いて、概ねの値を類推する。

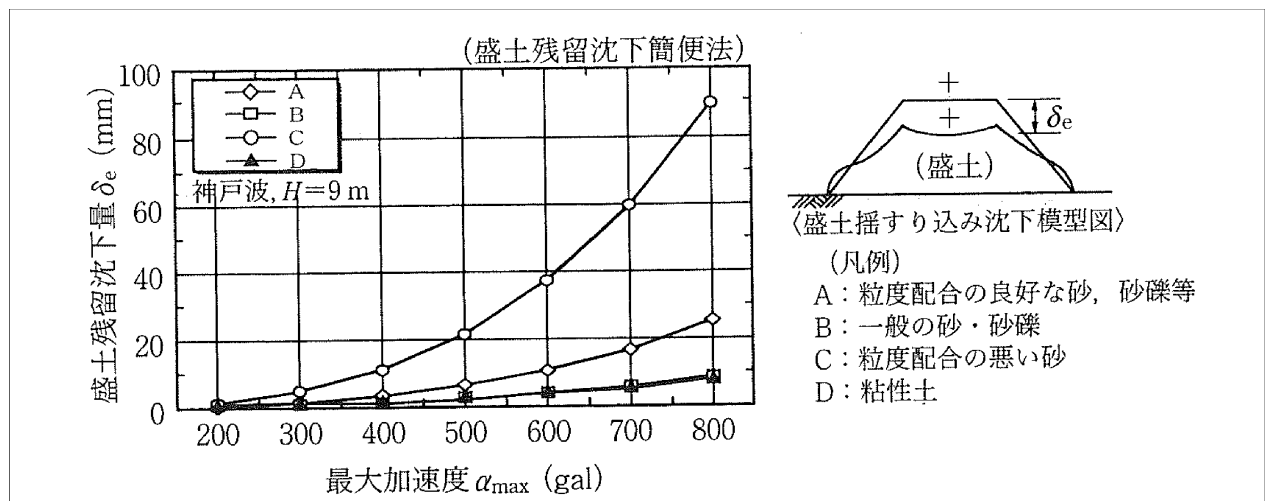


図-2.3.7 最大加速度による感度【耐震標準 付属図 12.4.2】

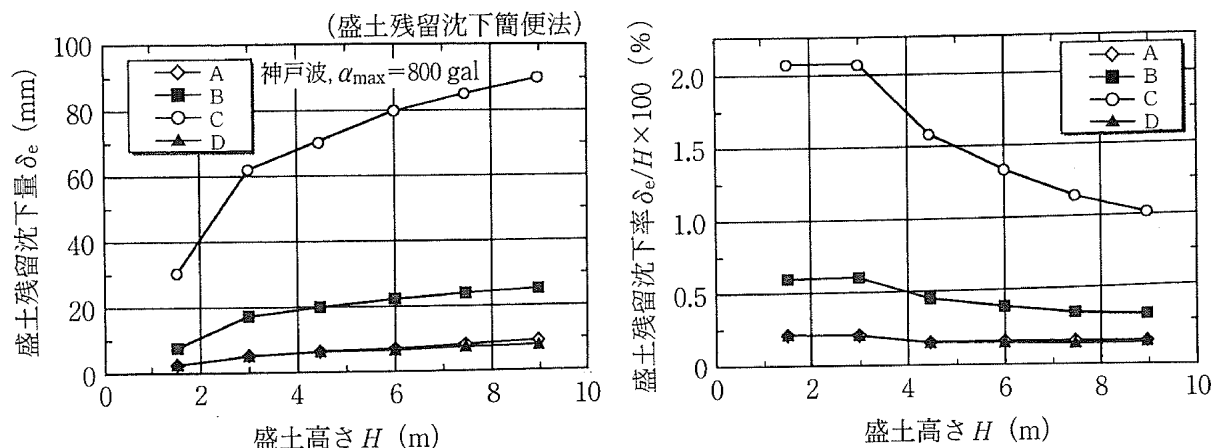


図-2.3.8 盛土高さの感度【耐震標準 付属図 12.4.3】

④液状化を受ける場合の盛土沈下量の算出方法

地盤が液状化の影響を受ける場合の盛土沈下量の算出方法は、簡易的には、(2)地盤の揺すり込み沈下量 S_g の算出方法で示した図-2.3.6の方法において、地盤の液状化程度 (F_L や過剰間隙水圧比など) に応じて液状化地盤の剛性低下を想定し、式(2.7)を用いることによって算定できるが、剛性低下率の設定精度が得られ難いこと、式(2.7)は1次元の地震応答解析に基づく簡便式であるのに対して液状化時には図-2.3.9に示すように側方流動による沈下が卓越することなどの理由により、十分な精度が得られない場合が多い。

したがって、厳密には2次元モデルでの地震応答解析結果に対して剛性低下率を考慮する方法などが考えられるが、延長の長い線区全体を評価する方法として現実的はない。

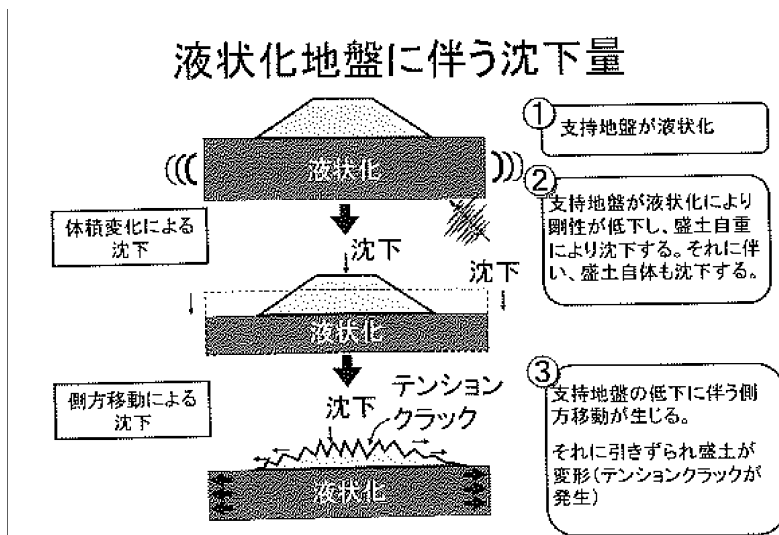


図-2.3.9 液状化に伴う沈下の模式図

そこで、一次スクリーニングにおいて簡便に盛土沈下量を算定する方法として、耐震設計標準では種々の実験結果や実際の被災事例を図-2.3.10に示すように、液状化指数 P_L と盛土沈下率の図にまとめ、これを用いて概略の沈下量を算定する方法を示している。

なお、過大な沈下が生じる可能性が高いと判断された場合には、適切な液状化対策の実施を検討するのが良い。

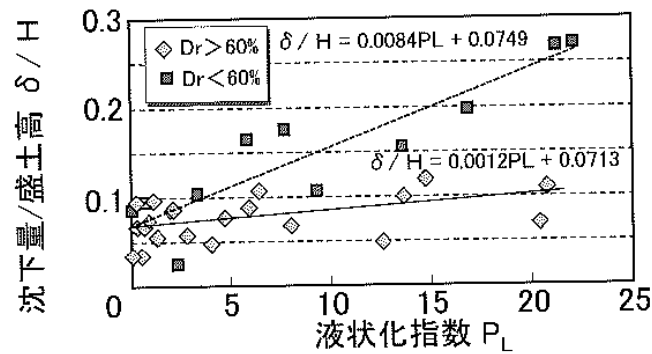


図-2.3.10 液状化指数と盛土沈下率の関係

(4) 土構造物の耐震補強対策

兵庫県南部地震では、土留め壁は鉄道のみならず道路、宅地、河川などのいたるところで崩壊が見受けられた。特に、盛土に用いられる土留め壁は他の構造物と比べて耐震性が低く脆弱的に破壊するため、一旦被害が生じると復旧が困難となる。また、道路に面した箇所においては第三者被害を招く可能性が高いことから耐震補強は喫緊の課題である⁹⁾。

また、鉄道には、古い基準で造られた耐震性が小さいと思われる既設盛土が約 1.5 万 km、旧式土留め壁が約 25 万箇所ある。このように補強対象が大量となる場合には、補強の順位付けを兵庫県南部地震では、土留め壁は鉄道のみならず道路、宅地、河川などのいたるところで崩壊が見受けられた。特に、盛土に用いられる土留め壁は他の構造物と比べて耐震性が低く脆弱的に破壊するため、一旦被害が生じると復旧が困難となる。また、道路に面した箇所においては第三者被害を招く可能性が高いことから耐震補強は喫緊の課題である⁹⁾。特に鉄道では、古い基準で造られた耐震性が小さいと思われる既設盛土が約 1.5 万 km、旧式土留め壁が約 25 万箇所ある。このように補強対象が大量となる場合には、補強の順位付けを明確にした上で、廉価で効率的な対策工の提案が重要となる⁸⁾。

ここでは、兵庫県南部地震で被災した鉄道盛土において、実際に採用された土構造物の耐震補強対策工として、(1)地山補強材による法面補強と、(2)シートパイル締切工による補強について紹介する。これらの工法は 2.1 節で取り上げた従来からの既設盛土耐震対策工には挙げられていないが、設計手法や力学的裏付けが行われており、宅地盛土への適用に際しても工法選定の際の参考になりうると考えられる。

① 大径地山補強材工法（ラディッシュアンカー）¹⁵⁾による法面補強

地山補強材による法面補強では、地山補強材を打設することにより、従前の土留め壁形式から、補強土形式に構造変更することによって耐震性を高めている。この方法は盛土内部を積極的に補強する方法であり、地震に対しても、降雨に対しても補強効果が期待できる。補強材の種類で分類すると、図-2.3.11 に示すようにネイリング（小径棒状補強材）、マイクロパイル（中径棒状補強材）、ダウアリング（大径棒状補強材）の 3 工法に大別される。このうちダウアリング（大径棒状補強材）の工法には、図-2.3.12 に示すラディッシュアンカー工法があり、機械攪拌により固化材を注入しながら地盤と攪拌混合し、直径 40cm 程度の太径補強体（ラディッシュアンカー）を構築し、耐震性を高めている。

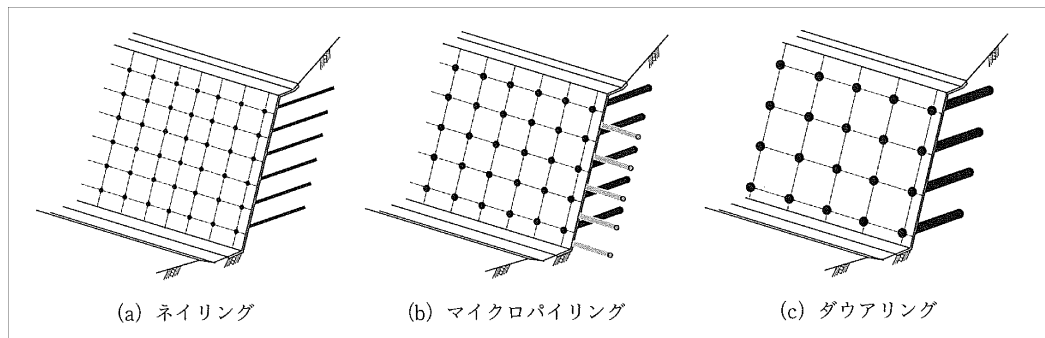


図-2.3.11 地山補強土工法の補強材の機能面からの分類¹⁶⁾

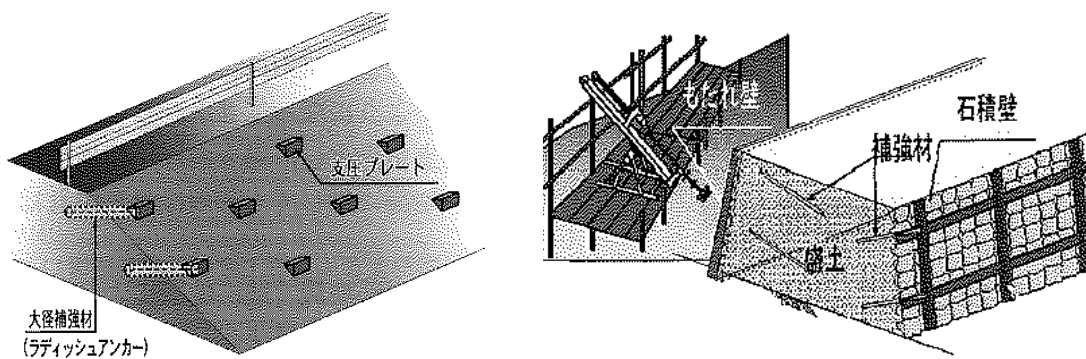


図-2.3.12 大径地山補強材（ラディッシュアンカー）による法面補強

② シートパイル締切工による補強^{17),18)}

東海道新幹線の盛土のうち地震時に基底破壊(地盤を含む円弧すべり)が生じると考える盛土については、シートパイル締切工を実施し、おおむね完了する段階である。

東海地震対策では、昭和 53 年 6 月に制定された大規模地震対策特別措置法に従い、静岡を中心とした旧「地震防災強化地域」内の軟弱地盤上の盛土を対象に、安全率 $F_s < 1.2$ または、支持地盤の沈下量が 15cm を超える盛土に対し、支持層までシートパイルを打設し頭部をタイロッドで結ぶシートパイル締切り工法を実施している。図-2.3.13 にシートパイル締切工による補強を示す。

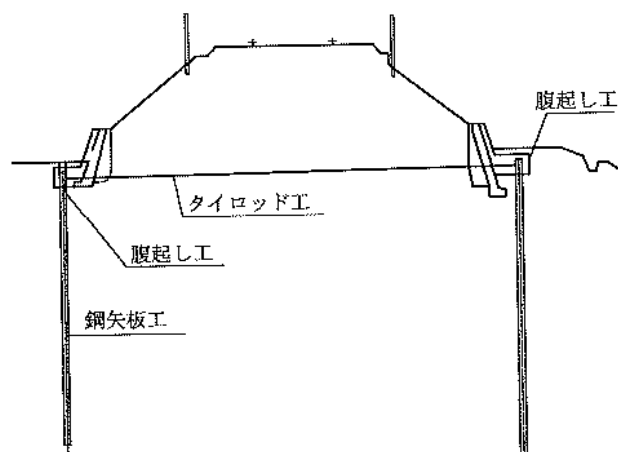


図-2.3.13 シートパイル締切工による補強¹⁸⁾

(5) おわりに

兵庫県南部地震の経験を踏まえ、安心、安全なインフラストラクチャーに対する社会のニーズは高い。また、東北地方太平洋沖地震以後、東海、東南海、南海地震の3連動を想定した議論が活発化してきている。例えば、JR西日本では、今後発生が予想される東海・東南海・南海地震に備えた耐震補強対策および津波対策の1項目として、新幹線の盛土約1kmの耐震補強に取り組むことを公表している¹⁸⁾。

ここでは、鉄道盛土の耐震性能向上に関する取り組み事例を紹介する¹⁹⁾。

既設盛土の耐震化にあたっては、まず現況の耐震性能を把握する必要がある。鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）では、ニューマーク法（前述(3)目参照）によって降伏震度と滑動変位量を算定し、被害の程度と沈下量の目安に基づく変形レベルに対応した性能を確保しているかどうかの照査を行うこととなる。この結果、現有耐震性能が要求性能を満足しない場合には、耐震補強が必要となる。

以上のことを検討のフローとして表したものが、図-2.3.14である。

次に図-2.3.15 に示すような、のり面勾配 1:1.5、高さ 15.6m の高盛土において、盛土耐震性能向上の検討フローにしたがって行った試計算の結果について記す。

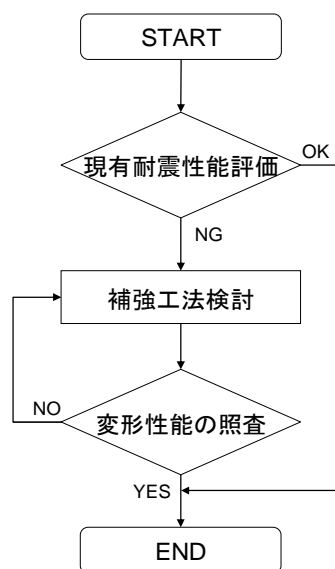


図-2.3.14 盛土耐震性能向上
の検討フロー

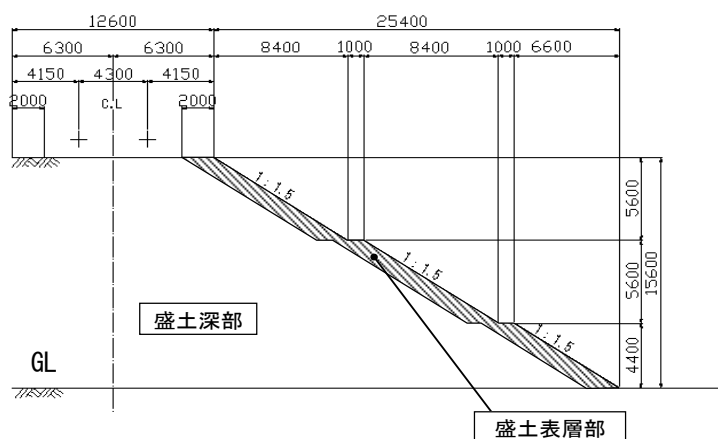


図-2.3.15 検討盛土断面

表-2.3.3 盛土の設計用値 ¹⁴⁾

土質 区分	γ (kN/m^3)	盛土表層部		盛土深部	
		c (kN/m^2)	ϕ (度)	c (kN/m^2)	ϕ (度)
土質3	16	3	30	6	35

現地の詳細な地質調査等を実施していないため、検討に用いる地盤および盛土の設計用値は建設時のボーリングデータなどから推定した。支持地盤種別は G2 地盤、地層構成は GL-2.0m 付近までは N 値 6～9 の砂質土と粘性土の互層、それ以深は N 値 50 以上の砂質土、地下水位 GL-1.0m である。また盛土の設計用値については、土質 3 を適用¹⁴⁾して表-2.3.3 の値を用いた。なお地震動は土構造物用照査波 (G2 地盤, $\alpha_{\max}=920\text{gal}$) を入力して計算を行った。

軌道に影響がある 4 つのすべり線（図-2.3.16）に対する試計算の結果は、降伏震度 0.122～0.283 および滑動変位量 455～1,496mm となった。地震時の被害程度を軽微な被害とするためには沈下量の目安が 200mm（変形レベル 2、表-2.3.2 参照）となっていることから、現有耐震性能は要求性能を満足できず、何らかの補強が必要となった。

補強工法としては、現在のところ大径補強材による地山補強土工法の採用を中心に検討しているが、盛土深部を通る大規模なすべり線に対応するには高コストとなる。今後の補強工法検討の方向性として、例えば

大規模な深いすべりに対しては地盤改良工法，そして比較的浅いすべりに対しては地山補強土工法といったコストパフォーマンスを追求した補強工法の選定が必要であると考えている。またあわせて現地の詳細な地質調査の実施，想定すべき設計地震動の設定，さらにこれに基づく補強後の性能照査など，詳細設計に向けた検討を深度化していく予定である。

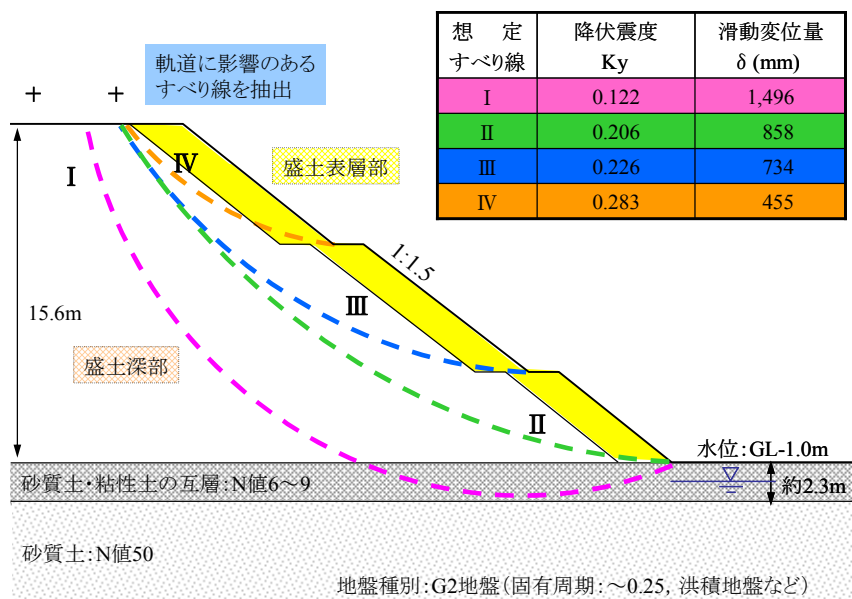


図-2.3.16 想定すべり線と現有耐震性能（降伏震度と滑動変位量）

地震時や豪雨時等の災害時には，鉄道は線状構造物のため1箇所の破壊がシステム全体の機能不全につながる。また，鉄道には，古い基準で造られた耐震性が小さいと思われる既設盛土が約1.5万km，旧式土留め壁が約25万箇所あり，今後，これらの脆弱な箇所の耐震性を高めていく必要がある。大量の盛土や土留め壁を一挙に補強することは困難であるので，優先順位を決め，効率的な補強計画を押し進めていくとともに，長期的で，継続的な耐震性を高める取り組みが求められる。

2.3.2 ため池堤防の耐震化事例

現在，全国に約21万個以上のため池が存在し，江戸時代など築堤年代の古いため池では，現在の設計基準に適合していないものや老朽化が進んだものなど多く存在する。具体的には堤体からの漏水，堤体のクラック，堤体断面の変形，断面・余裕高の不足，取水施設の老朽化・漏水，洪水吐の老朽化・断面の不足などが挙げられる。農林水産省²⁰⁾によると改修が必要とされるため池は全国で約2万箇所とされている。近年多発する豪雨や大規模な地震動により老朽化ため池が決壊し，甚大な被害が発生するケースもあり，改修は急務となる。ここでは，近年開発あるいは研究中の新たなため池改修技術や耐震化技術について紹介する。

改修が必要なため池には，貯水量低減や水質悪化・悪臭の要因となる底泥土が堆積している場合が多い。底泥土はシルトや粘土分を多く含み，含水比が高い超軟弱土であるため，運搬には固化処理の必要があり，コストや手間がかかる。さらに近年土捨て場の確保も困難となっている。このような背景の中，福島ら^{21), 22)}は底泥土にセメント系固化材を混合した改良土を築堤土に有効利用する「砕・転圧盛土工法」を開発した。概念図を図-2.3.17に示す。当工法は，セメント系固化材により一定期間固化させた底泥土（初期固化土）を，規定の最大粒径で破碎し，通常土と同様に一定の層厚で撒き出し・転圧を行うものである。一度破碎することにより，周辺地盤と一体化することで，クラックを防止する。最近では，セメント系固化材だけではなく，鉄鋼スラグと底泥土の混合土をため池堤体へ利用しようとする新たな試みも見られる。²³⁾「砕・転圧

盛土工法」の設計ならびに施工方法の詳細は例えば文献²⁴⁾を参照願いたい。

上述したようなため池底泥土の利用だけではなく、旧堤体盛土材もため池改修への利用が望まれる。旧堤体盛土材は長年の浸潤により細粒分が流出していることから、堤体として十分な強度と遮水性が見込めず、単体での利用は困難となる。鈴木ら²⁵⁾はため池改修工事において旧築堤盛土材と底泥土の再利用混合土を用いることを提案し、石灰灰やフライアッシュとの様々なブレンド混合土に対して一軸圧縮試験や透水試験を実施している。さらに、大型混練機を用いた現場試験により、実規模での有効性についても検討している。

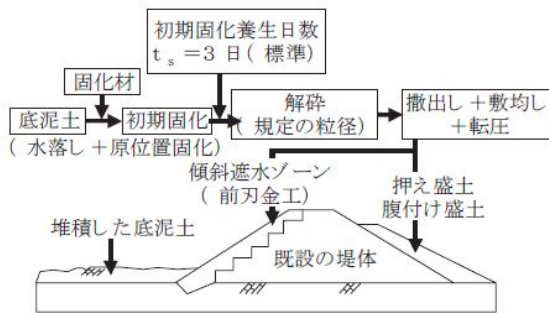


図-2.3.17 砕・転圧盛土工法の概念図²⁴⁾

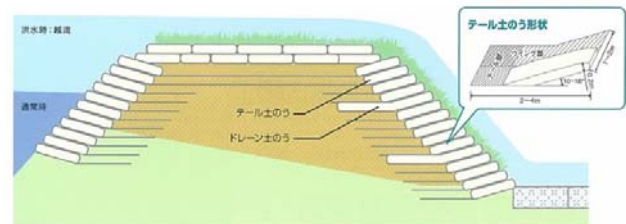


図-2.3.18 越流許容型ため池堤体の堤体構造²⁶⁾

一方、耐震性向上と豪雨時の越流に対する耐侵食性を高めるため、土嚢積層システムを用いた越流許容型ため池堤体工法が提案されている²⁶⁾。図-2.3.18に示すように、堤体は土嚢とジオシンセティックスを組み合わせた構造となっている。上部からの圧縮力に対して、土嚢材の引張補強効果により、内部の中詰め材が拘束され高い圧縮強度を発揮する。土嚢を傾斜積みすることにより、耐震性の大幅な向上が実規模震動実験により検証されている²⁷⁾。

また、コストを抑えた改修工法として、堀ら²⁸⁾は図-2.3.19に示すような、堤体表面被覆工法を提案している。当工法は、浸食防止マットを上流斜面から天端、下流斜面を覆うように堤体表面に設置し、①堤体表面からの降雨浸透抑制によるすべり破壊の防止、②豪雨時の貯水位上昇に起因する堤体越流が発生した場合の越流浸食の防止、③常時の上流斜面の波浪浸食の防止を期待する工法である。

ため池堤体全体の耐震性を考える場合、堤体への固化処理材の適用やジオシンセティックスを用いた補強の他、底樋や洪水吐など付帯構造物との相互作用を考慮することが重要である。底樋や洪水吐は従来からコンクリート製の剛体構造が用いられている。堤体土と剛性が著しく異なることで、アーチ作用により低応力状態の箇所が発生することや堤体の不等沈下などに追従できないことが指摘されている²⁹⁾。また、重量の大きな洪水吐は地震時における慣性力により堤体土の崩壊や隙間を招くことが指摘されている。こうした隙間から水みちが発達し、大規模な崩壊に至る可能性もある。こうした問題に対して、地盤への追従性を高めた

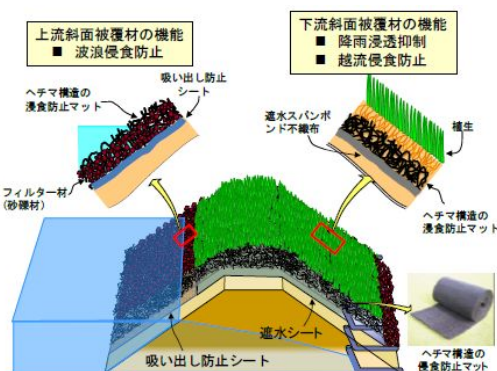


図-2.3.19 堤体表面被覆工法の概要²⁹⁾

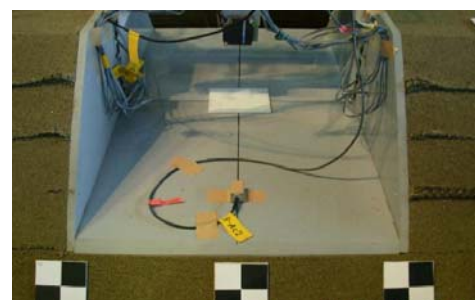


図-2.3.20 ジオグリッドで側部を補強された軽量化洪水吐³⁰⁾

柔構造底樋工法³⁰⁾や洪水吐の軽量化やジオグリッドによる補強を用いた耐震性向上³¹⁾などの研究開発が見られる。

2.3.3 排水と補強を兼ねた盛土補強工法

(1) 工法概要

盛土の安定性の確保には、盛土内の地下水位を低下させることが有効である。既設盛土においては、排水機能を強化するための経済的かつ効果的な排水工法の一つとして、恒久排水補強パイプ工法（PDR 工法：Permanent Drain Reinforcement）がある。

この工法は、旧国鉄が東海道新幹線の盛土が豪雨により崩壊したことを受けて、斉藤ら³²⁾によって開発されたものであり、ストレーナー加工した $\phi 60.5\text{mm}$ の鋼管を斜面に圧入・打設するものである。本工法の特徴³³⁾は、以下のとおりである。

- ① 排水効果と地盤の補強効果の両方の効果を見込むことができる。
- ② 地震時に発生する過剰間隙水圧の消散効果が期待できる。
- ③ 土砂部であれば、切土斜面・盛土斜面および自然盛土のいずれにも適用可能である。
- ④ 打ち込み工法であるため、プレボーリングの必要がなく、工事費が安価かつ簡易に施工ができる。
- ⑤ 排水パイプは、高耐食性めっき ZAM（亜鉛-アルミニウム-マグネシウムめっき）で防錆されており、耐用年数は80～100年と長寿命である。

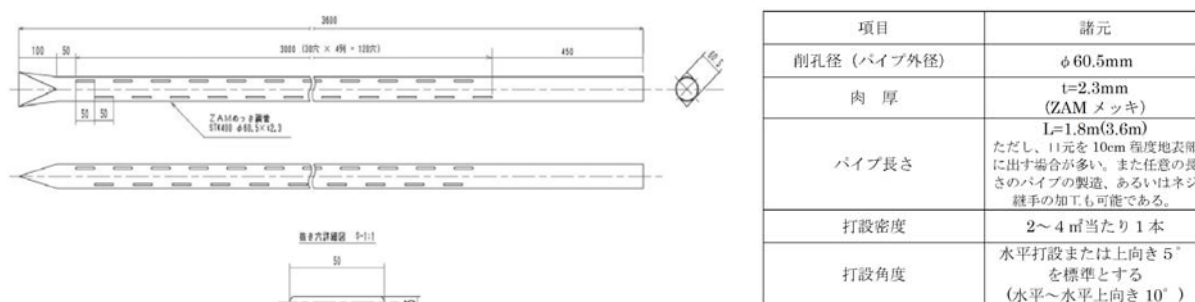


図-2.3.21 排水補強パイプの構造と標準的な仕様²⁾



写真-2.3.1 排水補強パイプの施工状況³⁾

PDR 工法は、自然斜面、宅地盛土、鉄道盛土や道路盛土をはじめ、文化財指定される石垣⁴⁾などにも実績があり、幅広く適用されている。ここでは、文献³⁴⁾において、本工法の適用により豪雨・地震に対して安定性を保った2つの事例を抜粋する。

(2) 斜面の安定性を保った事例

① 豪雨に対する切土法面安定化事例

愛媛県大洲市の市道の切土工事中に法面の一部に変動が生じた。さらに台風の来襲が予報されたことを受け、当工法により緊急対策を講じられた。同一法面の隣接部では、来襲前に安定していたにもかかわらず、豪雨により法面崩壊が発生した。一方、排水補強パイプが打設された範囲（L=3.6m、打設密度は4m²に1本の割合）では変状は発生せず、豪雨に対して安定性が保たれた。



写真-2.3.2 切土法面に施工された排水補強パイプとその効果³⁵⁾

② 地震による強震動を受けた宅地盛土の安定化事例

2003年に発生した宮城県北部地震において、宮城県河南町で震度6弱を記録した。当地震の発生の約2ヶ月前に擁壁背面の排水不良が原因と考えられる変動が発生したため、擁壁背面の排水と補強を兼ね、排水補強パイプが施工された。施工後、盛土内の水が排除されたことにより、擁壁の変動は止まった。さらに直後に発生した震度6弱の強震動に対して、擁壁および背面盛土の変状は確認されず、安定性が保たれた。

(3) PDR 工法の設計手法について

PDR 工法は多くの施工実績を有するが、経験工学的に施工されているのが現状であり、排水補強パイプの最適な設置間隔・施工配置や必要打設長などといった具体的な設計手法は確立されていない^{36), 37)}。また、排水補強パイプを補強材として、すべり面抵抗力を考慮する方法も示されているが、既往の補強土工法の考え方に準拠しているのが現状である^{33), 38)}。

したがって、本工法の適用条件、排水効果や地盤の補強効果などについて、さらに検討を行い、合理的な設計手法を確立していく必要があると考える。とりわけ、補強効果に関しては地山が比較的やわらかい場合には疑問がある(5章参照)。

2 章の参考文献

- 1) 国土交通省：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説，2012.4.
- 2) 国土交通省：宅地耐震対策選定ガイドラインの解説，国土交通省，2012.4.
- 3) 沖村 孝・鍋島康之・岡田 肇・野並 賢：東北地方太平洋沖地震による仙台市内及び周辺の宅地被害調査報告，公益社団法人地盤工学会，東北地方太平洋沖地震の災害調査情報 <http://www.jiban.or.jp/file/file/saigai_okimura_nabeshima_okada_nonami_0430_mini.pdf>，2011 [閲覧日 2011 年 6 月 27 日].
- 4) 河上房義・浅田秋江・柳沢栄司：宮城県沖地震による盛土の被害，土と基礎，Vol.26，No.12，pp.25～31，1978.
- 5) 浅田秋江：宮城県沖地震から 10 年 丘陵地宅地造成地はどのように変貌したか，土と基礎，37 (3)，pp.57～62，1989.
- 6) 土木学会東北支部：第 15 章宅地造成地・街路および公園，1978 年宮城県沖地震調査報告書，pp.435～450，1980
- 7) 吉田 望・若松加寿江・飛田善雄：仙台市緑が丘造成地の 1978 年宮城県沖地震時の復旧の効果，地盤工学会誌，Vol.61，No.4，pp.14～17，1978.
- 8) 舘山勝：土構造物の耐震性診断と対策 5. 鉄道土構造物の耐震性診断と補強，土と基礎，Vol.59，No.7，2011.
- 9) 舘山勝：地震に備える，平成 21 年度鉄道総研講演会概要集，2009.
- 10) 池原武一郎：十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究，鉄道技術研究報告，No.791，1972.
- 11) 野澤太三：新幹線盛土構造物の耐震強化に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1304，1986.
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.
- 14) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善，2007.
- 15) RRR 工法協会：地山補強土擁壁工，<http://www.rrr-sys.gr.jp/index.html>
- 16) 大木基裕，関雅樹：土構造物の耐震性診断と対策 6. 東海道新幹線における土構造物の耐震性診断と対策，土と基礎，Vol.59，No.8，2011.
- 17) 関雅樹，大木基裕，庄司朋宏，永尾拓洋，荒鹿忠義：地震時における盛土の破壊と対策の有効性に関する実験的検証，第 21 回中部シンポジウム論文集，2009.
- 18) 西日本旅客鉄道(株)ホームページ：東海・東南海・南海地震に備えた地震・津波対策について，2012. 5.23.
- 19) 岸村 信，深田隆弘：鉄道盛土の耐震性能向上に関する検討，第 48 回地盤工学研究発表会（富山），2013.（投稿中）
- 20) 農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「ため池整備」の改訂の考え方について，<http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/gizyutu/h24-2/pdf/data4.pdf>，資料 4，p4，2012.（2013.05.15 参照）.
- 21) 福島伸二，北島明，石黒和男，池田康博，酒巻克之，谷茂，：固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究，土木学会論文集，666 (III-53)，pp.99-116，2000.
- 22) 福島伸二，北島明，谷茂，石黒和男：固化処理した底泥土を砕・転圧した築堤土の目標強度設定・配合試験法と施工管理法の提案，土木学会論文集，715 (III-60)，pp.165-178，2002.
- 23) 忠野祐介，新納格：鉄鋼スラグによるため池泥土改良に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，III-26，2011.

- 24) 谷茂, 福島伸二, 北島明, 酒巻克之: 砕・転圧盛土工法の設計・施工法について, 農業工学研究所技報, No.202, pp.141-182, 2004.
- 25) 鈴木麻里子, 河端俊典, 内田一徳: ため池コア材への旧堤体土・底泥土再利用に関する一考察ー兵庫県下における老朽化ため池を事例としてー, 農業農村工学会論文集, 第 284 号, pp.57-62, 2013.
- 26) 独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構: 災害に強い「越流許容型ため池」の開発, http://www.naro.affrc.go.jp/publicity_report/press/files/nkk060605-1-1.pdf, (2013.05.15 参照) .
- 27) 松島健一, 毛利栄征, 龍岡文夫: 土嚢積層システムを適用した補強堤体の実物大振動実験ー水平および傾斜した土嚢積層構造の違いと耐震メカニズムー, ジオシンセティックス論文集, Vol.24, pp.157-164, 2009.
- 28) 堀俊和, 土橋和敬, 毛利栄征, 藤山哲雄, 高橋浩, 前田和亨: 堤体表面被覆工法によるため池の豪雨対策, 農業農村工学会全国大会講演要旨集, pp.348-349, 2010.
- 29) 堀俊和: 農業用ため池の豪雨災害に関する研究, 農工報, Vol.44, pp.139-247, 2005.
- 30) 藤田信夫, 毛利栄征, 田中忠次: 底樋周辺部の接触面浸透に関する研究ー底樋の柔構造化による水みち抑制効果ー, 農業農村工学論文集, 第 255 号, pp.57-68, 2008.
- 31) 河端俊典, 内田一徳, 北野知洋, 渡邊康治, 毛利栄征: ジオシンセティックにより補強したため池洪水吐の動的挙動, ジオシンセティックス論文集, Vol.22, pp.243-248, 2007.
- 32) 斎藤迪孝・上沢弘・毛受貞久・安田祐作: 有孔パイプによる新幹線盛土砂面の排水効果, 鉄道技術研究報告, No.631, pp.1-18, 1968.
- 33) 千代田器材株式会社: 恒久排水補強パイプ技術資料
- 34) 太田英将・柏熊誠治・國眼定: 豪雨と地震に対して効果を発揮した斜面安定化対策の 2 つの事例, 第 40 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.2285-2286, 2005.
- 35) 國眼定・西形達明・西田一彦: 石垣と排水パイプで補強された斜面の安定について, 第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.2215-2216, 2006.
- 36) 太田直之・杉山友康・渡邊諭・高馬太一・西田幹嗣・石川智史: 盛土に用いる排水パイプの浸透流解析モデル, RTRI REPORT, Vol.26, No.9, pp.35~40, 2012.
- 37) 秋田剛・常田賢一: 既設道路盛土の安定性向上のための排水パイプの適用性の検証, 平成 24 年度近畿地方整備局研究発表会, 防災・保全部門, No.22, pp.1~6, 2012.
- 38) 太田英将・柏熊誠治: 圧入式排水補強パイプの引抜き試験, 第 37 回地盤工学研究発表会, No.1097, 2002.

3. 宅地耐震化推進事業における既設盛土の安全性評価

3.1 神戸市の安全性評価方法の紹介

3.1.1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震、2004 年新潟県中越地震などにおいて、大規模に盛土造成された宅地で滑動崩落による被害が数多く発生した。これを受けて、地震時の宅地の安全性を確保することを目的として平成 18 年に宅地造成等規制法が改正された。あわせて、滑動崩落を防止するために必要な調査や工事を支援する宅地耐震化推進事業が創設された¹⁾。宅地耐震化推進事業で対象とする大規模盛土造成地とは、①盛土の面積が 3,000 平方メートル以上の谷埋め型大規模盛土造成地、②盛土をする前の地盤面（原地盤面）の水平面に対する角度が 20 度以上で、かつ、盛土の高さが 5 メートル以上の腹付け型大規模盛土造成地としている。宅地耐震化推進事業では、原則として盛土造成地に関する資料に基づいて大規模盛土造成地を抽出する第一次スクリーニングと、現地調査および安定計算により滑動崩落のおそれ大きい大規模盛土造成地を抽出することを目的として行う第二次スクリーニングを経て、具体的な耐震対策を進めるとしている。

第一次スクリーニングにおいて抽出された大規模盛土造成地の数は多数にのぼることが想定され、そのすべての盛土を対象に第二次スクリーニングを実施するには多くの時間と費用を要することから、第一次スクリーニングから第二次スクリーニングに進むための絞り込みと優先順位づけが必要となっている。「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」²⁾（以下、「ガイドラインの解説」）では、この優先順位づけの考え方として大規模盛土造成地の位置および規模、滑動崩落の危険性や社会的影響を反映させることも考えられるとしているが、具体的な手法は示されていない。滑動崩落の危険性の評価については、参考事例として、点数方式により谷埋め型大規模盛土造成地の安全性評価手法が紹介されている²⁾。

神戸市においては、宅地耐震化推進事業における第一次スクリーニングにより抽出された宅地盛土と、1995 年兵庫県南部地震により変動した宅地盛土のデータがあり、両者のデータを用いることにより、神戸市域における宅地盛土の特徴を反映した安全性評価手法の構築が可能になるものと考えられる。ここでは、谷埋め型大規模盛土を対象に、1995 年兵庫県南部地震による変動宅地盛土と非変動宅地盛土の要因分析を行うとともに、「ガイドライン」に示される点数方式による安全性評価手法を改良し、両群を区分するための評価基準値（的中率を最大にする値）について検討を行った。

3.1.2 兵庫県南部地震による被災箇所との比較

神戸市の地域特性を考慮した盛土評価手法の検討にあたっては、神戸市の旧市街地（東灘区、灘区、中央区、兵庫区、長田区、須磨区）の 86 盛土（109 断面）を対象とした。旧市街地を対象としたのは、地震の揺れがほぼ震度 6 強程度と推定され、地震動の違いによる影響が比較的小さいと考えられることと、被災状況に関する情報がまとまっていることによるものである。対象盛土の整理に際しては、「ガイドラインの解説」というに挙げられている盛土の諸元（盛土の幅、盛土の長さ、盛土の高さ、盛土の厚さ、原地盤の勾配、地下水の有無）に加え、兵庫県南部地震による被災の有無についても示した。このデータをもとに、「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」に記載されている点数方式による安全性評価において、評価項目として挙げられている項目を参考に分析を行った。なお、上記の評価項目に加えて、造成年代と、ため池を埋めて造成した盛土であるか否かについても評価項目に加えた。これは、兵庫県南部地震では、造成年代の古い盛土での被害が多かったこと、また、ため池を埋めて造成した箇所に被災が多く見られたことによる。

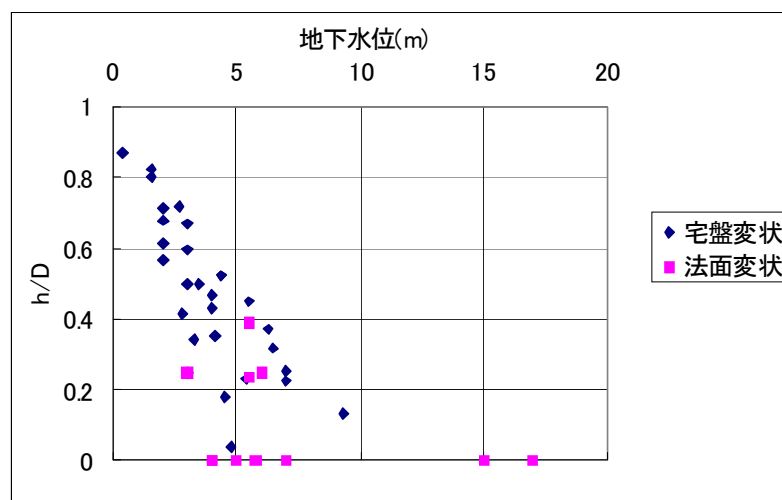
神戸市旧市街地においては、腹付け型大規模盛土造成地として抽出された箇所は6箇所（断面）であり、分析を行えるほどのデータがなかったため、今回は谷埋め型大規模盛土造成地を対象として分析を行った。なお、変動に対しては地下水の有無が大きな影響を及ぼすと考えられるため、地下水が不明なデータを除外して検討することとした。これにより、変動箇所数（断面数）は10（断面数）、非変動箇所数（断面数）は67となった。

表-3.1.1 評価項目

	評価項目	評価区分			
1)	盛土幅(m)	20m 以下	20－50m	50－120m	120m より大
2)	盛土厚さ(m)	3m 以下	3－6m	6－12m	12m より大
3)	盛土幅／盛土厚さ	5 以下	5－10	10－15	15 より大
4)	原地盤の勾配	5° 以下	5－10°	10－15°	15° より大
5)	地下水位※	地下水なし	0.2 未満	0.2 以上	
6)	造成年代	不明	S37 以前	S37－S50	S50 以降
7)	ため池の有無	なし	あり		

※地下水位は、盛土厚（D）に対する地下水位(h)：h/Dを示す。

※上記 1)から 4)については、「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」に示される点数方式による安全性評価における評価区分と同じ。5)の区分については、図-2.2.1に基づき、兵庫県南部地震においては、盛土厚に対する地下水位の高さが盛土底面より盛土厚の0.2倍以上のところで被災箇所が多いという実績による。



注1) 宅盤変状とは、谷埋め型盛土の変状、法面変状とは、腹付け型盛土の変状に該当する。

注2) 宅盤変状においては、h/Dが0.2以上の箇所に主として発生している。

図-3.1.1 兵庫県南部地震における被災状況と地下水位の関係

図-3.1.2～3.1.8までに、各評価項目における分析結果を示す。

(1) 盛土幅

図-3.1.2に盛土幅区分ごとの出現個数と変動確率を示した。これより、盛土幅が「50～120m」の盛土が多いことがわかる。一方、「120mより大」の盛土断面数は3箇所のみのため、例外とみなした。これにより、「20～50m」、「50～120m」の盛土幅に示すように、盛土幅が広くなるにつれて被災の割合が増加する傾向が見て取れる。

(2) 盛土厚

図-3.1.3 に盛土厚さ区分ごとの出現個数と変動確率を示した。これより、「12m より大」を除いて、各区分における被災箇所割合は、盛土厚が大きくなるにしたがい大きくなっている。なお、「12m より大」となる盛土については、箇所数は3箇所のみである。また、該当する3箇所のいずれにおいても地下水無と判定されている。兵庫県南部地震の被災事例によれば、地下水の有無が被災の有無に大きく影響することがわかっている。したがって、この3箇所については例外として扱うこととした。このようなことから、盛土厚に関しては、盛土厚が大きくなるにつれて被災の危険度が高まると考えられる。このことは、「ガイドラインの解説」における点数方式による危険度判定における点数表の配点の傾向（盛土厚が薄くなるほど危険度が高くなる）とは異なる。このことについては3.2.2項で考察を行っているので参考されたい。

(3) 盛土幅／盛土厚

図-3.1.4 に盛土幅／盛土厚区分ごとの出現個数／変動確率を示した。「ガイドライン」の配点方法によると、盛土幅／盛土厚については側方効果の影響が現れ、値が小さいほど側方効果が大きく、値が大きくなってくると側方効果の影響は薄くなるとしている。一方今回の結果では、「5 以下」と「5－10」を比較すると「5 以下」の方が被災割合が低い。しかし、「10－15」、「15 より大」では、「5－10」に比べて被災割合が減少しており、単純に盛土幅／盛土厚が大きいほど被災する可能性が高いという傾向を示さなかった。このことは、側方効果による影響は決定的要因ではなく、地下水の有無による影響もあわせて考慮する必要があることを示すものと考えられる。

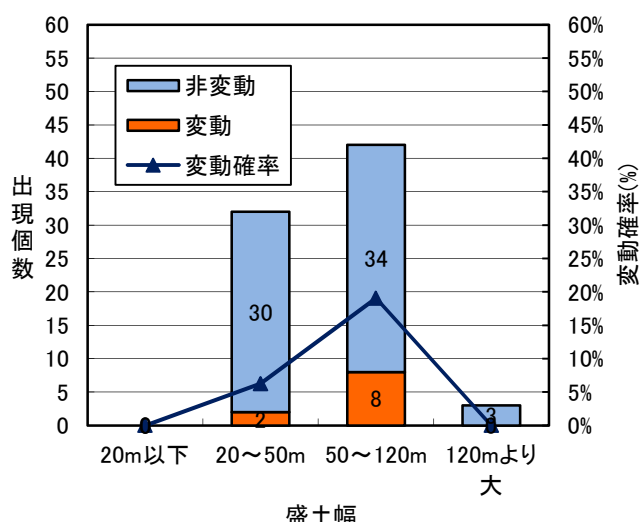


図-3.1.2 盛土幅区分ごとの出現個数と変動確率

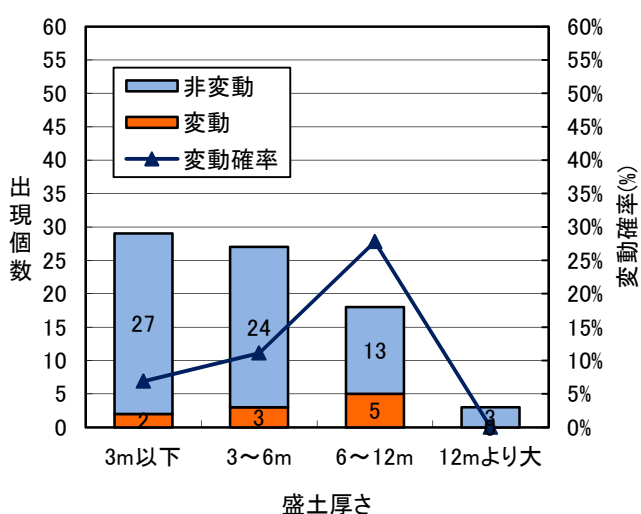


図-3.1.3 盛土厚さ区分ごとの出現個数と変動確率

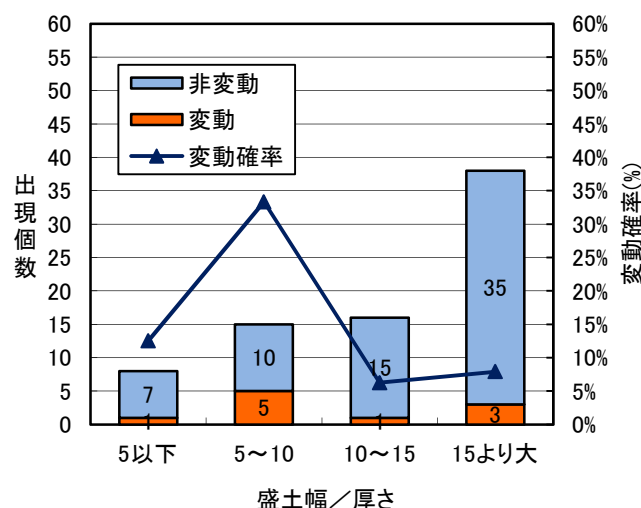


図-3.1.4 盛土幅／厚さ区分ごとの出現個数と変動確率

(4) 原地盤の勾配

図-3.1.5 に原地盤の勾配区分ごとの出現個数／変動確率を示した。15° より大きいのは1箇所しかなく例外として見なすと、原地盤の勾配が緩い方が変動確率は高いことがわかる。これは、原地盤の勾配が緩いほど地下水が抜けにくく、盛土内に地下水が存在する可能性が高くなるためと考えられる。「15° より大」となる箇所は1箇所しかないため、「10° -15° 」とまとめて「10° より大」とすると、原地盤の勾配が「10° 以下」では被災の割合が高いことがわかる。

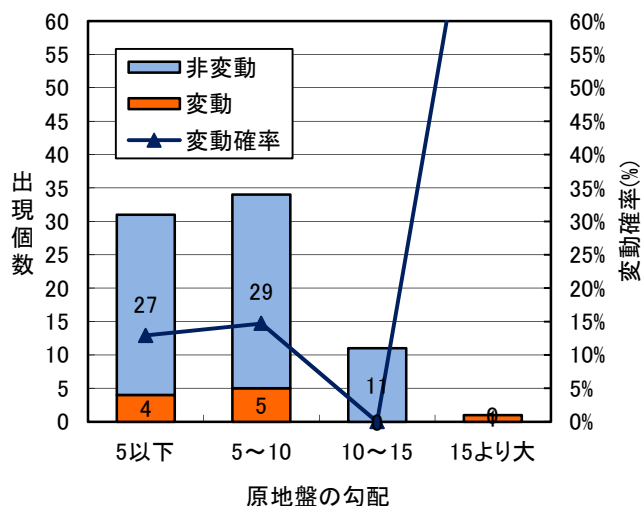


図-3.1.5 原地盤の勾配区分ごとの出現個数／変動確率

(5) 地下水位

図-3.1.6 に地下水位ごとの出現個数／変動確率を示した。今回地下水位は、盛土厚さ D に対する盛土底面からの水位 $h:h/D$ で表現した。これより、地下水の有無および地下水位と被災の割合との間には、地下水位が高くなるほど被災の割合が高くなる関係が見られる。地下水がない場合には、被災した割合が10%程度と低いのに対して、 h/D が0.2未満では20%程度、 h/D が0.2より大では60%程度が被災している。

ただし、被災盛土については、対策がなされており、目視調査では地下水が確認されない箇所のある可能性がある。

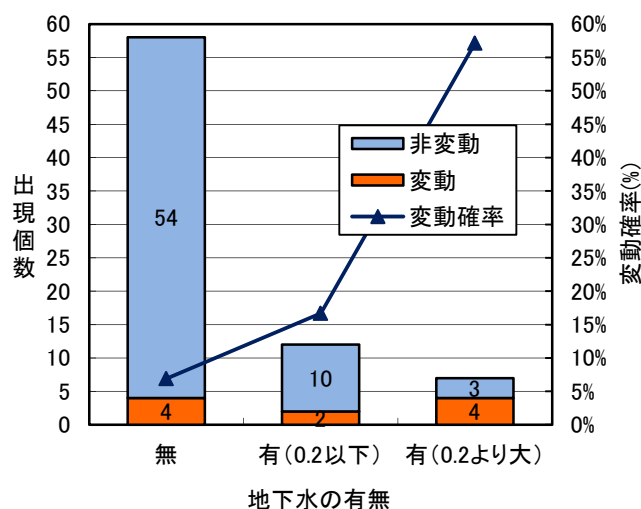


図-3.1.6 地下水位区分ごとの出現個数／変動確率

(6) 造成年代

図-3.1.7 に造成年代区分ごとの出現個数／変動確率を示した。これより、S50 年以降の盛土については1箇所も崩落していないことがわかる。造成年代不明の盛土は、ほとんどが S50 年以前の盛土であり、うち6箇所の被災盛土は全て S50 年以前の盛土である。

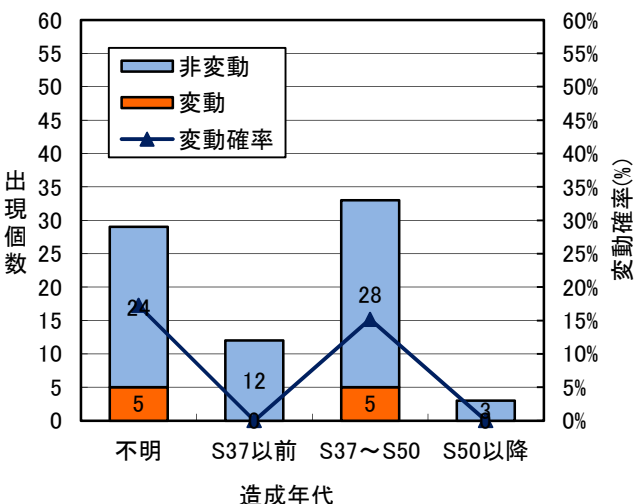


図-3.1.7 造成年代区分ごとの出現個数／変動確率

(7) ため池の有無

図-3.1.8 にため池の有無ごとの出現個数／変動確率を示した。これより、旧地形でため池が盛土内にある箇所の方で、被災が多い傾向があることがわかる。

3.1.3 神戸市における配点表の検討

(1) ガイドラインによる配点結果

「ガイドラインの解説」に示される点数方式における配点表に基づき、旧市街地における谷埋め型盛土の変動確率を算出したものが図-3.1.9 である。同図には、兵庫県南部地震における被災の有無を合わせて示した。図-3.1.9 に示すように、被災した箇所においても変動確率が低いものがあり、また、被災していない箇所においても変動確率が高いものも多く見られる。

図-3.1.10 には、各変動確率における被災あり／被災なしの割合を示したものである。変動確率という意味においては、変動確率が高いほど被災あり／被災なしの割合が高くなるべきである。しかしながら、図-3.1.10 に示すように、変動確率が高いほど被災の割合が高いという傾向はみ取れない。

以上のことから、「ガイドラインの解説」に示される点数方式による変動確率の算定における配点表の見直しを行うこととした。

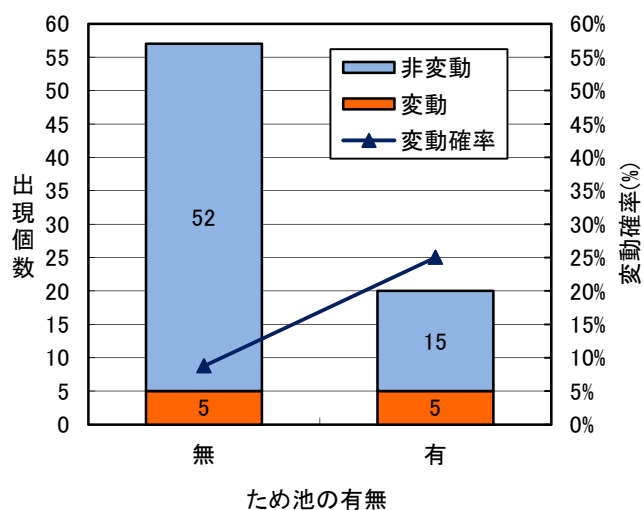


図-3.1.8 ため池の有無区分ごとの出現個数と変動確率

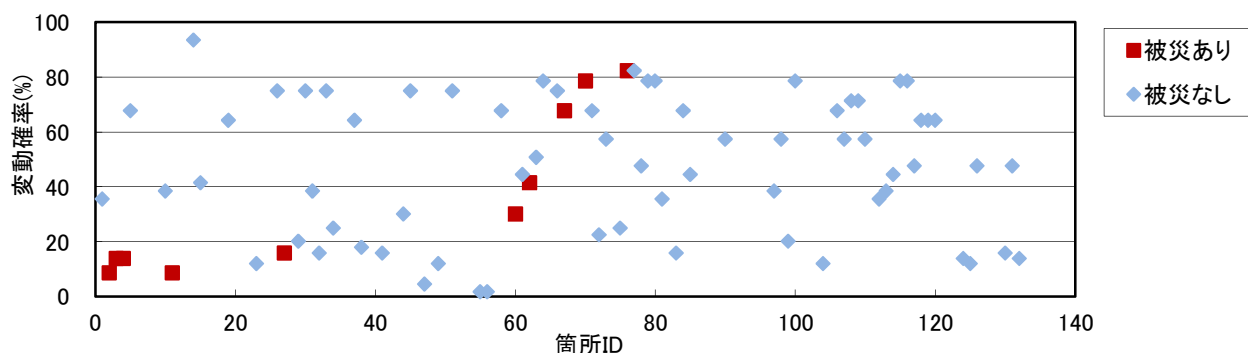


図-3.1.9 「ガイドライン」の変動確率による谷埋め型盛土の変動確率
(横軸の箇所 ID は、作図のための仮の番号を示す)

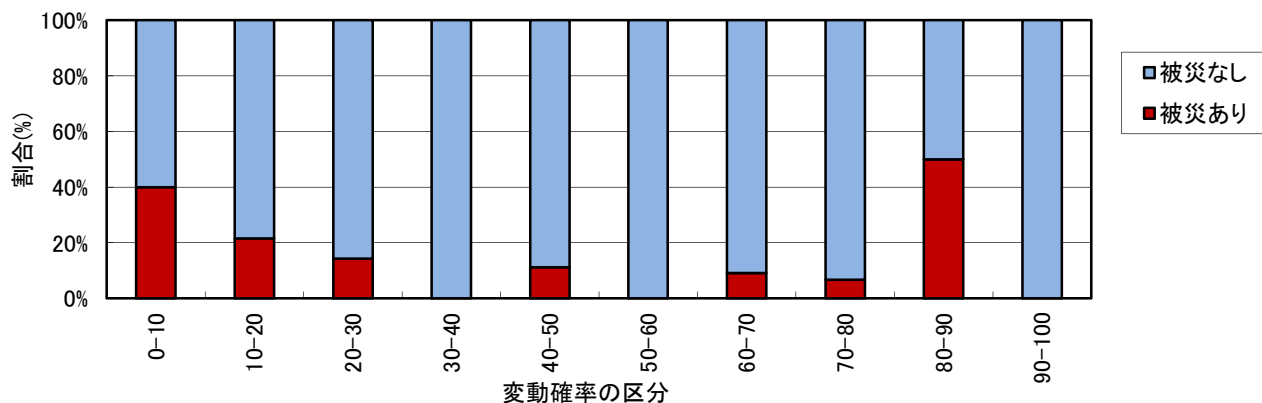


図-3.1.10 「ガイドライン」による変動確率における被災あり／被災なしの割合

(2) 変動確率の算定の考え方

ここでは、「ガイドラインの解説」に示される点数方式をもとに、神戸市の被災状況をよく説明する評価項目および評価区分の配点の設定を行った。

まず評価項目として、2.2 項での検討に基づき、「ガイドラインの解説」に示される評価項目（①盛土幅、②盛土厚、③盛土幅／盛土厚、④原地盤の勾配、⑤地下水位）に加えて、⑥造成年代、⑦旧地形におけるため池の有無とする。

点数 Y は、次式により求めるものとする。

$$Y = \sum_{i=1}^n (\omega_i \times p_i) \quad (3.1)$$

ここで、 ω_i は上記①～⑦の評価項目に対する重みを示す。 p_i は各評価項目における盛土の点数を示す。また、 n は評価項目数である。上記①～⑦のすべての項目を用いて評価する場合には 7 となる。

(3) 評価項目の点数 p_i

各評価項目における点数は、図-3.1.2～3.1.8 までに示した評価区分ごとの被災盛土箇所数／対象盛土箇所数の割合を参考に、最大値が 1 となるように設定した。表-3.1.2 に各評価項目における配点を示す。

①盛土幅について

盛土幅が「20m 以下」では被災盛土がないこと、盛土幅が大きくなるにしたがい被災盛土の割合が増加する傾向にあることから、盛土幅が「20m 以下」で 0、「50－120」で 1 となるように、被災盛土の割合に応じて点数を定めた。なお、盛土幅が「120m より大」の場合は、「50－120」と同様に 1 とした。

②盛土厚について

被災盛土の割合を参考に、盛土厚が大きくなるにしたがい崩落の危険性が高まるという考え方で配点した。

③盛土幅／盛土厚について

盛土幅／盛土厚が大きくなるにしたがい崩落の危険性が高まるといった傾向は見られず、「5－10」で被災盛土の割合が最も大きい。この傾向を反映させ、被災盛土の割合に応じて「5－10」で最も高い点となるように配点した。

④原地盤の勾配について

原地盤の勾配が「10° 以下」で被災盛土の割合が高くなっていることから、原地盤の勾配が「10° 以下」で 1、「10° より大」で 0 とした。

⑤地下水位について

被災盛土の割合を参考に、地下水位が「0.2 以上」で 1 となるように配点した。

⑥造成年代について

S50 年以降の盛土については、被災事例がないことから、S50 年以降の盛土については 0、造成年代不明も含めて S50 年以前の盛土は 1 とした。

⑦旧地形におけるため池の有無について

被災盛土の割合を参考に配点した。

表-3.1.2 各評価項目における重み

盛土幅(m)		盛土厚(m)		盛土幅／盛土厚		原地盤の勾配 (°)	
20m 以下	0.00	3m 以下	0.25	5 以下	0.40	5° 以下	1.00
20－50m	0.35	3－6m	0.40	5－10	1.00	5－10	1.00
50－120m	1.00	6－12m	1.00	10－15	0.20	10－15	0.00
120m より大	1.00	12m より大	1.00	15 より大	0.20	15 より大	0.00
地下水位※		造成年代		ため池の有無			
0.2 以上	1.00	不明	1.00	あり	1.00		
0.2 未満	0.35	S37 以前	1.00	なし	0.35		
なし	0.20	S37－S50	1.00				
		S50 以降	0.00				

※地下水位は、盛土厚 (D)に対する盛土底面からの水位 (h)の比である h/D を示す。

※地下水位が不明な場合は、検討対象から除外

(4) 判別分析を参考にした各評価項目の重み ω_i

多変量解析においては、判別分析という手法がある。点数の変動には、全変動 S_T 、グループ間変動 S_B 、グループ内変動 S_W という 3 つの変動が考えられる。

$$\begin{aligned}
 S_T &= \sum_{i=1}^{m+n} (z_i - \bar{z})^2 \\
 S_W &= \sum_{i=1}^m (z_i^{(1)} - \bar{z}^{(1)})^2 + \sum_{j=1}^n (z_j^{(2)} - \bar{z}^{(2)})^2 \\
 S_B &= m \cdot (\bar{z}^{(1)} - \bar{z})^2 + n \cdot (\bar{z}^{(2)} - \bar{z})^2
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

ここで、 z_i は各盛土の点数、 $z_i^{(1)}$ は被災盛土の点数、 $z_j^{(2)}$ は非被災盛土の点数である。 \bar{z} は全盛土の点数の平均値、 $\bar{z}^{(1)}$ は全被災盛土の点数の平均値、 $\bar{z}^{(2)}$ は全非被災盛土の点数の平均値、 m は被災盛土の箇所数、 n は非被災盛土の箇所数である。ここで、各変動は次式を満たす。

$$S_T = S_B + S_W \tag{3.3}$$

すなわち、全変動 S_T はグループ間変動 S_B とグループ内変動 S_W の和となる。判別分析の目的が 2 つのグループ（被災盛土グループと非被災盛土グループ）を分けることであり、そのためには、グループ間変動 S_B を最大にすれば良いこととなる。すなわち、 S_B/S_T を最大にすれば良い。そこで、式(3.1)における各評価項目の重み ω_i を、式(3.4)を満足するように 0.05 刻みで与え、 S_B/S_T が最大となる重みを求めた。

$$\sum_{i=1}^7 \omega_i = 1 \tag{3.4}$$

このときの重み ω_i の組み合わせ数は 27,132 であった。表-3.1.3 に各評価項目の重みを示す。また、この重みによる各盛土箇所の点数を図-3.1.11 に、10 点刻みで求めた点数ごとの変動割合（被災盛土箇所数／各点数区分における盛土数）を図-3.1.12 に示す。図-3.1.12 に示すように、被災盛土は非被災盛土に比べると合計点

数が高くなる傾向を示す。変動割合で見ると、80 点未満では 0% であるが、80 点以上になると変動割合が 0% ではなくなる。しかし、ほとんどの盛土の点数が 60 点以上であり、点数の幅が狭く、被災箇所と被災しなかった箇所の分離が十分できていないことがわかる。その原因として、被災箇所数が被災しなかった箇所数に比べて 1/7 程度と少ないことが考えられる。

表-3.1.3 判別分析手法による各評価項目の重み

評価項目	重み
盛土幅	0.10
盛土厚さ	0.10
盛土幅／盛土厚さ	0.05
原地盤の勾配	0.10
地下水	0.10
造成年代	0.45
ため池の有無	0.10

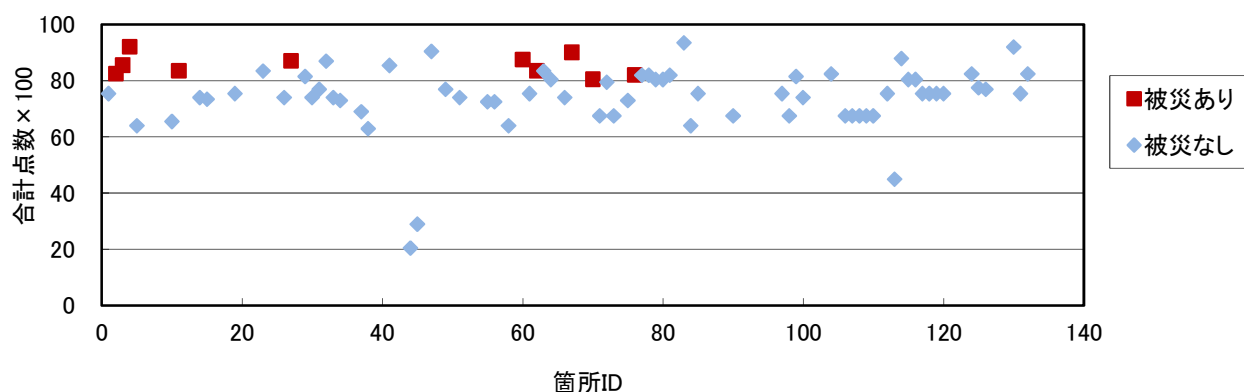


図-3.1.11 判別分析手法による各盛土における点数

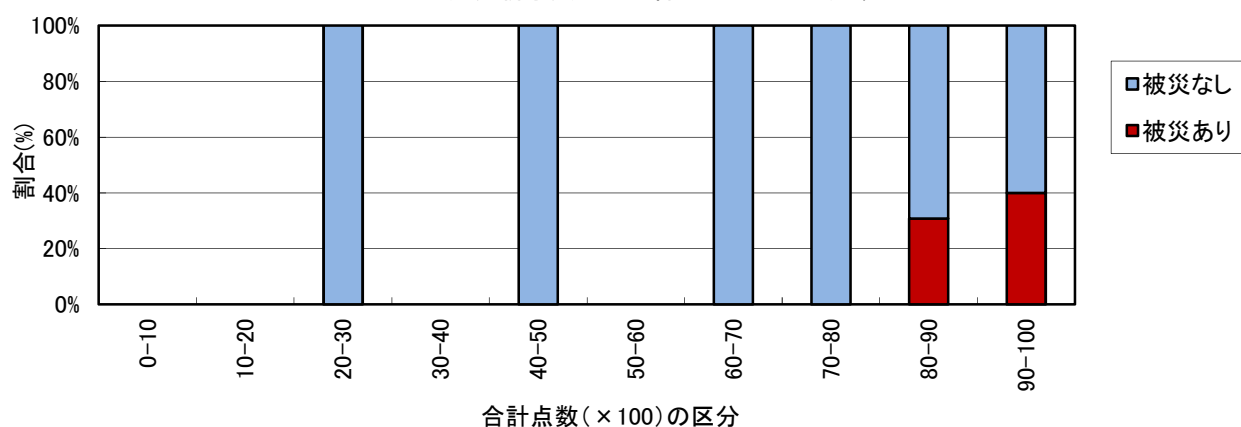


図-3.1.12 判別分析手法による点数区分ごとの被災盛土／対象区間の盛土数の割合

(5) 被災盛土と被災しなかった盛土の点数の最大化による各評価項目の重み ω_i

ここでは、検討する全盛土箇所数における合計点 Z を次式で定義し、 Z が最大となるように重み ω_i を決めることとする。

$$Z = \sum_{i=1}^{m+n} Y_i \times a_i$$

$$\begin{cases} \text{被災盛土} : a_i = \frac{n}{m} \times 1.0 \\ \text{非被災盛土} : a_i = -1.0 \end{cases} \quad (3.5)$$

ここで、 Y_i は式(3.1)で定義される値、 m は被災盛土箇所数、 n は非被災盛土箇所数である。式(3.4)により合計点 Z において被災盛土と被災しなかった盛土が占める割合が同程度になるように調整されることとなる。なお、重み ω_i の与え方は(3.4)と同様である。なお、式(3.5)における Z が最大となる重みを決める際には、データのばらつきを考慮し、 Z の値で降順に並び替え、上位 10 のデータを抽出し、この平均値を取ることとした。表-3.1.4 に得られた重みを示す。地下水の配点が大きなウェイトを占めていることがわかる。

次に、図-3.1.13 に各盛土における点数（式(3.1)により求められる値）および図-3.1.14 には 10 点刻みで求めた点数ごとの変動割合（被災盛土箇所数／各点数区分における盛土数）を示す。図-3.1.11 と図-3.1.13 を比較すると、被災盛土の点数が高得点、被災しなかった盛土の点数が低得点となり、両者の分離が明瞭になっている。また、図-3.1.12 と図-3.1.14 を比較すると、合計点数が高くなるほど、被災盛土の割合が高くなる傾向が見られる。

表-3.1.4 被災の有無が点数の最大化になるよう設定した各評価項目の重み

評価項目	重み
盛土幅	0.050
盛土厚さ	0.060
盛土幅／盛土厚さ	0.135
原地盤の勾配	0.050
地下水	0.595
造成年代	0.050
ため池の有無	0.060

※重みは、上位 10 個の平均値から 0.005 刻みで、重みの合計が 1 になるように丸めている。

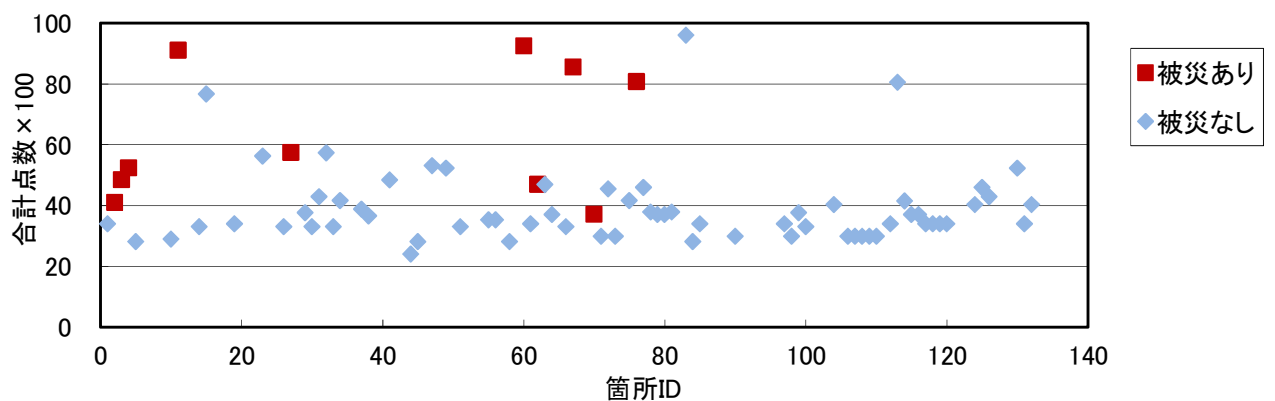


図-3.1.13 各盛土における点数（赤丸：被災盛土，青丸：被災しなかった盛土）

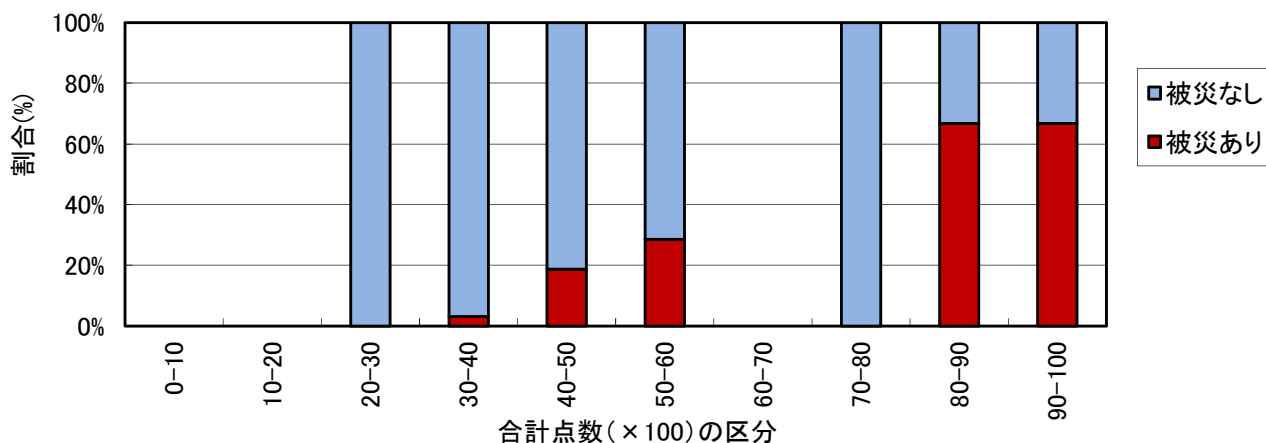


図-3.1.14 点数区分ごとの被災盛土／対象区間の盛土数の割合

(6) 変動確率の算定

(5)の結果を踏まえ、評価項目を「ガイドラインの解説」に示される5項目＋造成年代＋旧地形のため池の有無の計7つとし、図-3.1.14のデータをもとに変動確率の算定式を求めた。図-3.1.14のデータをもとに、各区間の中央値（たとえば合計点が「50－60」であれば55点）と、各区間の割合をプロットした図が図-3.1.15である。変動割合（被災箇所数／対象区間の盛土箇所数）が0のデータを除いて近似直線を求めた。近似式は式(3.5)のとおりである。

$$y = 0.011x - 0.3251 \quad (3.6)$$

ただし、 y ：変動確率、 x ：点数×100とする。

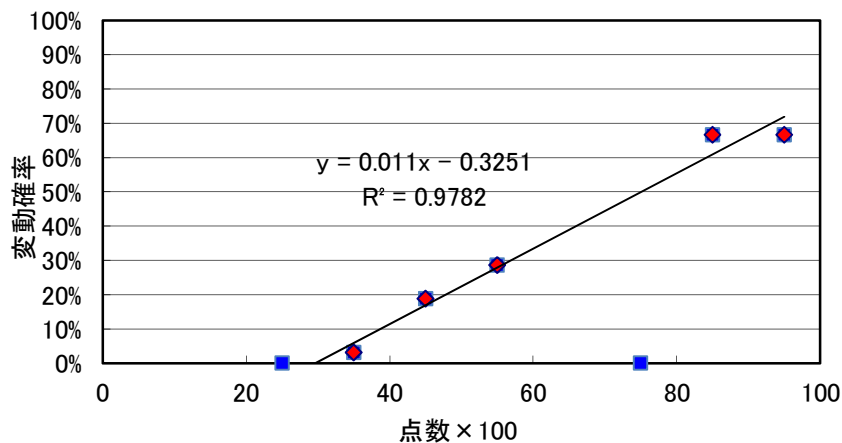


図-3.1.15 合計点数と被災箇所数／対象区間の箇所数（変動割合とする）
（赤丸が近似直線を求めるために採用したデータ）

(3.5)式に基づき、この評価方法によって、旧市街地の大規模盛土の変動確率を算出し直すと、図-3.1.17のとおりとなった。旧市街地では、最も高い変動確率は70%程度であったが、概ね高い変動確率になるほど、被災割合が増えていく傾向を示すことがわかった。

以上より、今回提案した変動確率は概ね兵庫県南部地震での被災状況を再現するものであることが確認された。

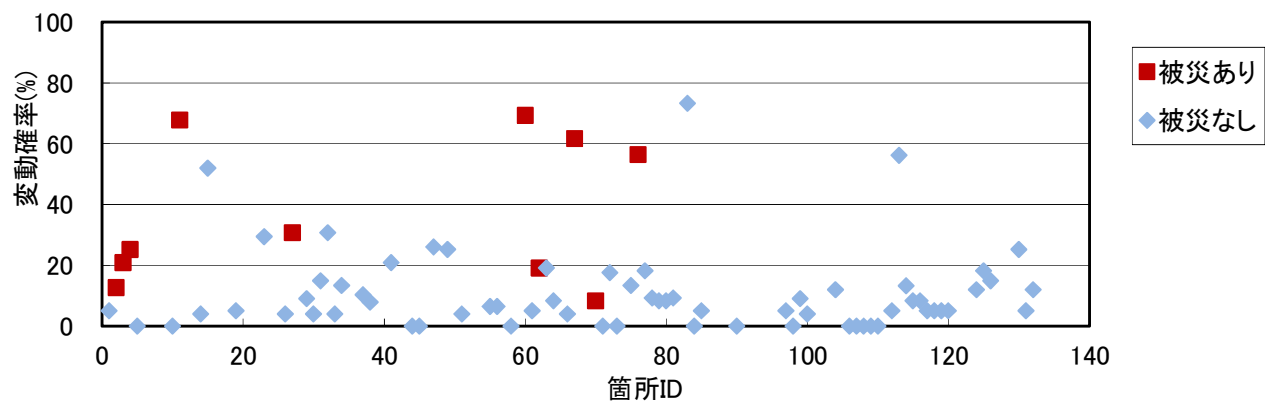


図-3.1.16 旧市街地における谷埋め型盛土における変動確率（修正評価手法）
（横軸の箇所 ID は、作図のための仮の番号を示す）

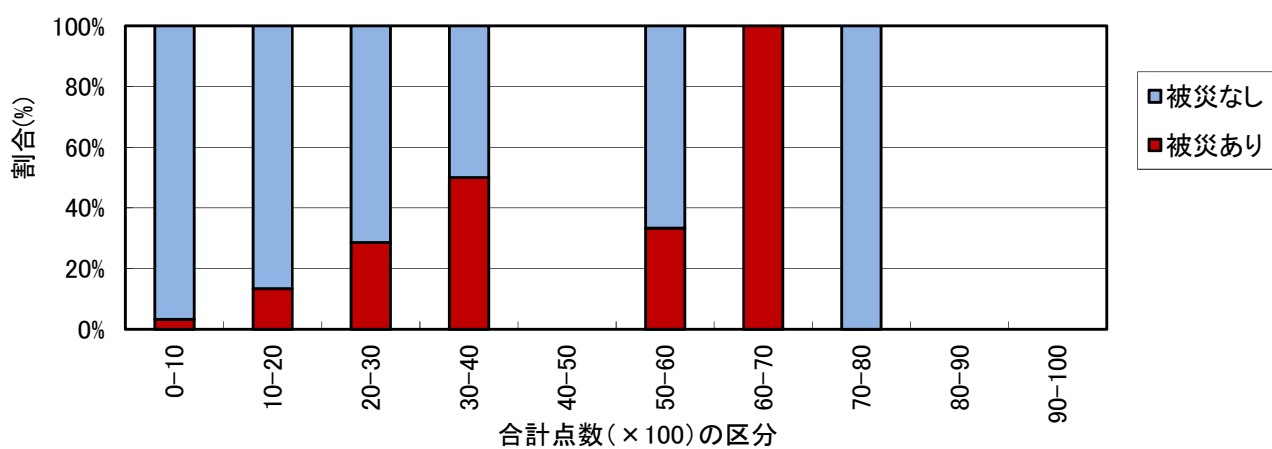


図-3.1.17 修正評価手法による変動確率における被災あり／被災なしの割合

3.2 神戸市の安全性評価方法と安定解析による評価結果の比較検討

3.2.1 はじめに

表-3.2.1 に「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」(H24.4)に示されている点数表を、表-3.2.2 に兵庫県南部地震被災盛土の再現性を反映した神戸市の安全性評価点数を示した。

表-3.2.1 「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」(H24.4)に示されている点数表
(合計点数が100点となるように換算)

盛土厚さ		盛土幅		盛土幅／盛土厚さ		原地盤の勾配		地下水	
区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数
3以下	46.7	20以下	0.0	5以下	2.2	5以下	11.1	あり	2.2
3～6	26.7	20～50	6.7	5～10	4.4	5～10	8.9	なし	0.0
6～12	13.3	50～120	11.1	10～15	11.1	10～15	4.4		
12より大きい	0.0	120より大きい	22.2	15より大きい	17.8	15より大きい	0.0		

表-3.2.2 神戸市の安全性評価点数表（兵庫県南部地震被災盛土の再現性を反映）

盛土厚さ		盛土幅		盛土幅／盛土厚さ		原地盤の勾配		地下水		造成年代		ため池の有無	
区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数	区分	点数
3以下	1.5	20以下	0	5以下	5.4	5以下	5	0.2以上	59.5	S37以前	5	あり	6
3～6	2.4	20～50	1.75	5～10	13.5	5～10	5	0.2未満	20.83	S37～S50	5	なし	2.1
6～12	6	50～120	5	10～15	2.7	10～15	0	なし	11.9	S50以降	0		
12より大きい	6	120より大きい	5	15より大きい	2.7	15より大きい	0			不明	5		

表-3.2.1 と 3.2.2 の特徴的な差異は、盛土厚さの点数評価基準が逆になっており、またその重み付けが異なっていることと、地下水に対する重み付けの差が非常に大きいことが挙げられる。このほか、造成年代やため池の有無を見込んでいることも挙げられる。そこでここでは、統計的手法によって得られた神戸市の安全性評価方法の妥当性を確認するため、盛土の安定性を客観的に評価する2次元極限平衡法による安定解析結果とどのような関係にあるのかを検討することとした。今回の検討目的はあくまで安定解析による統計モデルの妥当性の確認であるが、安定計算結果と神戸市の安全性評価方法に良好な相関が認められれば、神戸市安全性評価方法がある程度の客観性を有することの裏付けになりうると考えられる。そのため、神戸層群など被災を受けた箇所以外の表層地質条件の箇所に対しての神戸市安全性評価方法の適用性を検討することができる。

なお、今回の検討は2次元での計算であることから、評価項目として挙げられている「盛土幅」や「盛土幅／盛土厚さ」は反映されないため、宅地安定性に影響を与えるとされる評価項目全てに対して検討しているものではないことに留意されたい。

3.2.2 検討内容

(1) 計算式

地震時の極限平衡法による安定性照査方法は大きく分けて、震度法と過剰間隙水圧法によるものがある。図-3.2.1 と図-3.2.2 にその概要を示した。なお、「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」(H24.4)や、「宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版」(H19.11)では、震度法のみを取り上げている。

震度法：地震による外力を水平震度として評価することにより、地震時の安定性を評価。すべての土質で適用可能。

過剰間隙水圧法：地震により地下水位以下の盛土が液状化することを想定、液状化時に発生する過剰間隙水圧を上向きの力として作用させることにより、地震時の安定性を評価。盛土が液状化するおそれがある地盤で適用性あり。

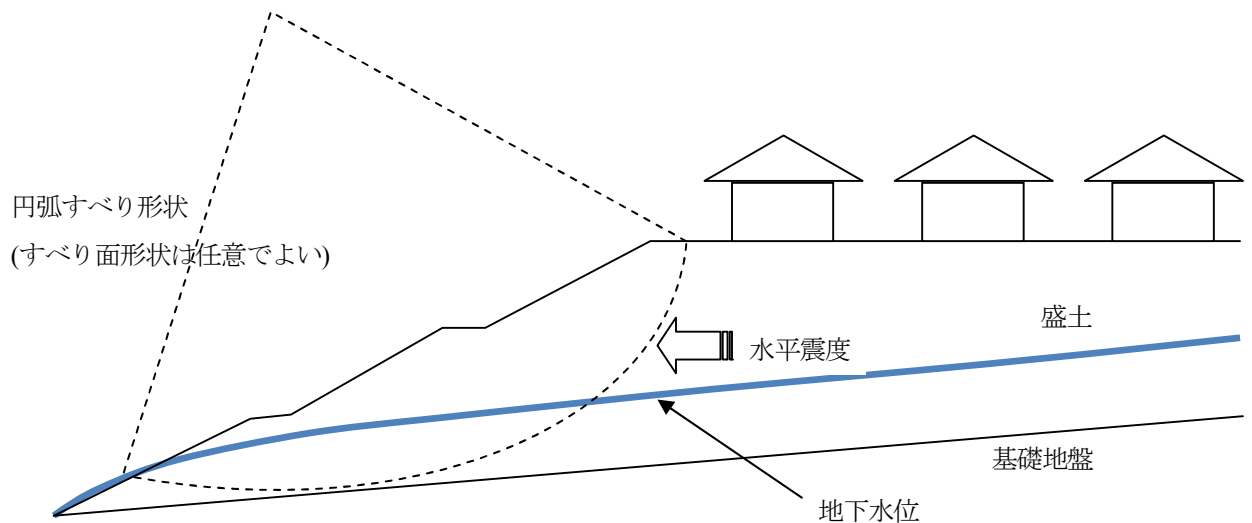


図-3.2.1 震度法による地震時安定性評価

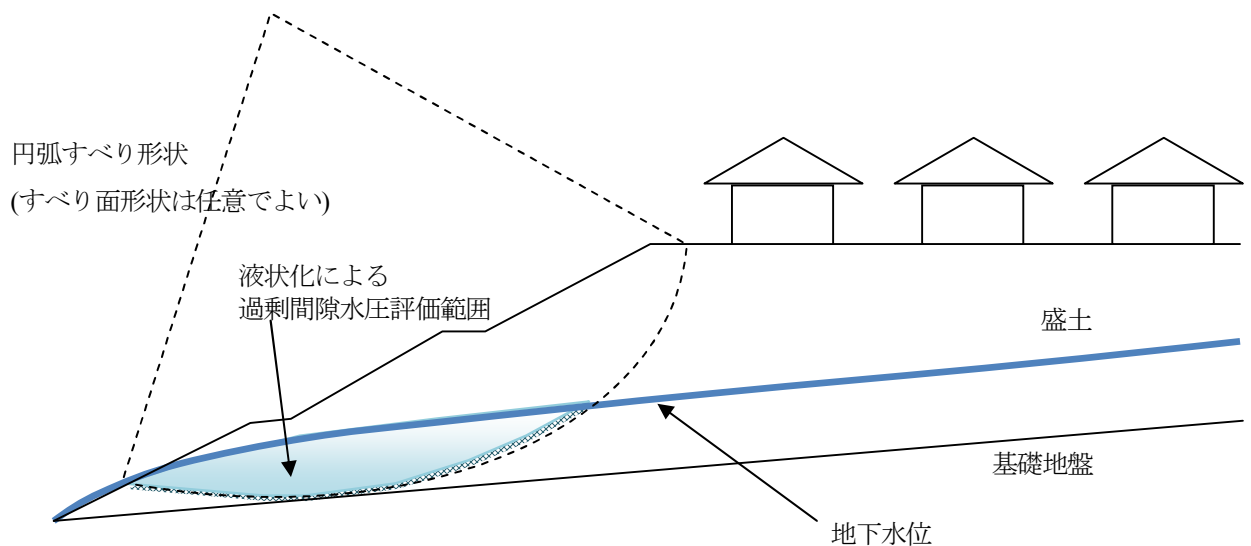


図-3.2.2 過剰間隙水圧による地震時安定性評価

震度法の安定計算式は「宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版」P145 に示されており、次式で示される。

$$F_s = \frac{\sum r [c_i l_i + \{(W_i - u_i \cdot b_i) \cos \theta_i - k_h \cdot W \cdot \sin \theta\} \tan \phi_i]}{\sum (r \cdot W_i \cdot \sin \theta_i + h \cdot k_h \cdot W)} \quad (3.7)$$

ここに、
 F_s : 安全率
 r : すべり円の半径
 W_i : 分割片の全重量
 u_i : すべり面上の間隙水圧
 c_i : すべり面上の土の粘着力
 ϕ_i : すべり面上の土のせん断抵抗角
 l_i : 円弧の長さ
 b_i : スライスの幅
 θ_i : 円弧の中央における法線と鉛直線のなす角
 k_h : 設計水平震度（無次元）

次に、過剰間隙水圧法の安定計算式は次式で表される。

$$F_s = \frac{\sum r \{c_i l_i + b_i (W_i - u_i - \Delta u_i) \cos \theta \cdot \tan \phi_i\}}{\sum r \cdot W_i \sin \theta} \quad (3.8)$$

ただし、
 F_s : 安全率
 r : すべり円の半径
 W_i : 分割片の全重量
 u_i : すべり面上の間隙水圧
 c_i : すべり面上の土の粘着力
 ϕ_i : すべり面上の土の内部摩擦力
 l_i : 円弧の長さ
 b_i : スライスの幅
 θ_i : 円弧の中央における法線と鉛直線のなす角
 Δu_i : 地震動によって発生する過剰間隙水圧

(2) 検討条件の設定

計算対象とした仮想盛土の検討断面は、神戸市の盛土形状を反映し、かつ簡易ボーリングから得られる N_d 値と計算結果が反映できるように考慮して設定した。具体的には、以下の条件を組み合わせ得られる 351 断面で安定計算を実施した。

- ① 盛土厚さ：3,5,15m の 3 種類
- ② 原地盤／地表面の勾配：5° の 1 種類
- ③ 地下水位：H/D=0(H:切盛境界からの水位高，D:盛土厚)，H/D=0.2，H/D=0.5 の 3 種類
- ④ 造成年代：造成年代の違いを締めり度合の違いで評価することとした。具体的には、
 しまった砂質土相当（ $\gamma=20\text{kN/m}^3$ ， $\phi=35^\circ$ ， $c=0\text{ kN/m}^2$ ），
 ゆるい砂質土相当（ $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ， $\phi=30^\circ$ ， $c=0\text{ kN/m}^2$ ）の 2 種類とした。
 これとあわせて、参考のため粘性土相当（ $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ， $\phi=15^\circ$ ， $c=25\text{ kN/m}^2$ ）の計算も行った。
- ⑤ 地震外力：地震外力を考慮しない常時に加え、震度法（ $k_h=0.20, 0.25$ ），過剰間隙水圧法（ $\Delta u=\gamma \alpha$ ， $\alpha=0.2, 0.5, 1.0$ ）の 6 種類
 <粘性土相当と H/D=0 は過剰間隙水圧法は実施しない>
- ⑥ のり先の勾配：1:2.0，1:3.0，1:5.0 の 3 種類

以下に、各設定条件の根拠を示した。

1) 盛土厚さ

図-3.2.3 に、神戸市が抽出した盛土の盛土幅出現頻度を示した。これより、3m 以下の小規模な盛土や、15m を超え、高盛土と定義されるものがそれぞれ 2 割程度分布しており、厚さ 3m、15m の盛土は検討対象とすべき形状であると判断される。この傾向を踏まえ、感度分析に用いる盛土厚さを 3m、5m、15m とした。

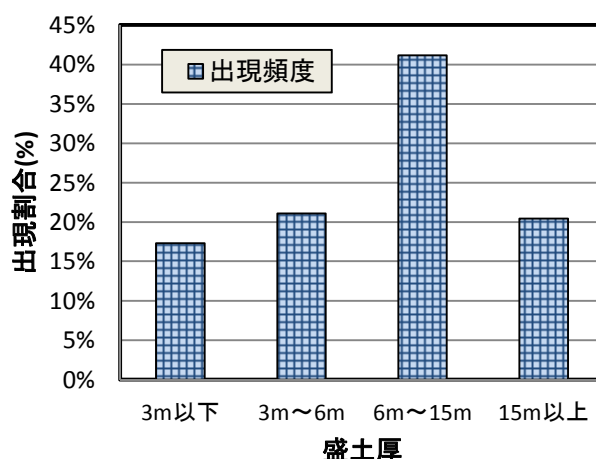


図-3.2.3 神戸市が抽出した大規模盛土の盛土厚出現頻度
(総抽出数 538 箇所、平均値 9m)

2) 原地盤／地表面の勾配

原地盤／地表面の勾配については、「ガイドライン」、神戸市の評価点数表ともに低い配点割合となっており、安定性に与える影響は小さいと見なされるため、今回は 5° の1種類とした。

3) 地下水位

地下水位は神戸市の安全性評価点数表において最も重要な影響因子であるが、この表をとりまとめるに当たって H/D (H :切盛境界からの水位高, D :盛土厚) $=0.2$ をしきい値としており、この値を採用することとした。これに加えて、地下水位がない場合である $H/D=0$ と、 $H/D=0.2$ を超える値として地下水位が盛土厚の半分まで満たされた場合 $H/D=0.5$ の3種類を採用することとした。

4) 造成年代

造成年代の違いは、盛土の締め度合いで評価することとした。これは、古い造成のものほど機械施工が進んでおらず、十分な締め管理がなされていない可能性が高いと見なされるためである。そこで、安定解析上の取り扱いは締め度合いの差が単位堆積重量およびせん断抵抗角に現れると考え、一般的な物性値を参考に締め度合いの違いによる単位堆積重量およびせん断抵抗角を設定することとした。

兵庫県南部地震で被災した箇所は基礎地盤が大阪層群もしくは花崗岩であるのが大半であり、盛土材料は砂質土もしくは礫質土主体であることが想定される。このため、古い造成盛土は緩い砂質土相当とし、新しい造成盛土は締まった砂質土相当として物性値を設定した。また、粘性土に相当する物性値も設定した。

締まった砂質土相当の盛土材料は、表-3.2.3 の標準的な土質常数の「盛土－砂－締固めたもの－粒度の良いもの」に相当するものとして、($\gamma=20\text{kN/m}^3$, $\phi=35^{\circ}$, $c=0\text{ kN/m}^2$) とした。

ゆるい砂質土相当の盛土材料は、表-3.2.3 の「盛土－砂－締固めたもの－粒度の悪いもの」に相当するものとして、($\gamma=19\text{kN/m}^3$, $\phi=30^{\circ}$, $c=0\text{ kN/m}^2$) とした。

粘性土相当の盛土材料は、表-3.2.3 の「盛土－粘性土－締固めたもの」を参考に設定したが、ここではせん断抵抗角と粘着力の両方を見込んでおり、後者については 50 kN/m^2 以下にしている。今回は、粘着力を表-3.2.3 に示された値の半分である ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\phi=15^{\circ}$, $c=25\text{ kN/m}^2$) とした。

なお、粘性土相当の材料は粘着力を発揮する程度にまで粘性土を締め固めていることを前提としており、造成年代が新しく粘着力成分が発揮されるまで土がなじんでいなかったり、締め固め度合いが十分でない、もしくは不明な盛土に対しては緩い砂質土相当の評価を行うことが妥当であると考えられる。そして粘性土相当の材料では液化は発生しないとし、過剰間隙水圧法による照査を行わず震度法による照査のみを行った。

なお、造成年代の違いを盛土の締まり度合いの差と見なして物性値の設定を行ったが、今回実施する簡易動的コーン貫入試験によっても締まり度合いの概略評価が可能である。ここでは、上記で設定した物性値と、換算せん断抵抗角の関係から、設定した物性値および締まり度合いの評価と N_d 値の関係を以下に把握した。

N 値とせん断抵抗角の関係については種々のものが提案されているが、一般的によく用いられている下式(道路橋示方書・同解説)の算定式で換算せん断抵抗角を求めた結果を示している。

$$\phi = 4.81 \times \log N_1 + 21 \quad (3.9)$$

ただし、 $N > 5$, \log は自然対数

$$N_1 = \frac{170 \times N}{\sigma_v' + 70} \quad (3.10)$$

ここで、 ϕ : せん断抵抗角 σ_v' : 有効上載圧(kN/m²)

N : N 値 (= N_d 値)

N_1 : 有効上載圧 100(kN/m²)相当に換算した N 値。

ただし、原位置での σ_v' が 50(kN/m²)以下である場合、 $\sigma_v' = 50$ (kN/m²)として算出。

上式によれば、換算 N_d 値が 6 以下の場合 ϕ は 30° 以下となり、緩い盛土の状態にあると判断される。一方、換算 N_d 値が 19 以上の場合 ϕ は 35° 以上となり、よく締まった盛土であると判断される。このことを踏まえて簡易ボーリング結果を評価することが、第二次スクリーニングの優先順位付けを行うにあたって有用であると考えられる。

5-1) 地震外力—設定震度

中規模地震時の安定計算に必要な水平震度は 0.20、大地震時の安定計算に必要な水平震度は、0.25 に建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値を乗じて得た数値とするとされている。兵庫県は $Z=1.0$ の地域に属するため、中規模地震時の水平震度 $k_h=0.20 \times 1.0=0.20$ 、大規模地震時の水平震度 $k_h=0.25 \times 1.0=0.25$ となり、これらの値を採用することとした。

5-2) 地震外力—過剰間隙水圧

過剰間隙水圧の発生については、砂質土相当の材料のみ考慮した。今回は $\Delta u = \gamma \alpha$, $\alpha=0.2, 0.5, 1.0$ の 3 種類としたが、その発生量は作用するせん断応力の大きさや作用回数などの外力の影響によるもののほか、盛土の締まり度合いに大きく依存することが知られている。そこで、簡易ボーリングで得られる N_d 値 (= N 値) と相対密度 D_r (土の締まり度合いを評価する指標の一つ、ある条件下で最も緩く締め固められた状態と、最も密に締め固められた状態のどのあたりにあるかを示す) の相関式を参考に、土の締まり度合いによって考慮すべき過剰間隙水圧の値を検討した。

Meyerhof は、 N 値と相対密度 D_r (%) の間に、以下の関係式を提案している。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma_v'/98}} \quad (3.11)$$

ただし、 D_r ; 相対密度(%) N ; N 値 σ_v' ; 有効上載圧(kN/m²)

これによれば、緩い砂質土と評価される $N_d=6$ の盛土は $D_r=50\%$ 、よく締まっている砂質土と評価される $N_d=19$ の盛土は $D_r=95\%$ となる。

次に、相対密度と液状化強度の関係の一例として、図-3.2.4 に標準砂の繰返し回数～繰返しせん断応力比の関係を示した。これより、 $D_r=80\%$ を超えるあたりから液状化強度 $R=\sigma_d/2\sigma_c$ が急増することがわかる。ここで、地震時のせん断応力比 L を設定震度と同じ $L=0.25$ とすれば、緩い砂質土相当の盛土材は $L=0.25$ の値を下回るため液状化の可能性が高く、完全液状化に相当する $\alpha=1.0$ を視野に入れた検討が望ましい。一方、締まった砂質土相当の盛土材は液状化の可能性が低く、 $\alpha=1.0$ は締まった砂質土では発生しにくいことを踏まえ、 $\alpha=1.0$ の計算結果を省いて、 $\alpha=0.2, 0.5$ のみの評価を行った。

なお、液状化強度はせん断抵抗角よりも材料の違いによる差が大きく、図-3.2.4 に示した標準的な砂と、原位置での盛土材料の液状化強度は大きく異なる可能性が高い。また、海溝型の地震のように直下型と比べて相当多い繰返し回数が作用したときの液状化強度については不明な点が残されている。前者は第二次スクリーニング調査時に原位置材料を用いた液状化強度を把握する必要が指摘され、後者については、公的機関によって海溝型地震で考慮すべき地震動や繰返し回数が設定されたのちに、あらためて評価を行うことが望まれる。

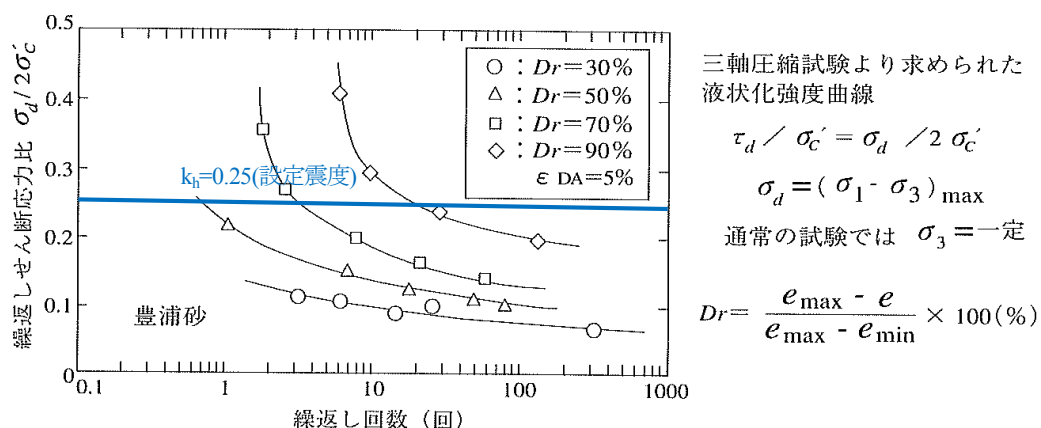


図-3.2.4 標準砂の繰返し回数～繰返しせん断応力比の関係

6) のり先勾配

宅地盛土ののり先勾配は、土羽のみで築造する場合は 1:2.0 前後とするのが標準である。一方、神戸市が抽出した盛土の中には、特に旧市街地や垂水区を中心に図-2.2.6 に示すようにひな壇型の造成が行われるものも多く見られるが、その場合は明確なのり先勾配が現れず、平均的なのり勾配が 1:5.0 よりも緩い状況であるものも見受けられる。このことを踏まえ、のり先勾配を 1:2.0, 1:3.0, 1:5.0 の 3 種類設定することとした。

図-3.2.5 には、感度分析で採用したモデルの盛土形状を示した。

表-3.2.3 標準的な土質常数（道路土工－盛土工指針による）

種 類		状 態		単位体積重量(kNm ³)	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 (kNm ²)	摘 要 (統 分 類)	
盛 土	礫および 礫混じり砂	締固めたもの		20	40	0	(GW)(GP)	
	砂	締固めた もの	粒度の良いもの	20	35	0	(SW)(SP)	
			粒度の悪いもの	19	30	0		
	砂質土	締固めたもの		19	25	30 以下	(SM)(SC)	
	粘性土	〃		18	15	50 以下	(ML)(CL) (MH)(CH)	
	関東ローム	〃		14	20	10 以下	(VH)	
	礫	密実なものまたは粒度の良いもの		20	40	0	(GW)(GP)	
密実でないものまたは粒度の悪いもの		18	35	0				
自 然 地 質	礫混じり砂	密実なもの		21	40	0	〃	
		密実でないもの		19	35	0		
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの		20	35	0	(SW)(SP)	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		18	30	0		
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	(SM)(SC)	
		密実でないもの		17	25	0		
	粘性土	固いもの（指で強く押し多へじ）		18	25	50 以下	(ML)(CL)	
		やや軟いもの（指の中程度の力で貫入）		17	20	30 以下		
		軟いもの（指が容易に貫入）		16	15	15 以下		
	粘土および シルト	固いもの（指で強く押し多へじ）		17	20	50 以下	(CH)(MH) (ML)	
		やや軟いもの（指の中程度の力で貫入）		16	15	30 以下		
		軟いもの（指が容易に貫入）		14	10	15 以下		
	関東ローム				14	5	30 以下	(VH)

本表の使用に当たっては、次の点に注意するものとする。

- (a) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値とする。

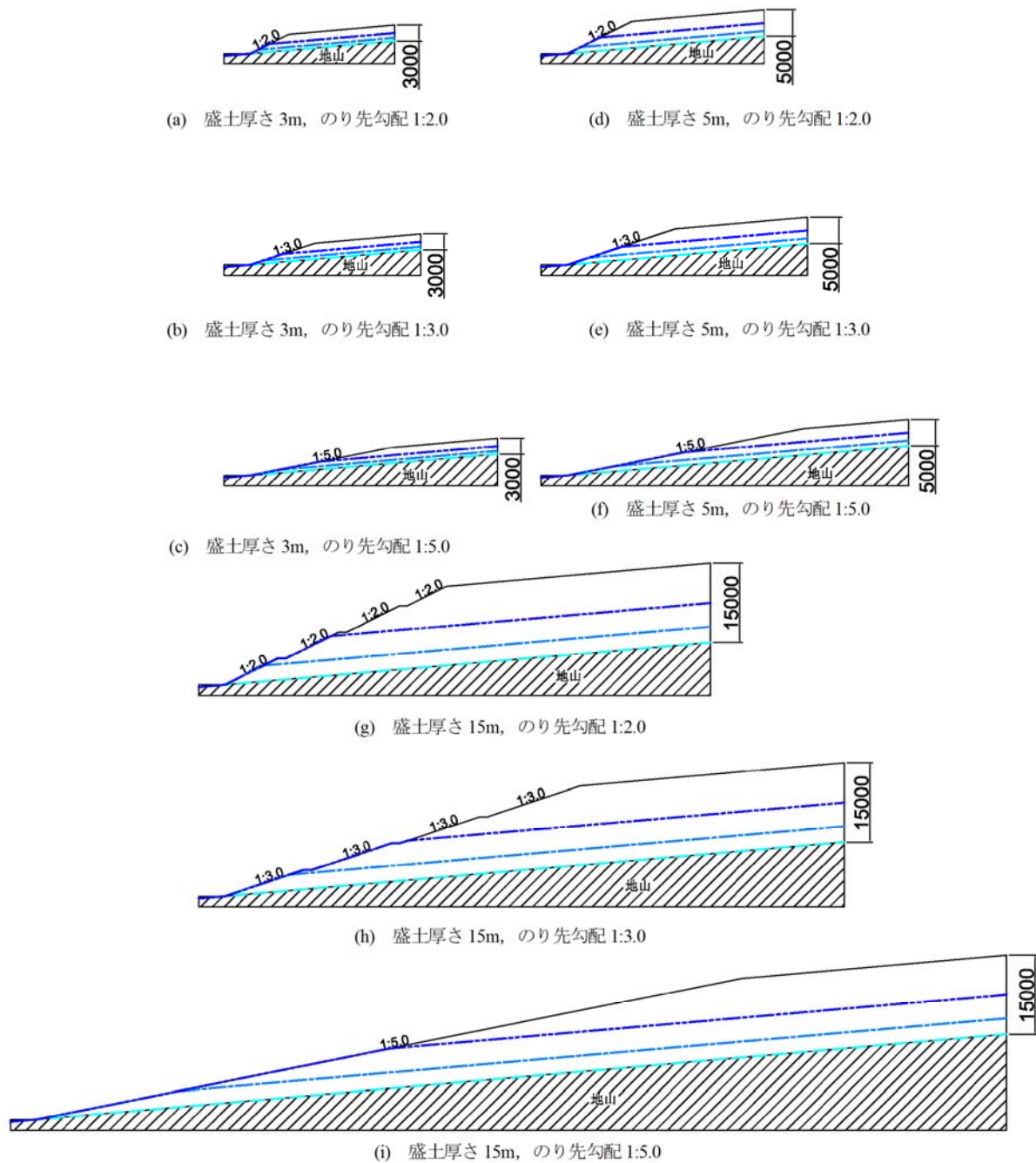


図-3.2.5 モデル盛土形状 ($S=1:1,000$) <※水色は $H/D=0$ (地山) ラインに地下水位, 青色は $H/D=0.2$ ラインに地下水位, 濃い青色は $H/D=0.5$ ラインに地下水位>

(3) 検討時の留意点

1) すべり線の形状

すべり線は円弧すべりを想定した。実際の盛土被害ではすべり線は切盛境界付近に生じ、場合によっては相当な延長を呈することもあるが、この場合は切盛境界の形状に沿ったものとなる。しかし、最小安全率は上記の設定方法よりも円弧すべりを試行的に設定して得られる方が小さくなる傾向があることや、円弧すべりの方が簡易に計算を実施可能であり、今回の感度分析のように多くの断面で計算を行う場合に有利な計算方法であることを踏まえて決定した。

すべり線の位置は、家屋に被害を与えるような比較的大規模のすべりを想定しているため、法肩より 5m 控えた位置より法先に抜けるような形状のものとした。

2) 基礎地盤の物性値

基礎地盤の物性値について、今回の検討では盛土内ですべりが発生することを念頭にいたため、盛土よりも良好な強度定数を設定することとした。具体的には、 $\gamma=21\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $c=100\text{kN/m}^2$ を与えることとした。

3) 宅地荷重

宅盤部については、「宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版」P341 に $5\sim 10\text{kN/m}^2$ 程度の均等荷重を作用させることを標準としており、今回は常時・地震時共に $q=10\text{kN/m}^2$ を見込んだ。

4) 必要安全率

「宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版」P130 にあるように、常時 $F_s \geq 1.5$ 、大地震時（水平震度 0.25） $F_s \geq 1.0$ とすることを標準としており、ここではこの値をしきい値として計算結果を評価することとした。

3.2.3 計算結果と安全性評価方法の関係

図-3.2.6 に、のり先勾配と土質毎にグラフを変えた盛土内地下水位 H/D ～安全率の関係を示した。図-3.2.7 には、地下水位と盛土高ごとにグラフを変えたのり先勾配～安全率の関係を示した。計算の結果、安全率が 3 以上の大きな値が得られるケースもあったが、先述のように地震時の安全率 1.0 をしきい値としており、これを大幅に超えるような値の大小を比較することにあまり意味を持たないため、安全率を示す縦軸は 3 を最大値とした。したがって、安全率が 3 以上の場合はプロットがグラフよりはみ出してしまうため、便宜的に 3 としてプロットしている。

図-3.2.8 には、のり先勾配と土質毎にグラフを変えた盛土内地下水位 H/D ～常時安全率との比の関係を、図-3.2.9 に地下水位と盛土高ごとにグラフを変えたのり先勾配～常時安全率との比の関係を示した。こちらのグラフも、安全率が 3 以上の場合は 3 として評価した結果をプロットしている。

以上のデータより、各条件が安全率に与える影響について、以下の結果が得られた。

(1) 地下水位

<計算結果の概要>

図-3.2.6 は同一のグラフに異なる地下水位と安全率の関係を示しているが、他の条件が同じであれば地下水位が高いほど安全率は低下する傾向のあることがわかる。また図-3.2.8 より、地下水位の変化による安全

率の減少割合は、常時と震度法とでは土質に拘わらず大きな差はないものの、間隙水圧法では過剰間隙水圧の発生量が多いほど、地下水位に対する安全率の低下割合が大きくなることがわかる。このことより、過剰間隙水圧が上がりやすい条件の盛土、すなわち締固め不足で地下水位が高く、土かぶり厚の薄い盛土は地震時に強度が急激に低下するため、注意が必要であるといえる。ただし、図-3.2.6 に着目すると、完全に液状化となる $\alpha=1.0$ では地下水位の高さの違いによる安全率の差はほとんどなくなり、地下水の有無のみが問題となる。図-3.2.9 に着目すると、常時からの安全率の減少割合は、地下水位 $H/D=0.2$ の場合過剰間隙水圧比が $\alpha=0.5$ よりも震度法 $k_h=0.25$ の方が大きい、 $H/D=0.5$ になるとその関係が逆転する。このことは、地下水位の影響は震度法よりも過剰間隙水圧法の方が大きいことを示すものと考えられる。

砂質土相当の材料について、図-3.2.7 に示した地下水位毎の結果に着目すると、地下水位 $H/D=0$ の場合、緩い砂質土でのり先勾配が 1:2.0 の条件以外 $k_h=0.25$ でも必要安全率を満足しており、地震時に変状を生じる可能性は低いといえる。地下水位 $H/D=0.2$ では締まった砂質土は必要安全率を満足しており、地震時の変状の可能性は低いといえる。一方緩い盛土ではのり先勾配が 1:5.0 と緩い場合以外は $k_h=0.25$ で必要安全率を不足し、過剰間隙水圧法では $\alpha=1.0$ で全ての条件で必要安全率を不足する結果となった。これより、地下水位 $H/D=0.2$ では緩い盛土の場合、盛土の形状によっては地震時に変状を生じる可能性があるといえる。地下水位 $H/D=0.5$ では締まった砂質土でものり先勾配 1:5.0 以外 $k_h=0.25$ 、 $\alpha=0.5$ で概ね必要安全率を不足し、緩い盛土は盛土形状に拘わらず $\alpha=0.2$ 以外全て必要安全率を不足している。これより、地下水位 $H/D=0.5$ では盛土形状や締まり度合に拘わらず地震時の変状の可能性が高いといえる。

粘性土相当の材料の場合は、地下水位の影響はあまり大きくないものの、地下水位が高いと安全率は低下する結果となった。粘性土の強度定数に粘着力のみを見込んでいれば地下水位の影響は安全率に現れないが、今回はせん断抵抗角と粘着力の両方を見込んでいるため、地下水位の上昇による安全率の低下が得られたものと考えられる。

<安全性評価との関連>

表-3.2.1, 3.2.2 の安全性評価採点表をみると、ガイドラインでは地下水位の影響はほとんど見込まれていない。神戸市では地下水位の重み付けは最も大きく、地下水位が高いほど危険度が高くなるとしている。今回の安定計算結果は神戸市が示す安全性評価に近い結果となった。両者の差は、安全性評価を行う際の現地確認結果の取り込み方の違いが一因として挙げられる。地下水位を評価に取り込んでいる神戸市の基準は、現地確認を十分に行うことが適用性の重要なポイントであるといえ、地下水位を適切に評価できれば、比較的精度の高い安全性評価が可能になるといえる。

(2) 盛土厚さ

<計算結果の概要>

図-3.2.6, 図-3.2.8 は同一のグラフに異なる盛土厚さの計算結果を示しているが、盛土厚さの影響は砂質土と粘性土とで異なる傾向を示している。図-3.2.8 より砂質土については、 $H/D=0.5$ 、 $\alpha=1.0$ 以外は他の条件が同じであれば盛土厚さが厚くなるとやや安全率が低下する傾向のあることがわかる。粘着力を有さない材料の場合、盛土形状が相似であれば安全率は同じ値になるが、今回はのり肩より 5m 控えた位置から円弧が通るように設定しており、盛土規模に比べて盛土厚さのうすい方が円弧形状は相対的に大きくなる。このため滑動に対する抵抗力が大きくなり、結果的に安全率が大きくなったものと考えられる。一方、粘性土は盛土厚さの影響が顕著であり、一般的な傾向と同様に、盛土厚が厚いほど安全率が小さくなる傾向を示している。特に、 $H=15\text{m}$ ではのり先勾配 1:2.0, 1:3.0 で地震時の安全率が 1 を切っており、粘性土で造られた高盛土は注意が必要である。

以上より、砂質土は盛土厚さの影響は小さいながらも厚くなれば安全率は低下する傾向があり、粘性土は盛土厚さが厚くなると顕著に安全率が低下することが示された。

<安全性評価との関連>

表-3.2.1, 3.2.2 の安全性評価採点表をみると、ガイドラインでは盛土厚さの重み付けが大きく、薄いほど危険度が高くなるとしているのに対し、神戸市では盛土厚さの重み付けは小さく、厚いほど危険度が高くなるとしている。今回の安定計算結果は神戸市が示す安全性評価に近い結果となった。一方、ガイドラインでは安定計算結果と逆の結果を与えているが、この理由に対しては以下の2点が考察される。すなわち、①盛土厚さが薄いほど切盛境界付近の土かぶり圧が小さくなり、地下水があれば過剰間隙水圧が上昇しやすいため、地震時に変状しやすい。②盛土厚が薄い造成地は古い造成地が多く、締固め不足であったり地下排水対策が不十分である可能性が高いが、これに該当する盛土は地震時に変状しやすい。

以上より、地下水位と造成年代を評価に組み込むことにより、神戸市の安全性評価は盛土厚さの影響を適切に取り込んでいるといえる。

(3) のり先勾配

<計算結果の概要>

図-3.2.7 は同一のグラフに異なるのり先勾配の計算結果を示している。他の条件が同じであればのり先勾配がきついほど安全率は低下する傾向のあることがわかる。また、のり先勾配の影響は地震時の方が常時よりも小さい傾向がある。一方、図-3.2.9 より、のり先勾配が緩いほど震度法、過剰間隙水圧法ともに安全率の低下割合は大きくなる傾向があることをあわせて踏まえると、地下水位が高く過剰間隙水圧の発生量が多い盛土、すなわち地震時に変状を生じるような盛土はのり先勾配の影響はかなり小さくなることがわかる。

<安全性評価との関連>

安全性評価にはガイドライン、神戸市ともりのり先勾配を評価項目に取り込んでいない。これは、盛土造成地はひな壇になっていることがあり、のり先勾配が明確に現れないことも見られるため、評価に組み込みにくいのが一因として挙げられる。一方、変状を生じるような地下水位の高い、緩い盛土はのり先勾配の影響が小さくなることを踏まえると、積極的に評価に組み込むまでには至らないと判断される。

(4) 造成年代（盛土材料）

<計算結果の概要>

図-3.2.7 は同一のグラフに異なる造成年代（盛土材料）の計算結果を示している。条件設定の箇所で述べたように、造成年代の違いを締め度合いの差として表現している。砂質土相当の材料に着目すると、常時・地震時ともに他の条件が同じであれば締まった盛土の方が緩い盛土よりも安全率が高いという結果になっている。しかし、のり先勾配や地下水位が安全率に与える影響と比べると小さい。なお、緩い砂質土相当で検討を行った $\alpha=1.0$ ではかなり安全率が低下している。図-3.2.8 に着目すると、緩い盛土の方が若干ではあるが地震時の安全率の低下量が大きい傾向が見られる。

粘性土相当の材料に着目すると、盛土高 $H=3m$, $5m$ では砂質土相当の材料よりも安全率は大きく、 $H=15m$ で締まった砂質土と同程度の安全率となった。この結果のみを着目すると、粘性土を主体とする盛土は安全性が高いという結果になる。ただし、粘着力を発揮する程度にまで粘性土を締固めるには、慎重かつ確実な盛土の締固めが必要であることに留意する必要がある。すなわち、確実な締固めが確認されている粘性土主体の盛土であれば先述の指摘どおり、安全性が高い盛土といえるが、これが担保されない場合は粘性土として評価することは危険側の評価につながるといえる。したがって、造成年代が古く十分な締固めがなされて

いなかったり、締固め度合いが不明な盛土に対しては粘着力を積極的に評価せず、緩い砂質土相当とすることが安全側の評価につながると考えられる。

なお、今回造成年代の違いを締固め度合の違いで評価し、せん断抵抗角を変化させて整理した。しかし、地震時の過剰間隙水圧の発生量は締固め度合に大きく依存することと、間隙水圧発生量による安全率の変化が非常に大きいことを踏まえると、締固め度合は、地下水位がある場合においては他の要因よりも影響が大きいと考えられる。

<安全性評価との関連>

検討条件設定の箇所で述べたように、盛土の締まり度合は造成年代と関連していることが指摘され、宅地造成等規制法が施行される S37 年以前は締固めが不十分な盛土が多いことが指摘される。このことと今回の検討結果を踏まえると、盛土の締まり度合を安全性評価に組み込むことが望ましい。ガイドラインでは造成年代を評価項目に取り込んでいないが、神戸市の安全性評価は造成年代を基準に取り込んでいることから、間接的に盛土の締まり度合いを評価しているといえる。

また、今回の計算結果から粘着力を見込める盛土の場合、安全率は大きくなることが示された。言い換えると、盛土材料が不明である状況においては、粘着力を有さない砂質土として評価する方が安全側の評価につながることを示すものといえる。

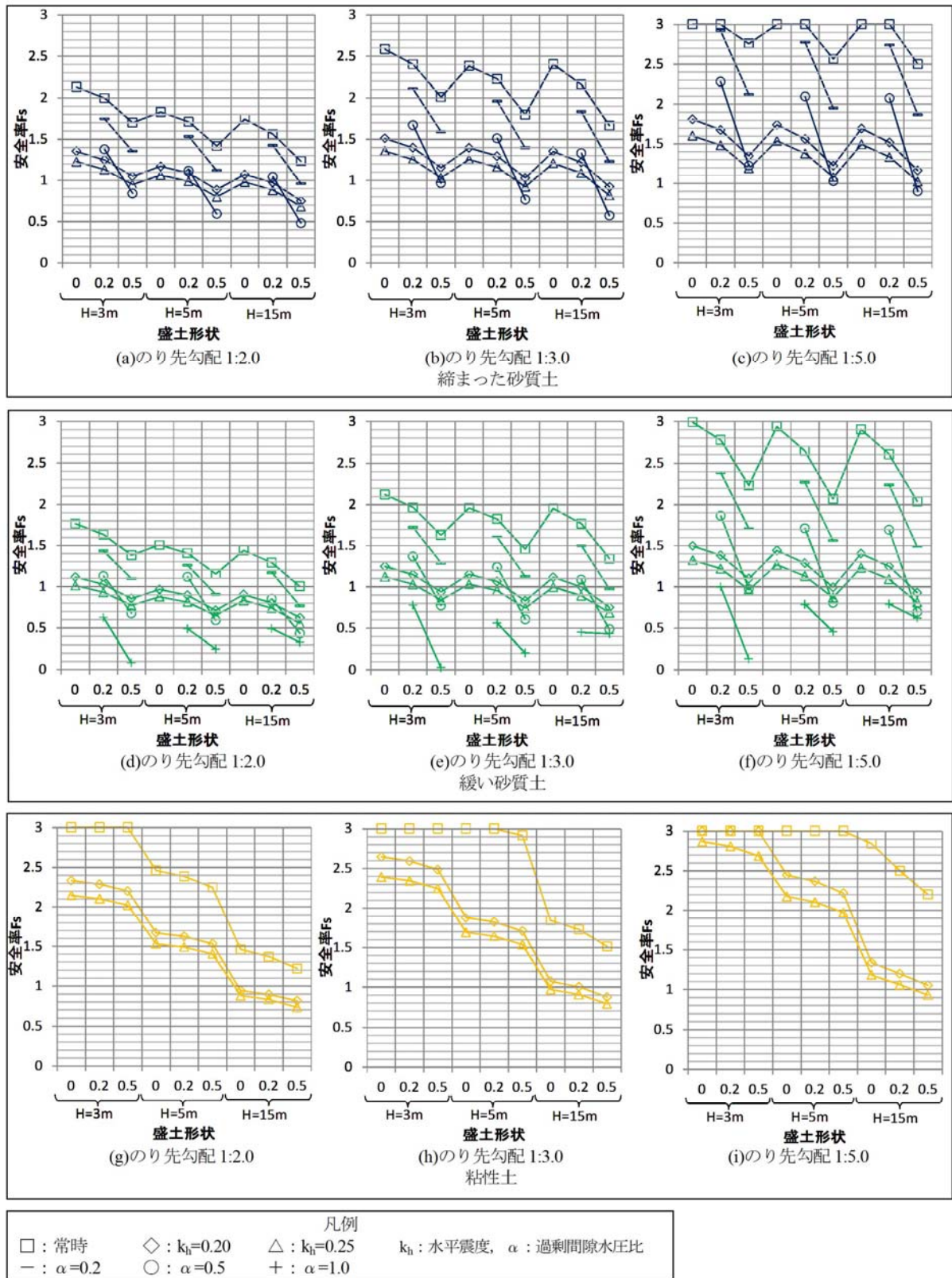


図-3.2.6 盛土内地下水位 H/D ～安全率の関係＜安全率は上限を 3 として評価＞

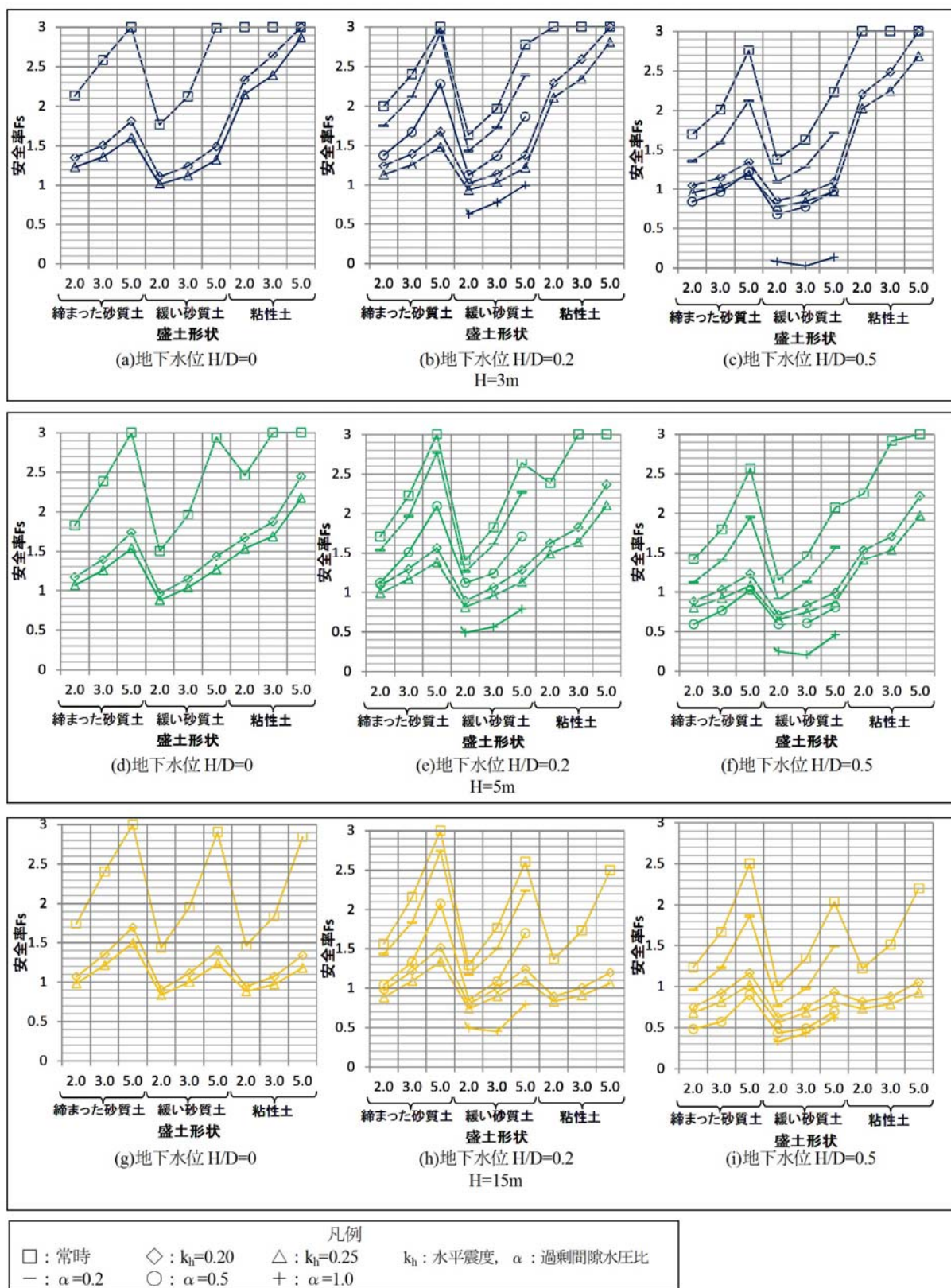


図-3.2.7 のり先勾配～安全率の関係＜安全率は上限を3として評価＞

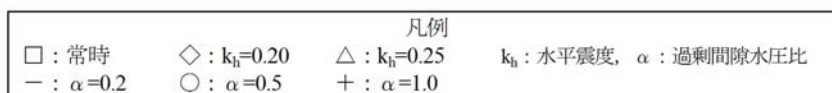
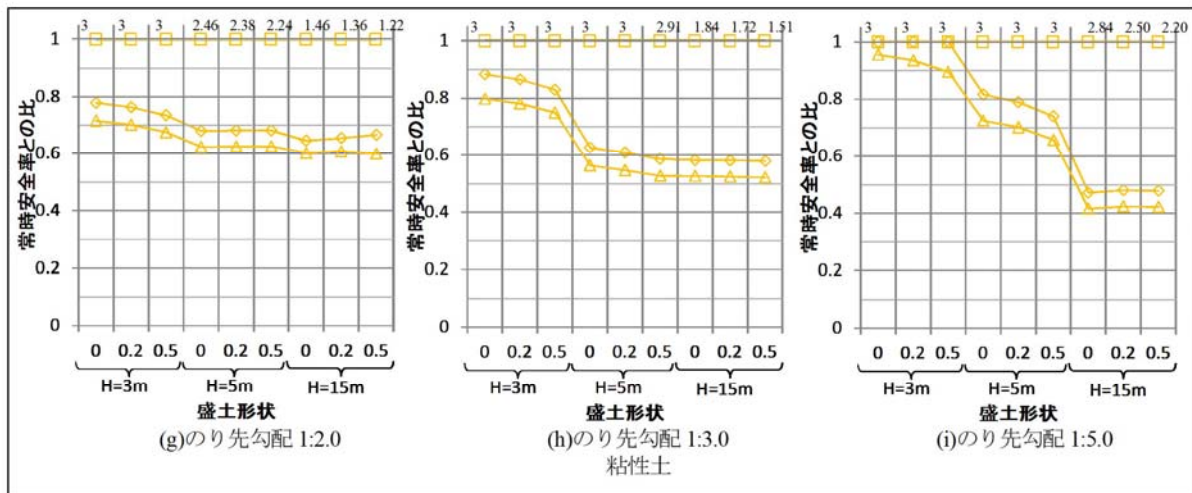
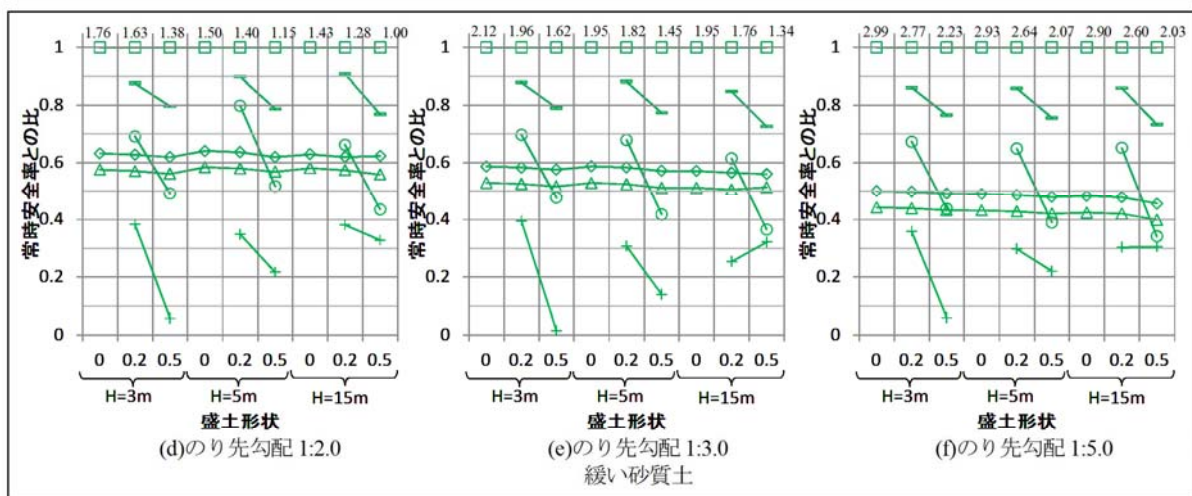
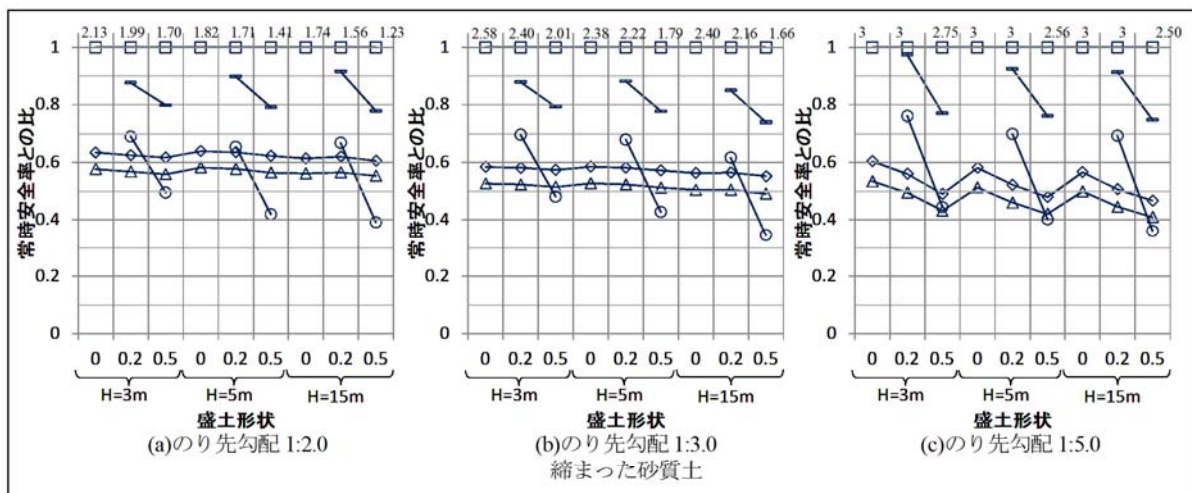


図-3.2.8 盛土内地下水位 H/D ~ 常時安全率との比の関係 <安全率は上限を 3 として評価>
(グラフの上段の数字は常時の安全率を表す)

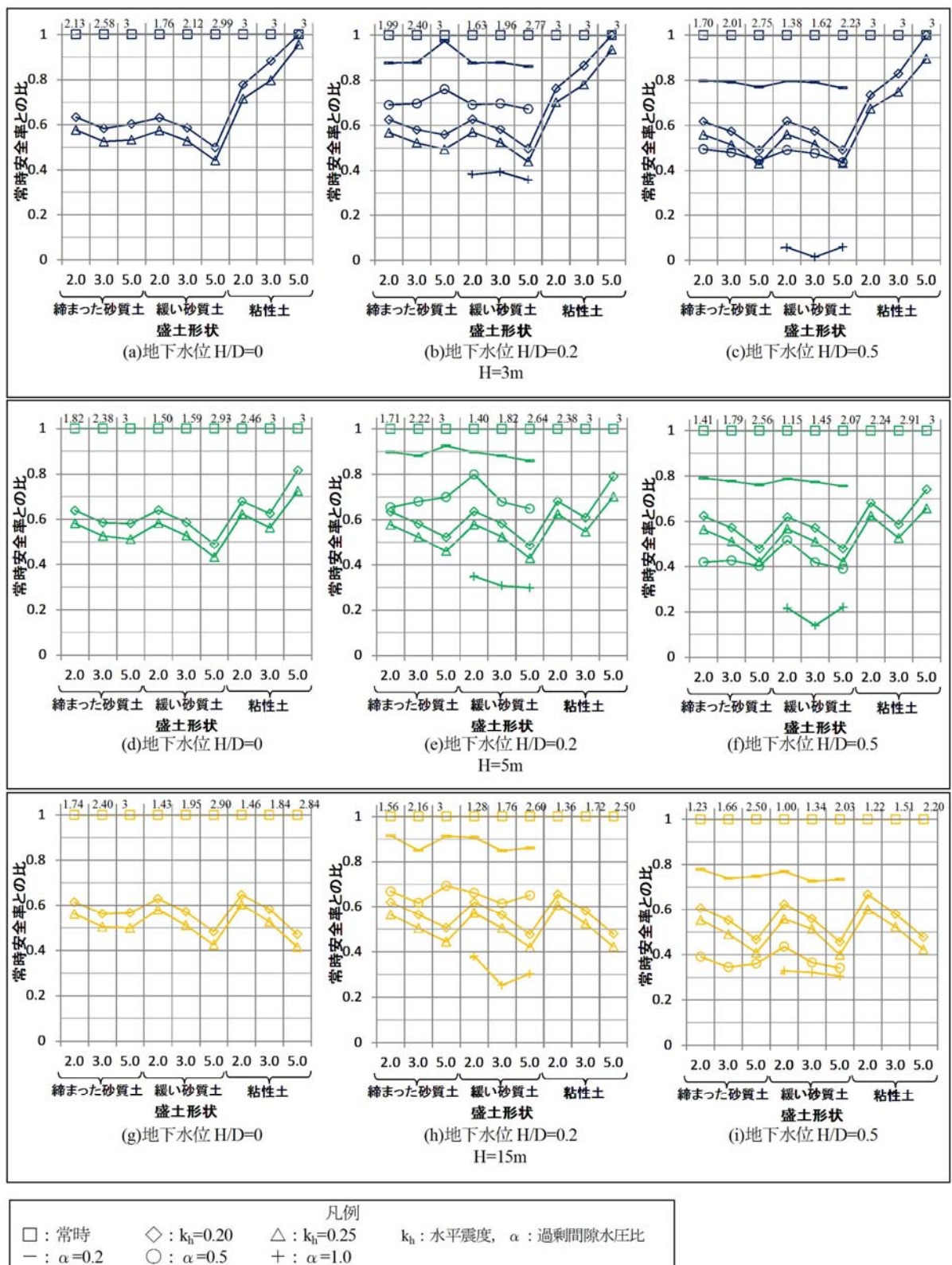


図-3.2.9 のり先勾配～常時安全率との比の関係＜安全率は上限を3として評価＞
(グラフの上段の数字は常時の安全率を表す)

3.2.4 まとめ

今回の計算結果から、以下の事柄が指摘された。

- ① 砂質土主体の盛土においては、地下水位 $H/D=0$ の場合、地震時に変状を生じる可能性は低い。地下水位 $H/D=0.2$ では緩い盛土の場合、盛土の形状によっては地震時に変状を生じる可能性がある。地下水位 $H/D=0.5$ では盛土形状や締まり度合に拘わらず地震時の変状の可能性が高いとする結果が得られた。これは神戸市の安全性評価と同様の傾向であった。また、地下水位の影響は震度法よりも過剰間隙水圧法の方が大きく、液状化の危険性が高い盛土ほど地下水位の影響は大きいといえる。一方、粘性土主体の盛土においては、地下水位の影響はあまり見られない。
- ② 砂質土主体の盛土は盛土厚さの影響は小さいながらも厚くなれば安全率は低下する傾向があり、粘性土主体の盛土は盛土厚さが厚くなると顕著に安全率が低下することが示された。これは神戸市の安全性評価と同様の傾向であった。
- ③ のり先勾配がきついほど安全率は低下する傾向があるが、地震時に変状を生じるような盛土はのり先勾配の影響は小さくなる傾向がある。のり先勾配が明確に現れない造成地が多いことを踏まえると、のり先勾配を積極的に評価に組み込むまでには至らないと判断される。
- ④ 造成年代の違いが盛土の締まり度合いに反映されると考えて計算を実施したが、砂質土相当の材料では造成年代の新しい締まった盛土の方が、造成年代の古い緩い盛土よりも安全率が高くなることが示された。ただし、その影響はのり先勾配や地下水位が安全率に与えるものと比べると小さいことがわかった。一方、過剰間隙水圧の発生量は盛土の締まり度合いの影響を大きく受け、緩い盛土の危険性は締まった盛土と比べて飛躍的に上昇するため、盛土の締まり度合いは地下水位がある場合に大きな影響として現れると考えられる。
- ⑤ 締まり度合いの評価としては、神戸市で進めている簡易動的コーン貫入試験結果で概略評価が可能であるため、本試験結果を有効的に活用することが望まれる。
- ⑥ 粘性土相当の材料は、砂質土を主体とする盛土より安全性が高い結果が得られた。ただし、粘着力を発揮する程度にまで粘性土が締固められていることが前提であり、これが担保されない場合は粘性土として評価することは危険側の評価となる。したがって、造成年代が新しく粘着力成分が発揮されるまで土がなじんでいなかったり、締固め度合いが十分でない、もしくは不明な盛土に対しては緩い砂質土相当の評価を行うことが安全側の評価につながる。

以上より、神戸市の安全性評価基準はガイドラインによる基準よりも安定計算結果を比較的良好に反映していることが示された。ただし、適用に当たっては、地下水位と締まり度合いの把握が重要であり、現地確認結果を組み合わせる上で運用する必要がある。このため、ラムサウンディング等による簡易調査を併用すれば、より精度の高い安全性評価が可能になるといえる。また、砂質土主体の盛土であることを前提とした評価基準であるが、盛土材が粘性土の場合でも粘着力が発揮されるような状態でない場合は、神戸市の安全性評価基準を適用すれば安全側の評価になることも確認された。

なお、地下水位の把握を十分に行わずに安全性評価を行う場合は、安全率が低くなる傾向のある、地下水位が高い、締まり度合いの悪い盛土を盛土形状のみから類推する必要がある。造成年代の古い盛土はその条件に当てはまることが多く、盛土厚の薄い小規模な造成が多く選択されることとなる。結果的に盛土厚の薄い盛土の危険度を高く設定することとなり、ガイドラインの評価基準に符合することとなる。しかし、安定解析による感度分析結果とガイドラインの配点の傾向は異なっていることを踏まえると、精度の面で課題が残るといえる。

以上の整理より、神戸市の安全性評価基準と２次元の円弧すべり法による安定計算結果は「ガイドライン」による方法よりも相関のよいことが確認された。神戸市の安全性評価基準は表層地質が花崗岩か段丘層の箇所を得られたものであるが、今回の検討結果からは表層地質が神戸層群など、被災箇所と異なる場合においても適用性を有していると判断される。

3.3 動的コーン貫入試験による宅地盛土地盤の実態調査

3.3.1 動的コーン貫入試験概要と適用性

(1) 試験概要

3.1 節で示した神戸市の安全性評価方法では地下水位の把握が重要であることが示された。一方、盛土のり先の状況が不明瞭である場合などでは、現地踏査のみでは地下水位の有無が不明であることも多い。簡易に地下水位を把握する方法として、動的コーン貫入試験³⁾があり、ここでは試験装置および試験方法と、適用事例について示す。

動的コーン貫入試験は図-3.3.1 および写真-3.3.1 に示すように、貫入装置、ロッドおよびコーン、引抜装置、コントロールユニットの4要素から構成され、人力で運搬可能な比較的簡易な試験装置である。試験は直径36.6mmのコーンをハンマーの質量30kg、落下高さ35cmで貫入させ、地中に20cm貫入するのに要する打撃回数 N_m を測定するものである。地下水位より下部にロッドを貫入させると、ロッドに帯水した痕跡が残るため、地下水位が把握できる。また、 N_m 値から盛土境界も把握することが可能である。周面摩擦を補正するため、20cmの貫入に対して打撃回数が10回以上を示す場合には、貫入ロッドを時計回りに2回転させたときの最大値として得られるトルク値 Mr で補正する。

動的コーン貫入試験の打撃回数 N_m と各深度でのロッドを回転させるのに必要なトルク Mr を測定することによって、標準貫入試験の N 値とは、次式で関連される。

○砂質土地盤

$$Nd_a = \frac{1}{2} N_m \quad (3.12)$$

○粘性土地盤（貫入中のロッドの摩擦力を考慮して）

$$Nd_b = \frac{1}{2} N_m - 0.016 Mr \quad (3.13)$$

Nd_a ：換算 N 値（砂質土地盤）

Nd_b ：換算 N 値（粘性土地盤）

N_m ：打撃回数（単位：回）

Mr ：測定したトルク（単位：kg・cm）

試験は、ハンマーの質量30kg、落下高さは35cmであり、直径36.6mmのコーンを地中に20cm貫入するのに要する打撃回数 N_m を測定する。ただし、周面摩擦を補正するため、20cmの貫入に対して打撃回数が10回以上を示す場合には、トルク値 Mr （貫入ロッドを時計回りに2回転させ場合の最大値）を測定する。

基本操作は、オートマチックラムサウンディングと同様である。以下に試験手順を示す。

<試験手順>

- ①試験装置の組立・設置を行う。
- ②サウンディングロッドを貫入装置に設置し、コントロールユニットで操作してロッドを機械的に打込む。
- ③貫入抵抗は、貫入量20cm毎の打撃回数として測定する。
- ④打撃回数 $N_m \geq 10$ （ N 値5以上相当）の場合は、ロッドを時計回りに2回転させて次の貫入を行う。
回転はトルクレンチを使用し、回転に要する最大トルク Mr を測定する。これは、粘性土地盤における、ロッドの周辺摩擦を補正するためである。

- ⑤打撃回数 $N_m < 10$ (N値 5 未満相当) の場合は、ロッド接続時つまり 1 m 毎に 2 回転させれば良い。
- ⑥所定貫入深度までの試験が終了したら貫入装置を移動し、引抜装置とコントロールユニットを用いてロッドの引抜きを行う。

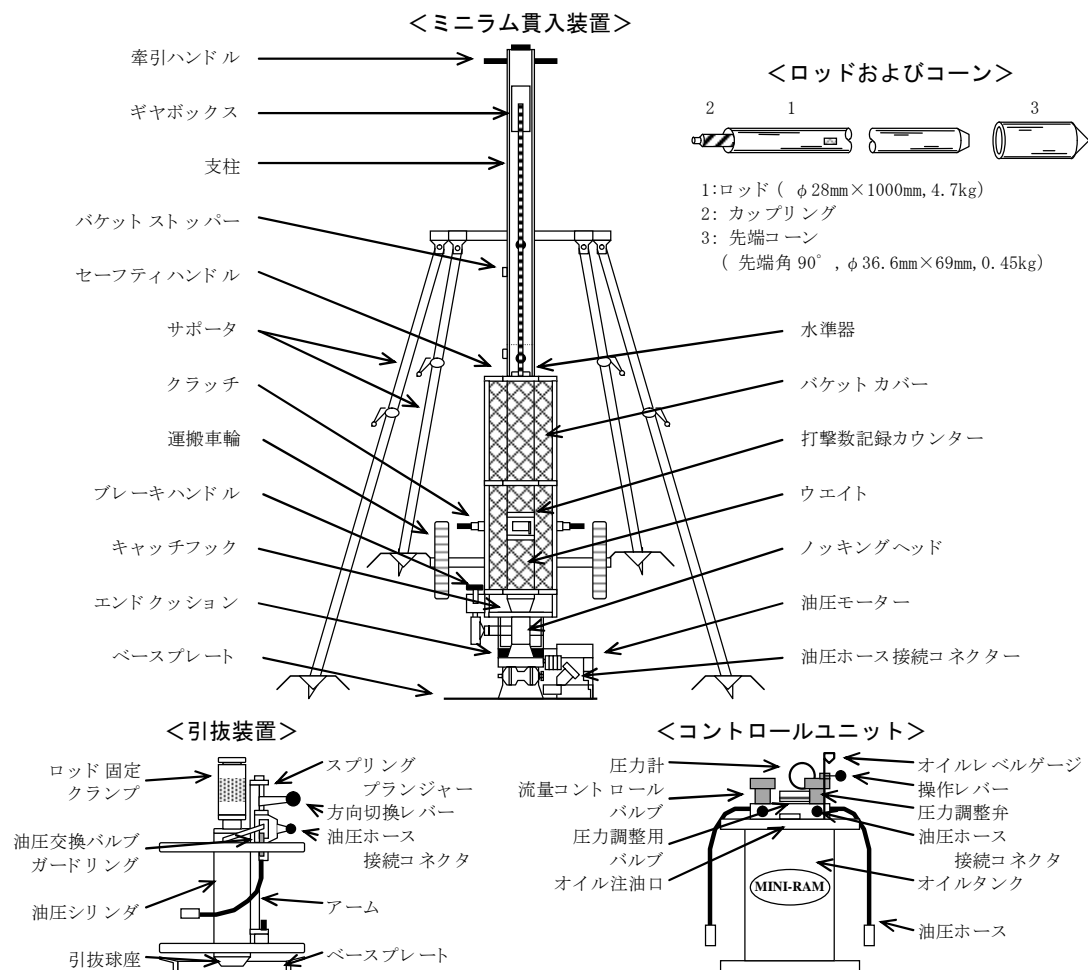


図-3.3.1 動的コーン貫入試験装置の概要図

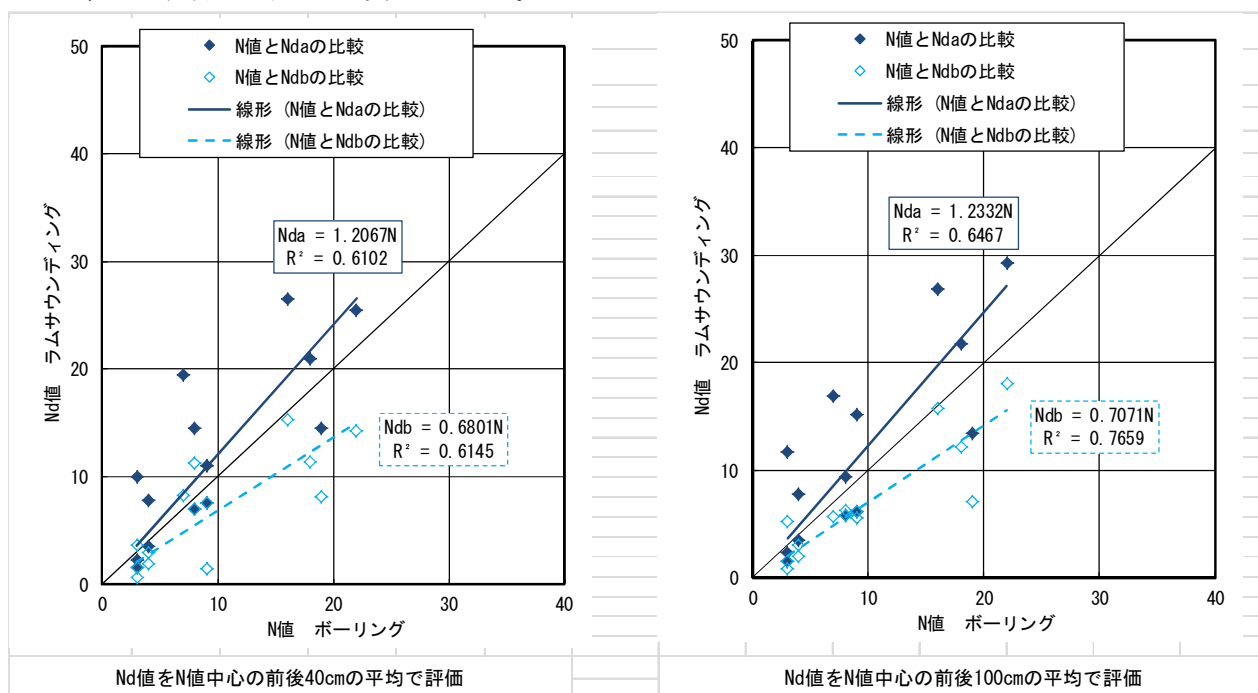


写真-3.3.1 動的コーン貫入試験の作業の様子

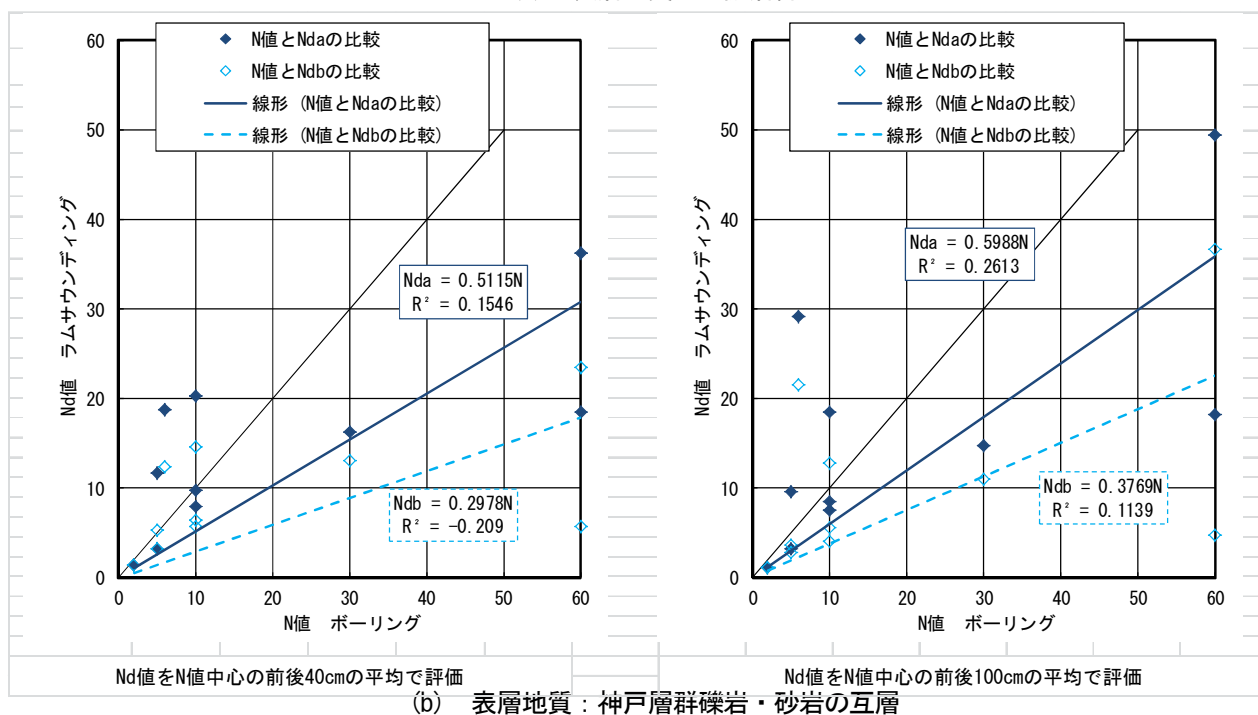
(2) 適用性の検討

動的コーン貫入試験では地盤の固さを示す指標である打撃回数 N_d 値が得られるが、 N 値との相関関係が確認できれば N 値と各種物性値の相関式が適用可能となり、ひいては N_d 値の補助評価への反映が可能になると考えられる。このことを踏まえ、ここでは N 値と N_d 値の相関関係の検討を行った。

同一箇所での動的コーン貫入試験およびボーリングを実施した4箇所のデータについて、 N_{da} 値（トルク補正を施さない N_d 値）、 N_{db} 値（トルク補正を施した N_d 値）および N 値の関係を図-3.3.2(a)～(d)までに示した。なお、(a)は表層地質が大阪層群、(b)～(d)は神戸層群であり(b)は礫岩・砂岩の互層、(c)、(d)は凝灰質泥岩であり、盛土材料はいずれも砂質土であった。



(a) 表層地質：大阪層群



(b) 表層地質：神戸層群礫岩・砂岩の互層

図-3.3.2 同一深度における 1m 毎の N 値と N_d 値の比較

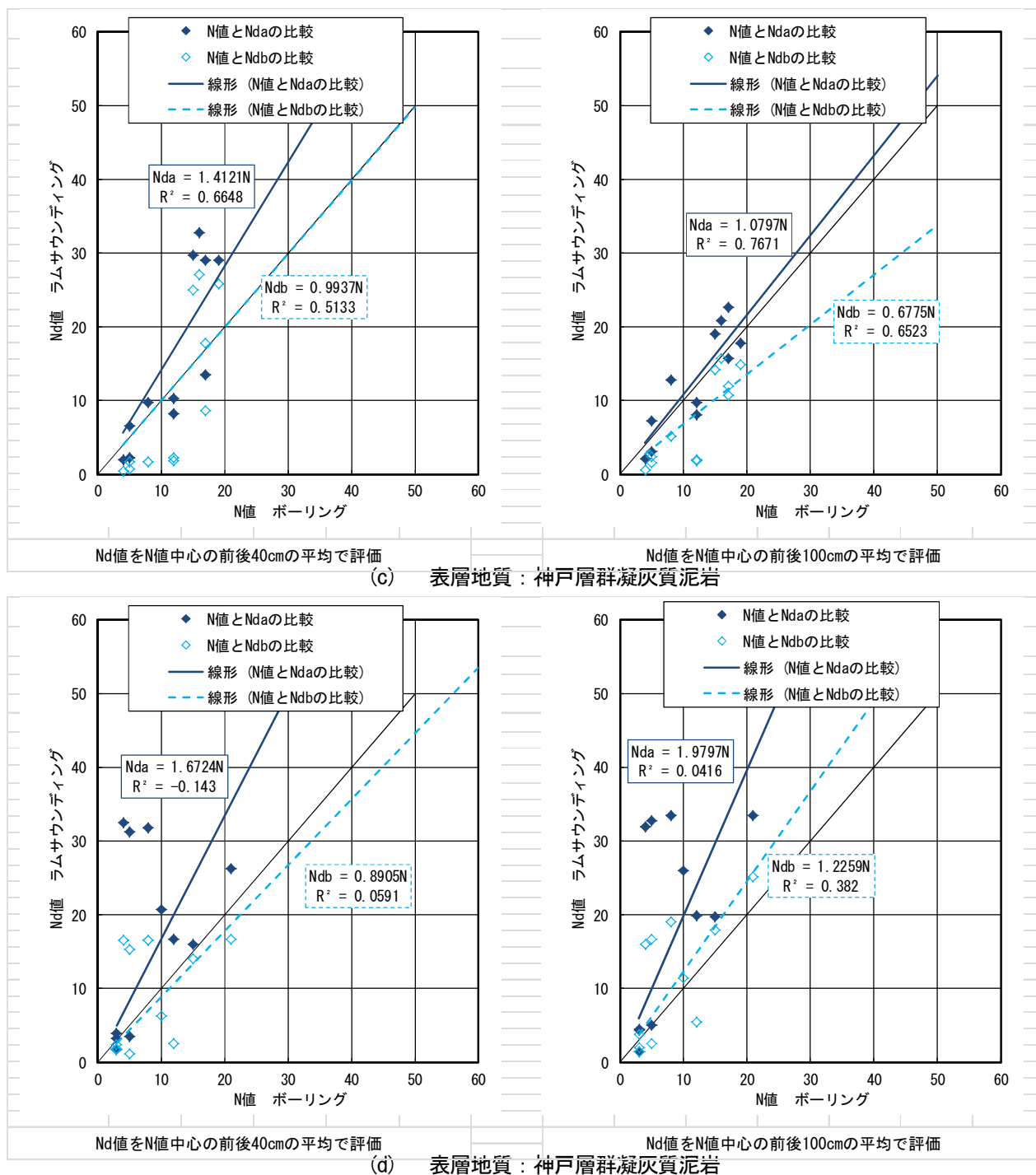


図-3.3.2 同一深度における1m毎のN値と N_d 値の比較

これより、以下の事柄が指摘される。

- ① N値と N_{da} 値、 N_{db} 値ともに相当ばらついているが、その程度は地点ごとに異なり、(b)地点はN値のばらつきが大きく、(d)地点は礫打ちの影響で N_{da} 値、 N_{db} 値の方がN値よりもおおむね大きい。
- ② 標準貫入試験を実施した深度中央の前後40cmの平均で評価したものよりも、深度中央の前後100cmの平均で評価したほうが近似直線の相関係数が大きくなる。

②の傾向については、動的コーン貫入試験は礫打ち等、局所的な土質の影響が反映されやすいことを示しているものと考えられる。そこで、盛土層全体で N_d 値およびN値の平均値を算出し、比較を行うことにし

た。図-3.3.3 にその結果を示した。図-3.3.3 は上記で示した 4 地点のほか、同一の盛土であるボーリング位置が離れているものも含んでいる。これより、ばらつきは見られるものの、トルク補正を行わずに得られた N_{da} 値の方が、トルク補正を行った N_{db} 値よりも対応がよい結果となった。これは、①比較対象の盛土材料は細粒分を含んだ砂礫が主体で、トルク補正を行う対象となる粘性土のように細粒分が主体ではないことと、②盛土の続成作用が自然地盤と比べて進んでいないため、盛土内の細粒分が粘着力を発揮する状態となっていないこと、が理由として挙げられる。

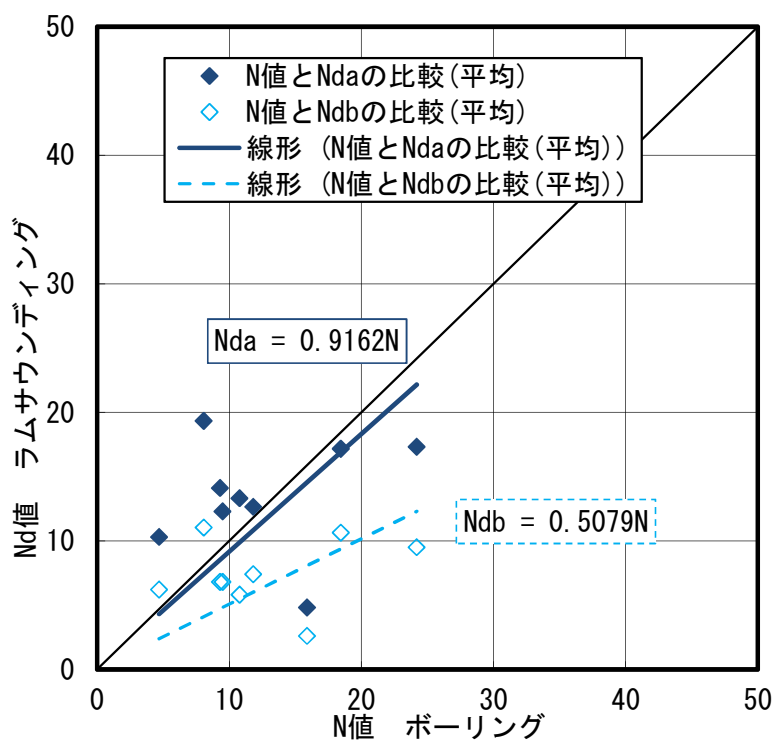


図-3.3.3 盛土層全体での N 値と N_d 値の比較

なお、今回示した検討結果では盛土材料に粘性土（細粒分が 50%を超えるような土質）主体のものはなかった。神戸層群凝灰質泥岩など、細粒土を由来とする堆積軟岩を盛土材料に用いた場合でも、検討を行った箇所においては砂質土と評価されるものであった。また、神戸市域においては、関東地方に多いローム層（火山から放出された火山灰が風化して細粒化した土）のように明らかな粘性土と分類されるような材料を用いた盛土は少ないとみられる。以上より、神戸市域の宅地盛土においては、詳細調査データがない限りは砂質土として取り扱えばよいものと考えられる。

3.3.2 適用事例

宅地盛土および道路盛土に対して動的コーン貫入試験を適用し、DEM データの精度や現地踏査結果との相関、換算 N 値の傾向の検討事例を紹介することにより、今後の動的コーン貫入試験の適用性にかかる検討を行うこととした。

(1) 表層地質との関係

① 補正 N_d 値と基礎地盤表層地質の関係

図-3.3.4(a)には補正 N_d 値区分毎の出現個数を、図-3.3.4(b)には表層地質に着目した補正 N_d 値区分毎の出現個

数を、図-3.3.4(c)には表層地質に着目した補正 N_d 値区分毎の出現割合を示した。なお、後述するように、動的コーン貫入試験を実施した盛土の造成年代がS50年以前が8割以上を占めており、比較的古い造成を対象にしていることに留意されたい。

図-3.3.4(a)より、全体的な傾向を見ると、盛土の補正 N_d 値は6～9回をピークに分布し、21回以上がついで出現頻度が高くなっている。一方、図-3.3.4(b), (c)の基礎地盤表層地質毎に着目すると、基礎地盤の性状の差が補正 N_d 値の違いとなって現れており、盛土材料が砂質土・粘性土主体と想定される大阪層群・段丘層は6～9回にピークが出現しているが、堆積軟岩の岩砕が主体と想定される神戸層群・中古生層は大阪層群・段丘層よりもピークが大きく12～15回に出現している。比較的硬質な岩砕が主体と想定される花崗岩は、ピークが21回以上に出現しており、6以下の小さなものは確認されなかった。このことは、基礎地盤表層地質の違いが盛土の補正 N_d 値に影響を与えており、硬質なもののほど大きくなる傾向のあることが示された。

② 地下水位と基礎地盤表層地質の関係

図-3.3.5(a)には地下水位区分毎の出現個数を、図-3.3.5(b)には表層地質毎の地下水位区分毎の出現個数を、図-3.3.5(c)には表層地質毎の地下水位区分毎の出現割合を示した。地下水位は、基礎地盤からの水位高さ h を盛土厚 D で除すことで正規化している。

図-3.3.5(a)より、全体的な傾向を見ると、90%弱の盛土で地下水位が確認されなかった。兵庫県南部地震においても変動した盛土数の8倍近い盛土が変動しなかったが、変動の主原因が地下水位による浮力の影響や過剰間隙水圧の発生にあると考ええると、被災状況と地下水位の出現頻度がほぼ一致しており、興味深い。図-3.3.5(b), (c)の基礎地盤表層地質毎に着目すると、基礎地盤表層地質の違いが地下水位に与える明確な傾向は確認されなかった。

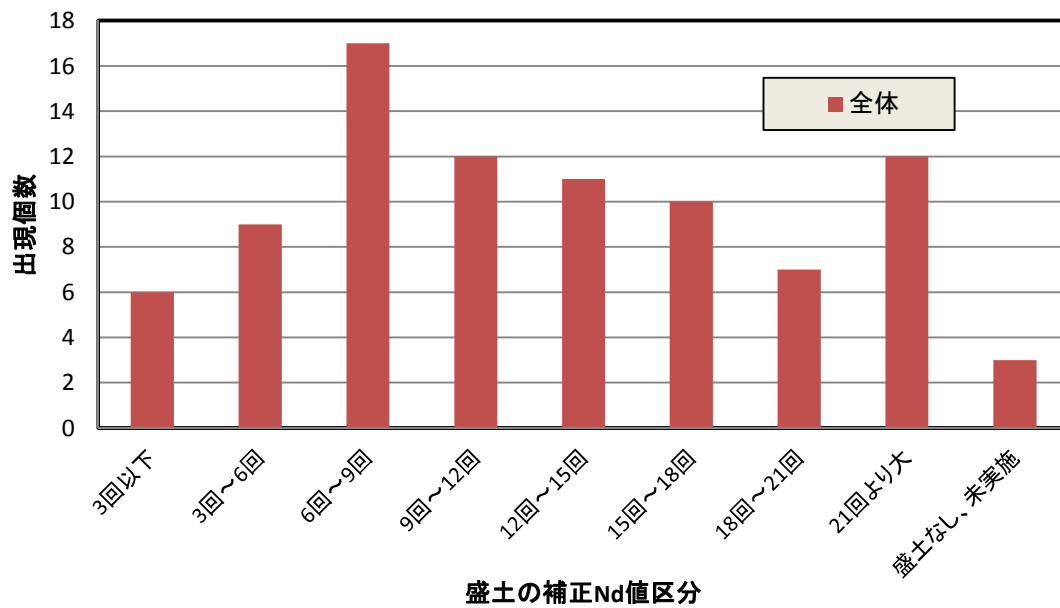


図-3.3.4(a) 平均補正Nd値区分毎の出現個数

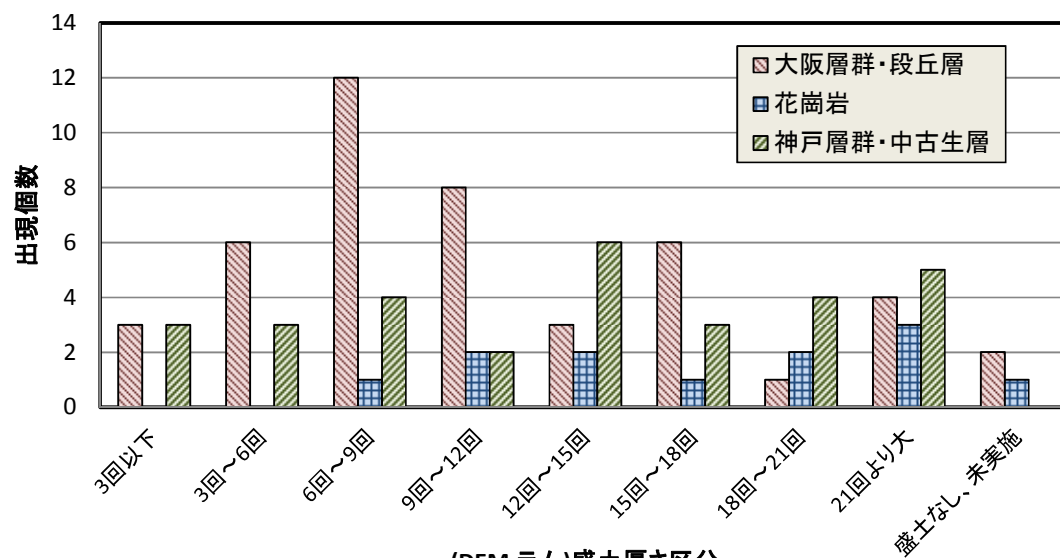


図-3.3.4(b) 平均表層地質に着目した補正Nd値区分毎の出現個数

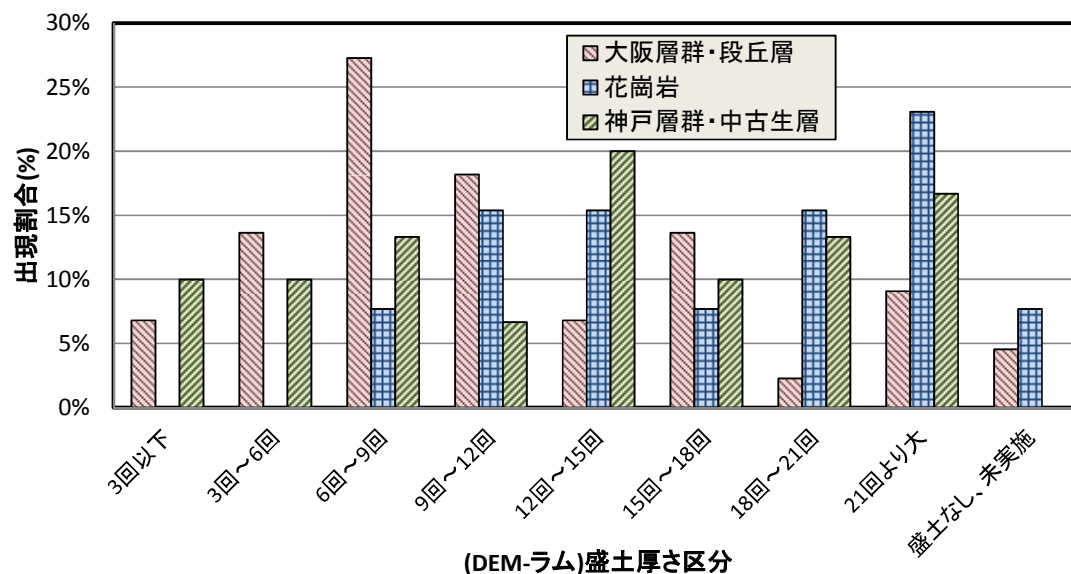


図-3.3.4(c) 平均表層地質に着目した補正Nd値区分毎の出現割合

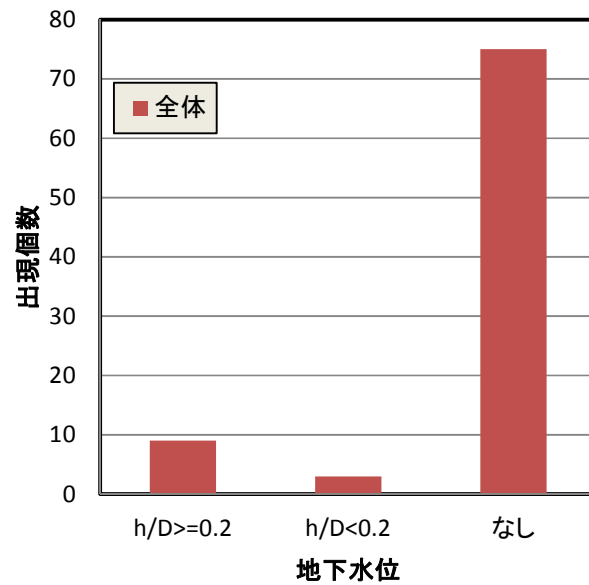


図-3.3.5(a) 地下水位区分毎の出現個数

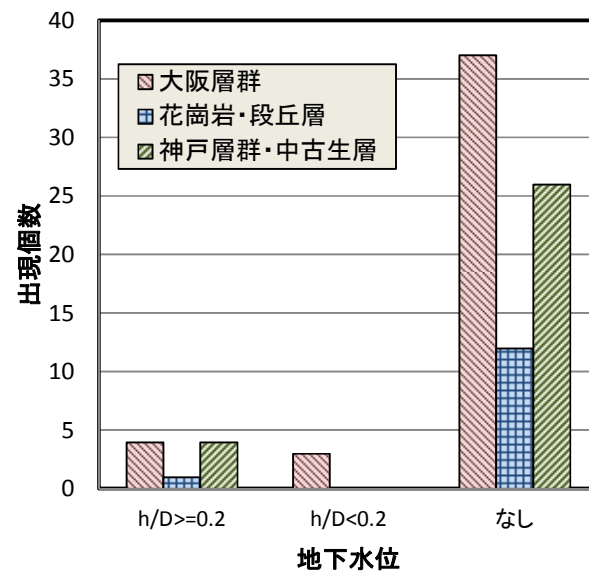


図-3.3.5(b) 表層地質に着目した地下水位区分毎の出現個数

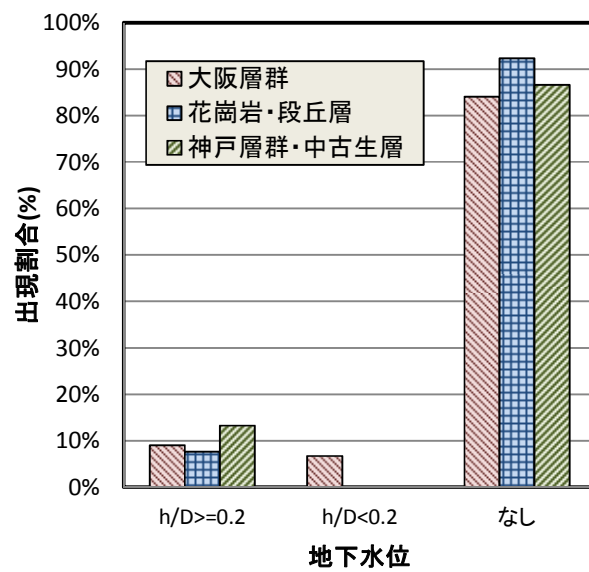


図-3.3.5(c) 表層地質に着目した地下水位区分毎の出現割合

(2) 造成年代と盛土性状の関係

ここでは、過去の被災事例との相関が指摘される造成年代が、盛土厚および補正 N_d 値とどのような関係があるのかを検討した。

① 補正 N_d 値との関係

図-3.3.6(a)には造成年代に着目した補正 N_d 値区分毎の出現個数を、図-3.3.6(b)には造成年代に着目した補正 N_d 値区分毎の出現頻度を示した。これらより、造成年代がS50年以降の盛土はS50年以前の盛土より補正 N_d 値が大きい傾向のあることがわかった。これは、造成年代が新しい方が締固め管理が十分なされていることや、基礎地盤が神戸層群や花崗岩など、硬質な盛土材料が得られる箇所が増えたことが関連しているものと考えられる。

② 地下水位との関係

図-3.3.7(a)には造成年代に着目した地下水位区分毎の出現個数を、図-3.3.7(b)には造成年代に着目した地下水位区分毎の出現頻度を示した。これらより、S50年以降の盛土の方が地下水位がある割合が高い結果となった。ただし、前述のようにばらつきの影響がS50年以降の動的コーン貫入試験実施箇所の方が大きいことに留意すると、地下水位と造成年代の間に、明確な傾向を指摘するには至らないと考えられる。

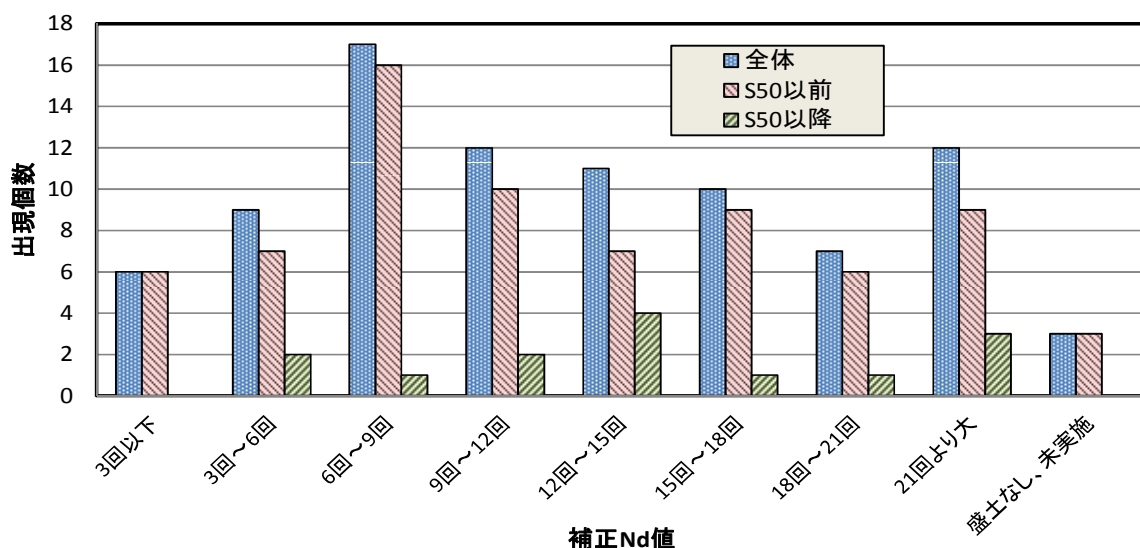


図-3.3.6(a) 造成年代に着目した補正 N_d 値区分毎の出現個数

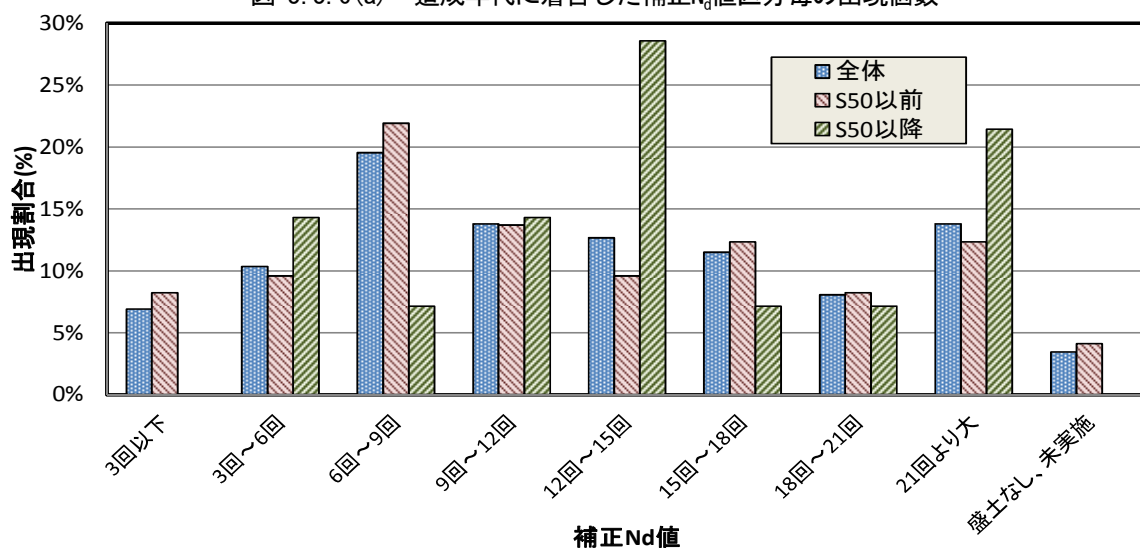


図-3.3.6(b) 造成年代に着目した補正 N_d 値区分毎の出現割合

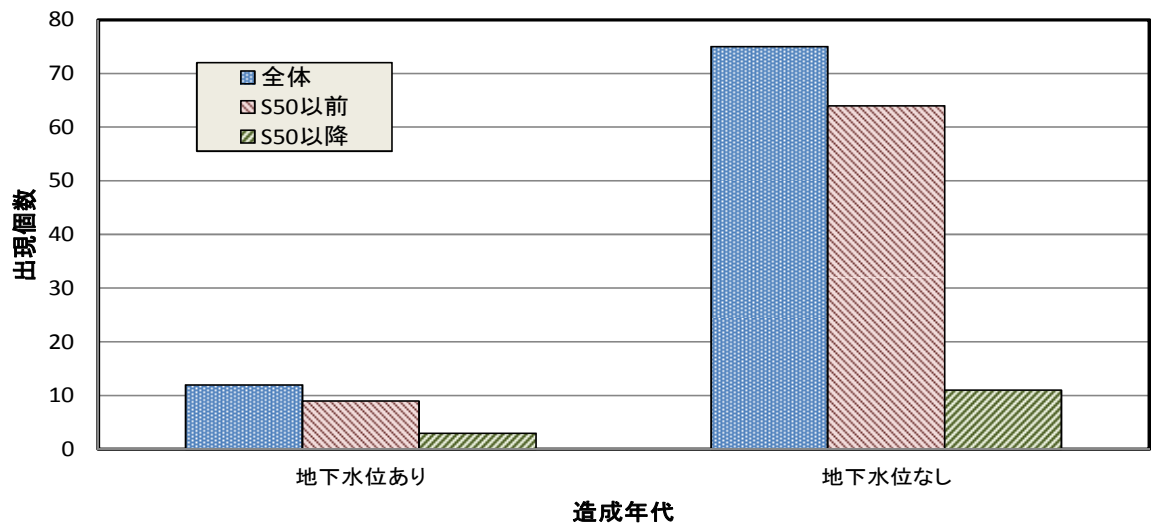


図-3.3.7(a) 造成年代に着目した地下水位区分毎の出現個数

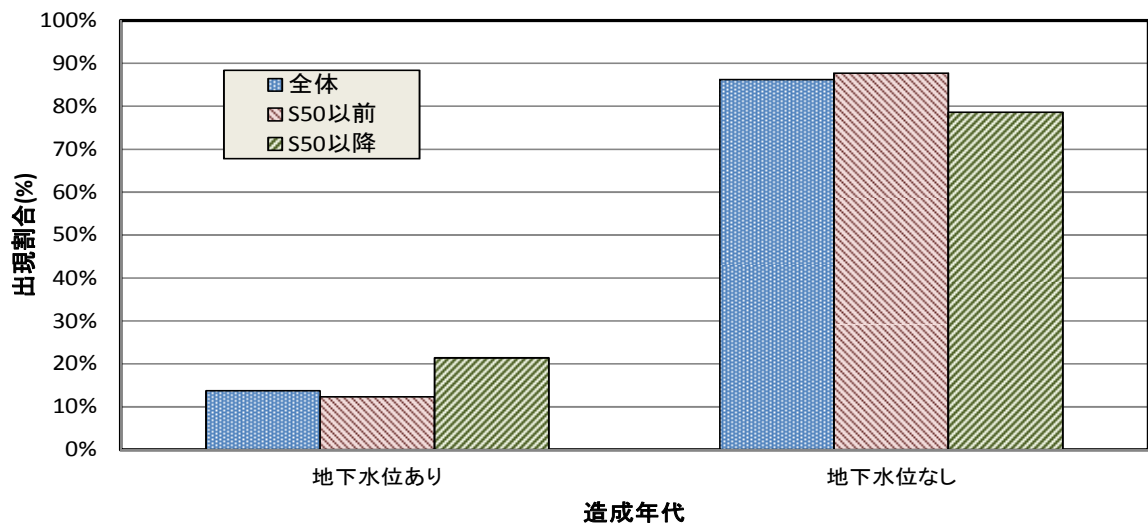


図-3.3.7(b) 造成年代に着目した地下水位区分毎の出現割合

(3) 地下水位と盛土性状の関係

ここでは、盛土の安定性に大きな影響を与える地下水位が、盛土厚および補正 N_d 値とどのような関係があるのかを検討した。

① 盛土厚区分との関係

図-3.3.8(a)には地下水位の有無に着目した盛土厚区分毎の出現個数を、図-3.3.8(b)には地下水位の有無に着目した盛土厚区分毎の出現頻度を示した。図-3.3.8(c), (d)には地下水位の違いに着目した同様のグラフを示した。地下水位の区分は、神戸市の評価基準では $h/D=0.2$ をしきい値としているが、 $h/D<0.2$ の出現頻度が他よりも少ないことを考慮し、地下水位あり・なしとした場合と、地下水位を $h/D<0.2$, $h/D\geq 0.2$ としたときの2種類のグラフを作成した。

図-3.3.8(a), (b)より、地下水位のある盛土は全体の盛土厚の傾向よりも、盛土厚が厚い傾向のあることがわかった。盛土厚の薄い盛土は小規模のものが多く、表層および基礎地盤からの浸透量も小さいことが一因として挙げられる。このことから、地下水位と集水面積の間に相関のあることが推測された。また図-3.3.8(c), (d)より、盛土厚が薄い方が地下水位が $h/D<0.2$ の出現確率が高くなっており、盛土厚の厚さが地下水位に影響を与えていることが指摘される。ただし、地下水位がある盛土の出現頻度が無い盛土よりもかなり小さいため、地下水位と盛土厚の関係把握には今後のデータ蓄積が必要である。

② 補正 N_d 値との関係

図-3.3.9(a)には地下水位の有無に着目した補正 N_d 値区分毎の出現個数を、図-3.3.9(b)には地下水位の有無に着目した補正 N_d 値区分毎の出現頻度を示した。図-3.3.9(c), (d)には地下水位の違いに着目した同様のグラフを示した。

図-3.3.9(a), (b)より、地下水位のある盛土は全体の補正 N_d 値の傾向よりも、補正 N_d 値が大きい傾向のあることがわかった。①での検討結果では、盛土厚の厚い盛土で地下水位が存在しやすい傾向が確認されたが、そのような盛土は比較的大規模であり締固め管理が十分なされている可能性が高いこと、また盛土材も岩砕材料であることが多いことが関連しているものと考えられる。また、図-3.3.9(c), (d)に示した地下水位の違いと補正 N_d 値の関係については、 $h/D < 0.2$ の出現個数が少ないこともあり、明確な傾向は確認されなかった。

3.3.3 まとめ

3.3節の考察をまとめると、以下の通りである。

- ① 同一地点、同一深度における N_d 値と N 値の相関について、標準貫入試験を実施した深度中央の前後40cmの平均で評価したものよりも、深度中央の前後100cmの平均で評価したほうが近似直線の相関係数が大きくなる。これは、動的コーン貫入試験は礫打ち等、局所的な土質の影響が反映されやすいことを示しているものと考えられる。
- ② 砂質土主体の盛土においては、トルク補正を行わずに得られた N_{db} 値の方が、トルク補正を行った N_{db} 値よりも対応がよい結果となった。これは、トルク補正を行う対象となる粘性土のように細粒分が主体ではないことに加え、盛土の続成作用が自然地盤と比べて進んでいないため、盛土内の細粒分が粘着力を発揮する状態となっていないことが理由として挙げられる。
- ③ 基礎地盤表層地質の違いが盛土の補正 N_d 値に影響を与えており、盛土材料が砂質土・粘性土主体と想定される大阪層群・段丘層、堆積軟岩の岩砕が主体と想定される神戸層群・中古生層、比較的硬質な岩砕が主体と想定される花崗岩の順に大きくなる傾向が確認された。
- ④ 基礎地盤表層地質の違いが地下水位に与える明確な傾向は確認されなかった。
- ⑤ 地下水位と造成年代の間には、明確な傾向は確認されなかった。
- ⑥ 造成年代がS50年以降の盛土はS50年以前の盛土より補正 N_d 値が大きい傾向のあることがわかった。これは、造成年代が新しい方が締固め管理が十分なされていることや、基礎地盤が神戸層群や花崗岩など、硬質な盛土材料が得られる箇所が増えたことが関連しているものと考えられる。
- ⑦ 地下水位のある盛土は盛土厚が厚い傾向のあることがわかった。これは、盛土厚の薄い盛土は小規模のものが多く、表層および基礎地盤からの浸透量が小さいことが一因として挙げられる。

3章の参考文献

- 1) 国土交通省：わが家の宅地安全マニュアル滑動崩落編，2010.
- 2) 国土交通省：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説，2012.4.
- 3) 応用地質：ミニラムパンフレット，<<http://www.oyo.jp/product/11-in-situ/miniram.html>>，2011 [閲覧日 2012年2月10日].
- 4) 沖村 孝・柳沢英雄・前田英輝・南部光広・横山昇平：オートマチックラムサウンディングによる宅地盛土地盤の実態調査，日本地すべり学会研究発表会講演集Vol.50，pp.157-158，2011.

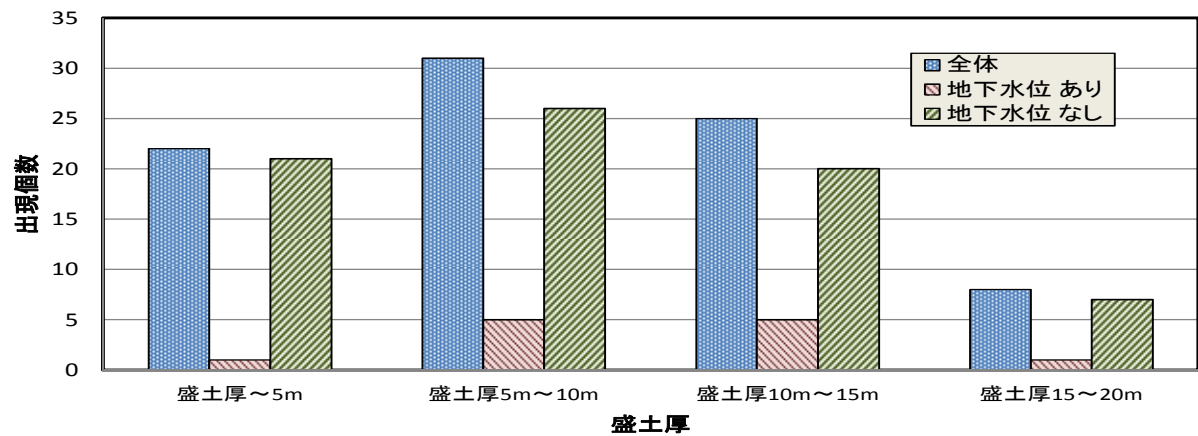


図-3.3.8(a) 地下水位の有無に着目した盛土厚区分毎の出現個数

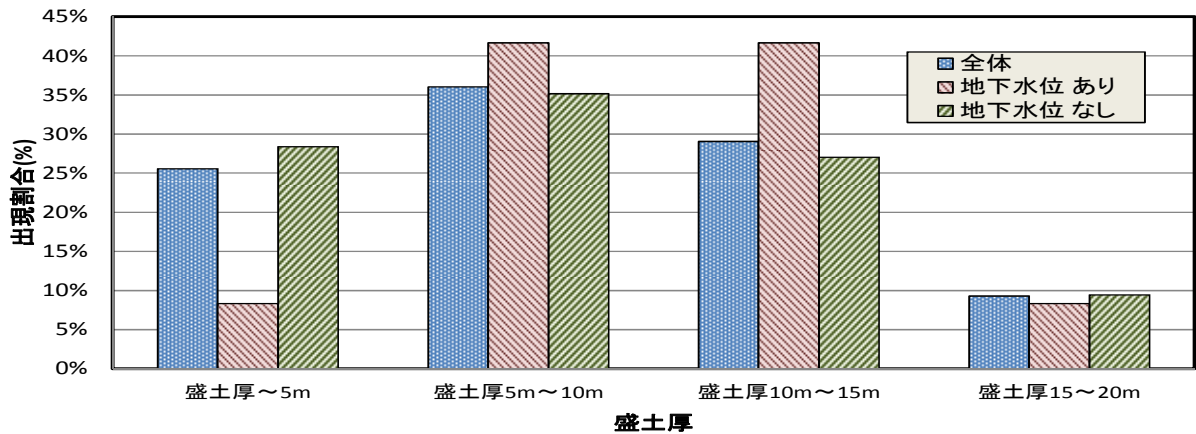


図-3.3.8(b) 地下水位の有無に着目した盛土厚区分毎の出現割合

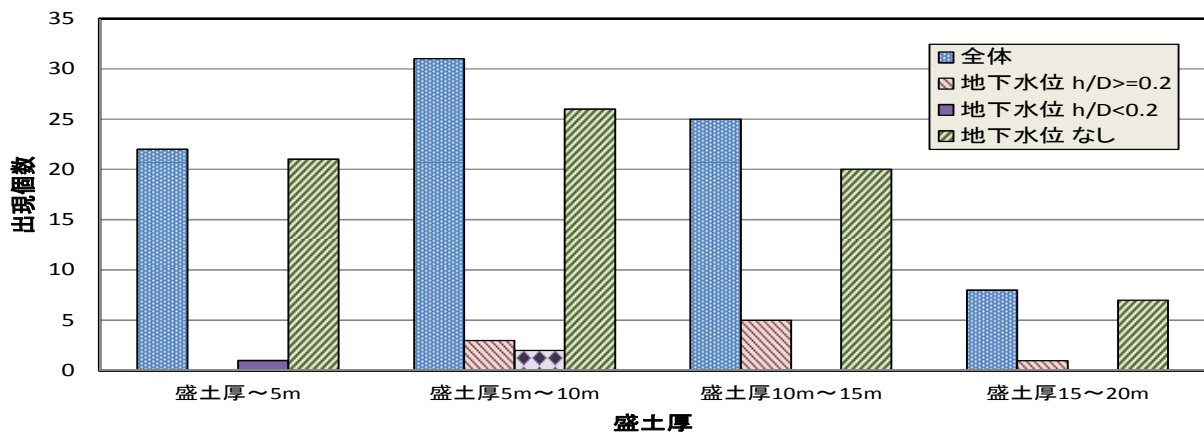


図-3.3.8(c) 地下水位の違いに着目した盛土厚区分毎の出現個数

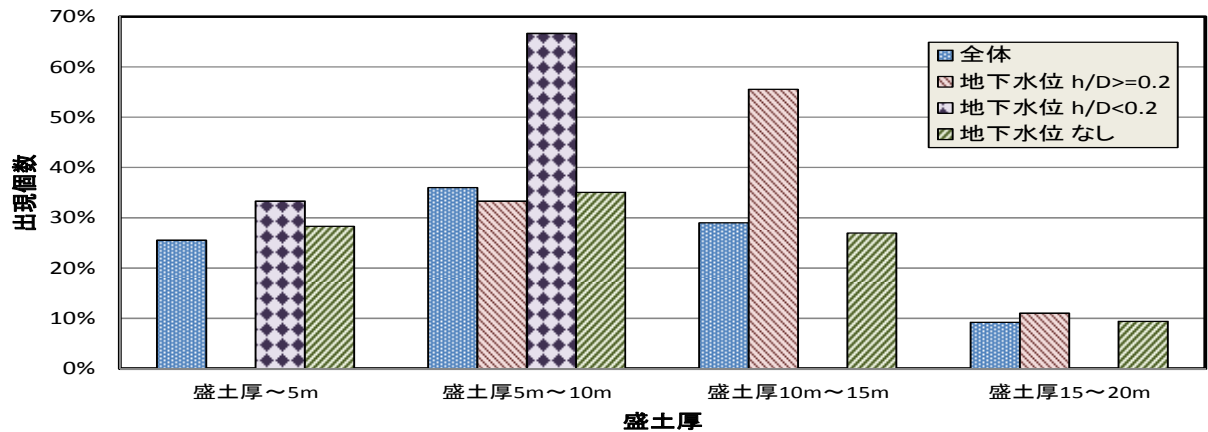


図-3.3.8(d) 地下水位の違いに着目した盛土厚区分毎の出現割合

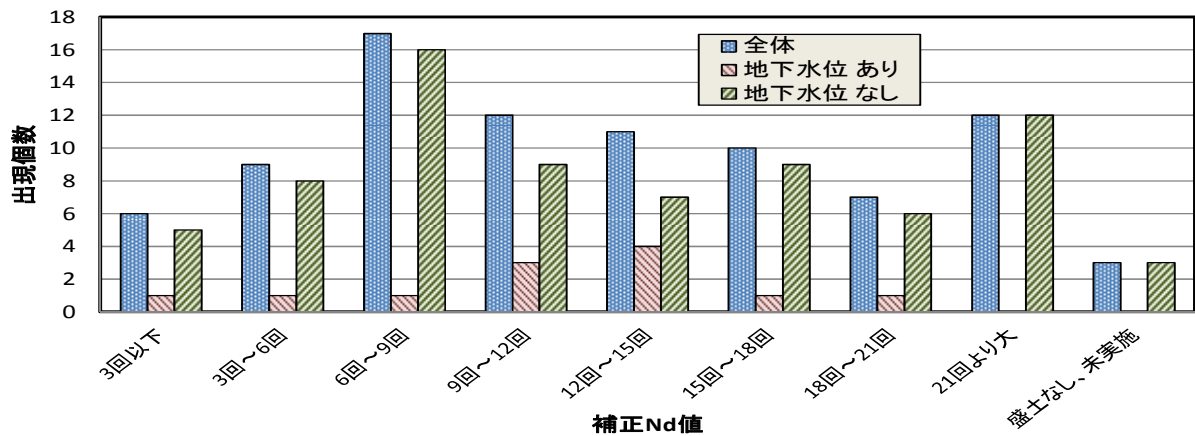


図-3.3.9(a) 地下水水位の有無に着目した補正Nd値区分毎の出現個数

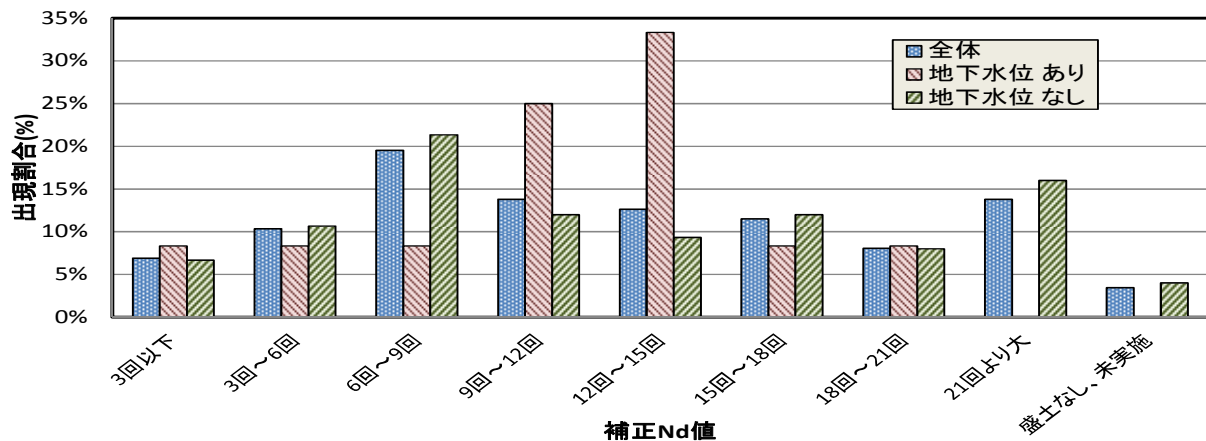


図-3.3.9(b) 地下水水位の有無に着目した補正Nd値区分毎の出現割合

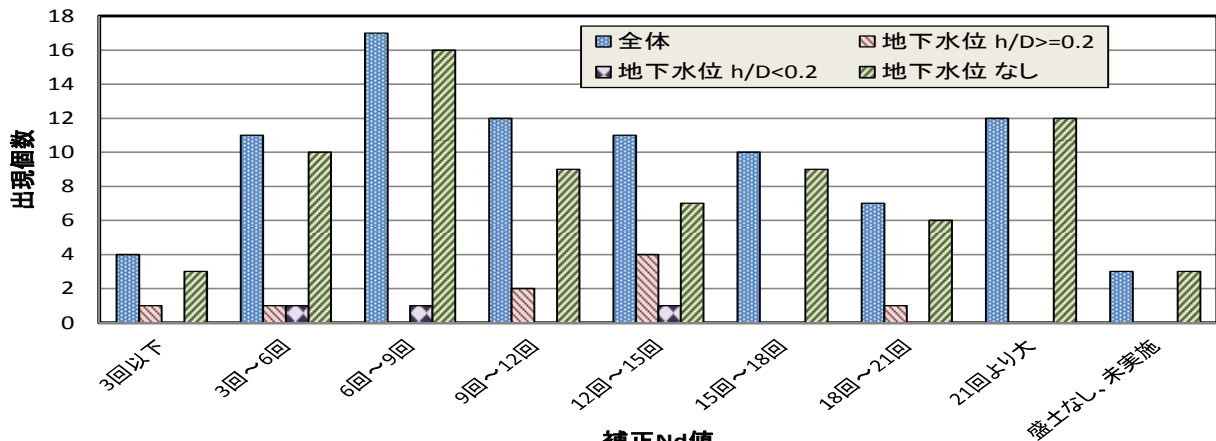


図-3.3.9(c) 地下水水位の違いに着目した補正Nd値区分毎の出現個数

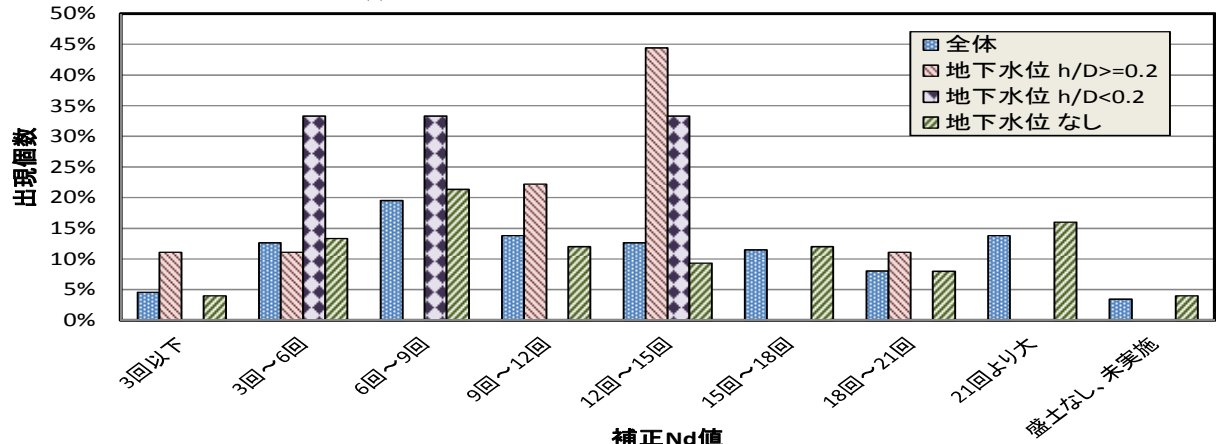


図-3.3.9(d) 地下水水位の違いに着目した補正Nd値区分毎の出現割合

4. 耐震補強工法に関する研究

4.1 L型排水盛土防水工に関する研究

4.1.1 はじめに

地震による地盤災害は、雨水が集水しやすく地下水位の浅い沢地形に造られた盛土が被害を受けることが多く、降雨や融雪水により湿った盛土が地震荷重を受けると崩壊危険度は高まる。兵庫県南部地震（1995 年）、能登半島沖地震（2007 年）、新潟県中越沖地震（2007 年）においても地下水位のある高い含水状態の盛土で被害が集中している分析結果の報告があり¹⁾、事実、近年発生した能登半島沖地震や新潟県中越沖地震で発生した地盤災害は、地震直前の降雨により地下水位の高い盛土に集中していた²⁾。この種の盛土被害の主たる原因は、背部の斜面や地山から浸透した雨水が盛土内に浸入することにより飽和領域が拡大し、サクションの低下により盛土材の剛性および強度がともに減少するためであると考えられる。地震や豪雨に対して安定性の高い強固な盛土とは、盛土内が飽和していないことが必要条件であるに違いない。この事実から、これらの地盤災害は単なる地震災害ではなく、降雨と地震の複合災害として捉えられ、盛土内の排水システムは従来から活用されている排水方法の概念および期待する排水効果では、現代の異常気象による地盤災害を十分に防ぐことが困難な時代が到来したのかもしれない。

また、近年多発している集中豪雨による盛土被害も各地で多発している。2004 年 10 月、台風 23 号の来襲による関西圏の大規模な地盤災害について、平成 16 年台風 23 号関西圏地盤災害緊急調査団（地盤工学会関西支部）の報告書³⁾によると、豪雨による地盤被害の多くは沢地形に築造されるいわゆる片切・片盛施工による谷埋め盛土で発生していた。兵庫県養父市で発生した盛土崩壊現場は、盛土高さが 20m もある建設中の補強土壁が一夜にして滑り落ちた大規模崩壊であった⁴⁾（写真-4.1.1 および図-4.1.1 参照）。崩壊原因は豪雨により盛土背部の水位が急激に上昇し、盛土内に雨水が浸入して盛土本体が弱体化し、同時に谷部に雨水が滞水して盛土がダム化して基礎にすべり破壊が生じたためである。崩壊した鋼製帯状引張補強材の残骸が崩壊の威力を物語っている（写真-4.1.1 参照）。養父市の崩壊事例から得られた教訓⁵⁾として、この種の盛土崩壊を防ぐためには「盛土内部および周辺への雨水の浸透や滞水を断固として許さないこと」が肝心である。

したがって、盛土の耐震性を向上する上で、近年の異常気象による降雨量増加や高い頻度で発生する大地震を考慮すると、現代の自然現象にあった排水対策を施さなくてはならない。

そこで、澁谷ら（2008）は、近年多発している集中豪雨による盛土被害の対策工として、ジオシンセティック排水材を用いた「L 型排水盛土防水工」を新たに提案している^{6),7),8)}。

以降に、ジオシンセティックを用いた「L 型排水盛土防水工」に関するこれまでの研究成果を報告する。



(a) 全景



(b) 崩壊斜面



(c) 補強土壁残骸



(d) 壁面残存部との境界

写真-4.1.1 2006年兵庫県養父市の補強土壁盛土の崩壊 (写真提供：澁谷啓教授)

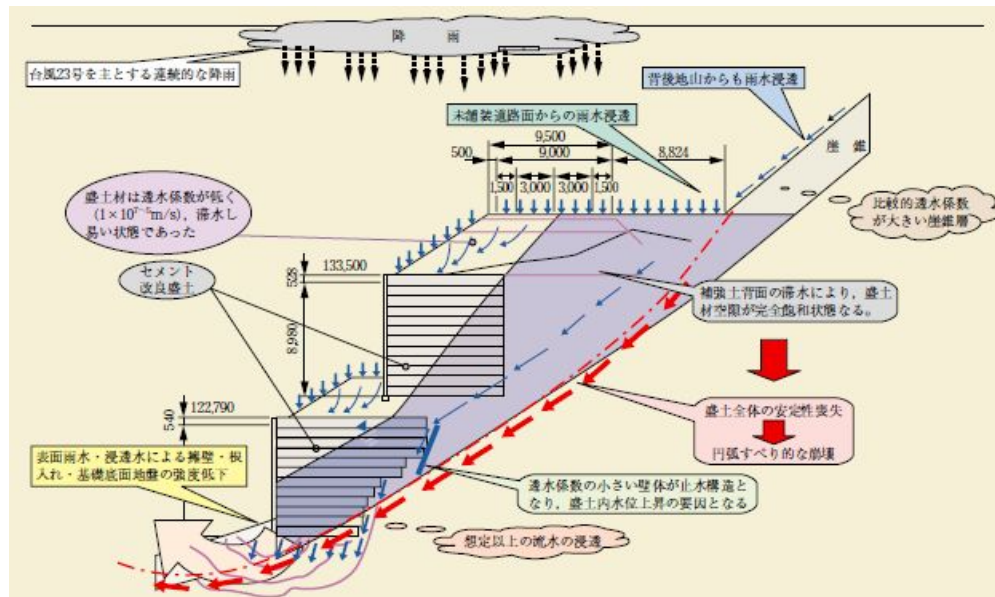


図-4.1.1 2006年兵庫県養父市の補強土壁盛土の崩壊メカニズム

4.1.2 L型排水盛土防水工の概要

「L型排水盛土防水工」は、盛土を囲むようにジオシンセティックス等の排水材をL型に配置し、鉛直に設置した排水材で受けた盛土背部からの浸透水を盛土底部に水平に設置した排水材に流すことにより盛土外へ速やかに排出させる盛土排水システムである（図-4.1.2 参照）。この排水システムは、盛土自体を防水領域と考え、盛土背面からの浸透水を断固として許さず、盛土背部からの浸透水の浸水および蓄積を防ぐことに特徴がある。

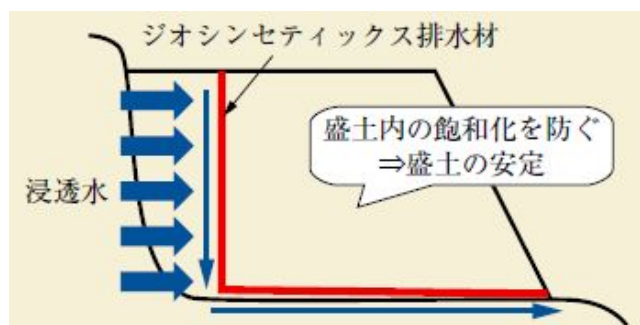


図-4.1.2 ジオシンセティックス排水材を用いたL型排水盛土防水工のイメージ断面

さらに、図-4.1.3 に示すように、L型排水盛土防水工の用途を「沢部の腹付け盛土」、「大規模盛土」、「谷埋め盛土または既設盛土対策」に分けて考え、それぞれの防水方法を示している⁹⁾。「大規模盛土」および「谷埋め盛土または既設盛土対策」は、排水層の断面形状がL型をなしていないが、「大規模盛土」は「沢部の腹付け盛土」と同様、地山からの浸透水を鉛直の排水材で受け、盛土底部の排水層より盛土外に排水させる方法である。一方、「谷埋め盛土または既設盛土対策」は平面的にとらえて盛土を囲むよう（コの字型あるいはLの字型）に鉛直排水層を盛土端部近傍まで設置し、鉛直排水層端部下端に排水パイプなどで排水工を設け、流末処理して、浸透水が鉛直排水層を流れて盛土外へ排水させる方法である。

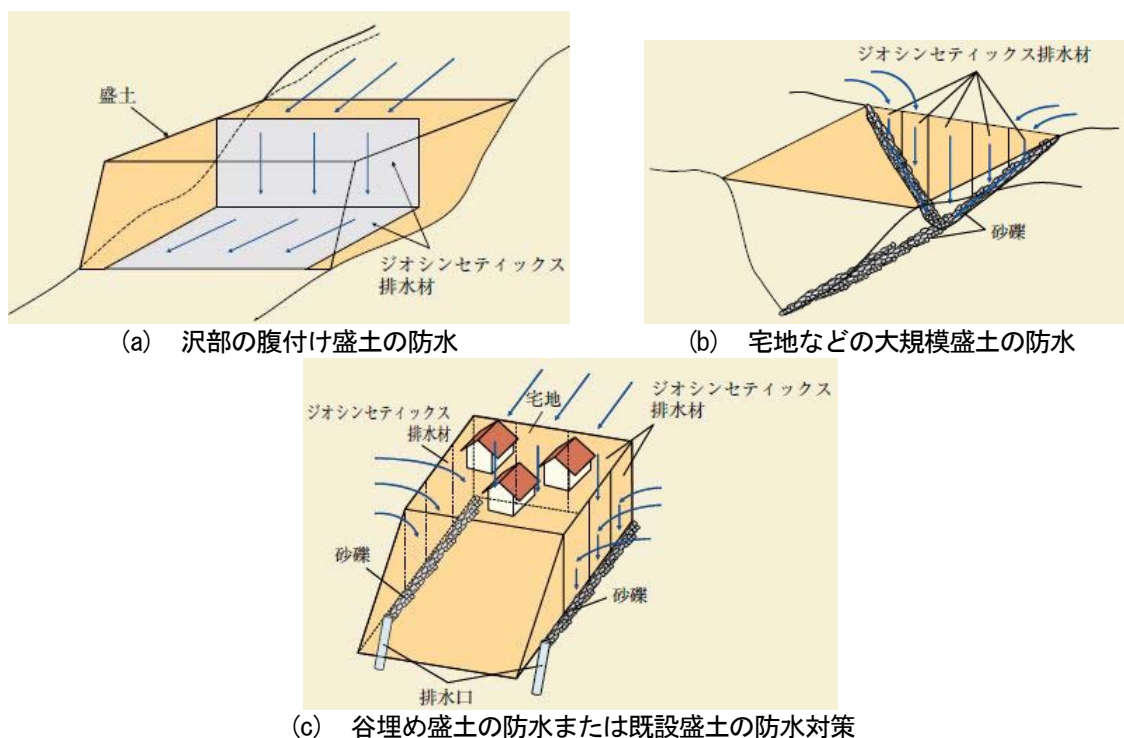


図-4.1.3 ジオシンセティックス排水材を用いたL型排水盛土防水工の用途の例

4.1.3 L型排水盛土防水工に関する基礎研究

澁谷ら（2008）は、幅2m×高さ1mのまさ土の模型地盤による浸透実験を行い、二次元の飽和・不飽和浸透流解析による数値シミュレーションを実施している⁹⁾。浸透水は地盤背面より全面から、高さ0.9mを保持しながら水を浸透させている。図4.1.4は、5ケースのモデル地盤に対する数値シミュレーションの結果であり、排水対策がなされていない無対策地盤、水平層状排水地盤（排水材は地盤底面を含む3層設置、従来型設置方法）、L型排水地盤（排水材は地盤底面と浸透面から0.5mの位置に鉛直排水）の3種類のモデル地盤のそれぞれに対して、排水材の透水係数を変えている。水平層状排水とL型排水における排水材の透水係数が等しい場合、L型排水の方が飽和領域は少なく、さらに両者とも透水係数を同様に増加させると、L型排水の飽和領域は顕著に減少する。これらの結果から、水平層状排水は排水材の透水性能しだいで、盛土内に浸透水を逆に呼び込む恐れがあることが確認できた。これに反して、L型排水は浸透水を盛土外に効果的に排水できる。さらに、L型排水は水平層状排水よりジオシンセティクス排水材の使用総量が減り、両者で同程度の排水効果を見込んだ場合、水平層状排水は透水係数のより大きな材料を使用しなければならなくなる。よって、材料コスト面からもL型排水の方が経済的となる。

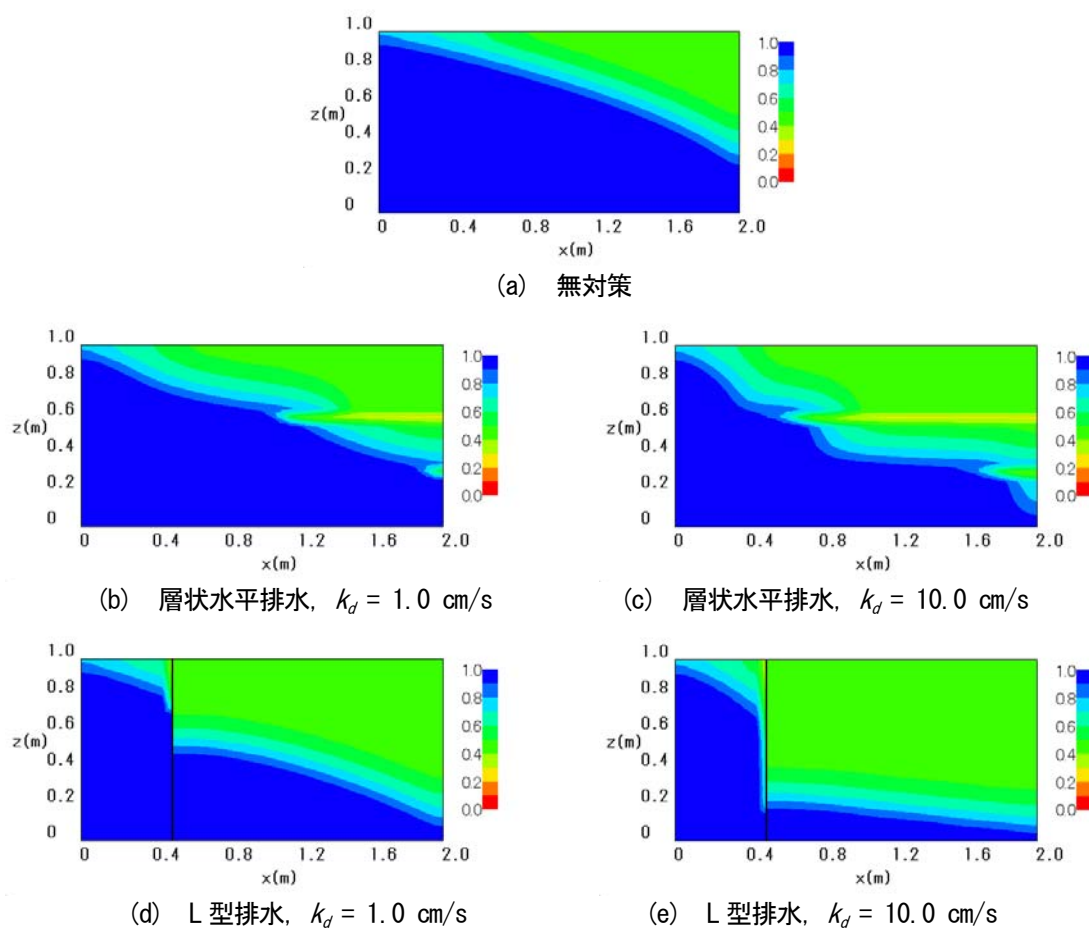


図-4.1.4 飽和度分布

原ら（2008）は、図4.1.5に示す実物大盛土の浸透実験を行った⁸⁾。盛土形状、浸透水の高さ、および実験ケース（3ケース）は図4.1.5に示す通りであり、盛土材は裏六甲で採取されたまさ土を用いて、二次元飽和・不飽和浸透流解析によって数値シミュレーションを行っている。写真-4.1.2は、実物大盛土による浸透実験（L型排水盛土）の状況である。

無対策盛土は給水開始から約 80 分で崩壊した（写真-4.1.3 参照）。水平層状排水盛土は給水開始後、約 30 分で盛土内の水位が上昇し始め、地表面にクラックが発生した（写真-4.1.4 参照）。下層の排水材から僅かに浸透水が流出されているものの、上層の排水材からはほとんど浸透水の流出は見られなかった。一方、L 型排水盛土の実験では盛土自体に目立った変化は見られず、底面に設置した排水材から約 $0.7\text{m}^3/\text{hour}$ の流出量が観察され、L 型排水システムが浸透水を盛土外へ効果的に排出していることが実証された。

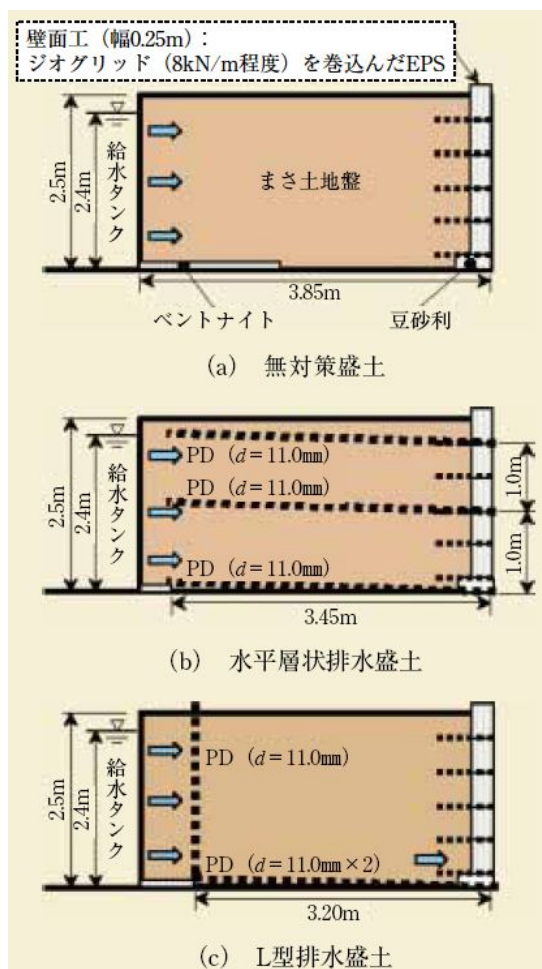


図-4.1.5 実物大盛土による浸透実験の断面形状

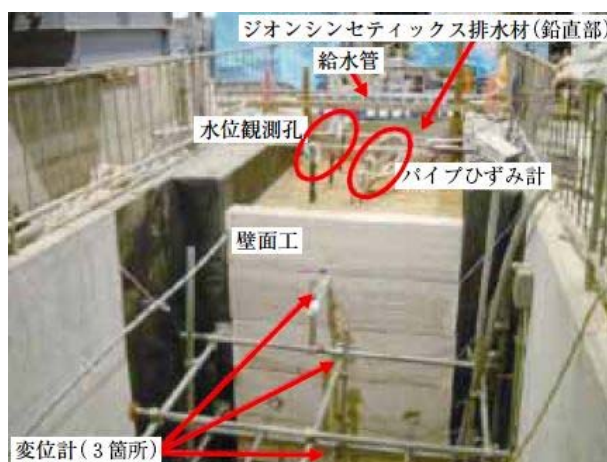


写真-4.1.2 実物大盛土による浸透実験（L型排水盛土）



写真-4.1.3 無対策盛土の崩壊



写真-4.1.4 水平層状排水盛土の地表面クラック

図-4.1.6, 4.1.7, 4.1.8 は、それぞれ3つのケースにおける浸透実験および数値シミュレーションから得られた水平変位と圧力水頭分布を示している。水平変位は変位計により壁面変位を3点、地盤中にパイプひずみ計を3箇所埋込み、地盤中の変位を実測した。無対策盛土は、壁頂の壁面変位が約12mmで崩壊し（図-4.1.6 参照）、水平層状排水盛土は、壁頂の壁面変位が約39mmと大きく変位したが崩壊しなかった（図-4.1.7 参照）。これは地盤中に水平に設置したジオシンセティックス排水材が引張補強材として作用したものと考えられる。一方、L型排水盛土の壁面変位はほぼ0mmであった（図-4.1.8 参照）。図-4.1.9 はL型排水盛土の定常状態における飽和度分布である。図-4.1.8 および図-4.1.9 から、盛土内の飽和領域は極めて小さく、L型排水盛土防水工の浸透水に対する排水能力の高さが実証された。

図-4.1.10 は、極限つりあい法による無対策盛土の安定解析の結果である¹⁰⁾。安定解析では、土のサクシヨンの影響を考慮した場合と、考慮しない場合の2パターンを実施した。サクシヨンの影響を考慮しない場合は、給水開始から1分後に、考慮した場合は80分後に崩壊に到った。後者は、実測結果に極めて近い値である。浸透水による盛土の崩壊を考えた場合、盛土内部の飽和領域が増加し、それによってもってサクシヨンが減少し、土の強度が低下して、盛土は崩壊に到る。したがって、初期に不飽和状態にある盛土が浸透水の影響により崩壊する場合の安定性を解析によって厳密に評価するためには、サクシヨンの影響を考慮しなければならないことが分かる。

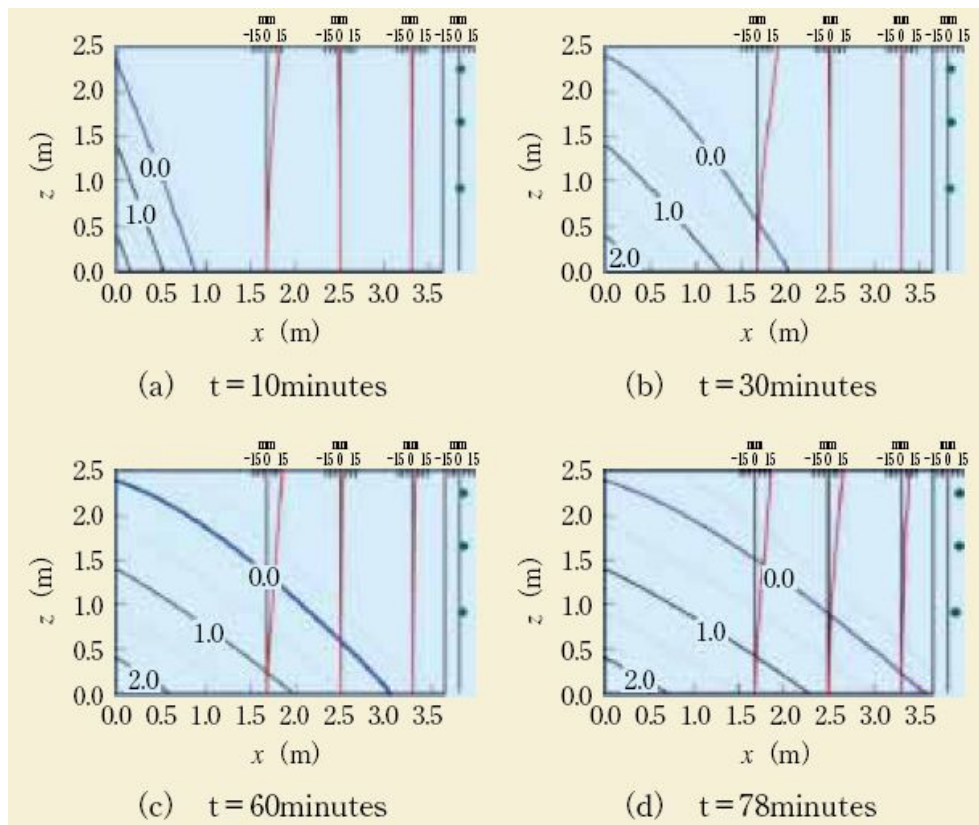


図-4.1.6 無対策盛土の圧力水頭分布と水平変位

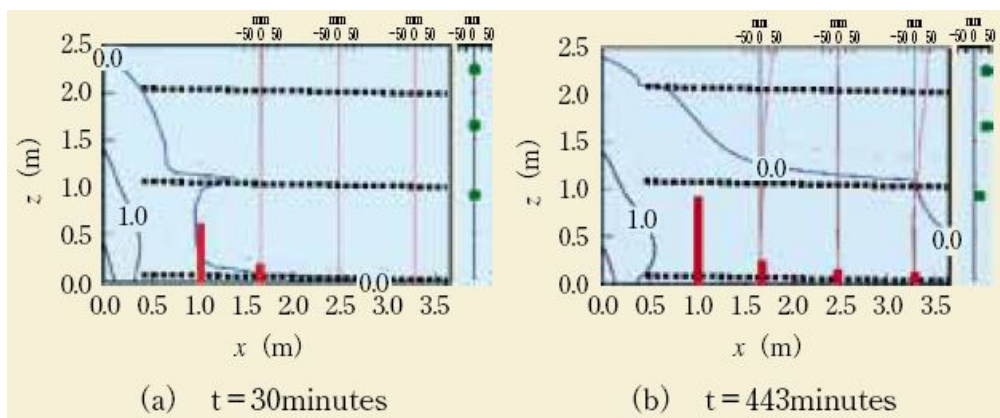


図-4.1.7 水平層状排水盛土の圧力水頭分布と水平変位

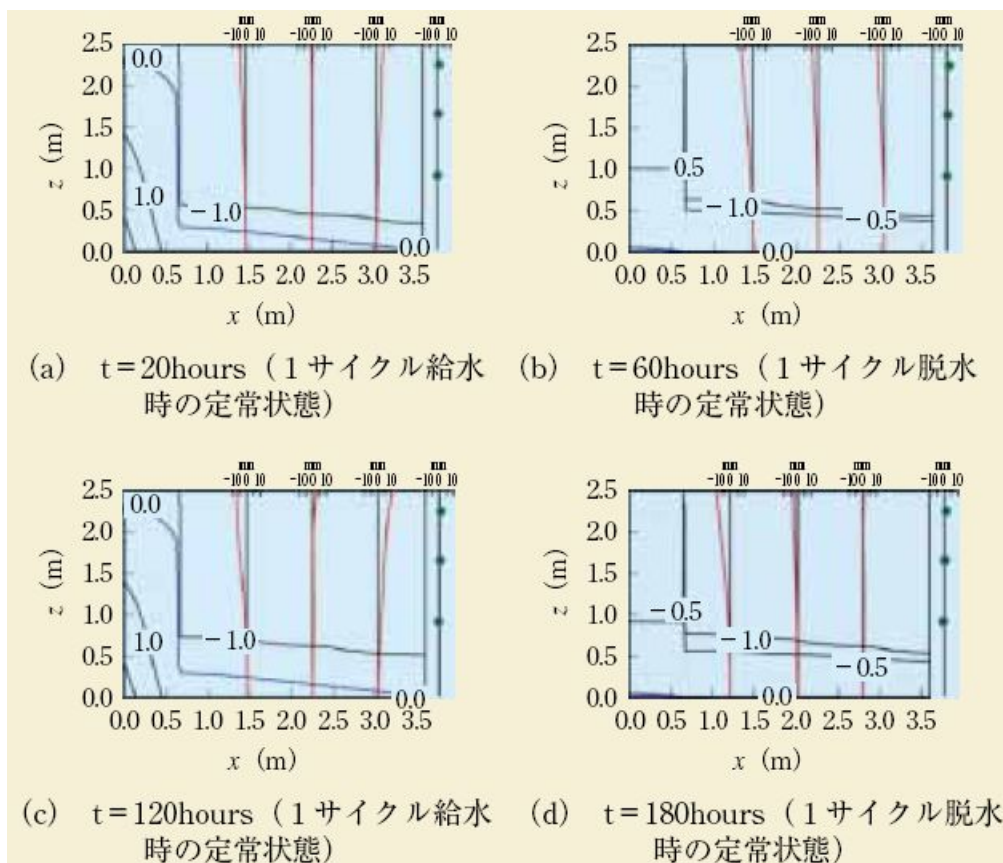


図-4.1.8 L型排水盛土の圧力水頭分布と水平変位

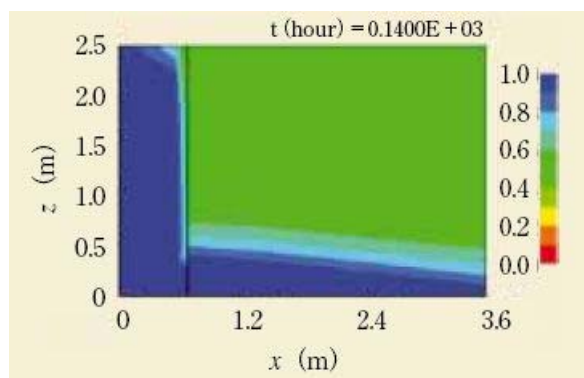


図-4.1.9 L型排水盛土の飽和度分布

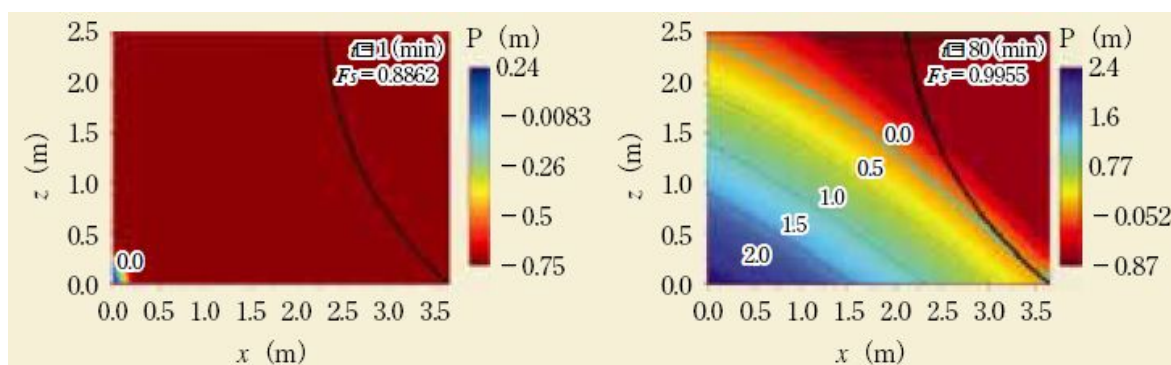


図-4.1.10 無対策盛土の安定解析結果

4.1.4 補強土壁に適用したL型排水盛土防水工に関する研究

尾方ら（2012）は、L型排水盛土防水工の実用化に向け、鋼製帯状補強材を用いた補強土（テールアルメ）壁に対して、実物大盛土の浸透実験を行った¹¹⁾。実物大盛土の規模および実験方法は、前項に示した原ら（2008）が実施した実物大盛土⁸⁾とほぼ同様であり、盛土形式および盛土材料が異なる。実験に用いた補強土壁は実施工に使用されている部材を用い、補強土（テールアルメ）壁工法的设计基準¹²⁾に沿って設計した。ただし、浸透水に対するセンシビリティを高め、挙動確認を容易にするため、使用する部材の組合せや設計上の配慮を行っている。使用した部材は、壁面材として高さ 500mm×幅 2,000mm のメッシュパネルを用い、裏面には透水防砂材を配して盛土材のこぼれ出しを防止している。補強材としては、厚さ 3mm×幅 50mm のリブ付きストリップ（材質 SS400）を用い、接続金具を介してメッシュパネルに連結させた（図-4.1.11 および図-4.1.12 参照）。

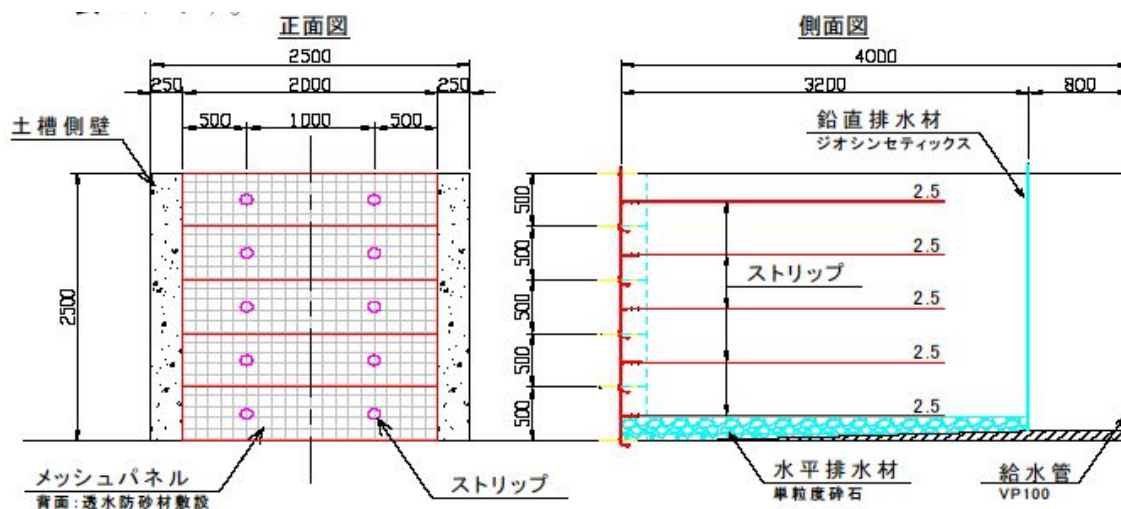


図-4.1.11 土槽実験モデルの形状寸法

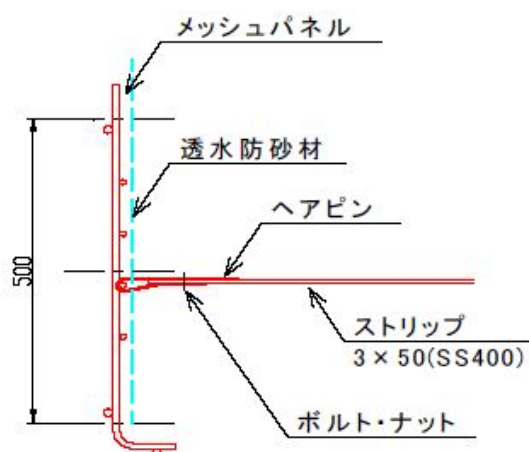


図-4.1.12 補強土壁の形状および構造

盛土材の粘性土は、細粒分含有率 F.C.=32.6%であることから、テールアルメの設計基準によれば[B]材料に該当する。[B]材料ではストリップとの摩擦係数は、 $f^* = \tan \phi$ の関係において $\phi = 25^\circ$ とされるが、リブ付きストリップを用いた一面せん断試験結果（表-4.1.1 参照）に基づき、ストリップと盛土材のとの摩擦係数を検討した。ストリップに作用する鉛直応力と最大せん断応力 τ_{max} の関係は次式で表すことができる。

$$f^* = \tau_{\max} / \sigma \quad (4.1)$$

ここに、 f^* ：見かけの摩擦係数、 σ ：土被り圧で、実験モデルでは $\gamma \cdot H$ 、単位体積重量： $\gamma=17.4\text{kN/m}^3$ 、土被り厚 $H=2.5\text{m}$ とした。計算結果としては不飽和状態では $\phi=37.3^\circ$ 、飽和状態で $\phi=36.8^\circ$ となり、[A]材料における最低値である $\phi=36^\circ$ を満足する。この値を用い、補強材の引抜けに対する計画安全率 $F_s=1.0$ （通常は $F_s=2.0$ ）としてストリップの配置仕様を決定した。引抜けに対する安全率は次式による。

$$F_s = 2 \cdot f^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b \cdot L_e / T_i \quad (4.2)$$

ここに、 f^*_i ： i 段目における見かけの摩擦係数、 σ_{vi} ： i 段目における鉛直応力(kN/m^2)、 b ：ストリップ幅(m)、 L_e ：抵抗領域内長さ(m)、 T_i ： i 段目ストリップに作用する引張り力(kN)とした。算定された安全率を表4.1.2 に示す。

表-4.1.1 リブ付ストリップを用いた一面せん断試験結果

供試体 D×H(cm)	6.00×2.50	
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.610	
$\gamma_{d\max}(\text{g/cm}^3)$	1.560	
$\gamma_d = \gamma_{d\max} \cdot 0.90$	1.404	
含水比 w(%)	24.0	
試料の状態	不飽和	飽和
粘着力 C(kN/m^2)	2.6	4.3
せん断抵抗角 $\phi(^\circ)$	35.1	33.0

表-4.1.2 格段における引抜け安全率

段数 (i)	ΔH (m)	ΔB (m)	L (m)	F_s
1	0.50	1.00	2.50	1.042
2	0.50	1.00	2.50	1.025
3	0.50	1.00	2.50	1.007
4	0.50	1.00	2.50	1.158
5	0.50	1.00	2.50	1.300

無対策盛土の浸透実験(Case1)では、背面からの注水に伴い盛土内の水位は上昇、前面への排水は注水後約 25 分経過した時点で認められた。このとき、ストリップ先端部に亀裂が発生、壁面は 80～100mm の変位量を示した。継続した注水によりさらに盛土内水位が上昇（図-4.1.13(a)参照）、補強土背面部中心に亀裂拡大した（写真-4.1.5(a)参照）。52 分後に注水停止したが水位低下は鈍く、壁は補強材と一体で大きく前方へ挙動し、最終的には崩壊に到った（写真-4.1.5(b)参照）。

L 型排水盛土の浸透実験(Case2)では、注水開始直後より盛土底部の水平排水層前面から排水し、背面水位が盛土高さの 2.5m に達するに約 2 時間を要する。この過程で Case1 同様ストリップ先端付近にへアクラック（写真-4.1.6(a)参照）が生じたが、範囲が拡大することは無かった。その後、定常水位状態にて約 5 時間維持したが、盛土内への水位上昇は認められず（図-4.1.13(b)参照）、補強土壁面の水平変位も最大 4.7mm と微少変形に留まり、安定した状態にあった（写真-4.1.6(b)参照）。一方、背面土では地表面が 5cm 沈下するなど、経時変化に伴い乱れが生じた。

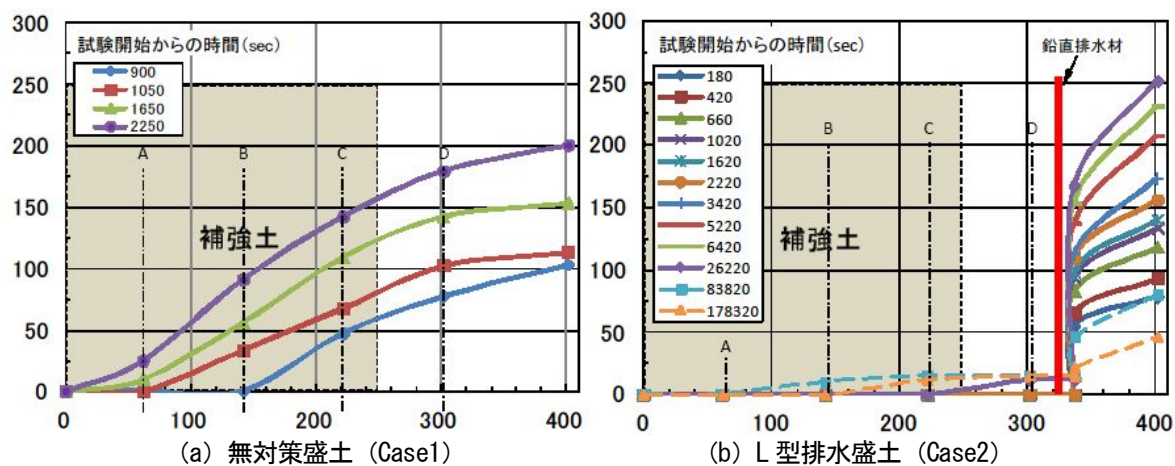


図-4.1.13 浸透実験における水位変動の比較



(a) 表層部の亀裂



(b) 実験後（崩壊）

写真-4.1.5 無対策盛土 (Case1)



(a) 表層部の状態



(b) 実験後（健全）

写真-4.1.6 L型排水盛土 (Case2)

図-4.1.14 は、補強土背面（D-Line）におけるサクシオン圧の経時変化である。Case2 は Case1 に比して排水効果が明瞭であり、長時間持続している。Case1 での地中ひずみの分布状況（図-4.1.15 参照）より、A、B-Line 共に 0.5～1.0m 付近での挙動が認められ、上位では壁面側の A-Line でのひずみが卓越する。これらに基づき崩壊形態を推定し、すべりによる安全率評価（図-4.1.16 参照）を行うと、最大水位を考慮時に安全率 $F_s=0.97$ 、水位の無い状態では $F_s=1.04$ となり、各ケースでの事象に整合した。これらより、L 型排水盛土防水工にて、補強土（テールアルメ）壁盛土の外的安定性が確保できたものと判断する。

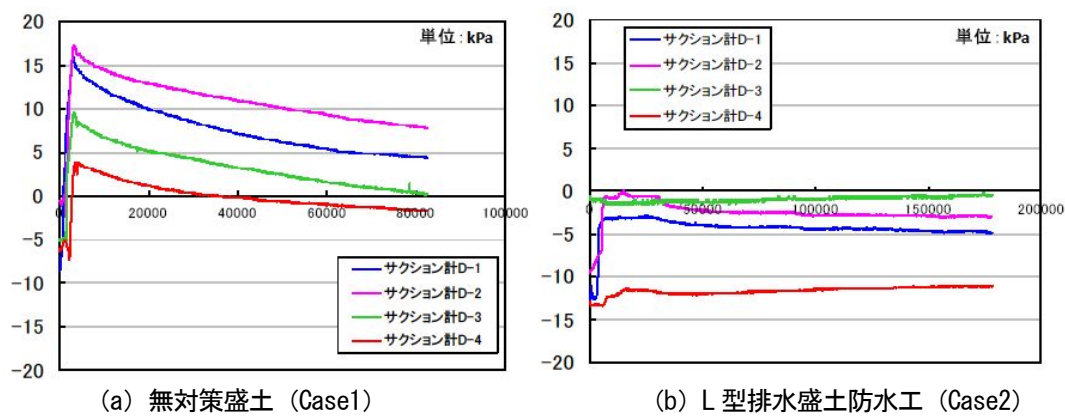


図-4.1.14 D-Lineにおけるサクシオン圧の比較

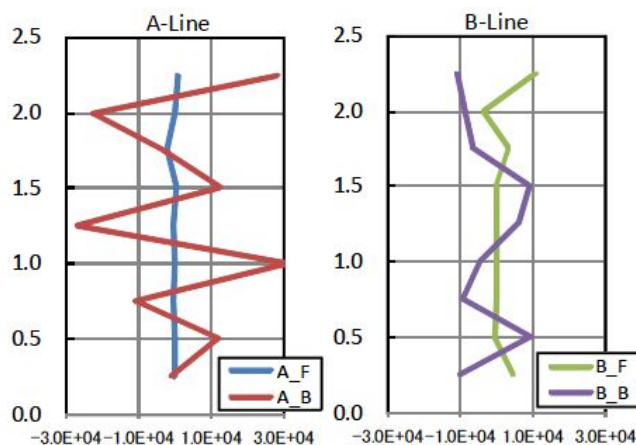


図-4.1.15 地中ひずみ分布

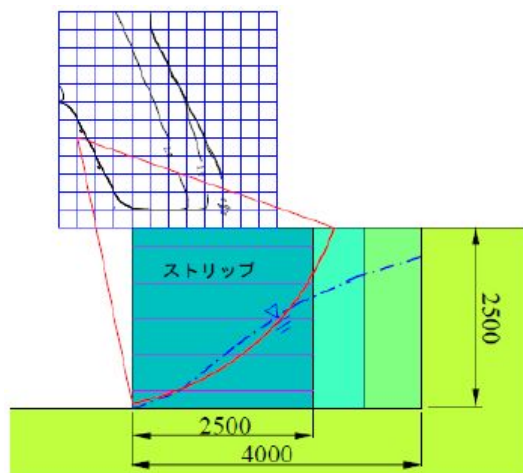


図-4.1.16 円弧すべりによる安全率評価

以上より、補強土（テールアルメ）壁工法にジオシンセティックスを用いたL型排水盛土防水工を適用した場合の有効性が実証された。谷埋め盛土など背面側からの浸透水が懸念される箇所に優れた極めて有効に機能することが予測される。また、東北地方太平洋沖地震では補強土壁面の一部が大変形した事例が報告されており、補強土壁盛土内への雨水浸透や排水不良が誘因として挙げられている¹³⁾。排水機能が健全な状態では震度6強～7の強震動観測地区であっても被災を免れており、防水効果の高い本工法の適用は巨大地震時にも有意と考えられる。

4.1.5 ジオシンセティック排水材の設計

本節では、排水材の設置による盛土内部の水位上昇抑制効果を適切に評価し、排水材の諸元を決定するための手法について示す。齋藤ら¹⁴⁾は、これらを簡易に評価する方法を提案し、その有効性について検討している。まず、図-4.1.17の模式図において、鉛直排水材に流れ込む流量 Q_1 および下流側からの排水量 Q_2 は、1次元不圧地下水流の流量公式を適用すると以下のように表される。

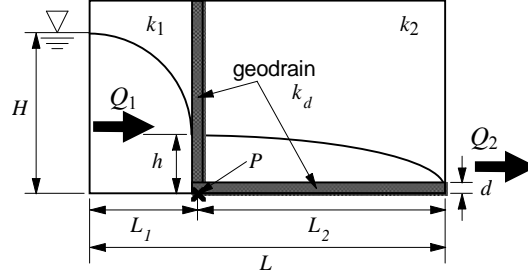


図-4.1.17 盛土内の流れの模式図

$$Q_1 = \frac{k_1}{2L_1} (H^2 - h^2) \quad (4.3)$$

$$Q_2 = \frac{k_2}{2L_2} h^2 + \frac{k_d d}{L_2} h \quad (4.4)$$

ここに、 L_1 は給水面から鉛直排水材までの距離、 L_2 は鉛直排水材から浸出面までの距離、 $L(=L_1+L_2)$ は給水面から浸出面までの距離、 H は給水面における水位、 d は排水材の厚さ、 k_1 および k_2 はそれぞれ上流側と下流側の地盤の透水係数、 k_d は排水材の透水係数、 h は鉛直排水材の設置位置における水位である。また、定常状態においては連続の式より $Q_1=Q_2$ なので、(4.3)および(4.4)から h は以下の2次方程式の解として求められる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{k_1}{L_1} + \frac{k_2}{L_2} \right) h^2 + \frac{k_d d}{L_2} h - \frac{k_1}{2L_1} H^2 = 0 \quad (4.5)$$

このときの水面形 h' は鉛直排水材の上流側と下流側でそれぞれ以下のように求められる。

$$\text{上流側: } h'(\xi_1) = \sqrt{H^2 - \xi_1(H^2 - h^2)} \quad (4.6)$$

$$\text{下流側: } h'(\xi_2) = \sqrt{h^2(1 - \xi_2)} \quad (4.7)$$

ここに、 ξ_1 、 ξ_2 は局所座標であり、 x を上流端が0の流れ方向を正とする水平方向の座標とすると、それぞれ $\xi_1=x/L_1$ および $\xi_2=(x-L_1)/L_2$ である（ただし、 $0 \leq \xi_1 \leq 1$ 、 $0 \leq \xi_2 \leq 1$ ）。また、上流側と下流側の透水係数が等しいと見なせる場合は($k_1=k_2=k$)、無次元量として α 、 β 、 γ を(4.8)のように定義し、(4.5)に代入して整理すると、 α 、 β 、 γ の関係は(式-9)で表すことができる。

$$\alpha = \frac{k_d d}{kH}, \quad \beta = \frac{h}{H}, \quad \gamma = \frac{L_1}{L} \quad (4.8)$$

$$\beta = \sqrt{\alpha^2 \gamma^2 + 1 - \gamma - \alpha \gamma} \quad (4.9)$$

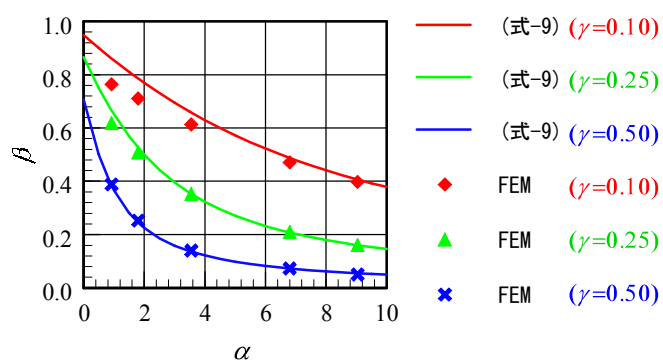


図-4.1.18 簡易評価式と数値解析の比較

図-4.1.18 は、3 種類の γ に対して(式-9)から求めた $\alpha \sim \beta$ 関係と、それぞれの γ に対して 5 種類の α を用いて実施した数値解析の結果を比較したものである。ここで、数値解析では、鉛直排水材の下端(図-4.1.17 の点 P)における圧力水頭を h と見なしている。 γ が 0.1 の場合に β がやや大きめに評価されているが、それ以外については式(4.9)と数値解析の結果は概ね一致している。

以上の検討は、鉛直排水材を一直線に配置すると仮定し、断面 2 次元問題として取り扱われている。しかし、実際には施工上の問題から鉛直排水材は千鳥配置されることが多い。このような場合の水位上昇抑制効果および盛土内水位の簡易推定式の適用性について 3 次元数値シミュレーションにより確認した。図-4.1.19 は、解析領域の概要であるが、 B 、 L 、および L_1 、 L_2 、 L_3 をパラメータとして数値解析を行い、得られた水面形について簡易式と比較した。表-4.1.3 にここで使用したパラメータの一覧を示す。

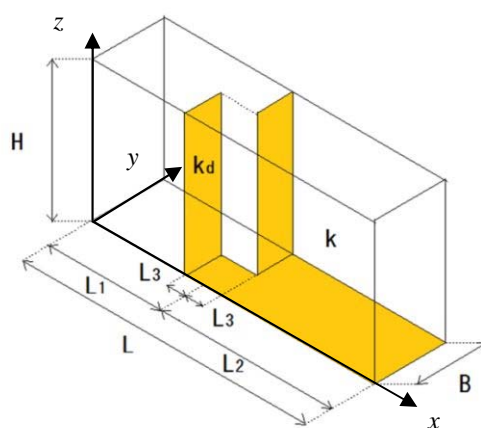


図-4.1.19 解析領域の概要

表-4.1.3 使用したパラメータ一覧

	H (m)	B (m)	L (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	k (cm/s)	$k_d d$ (cm ² /s)
Case-0	2.0	1.0	4.0	-	-	-	0.001	1.0
Case-1	2.0	1.0	4.0	1.0	3.0	0.2	0.001	1.0
Case-2	2.0	2.0	4.0	1.0	3.0	0.2	0.001	1.0
Case-3	2.0	1.0	5.8	1.2	4.6	0.4	0.001	1.0
Case-4	2.0	1.0	10	1.2	8.8	0.4	0.001	1.0

図4.1.20 は、数値解析と簡易式によって得られた水面形を比較したものである。ここで、数値解析については、 $y=0\text{m}$, $z=0\text{m}$ および $y=B\text{m}$, $z=0\text{m}$ 上の圧力水頭を水面とみなし、簡易式については $x=L_1$ 上に鉛直排水材が設置されているものとして得られたものである。また、Case-0 は排水材を設置しない場合（無対策）である。これらの結果より、 L_2 を長くした場合（Case-4）においては、下流端に近いところ（ $x=8\sim 10\text{m}$ 付近）で最大 0.2m 程度簡易式が大きく評価されているが、千鳥配置の影響は局所的であり、数値解析（3次元解析）と簡易式に顕著な差は見られず、千鳥配置の場合についても簡易式の適用性は高いと言える。

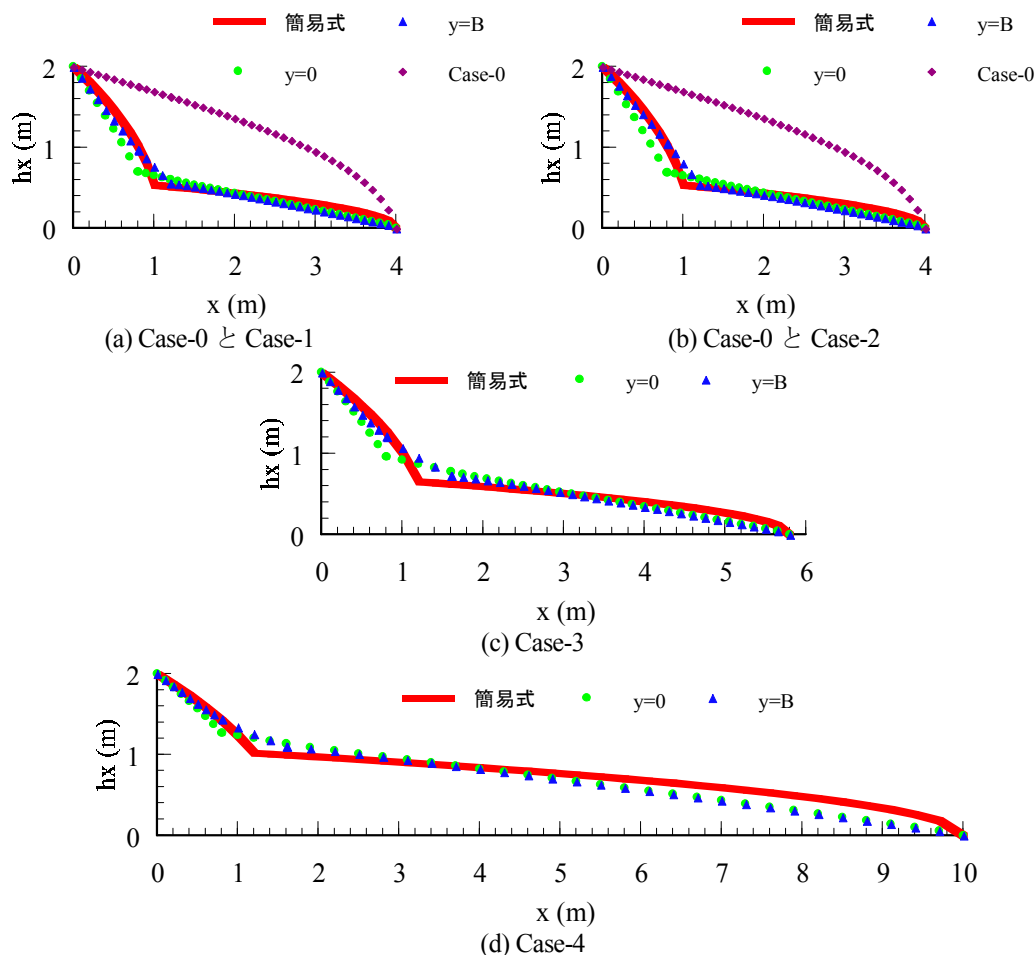


図-4.1.20 数値解析と簡易式の比較

4.1.6 L型排水盛土防水工の適用事例

ここでは、2つの事例を紹介する。写真4.1.7 は、兵庫県神戸市東灘区で実施されたジオシンセティックス排水材を用いたL型排水盛土防水工による排水対策事例であり、図4.1.3において (b)の「宅地などの大規模盛土の防水」に該当する。ジオシンセティックス排水材の下端を砕石層の中に挿入し、暗渠管を鉛直に立ち上げて設置する方法である。



写真-4.1.7 兵庫県神戸市東灘区のL型排水盛土防水工による排水対策事例

つぎに、兵庫県佐用郡で実施されたジオシンセティックスを用いたL型排水防水工による排水対策事例を示す。図4.1.21は概略平面と断面を示し、写真4.1.8はその施工状況である。この事例は、図4.1.3において(c)の「谷埋め盛土の防水または既設盛土の防水対策」に該当する。沢部に構築された既設補強土壁盛土に対し、その背後に地山からの浸透水が集積しやすい場所から鉛直排水材を線形に、その防水領域を取り囲むように配置している。まず、鉛直排水材の設置場所を深さ2m掘削してジオシンセティックス排水材を設置し、さらに、本対策工の効果が実用化されている盛土に対して十分な検証が行われていないことから、ジシンセティックス排水材の前面に十分な通水量が得られるよう単粒度碎石を投入した。写真4.1.8(c)は排水工の流末部から浸透水が排水されている状況である。

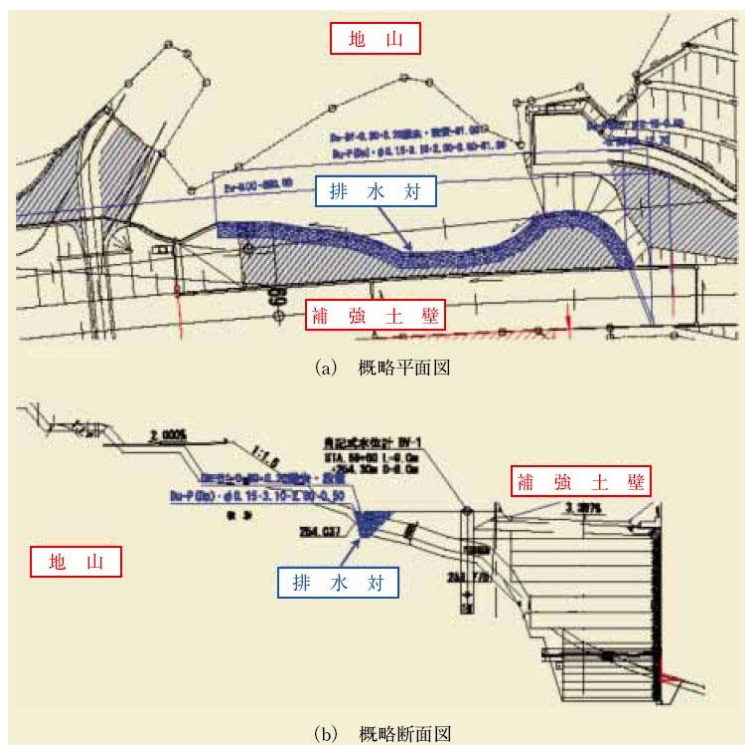


図-4.1.21 兵庫県佐用郡のL型排水盛土防水工による排水対策の事例



写真-4.1.8 兵庫県佐用郡のL型排水盛土防水工による排水対策事例

この現場では施工後、兵庫県佐用郡に多大なる被害を及ぼした台風9号（2009年8月9日）の来襲を受けており、当該現場でも総雨量 327mm，時間最大雨量 82mm/hour を記録している。図-4.1.22 は日降水量と流末部からの流量を示し、台風が通過して10日程経った8月19日から測定を開始したが、地山からの浸透水は流末から排水し続けていることが確認された。台風以降、排水量は降雨によって一時的に増加し、その後、徐々に減少するものの、10月31日までの2ヶ月余りの期間排水し続けている。この現象は、地山の浸透水が排水対策を施した場所に集積していることを物語っており、なおかつ地山が吸収した多量の雨水が長い時間をかけて地山中を浸透しているものと推測される。

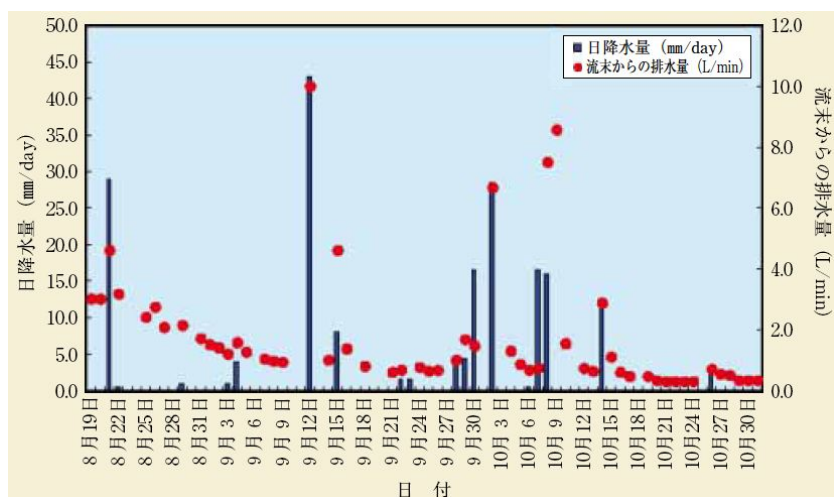


図-4.1.22 日降水量と排水対策工の流末からの排水量

この対策工が施されていない場合、地山に浸透した多量の雨水が盛土（補強土壁）内に浸入し続け、盛土内の飽和化が進行し、盛土の崩壊危険度が日に日に高まっていく恐れがある。その間、地震やさらなる豪雨が発生した場合、盛土の崩壊危険度は極めて高い。ここで重要な点は、豪雨による盛土の崩壊危険度が最も高くなる時は、決して豪雨の発生中とは限らないこと、つまり、盛土内への地山からの浸透水を考慮すると、数日間、崩壊危険度が高まっている状態が持続することであり、盛土が長時間にわたり危険な状態にさらされることである。

この排水対策工は、地山からの浸透水の盛土内への浸入が極めて危険であると考え、施工実施に到っている。排水対策工の流末からの観測結果より、地山からの浸透水の盛土内への浸入に対して、「ジオシンセティック排水材を用いたL型排水盛土防水工」は排水対策工として有効であると考えられる。

4.2 L型排水盛土防水工の既設盛土適用上の課題

4.2.1 はじめに

前項に示した図4.1.3において、澁谷ら（2008）⁹⁾はL型排水盛土防水工の利用方法を「(a)沢部の腹付け盛土の防水」、「(b)宅地などの大規模盛土の防水」、「(c)谷埋め盛土の防水または既設盛土の防水対策」に分けて示している。「(a)沢部の腹付け盛土の防水」および「(b)宅地などの大規模盛土の防水」は地山からの浸透水を鉛直に設置した排水材で受け、盛土底部の排水層から盛土外へ排水させる方法であり、主に新設する盛土が対象となる。対して、「(c)谷埋め盛土の防水または既設盛土の防水対策」は、主に既設盛土を考慮した方法である。平面的にとらえて盛土を囲むよう（コの字型あるいはLの字型）に鉛直排水層を盛土端部近傍まで設置し、鉛直排水層端部下端に排水パイプなどで排水工を設け、流末処理して、浸透水が鉛直排水層を流れて盛土外へ排水させる方法である。

L型排水盛土防水工の既設盛土の適用において、その排水方法の有効性はあるものの、現在、施工方法に多くの課題があるため、以降に、その課題について示す。

4.2.2 L型排水盛土防水工の既設盛土への適用課題

既設盛土に対し、地山からの浸透水をL型排水盛土防水工の鉛直排水材にて対策を考えた場合、ジオシンセティックス鉛直排水材の設置位置が深くなることが想定される。これを考慮した場合、ジオシンセティックス鉛直排水材を重機等により簡易に打設する方法が望まれるが、既存技術を考慮した場合、以下の課題に直面した。

まず、盛土内でジオシンセティックス鉛直排水材が効果を発揮するには、以下の2つの条件を満たす必要がある。

- 1) 「ジオシンセティックス鉛直排水材の透水係数」 \gg 「既設盛土（掘削地盤）の盛土材の透水係数」
- 2) 「ジオシンセティックス鉛直排水材周辺地盤の透水係数」 \geq 「既設盛土（掘削地盤）の盛土材の透水係数」

これら2つの条件を踏まえ、既存技術を挙げ、ジオシンセティックス鉛直排水材の設置を想定し、その適用に対する問題とその要因について述べる。

① 先行掘削してから設置する方法（図4.2.1 および写真4.2.1 参照）

（問題）

- ・ジオシンセティックス鉛直排水材の目詰りおよび固化
- ・ジオシンセティックス鉛直排水材周辺部の不透水化

（要因）

- ・掘削時に、セメント、ベントナイトなどを用いて、水でもんで掘削
→ セメント、ベントナイトなどが混ざった泥水中にジオシンセティックス鉛直排水材を埋設

② 直接打設によって設置する方法（図4.2.2 および写真4.2.2 参照）

（問題）

- ・ケーシング引抜き時のジオシンセティックス鉛直排水材の共上り

（要因）

- ・ジオシンセティックス鉛直排水材とケーシングの表面摩擦が大きい
- ・地盤が比較的固い

③ その他の課題

- ・宅地盛土への適用が想定されるため、施工重機は小さく、振動・騒音をできるだけ小さくする必

要がある。

- ・ジオシンセティックス鉛直排水材の連続性（つなぎ目の排水性能の確保）

L 型排水盛土防水工の既設盛土への適用は、以上に示した課題を克服しなければならない。地震活動期に入ったともいわれる現在、強い地震の発生頻度も増している。過去の地震による被災経験から、大規模地震が発生した際、集水地形に位置した地下水の高い盛土の崩壊危険は高くなっている。この事前対策として「地下水を下げる」、「地山からの浸透水を侵入させない」、「盛土背面に滞水させない」ことが必要であり、L 型排水盛土防水工による盛土内排水システムは効果のある方法の一つとして考えられる。さらに、近年、多発している豪雨による盛土被害の防止・軽減にも同様に効果を発揮するものと考えられる。しかし、既設盛土の排水対策工としての適用には、施工技術に課題が残されている。今後、既存技術を応用した施工技術を開発し、簡易で経済的な L 型排水盛土防水工が既設盛土の防水対策として必要である。

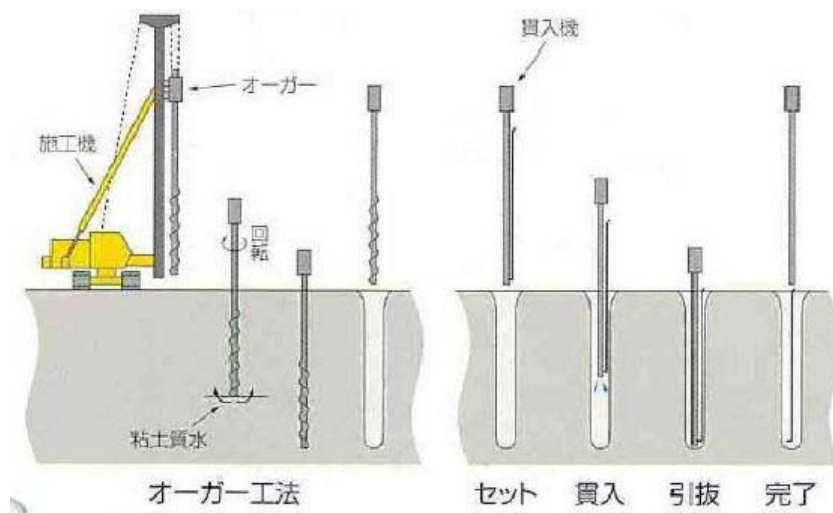


図-4.2.1 先行掘削してから設置する方法



(a) 直接鉛直に遮水シートを設置する方法



(b) 横引きによって遮水シートを設置する方法

写真-4.2.1 先行掘削してから設置する方法（例：鉛直遮水壁工法）

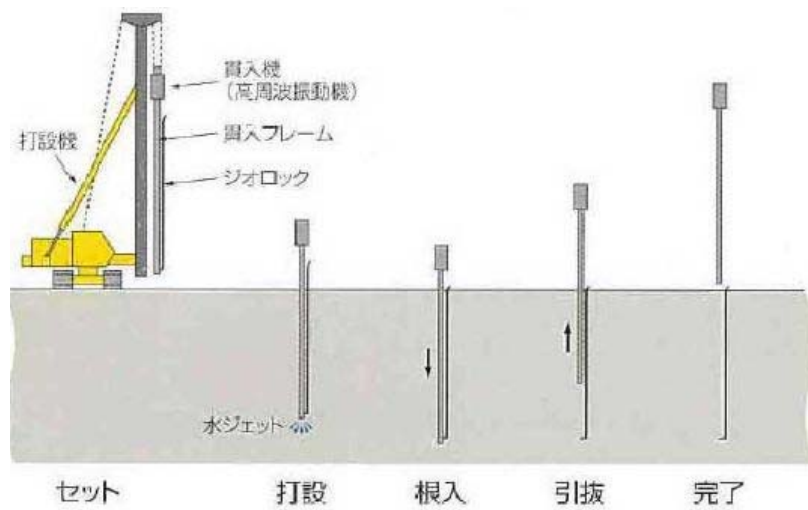


図-4.2.2 直接打設によって設置する方法（ケーシング引抜き）



(a) 軟弱地盤対策のための圧密促進工（バッチカルドレーン工法）



(b) 液状化対策工（静的圧入）

写真-4.2.2 直接打設によって設置する方法

4 章の参考文献

- 1) 沖村孝, 二木幹夫, 岡本敦, 南部光弘: 兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析, 土木学会論文集, No.623/IV-43, (社) 土木学会, pp.259-270, 1999.
- 2) 龍岡文夫, 塚本良道: 新潟県中越地震災害 第二調査速報 地盤土構造物の被害, 土木学会誌 2005 年 1 月号, Vol.90, No1, (社) 土木学会, pp.11-14, 2005.
- 3) 平成 16 年台風 23 号関西圏地盤災害緊急調査団: 平成 16 年台風 23 号による関西圏地盤災害調査報告書, (社) 地盤工学会, 2005.
- 4) Shibuya, S., Kawaguchi, T., & Chae, J.G: Failure of reinforced earth as attacked by Typhoon No.23 in 2004, Soils and Foundations, 47-1, pp.153-160, 2007.
- 5) 澁谷啓, 金田博志, 守屋敏明: 補強盛土の崩壊事例から学ぶ, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 平成 16 年度突発災害調査報告書, 神戸大学都市安全研究センター, pp.104-154, 2007.
- 6) 澁谷啓, 齋藤雅彦, 原健二, 梶尾孝之: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工 — 数値シミュレーションと模型実験による評価実物大実験による評価 —. ジオシンセティックス論文集, 第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp.139-146, 2008.
- 7) 原健二, 澁谷啓, 齋藤雅彦, 鳥居宣之, 蔡鍾吉, 梶尾孝之: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工 — 実物大実験による評価 —. ジオシンセティックス論文集, 第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp.147-154, 2008.
- 8) 原健二, 澁谷啓, 齋藤雅彦: ジオシンセティックスを用いた「L 型排水盛土防水工」の研究開発. ジオシンセティックス技術情報, Vol.24, No.1, March, 2008, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp.9-20, 2008.
- 9) 澁谷啓: 盛土崩壊のメカニズムと対策工, ジオシンセティックス論文集第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp.1-14, 2008.
- 10) 金秉洙, 齋藤雅彦, 加藤正司, 澁谷啓: 浸潤による盛土崩壊現象—室内実験及び数値シミュレーション—, 降雨と地震に対する斜面の安定性評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.241-246, 2009.
- 11) 尾方武文, 石川雅英, 本郷隆夫, 許晋碩, 金秉洙, 澁谷啓: ジオシンセティックスを用いた L 型防水工の補強土壁への適用性に関する実物大盛土実験 (その 2) (テールアルメにおける L 型排水材の効果について), 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1325-1326, 2012.
- 12) (財) 土木研究センター: 補強土 (テールアルメ) 壁工法設計・施工マニュアル第 3 回改訂版, 2003.
- 13) 日本テールアルメ協会: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震 被災調査 報告書<第二報>, 2011.
- 14) 齋藤雅彦, 原健二, 澁谷啓: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工の水位上昇抑制効果に関する研究, 水工学論文集, 第 53 巻, pp.505-510, 2009.

5. まとめ

地山補強土工法¹⁾による補強効果は、法面に対する補強材の設置角度により異なる。ここでは、潜在すべり面に沿った土要素の応力状態と変形を考える。

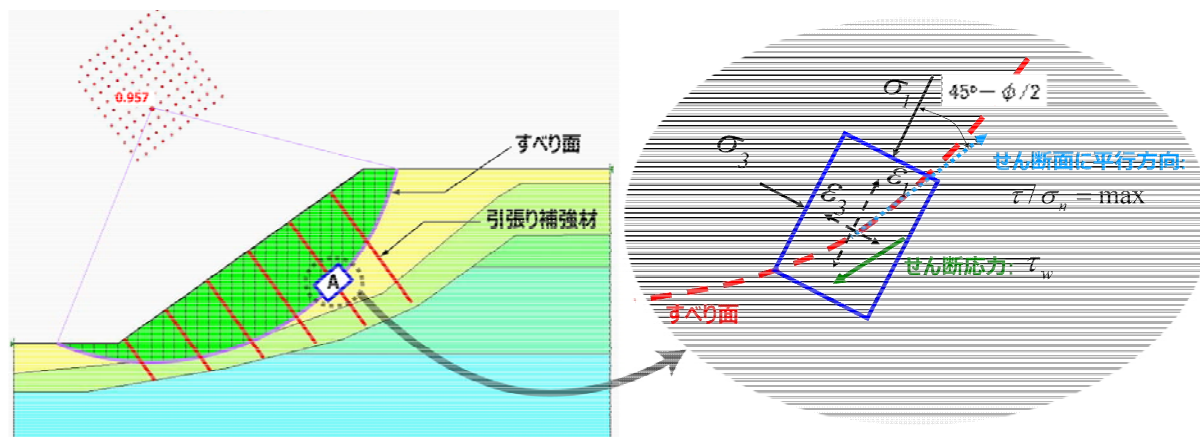


図-5.1 地山補強土工法での潜在すべり面に沿った要素 A の応力 - ひずみ状態

図-5.1 は、地山補強土工法を適用した盛土地盤内の潜在すべり面に沿った要素 A の応力 - ひずみ状態を示す。ここで、 ϵ_1 は要素 A が最も縮んでいる方向の最大主ひずみ（符号は正）であり、 ϵ_3 は最も伸びている方向の最小主ひずみ（符号は負）である。また、最大および最小主応力を σ_1 , σ_3 とする。

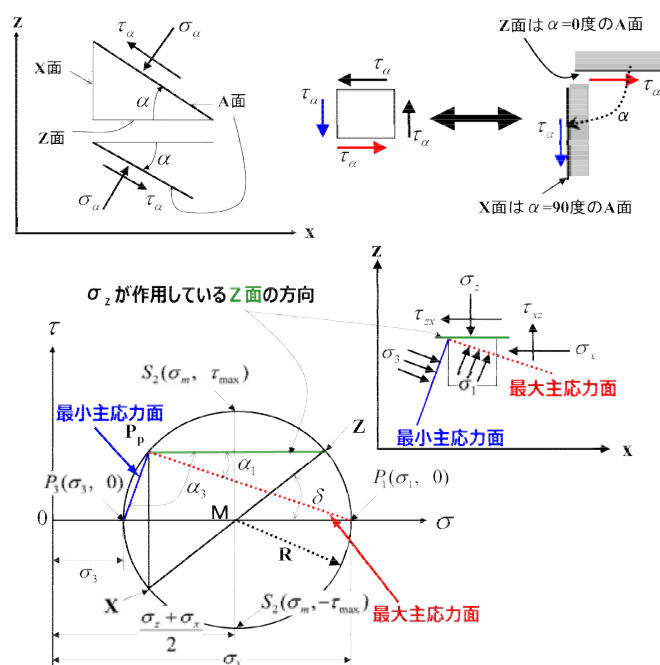


図-5.2 最大および最小主応力

図-5.2 は、土要素の最大および最小主応力面を示す。主応力面の方向は、Z 面（水平面）の方向から、 $\alpha_1 = \delta/2$, $\alpha_3 = \alpha_1 + \pi/2$ の角度をなすため、つぎの式となる²⁾。

$$\begin{aligned}\text{最大主応力} : \quad \sigma_1 &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + R = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \\ \text{最小主応力} : \quad \sigma_3 &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - R = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2}\end{aligned}$$

円弧すべりを仮定した場合、主応力方向はすべり面に沿って一定ではない。すべり面が最大応力傾角面（すなわち、 $(\tau/\sigma)_{\max}$ の面）に一致すると考えると、最大主応力方向は、すべり面に対して $(45^\circ - \phi/2)$ （ ϕ : 盛土材料の内部摩擦角）だけ傾く。

図-5.3 は、ひずみ増分のモール円における主ひずみ増分方向と伸び縮みしない方向を示す。 $\dot{\epsilon}_1$ 方向は土が最も圧縮している方向、 $\dot{\epsilon}_3$ 方向は最も伸びている方向である³⁾。さらに、点 N'_1 、 N'_2 の $\dot{\epsilon}_n$ 座標はゼロであるから、 $\overline{P'_D N'_1}$ 方向、 $\overline{P'_D N'_2}$ 方向の二つの方向は変形が生じて伸び縮みのない方向を表し、これをゼロ・イクステンション方向という。一般には、すべり面の方向はゼロ・イクステンション方向の一つであり、すべり面の方向に補強材を挿入しても土自体が変形しないため補強効果は期待できない。

一方、ダイレイタンシー角(v)は、図-5.3 から次式となる。

$$\sin v = \frac{\overline{O'M'}}{\overline{N'_2 M'}} = -\frac{(\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3)/2}{(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3)/2} = -\frac{\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3}{\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3}$$

ここで、ダイレイタンシー(せん断変形によって体積膨張が生じること)が生じているときは、 $v > 0$ であり、 $\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3 > 0$ (体積収縮)が生じているときは $v < 0$ である。さらに、 $\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3 = 0$ のときは $v = 0$ である。一般に、よく締固めた盛土では、 $v > 0$ であり、非常にゆるい土では $v < 0$ となる。多くのモデルでは、 $v = \phi$ (関連則)を仮定しているが、実験事実によるとダイレイタンシー角は内部摩擦角よりも小さい。

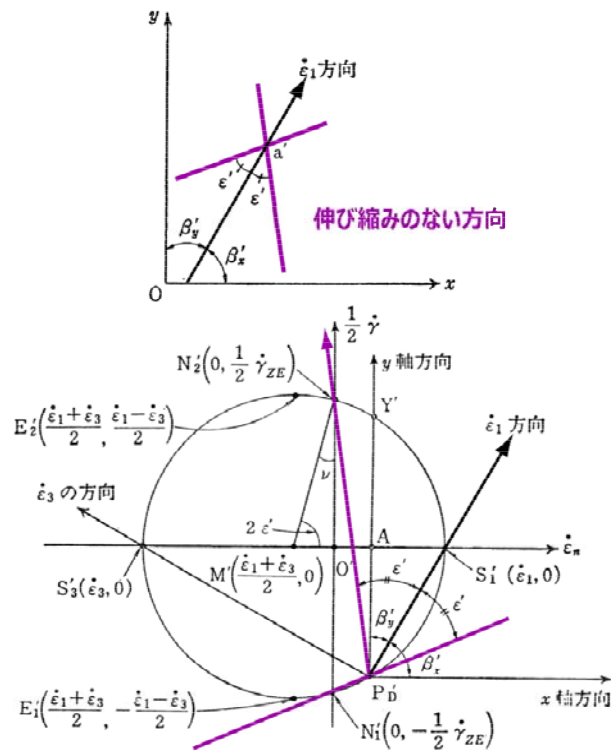


図-5.3 ひずみ増分のモール円における主ひずみ増分方向と伸び縮みしない方向の表示

補強効果には、引っ張り効果、圧縮効果、せん断効果の3種類がある。図-5.4～図-5.7は、補強材の設置角度による補強効果の違いおよび補強材に作用する力(引っ張り、圧縮、せん断)を示す。補強材の方向が斜面に直交しているとき、要素Aではすべり面の直交(N)方向より上向きに位置するため(最小主ひずみ(伸びひずみ)の方向に近いため)、補強材には主として引っ張り力($T > 0$)が作用する(図-5.4 参照)。逆に、補強材の方向がより鉛直方向に近い要素Bでは、補強材の方向が最大主ひずみ(圧縮ひずみ)の方向に近くなるため補強材には圧縮力($T < 0$)が作用することになる(図-5.5 参照)。

補強材とすべり面が直交する場合、地山の強度に応じて、せん断補強効果が期待できるのか、曲げ補強効果が卓越するのか、が決まる(図-5.6, 図-5.7 参照)。結論から言えば、盛土のような比較的柔らかい地盤では、せん断補強効果はあまり期待できない。つまり、鉄筋のように地山と比較して極端に硬い補強材を挿入しても補強にならない。また、補強材に発揮されるせん断抵抗は、受働土圧に比例する。とりわけ、受働土圧は発揮されるまでに生じる変位が大きく、また地盤が軟弱なほど変位が大きい(図-5.7 参照)。

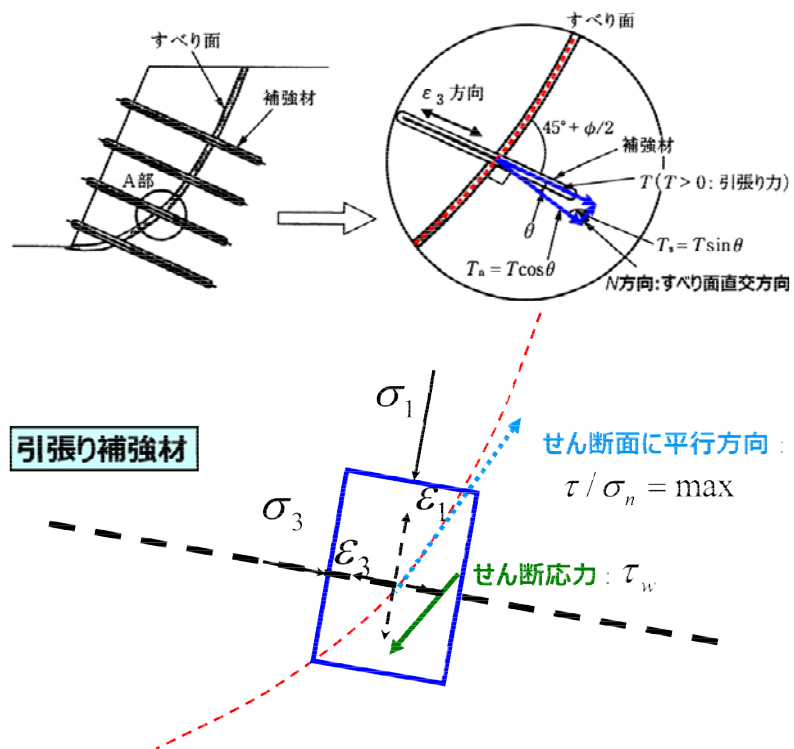


図-5.4 引張り補強土工法における補強材に発生する力

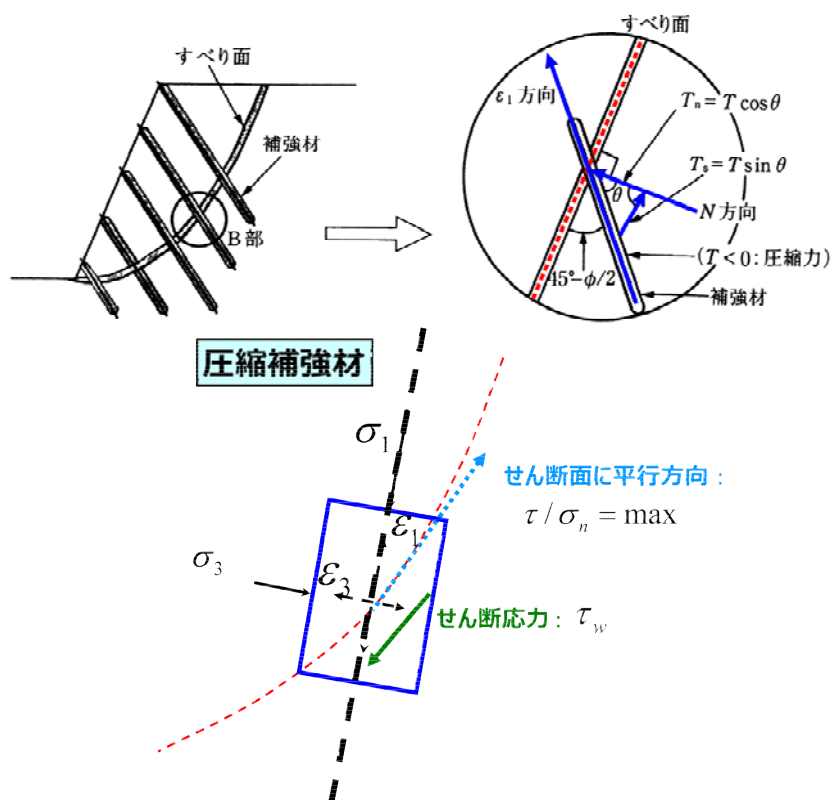


図-5.5 圧縮補強土工法における補強材に発生する力

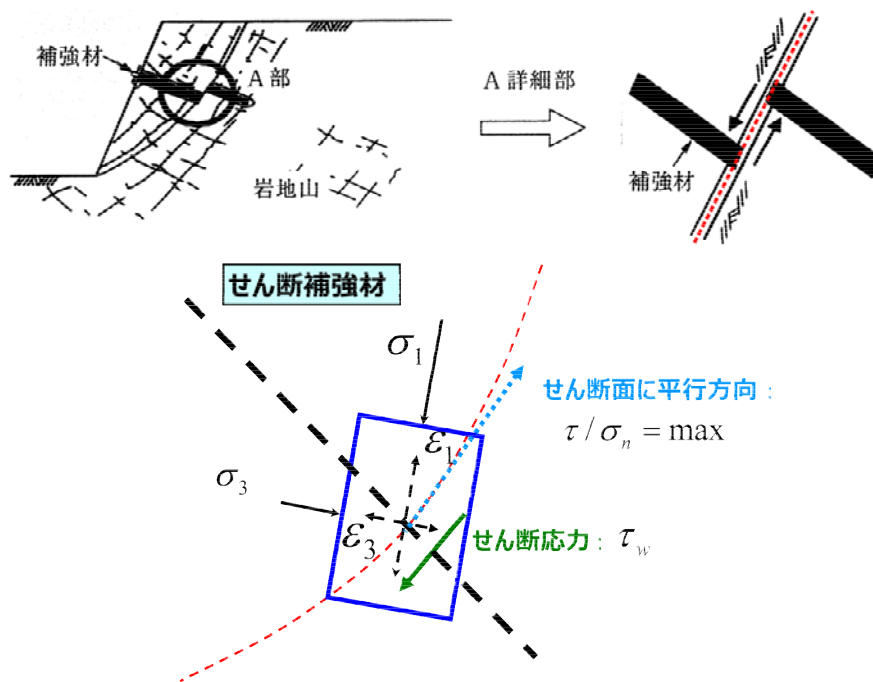


図-5.6 せん断補強土工法における補強材に発生する力

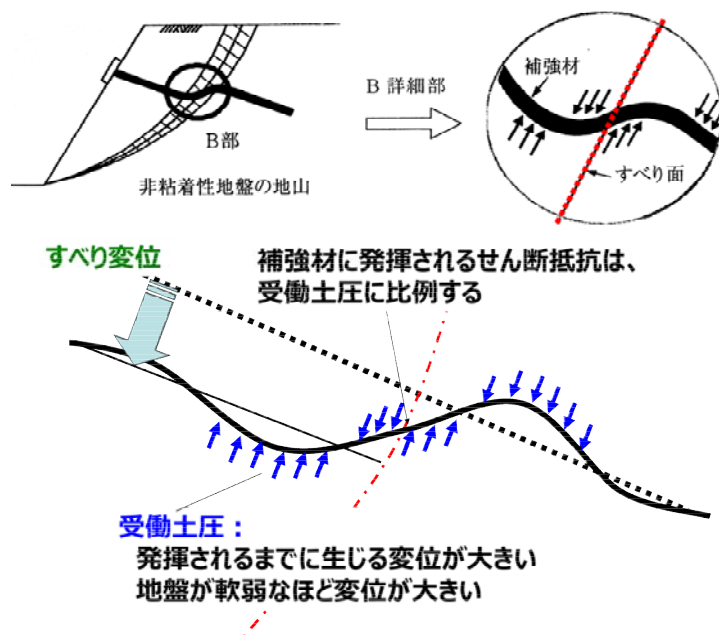


図-5.7 せん断・曲げ補強土工法における補強材に発生する力

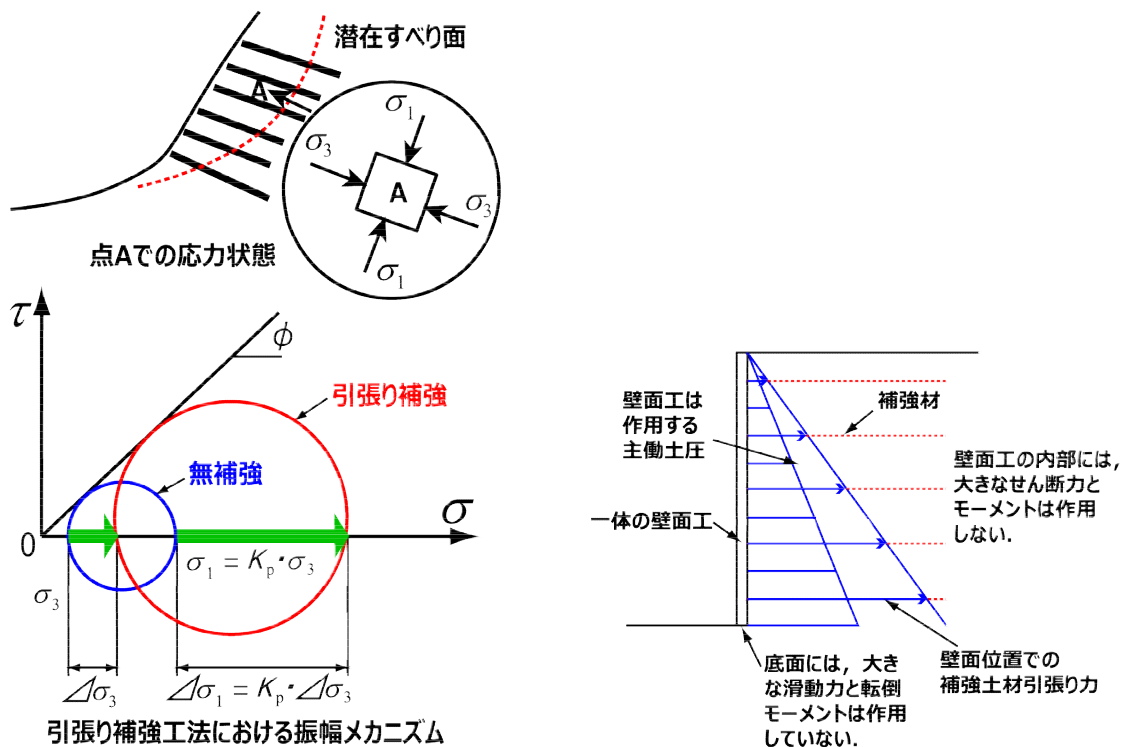


図-5.8 引張り補強土工法における応力増幅メカニズム

前述したように、補強工法には引張り補強工法、圧縮補強工法、せん断補強工法があり、実務では引張り補強工法が最も普及している。その理由としては、つぎの3つが考えられる。

- ① せん断補強と比較すると、相対的に小さい変位で補強効果を発揮する
- ② 土を抵抗増幅器として利用している
- ③ 盛土地山の浅い部分では斜面に直角な方向が σ_3 の方向にほぼ一致するため、補強材を配置しやすい

軟らかい土の内部では、曲げ補強・せん断補強は大きな変位が必要であり、有効な工法とはならない(理由①より)。また、図-5.8 から分かるように、引張り補強により生じた応力増加 $\Delta\sigma_3$ によって土の圧縮強度は、

$$\Delta\sigma_1 = K_p \cdot \Delta\sigma_3 \quad , \quad \text{ここで} \quad K_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad (\phi : \text{内部摩擦角})$$

だけ増加する。圧縮補強では、補強材が圧縮荷重の増加 $\Delta\sigma_1$ を直接受けるが、土のせん断強度は減少する(理由②)。

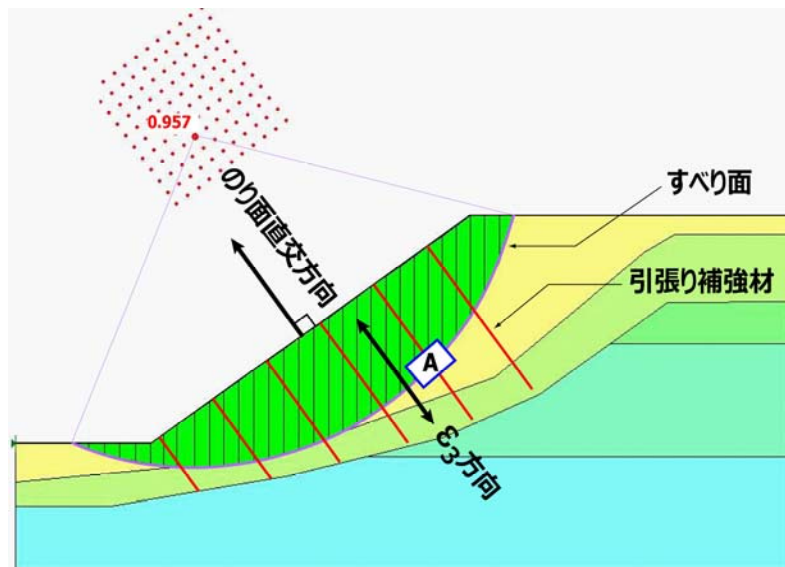


図-5.9 引張り補強土工法における補強材配置方向

引張り補強における補強材配置方向は、図-5.9 に示すように、盛土法面に対して直交方向に施工することが望ましい。何故なら、のり面直交方向は物質が最も伸びている方向(ϵ_3 の方向)とほぼ等しいため、引張り補強効果が期待できる。

以上をまとめると、そもそも盛土のような比較的柔らかい地山に小径の金属製の硬い補強材を打ち込んでせん断補強効果を期待するのは無理がある。斜面の直角方向にそれこそおびたしい数の補強材を乱打するなら話は別である。そのような労力を費やす位なら、大口径で変形に対してフレキシブルに変形できる柔な補強材を打設した方が利口である。このような考えに基づくラディッシュアンカーは、盛土法面の補強効果が期待できる工法であると言える。一方、排水補強を標榜している PDR 工法に関しては、前述した理由によりいわゆるせん断あるいは引っ張り補強効果には疑問がある。排水効果により降雨時においても斜面を不飽和状態に保ち、土のサクションが保持されてせん断抵抗が低下しないため、崩壊に対するみなし安全率が効くのであろう。

極限つりあい法による解析は、剛体ブロックのすべりを仮定しているの、土自体は変形しないものと考えている。しかし、実際の破壊現象は極めて進行的であり、すべりがすべり面に沿って同時に発生するわけではない。同様に、小径の補強材を挿入しても未補強部分から破壊が進行するため、せん断補強効果が期待できない。このように極限つりあいを盲信すると、実破壊現象の本質を見失い、結果として補強に失敗する。

図-5.10 および図-5.11 は、施工履歴を再現した谷埋め盛土の変形の様子である^{4),5)}。3次元解析では、2次元解析結果と比較して、盛土側面の摩擦によるアーチング効果により、確かに法面のせん断変形が小さくなる。ただし依然として、3次元変形においても谷底断面の崩壊危険性が最も高い。加えて、谷底部において(地下水面/盛土高さ)の比が最も大きくなるため、「谷埋め盛土の安定は、谷底の断面で評価すべきである」ことに変わりはない。3次元ブロックすべりを仮定し、サイドフリクションを考慮して盛土全体の安定性を評価することは、危険で間違った考えである。前述した補強効果の考え方と同様に、剛体ブロックすべりを盲信すると破壊現象の本質を見失う。3章で示したように、谷埋め盛土の形状と崩壊危険度との間に有意な相関はなく、狭く深い谷埋め盛土が安全であるとは決して言えない。

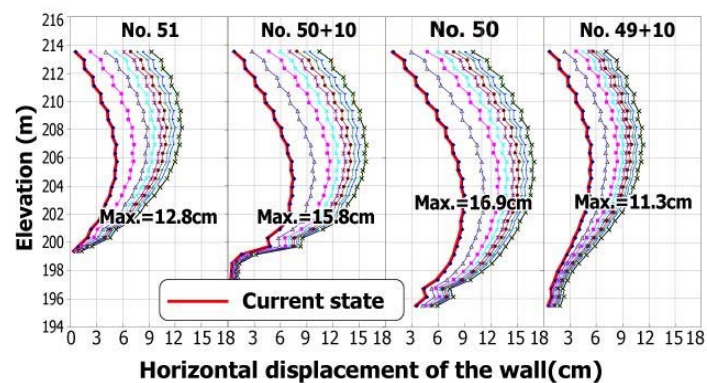


図-5.10 3次元変形解析の結果(FLAC 3D)

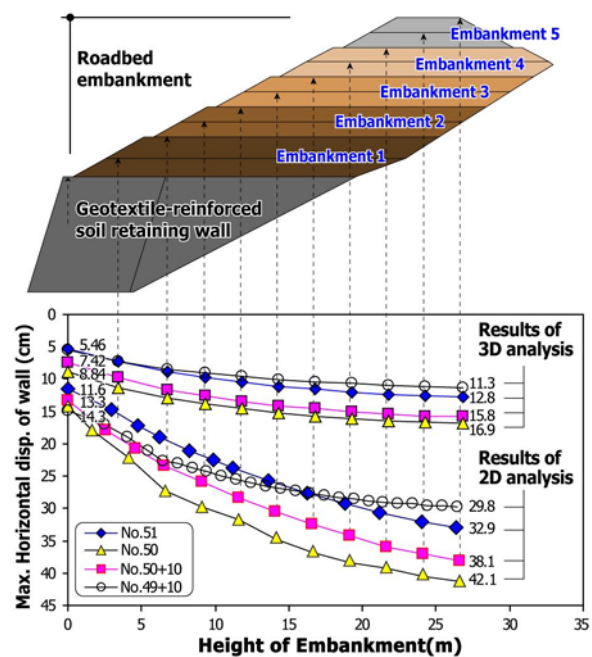


図-5.11 上載盛土により予測される壁面の変位量

5 章の参考文献

- 1) 地盤工学会地盤設計・施工基準委員会 WG5 地山補強土工法：地山補強土工法設計・施工マニュアル，公益社団法人地盤工学会，2011.
- 2) 澁谷 啓，常田 覧一，小田 和広，佐野 郁雄，親納 格：土質力学，理工図書，2010.
- 3) 土の強さと地盤の破壊入門編集委員会：土の強さと地盤の破壊入門，土質工学会，1991.
- 4) Hur, J.S. and Shibuya, S.: Case study on a largely-deformed geotextile-reinforced soil retaining wall induced by recent heavy rainfall in Japan, 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics, pp.1027-1042, Bangkok, 2012.
- 5) Hur, J.S., Jung, M. S. and Shibuya, S. : A case study on causes and countermeasures of a largely deformed geotextile-reinforced soil retaining wall , Proceedings of 5th International Conference on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Seoul, 2011.9.3, Seoul, Korea, pp. 1268-1275, 2011.

第4編 河川水文分科会の研究成果

目 次

1. はじめに.....	213
2. 研究対象河川について.....	214
2.1 対象河川の選定.....	214
2.2 住吉川とは.....	214
2.3 住吉川流域の地形・地質的特徴.....	214
2.4 過去における土砂災害.....	216
2.5 砂防施設の整備効果.....	219
2.6 近年の課題.....	220
3. 流出モデルの構築と危険度予測について.....	222
3.1 検討目的.....	222
3.2 降雨観測技術について.....	223
3.3 分布型流出モデルの構築.....	226
3.3.1 分布型流出モデルの概要.....	226
3.3.2 分布型流出モデルの作成.....	232
3.3.3 分布型流出モデルの検証.....	234
3.4 河道内遊歩道の危険予測への適用性.....	242
3.4.1 評価地点の抽出.....	242
3.4.2 レーダ雨量および分布型流出モデルの適用性.....	245
3.5 予測レーダ雨量を用いた河道内遊歩道の危険予測手法の検討.....	247
3.5.1 予測手法の概要.....	247
3.5.2 対象降雨の設定.....	247
3.5.3 雨量基準と予測雨量による予測.....	248
3.5.4 予測レーダ雨量を用いた流出解析による予測.....	251
3.5.5 予測手法の適用性と課題.....	252
4. 土石流の発生について.....	253
4.1 検討目的.....	253
4.2 土石流計算の概要.....	253
4.2.1 土石流シミュレーションの概要.....	253
4.2.2 住吉川における砂防施設.....	254
4.3 シミュレーション結果.....	257
4.3.1 パラメータの設定.....	257
4.3.2 シミュレーション結果.....	261
4.4 土砂流出の可能性と砂防施設の効果.....	262
5. 災害情報の伝達手法と防災対策例.....	263
5.1 情報伝達媒体.....	263
5.2 防災に対する住民の意識.....	267

5.3 アンケート結果から見た防災に対する方向性.....	269
5.4 防災対策施設例	270
5.5 今後の課題	275
6. おわりに.....	276
参考文献.....	276

第4編 河川水文分科会の研究成果

執筆者一覧

研究総括

藤田 一郎	神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻・教授
大石 哲	神戸大学大学院 都市安全研究センター・教授

1. はじめに

甲斐 誠士	株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社
-------	---------------------

2. 研究対象河川について

甲斐 誠士	株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社
-------	---------------------

3. 流出モデルの構築と危険度予測について

辻倉 裕喜	株式会社建設技術研究所 大阪本社
佐々木 昌俊	株式会社建設技術研究所 大阪本社

4. 土石流の発生について

森田 大也	復建調査設計株式会社
-------	------------

5. 災害情報の伝達手法と防災対策例

甲斐 誠士	株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社
-------	---------------------

6. おわりに

甲斐 誠士	株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社
-------	---------------------

1. はじめに

近年、全国的に局地的な集中豪雨が頻発しているとともに、都市域の広がり（都市のスプロール化）や地盤の保水性の低下等の影響で洪水及び土砂災害の様相が変化し、とくに、中小河川の氾濫や土砂災害、都市河川での突発出水、内水氾濫等が増加している状況である。

都市には人口や資産が集中しており、また、様々な機能の中樞が置かれていることから、都市域で災害が発生した場合はとくに甚大な被害となることが改めて認識されている。

本分科会では、上記のような近年の災害状況に鑑み、とくに神戸市域の河川の流出特性や最近の出水事故（図-1.1 参照）を考慮し、以下に示す研究を行った。

一研究テーマー

最新の降雨観測技術を用い、河川の流出特性や土石流の発生特性を把握し、豪雨時の危険予測につなげるとともに、避難計画や警報方法、予測精度向上等によって市民の安全安心に資することを目的とする。



図－1.1 都賀川の水難事故(2008.7.28)

2. 研究対象河川について

2.1 対象河川の選定

上記研究テーマの対象河川は住吉川とした。住吉川は、神戸市を流下する河川の中でも大きな河川の1つで、地形・地質的に土砂災害が発生しやすく、実際に過去において甚大な土砂災害が発生している河川である。

2.2 住吉川とは

住吉川は、六甲山頂付近を源流とし、神戸市東部を南下、瀬戸内海に注ぐ二級河川である。水量が豊かで生活排水が流入しないことから水質も良く、清流の道と呼ばれ親しまれている。市街地にもかかわらず蜚が生息する河川である。

また、市街地を中心に河道は遊歩道等が整備され、地域の人々が親しみやすいよう工夫されている。河川の延長はおよそ8km、流域面積はおよそ12km²である。

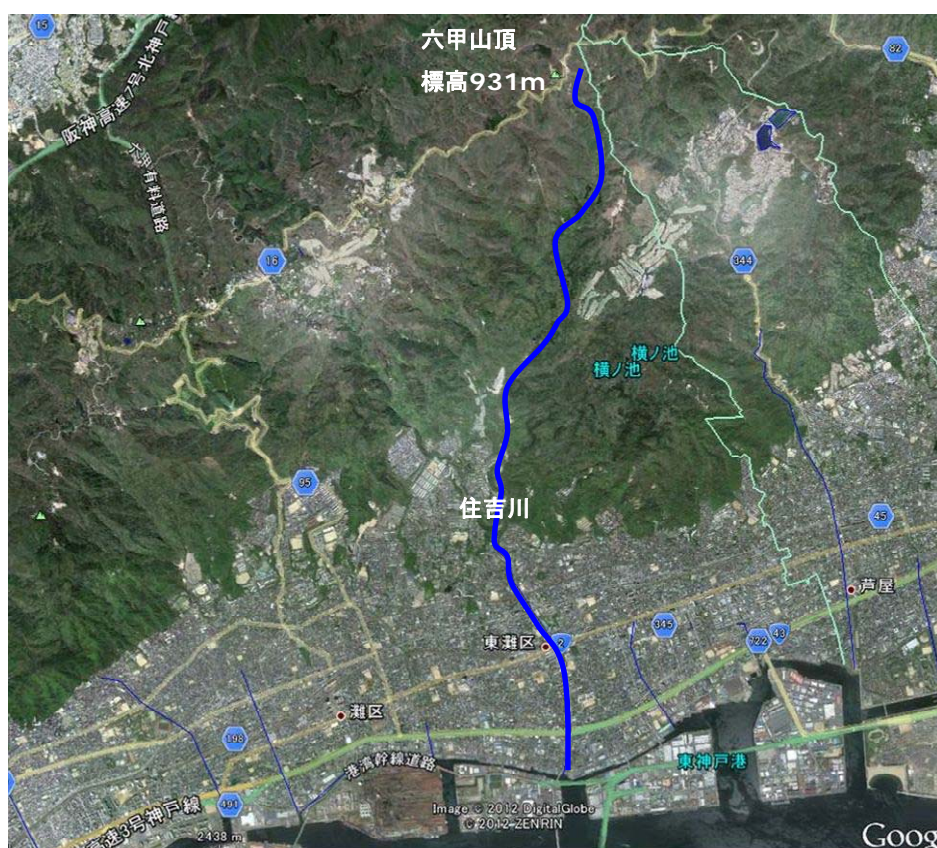


図-2.2.1 住吉川の位置(Google マップに加筆)

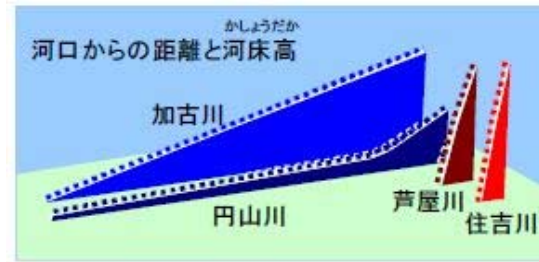
2.3 住吉川流域の地形・地質的特徴

住吉川の流域は、以下のような地形的及び地質的特徴から、豪雨や土砂災害のリスクが高い地域となっている。

(1) 河床勾配がきつく急流河川となっている。

住吉川を始め神戸市の表六甲を流下する河川は、他の地域の河川と比較すると、河床勾配が非常に急勾配となっており、降雨時には河川水が一気に流下しやすい。

図-2.3.1 に河床勾配の比較図を示した。



図－2.3.1 河床勾配の比較¹⁾

(2) 風化の著しい断層崖を流下する。

六甲山は、北の丹波帯と南の領家帯との間に侵入した花崗岩で構成され、五助橋断層等の活断層が分布し断層崖も形成されていることから、基岩は深部まで破碎や風化が進んでいる。

住吉川は、これらの地域や断層崖を流下することから、出水時には多量の土砂を浸食し下流地区へ土砂を移動させる。

(3) 降雨量が多い。

六甲山系は、低気圧や前線の前面で上昇気流を助長させやすく、豪雨の発生する確率が平野部と比較すると高い。

上記の通り、住吉川は豪雨時に土砂が発生しやすいことから、平野部では扇状地性の地形を呈している。利水が良いことから古くから集落が形成される一方、降雨時の集落への浸水を防ぐための堤防が築かれたことで、上流から運ばれた土砂の堆積範囲が集中化し河床が上昇、天井川化が進行した。

その結果、図－2.3.2 に示すように JR 線が河川の下を通過するという、全国でも珍しい形式がとられ現在に至っている。



明治初期に鉄道が敷設された当時、鉄道車両の動力性能上、勾配がほぼない水平な路盤形成が必要であったことから、既に天井川となった住吉川の地下を鉄道が通るように建設された。



図－2.3.2 住吉川の下を通る JR 線の状況

2.4 過去における土砂災害

住吉川を始めとする神戸市域の河川においては、阪神大水害と呼ばれる昭和13年の土砂災害の他、昭和36年、及び昭和42年に甚大な土砂災害が発生している。

以下、それぞれの土砂災害の概要を神戸市hpより記載した。

(1) 阪神大水害

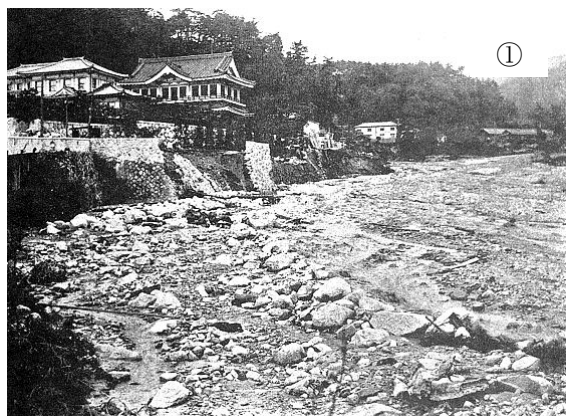
昭和13年7月3日～5日、台風に刺激された梅雨前線は神戸市に集中豪雨をもたらした。夕方から降り出した雨はその日のうちに50mmを、翌4日には142mmを記録した。5日も雨の勢いは衰えず、午後1時20分に降り止むまで270mmの降雨量となり、3日間で462mmに達し、死者616名、被災家屋89,715戸に達する大災害となった。

河川はすべて氾濫し、流木や岩塊を交えた土石流が市街地に流れ込み、水道、道路、鉄道は至るところで破壊され、電話は不通、都市の機能は奪われ、周辺は見渡す限りの泥の海と化した。

この災害を契機として、六甲山系の砂防事業や表六甲の河川改修は国の直轄事業となった。

表－2.4.1 阪神大水害の被害の概要²⁾

発生年月日	昭和13年(1938年)7月3日～5日
雨量	1時間最大 60.80mm(5日)
総雨量	461.8mm (3日 49.6mm、4日 141.8mm、5日 270.4mm)
被害状況	
死者	616名
行方不明	－
家屋倒壊流失	3,623戸
埋没	854戸
半壊	6,440戸
床上浸水	22,940戸
床下浸水	56,712戸



① 白鶴美術館下の被害（住吉村 溪谷は河原と化し数軒の人家は跡形もなし）

② 泥濘に埋まるトラック

(2) 昭和 36 年災害

昭和 36 年 6 月 24 日～27 日に発生した集中豪雨では、宅地造成現場や傾斜地での被害が大きく、阪神大水害につぐ記録的な災害となり、宅地造成等規制法制定のきっかけとなった。

表－2.4.2 昭和 36 年災害の被害の概要²⁾

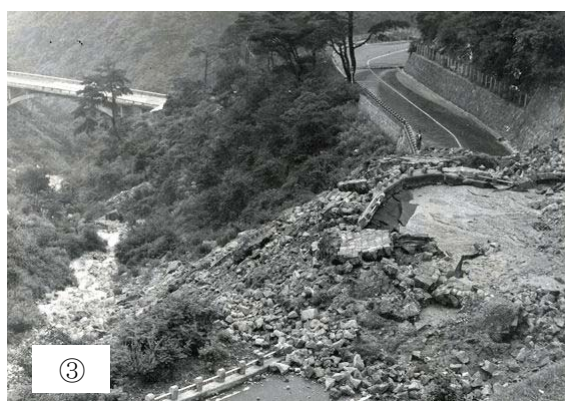
発生年月日	昭和36年(1961年)6月24日～27日
雨量	1時間最大 44.7mm
総雨量	472.1mm (24日76.8mm、25日195.2mm、26日127.7mm、27日72.4mm)
被害状況	
死者	32名
行方不明	9名
家屋倒壊流失	106戸
埋没	－
半壊	132戸
床上浸水	8,759戸
床下浸水	60,524戸



①



②



③

- ① 浸水する深江地区（東灘区本庄町）
- ② 流失寸前の福田川の鉄橋（垂水区）
- ③ 寸断された六甲有料道路

(3) 昭和42年災害

昭和42年7月9日には、熱帯低気圧となった台風7号は西日本に停滞する梅雨前線を刺激し、集中豪雨を西日本にもたらした。総雨量は371mmと昭和13年よりも少なかったものの、1日当たり（9日＝319mm）や1時間当たり（1時間最大75.8mm）の雨量は13年を上回るものであり、河川の氾濫により市内各地域で水害の被害を被った。被害は13年から見れば少なく、13年以降の治水・治山事業の効果が表れたと考えられているが、この水害では高度経済成長に伴う急激な都市化が進む中で未改修の中小河川の氾濫が問題となった。

表－2.4.3 昭和42年災害の被害の概要²⁾

発生年月日	昭和42年(1967年)7月9日
雨量	1時間最大 75.80mm
総雨量	371.2mm (7日 10.1mm、8日 41.7mm、9日 319.4mm)
被害状況	
死者	77名
行方不明	15名
家屋倒壊流失	363戸
埋没	－
半壊	361戸
床上浸水	7,819戸
床下浸水	29,762戸



① 宇治川商店街（北長狭通7丁目）土砂の撤去作業に向け、街中でたくさんの人たちが溢れている。



② 阪神電車西元町駅付近（元町通6丁目）

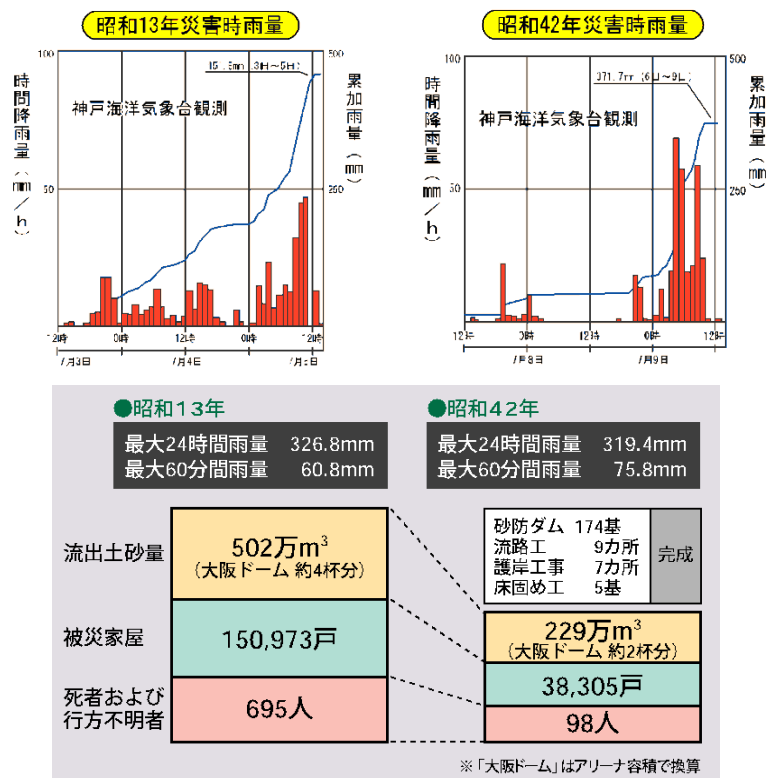
2.5 砂防施設の整備効果

六甲山系では、昭和13年災害を契機に国が直轄砂防事業を展開し、42年災害時には整備効果が発揮された。その後も、河道整備や砂防施設整備等が実施されている。

以下、国交省六甲砂防事務所の資料¹⁾より、整備効果と被害状況について示した。

【降雨状況と被災状況の比較】

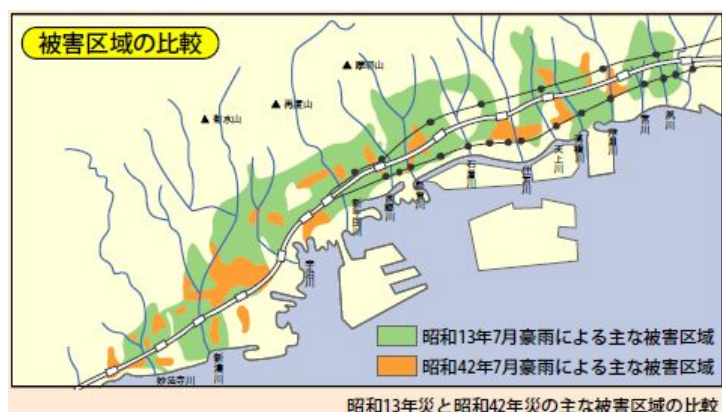
昭和42年災害時の時間降雨量は昭和13年よりも多いものの、整備効果の影響もあり、流出土砂量や被災家屋数、死者および行方不明者がそれぞれ減少した。



図－2.5.1 災害時の雨量と整備効果¹⁾

【被災区域の比較】

昭和13年災害の被災区域は非常に広いが、その後の整備効果によって昭和42年災害では、僅かな被災区域となっている。



図－2.5.2 被災区域の比較¹⁾

【五助堰堤での土砂捕捉状況】

昭和 13 年災害後に整備された五助堰堤によって、昭和 42 年災害時におよそ 12 万 m³ の土砂を捕捉し、下流域の土砂流出を軽減させた。



図ー2.5.3 五助堰堤の土砂捕捉状況³⁾

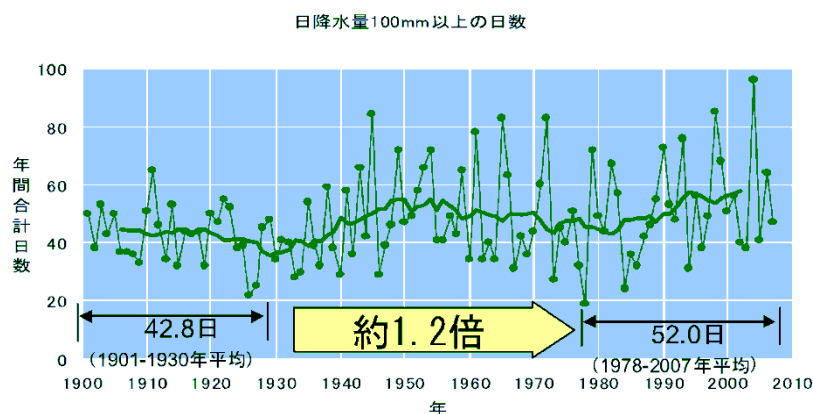
2.6 近年の課題

上記のように、現在も砂防堰堤の施工や河川整備が進められ、豪雨、土砂災害に対する被害軽減策が行われているものの、以下のような近年の課題も発生していることから、今後も継続した土砂災害対策を行っていく必要がある。

・集中豪雨の多発化

近年、局所的な集中豪雨が多発しており、土砂災害リスクが増大している。

図-2.6.1 に日降雨量が 100mm 以上となった日数の変化を示した。これによれば、日降雨量が 100mm を超える日数について 1900 年始めと比較すると、近年ではおよそ 1.2 倍に増えていることがわかる。



図ー2.6.1 日降雨量が 100mm を超える日数(気象庁より)

・都市のスプロール化

図-2.6.2 及び図-2.6.3 に都市のスプロール化に関する資料を添付した。

これによれば、昭和初期から徐々に山間部に向けて住宅地が拡大されてきているのがわかる。昭和 30 年以降では、山裾だけでなく山頂付近においても造成されていることがわかる。

都市のスプロール化は、降雨の浸透能が小さくなり河川への降雨流出が早くなる他、地盤の保水能力も

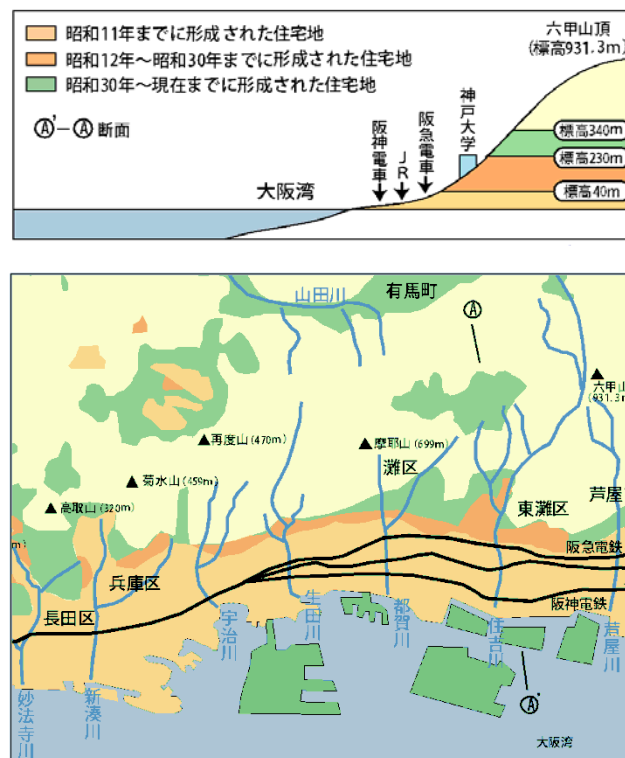
低下し、土砂災害のリスクが増大することが懸念されている。



昭和36年頃 住吉川付近

平成9年 住吉川付近

図－2.6.2 山間部への住宅地の拡大(都市のスプロール化)³⁾



図－2.6.3 住宅地の拡大の経年変化¹⁾

3. 流出モデルの構築と危険度予測について

3.1 検討目的

兵庫県神戸市灘区の都賀川では、活発化した前線の影響により 2008 年 7 月 28 日 14 時 44 分から突発的、局所的な集中豪雨が発生した。この豪雨により、わずか 2 分間で 1m 以上も水位が上昇し、水遊びなどで都賀川や河川敷にいた 16 人が流され、うち 11 人は消防団員や他の民間人によって救助されたが、小学生 2 人、保育園児 1 人を含む 5 人が死亡した。

本研究の対象である住吉川でも、河川敷、特に河道内遊歩道の利用が盛んであり、ひとたび、局所的な集中豪雨が発生すれば、都賀川と同様の被害が発生する可能性がある。

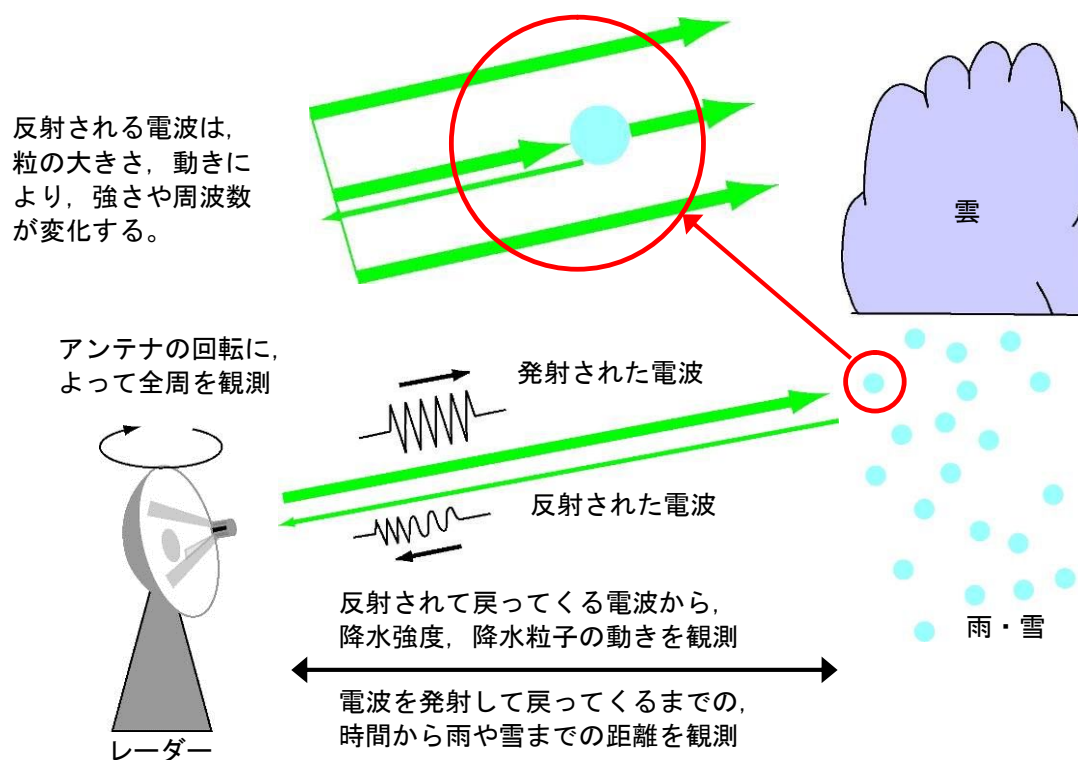
本研究では、こうした危険を予測し、早期でかつ確実な避難警報や避難誘導等に資するため、最新の降雨観測技術（X バンド MP レーダ）や精度の高い流出予測モデル（分布型流出モデル）の適用性について検討することを目的とする。

3.2 降雨観測技術について

気象レーダはパラボラアンテナなどからマイクロ波と呼ばれる電波を回転しながら大気中に発射し、降水により散乱されて戻ってきた電波を観測することにより降水の特徴（雨の強さ、移動速度など）を調べる観測器である。降雨観測技術の違いによる気象庁および国土交通省が配信している各種レーダ雨量の概要を表－3.2.1 に示す。

表－3.2.1 各種レーダ雨量の概要

レーダ雨量の種類	空間 分解能	配信時間間隔				
		実況雨量	予測雨量			
			～1 時間先	～3 時間先	～6 時間先	～12 時間先
気象庁 アメダスレーダ	1km	10 分	10 分	30 分	30 分	—
国土交通省 C バンドレーダ	1km	5 分	10 分	10 分	—	—
国土交通省 X バンド MP レーダ	250m	1 分	1 分	5 分	1 時間	1 時間



図－3.2.1 気象レーダ観測の模式図（気象庁 hp より）

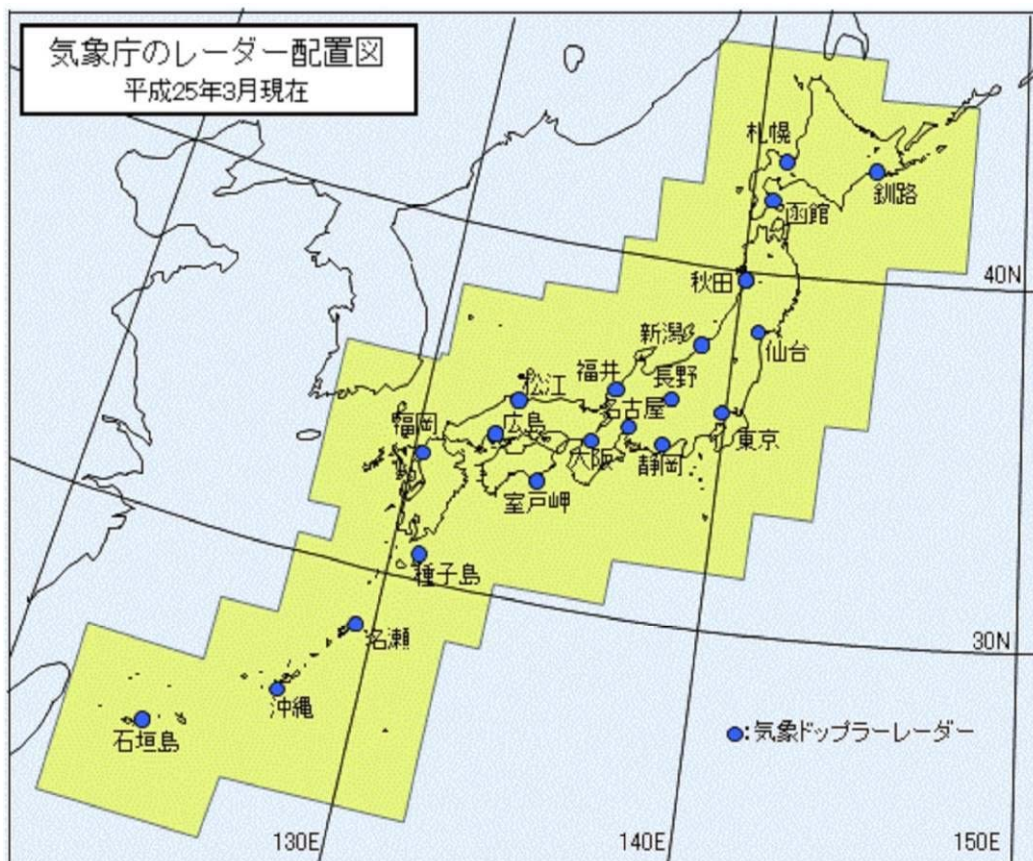


図-3.2.2 気象庁レーダの配置図（気象庁 hp より）

最新の降雨観測技術（X バンド MP レーダ）について、下記に概要を示す。

①MP レーダ（二重偏波レーダ）による偏波間位相差を使用した降雨強度推定

従来の気象レーダでは水平偏波のみを用いた観測であり、MP レーダでは水平偏波と垂直偏波の2種類の電波での観測である。大気中を落下する雨滴は空気抵抗の影響により、鏡餅のような上下につぶれた形をしている。このため、降雨中の電波は、水平偏波と垂直偏波でその伝搬速度に差があり、MP レーダでは水平偏波と垂直偏波の遅れの差を電波の位相差（偏波間位相差）として検出することができる。この偏波間位相差の距離に関する微分（単位距離あたりの偏波間位相差）を計算すると、その値の大きな場所に強い雨が存在することがわかり、降雨強度を精度よく推定することができる。

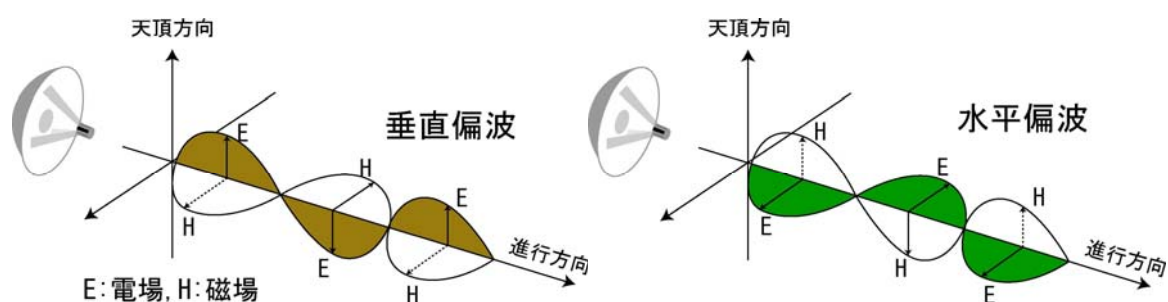


図-3.2.3 気象レーダ電波の模式図⁴⁾

②波長による違い

気象レーダの波長は S バンド（約 3cm）・C バンド（約 5cm）・X バンド（波長 3cm）などがあり、上記の MP レーダの偏波間位相差は X バンドのほう弱～中程度の雨でも敏感に反応するため、電波が完全に消散して観測不能にならない限り、X バンド MP レーダは高精度な降雨強度推定ができる。

表－3.2.2 レーダ雨量の特徴

レーダ雨量	降雨強度 算出方式	地上雨量 による補 正	周波数帯 ／波長	配信 遅れ 時間	観測目的
国土交通省 C バンドレーダ	Z-R 方式 ¹⁾	有	4～8GHz ／5cm 程度	5～ 10 分	降雨の実況監視（広域）
国土交通省 X バンド MP レーダ	強雨域： Kdp-R 方式 ²⁾ 弱雨域： Z-R 方式 ¹⁾	無	8～12GHz ／3cm 程度	1～ 2 分	降雨の実況監視（狭域・詳細） 雨域の発達，移動過程の観測

1)レーダ反射因子（Z：受信電力にレーダからの距離とレーダの特性を考慮したもの）から求める方式

2)単位距離あたりの偏波間位相差（Kdp）から求める方式

表－3.2.3 レーダ雨量のメリット・デメリット

レーダ雨量	メリット	デメリット
国土交通省 C バンドレーダ	・1 時間雨量や面的な雨量で評価した際の量的な精度が高い ⇒地上雨量で補正しているため	・観測からデータ入手までの遅れ時間が長い
国土交通省 X バンド MP レーダ	・空間，時間分解能が高い ・観測からデータ入手までの遅れ時間が短い ・短時間強雨の精度が高く，地上雨量との降雨波形が良く一致する	・降雨減衰（電波消散）により，観測範囲が狭くなることがある ・弱雨の精度が低い ⇒Z-R 方式で算出，地上雨量で補正していないため

3.3 分布型流出モデルの構築

本検討では、流域の地形特性や浸透能、透水係数等の流出特性を詳細に表現できる分布型流出モデル（土研研究所が開発、以下、土研モデルと称する）を用いて、住吉川流域の流出モデルを作成し、気象庁・アメダスレーダ雨量や国土交通省・XバンドMPレーダ雨量を与えたモデルの検証を実施する。なお、国土交通省・Cバンドレーダ雨量についてはデータの入手ができていないこと、またアメダスレーダ雨量と比較して、その空間分解能や配信時間間隔など同等の精度を有していることから、本検討ではアメダスレーダ雨量を用いる。

3.3.1 分布型流出モデルの概要

分布型流出モデルは、流域内の全メッシュに鉛直方向に並べられた3層のモデル（表層モデル、不飽和層モデル、地下水層モデル）と河道モデルからなる。各層モデルからの流出成分を落水線に沿った河道モデルに入力して、Kinematic Wave法で河道流量を逐次計算するモデルである。特徴としては、各層のパラメータを設定することにより土地利用、土壌、表層地質の水文学的な特性を反映できることが挙げられる。図-3.3.1にモデルの構造概要を示す。

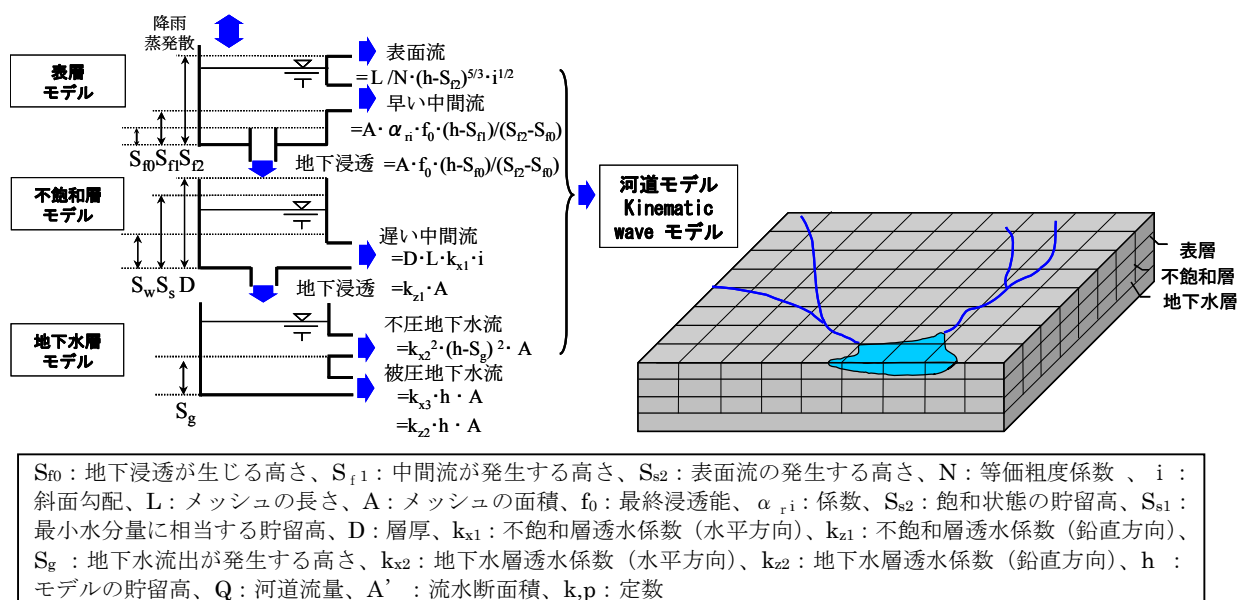


図-3.3.1 分布型流出モデル（土研モデル）の概念図

(1) 表層モデル

表層モデルの構造は図-3.3.2 のとおりである。雨量を表面流，早い中間流，地下浸透流に分離するモデルである。上から 1 番目の穴が表面流の穴で，2 番目の穴が早い中間流の穴で，下の穴が地下浸透の穴である。表面流は Manning 則が成り立つものとして，流出量は貯留高の 5/3 乗に比例し，早い中間流は貯留高に比例するものとする。地下浸透は Darcy 則に従うとし，浸透量は貯留高に比例するものとする。

基礎式は次のとおりである。

a. $h \geq S_{f2}$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = R - E_{ps} - Q_{of} - Q_{sf} - Q_{ri} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

b. $S_{f1} \leq h < S_{f2}$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = R - \frac{E_{ps}}{S_{f2}} \cdot h - Q_{of} - Q_{ri} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

c. $S_{f0} \leq h < S_{f1}$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = R - \frac{E_{ps}}{S_{f2}} \cdot h - Q_{of} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

d. $h \leq S_{f0}$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = R - \frac{E_{ps}}{S_{f2}} \cdot h \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに，R：雨量

E_{ps} ：蒸発散量

S_{f0} ：地下浸透が生じる高さ

S_{f1} ：中間流が発生する高さ

S_{f2} ：表面流の発生する高さ

Q_{of} ：不飽和層モデルへの浸透量

Q_{sf} ：表面流出量

Q_{ri} ：早い中間流出量

h：モデルの貯留高

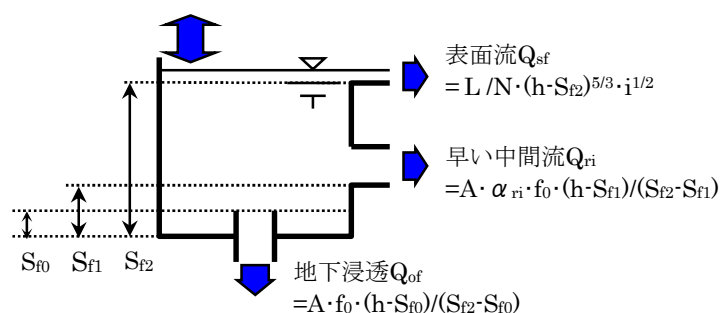


図-3.3.2 表層モデルの構造

地下浸透量は $h=S_{f2}$ で飽和透水係数と等しくなるとすると次のとおりである。

$$Q_{of}=A \cdot \alpha_0(h-S_{f0}) \quad \alpha_0=f_0/(S_{f2}-S_{f0}) \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

ここに、 f_0 ：最終浸透能， A ：メッシュ面積

早い中間流は水深に比例するものとし、次のとおりである。

$$Q_{ri}=A \cdot \alpha_{ri} \cdot \alpha_0(h-S_{fi}) \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

ここに、 α_{ri} ：係数， A ：メッシュ面積

表面流の式は次のとおりである。粗度係数は等価粗度係数 N と同じものとする。

$$Q_{sf}=\beta \cdot (h-S_{f2})^{5/3} \quad \beta=1/N \cdot i^{1/2} \cdot L \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

ここに、 N ：等価粗度係数， L ：メッシュの長さ

(2) 不飽和層モデル

不飽和層モデルの構造は図－3.3.3 のとおりである。不飽和層モデルは、不飽和帯の水分移動を考えたモデルである。横の穴からの流出量は遅い中間流で不飽和透水係数に比例し、動水勾配が近似的に地形勾配に等しいとして流出量を計算する。地下水層モデルへの浸透量を示すのは底の穴である。浸透量は不飽和透水係数に比例し、動水勾配を 1 として計算する。

a. $h \geq S_{s2}$ の場合

飽和状態であるため上段の表層モデルからは浸透しない。上段の表層モデルとの動的な結合は計算を複雑にすることから、 S_{s2} を越える上段モデルからの浸透量は下流の表面モデルに返す。

b. $S_{s2} > h \geq S_{s1}$ の場合

$$\theta_s \frac{\partial h}{\partial t} = Q_{in} - E_{ps} - Q_{os} - Q_{li} \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

c. $h < S_{s1}$ の場合

$$\theta_s \frac{\partial h}{\partial t} = Q_{in} - \frac{E_{ps}}{S_{s1}} \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

ここに、 S_{s2} ：飽和状態の貯留高

S_{s1} ：最小水分量に相当する貯留高

Q_{in} ：表層モデルからの流入量

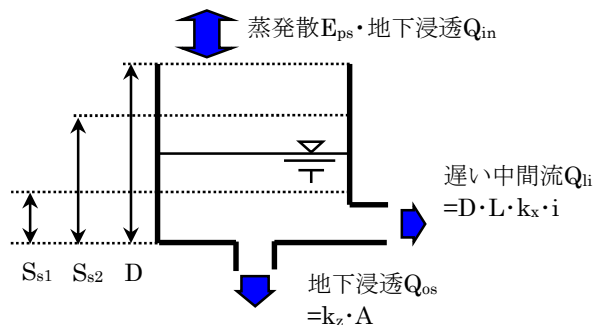
E_{ps} ：蒸発散量

Q_{os} ：不飽和状態の地下浸透量

Q_{li} ：不飽和状態の遅い中間流出量

h ：モデルの貯留高

θ_s ：飽和水分量



図－3.3.3 不飽和層モデルの構造

不飽和状態の流出量は不飽和透水係数に比例すると考える。水分量 (θ) と透水係数 (k_x) の関係を次のとおりとする。

$$k_x = \exp(b\theta) \dots\dots\dots (3.10)$$

上式を、 $h=S_{s2}$ の時に k_x が飽和透水係数、 $h=S_{s1}$ の時に k_x が 0 となるように次の式のとおりに修正する。

$$k_x = k_s \cdot \frac{\exp(b \cdot \theta) - \exp(b \cdot \theta_w)}{\exp(b \cdot \theta_s) - \exp(b \cdot \theta_w)} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに、 k_s : 飽和透水係数

θ_s : 貯留高 S_{s2} に対応する水分量 ($\theta_s=S_{s2}/D$ D : 層厚)

θ_w : 貯留高 S_{s1} に対応する水分量 ($\theta_w=S_{s1}/D$ D : 層厚)

b : 定数

流出量は次のとおりである。

$$Q_{li} = D \cdot L \cdot k_x \cdot I \dots\dots\dots (3.12)$$

$$Q_{os} = A \cdot k_z \dots\dots\dots (3.13)$$

ここに、 i : 地形勾配

k_x : 水平方向の不飽和透水係数

k_z : 鉛直方向の不飽和透水係数

A : メッシュ面積

(3) 地下水層モデル

地下水層モデルの構造は図－3.3.4 のとおりである。地下水層モデルの流出は，地下水貯留との貯留関数式で表わし，上段の穴が不圧地下水の流出として h^2 に比例し，下段の穴が被圧地下水の流出として h に比例すると考える。基礎式は次のとおりである。

a. $h \geq S_g$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = Q_{in} - Q_{g1} - Q_{g2} - Q_{og} \dots\dots\dots (3.14)$$

b. $h < S_g$ の場合

$$\frac{\partial h}{\partial t} = Q_{in} - Q_{g2} - Q_{og} \dots\dots\dots (3.15)$$

ここに， Q_{in} ：不飽和層モデルからの流入量

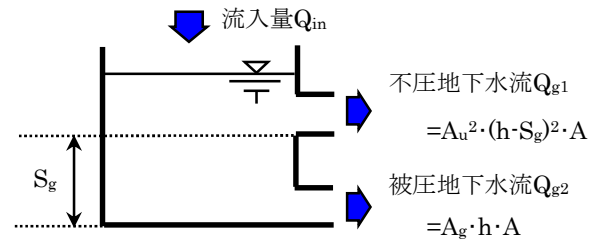
Q_{g1} ：不圧地下水流出量

Q_{g2} ：被圧地下水流出量

Q_{og} ：地下水層（深）モデルへの地下浸透量

h ：モデルの貯留高

S_g ：不圧地下水流出が発生する高さ



図－3.3.4 地下水層モデルの構造

流出量は次のとおりである。

$$Q_{g1} = A \cdot A_u^2 \cdot (h - S_g)^2 \dots\dots\dots (3.16)$$

$$Q_{g2} = A \cdot A_g \cdot h \dots\dots\dots (3.17)$$

$$Q_{og} = A \cdot A_z \cdot h \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに， A_u ：不圧地下水（水平方向）の流出係数

A_g ：被圧地下水（水平方向）の流出係数

A_z ：鉛直方向の流出係数

A ：メッシュ面積

(4) 河道モデル

1) Kinematic Wave モデル

河道長が大きい場合は洪水波伝播の遅れを考慮する必要がある。本モデルでは流域内すべてのメッシュに河道モデルを設置し、Kinematic Wave 法で追跡を行う。河道モデルの支配方程式は次式で与えられる。(3.3.20)式の運動式は Manning の抵抗則が成り立つものとした。各層モデルからの流出成分は当該メッシュの河道の上流端に流入するものとした。したがって、(3.3.19)式の横流入項が無視される($q=0$)。

a. 連続式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

b. 運動式

$$Q = A \cdot \frac{R^{2/3} I^{1/2}}{n} \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

ここに、 Q ：河道流量(m^3/s)、 A ：流水断面積(m^2)、 q ：横流入量(m^2/s)、 n ：粗度係数($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)、 R ：径深(m)、 I ：河床勾配、 x ：距離方向の独立変数(m)、 t ：時間方向の独立変数(s)

2) 不定流モデル (Dynamic Wave) モデル

背水の影響を考慮し、河道流下における洪水波の変形を計算するために、不定流モデルを採用する。不定流モデルの基礎式を以下に示す。

a. 連続式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

b. 運動式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} = - \frac{n^2 |u| u}{R^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

ここに、 Q ：河道流量(m^3/s)、 A ：流水断面積(m^2)、 q ：横流入量(m^2/s)、 n ：粗度係数($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)、 R ：径深(m)、 H ：水位(m)、 V ：流速(m/s)、 g ：重力加速度(m/s^2)、 x ：距離方向の独立変数(m)、 t ：時間方向の独立変数(s)

3.3.2 分布型流出モデルの作成

住吉川流域（11.2km²）を対象として分布型流出モデルを適用する。メッシュサイズとして 50m メッシュを採用し対象流域を 4,368 メッシュに分割した。使用したデータを表-3.3.1 に示す。

表-3.3.1 モデル作成にあたり使用したデータの一覧

データ項目			情報源	ファイル名称等	備 考
流域 モデル	表層	流域界	国土数値情報	流域界位置	
		標高	数値地図	数値地図 50m メッシュ LP データ (グラウンド)	50m メッシュ標高
		土地 利用	国土数値情報	1/10 細分区画土地利用 メッシュデータ (H18)	3 次メッシュの 1/10 区 画での土地利用分類コ ード
	土壌層	土壌 分布	国土数値情報	土壌	3 次メッシュでの土壌、 表層地質の分類コード
河道 モデル	河道	河道長	国土数値情報	流路位置	河川コードに対する河 川位置線の座標値、河 床標高
		河道幅	1/25,000 地形図	—	
		河床 勾配	河床標高より計算	—	

作成した各層モデルに関する各種平面図を以下に示す。

- 流域メッシュ図：図-3.3.5
- メッシュ標高図：図-3.3.6
- 落水線図：図-3.3.7
- 土地利用分類図：図-3.3.8
- 土壌分類図：図-3.3.9

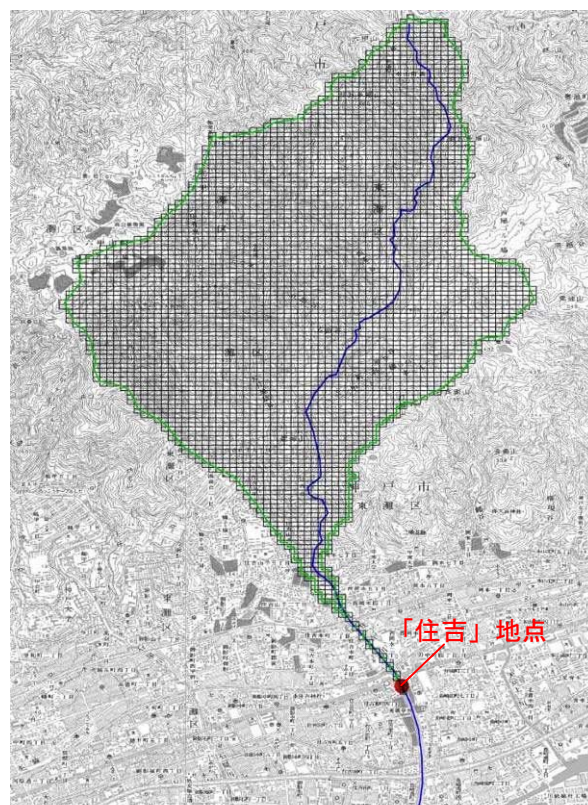


図-3.3.5 流域メッシュ図

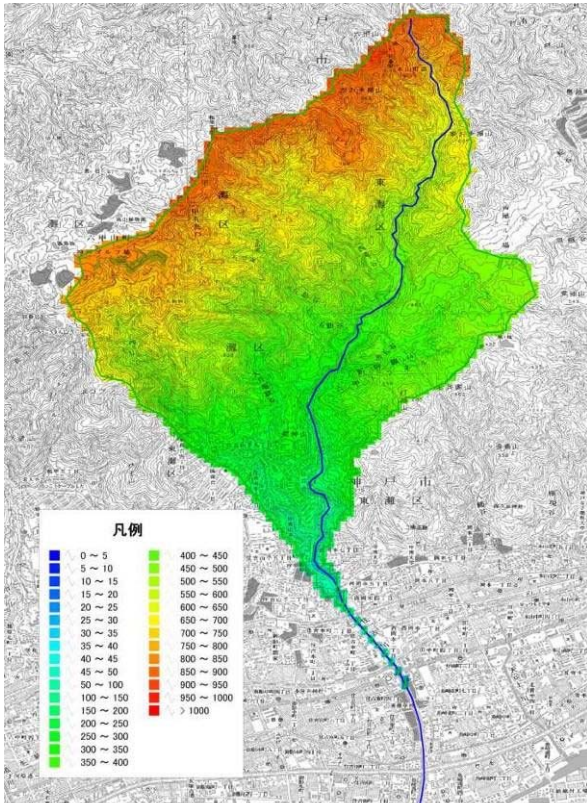


図-3.3.6 メッシュ標高図

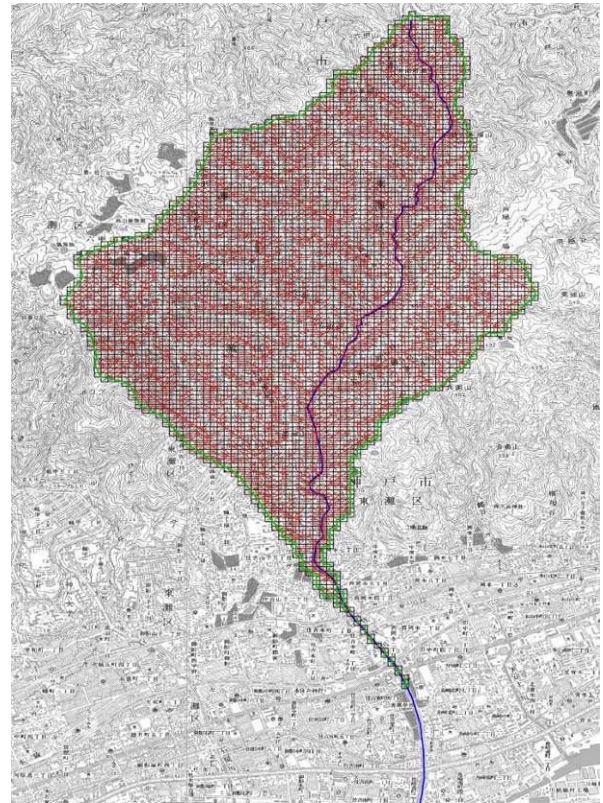


図-3.3.7 落水線図

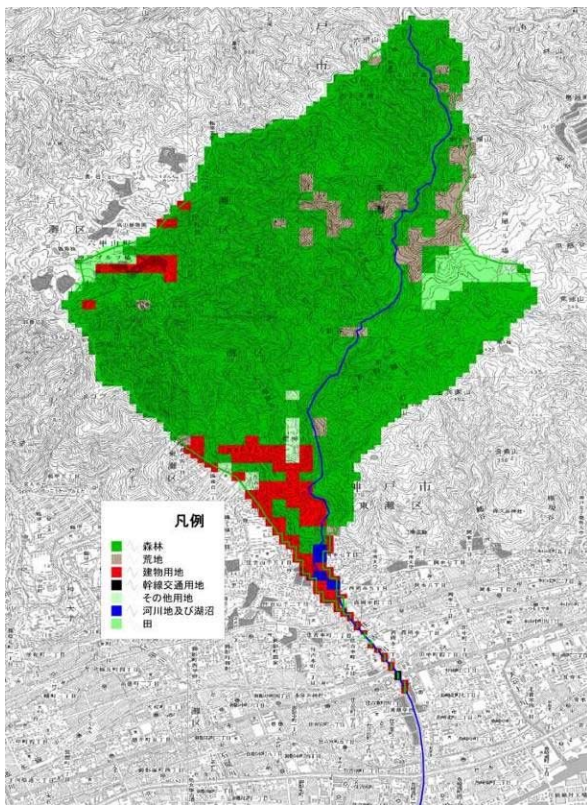


図-3.3.8 土地利用分類図

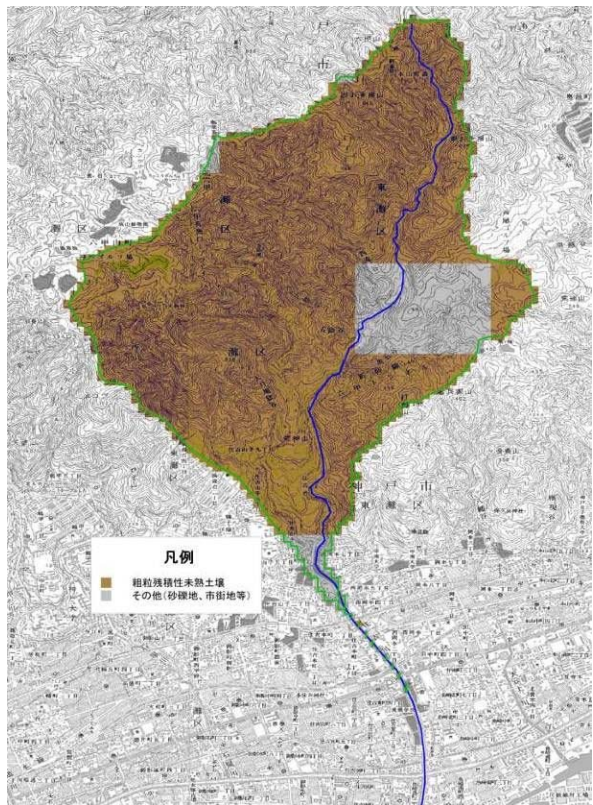


図-3.3.9 土壌分類図

3.3.3 分布型流出モデルの検証

各種レーダ雨量を与えたモデルの検証を実施する。

(1) 水位観測所における H-Q 関係の作成

実績水位データを流量データに変換するため、水位観測所（住吉）地点の H-Q 関係を作成する。
水位観測所（住吉）地点の位置および写真，等流計算により作成した H-Q 関係を以下に示す。



図-3.3.10 水位観測所（住吉）地点の位置図



写真－3.3.1 水位観測所（住吉）地点の周辺状況（住吉地点から上流を望む）



写真－3.3.2 水位観測所（住吉）地点の周辺状況（住吉地点から下流を望む）

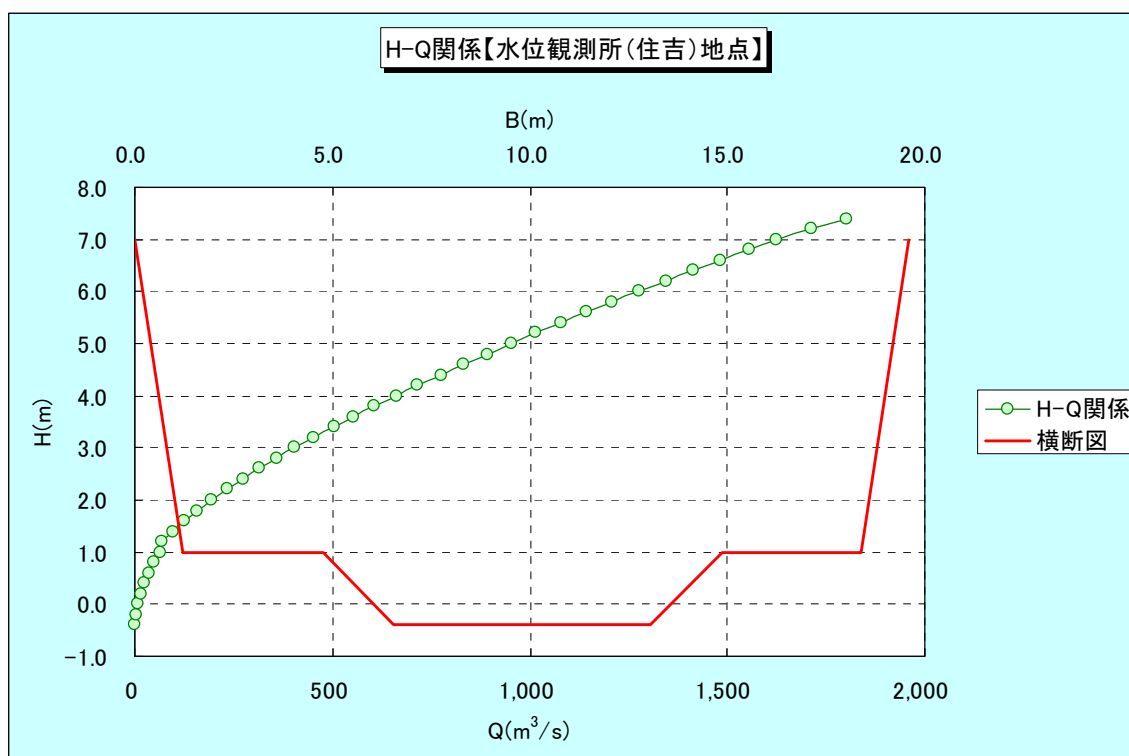


図-3.3.11. (1) 水位観測所（住吉）地点の H-Q 関係

粗度係数 $n=0.033$

エネルギー勾配 $I=1/33$

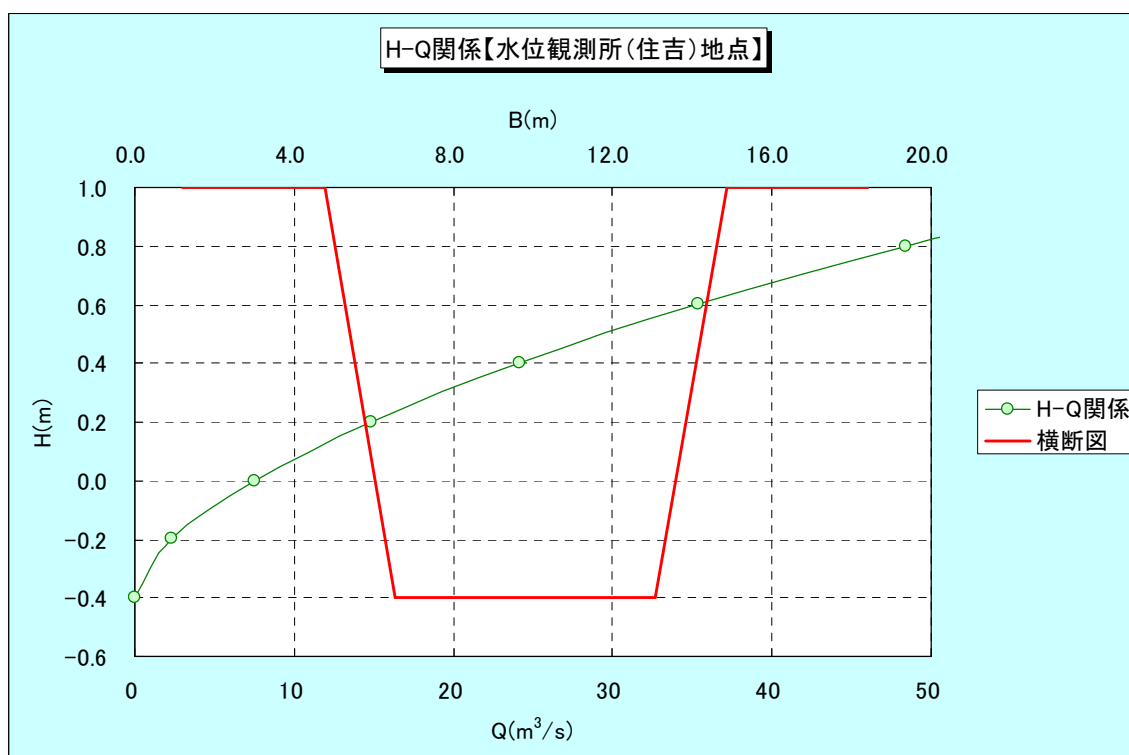


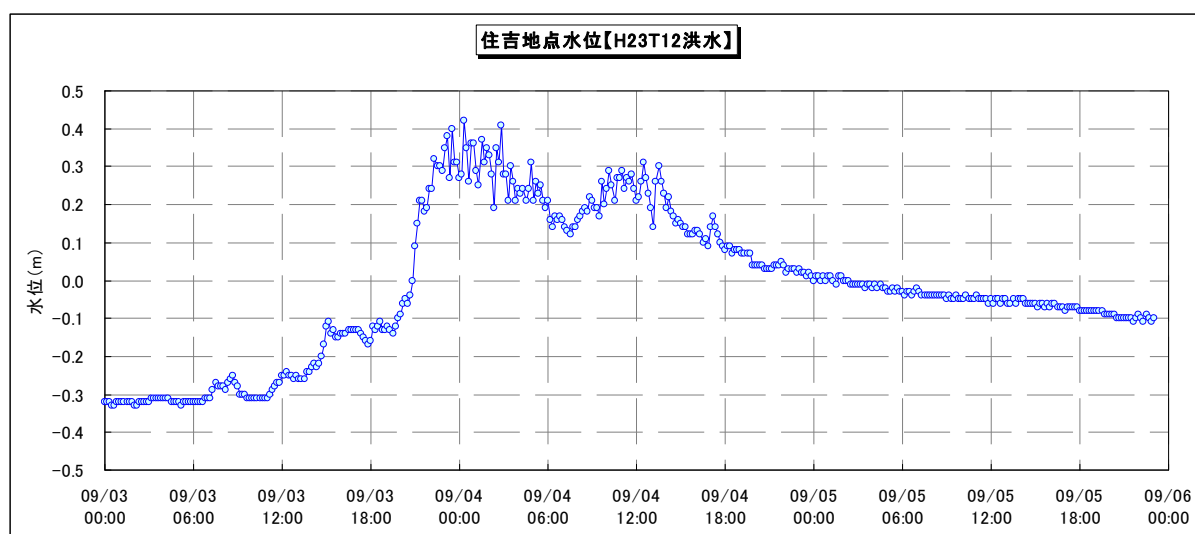
図-3.3.11. (2) 水位観測所（住吉）地点の H-Q 関係（低流量規模の拡大）

(2) モデルの再現検証 (H23T12 洪水を対象として)

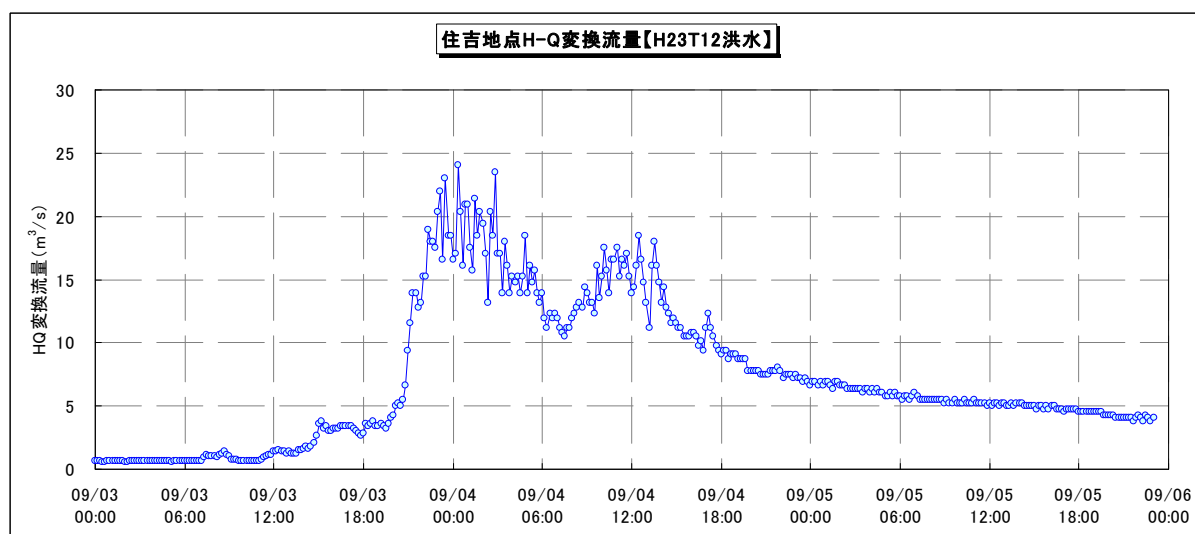
平成 23 年台風 12 号洪水を対象に、降雨データとして、気象庁・アメダスレーダおよび国交省・X バンド MP レーダのそれぞれ実況雨量を使用したモデルの検証を実施する。水位観測所（住吉）地点の水位データを図－3.3.12 に、同地点の H-Q 関係により変換した流量データを図－3.3.13 に示す。

なお、気象庁・アメダスレーダ雨量に関しては、実際には表－3.2.1 に示した 10 分間隔でデータが配信されているが、本研究では、気象庁から購入した解析雨量を使用しているため、30 分間隔の前 1 時間雨量のデータとなっている。以下に、それぞれのレーダ雨量（実況）の時空間分布を示す。また、これらを使用して分布型流出モデルの再現検証を行った結果を図－3.3.14、図－3.3.15 に示す。

図－3.3.14 および図－3.3.15 に示す平成 23 年台風 12 号洪水の再現検証結果より、特に、洪水波形の立ち上がり部分において、分布型流出モデルの適用性が高いことが伺える。また、気象庁・アメダスレーダおよび国交省・X バンド MP レーダの流域平均雨量を比較しても、両者の時間的な変動はほぼ同様の傾向を示しており、観測精度も同等であると考えられる。

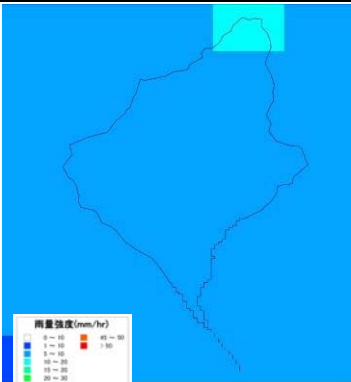
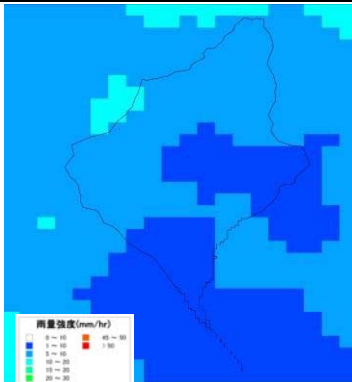
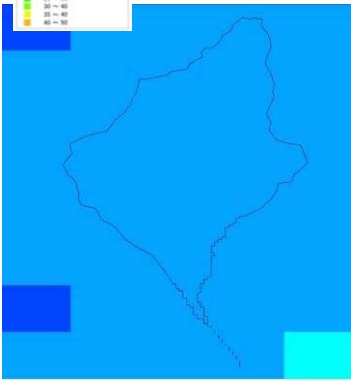
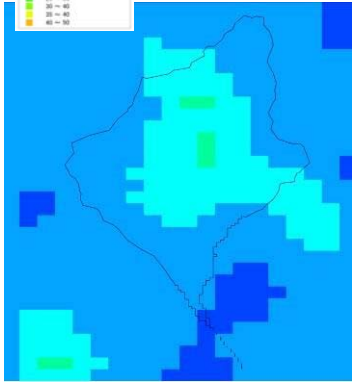
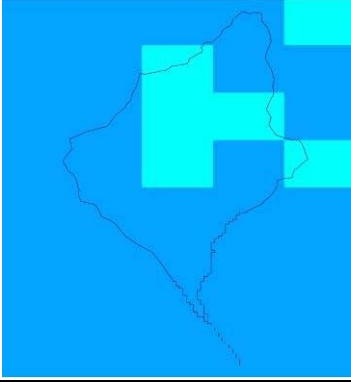
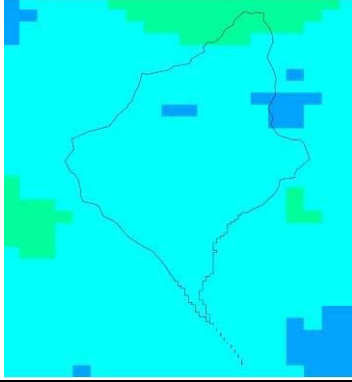
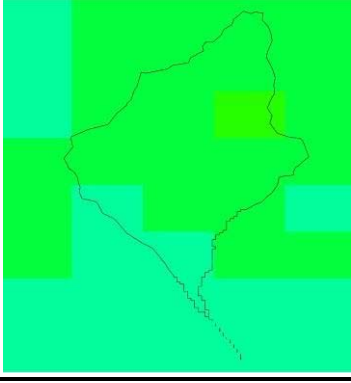
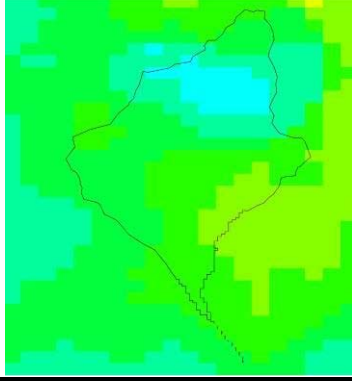


図－3.3.12 住吉地点の水位データ（平成 23 年台風 12 号洪水）



図－3.3.13 住吉地点の H-Q 変換流量データ（平成 23 年台風 12 号洪水）

表-3.3.2 レーダ雨量（実況）の時空間分布（1/3）

日時刻	気象庁・アメダスレーダ	国交省・XバンドMPレーダ
2012/09/03 18:00		
2012/09/03 19:00		
2012/09/03 20:00		
2012/09/03 21:00		

※気象庁・アメダスレーダは前1時間雨量を、国交省・XバンドMPレーダは瞬間値の、雨量強度分布を示す。

表-3.3.3 レーダ雨量（実況）の時空間分布（2/3）

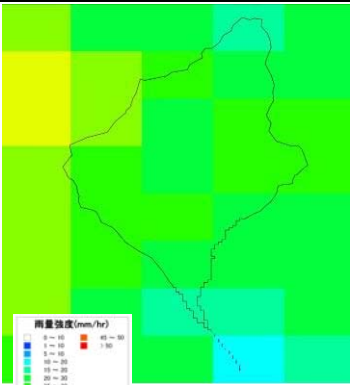
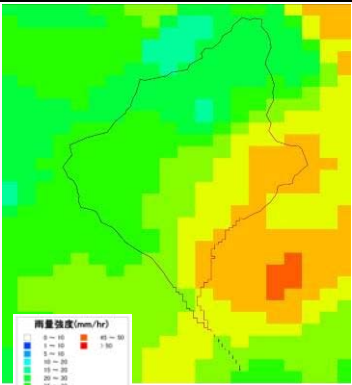
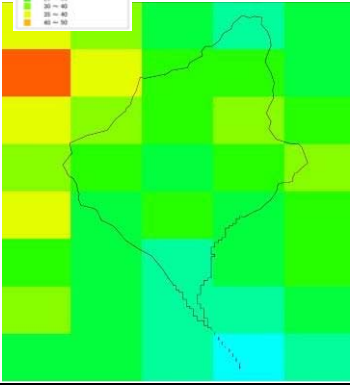
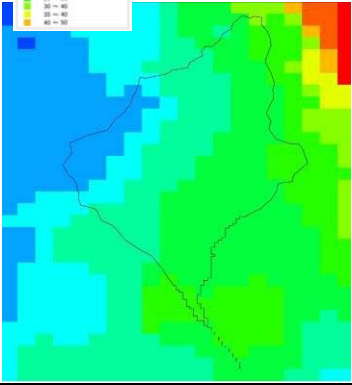
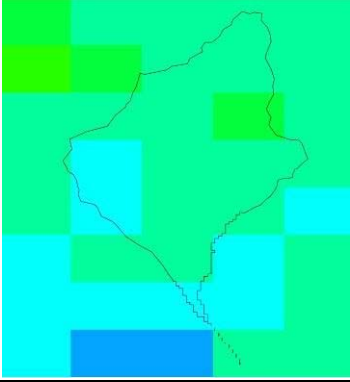
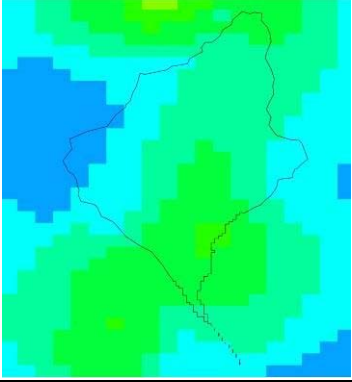
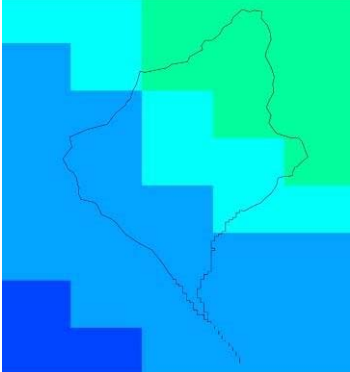
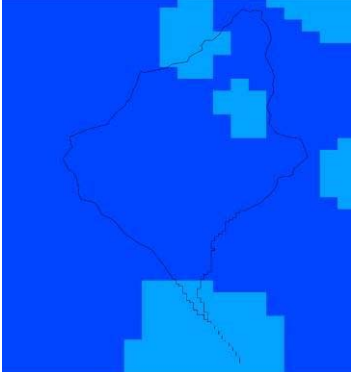
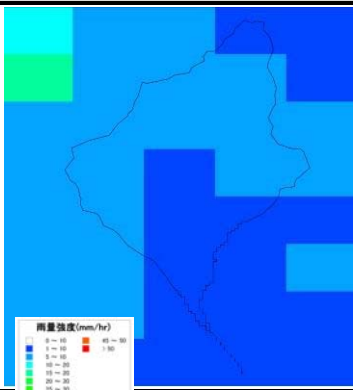
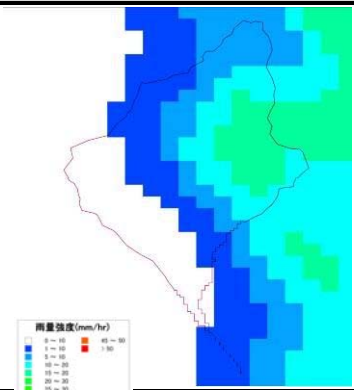
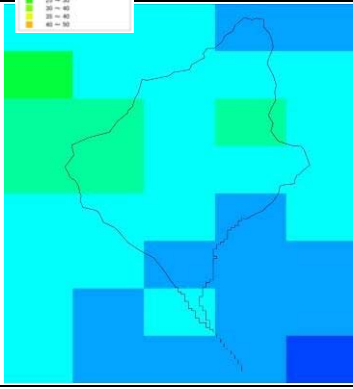
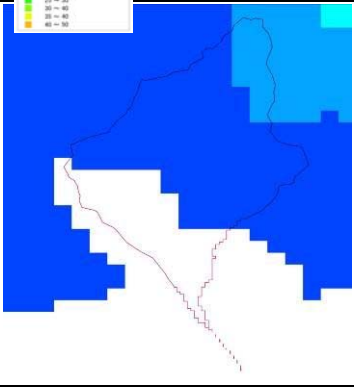
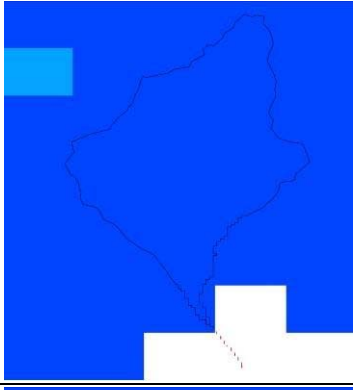
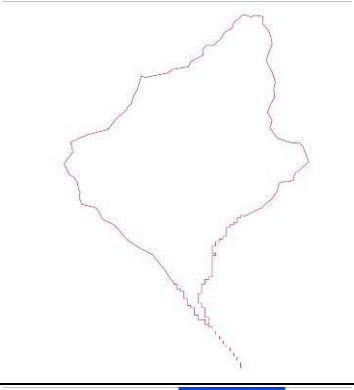
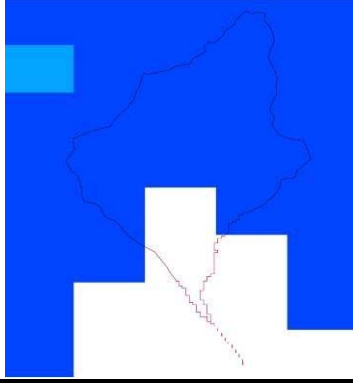
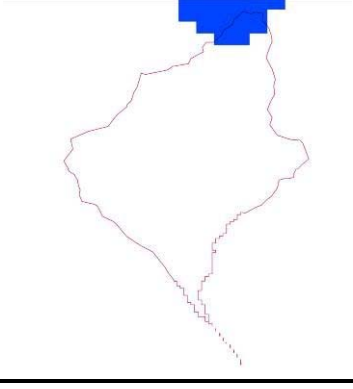
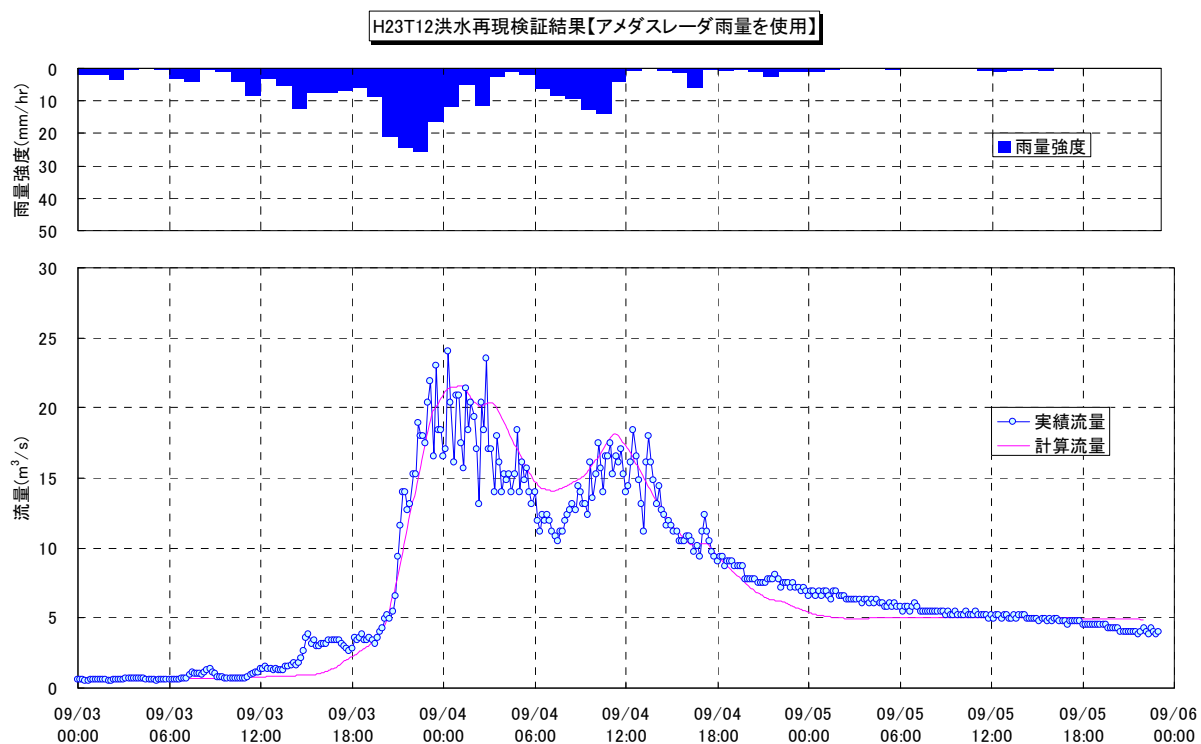
日時刻	気象庁・アメダスレーダ	国交省・XバンドMPレーダ
2012/09/03 22:00		
2012/09/03 23:00		
2012/09/04 00:00		
2012/09/04 01:00		

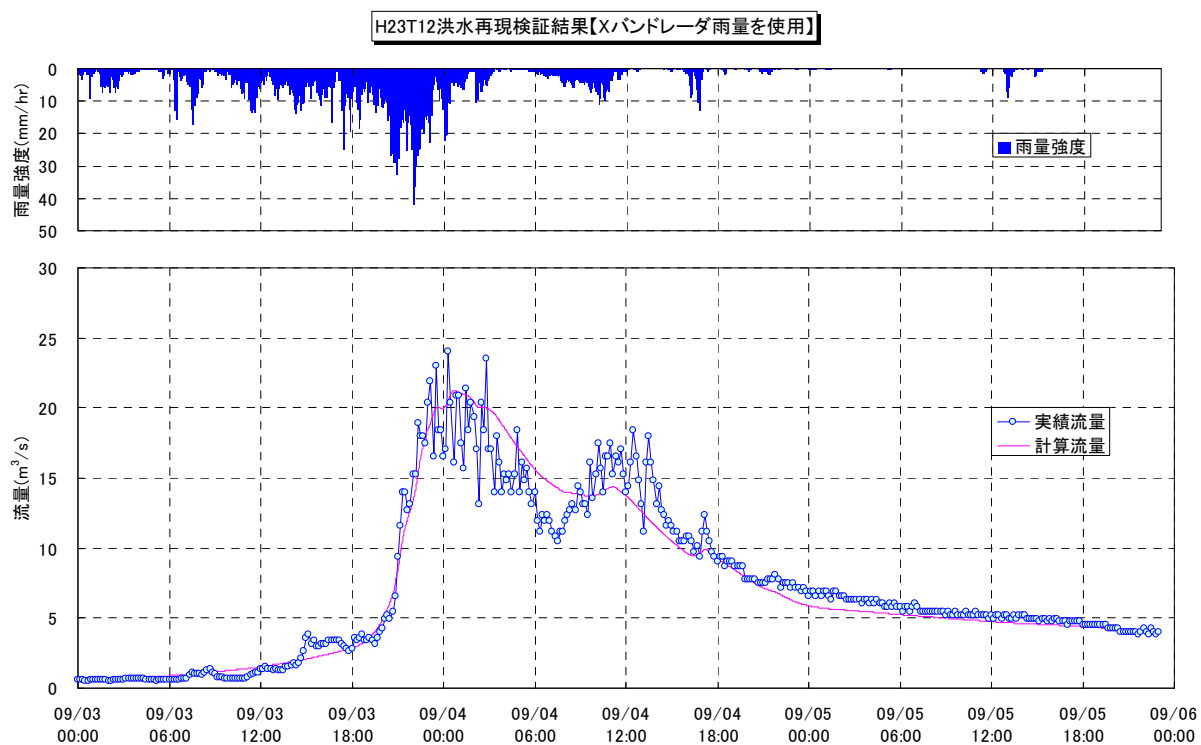
表-3.3.4 レーダ雨量（実況）の時空間分布（3/3）

日時刻	気象庁・アメダスレーダ	国交省・XバンドMPレーダ
2012/09/04 02:00		
2012/09/04 03:00		
2012/09/04 04:00		
2012/09/04 05:00		

※気象庁・アメダスレーダは前1時間雨量を、国交省・XバンドMPレーダは瞬間値の、雨量強度分布を示す。



図ー3.3.14 平成 23 年台風 12 号洪水再現検証結果（気象庁・アメダスレーダ雨量を使用）



図ー3.3.15 平成 23 年台風 12 号洪水再現検証結果（国交省・Xバンド MP レーダ雨量を使用）

河道内遊歩道の危険予測へのレーダ雨量および分布型流出モデルの適用性について検討する。

評価地点として、河床高と遊歩道高の比高差が小さく、危険箇所と推定される地点を抽出する。遊歩道の危険度評価地点の位置および写真、等流計算により作成した H-Q 関係を以下に示す。

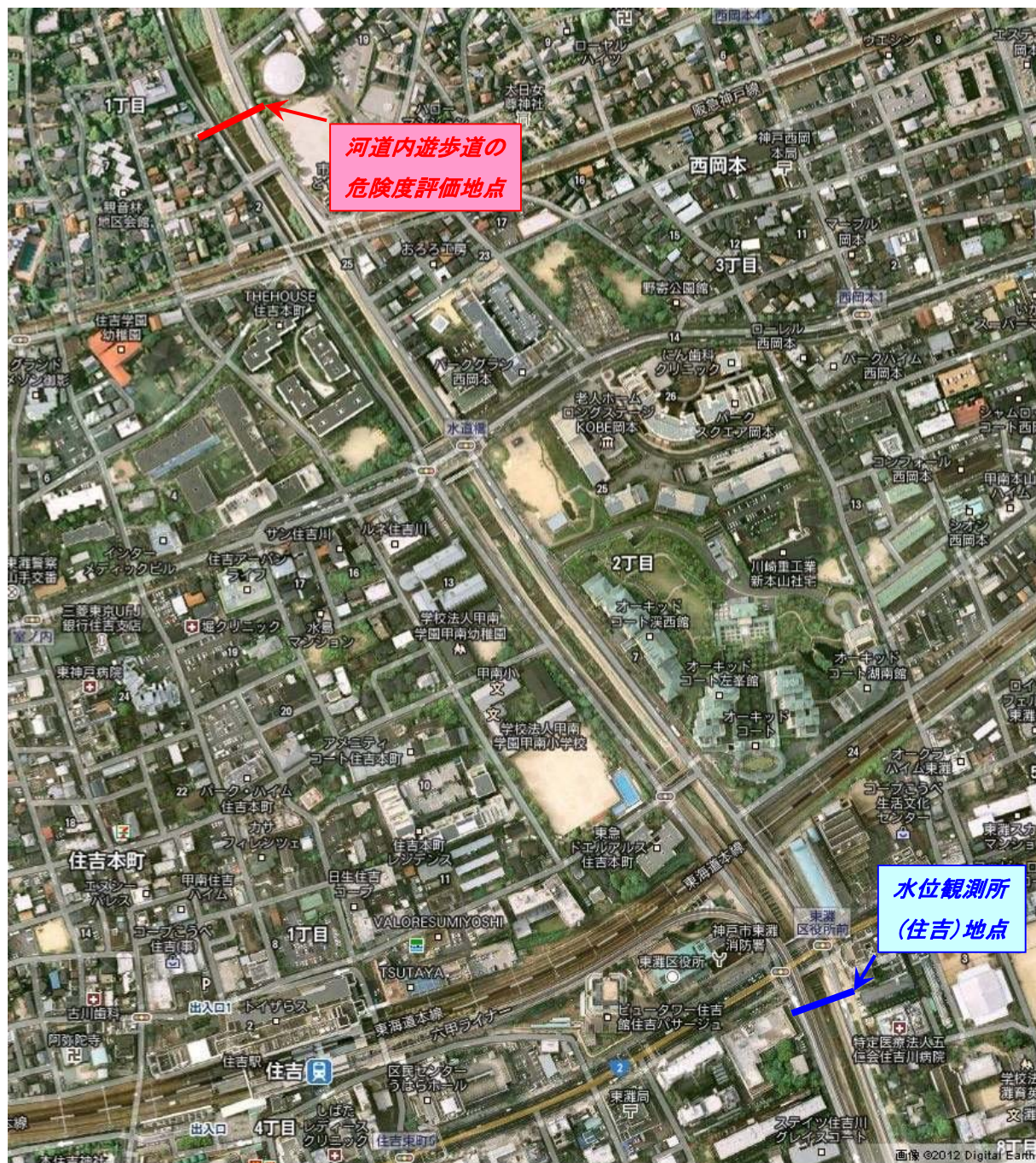


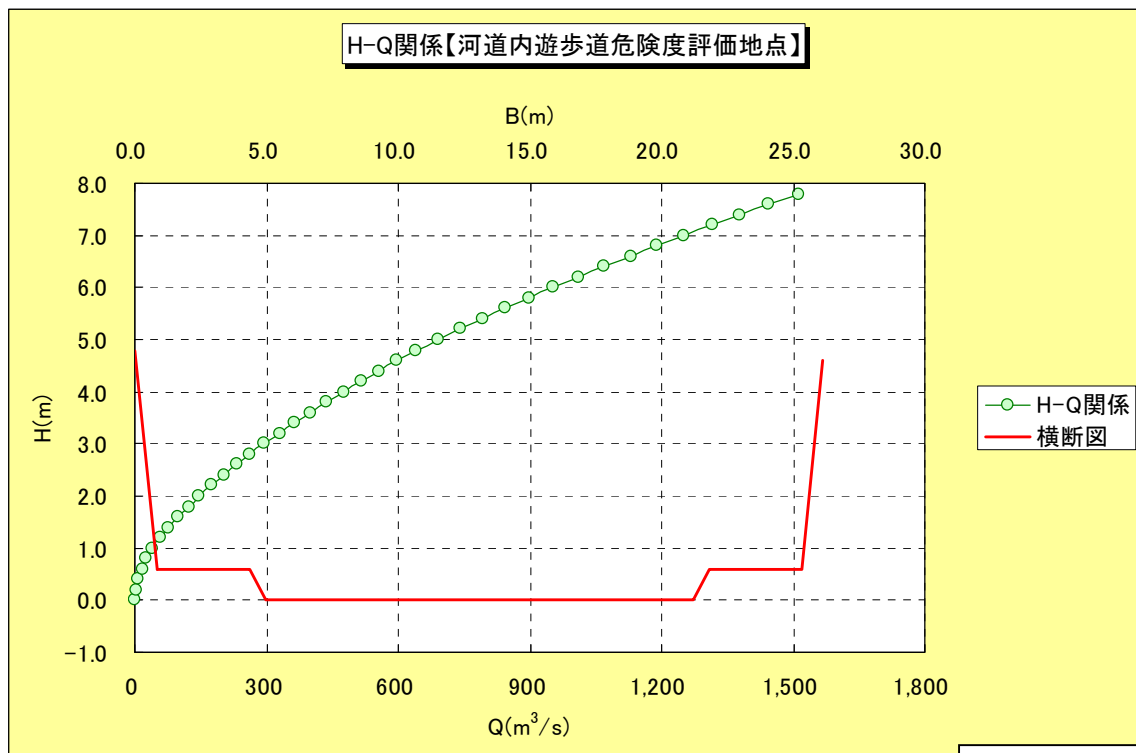
図-3.4.1 河道内遊歩道の危険度評価地点の位置図



写真－3. 4. 1 河道内遊歩道の危険度評価地点の周辺状況（横断方向を望む）



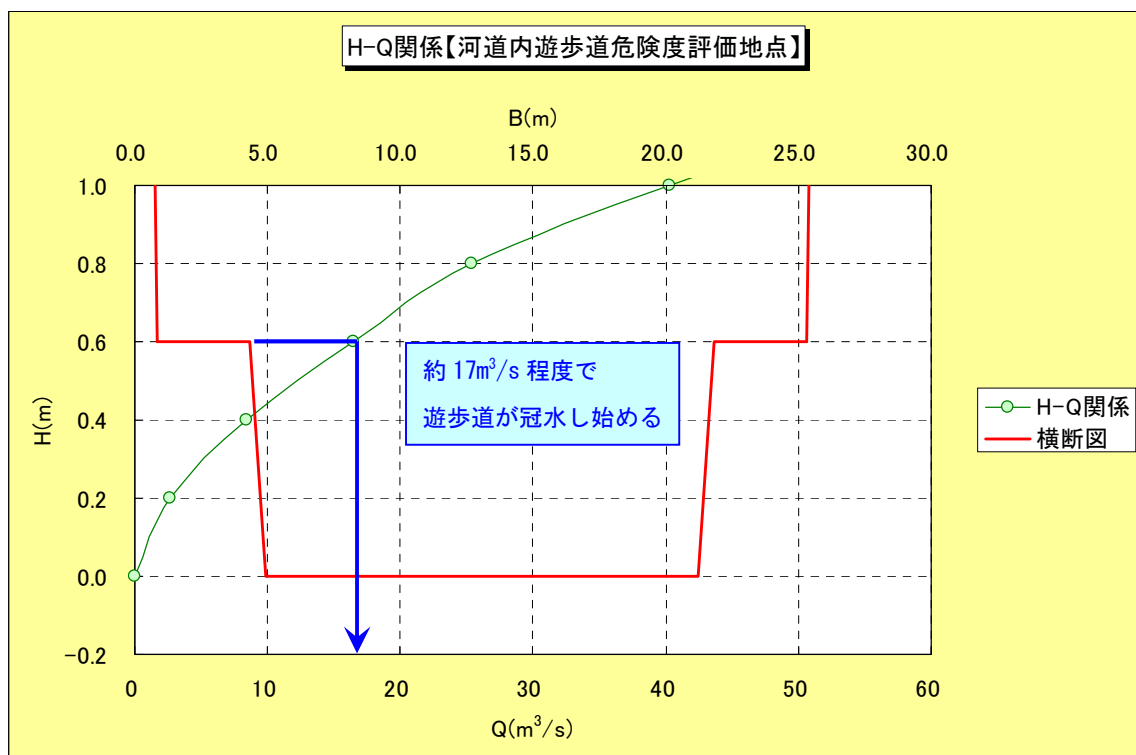
写真－3. 4. 2 河道内遊歩道の危険度評価地点の周辺状況（上流方向を望む）



図－3. 4. 2. (1) 河道内遊歩道の危険度評価地点の H-Q 関係

粗度係数 $n=0.050$

エネルギー勾配 $I=1/70$

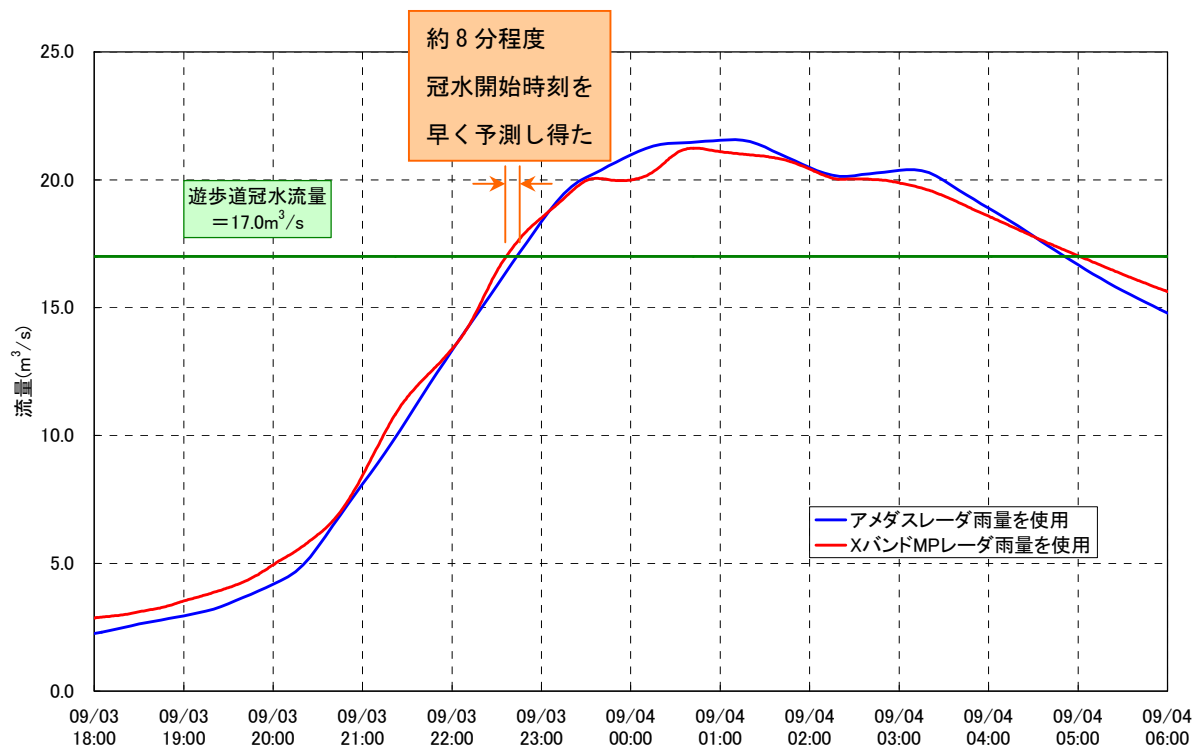


図－3. 4. 2. (2) 河道内遊歩道の危険度評価地点の H-Q 関係（低流量規模の拡大）

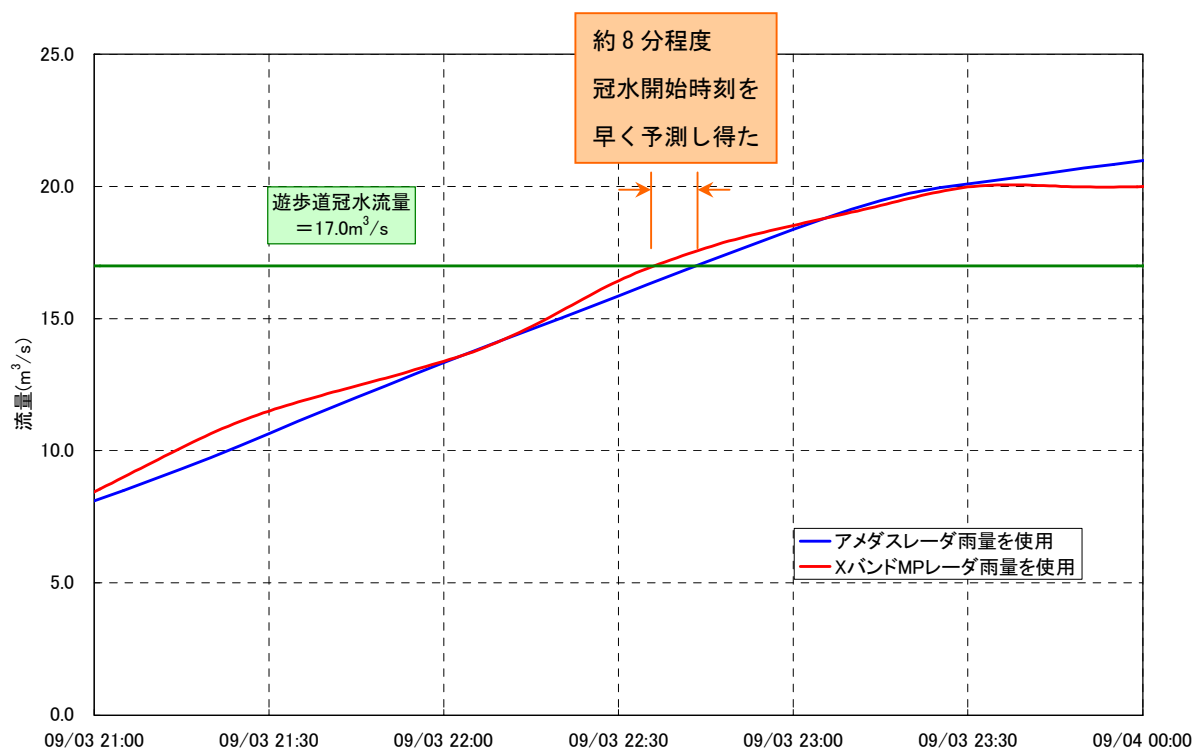
3.4.2 レーダ雨量および分布型流出モデルの適用性

図－3.4.3 にレーダ雨量の違いによる遊歩道冠水流量の生起時刻の比較を示す。同図より、X バンド MP レーダ雨量を使用した方が、アメダスレーダ雨量を使用した場合より、遊歩道冠水流量の生起時刻を約 8 分程度、早く予測し得た。このことから、その配信時間間隔および空間分解能より、X バンド MP レーダ雨量の危険予測への適用性が高いことが実証された。

ただし、今回実証したケースは 1 ケースであることから、今後 X バンドレーダの洪水時のデータを蓄積し、複数ケースによる検証を行いその評価を行う必要がある。



図－3. 4. 3. (1) レーダ雨量の違いによる遊歩道冠水流量の生起時刻の比較



図－3. 4. 3. (2) レーダ雨量の違いによる遊歩道冠水流量の生起時刻の比較
(冠水流量規模の拡大)

3.5 予測レーダ雨量を用いた河道内遊歩道の危険予測手法の検討

国交省 X バンド MP レーダ予測雨量を用いた河道内遊歩道の危険予測手法について検討する。本検討では3時間先までの予測雨量を用いる。

表－3.5.1 X バンド MP レーダ雨量の概要

	空間 分解能	配信時間間隔				
		実況雨量	予測雨量			
			～1 時間先	～3 時間先	～6 時間先	～12 時間先
国土交通省 X バンド MP レーダ	250m	1 分	1 分	5 分	1 時間	1 時間

3.5.1 予測手法の概要

予測手法について以下の2手法を検討し、比較には各手法の予測精度、情報提供から避難までのリードタイムなどを用いる。

(1) 雨量基準と予測雨量による予測

ネック地点上流における流域平均雨量と実績観測水位（HQ 変換流量）から、遊歩道の冠水が発生する雨量を設定する。流域平均雨量については実績レーダ雨量（X バンド MP レーダ雨量）を用いて算出する。雨量基準の降雨継続時間については、複数設定する。

また、予測雨量については雨量基準の降雨継続時間ごとに、実績値と予測値を組み合わせで複数算出し、冠水が発生するかを予測する（例えば、降雨継続時間が4時間の場合、“現時刻の1時間前から3時間先まで”や、“現時刻の3時間前から1時間先まで”）。

表－3.5.2 実績レーダ雨量と予測レーダ雨量の組み合わせ(例)

予測時間	雨量基準（4 時間雨量）	備考
1 時間	実績雨量：前 3 hr 予測雨量：先 1 hr	前・先は、 現時刻を基準とした
2 時間	実績雨量：前 2 hr 予測雨量：先 2 hr	
3 時間	実績雨量：前 1 hr 予測雨量：先 3 hr	

(2) 予測レーダ雨量を用いた流出解析による予測

現時刻から先に X バンド MP レーダ予測雨量を与えて予測流出解析を行う。3.4 で設定した遊歩道冠水流量を基準として、遊歩道の冠水発生の予測を行う。

3.5.2 対象降雨の設定

検討対象降雨は、荒神山雨量観測所の地上雨量データから、平成24年度でもっとも降雨の多かった平成24年7月7日降雨とする。

3.5.3 雨量基準と予測雨量による予測

(1) 雨量基準（流域平均雨量）の設定

平成 24 年 7 月 7 日降雨を用いて、遊歩道冠水が発生する雨量基準（流域平均雨量）を設定する。住吉地点の観測水位・観測流量が得られていないため、遊歩道の冠水時刻は構築した流出解析モデルにより算出した計算流量を用いて設定する。

雨量基準（流域平均雨量）の降雨継続時間は洪水到達時間以上として、本検討では 4,5,6 時間の 3 パターンを設定した。遊歩道冠水が発生する時刻から各降雨継続時間前の雨量をもって遊歩道冠水雨量基準とする。

表-3.5.3 遊歩道冠水が発生する雨量基準

	4 時間雨量	5 時間雨量	6 時間雨量
H24 年 7 月 7 日降雨	85.90mm/4h	92.70mm/5h	99.50mm/6hr

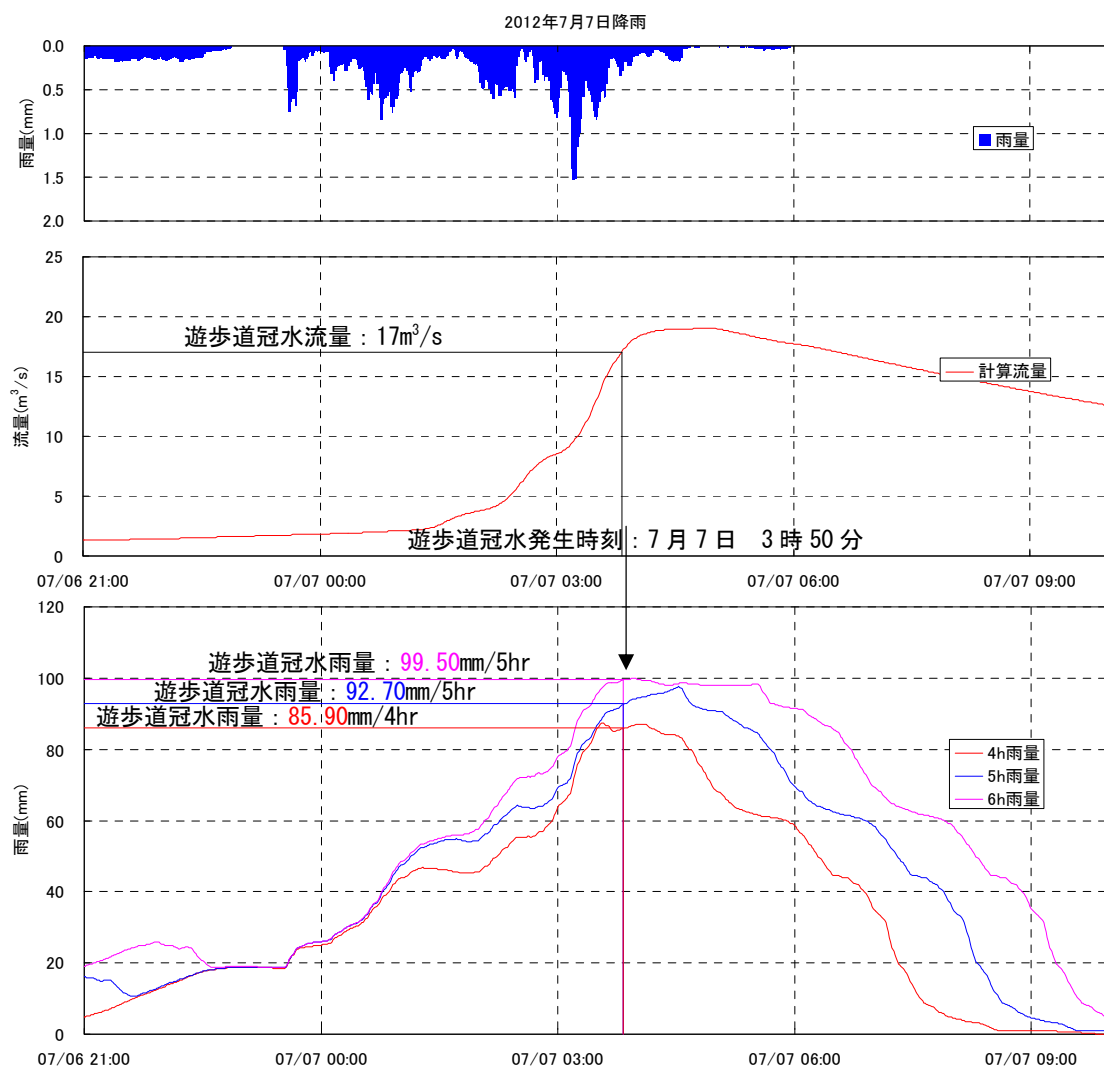


図-3.5.1 平成 24 年 7 月 7 日降雨(X バンド MP レーダ雨量)

(2) 予測結果

予測雨量については雨量基準の降雨継続時間ごとに、実績レーダ雨量と予測レーダ雨量を組み合わせで複数算出し、冠水が発生するかを予測する。以下に実績レーダ雨量と予測レーダ雨量の組み合わせを示す。

表－3.5.4 実績レーダ雨量と予測レーダ雨量の組み合わせ

予測時間	雨量基準			備考
	4 時間雨量	5 時間雨量	6 時間雨量	
1 時間	実績雨量：前 3 hr 予測雨量：先 1 hr	実績雨量：前 4 hr 予測雨量：先 1 hr	実績雨量：前 5 hr 予測雨量：先 1 hr	前・先は、 現時刻を基準とした
2 時間	実績雨量：前 2 hr 予測雨量：先 2 hr	実績雨量：前 3 hr 予測雨量：先 2 hr	実績雨量：前 4 hr 予測雨量：先 2 hr	
3 時間	実績雨量：前 1 hr 予測雨量：先 3 hr	実績雨量：前 2 hr 予測雨量：先 3 hr	実績雨量：前 3 hr 予測雨量：先 3 hr	

上記の組み合わせ雨量について雨量基準により冠水予測を行った。以下に結果をまとめる。

最大で冠水発生時刻（実績）の 2 時間 25 分前に（冠水時刻 3 時 50 分から 1 時 25 分）、冠水発生を予測できる結果となった。冠水時刻については、予測時間を長くすれば予測がはずれていく傾向を示し、各予測時間に対して実績レーダ雨量を長く用いても冠水予測時刻には大きく影響しない傾向となった。

以上から、冠水予測ではその精度は予測部分を担う予測雨量の精度に依存しており、その予測精度は予測時間が長くなるほど低下する。このため、冠水予測には比較的精度の高い短時間予測の適用性が高いが、今回の検討では予測時間を 1 時間とした場合でも、冠水時刻の 55 分前に予測ができており、危険情報の発信などの対応も十分できると考えられる。

本検討では、予測時間を固定したとき、降雨継続時間における実績レーダ雨量の時間を多くしても冠水予測時刻には大きく影響しない結果となったが、今回は 1 降雨での検討結果ということにも留意し、降雨継続時間における実績レーダ雨量の時間を多くすることで予測雨量の実績値の比重を高くし、予測の不確実さを軽減することが望ましいと考えられる。

表－3.5.5 冠水予測結果（雨量）

雨量基準	予測時間						冠水時刻 (実績)
	1 時間		2 時間		3 時間		
	予測時刻 (現時刻)	冠水時刻 (予測)	予測時刻 (現時刻)	冠水時刻 (予測)	予測時刻 (現時刻)	冠水時刻 (予測)	
4 時間 雨量	7/7 2:55	7/7 3:55	7/7 1:25	7/7 3:25	7/7 1:25	7/7 4:25	7/7 3:50
5 時間 雨量	7/7 2:55	7/7 3:55	7/7 1:30	7/7 3:30	7/7 1:30	7/7 4:30	
6 時間 雨量	7/7 2:55	7/7 3:55	7/7 1:25	7/7 3:25	7/7 1:25	7/7 4:25	

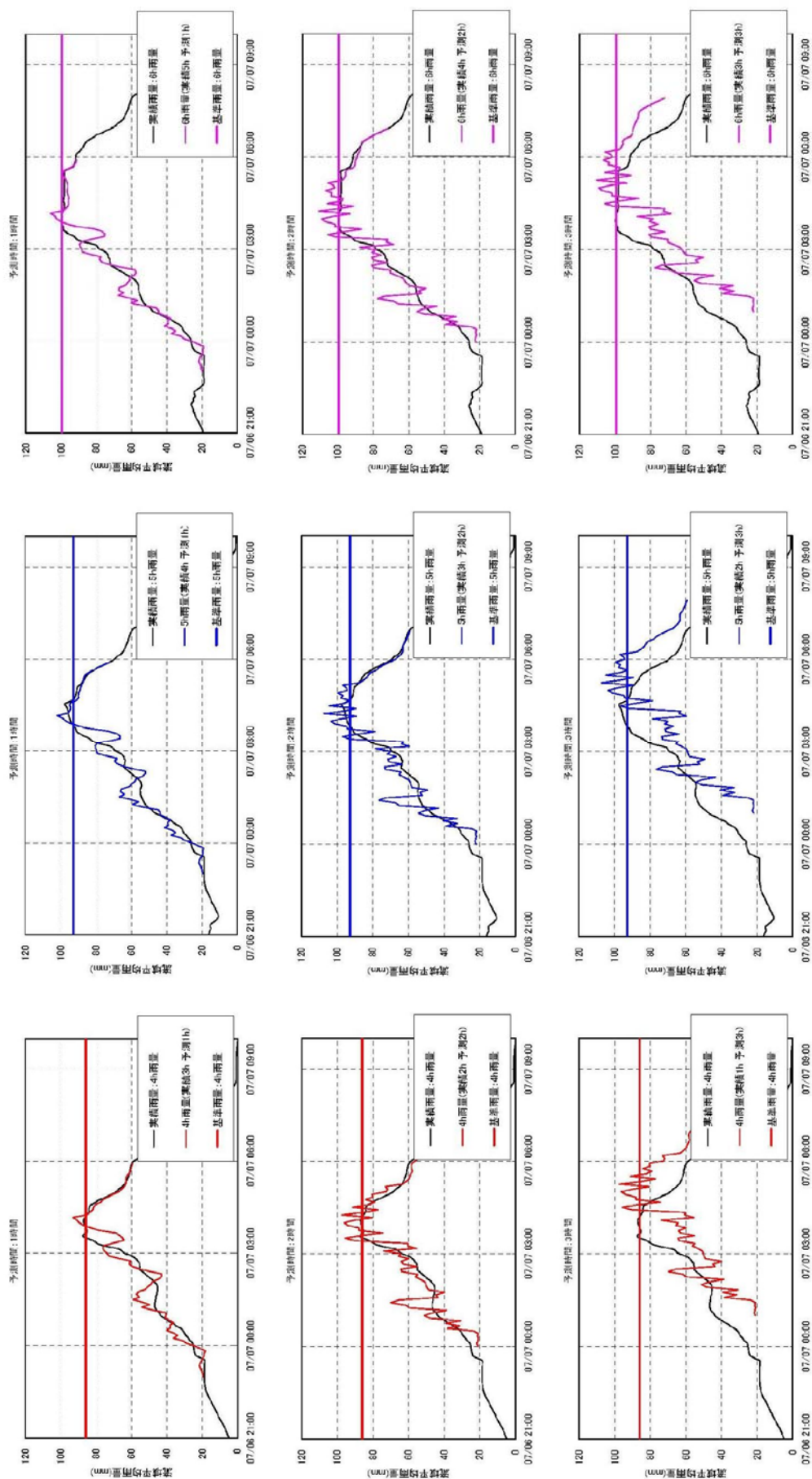


図-3.5.2 実績雨量と予測雨量を組み合わせた流域平均雨量(XバンドMPレーダ雨量)_平成24年7月7日降雨

3.5.4 予測レーダ雨量を用いた流出解析による予測

構築した流出解析モデルに3時間先までの予測レーダ雨量を与えて流出量を予測する。

冠水発生時刻の2時間45分前に、冠水発生を予測できる結果となった。しかし、本検討では予測レーダ雨量次第で予測流量は変化するため、冠水発生を予測した1時05分のあとでも、冠水が発生しないという予測もあり、危険情報の発信にあたり予測をどこまで信頼できるのかという問題はある(空振りの発生等)。

表-3.5.6 冠水予測結果(流出解析)

予測時刻 (現時刻)	冠水時刻 (予測)	冠水時刻 (実績)	備考
7/7 1:05	7/7 3:43	7/7 3:50	冠水の2時間45分前に予測

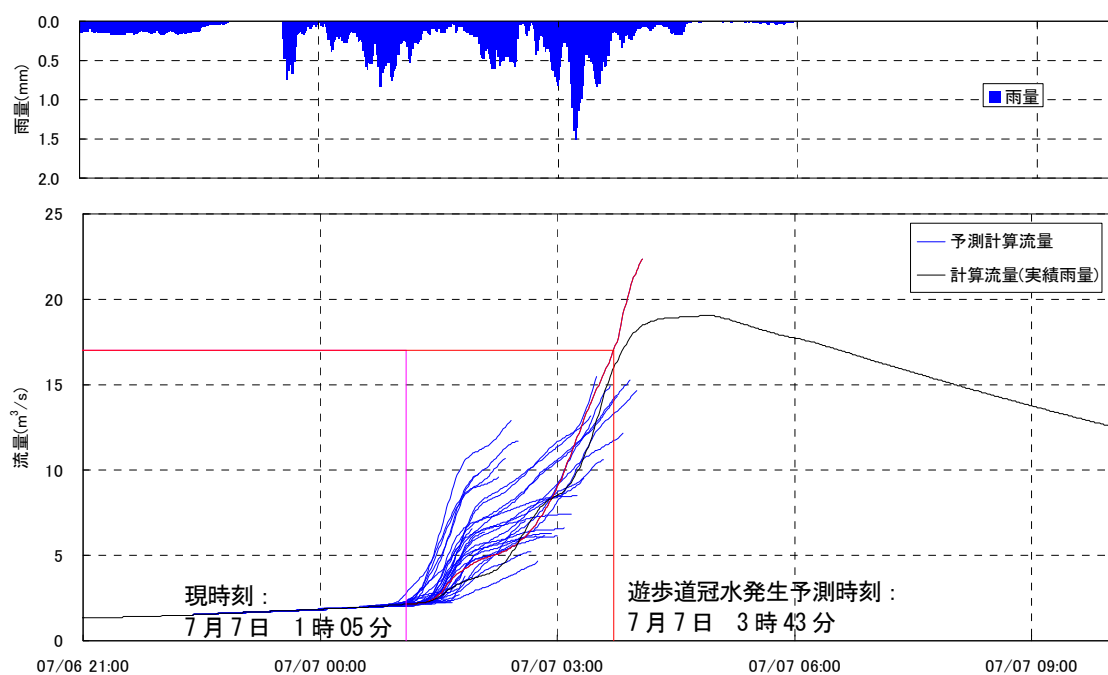


図-3.5.3 予測レーダ雨量を用いた流出解析結果

3.5.5 予測手法の適用性と課題

これまで検討してきた各手法は避難のための一定のリードタイムを確保できており、最新の降雨観測技術（XバンドMPレーダ）や精度の高い流出予測モデルの冠水予測への適用性が高いと考えられる。

本検討では対象降雨が1降雨であったことや、基準の設定のためのバックデータが少なかったため、ここでは、実際に各手法を適用、運用するにあたっての課題を以下にまとめる。

○雨量基準の設定について

雨量基準については、本検討では1降雨のみで設定したが、本来、数十年分の過去データを用いて設定する必要がある。また、使用する雨量も地上雨量とレーダ雨量のどちらを用いるのかという問題もある。また、XバンドMPレーダ雨量については、供用されてから間もないために、データの蓄積が少ないことも問題である。

○流出予測について

精度の高い解析モデルを構築しても、予測雨量によってその予測精度は左右される。本検討においても冠水発生を予測した1時05分のあとで、冠水が発生しないという予測結果が出ている。

本来、洪水予測においては、様々なフィードバック手法により予測値に対して実測調整を行うため、解析モデルだけでなくシステムの構築が必要となる。

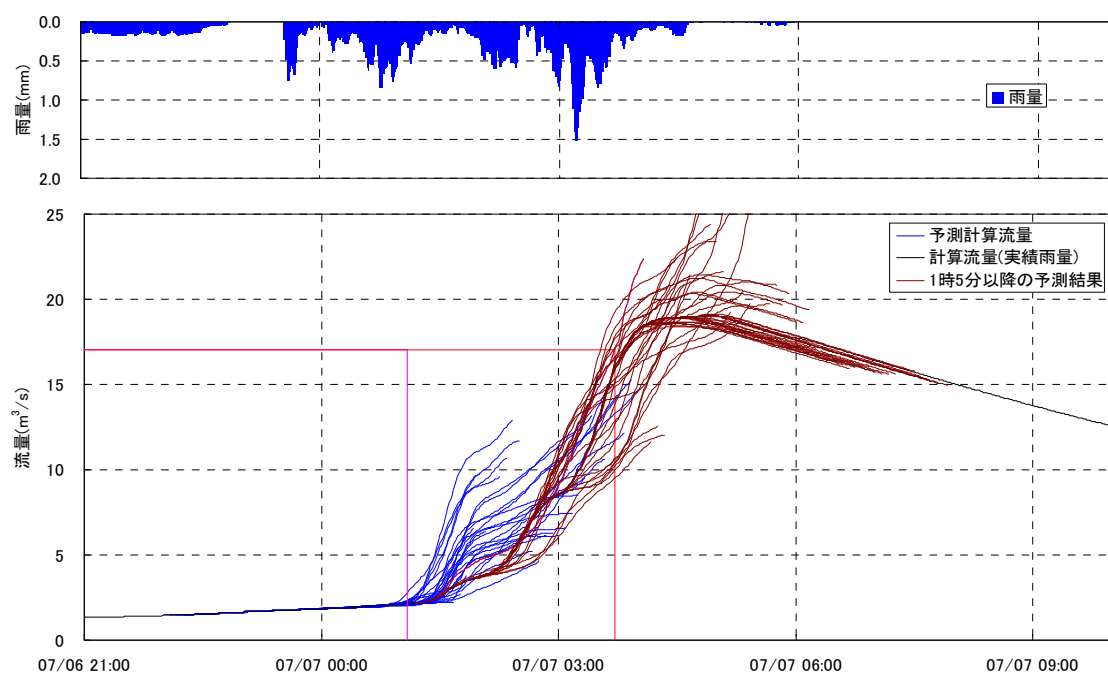


図-3.5.4 予測レーダ雨量を用いた流出解析結果

4. 土石流の発生について

4.1 検討目的

住吉川においては、河川整備が進んでおり、計画規模は 1/100 年相当である。しかしながら、住吉川の流域の大部分は急峻な山地地形が占めており、近年のような局所的な豪雨が降った場合、下流域に土石流が流下し、河道を閉塞する恐れがある。

従って、本節においては、住吉川下流域への土砂流出により河道閉塞の可能性について概略的に把握する事を目的とし、土石流の氾濫シミュレーション(一次元シミュレーション:河道内の流動のみ)を行うものとする。

4.2 土石流計算の概要

4.2.1 土石流シミュレーションの概要

本研究にて行う土石流シミュレーションは、「汎用土石流シミュレータ Kanako(京都大学, 中谷ら)」を用いて行う。本システムは、里深・水山らによって提案された土石流の流動・堆積モデルと格子型砂防堰堤の土砂調節機能を解析するモデルによって構築されており、河川の上下流方向のみを考慮する一次元モデルで、大小 2 種類の粒径からなる材料を対象として、砂防堰堤が設置された領域における土石流の流動・堆積過程を再現するものである。

以下に、土石流数値シミュレーション(一次元)を行う上での仮定条件を示す。

- ・ 急勾配の谷地形が対象。
- ・ 流れ方向(1 方向)に計算。横断方向や鉛直方向の変化は考えない。
- ・ 断面平均された水深や流速や濃度を用いる。
- ・ 流れ方向に計算するとは、谷筋に沿って計算する事であって、実験水路のような直線である必要は無い。
- ・ 溪流から出てくる土石流を追跡する場合や、土砂流出量の調節を目的とした砂防施設の機能評価に有効である。

1次元計算

2次元計算



図-4.2.1 土石流模式図

4.2.2 住吉川における砂防施設

(1) 住吉川における砂防事業

六甲山から流れ出す河川は、河口までの距離が非常に短く、いずれも急流である為、河口までの流下時間が非常に短いとされている。また、六甲山は風化した崩れやすい花崗岩から形成されている為、山腹崩壊等が発生しやすく、土石流が発生しやすい環境にある。

これらの背景を踏まえて、六甲山系では、順次堰堤等の砂防施設の整備が進んでおり、現在における土砂整備率(計画上の対象土砂量に対する整備済土砂量の割合)は山系全体で約57%に達している。

このうち、表-4.2.1 に示す通り住吉川においては、土砂整備率が62.0%と全体と比較して比較的高い整備率を有している事が分かる。

$$\text{整備率 } 57.1\% = \frac{\text{整備済土砂量 } 7,590,377\text{m}^3}{\text{整備対象土砂量 } 13,299,000\text{m}^3} \times 100$$

表-4.2.1 六甲山系における整備土砂量³⁾

河川名	整備対象土砂量 (m3)	整備率	整備土砂量 (m3)
夙川	380.000	60.8%	230.868
宮川	85.000	36.8%	31.261
芦屋川	849.000	65.0%	551.640
高橋川	122.000	22.8%	27.828
天上川	208.000	61.8%	128.499
住吉川	1,876.000	62.0%	1,163.355
石屋川	208.000	63.2%	131.457
都賀川	960.000	59.4%	570.058
西郷川	144.000	55.3%	79.599
新生田川	1,463.000	67.3%	984.543
宇治川	496.000	56.9%	281.986
新湊川	1,906.000	52.2%	994.036
妙法寺川	575.000	51.1%	293.594
千森川	64.000	41.8%	26.734
一の谷川	94.000	68.3%	64.218
二の谷川	25.000	39.7%	9.927
敦盛塚川	12.000	52.3%	6.270
堺川	48.000	100.0%	整備済み
南部小計	9,515.000	59.1%	5,623.873
山田川	1,080.000	38.5%	416.006
有野川	1,409.000	61.4%	865.332
有馬川	867.000	56.3%	487.840
船坂川	428.000	46.1%	197.326
北部小計	3,784.000	52.0%	1,966.504
合計	13,299.000	57.1%	7,590.377

(2) 既設砂防施設状況の把握

住吉川上流域は、六甲山地の急峻な地形が広がっており、それに伴い砂防堰堤が多数整備されている。現況の河床勾配は最上流部で $I=1/5(22\%)$ 程度と非常に急勾配であり、下流になるに従い $I=1/14(7\%)$ 程度と緩勾配となる。また、各砂防堰堤の堆砂状況については、ほぼ満砂状態のものが多く、溪床の土石流堆積物は少ないと考えられる。

以下に、住吉川流域における砂防堰堤の整備状況及び溪床勾配の状況を示す。

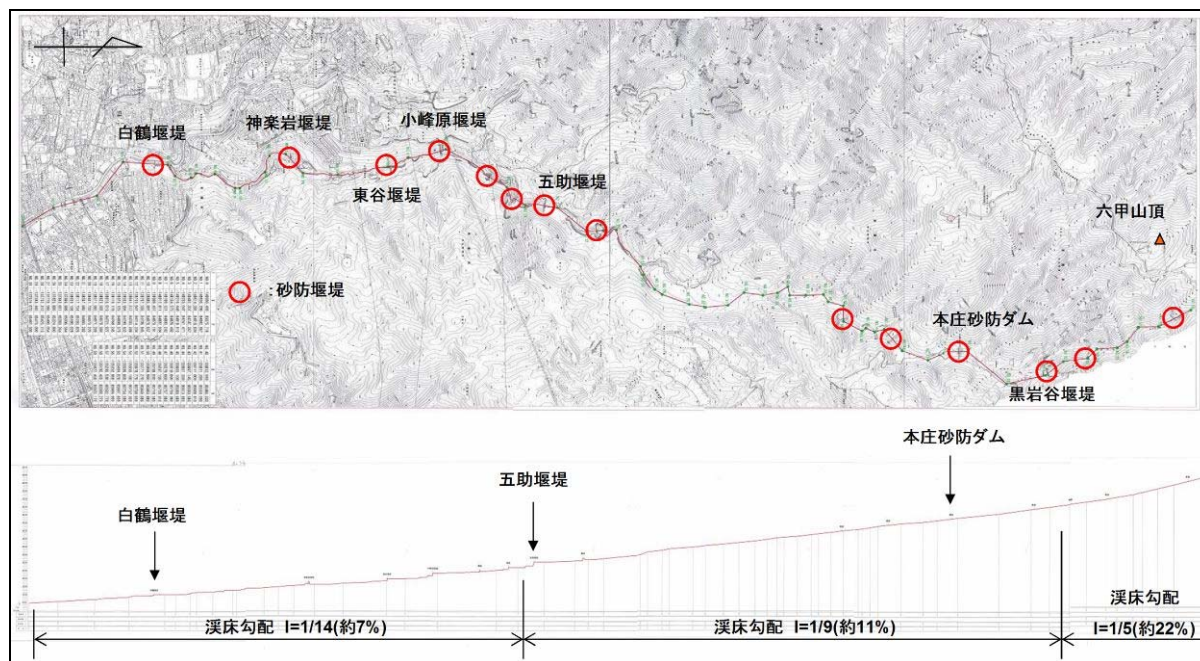


図-4.2.2 砂防堰堤整備状況及び溪床勾配

また、中流域に位置する五助堰堤については満砂状態ではあるが、堆砂敷に広い平坦地を形成している為、上流の土石流が流下したとしても当該箇所で減速し、下流への土砂の流出を防ぐ事が出来ると考え、本シミュレーションについては、五助堰堤より下流にて実施するものとする。

表4.2.2 に五助堰堤より下流における既設堰堤の状況について示す。

表－4. 2. 2 既設堰堤の状況

堰堤の概要	堰堤及び溪床の状況	
白鶴堰堤 形式：不透過型 堰堤は満砂状態であり、上流側の堆砂敷には植生が繁茂している。また、下流は川幅が広く、河道内についても整備されている。		
	堰堤の状況	堰堤下流の状況
神楽岩堰堤 形式：不透過型 堰堤は未満砂状態であるが、堆砂敷には民家が立地している。また、下流の川幅は狭く、溪床の不安定土砂は少ない。		
	堰堤の状況	堰堤下流溪床の状況
小峰原堰堤 形式：不透過型 堰堤は満砂状態であり、上流からの越流水ではなく、伏流水が多い。また、下流の川幅は狭く、溪床には巨礫が点在している。しかし、溪床の不安定土砂は少ない。		
	堰堤の状況	堰堤下流溪床の状況
五助堰堤 形式：不透過型 堰堤は満砂状態であり、上流堆砂敷が広く、平坦地が形成されている。		
	堰堤の状況	堰堤上流堆砂敷の状況

4.3 シミュレーション結果

4.3.1 パラメータの設定

(1) 計算に用いるパラメータ

汎用土石流シミュレータ Kanako による一次元解析を行うにあたって、以下のパラメータを設定した。

表-4.3.1 計算に用いるパラメータ

パラメータ	単 位	数 値
計算時間	s	1,800
計算の時間間隔	s	0.01
砂礫密度	kg/m ³	2,550
流体相密度	kg/m ³	1,180
砂の内部摩擦角		0.70
粒径	m	0.50
河床の容積濃度		0.60
重力加速度	m/s ²	9.8
侵食速度係数		0.0007
堆積速度係数		0.05
マンニングの粗度係数	s/m ^{1/3}	0.030
設置ダム数	基	2

河道条件の入力については、河川の固定床(縦断形状)、移動床(堆積土砂厚)及び溪床幅により作成する。その際、設置ダムについては、未満砂状態であるダムを対象とし、満砂状態のダムについては、地形として入力を行うものとした。また、本シミュレーションにおける計算の起終点については、前述した通り五助堰堤から白鶴堰堤の下流部の市街地までとし、地形図及び現地踏査により河道条件を設定した。



現地踏査を実施した結果、現溪床は一部露岩しており、溪床に堆積する不安定土砂は概ね堆積土砂厚 50cm 程度であると判断される為、移動床は固定床(現溪床)から等厚 50cm として設定を行った。

供給ハイドロの設定を行うにあたって、住吉川における移動可能土砂量等の基本事項の把握が不十分である
為、本解析では以下の2 ケースにおいて解析を行い、住吉川における土砂流出の可能性についての目安とする。

- また、算定したピーク流量を基にハイドロ波形を作成するが、一般的には100秒矩形または200秒三角型のハイドロ波形を作成する為、本シミュレーションにおいては、200秒三角型のハイドロ波形を作成するものとする。

①仮定した流出土砂量を用いた土石流ピーク流量

土石流ピーク流量の算定には、以下の算定式を用いるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

ここに、 σ ：礫の密度(2,550kg/m³)

ρ ：水の密度(1,180kg/m³)

ϕ ：溪床堆積土砂の内部摩擦角(一般的には35°)

θ ：現溪床勾配(五助堰堤より下流 I=1/12.5)

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dtp}}{C_d}$$

ここに、 Q_{sp} ：土石流ピーク流量(m³/s)

ΣQ ：土石流総流量(m³/s)

V_{dtp} ：1波の土石流により流出すると想定される土砂量(m³/s)

C_d ：土石流濃度(0.30 ≤ C_d ≤ 0.54)

C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度(一般的には0.6)

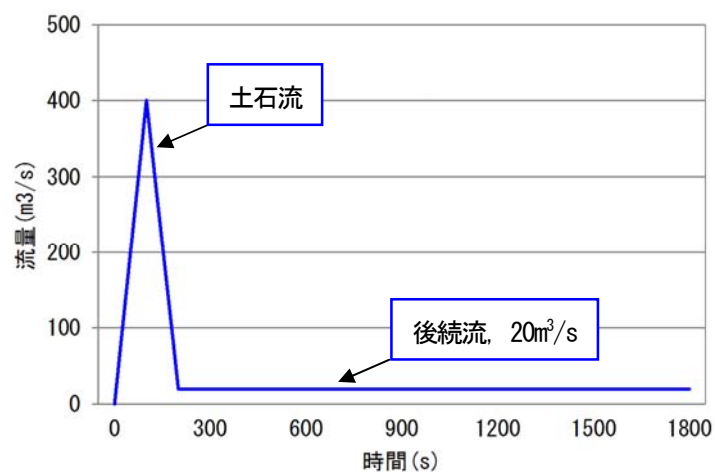
従って、

$$C_d = \frac{1,180 \times \tan 4.6^\circ}{(2,550 - 1,180)(\tan 35^\circ - \tan 4.6^\circ)} = 0.11 < 0.30$$

また、1波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dtp} については、 $V_{dtp}=20,000\text{m}^3$ と仮定すると、

$$\Sigma Q = \frac{0.6 \times 20,000}{0.30} = 40,000\text{m}^3$$

$$Q_{sp} = 0.01 \times 40,000 = 400\text{m}^3 / \text{s}$$



②実績降雨を用いた清水時のピーク流量

清水の対象流量については、合理式を用いて算定するものとし、以下に算定式を示す。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot K_{f1}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

ここに、 P_{24} : 24時間雨量(平成23年9月の台風12号洪水の実績160mm/day)

K_{f1} : 流出係数(山地地域0.7)

K_{p1} : 係数(一般的には120)

A : 流域面積(km²)

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A$$

ここに、 P_e : 有効降雨強度

A : 流域面積(km²)

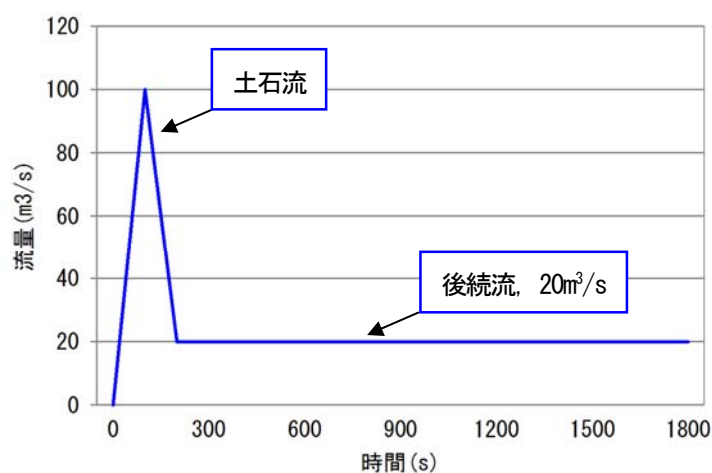
その際用いる24時間雨量については、平成23年9月の台風12号洪水における実績降雨量を用いるものとする。(荒神山雨量観測所)

$$P_e = \left(\frac{160}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 0.7^2}{\frac{120}{60} \times 11.2^{0.22}} \right)^{0.606} = 21.05 \text{ mm/h}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times 21.05 \times 11.2 = 65.49 \text{ m}^3/\text{s}$$

土砂含有を考慮した流量は、

$$1.5Q_p = 1.5 \times 65.49 = 98.24 \text{ m}^3/\text{s} \quad \div \quad 100 \text{ m}^3/\text{s}$$



4.3.2 シミュレーション結果

(1) 仮定した流出土砂量を用いた土石流ピーク流量

図-4.3.2 に示す通り、既設砂防堰堤により流出土砂を捕捉する為、市街地に該当する観測地点4においても土石流の到達は確認されなかった。

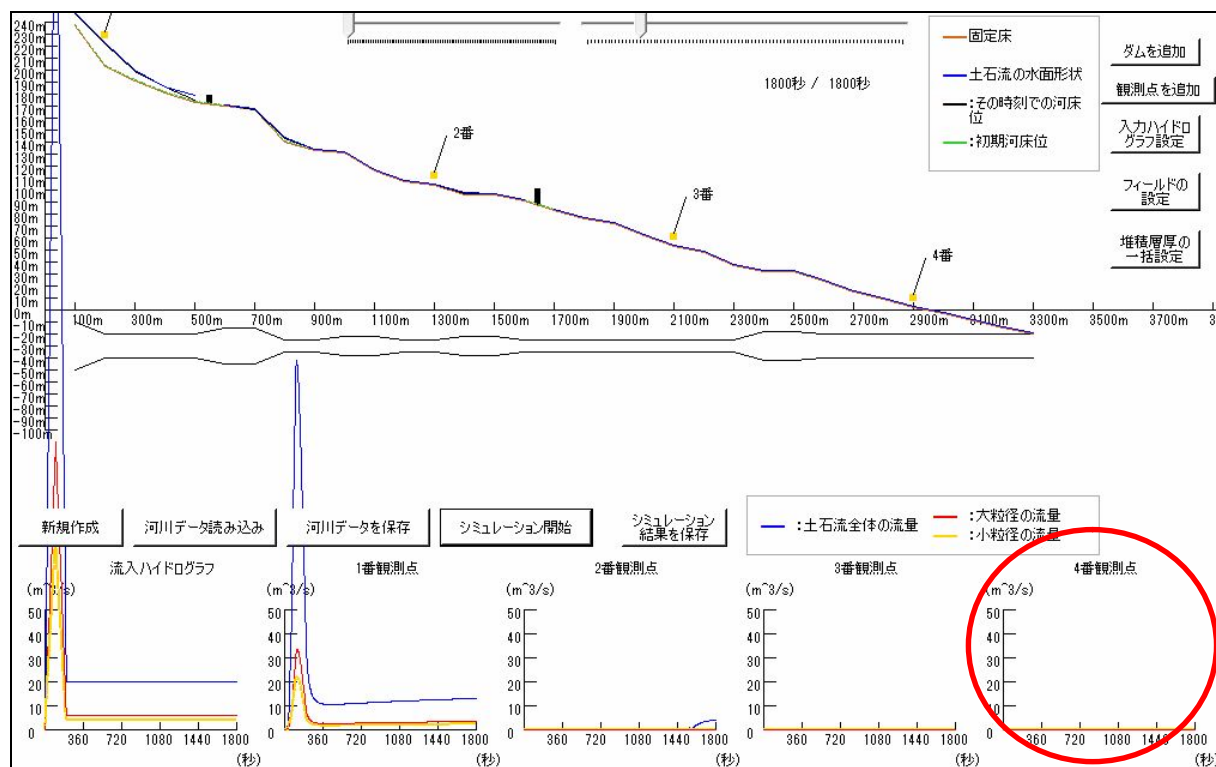


図-4.3.2 シミュレーション結果①

(2) 実績降雨を用いた清水時のピーク流量

図-4.3.3 に示す通り、(1)のシミュレーション結果同様、市街地に該当する観測地点 4 においても土石流の到達は確認されてなかった。

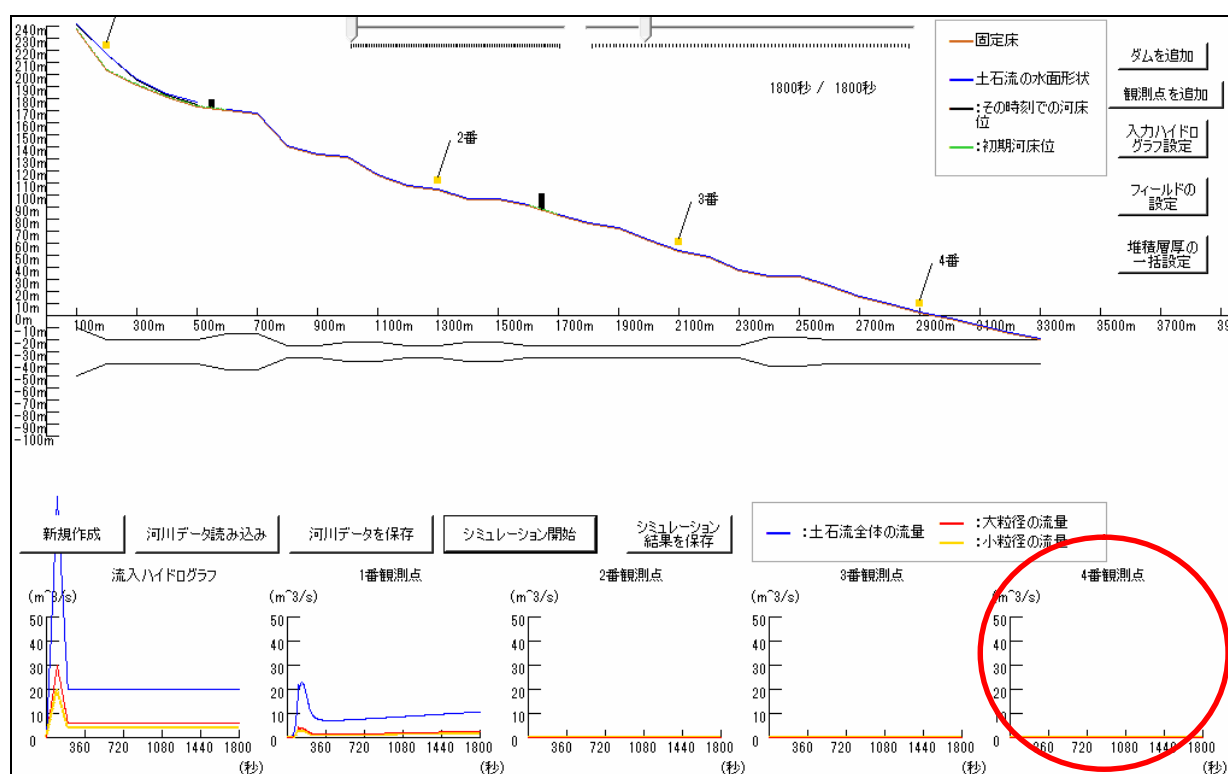


図-4.3.3 シミュレーション結果②

4.4 土砂流出の可能性と砂防施設の効果

本シミュレーションの結果、未満砂である既設砂防施設により、上流から流下する土砂については捕捉する事が出来、下流域までは土砂は流出しない事が分かった。

しかしながら、本シミュレーションに用いた基本条件は、あくまでも概略的に把握する事を目的とした概略条件である為、今後は住吉川における地形データ、既設砂防施設に関するデータ及び流出土砂量に関するデータ等の詳細情報を入手する事により、土石流シミュレーションの精度向上を行う必要があると考えられる。

5. 災害情報の伝達手法と防災対策例

5.1 情報伝達媒体

上記の洪水や土石流等の災害時においては、国や自治体だけではなく一般市民等からの情報伝達が、適切な避難行動を行う上で非常に重要である。現在では、過去における災害を経て各自治体や国の機関、また一般市民自身において多様な情報伝達手法が実施されておりその効果を発揮している。

情報の伝達は、表－5.1.1 に示すように一般的にテレビやラジオ、ホームページ各種、メール、防災行政無線等から得られ、兵庫県ではとくに「ひょうご防災ネット」を活用し、災害発生時の緊急情報や避難情報をいち早く市民の方々に発信している。

また、兵庫県では中小河川の氾濫、内水による浸水、急傾斜地での土砂災害等による被害が頻発していることから、平成24年4月に「避難勧告等の判断・伝達マニュアル作成ガイドライン（水害・土砂災害編）」を策定した。神戸市においても「土砂災害・水災害に関する危険予想箇所図」の公表、「風水害等対策編」等を策定し、住民に対して防災情報の提供、注意喚起を行っている。

表－5.1.1 情報伝達手法（兵庫県の一例）

テレビ・ラジオ	・一般放送局の天気予報、テロップ ・ケーブルテレビ
ホームページ	・気象庁 http://www.jma.go.jp/jma/index.html ・兵庫県フェニックス防災情報 http://web.bosai.pref.hyogo.jp/public/ ・tenki.jp（日本気象協会） http://tenki.jp/ ・国土交通省 防災情報提供センター http://www.bosai.joho.go.jp/ ・国土交通省 川の防災情報 http://www.river.go.jp/
メール	・ひょうご防災ネット http://bosai.net 携帯電話のメール機能やホームページ機能を利用して、災害発生時等の緊急時に、緊急情報（地震情報・津波情報・気象警報）や避難情報等をいち早く県民の方々に発信するシステムです。平常時には、防災の心得、防災訓練の案内、市町防災機関の連絡先等の緊急時に備えた防災情報を掲載しています。
防災行政無線	・屋外スピーカー ・戸別受信機 ・広報車

また、神戸市では表六甲の各河川の状況がライブカメラで公開され、インターネットを通していつでも現在の河川状況が把握できるようになっている。また、同サイトで水位情報や雨量レーダー（X バンド MP レーダー）へもリンクされており、視覚的にわかりやすく情報提供されている。

次ページに、各種の情報伝達例を示した。

04) 住吉川 五百崎橋(上流・左岸側)

今日の訪問者数は8人です

現在の映像

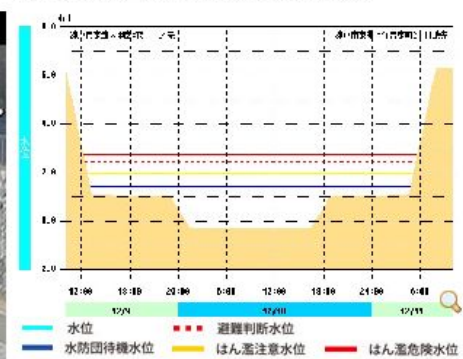


※回線状況によって映像が正常に表示されない場合があります。
その場合はブラウザの更新ボタンを押してから、上記の画像をクリックしてください。

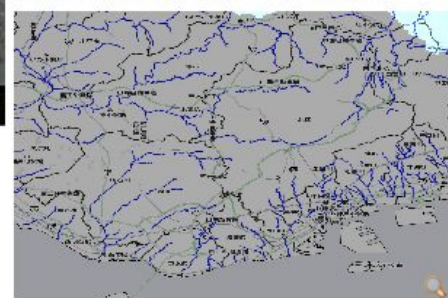
平常時の画像



水位グラフ(国土交通省川の防災情報)

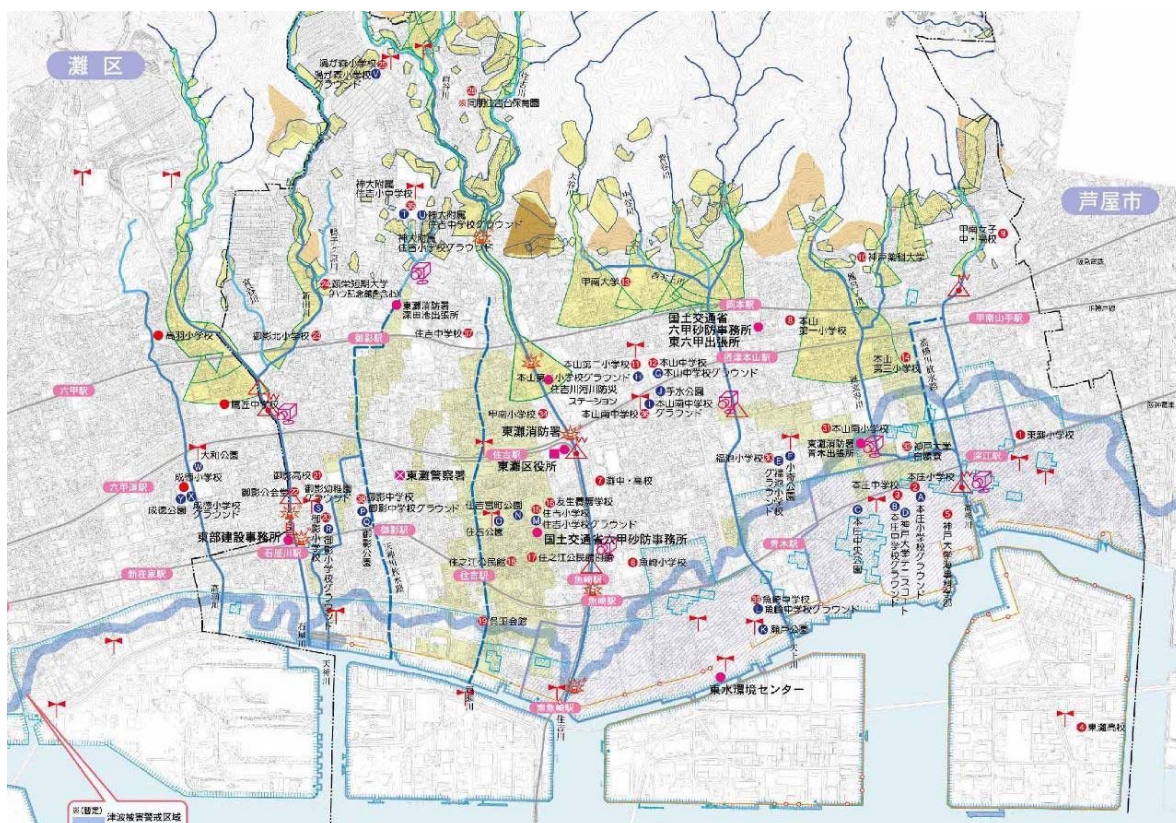


国土交通省XバンドMPLレーダ雨量情報



※雨量情報利用上の注意

図-5.1.1 神戸市河川モニタリングカメラシステム (神戸市 hp)



図中に示す記号の説明			
記号	箇所名	補足説明	
土砂災害 危険予想箇所	土砂災害警戒区域 (急傾斜地の崩壊)	傾斜30度以上かつ高さ5m以上のがけ地で、崩壊した場合に市民に危害が生じるおそれのある区域です。(土砂災害防止法)	
	急傾斜地崩壊危険区域 (対策工事実施箇所)	傾斜30度以上かつ高さ5m以上のがけ地で、対策工事を実施している区域です。(急傾斜地崩壊)	
	土砂災害警戒区域 (土石流)	土石流が発生した場合に、市民に危害が生じるおそれのある区域です。(土砂災害防止法)	
	地すべり等 防止区域	地すべりしている区域及びこれに隣接する区域で地すべりを助長、誘発するおそれの大きい区域です。(地すべり等防止法)	
	土石流危険渓流	土砂と水が一気に流れ出す土石流の発生のおそれのある渓流です。	
河川 (土砂災害危険箇所)	山地災害	山地において、がけ崩れ等が起こるおそれのある箇所です。	
	洪水が想定される区域	100年に1回程度の確率で発生する大雨が降った場合に、二級河川からあふれた水により洪水が想定される区域を示しています。ただし、小さな河川や池、水路からあふれた水による洪水は示していませんので、着色されていない区域でも注意が必要です。(洪水想定は平成18年3月時点のものです)	
	河川モニタリングカメラ	河川の映像をインターネットで、パソコンや携帯電話に配信中です。ホームページ http://www.kobe-city-office/camera-camera/	
	増水警報システム (回転灯)	大雨・洪水注意警報および警報に連動する回転灯を示しています。(※右笠川は河川・台地利用型に16番設置、右笠川は阪神間線～西灘2号区間に4番設置)	
	普通洪水水量標	河川の水位を観測する、水量標(水位を測るものさし)を設置している箇所を示しています。	
	自記式水量標(テレビ)	河川の水位を自動観測する、水量標(テレビ型水位計)を設置している箇所を示しています。	

雨水幹線		浸水危険度の高い区域	雨水幹線の排水能力を上回る豪雨が降った場合には、いたる所で浸水が発生します。その際に、雨水幹線からあふれた水により浸水被害が大きくなると予想される区域を示しています。
		過去にあふれた箇所	平成元年以降にあふれた箇所の雨水幹線を示しています。
その他		雨量観測所	雨量を観測しており、兵庫県や神戸市で監視をしています。住民のみなさんが知ることでできる雨量情報は、裏面の雨量情報ダイヤルで得ることができます。
		避難所 広域避難場所	災害時における避難所(避難場所)です。場所名や連絡先などは、裏面に示す一覧表を参考にしてください。
		屋外スピーカー型 受信機	避難警報や避難指示(命令)が放送されます。大雨の時には、聞こえづらいことがあります。近くの防災無線コミュニティに設置してあるラジオ型受信機やテレビ・ラジオの放送などの情報でも知ることができます。
		標識板設置箇所	土石流危険渓流を示す標識板です。
施設		地下駐車場	大雨の時は浸水の危険があり、注意が必要です。
えん波に 関係する		津波警戒地域	津波時の最高水位(海抜2.5m)よりも地盤の低い地域又は海岸付近です。想定上は浸水被害がなくとも、防潮堤の被害状況によっては浸水の恐れがあり、警戒が必要です。
		津波避難対象地区	津波の浸水予想地域が含まれるあるいは、地盤ととの津波防災計画で避難すると定めた町丁又は海岸付近です。津波警報が発せられた場合は、速やかに避難する必要があります。
防潮施設		防潮堤	
		防潮鉄扉	高潮による浸水を防ぐための防潮堤や防潮鉄扉、水門を示しています。
		水門	

図一5.1.2 土砂災害・水災害に関する危険予想箇所図(神戸市)



図-5.1.3 土砂災害監視施設の設置と情報伝達⁵⁾

六甲山系の土砂災害に関しては、主に国土交通省六甲砂防事務所が監視しており、災害情報を無線や光ファイバケーブルによって、住民や自治体へ伝達している。

5.2 防災に対する住民の意識

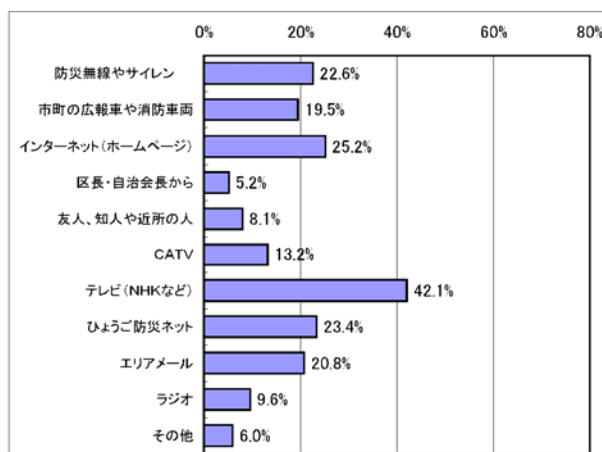
情報をもらう側の防災に対する意識、避難行動について、兵庫県が一般市民へアンケートを実施しており、「兵庫県：避難勧告等の判断・伝達マニュアル作成ガイドライン（水害・土砂災害編）」の中で、以下のように記載されている。

(1) 避難情報の入手手法

情報の入手についてはテレビが最も多く、次にインターネットや兵庫防災ネット、防災無線、サイレンと続いている。また、災害の発生する可能性がある地域にいる住民に自動的にメールが届くエリアメールも比較的割合が多い。

Q4（Q3で「ある」と回答した385人に）
避難準備情報・避難勧告・避難指示をどのような手段で入手したか（複数選択可）

(1) 防災無線やサイレン	22.6%
(2) 市町の広報車や消防車両	19.5%
(3) インターネット(ホームページ)	25.2%
(4) 区長・自治会長から	5.2%
(5) 友人、知人や近所の人	8.1%
(6) CATV	13.2%
(7) テレビ(NHKなど)	42.1%
(8) ひょうご防災ネット	23.4%
(9) エリアメール	20.8%
(10) ラジオ	9.6%
(11) その他	6.0%
・市、地元消防団、知人等からのメール など	12件 23件

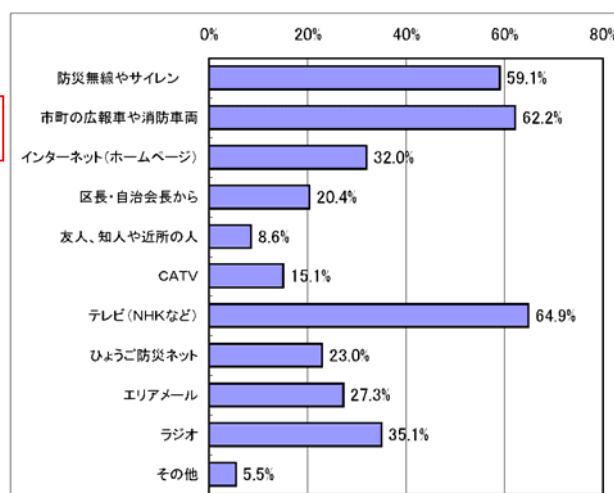


(2) 希望する情報入手手法

住民が希望する避難情報等の入手手法は、テレビの他、身近な存在である市町からの直接的な情報提供（広報車やサイレン、防災無線）への期待が伺える。

Q5避難準備情報・避難勧告・避難指示をどのような手段で提供してほしいか（複数選択可）

(1) 防災無線やサイレン	59.1%
(2) 市町の広報車や消防車両	62.2%
(3) インターネット(ホームページ)	32.0%
(4) 区長・自治会長から	20.4%
(5) 友人、知人や近所の人	8.6%
(6) CATV	15.1%
(7) テレビ(NHKなど)	64.9%
(8) ひょうご防災ネット	23.0%
(9) エリアメール	27.3%
(10) ラジオ	35.1%
(11) その他	5.5%
・携帯電話を活用した連絡 など	28件 65件

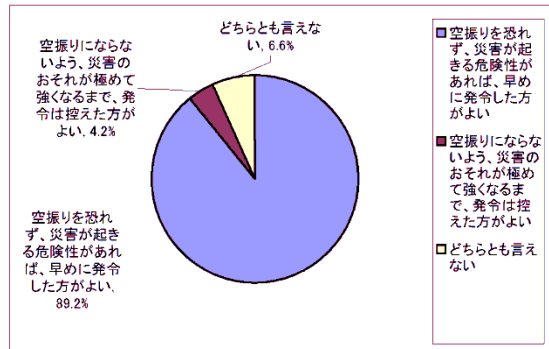


(3) 情報伝達のタイミング

避難情報の発令に対して、一部「空振り」についての非難があるが、大多数は空振りを恐れず災害が発生する危険性があれば早めに発令した方がよいと回答している。

Q7避難準備情報等の発令のタイミングについてあなたの考えに近いものは(1つ選択)

- | | |
|--|-------|
| (1) 空振りを恐れず、災害が起きる危険性があれば、早めに発令した方がよい | 89.2% |
| (2) 空振りにならないよう、災害のおそれが極めて強くなるまで、発令は控えた方がよい | 4.2% |
| (3) どちらとも言えない | 6.6% |



(4) 今後の災害対策（水害対策）に必要なと思うものは？

災害対策に必要なものとして、最も期待しているのはテレビやラジオで、いち早く災害情報や避難情報を放送することが期待されている。

→ 情報伝達に関する要望（ソフトウェア）

2 番目に期待されているのは、避難路や避難場所の整備である。

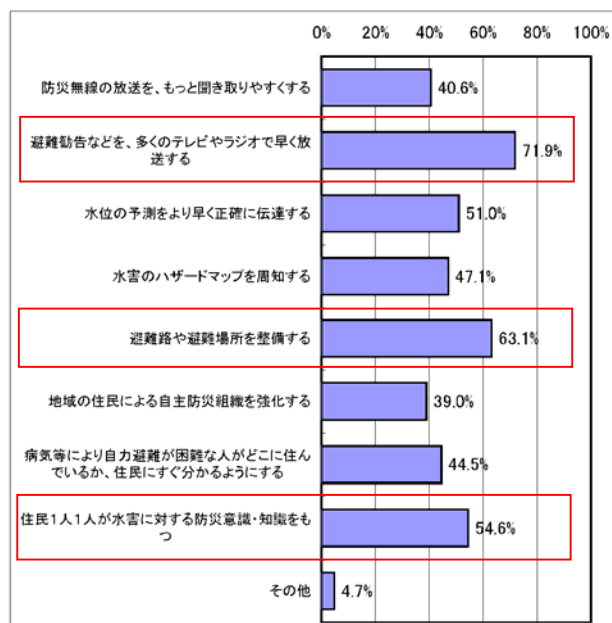
→ 施設整備に関する要望（ハードウェア）

3 番目に期待されているのは、住民1人1人が防災意識・知識を持つこととなっている。

→ 防災教育・啓発活動に関する要望（ヒューマンウェア）

Q9今後の水害対策に必要なと思うものは(複数選択可)

- | | |
|---|-------|
| (1) 防災無線の放送を、もっと聞き取りやすくする | 40.6% |
| (2) 避難勧告などを、多くのテレビやラジオで早く放送する | 71.9% |
| (3) 水位の予測をより早く正確に伝達する | 51.0% |
| (4) 水害のハザードマップを周知する | 47.1% |
| (5) 避難路や避難場所を整備する | 63.1% |
| (6) 地域の住民による自主防災組織を強化する | 39.0% |
| (7) 病気等により自力避難が困難な人がどこに住んでいるか、住民にすぐ分かるようにする | 44.5% |
| (8) 住民1人1人が水害に対する防災意識・知識をもつ | 54.6% |
| (9) その他 | 4.7% |
| ・水害対策事業の推進 | 9件 |
| ・避難方法など具体的な情報提供 | 5件 |
| ・行政による住民の防災意識啓発など | 56件 |



5.3 アンケート結果から見た防災に対する方向性

上記のアンケートの集計結果、住民が求める出水時の情報入手手段、その時期、必要な整備手法等は以下のようにまとめられる。なお、このアンケートは兵庫県で実施されたものであるが、方向性としては全国共通と思われる。

① 正確・確実な情報伝達の確保

伝達手法は、テレビ、広報車や消防車両、防災無線やサイレンが望まれている。インターネットの利用は年代間の差が大きい。

② 早めの避難指示等の情報発信

空振りを恐れず、災害が発生する恐れのある地域全体に発令することが望まれている。

③ 防災はハード、ソフト、ヒューマンが重要

今後の水害対策は、避難路や避難場所の整備というハードウェアの他、避難情報の早期伝達や防災意識の向上等、ソフトウェア、ヒューマンウェアが重要である。

5.4 防災対策施設例

前述のように、2008年に神戸市の都賀川において、突発出水による水難事故が発生した。その後、表六甲の各河川においては各種の水害防災対策が実施されている。

ここでは、河川で実施されている防災対策の一例を紹介する。

(1) 河川増水警報システム

住吉川等の河川では、ラジオ関西の放送電波を利用し、「大雨注意報」「洪水注意報」「大雨洪水注意報」「大雨警報」「洪水警報」「大雨洪水警報」のいずれかの気象情報が発令された場合、黄色の回転灯が点灯し河川利用者に情報を提供する。この回転灯は、警報灯が解除されるまで点灯し続ける。



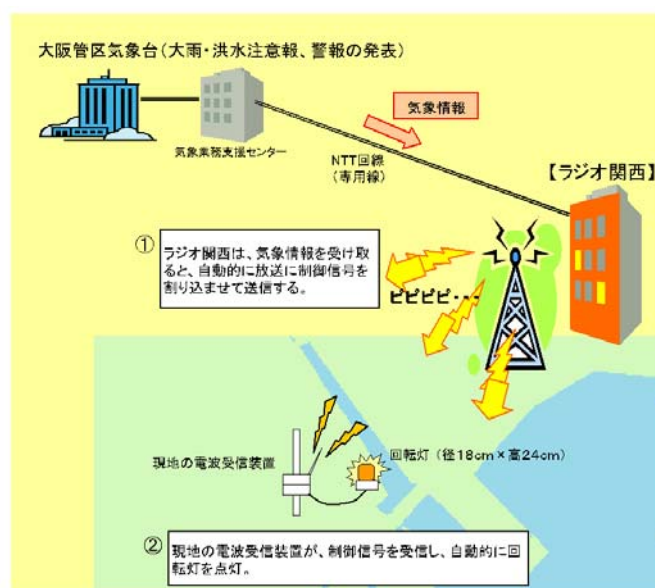
「橋の下雨宿り」危険の看板



回転灯設置表示板



警報が出てます。川に立ち入らないように！



図ー5.4.1 ラジオを活用した増水警報システム例⁶⁾

(2) 看板や電光掲示板による注意喚起

都賀川では、水難事故当時の状況写真を看板で明示し、よりインパクトのある注意喚起を行っている。



図ー5.4.2 インパクトのある看板表示

以下の電光掲示板は、川を利用している人から見やすいように表示位置を工夫している。表示板の作動は、水位データと警報等から自動配信される。



図ー5.4.3 設置位置を工夫した電光掲示板（島根県玉湯川の例）⁷⁾

(3) 河道内の避難施設

避難支援施設として、階段やはしごの設置が比較的多くみられるが、河川利用者を堤内地に避難させる施設は、設置場所や予算等の制限があり、完全に設置することは難しい。

そのような理由から、兵庫県では、「救助がくるまで待つ施設」として、根継ぎのある場所には手すりを設置し、緊急時に根継ぎの上に避難しやすいようにした。

また、根継ぎのない場所にも、60cm 高のコンクリートの台座を作りそこに手摺を設けた。60cm の高さでも、水位上昇による事故の防止には有効となる。これは、2008 年 7 月の都賀川の事故の教訓による工夫である。



ポイント①: 手すりの設置

緊急時に取り残されても、つかまることができるようにしている。

ポイント②: 根継ぎの利用

手すりを設置したことで、緊急時に避難する場所として根継ぎが利用できるようになっている。



ポイント③: 台座の設置

緊急時に水位が上昇して逃げ道がなくなった場合に台座の上に登ることができる。

ポイント④: 設置箇所

人の利用の多い場所かつ、階段間の距離が広い箇所(階段までの距離がある箇所)に設置。

図-5.4.4 河道内の一時避難施設（都賀川の例）⁷⁾

(4) 河川沿いに設置した救命具

釧路河川事務所では、以下のように出水時に逃げ遅れた人や、河川への転落者のために、救命具を設置している⁷⁾。



<実施内容・効果>

▽救助器具の入ったボックスを設置し景観に配慮している。

▽救助道具が入っていることが一目でわかるデザインとなっている。

▽緊急時の河川管理者の連絡先を明記している。

(5) 防災スピーカーについて

上記に記載した避難に関する住民アンケートの結果、避難情報を提供する手段はテレビの他、広報車やサイレン等も多く期待が寄せられていることがわかった。

広報車やサイレンは、一般的にスピーカーを通して住民に避難情報を伝達するが、このスピーカーに関して以下のような課題も挙げられている。

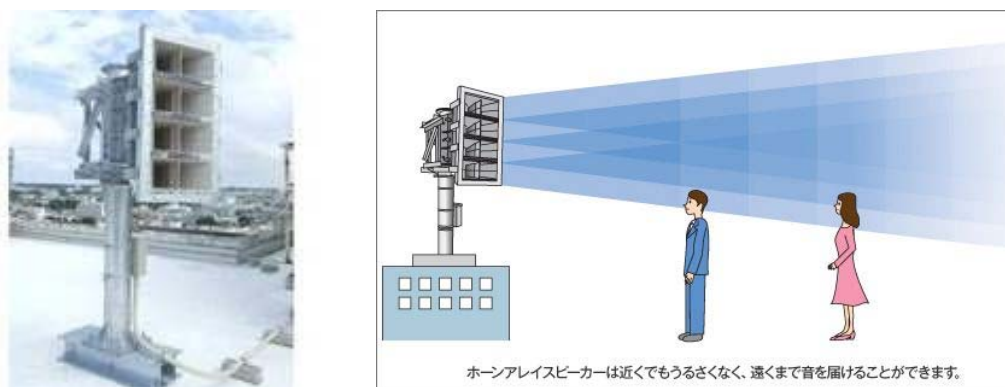
- ・ 屋外スピーカー設置場所周辺世帯への騒音被害が著しい。音は遠くに行くほど小さくなるため、必然的にスピーカー近くの世帯には過剰音量となり、家屋全体が震えるような大音量となっていることもある。
- ・ 市区町村の境界に近い地区では隣接する自治体の放送が聞こえることもある。
- ・ 家屋の気密性が増したため、屋外スピーカーの音が聞き取りにくい。戸別受信装置の配布で対応する自治体もあるが、基地局から距離が離れていたり地形等によって受信が不安定な世帯用に屋外へアンテナを設置するなどの工事が必要となる場合がある。
- ・ 耳の遠い高齢者等から「声が聞き取れない」との苦情が来ることにより過剰音量となる傾向があり、騒音被害が増大している。

上記のような課題に対し、最近では超音波を利用した超指向性スピーカーや、全方位型スピーカー、遠方数 km まで届くスピーカー、ネットワーク経由でリモートコントロールが可能なスピーカー等、各種開発されている。

以下にその一例を示すが、実際の適用については、その場所の条件にあったより効果的な防災機器の整備が求められる。

① 長距離スピーカー

当スピーカーは、従来のホーンスピーカーを連結した新しい形のスピーカーである。複数のスピーカーから同じ音を同時に出しつつ、それぞれの音が伝わっていく過程で重なり合い力を増すようにコントロールすることで、従来のホーンスピーカーに比べ2～3 倍の距離まで明瞭な音を届ける事ができる上、垂直方向の指向性を狭くする事により設置場所直下での音量を抑え、近隣住民の騒音問題解消にも役立つものである。これまで、複数の地方自治体への納入実績がある。



図ー5.4.5 長距離スピーカーの一例 (http://www.toa.co.jp/ir/message/topic_hornarray.htm より)

② 全方位型スピーカー

全方位型スピーカーは、スピーカーから全方位（360°）に向けて高い指向性の音を伝達し、これまでカバーできなかったエリアに対しても、災害情報を的確に伝えることが出来るものである。



図－5.4.6 全方位スピーカーの効果 (<http://www.towaeng.co.jp/solution/emg/lrad/index.html> より)



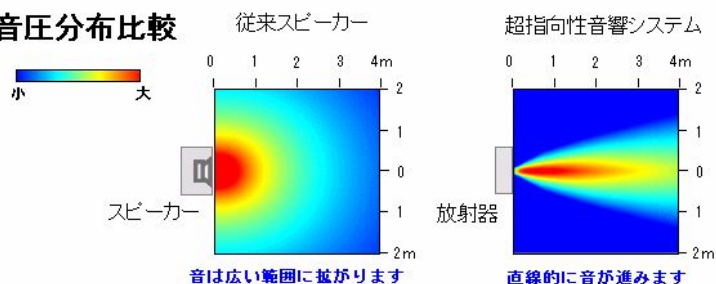
図－5.4.7 全方位スピーカーの一例

③ 超指向性スピーカー

超指向性スピーカーは、スピーカーの課題で挙げられた近隣住民への騒音問題に対応できるスピーカーである。このスピーカーは、必要ではないエリア（方向）に対して聞こえづらく、必要なエリアにだけクリアな音質で災害情報を伝えることができる。

これらのスピーカーは、防災放送だけでなく、清水寺の拝観アナウンスやディズニーランドのアトラクション、パレードでも活用されている。

音圧分布比較



図－5.4.8 超指向性スピーカーの概念と活用法

(<http://www.mee.co.jp/sales/acoustics/kokodake/index.html> より)

5.5 今後の課題

上記のように、防災情報を効果的に伝達できた場合において、次に問題となっている課題として、「警報システムが作動しても河川利用者が退避しない事態が多く見られる」ことが挙げられる。

これらの原因として以下のとおり考えられている。

- ・ 大雨洪水注意報発表が必ずしも水位上昇に結びついておらず、警報システムが作動しても河川水位が上昇しない（空振りする）ケースが多い。
- ・ 河川利用者に対して河川の危険性や警報システムについての啓発活動が不十分。

今後はこれらの課題解消に向けて、以下のような取り組みが必要であり、都賀川のような水難事故を未然に防止することが必要である。

- ① 現行の気象情報（注意報・警報）による作動基準から、高精度降雨レーダー（X バンドレーダー）の観測情報を用いた作動基準の追加についての検討
- ② 地元ボランティア・消防・警察などの関係機関が連携したパトロール
- ③ 増水警報システムの周知および河川の危険性周知のための啓発活動の実施

6. おわりに

本分科会では、上述のように「最新の降雨観測技術を用い、河川の流出特性を把握し、豪雨時の危険予測につなげるとともに、警報方法や予測精度の向上等によって、市民の安全安心に資すること」を目的に各種の活動、情報収集を行った。

結果を以下に記載した。

- ・ 最新の降雨観測技術を用いた洪水予測は、住吉川における高水敷き冠水予測への適用性が高く、今後の洪水予測法への活用が期待される。
- ・ 土石流シミュレーションの結果、住吉川においては現在整備が進んでいる砂防堰堤の効果で、住宅地の広がる下流域への土砂流出の可能性は低い。
- ・ 出水予測と連動し、管理者がより迅速に情報発信することが重要であり、当該河川の出水の特徴や地域の要望等を勘案し、効果の高い手法を用いる必要がある。
- ・ 都市河川等の出水時間の早い河川では、河道内の警報機器（スピーカー、回転灯、電光掲示板等）によって、いち早く河道から避難させることが重要である。
- ・ 防災はハード、ソフト、ヒューマンの三位一体が必要とされている。

ただし、当研究で実施した各計算（流出解析、土石流シミュレーション）は、バックデータや現地情報が少ないことから、ある仮定条件のもと実施したものである。

今後は、蓄積された降雨データやレーダの種類、降雨時の発生土砂量等のデータを収集し、より多くの条件においてシミュレーションを実施することで、今回実施した計算の精度が向上するであろう。この結果、より早期に豪雨時の危険予測が可能となるシステムが構築され、市民の安全安心につながるものと期待する。

参考文献

- 1) 国土交通省六甲砂防事務所：住吉川物語.
- 2) 神戸市 [hp](#)：神戸 災害と戦災資料館.
- 3) 国土交通省六甲砂防事務所：事業評価説明資料，H18.2.
- 4) 独立行政法人防災科学技術研究所 [hp](#)：X バンドマルチパラメータレーダ.
- 5) 国土交通省六甲砂防事務所：六甲地域における砂防と河川の情報伝達体制等について 資料-6, H20.11.12.
- 6) デジタル放送研究会'3：都賀川「河川利用者のための増水警報システム」報告，2009年12月18日.
- 7) 国土交通省：河川水難事故防止対策事例集.

編集後記

「神戸の減災研究会」は平成 22 年 8 月に発足し、5 ヶ年計画で研究を進めてきております。研究会発足時の会長は田中泰雄会長で、平成 24 年 5 月に澁谷啓会長へ引き継がれました。

本研究成果報告書は平成 22 年度から平成 24 年度の研究成果を取りまとめたものであり、ここに参画されました会員各位の多大なご尽力により得られたものであります。本報告書は、分科会（地震動・住宅分科会、地質構造・神戸 JIBANKUN 分科会、土構造物分科会および河川水文分科会）ごとに作成した報告書を整理する形でまとめてあり、各編単独でご利用いただける内容となっております。

「神戸の減災研究会」の研究テーマとしては、前研究会まで対象としてきた「地震」に加え、近年、各所で重大な被害をもたらしている豪雨による「水害」にも対象を広げました。これらの研究成果が今後の神戸市、さらには我が国における「防災・減災」の一助になることを祈願しております。

本研究成果報告書をまとめるにあたりご執筆いただいた会員の方々、また、3 カ年に渡る研究活動に参画いただいた研究会会員・学識会員の皆様方、またオブザーバーとして各種の有益で、忌憚のないご助言をいただいた神戸市役所関係部局の皆様方に厚くお礼申し上げます。

（代表幹事 八谷 誠（中央復建コンサルタンツ株式会社））

神戸の減災研究会 研究成果報告書

発 行 平成 25 年 8 月

編 集 神戸の減災研究会
会長 澁谷 啓
神戸大学大学院工学研究科
神戸市灘区六甲台町 1-1
TEL (078)803-6023 FAX (078)803-6023

印 刷 株式会社東和インフォセービングス
大阪市淀川区西中島 6 丁目 1-19
TEL(06)6305-0150 FAX(06)6305-0170