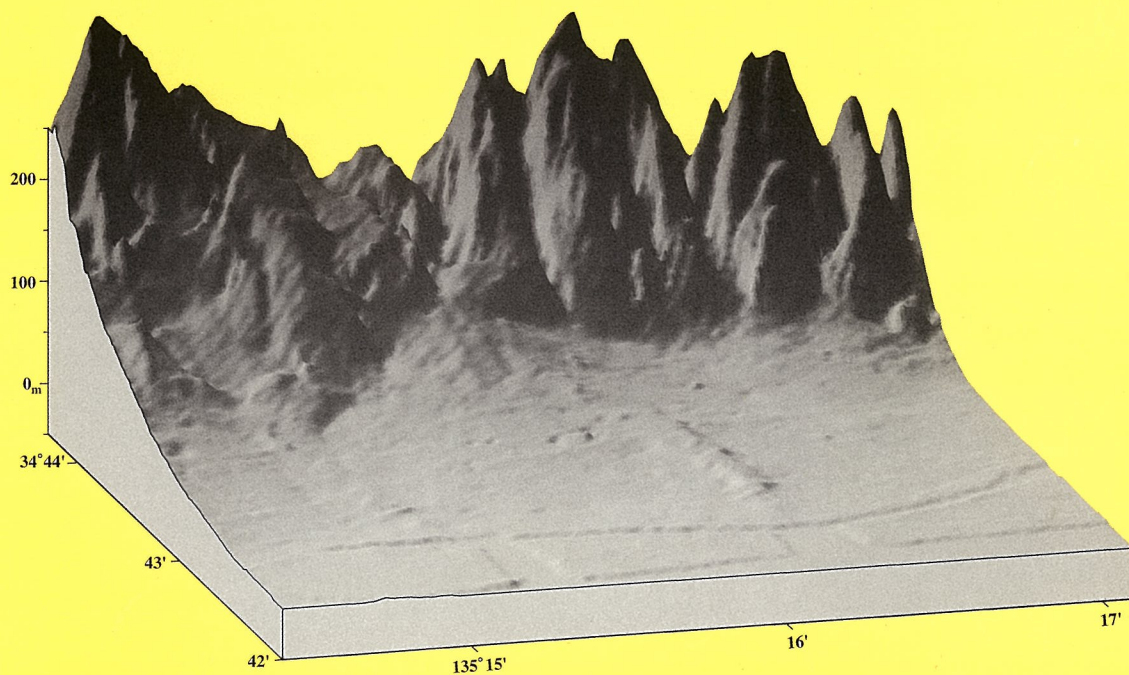


新・神戸の地盤減災研究会 研究成果報告書

■平成19～21年度■



平成22年8月

巻頭言

「新・神戸の地盤減災研究会」は平成19年～平成21年の3年間を活動期間として、3つの分科会を設けて研究活動を行った。1つは住宅の耐震化促進に寄与する研究を目的に活動する「住宅耐震分科会」であり、2つめは東南海・南海地震における液状化被害の研究を目的に活動する「液状化分科会」、3つめは神戸市域の地震時の地盤特性の理解を目的に研究する「地盤特性分科会」である。それぞれの部会では、必要に応じて複数のワーキンググループ（WG）を組織し、大学・地震関係の研究機関・地盤調査コンサル・建築会社・ゼネコン等からの研究者が、ボランティア・ベースで研究に参加しており、その参加者総数は約50名にのぼる。

「新・神戸の地盤減災研究会」の研究活動は、その前身である「神戸の地盤減災研究会」（平成16年～18年）を引き継ぐもので、延べ6年間に及ぶ研究活動の骨子は大きく変わらず、1. 住宅の耐震化促進、2. 東南海・南海地震での液状化災害への備え、3. 神戸市域の地震地盤特性の理解である。一方、平成11年～15年に活動された「神戸の地盤研究会」では、平成7年の阪神・淡路大震災での地盤災害及び住宅被害の検証が主目的であった。従って、これまで延べ11年間におよぶ一連の研究会の活動は、前半5年の阪神・淡路大震災の被害に関する研究と、後半6年の今後の地震被害に対する軽減策に関する研究に大別される。このため、今回の研究成果によって、来るべき地震災害に対して神戸市内の住宅被害や、沿岸部での液状化被害及びその影響が軽減されることが期待される。

今回の「新・神戸の地盤減災研究会」の報告書では、以下の第一編から第三編で、それぞれ「住宅耐震分科会」・「液状化分科会」・「地盤特性分科会」の研究成果が記述されている。

第一編では、住宅の耐震化を促進するための研究として、比較的簡便に現地の地盤及び住宅で計測が行える常時微動計測の技術及びその利用方法、さらには同計測を活用した木造住宅耐震性の検討方法などが述べられている。詳しくは第一編をお読み頂きたいが、地震時の住宅地のゆれの大小を検討する上で非常に重要となる、地盤種別の判定への常時微動計測の利用、木造住宅の耐震性を検討するための耐震診断法や耐震補強計画、建築部材の接合部での変形性検討、常時微動計測を地盤と建物の両方に適用した耐震性評価の方法などの研究成果が纏められている。

第二編では、東南海・南海地震発生時の液状化被害の事前評価と、被害の軽減策を検討する研究成果が述べられている。東南海・南海地震での神戸での地震動予測については、内閣府の中央防災会議から公表されているが、「神戸 JIBANKUN」のような地盤の詳細データや、過去の同様な地震計測結果を活用した予測ではないため、本報告では地盤情報を駆使した地震動の増幅特性を検討した。また、液状化被害予測では、沿岸構造物の液状化に伴う変形量を検討し、東南海・南海地震発生後に到達する津波に対する安全性評価と必要な対策の検討を行った。また地震時の地盤災害の1つとして、盛土地盤の耐震性評価の問題を取り上げ、造成地盤の弾性波探査法の検討も行った。

第三編では、震災後に実施された長尺ボーリングや反射法探査のデータを総括し、東西に長く広がる神戸市域の深部に至る地盤構造を検討して、地震災害評価に必要な神戸の地盤特性を取り纏めた。

我が国は地震多発国でもあり、各種の風雨災害も受けやすく、自然災害に対する備えが常に必要である。特に近年は気候変動の影響による、短時間豪雨の被害が多発している。このため、本研究委員会を構成する多くの工学関係の技術者は、来るべき災害の危険度評価（リスク・アセスメント）での研究成果の精度向上について研鑽を重ねる必要がある。しかしその一方、研究成果により守られるべき市民の命や社会について、常に情報発信して日頃より災害リスクの意識共有（リスク・コミュニケーション）を図る必要がある。また、本委員会と連携する神戸市や他の行政機関とも情報共有し、災害発生時の緊急対応や復旧・復興の備え（リスク・マネジメント）を図る必要がある。今後、本研究会の活動を継続し、神戸地域の自然災害に対する脆弱性の低下に努めていくことが益々必要である。

平成22年8月

新・神戸の地盤減災研究会 会長 田中泰雄

新・神戸の地盤減災研究会 研究成果報告書

目 次

巻頭言

第一編 住宅耐震分科会の研究成果

1. はじめに	1
2. 耐震診断に活用可能な地盤評価手法の提案	2
3. 木造建築病理学に基づく耐震診断と耐震補強計画	47
4. 微小変形領域における面材壁のずれ挙動の定量化	70
5. 常時微動を活用した地盤・建物の耐震安全性評価	80
6. まとめ	102

第二編 液状化分科会の研究成果

はじめに	105
第1章 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討	106
1. 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討	106
第2章 東南海・南海地震における神戸市沿岸部の液状化解析	121
1. 神戸市沿岸構造物の液状化予測方法	121
2. チャート式診断システムの概要と結果	122
3. 二次元液状化流動解析 (ALID) による検討	125
4. 地震応答解析による検討	138
5. 液状化対策工法について	156
6. 検討結果の整理と今後の課題	161
第3章 表面波探査手法の適用性について	164
1. 物理探査手法と表面波探査	164
2. 表面波探査の原理と測定・解析方法	169
3. 既存盛土地盤調査への表面波探査の適用	180
4. 今後の課題	203

第三編 地盤特性分科会の研究成果

1. はじめに	205
2. 各地域の地盤特性	206
3. まとめ	221

第一編 住宅耐震分科会の研究成果

目次

1. はじめに	1
1.1 研究目的と研究体制	1
1.2 本報告書の構成	1
2. 耐震診断に活用可能な地盤評価手法の提案	2
2.1 研究背景と目的	2
2.2 常時微動測定結果に基づく地盤種別判定方法の提案	3
2.3 限界耐力計算による耐震診断のための増幅度テーブルの作成	22
2.4 今後の課題	45
第2章の参考文献	46
3. 木造建築病理学に基づく耐震診断と耐震補強計画	47
3.1 研究目的	47
3.2 木造建築病理学の背景と目的	47
3.3 『木造建築病理学』における調査と報告	48
3.4 健康的な住まいの維持【改修効果の検証】	61
3.5 今後の課題	65
第3章の参考文献	66
4. 微小変形領域における面材壁のずれ挙動の定量化	70
4.1 研究背景と目的	70
4.2 実験方法	70
4.3 実験結果	72
4.4 接合部のずれ挙動	74
4.5 接合部ずれ挙動の評価	75
4.6 結論	79
第4章の参考文献	79
5. 常時微動を活用した地盤・建物の耐震安全性評価	80
5.1 研究目的と方法	80
5.2 検討対象住宅および耐震安全性評価項目	80
5.3 地盤種別判定手法の適用性の検証	83
5.4 木造建築病理学に基づく耐震診断の結果	86
5.5 常時微動および強制加振による住宅振動特性の把握	89
5.6 改修前後の地震被災リスクの定量的評価手法の検討	94
5.7 今後の課題	100
第5章の参考文献	101
6. まとめ	102

第一編 住宅耐震分科会の研究成果

執筆者一覧

沖村 孝	(研究総括)	新・神戸の地盤減災研究会 前会長 財団法人建設工学研究所
堀江 啓	(第1・5・6章)	株式会社インターリスク総研
鳥居 宣之	(第2・5・6章)	神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻
小原 勝彦	(第3・6章)	岐阜県立森林文化アカデミー
難波 尚	(第4・6章)	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻

1. はじめに

1.1 研究目的と研究体制

新神戸の地盤・減災研究会住宅耐震分科会では、住民が安心・納得して耐震化に取り組むことが出来る環境の実現を目指して、自治体支援の側面から住宅耐震化に関する技術や情報上の課題に取り組んでいる。

平成19年度～21年度の第Ⅱ期研究活動では、常時微動の利点を活かして耐震化促進に貢献することを目的として、部会内に3つの研究グループを設置し、以下のテーマを設定して研究を実施した。

- ① 地盤・地震動評価G : 常時微動を活用した地盤種別判別および地震動増幅特性評価手法の開発
- ② 常時微動活用G : 常時微動に基づく住宅耐震性評価および補強効果測定手法の開発
- ③ 地震被災リスク情報G : 地盤・住宅特性を考慮した地震被災リスク評価手法の開発

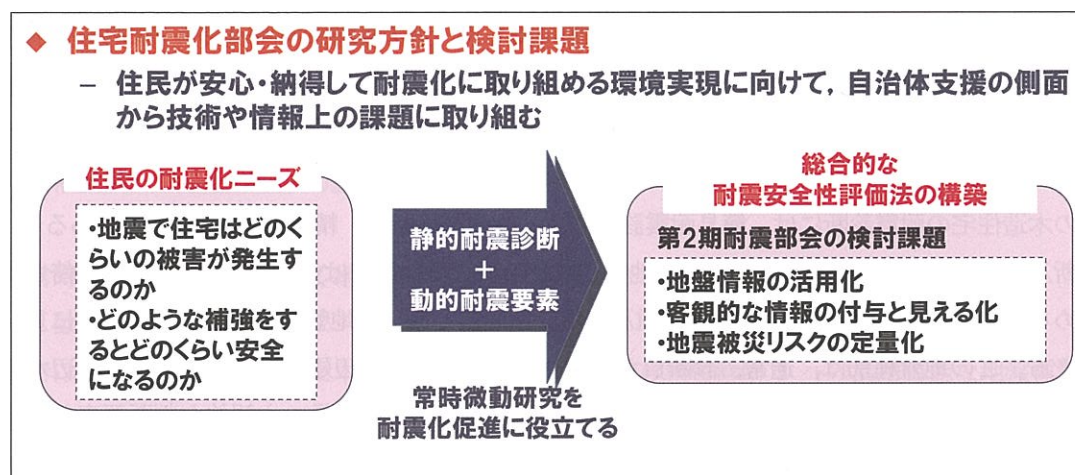


図-1.1.1 住宅耐震分科会の研究方針と検討課題

1.2 本報告書の構成

次章より、研究グループがそれぞれ取り組んだ研究テーマに沿って成果を報告する。

第2章では、地盤・地震動評価Gより、一般耐震診断等に必要とされる地盤種別情報について、常時微動による簡便な判定手法を提案する。また、限界耐力計算等に必要となる増幅度情報について、入力地震動の違いや、地盤の特性を考慮した増幅度テーブルの作成を検討する。

第3章および第4章は、常時微動活用Gの成果として、第3章では、木造建築病理学に基づく耐震診断内容や補強計画事例を紹介するとともに、常時微動の住宅耐震性評価への活用方法として、住宅の初期剛性や復元力特性の推定方法や、補強効果や想定される地震被災レベルのイメージ情報の提示手法を検討する。第4章では、常時微動計測により得られる振動特性を客観的に把握し、構造性能評価を合理的に行う手法を構築するための基礎研究として、微小変形領域における構造要素(面材壁)の構造特性把握を実施する。

第5章では、地震被災リスク情報Gの成果として、神戸市に実在する住宅を対象に常時微動を測定し、第2章～第4章における研究成果を活用して実施した地盤種別判定や木造建築病理学に基づく耐震診断結果、および地盤と住宅の特性を反映した地震被災リスク評価の手法と結果を報告する。

第6章には、各章の研究成果をまとめて記している。

2. 耐震診断に活用可能な地盤評価手法の提案

2.1 研究背景と目的

1995年に発生した兵庫県南部地震により、20万棟以上の家屋が全半壊し、特に1981年の新耐震設計基準以前に建築された木造住宅の被害が多発した。このような木造住宅の被害を軽減するためには、1981年以前に建築された木造住宅の耐震化を早急に進めること、またその際には、地盤の振動特性を考慮した建築構造物の耐震性評価を行うことが重要であると考えられる。2006年には新耐震改修促進法が施行され、2003年時点では75%であった建築構造物の耐震化率を今後10年で90%に引き上げることを目標とした地震防災戦略が打ち出され、地方自治体が計画的な耐震診断及び改修に取り組むことが義務付けられたが、思うように耐震化が進んでいないのが現状である。住宅の耐震化の主な阻害要因として、内閣府¹⁾は、①費用・労力負担、②技術的知識の不足、③ライフサイクルコストとの不適合、④意識の低さ、⑤効果のわかりにくさの5つを挙げている。そのような阻害要因に対して、被災危険度が高い地域や建物を事前に精度良く予測し、効率の良い耐震化を進めることや、個別の建物に対する評価を行い、正しく情報を伝達することで、住民の意識を高める必要があり、そのためには木造住宅の耐震診断を促進することが重要となってくる。

現行の木造住宅の耐震診断には、簡易耐震診断法、一般耐震診断法、精密診断法1、2等がある²⁾。一般耐震診断及び精密診断1では、著しく軟弱な地盤とされる第三種地盤では住宅の必要耐力を1.5倍とすることと定められている³⁾。よって、地盤を第一種及び第二種地盤と第三種地盤に判別することが特に重要であるといえる。この地盤種別は、通常、診断員が植生や造成の状況、周辺建物の異常の有無、周辺水路の有無、盛土に関する情報等を収集し判断されているが、この方法では診断員の主観的な判断要素が多く、定性的であるといえる。そこで、地盤種別判定結果に対する信頼性をより高めるため、定量的で簡便な地盤種別判定方法が求められている。定量的な地盤種別の判定方法としては、地盤の卓越周期についての特別な調査又は研究に基づいて行うことも可能であり、その場合、常時微動測定による方法やせん断波速度測定による方法等が提案されている⁴⁾。

一方、精密診断法2のひとつで、地震力が保有水平耐力を超えないこととする限界耐力計算による耐震診断⁴⁾では、地震力を求める際に表層地盤による加速度の増幅度を必要とする。増幅度の算出方法としては、表層地盤の層厚、密度、S波速度、減衰定数をもとに算出式より求める精算法と、地盤種別及び建築物の固有周期毎に定められた式により算出する簡略法の2つがある。精算法ではパラメータを適切に設定する必要がある。しかし、一般住宅を考えた場合、パラメータを設定できるような地盤情報が十分整っているケースはほとんどないため、適用可能な地点が限られるという短所がある。また、簡略法では地盤種別が定性的であること、及び、同一種別内での地盤特性のばらつきが大きいこと、入力地震動と増幅度との関係が考慮されていないことなどの短所がある。表層地盤の増幅度を算出する際には表層地盤の非線形性を考慮する必要があり、その際、非線形性地震応答解析を行う必要がある。その場合、精算法と同様にパラメータを適切に設定する必要がある。各種パラメータが得られない場合には、表層地盤における増幅度を求めることができないため、適用可能な地点が限られる。そこで、その都度、非線形地震応答解析を行わなくても、比較的容易に、入力地震動の違い、地盤の違い、周期特性を考慮した地震動の増幅度が得られるような増幅度テーブルの作成が求められている。

以上の背景から、本研究では以下の2つの目的を設定し、検討を行った。

1) 常時微動を活用した木造住宅の一般耐震診断及び精密診断1への活用可能な地盤種別判定方法の提案

常時微動の測定結果から測定地点における地盤の卓越周期を推定する。それらを、従来提案されているボーリングデータから求めた地盤の卓越周期に基づく方法により判定した地盤種別と比較検討することにより、地盤種別を定量的に行う方法を提案する。さらに、常時微動測定結果から得られる地盤の卓越周期のみに着目するのではなく、H/V スペクトルの形状全体を捉えた地盤種別判定を行う方法として、パターン認識手法を用いた方法を提案する。

2) 限界耐力計算による耐震診断に活用可能な増幅度テーブルの作成

神戸市域における約 6,000 点のボーリングデータを収録した地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」⁹⁾に登録されているボーリング地点のうち、約 3,000 点のボーリング地点において、逐次非線形応答解析 DYNES⁶⁾による解析を行い、その算定結果を基に、入力地震動、地盤種別、周期毎に加速度応答スペクトルの増幅率を算出することにより、入力地震動、地盤の卓越周期、建築物の固有周期の3つをパラメータとした増幅度テーブルを作成する。

2.2 常時微動測定結果に基づく地盤種別判定方法の提案

2.2.1 はじめに

本節では、常時微動を活用した木造住宅の一般耐震診断及び精密診断1への活用可能な地盤種別の判定方法を提案する。具体的には、「神戸 JIBANKUN」⁹⁾に登録されているボーリング地点の中から96地点において常時微動測定を行い、その測定結果(H/V スペクトル)から地盤の卓越周期を推定する。それらを、従来提案されているボーリングデータから求めた地盤の卓越周期に基づく方法により判定した地盤種別と比較検討することにより、地盤種別を定量的に行う方法を提案する。また、常時微動測定結果から得られる地盤の卓越周期のみに着目するのではなく、H/V スペクトルの形状全体を捉えた地盤種別判定を行う方法として、パターン認識手法を用いた方法を提案する。さらに、提案した方法を用いて、「神戸 JIBANKUN」⁹⁾のボーリングデータを補間することにより、神戸市域の地盤種別マップを示す。

2.2.2 測定及び解析方法

地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されているボーリング地点のうち、図-2.2.1 に示す 96 地点において常時微動測定を行った。

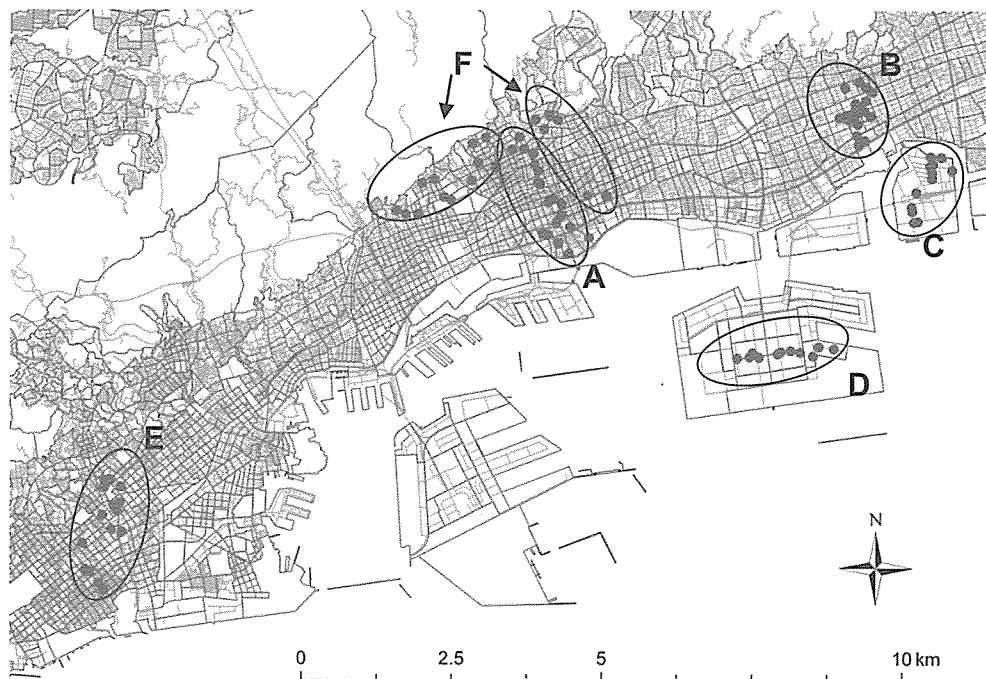
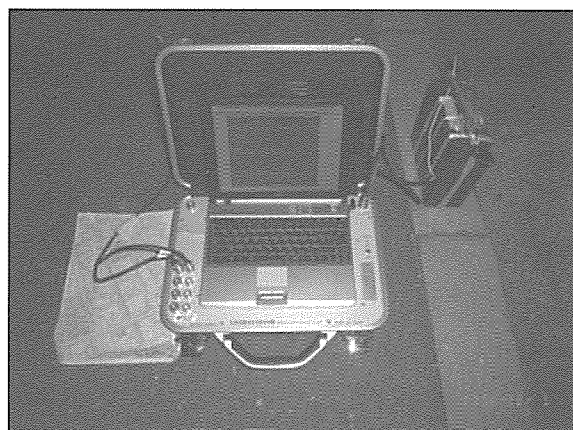


図-2.2.1 常時微動測定地点

常時微動測定は地域差が生じる恐れを考慮し、神戸市域の東部、中部、西部、山間部、埋立地のそれぞれにおいて、作業場所の確保や交通振動の影響などを考慮した上で、その影響が少なくなるような場所を選んだ。また、交通振動の影響が少なくなるよう、測定は夜間（20時から2時頃まで）に行った。計測は測定周波数 0.5-18Hz の 3 成分（X, Y, Z）の微動計を用いて、サンプリング周波数 100Hz, 測定時間 5 分間で行った。写真-2.2.1 に常時微動測定に使用した機器を、写真-2.2.2 に常時微動の測定風景を示す。



a) 微動観測システム



b) 微動計(2秒計)

写真-2.2.1 使用した機器



写真-2.2.2 測定風景

図-2.2.2 に微動測定結果の波形処理プロセスを示す。本研究では、常時微動測定結果から得られた 5 分間の連続波形データから、安定している 20.48 秒の波形データを 10 区間切り出してゼロ基線補正を行うこととした。その切り出した 10 波の波形ごとにフーリエスペクトルを 3 成分 (X, Y, Z) それぞれについて計算し、Blackman Window により平滑化処理を施した後、10 波を平均化した。さらに、X 成分と Y 成分の二乗和の平方根と上下成分のフーリエスペクトルの比を計算することにより H/V スペクトルを算出し、H/V スペクトルが最も卓越した周期を地盤の卓越周期（以下、 T_m と記す）として求めた。なお、微動計の測定周波数は 0.5~18Hz であることから、周期が 0.056 秒から 2.0 秒の範囲を対象としている。算出した 3 成分のフーリエスペクトルと H/V スペクトルの結果の一例 (A01 地点) を図-2.2.3 に示す。

図-2.2.3a) より、A01 地点の 3 成分のフーリエスペクトルは、ほぼ同じような形状を示していることがわかる。また、図-2.2.3b) より、H/V スペクトルの最も卓越している周期を読み取ると 0.2 秒であることがわかる。よって、A01 地点における常時微動測定結果より得られる地盤の卓越周期 T_m は 0.2 秒と推定できる。同様にして、すべての測定点において常時微動測定結果より推定した T_m を表-2.2.1 に、 T_m の分布を図-2.2.4 に示す。

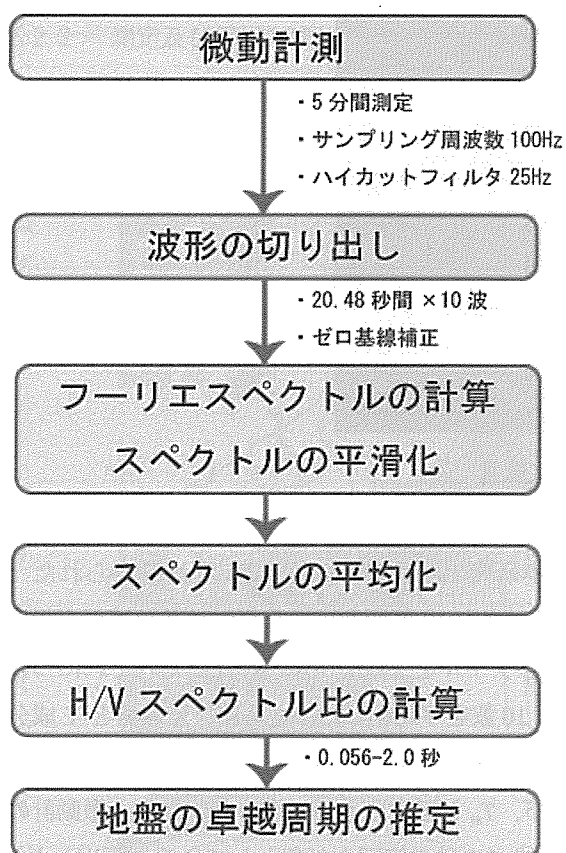
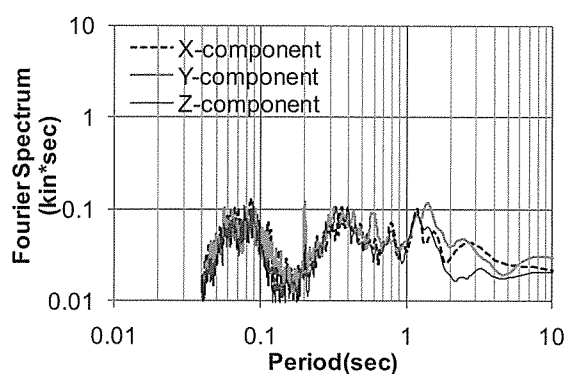
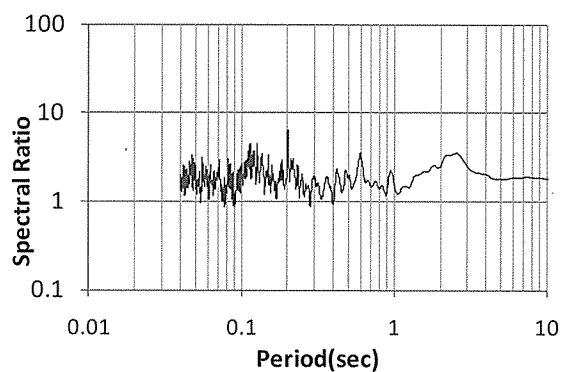


図-2.2.2 波形処理プロセス



a) 3成分のフーリエスペクトル



b) H/V スペクトル

図-2.2.3 常時微動測定結果の一例 (A01 地点)

表-2.2.1 常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期 T_m

測点	T_m (sec)	測点	T_m (sec)	測点	T_m (sec)	測点	T_m (sec)
A01	0.20	B06	0.54	C10	0.06	E11	0.60
A02	1.09	B07	0.63	C11	1.61	E12	1.74
A03	0.12	B08	0.77	C12	1.30	E13	0.68
A04	0.15	B09	0.79	D01	1.95	E14	0.61
A05	0.19	B10	0.49	D02	0.13	E15	0.61
A06	0.11	B11	0.75	D03	1.95	E16	0.60
A07	0.51	B12	0.52	D04	1.95	F01	0.24
A08	0.67	B13	0.78	D05	0.26	F02	0.29
A09	0.64	B14	0.50	D06	1.95	F03	0.58
A10	0.52	B15	0.49	D07	0.19	F04	0.10
A11	0.49	B16	0.19	D08	1.95	F05	0.07
A12	0.69	B17	0.48	D09	1.78	F06	1.39
A13	0.70	B18	0.58	D10	1.82	F07	0.17
A14	0.57	B19	0.51	D11	0.26	F08	0.12
A15	0.72	B20	0.57	E01	0.17	F09	0.31
A16	0.72	C01	0.85	E02	0.23	F10	0.43
A17	0.73	C02	1.90	E03	0.22	F11	0.44
A18	0.71	C03	0.90	E04	0.17	F12	0.25
A19	0.14	C04	1.26	E05	0.42	F13	0.12
B01	0.27	C05	1.05	E06	0.45	F14	0.22
B02	0.31	C06	0.86	E07	0.38	F15	1.46
B03	0.44	C07	0.89	E08	0.22	F16	0.06
B04	0.54	C08	0.89	E09	0.42	F17	0.63
B05	0.65	C09	1.74	E10	0.51	F18	0.58



図-2.2.4 T_m の分布

図-2.2.4より、神戸市街域では山側から海側に移るにつれて T_m が長くなっているのがわかる。これは、神戸市域の地盤は山側から海側に移るにつれて地盤が軟らかくなっているためと考えられる。また、自然地盤に比して軟弱であると考えられる人工地盤である埋立地では内陸部よりも T_m が長くなっている。しかし、埋立地において T_m が0.4秒以下の短周期となった5点（C10, D2, D5, D7, D11 地点）については、妥当な結果であると考えにくい。このような結果となった原因として、本研究では、0.056-2.0秒の範囲を対象として地盤の卓越周期を推定したが、この5点では2.0秒よりも長周期でH/Vスペクトルの山が見られることから、実際には地盤の卓越周期は2.0秒以上であると考えられる。しかし、今回利用した微動計では2.0秒以上の測定データは信頼性が低い。そのため、上述の5点に関しては地盤の卓越周期に関する比較対象から除外することとした。

2.2.3 地盤の卓越周期に基づく地盤種別判定方法の提案

(1) 判別分析によるしきい値の算定

常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期 T_m と算出式を用いて求めた地盤の卓越周期（以下、 T_g と記す）に基づく地盤種別との対応を検討することにより、常時微動測定結果に基づいて地盤種別判定を定量的に行う方法を提案する。

沖村ら⁷⁾は、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されているボーリングデータのうち、PS 検層が実施されている50本のデータについて、地層毎にN値とS波速度（以下、 V_s と記す）とを抽出し、両者の関係より地層ごとにN値から V_s を換算するための回帰式を求めている。各地層の回帰式を表-2.2.2⁷⁾に示す。この回帰式より算出した「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されているボーリング地点における V_s と、地表から工学的基盤面までの各層の層厚（以下、 H_i と記す）を用いて、式(2.2.1)より各測定点における地盤の卓越周期 T_g を算出した。ここで工学的基盤面とは、沖村ら⁷⁾の設定したMa12層とそれより下部に分布する地層との境界面としている。ただし、山側でMa12層が分布していないところについては、N値の大きさから V_s が概

ね 500m/sec 以上を示すと推定された深度を結び、この深度線を工学的基盤面として設定した。沖村ら⁷⁾の回帰式を用いて算出した V_s の一例 (A01 地点) を図-2.2.5 に示す。図-2.2.5 より、A01 地点では GL-25m 前後でコントラストのはっきりした V_s 構造となっていることがわかる。また、A01 地点では、式 (2.2.1) より算出した T_g は 0.7 秒であった。同様にして、すべての測定点において算出した T_g の分布を図-2.2.6 に示す。図-2.2.6 より、図-2.2.4 で示した T_m と同様に、 T_g は内陸部よりも沿岸部の方が長周期となっている。また、自然地盤と比して軟弱であると考えられる人工地盤である埋め立て地では長周期となっている。しかし、 T_m の結果と異なる点として、硬質な地盤であると考えられる山麓部において、 T_m は短周期となっているのに対し、 T_g は 0.8 秒以上の長周期となっている。

表-2.2.2 N 値から V_s を換算するための回帰式⁷⁾

地層名		回帰式
A _c	沖積粘性土	$V_s = 87.4N^{0.372}$
A _s	沖積砂質土	$V_s = 106.0N^{0.231}$
A _g	沖積礫質土	$V_s = 102.8N^{0.205}$
D _c	段丘粘性土	$V_s = 101.7N^{0.362}$
D _s	段丘砂質土	$V_s = 175.2N^{0.171}$
D _g	段丘礫質土	$V_s = 241.0N^{0.099}$
M _{a13}	海成沖積粘性土	$V_s = 149.6N^{0.157}$
M _{a12}	海成洪積粘性土	$V_s = 182.7N^{0.142}$
F	盛土・埋土	$V_s = 140.6N^{0.129}$

$$T_g = \left\{ 4 \left(\sum_{i=1}^n H_i \right)^2 \right\} / \left(\sum_{i=1}^n V_{s_i} H_i \right) \quad (2.2.1)$$

ここで、 H_i : 層厚 (m)

V_s : S 波速度 (m/s)

i : 当該地盤が工学的基盤面まで n 層に区分されるとき地表から i 番目の地層の番号

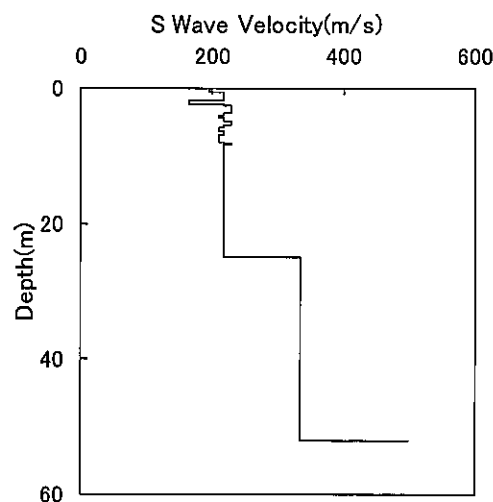


図-2.2.5 V_s 構造 (A01 地点)

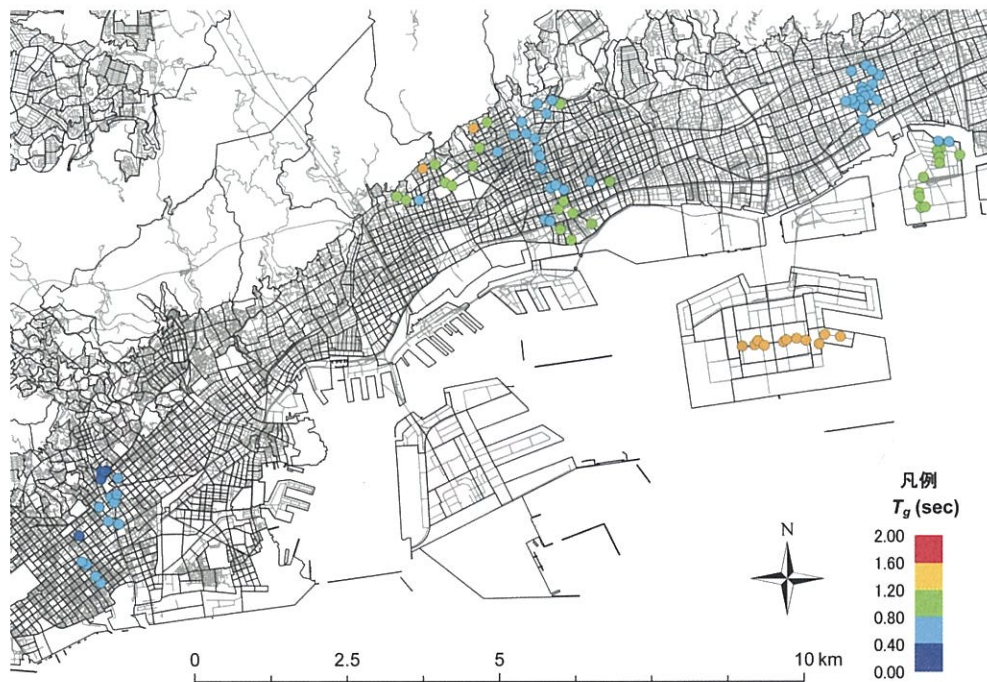


図-2.2.6 T_g の分布

表-2.2.3 地盤周期と地盤種別の対応⁴⁾

地盤種別	地盤周期 T_g (sec)
第一種地盤	$T_g \leq 0.20$
第二種地盤	$0.20 < T_g \leq 0.75$
第三種地盤	$0.75 < T_g$

各測定点における地盤種別を木造構造物の耐震設計における規準（表-2.2.3⁴⁾）に基づいて判定した。判定の結果、第一種地盤は5点、第二種地盤は45点、第三種地盤は41点であった。第一種地盤のデータが少ないが、前述のように住宅の耐震診断においては第一種及び第二種地盤と第三種地盤を判別することが重要であることから、本研究では第一種地盤と第二種地盤の判別は行わないこととする。

T_g に基づく方法により判定された第一種及び第二種地盤と第三種地盤のそれぞれにおける T_m のヒストグラムを図-2.2.7に示す。第一種及び第二種地盤での T_m の平均は0.47秒、第三種地盤での T_m の平均は0.95秒となった。第一種及び第二種地盤での T_m の標準偏差は0.29、第三種地盤での T_m の標準偏差は0.62と、特に第三種地盤については、ばらつきが大きい結果となった。そこで、第一種及び第二種地盤と第三種地盤の T_m のしきい値を求めるため、マハラノビスの距離による判別分析⁸⁾を行った。これは、両者の誤判定率が等しくなるようにしきい値を求める方法である⁸⁾。その結果、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は0.5秒となった。これは、 T_g による地盤種別におけるしきい値0.75秒（表-2.2.3⁴⁾参照）に比してかなり短周期であるといえる。このしきい値に基づく地盤種別の結果を表-2.2.4に示す。表-2.2.4より、 T_g による種別と T_m による種別は全体の60.4%しか一致していないため、このしきい値では地盤種別の判定がうまくできていないとはいえず、再検討する必要がある。

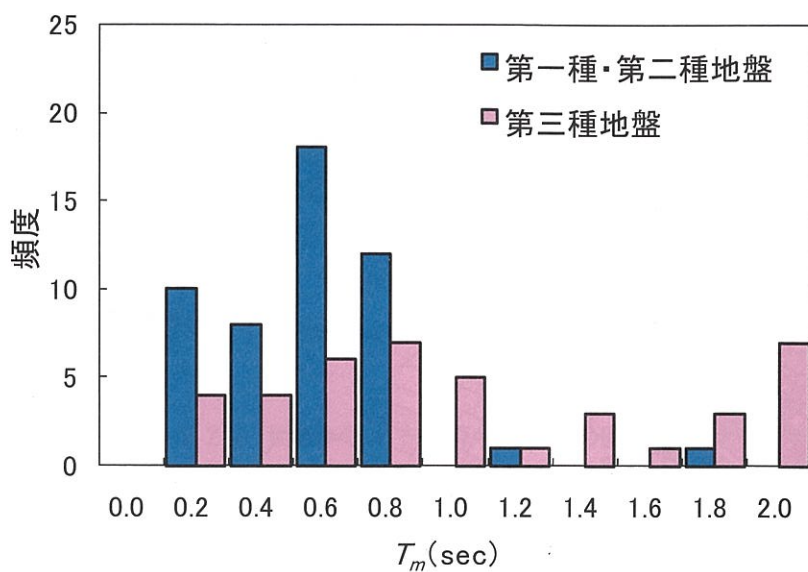


図-2.2.7 T_m のヒストグラムの比較

表-2.2.4 T_m (しきい値 0.5 秒) と T_g による地盤種別判定結果の関係

		T_m による種別	
		第一種・第二種地盤	第三種地盤
T_g による種別	第一種・第二種地盤	25	25
	第三種地盤	11	30

(2) T_g と T_m に関する検討

前項で算出した T_g と T_m の関係をプロットしたものを図-2.2.8に示す。

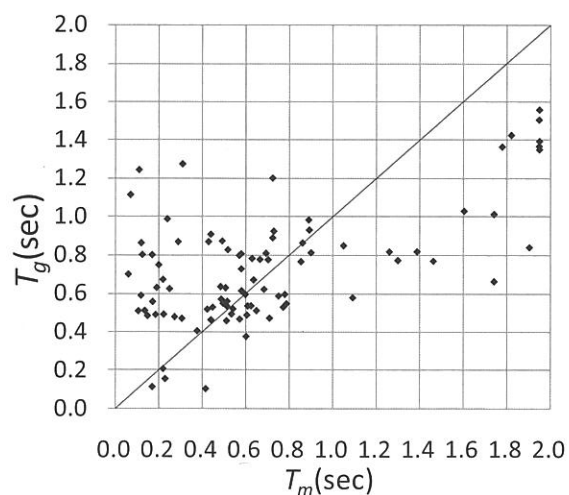


図-2.2.8 T_m と T_g の比較

図-2.2.8より、0.4秒から1.0秒の間では T_g と T_m の値が一致している点が見られるが、ばらつきが大きな点も見られる。また、0.4秒以下及び1.0秒以上では T_g と T_m は一致した点はなく、0.4秒以下では T_m の方が T_g よりも小さくなり、1.0秒以上では T_m の方が T_g よりも大きくなる傾向がある。そこで、 T_m の値は、どの深さまでを対象とした場合の T_g と一致するのかを検討するため、これまで測定した91地点において、対象とする深さを10、30、50、70、90mとした場合のそれぞれについて T_g を算出し、 T_m と比較した。その結果を図-2.2.9に示す。図-2.2.9より、対象とする深さが深くなると T_g は長くなる傾向が見られる。しかし、 T_m の値に関わらず、ほぼ一様に長くなっているといえ、特に T_m と一致する深さはなかった。以上より、対象とする範囲を変えて様々な T_g を算出したが、 T_m とよく一致する T_g は見つからなかった。しかし、今回検討した6つのパターンの中では、工学的基盤までを対象とした場合（前掲の図-2.2.8）の T_g が最も T_m との相関がありそうだと考えられる。ただし、上述したように、0.4秒以下及び1.0秒以上においては T_g との差が大きくなっている。その理由として、今回用いた「神戸 JIBANKUN」⁹⁾のボーリングデータでは工学的基盤面までのボーリングデータがない（掘削深度が浅い）地点があり、その場合、工学的基盤面までの地層ごとに求めた平均値を入力した層（以下、仮層と記す）を仮定して付け加えているため、その仮層の影響が考えられる。

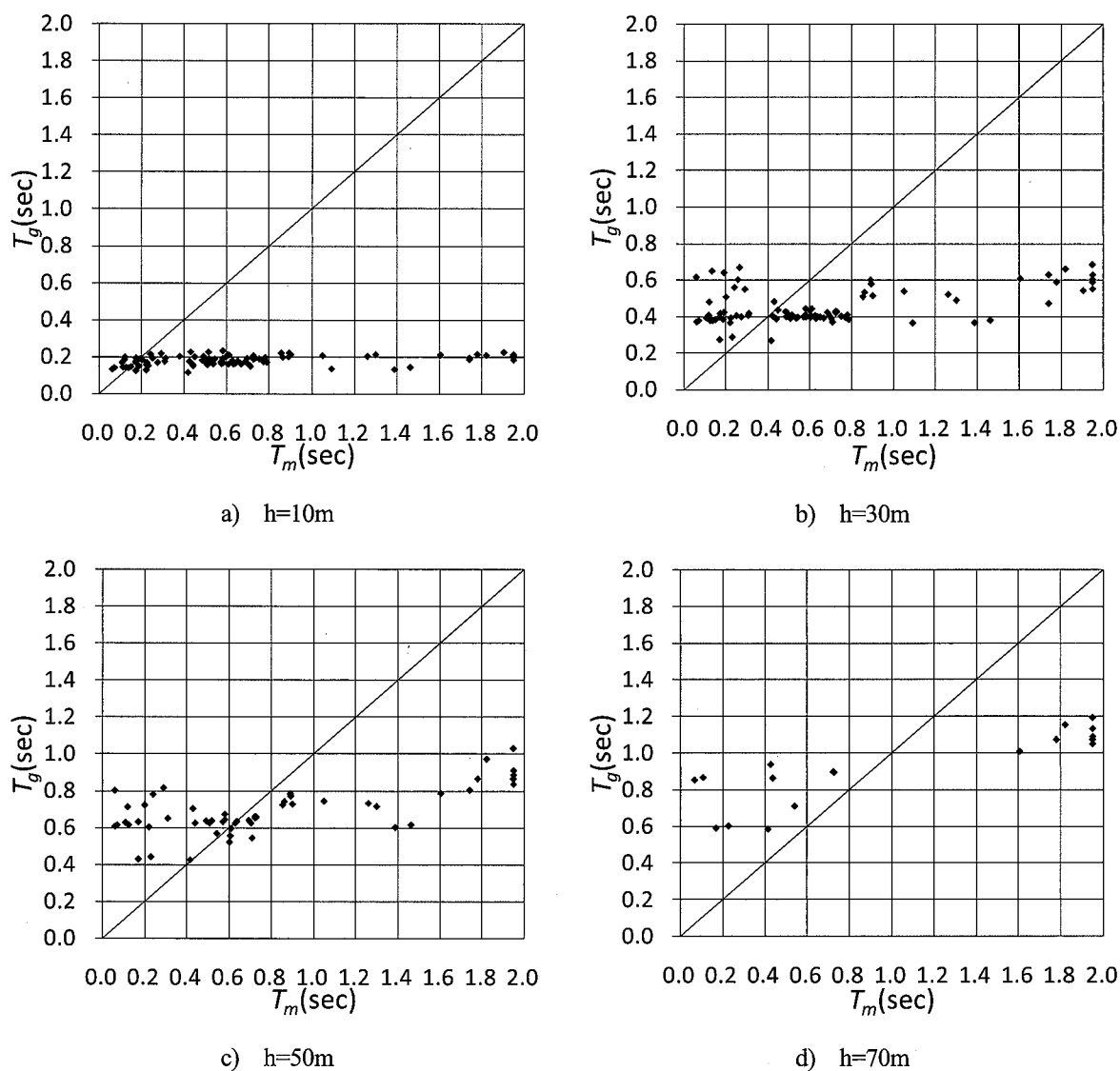
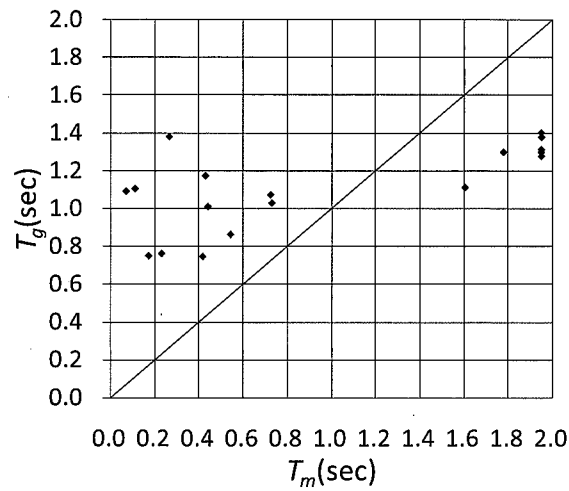


図-2.2.9 深さを変えて算出した T_g と T_m の関係



e) $h=90\text{m}$

図-2.2.9 深さを変えて算出した T_g と T_m の関係 (つづき)

そこで、仮層が T_g と T_m の関係に与える影響を検討するため、工学的基盤面までの層厚に対する仮層の割合が 50%以下の地点 11 地点において新たに常時微動測定を行った。新たに測定した地点の位置を図-2.2.10 に示す。それらの 11 地点を加えた計 102 地点について、 T_g と T_m の関係を工学的基盤面までの深さに対する仮層の割合ごとに分類した結果を図-2.2.11 に示す。図-2.2.11 より、工学的基盤面までの深さに対する仮層の割合が大きければ大きいほど T_g との誤差が大きく、仮層が 0%から 50%程度であれば T_g と近い値となることがわかった。そこで、次項では、工学的基盤面までの深さに対する仮層の割合が 50%以上の地点については除外した上で、再び判別分析を行うこととする。

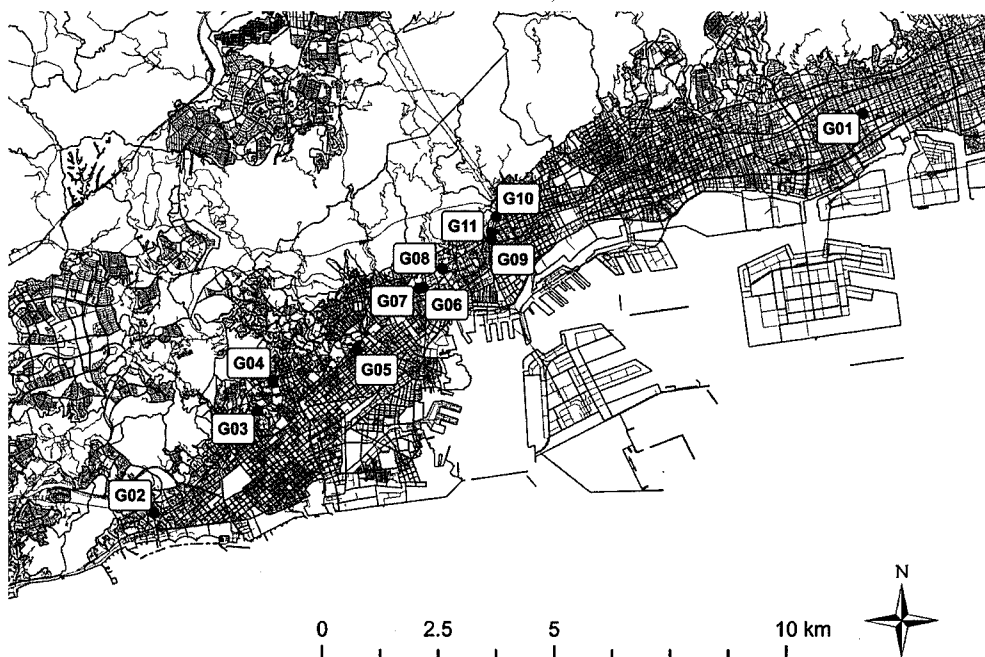


図-2.2.10 新たに測定した 11 地点

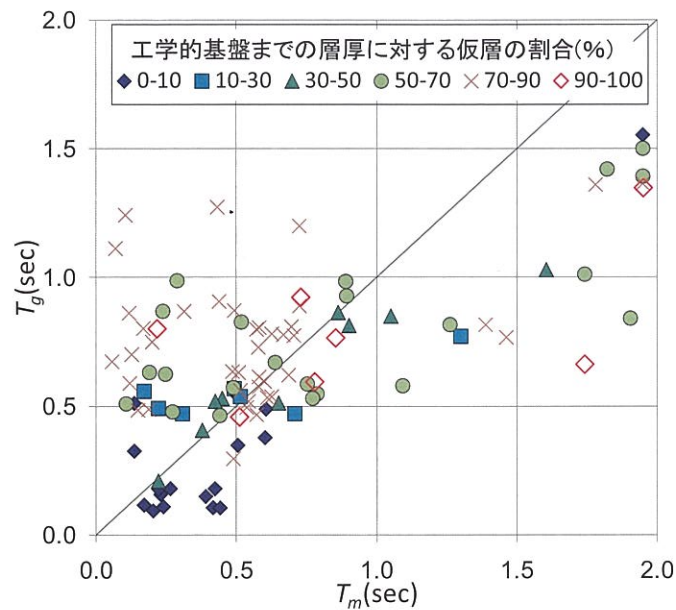


図-2.2.11 仮層の割合ごとの T_g と T_m の関係

(3) 仮層の割合が50%以下の地点における判別分析

仮層の割合が50%以下の地点(33地点)だけに絞って、再度判別分析を行い、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値を算出した。第一種及び第二種地盤と第三種地盤のそれぞれについて、 T_m のヒストグラムを図-2.2.12に示す。

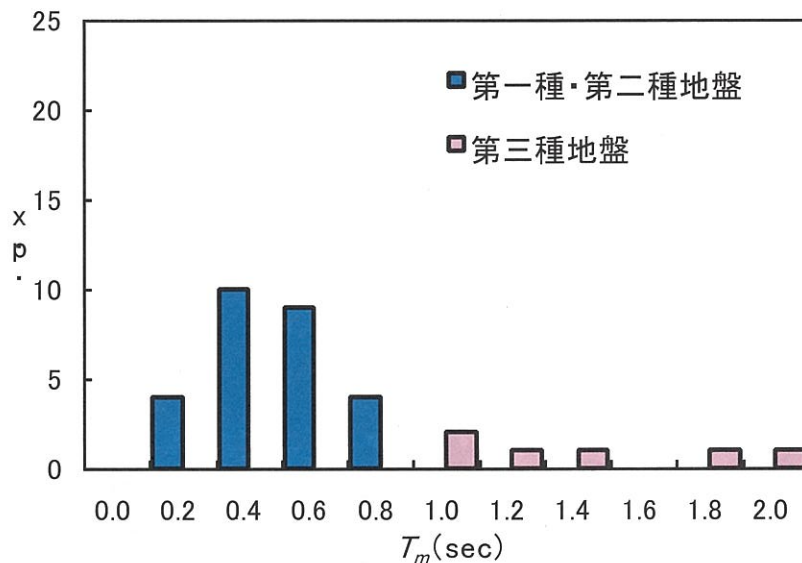


図-2.2.12 仮層50%以下のボーリング地点における T_m のヒストグラムの比較

図-2.2.12より、第一種及び第二種地盤の T_m は短周期、第三種地盤の T_m は長周期と、図-2.2.7と比して明確な境界が確認できた。第一種及び第二種地盤での T_m の平均は0.37秒、第三種地盤での T_m の平均は1.28秒となった。また、判別分析の結果、しきい値は0.7秒となり、 T_g による地盤種別におけるしきい値0.75秒とほぼ近い値となった。このしきい値に基づく地盤種別の結果を表-2.2.5に示す。表-2.2.5より、全体の97.0%は T_g による種別と T_m による種別が一致し、前述したしきい値が0.5秒の場合よりも良く判別できているといえる。

表-2.2.5 T_m (しきい値 0.7 秒) と T_g による地盤種別判定結果の関係

		T_m による種別	
		第一種・第二種地盤	第三種地盤
T_g による種別	第一種・第二種地盤	26	1
	第三種地盤	0	6

2.2.4 地盤種別判定手法の精度向上の検討

(1) 追加測定

地盤種別判定手法の精度向上を図るため、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されているボーリングデータのうち、工学的基盤までの深さに対する仮層の割合が 50%以下の地点において、式 (2.2.1) より地盤の卓越周期 T_g を算出し、表-2.2.3⁴⁾に基づいて地盤種別判定した。その結果を図-2.2.13 に示す。

図-2.2.13 より、工学的基盤までの深さに対する仮層の割合が 50%以下の地点に限ることで、図-2.2.6 において山麓部で長周期となっていた地点が無くなり、山側では第一種及び第二種地盤、海側の埋立地や人工島では第三種地盤と判定された。これは、前述したように、神戸市域の地盤は山側から海側に移るにつれて地盤が軟らかくなっていることから、妥当な結果と考えられる。さらに、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されているボーリングデータが少ない地域を補間するため、そのような地域 49 地点 (図-2.2.14 参照) において常時微動測定を行った。これまでに測定した計 151 地点において、しきい値 0.7 秒で地盤種別判定を行った結果を図-2.2.15 に示す。図-2.2.15 より、山側では第一種及び第二種地盤、海側の埋立地では第三種地盤と判定されており、 T_m に基づく地盤種別判定結果は T_g に基づく地盤種別判定結果と同様の結果を示したといえる。

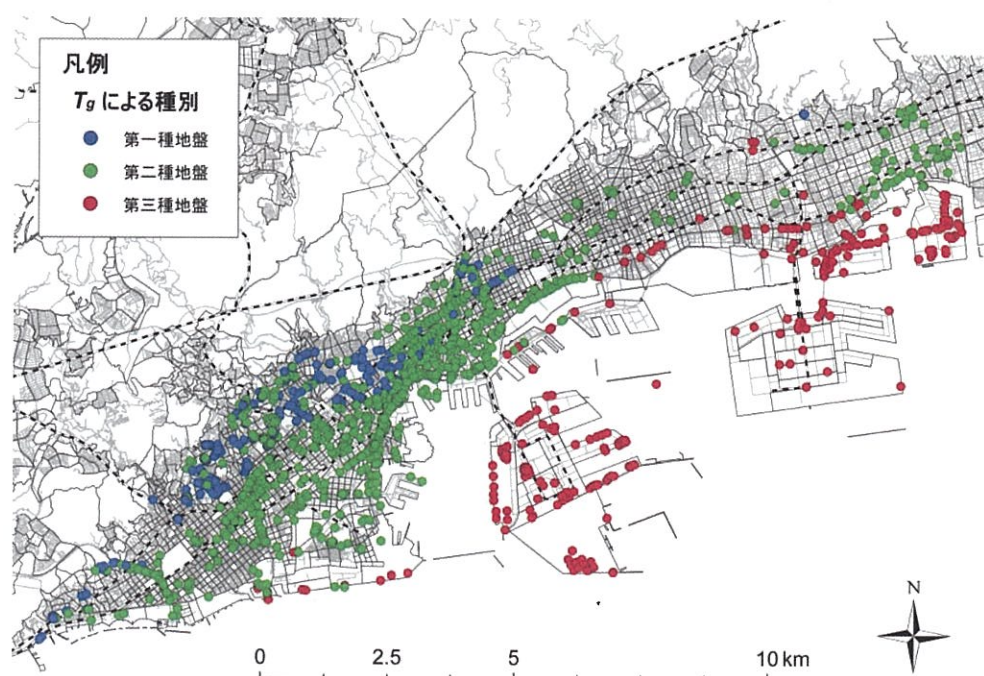


図-2.2.13 T_g による地盤種別判定結果

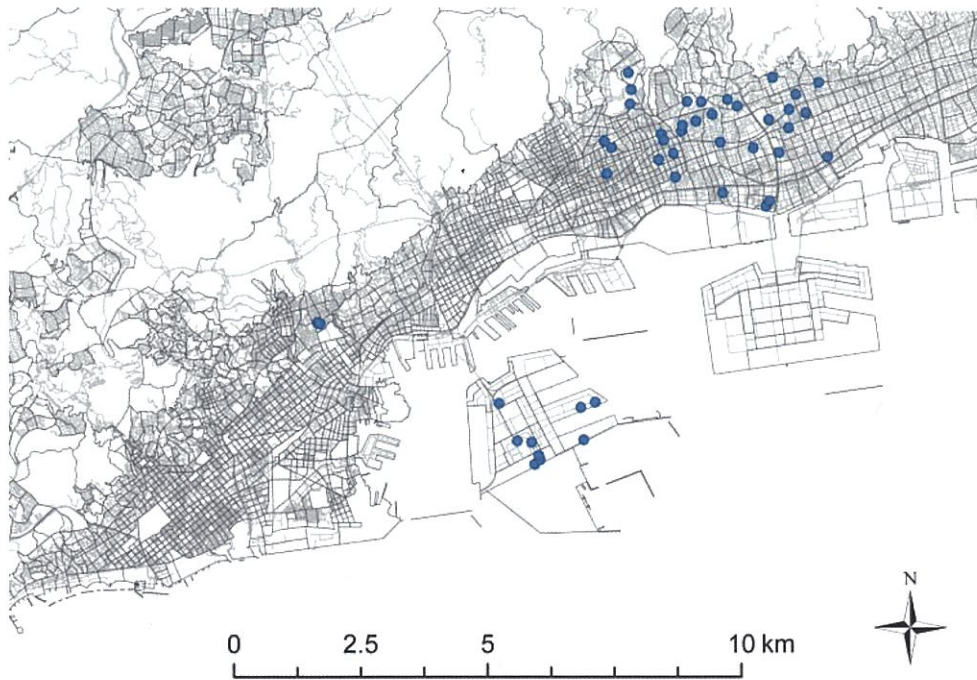


図-2.2.14 新たに測定した49地点

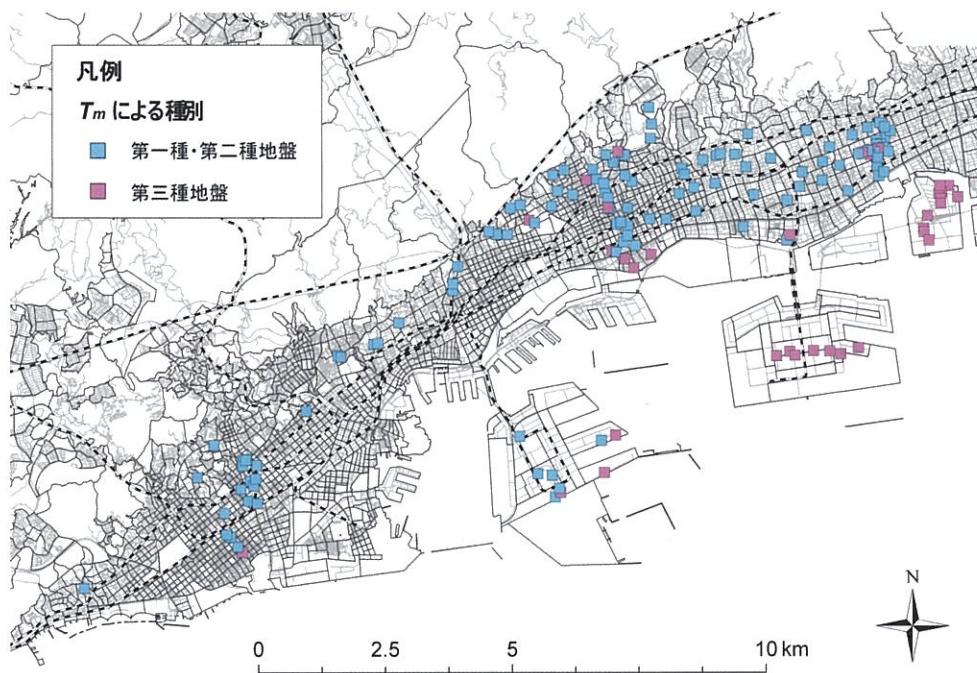
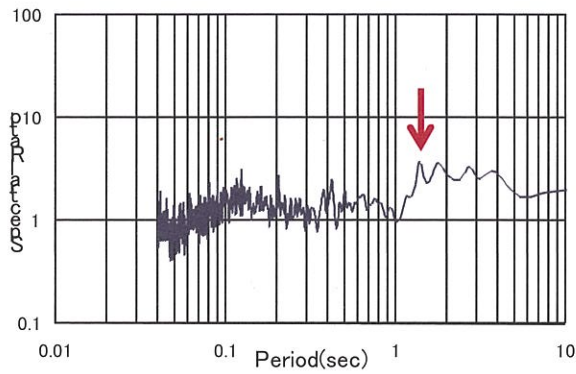
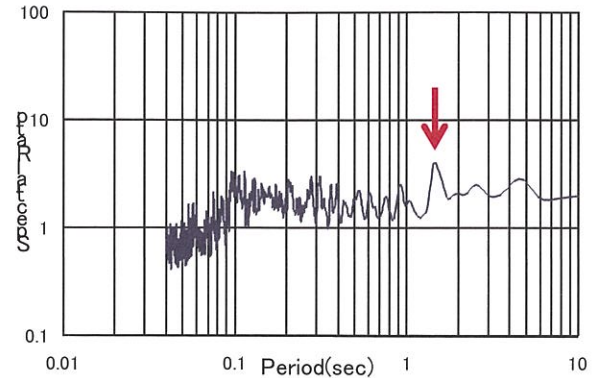


図-2.2.15 T_m による地盤種別判定結果（しきい値0.7秒）

しかし、図-2.2.13 と図-2.2.15 を比較すると、 T_m による種別と T_g による種別が一致していない点が数点見られる。そのような結果となった例として、ピークが複数見られる事例（F15 地点）及び明確なピークがない事例（F06 地点）の H/V スペクトルを図-2.2.16 に示す。



a) ピークが複数見られる例 (F15 地点)



b) 明確なピークがない例 (F06 地点)

図-2.2.16 誤判定の恐れがある地点における H/V スペクトル

このように T_m による種別と T_g による種別が一致していない地点は、交通量が比較的多い地点や、川の付近だったことから、交通振動や川の流れによる振動等の影響が考えられる。また、本研究では、H/V スペクトルが最も卓越する周期を機械的に算出し、その周期を T_m と見なしているが、その方法により算出した T_m が妥当でない可能性も原因のひとつとして考えられる。例えば図-2.2.16a) に示す F15 地点の T_m は、1.46 秒と推定されるが、H/V スペクトルの形状全体を見ると、0.12 秒及び 0.42 秒においても山ができていることがわかる。ここで、F15 地点は、神戸市域の山側に位置し、硬質な地盤と推察できることから、H/V スペクトルが最も卓越した周期 1.46 秒よりも 0.12 秒あるいは 0.42 秒を T_m と見なすべきではないかと考えられる。また、図-2.2.16b) に示す F06 地点の T_m は、1.39 秒と推定されるが、H/V スペクトルの形状は全体的になだらかで 1.39 秒と同程度のピークは複数存在している。F15 地点と同様に、F06 地点は神戸市域の山側に位置しており、硬質な地盤と推察できることから、H/V スペクトルが最も卓越した周期 1.46 秒よりも短周期側のピークを T_m と見なすべきではないかと考えられる。以上より、H/V スペクトルのピークが複数見られる場合や明確なピークが存在しない場合、単純に H/V スペクトルが最も卓越した周期のみに着目して T_m を推定することは難しい。そこで、このような場合には、 T_m のみに着目して地盤種別判定を行うのではなく、H/V スペクトルの形状全体を捉えた地盤種別判定を行う必要があると考えられる。

(2) パターン認識手法を用いた地盤種別判定方法の提案

H/V スペクトルのピークが複数見られる場合や明確なピークが存在しない場合など、 T_m を推定することが困難な場合に、H/V スペクトルの形状全体を捉えて地盤種別判定を行う方法として、パターン認識手法の一種である SVM (Support Vector Machine) を用いた方法⁹⁾を提案する。SVM とは、図-2.2.17 に示すように、与えられた訓練点 (判別される点) の中でサポートベクターと呼ばれるクラス境界近傍に位置する訓練点と識別面との距離であるマージンを最大化するように分離超平面を構築し 2 クラスの分類を行う手法である。本来 SVM は線形分離不可能な問題には適用できないが、図-2.2.18 のように、カーネル関数を用いて入力空間をより高次の特徴空間へ写像し、そこで線形分離を行うことで、非線形の問題にも適用が可能である。

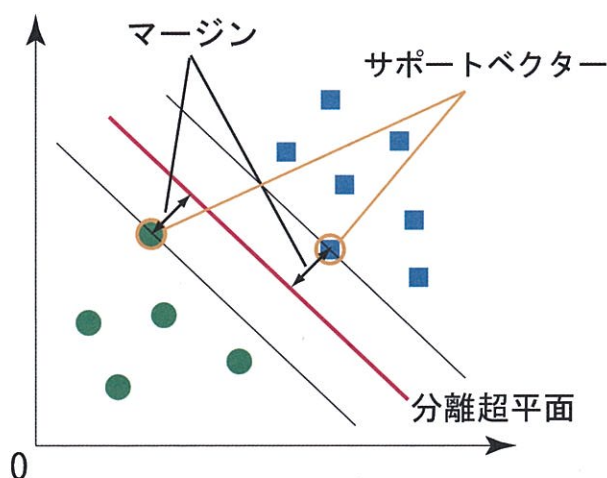


図-2.2.17 SVM のクラス分類法

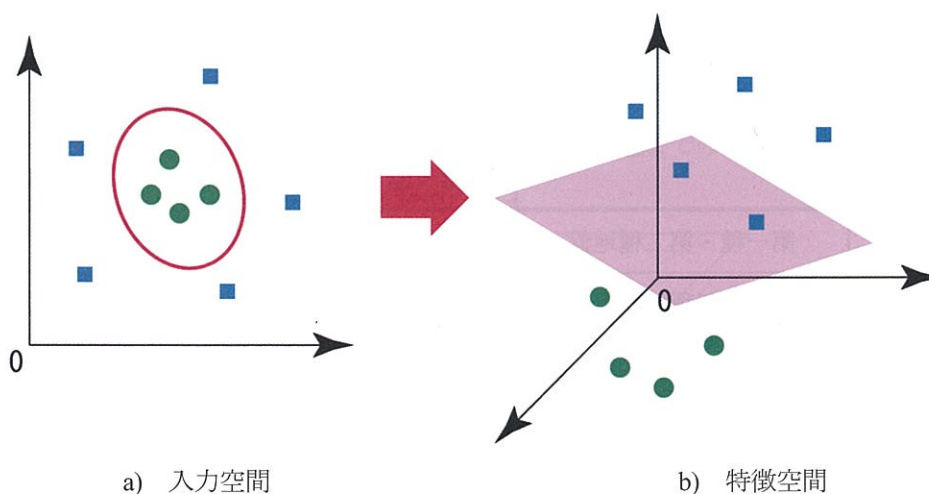


図-2.2.18 データ写像の例

まず、工学的基盤までの深さに対する仮層の割合が 50%以下のボーリング地点において常時微動測定を行い算出した H/V スペクトルを用い、0.06, 0.07, ..., 0.1, 0.2, ..., 1.0, 2.0 秒での平均 H/V を算出する。つぎに、それら 16 次元の平均 H/V を T_g による種別毎に SVM で学習させ、クラス境界を求める。ここで、カーネル関数を用いない線形 SVM、多項式型カーネル関数を用いた非線形 SVM、ガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM の 3 パターンを行い、判別率が最も高いものを採用することとした。カーネル関

数を用いない線形 SVM, 多項式型カーネル関数を用いた非線形 SVM, 及び, ガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM による地盤種別判定結果をそれぞれ表-2.2.6~2.2.8 に示す。表-2.2.6~2.2.8 より, 線形 SVM の判別率は 82.4%, 多項式型カーネル関数を用いた非線形 SVM の判別率は 84.3%, ガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM による判別率は 100.0%となった。よって, 最も判別率の高いガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM によるクラス分類を採用することとした。

表-2.2.6 線形 SVM による種別と T_g による種別の判定結果

		SVM による種別	
		第一種・第二種地盤	第三種地盤
T_g による種別	第一種・第二種地盤	26	1
	第三種地盤	3	16

表-2.2.7 多項式型カーネル関数を用いた非線形 SVM による種別と T_g による種別の判定結果

		SVM による種別	
		第一種・第二種地盤	第三種地盤
T_g による種別	第一種・第二種地盤	23	4
	第三種地盤	4	20

表-2.2.8 ガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM による種別と T_g による種別の判定結果

		SVM による種別	
		第一種・第二種地盤	第三種地盤
T_g による種別	第一種・第二種地盤	27	0
	第三種地盤	0	24

全測定点 151 地点のうち, T_m の推定が困難であると判断した 85 地点において, ガウシアン型カーネル関数を用いた非線形 SVM による地盤種別判定を行った。その結果を図-2.2.19 に示す。図-2.2.19 より, 内陸部では第一種及び第二種地盤, 沿岸部の埋立地や人工島では第三種地盤と判定されており, 図-2.2.13 に示した T_g による地盤種別判定結果と同様の結果となった。また, T_g による地盤種別判定で内陸部において局所的に第三種地盤と判定されている地域では, SVM による種別でも第三種地盤と判定できている。図-2.2.15 で示した T_m による種別と T_g による種別が一致しなかった地点に関しても, SVM による種別では T_g による種別と一致している。以上より, H/V スペクトルのピークがはっきりせず, T_m を推定することが困難な場合には, SVM による H/V スペクトルの形状全体を捉えた地盤種別判定方法を用いることで, 地盤種別判定ができるといえる。

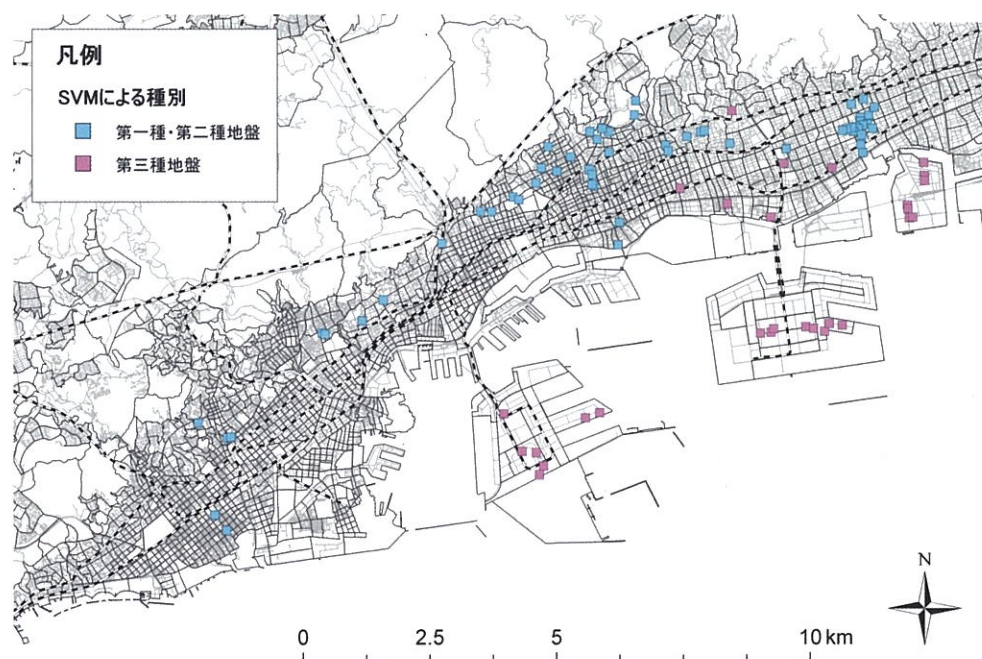


図-2.2.19 SVMによる地盤種別判定結果

さらに、上述した SVM による地盤種別判定結果を参考に、第一種及び第二種地盤であれば 0.7 秒以下、第三種地盤であれば 0.7 秒以上を対象範囲として、H/V スペクトルが最も卓越する周期を算出し、その周期を T_m と推定することを提案する。例として、図-2.2.16a) では、H/V スペクトルが最も卓越した周期は 1.46 秒であるが、SVM による地盤種別判定では第一種及び第二種地盤となるため、0.7 秒以下で最も H/V スペクトルが卓越した周期、0.12 秒を T_m とする。この方法により、H/V スペクトルが最も卓越した周期から T_m を推定することが困難な場合にも、SVM による地盤種別判定結果と対応した T_m を推定することができる。そこで、SVM による地盤種別判定を行った 85 地点について、上述の方法により、 T_m を再度推定した。再推定した T_m と T_g の関係を図-2.2.20 に示す。ただし、工学的基盤までの深さに対する仮層の割合が 50% 以上のボーリング地点での測定結果については除外した。

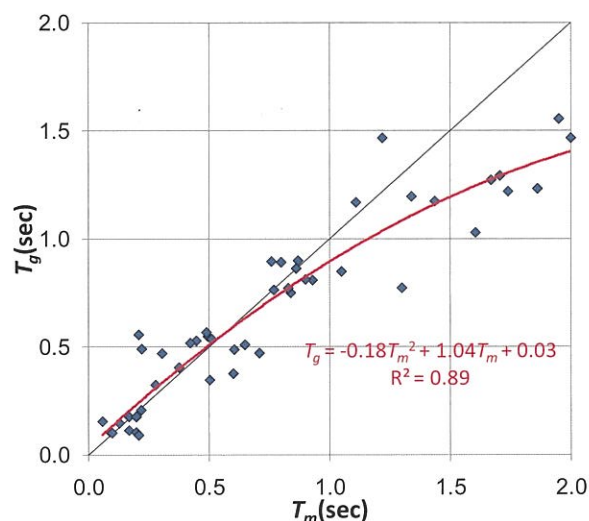


図-2.2.20 再推定した T_m と T_g の関係

図-2.2.20 より、 T_m と T_g は短周期域ではほぼ等しい値となるが、長周期となるに従い T_m よりも T_g の方が短周期となる傾向となった。

(3) 神戸市域の地盤種別マップ

T_g による地盤種別判定結果を示した図-2.2.13 に、本研究で提案した T_m と SVM に基づく地盤種別判定結果を併せて作成した神戸市域の地盤種別マップを図-2.2.21 に示す。図-2.2.21 より、 T_g による地盤種別判定結果と提案した方法による地盤種別判定結果はほぼ同様の結果を示しており、ボーリングデータがない地点についても提案した方法を用いることにより補間できているといえる。このように、本研究で提案した地盤種別判定方法を用いて補間することで、ボーリングデータが少ない地域においても地盤種別マップを作成することが可能となる。

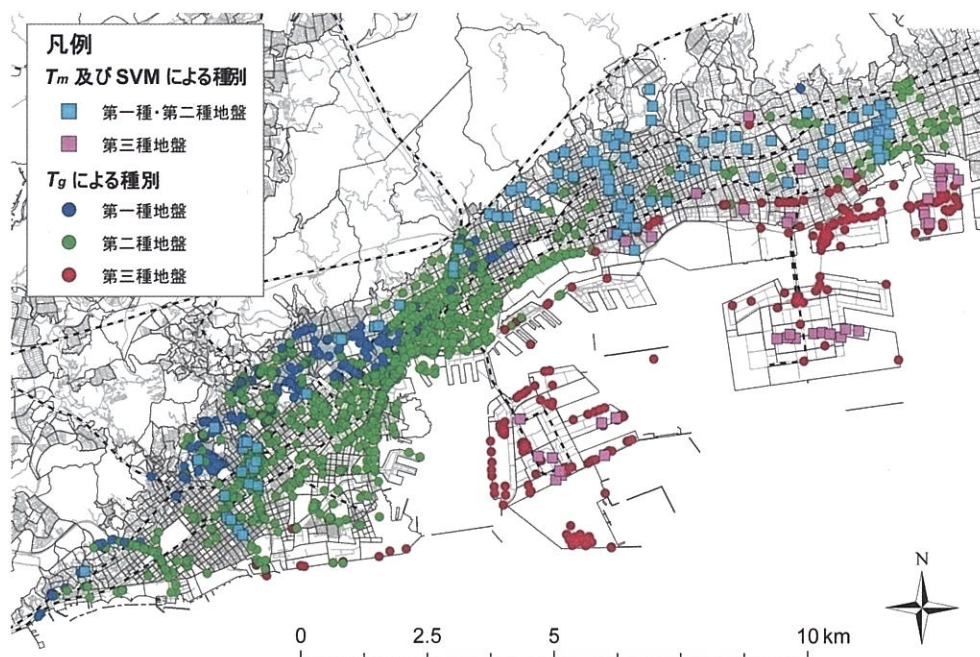


図-2.2.21 神戸市域の地盤種別マップ

2.2.5 本節のまとめ

本節では、常時微動を活用した住宅の一般耐震診断及び精密診断 1 への活用可能な地盤種別の判定方法を提案することを目的として、神戸市内のボーリング地点において常時微動測定を行い、その結果から推定した地盤の卓越周期と、従来提案されているボーリングデータから求めた地盤の卓越周期に基づく方法により判定した地盤種別とを比較検討することにより、地盤種別を定量的に行う方法を提案した。また、 T_m の推定が困難な場合に、H/V スペクトルの形状全体を捉えて地盤種別を判定する方法として、パターン認識手法の一種である SVM を用いる方法を提案した。以下に、本節で得られた結果を述べる。

- 1) 神戸市内の 96 地点において常時微動測定を行い、その結果から地盤の卓越周期 T_m を推定した。推定した T_m は、山側から海側に移るにつれて長周期となる傾向が見られた。これは、神戸市の地形が山側から海側に移るにつれて軟弱になっているからだと考えられる。また、軟弱地盤である埋立地での T_m

は、内陸部よりも長周期となった。

- 2) マハラノビスの距離による判別分析を行った結果、常時微動測定結果から推定した T_m における、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は 0.5 秒となった。しかし、 T_g による種別と T_m による種別は全体の 60.4%しか一致していなかった。
- 3) 工学的基盤面までの深さに対する仮層の割合が 50%以下の地点に絞り、再度判別分析を行った結果、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は 0.7 秒となった。このしきい値により地盤種別判定を行った結果、全体の 97.0%は T_g による種別と一致した。しかし、 T_g による種別と比較すると種別が一致していない地点も見られた。
- 4) T_m の推定が困難な場合に、H/V スペクトルの形状全体を捉えて地盤種別を判定する方法として、パターン認識手法の一種である SVM を用いた。その結果、 T_g による地盤種別判定結果と同様の判定結果が得られ、 T_m の推定が困難な場合には SVM を用いた地盤種別判定方法を用いることで、地盤種別を判定できることを示した。
- 5) SVM による地盤種別判定結果を参考に、第一種地及び第二種地盤であれば 0.7 秒以下、第三種地盤であれば 0.7 秒以上を対象範囲として、H/V スペクトルが最も卓越する周期を求め、その周期を T_m とすることを提案した。この方法により、H/V スペクトルが最も卓越した周期から T_m を推定することが困難な場合にも、地盤種別判定結果と対応した T_m を推定することができた。
- 6) 常時微動はボーリング試験に比して簡便に測定が可能のため、耐震診断の際には、提案した手法を用いることで、個別の建物に対して地盤種別判定を行うことができ、住民に対して説得力のある種別判定ができるといえる。また、提案した地盤種別判定方法を用いて補間することで、ボーリングデータが少ない地域においても地盤種別マップを作成することができる。
- 7) 今後の課題として、提案手法の他地域への適用性については、 T_m のしきい値や SVM による結果に関して、検討対象地域のボーリング地点数点において妥当性の検討を行うことにより、適用することができると考えられる。また、本研究では第一種地盤と第二種地盤の判別が行えなかったため、今後は3分類の定量的判別方法が求められる。

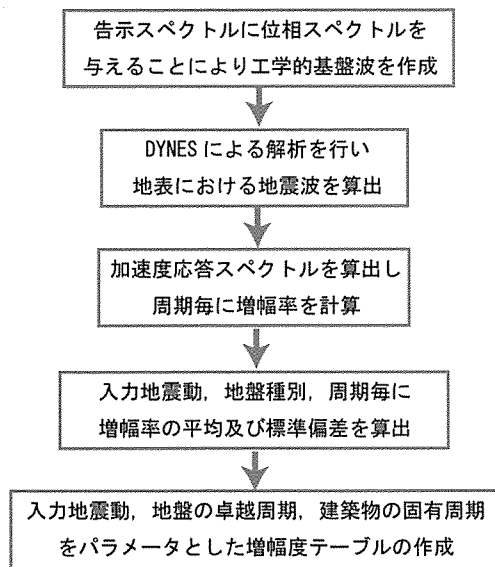
2.3 限界耐力計算による耐震診断のための増幅度テーブルの作成

2.3.1 研究目的と方法

限界耐力計算による耐震診断では、地震力を算出する際、建築物の固有周期に応じた表層地盤による加速度の増幅度（以下、 G_s と記す）が必要となる。また、増幅度は入力地震動の違い、地盤の違い、周期特性によって異なると考えられるため、それらを考慮する必要があるといえる。そこで、米国の NEHRP¹⁰⁾では、地表面から GL-30m までの平均 V_s である $AVS30$ に基づく地盤種別と入力地震動の大きさをパラメータとした短周期領域での増幅度 F_a 、及び長周期領域での増幅度 F_v の増幅度テーブルを提案している。また、内山ら¹¹⁾は、NEHRP¹⁰⁾で用いられている地盤分類は、増幅度 F_a 及び F_v の振幅依存性を評価するのに十分ではないと指摘し、より細分化した地盤分類を提案している。そこで本節では、限界耐力計算による耐震診断のため、入力地震動、地盤の卓越周期、建築物の固有周期（以下、 T_s と記す）の 3 つのパラメータを用いることにより、その都度地震応答解析を行うことなく入力地震動の違い、地盤の違い、周期特性を考慮した加速度応答スペクトルの増幅度 G_s が得られるような増幅度テーブルを作成することを目的とする。具体的には、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録された約 3,000 点のボーリング地点において逐次非線形応答解析 DYNES⁶⁾による解析を行い、入力地震動、内山ら¹¹⁾の地盤種別、NEHRP¹⁰⁾よりも細分化した周期毎に加速度応答スペクトルの増幅率（以下、 AF と記す）を算出し、その結果を用いて入力地震動、地盤の卓越周期、建築物の固有周期の 3 つをパラメータとした増幅度テーブルの作成を行う。

2.3.2 解析方法

増幅度テーブル作成の流れを図-2.3.1に示す。まず、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録された 3,252 点のボーリング地点において逐次非線形解析 DYNES⁶⁾による解析を行い、地表における地震波を算出する。ここで得られた地表における地震波の加速度応答スペクトルを周期 0.02 秒毎に算出し、その増幅率 AF の平均及び標準偏差を入力地震動、地盤種別、周期 0.1 秒毎に算出する。なお、地盤種別には、内山ら¹¹⁾の提案する $AVS30$ に基づく種別を採用することとした。解析地点の地盤種別を表-2.3.1に示す。地震応答解析で用いた DYNES⁶⁾は、地盤と構造物に関する汎用解析ソフト STADAS¹²⁾から一次元の有効応力地震動解析の部分を切り出したものであり、地盤材料の非線形性を表現した計算が可能である。本研究では、振幅の大きな地震波形を解析に用いるため、表層地盤の非線形性を考慮することができる DYNES⁶⁾を採用した。算出した増幅率 AF を用いて、建築物の固有周期毎の増幅度 G_s を算出することにより、入力地震動、地盤の卓越周期、建築物の固有周期をパラメータとした増幅度テーブルを作成する。



図－2.3.1 増幅度テーブル作成の流れ

表－2.3.1 解析地点の地盤種別

地盤種別	地点数
C1	10
C2	179
D1	1,881
D2	1,121
E	61
計	3,252

(1) 入力地震動の作成

建築基準法施行令 82 条の 6「限界耐力計算」及び「平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1457 号」に規定される限界耐力計算で利用されている告示スペクトルに、波形の形の特徴を規定する位相スペクトルを与えることにより、工学的基盤波を作成する。告示スペクトルでは、極めて稀に発生する地震動と稀に発生する地震動の 2 段階が定められている。ここで、極めて稀に発生する地震とは、500 年程度に一度発生する地震であり、土木分野でいうレベル 2 地震に相当する。また、稀に発生する地震とは、50～100 年程度に一度発生する地震で、レベル 1 地震に相当する（表－2.3.2 参照）。本研究では、この 2 つの規模の告示スペクトルに、神戸海洋気象台の観測記録から取り出した位相特性を与えた内陸直下型の模擬地震波、及び、八戸で観測された記録から取り出した位相特性を与えた海溝型の模擬地震波を作成し、これらを入力地震動とする。工学的基盤面における告示スペクトルを図－2.3.2 に、作成した模擬地震波形を図－2.3.3 に示す。

表－2.3.2 土木分野で用いられる地震動レベルの定義

レベル 1 地震	土木構造物の共用期間内に 1～2 回発生する確率を有する地震動
レベル 2 地震	陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や直下型地震による地震動のように、共用期間中に発生する確率は低い、大きな強度を持つ地震動

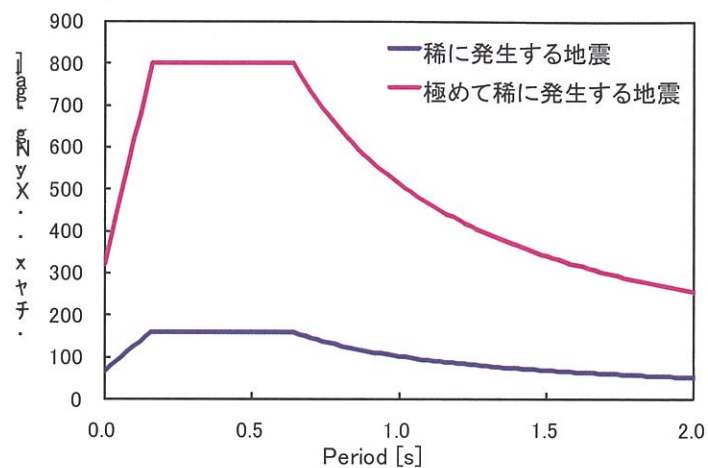
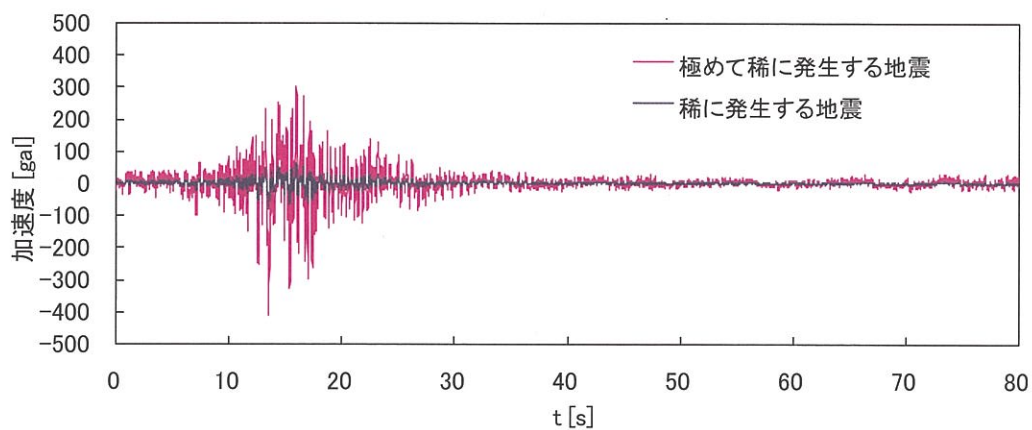
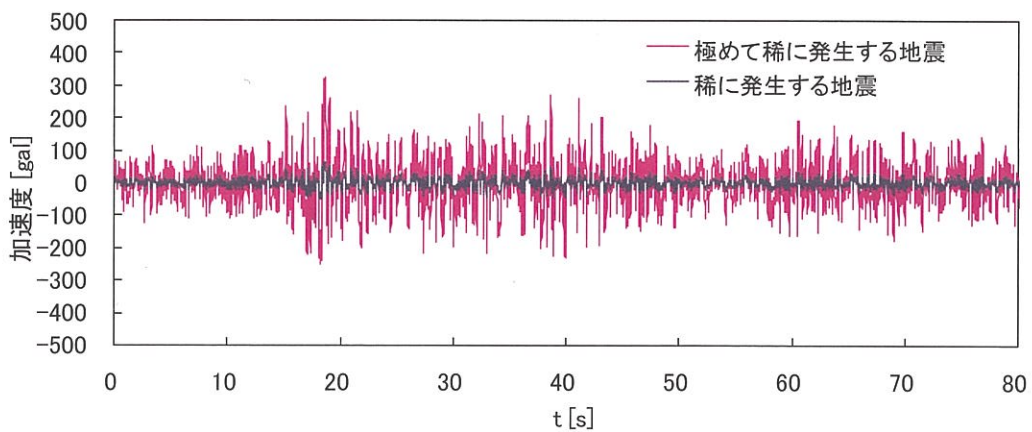


図-2.3.2 告示スペクトル



a) 内陸直下型地震の模擬地震波

図-2.3.3 入力地震動



b) 海溝型地震の模擬地震波

図-2.3.3 入力地震動 (つづき)

(2) 入力物性値の設定

本節で用いる入力物性値は、以下の方法で設定した。

①S波速度 (V_s)

前節と同様に、沖村ら⁷⁾の回帰式を用いて設定(表-2.2.2⁷⁾参照)した。

②各地層の密度

沖村ら⁷⁾は、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録されている46本の密度検層データから各地層の平均密度を表-2.3.3のように求めており、本研究ではこの値を採用した。

表-2.3.3 N値から V_s を換算するための回帰式と平均密度⁷⁾

地層名		平均密度 (t/m ³)
A _c	沖積粘性土	1.71
A _s	沖積砂質土	1.83
A _g	沖積礫質土	1.86
D _c	段丘粘性土	1.84
D _s	段丘砂質土	1.96
D _g	段丘礫質土	2.02
M _a 13	海成沖積粘性土	1.66
M _a 12	海成洪積粘性土	1.71
F	盛土・埋土	1.84

③剛性低下率及び減衰定数

南部ら¹³⁾の研究を参考に、図-2.3.4のように剛性低下率及び減衰定数のひずみ依存曲線を設定した。

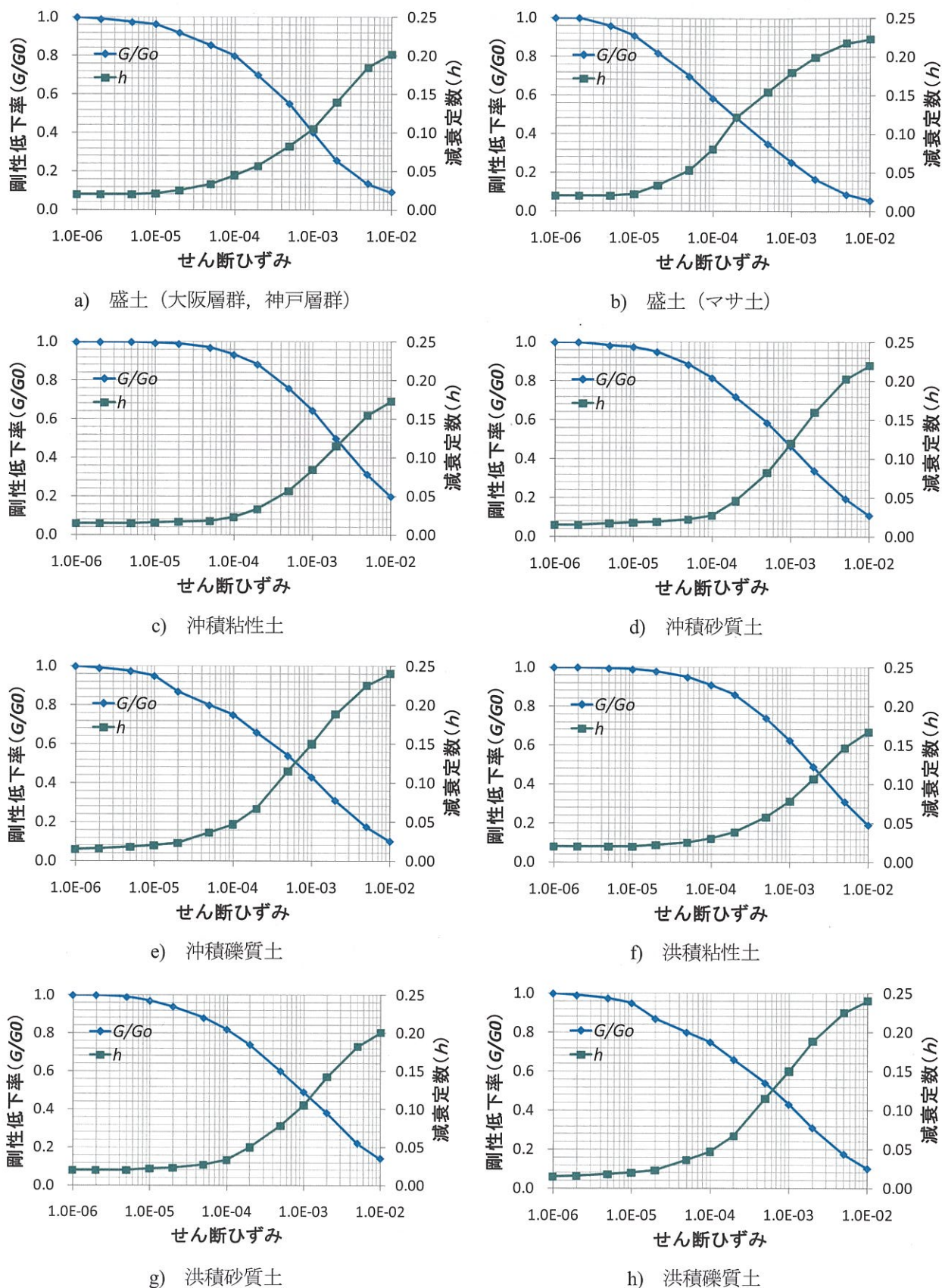
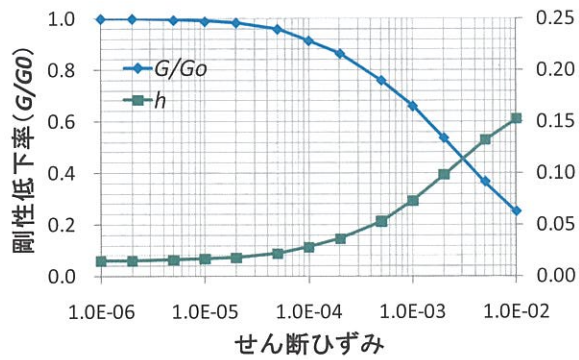
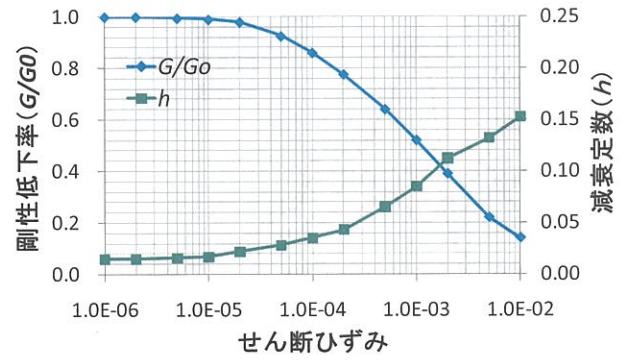


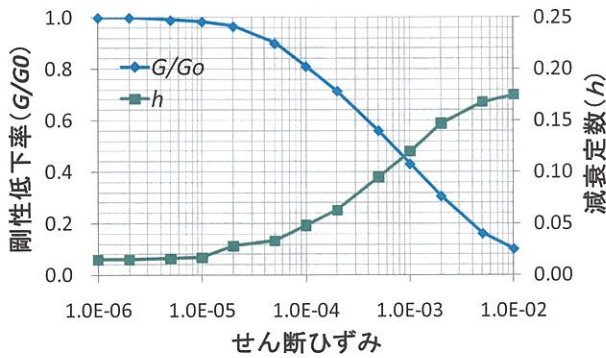
図-2.3.4 解析に用いるひずみ依存性曲線¹³⁾



i) 大阪層群（粘性土）



j) 大阪層群（砂質土）



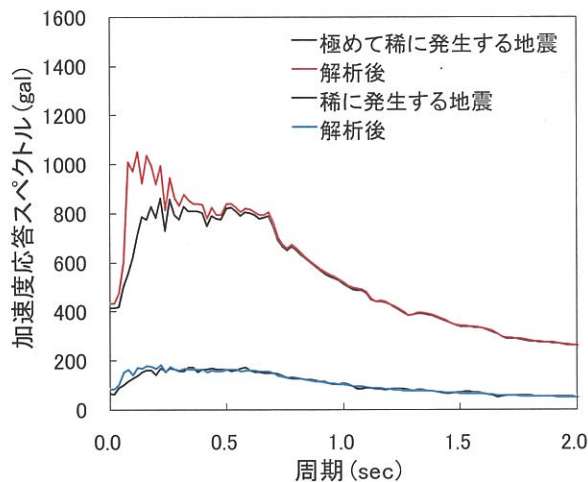
k) 大阪層群（礫質土）

図-2.3.4 解析に用いるひずみ依存性曲線¹³⁾（つづき）

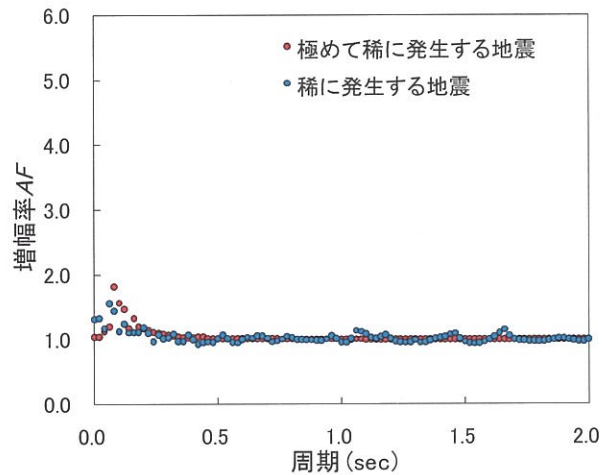
2.3.3 解析結果

(1) 内陸直下型地震

各地盤種別において周期 0.02 秒毎に算出した加速度応答スペクトルと増幅率 AF の関係について一例を図-2.3.5~2.3.9にそれぞれ示す。

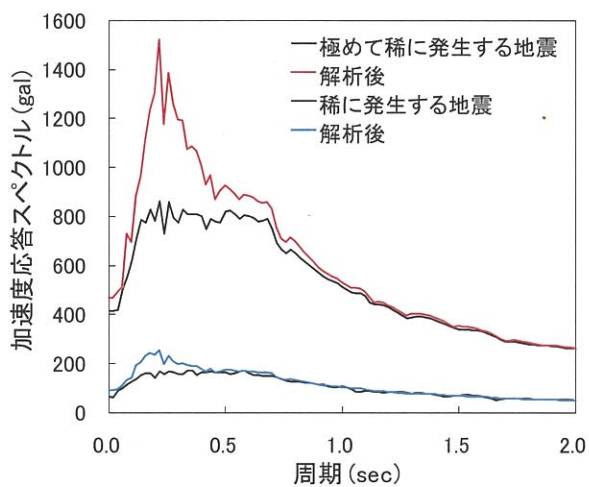


a) 加速度応答スペクトル

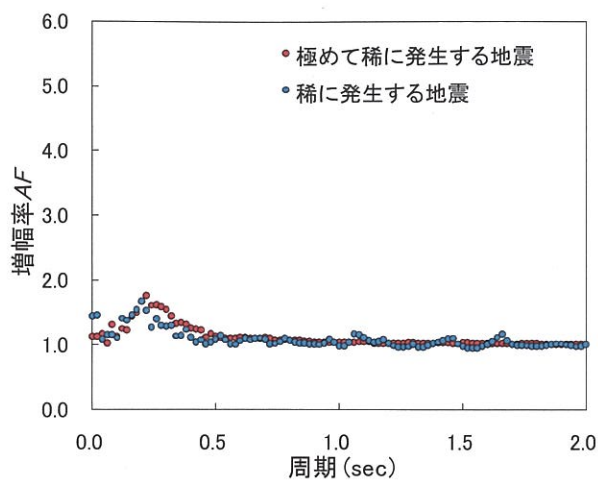


b) 加速度応答スペクトルの増幅率

図-2.3.5 C1 地盤における解析結果の一例

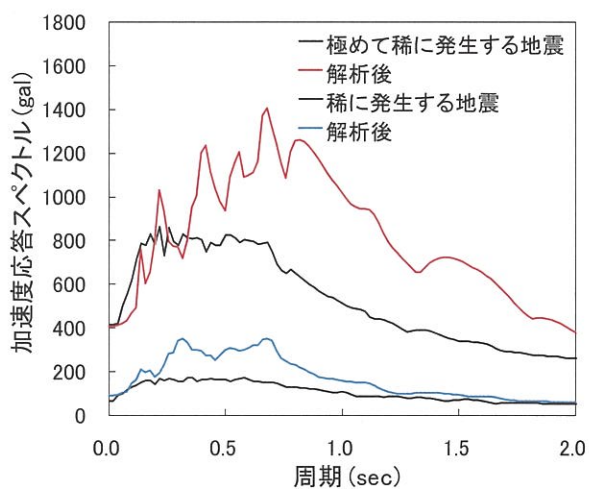


a) 加速度応答スペクトル

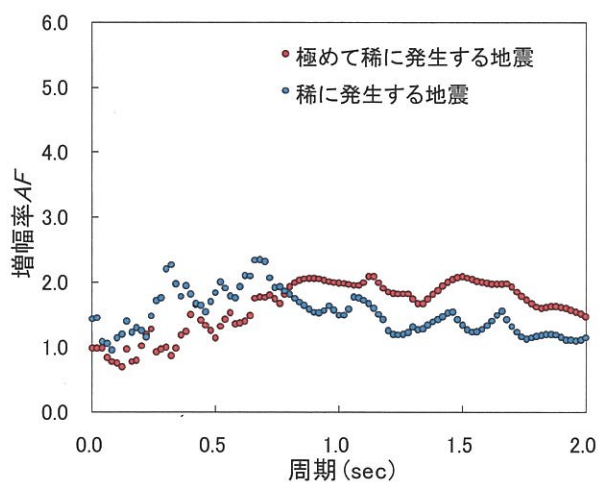


b) 加速度応答スペクトルの増幅率

図-2.3.6 C2 地盤における解析結果の一例

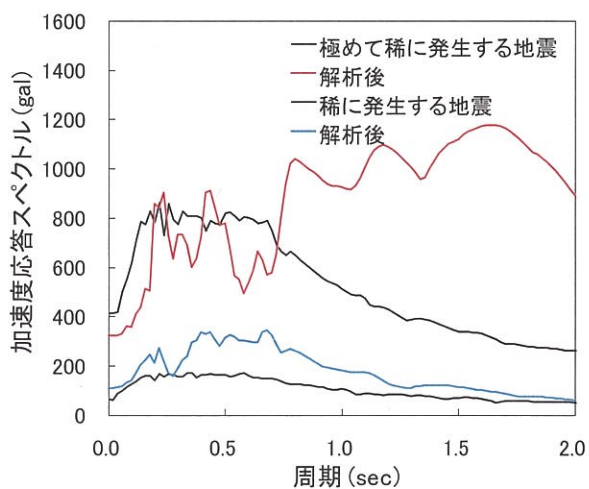


a) 加速度応答スペクトル

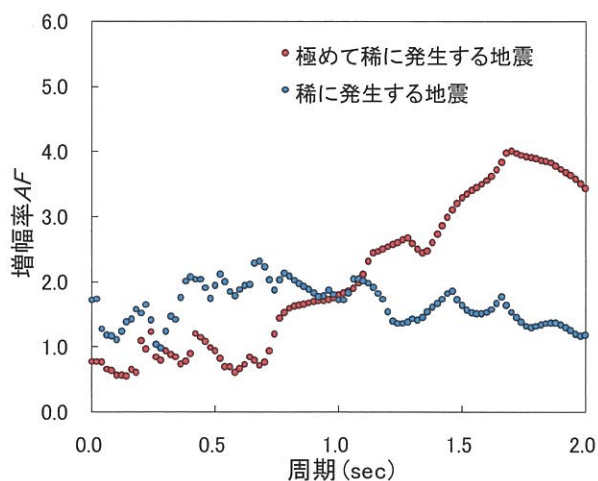


b) 加速度応答スペクトルの増幅率

図-2.3.7 D1 地盤における解析結果の一例

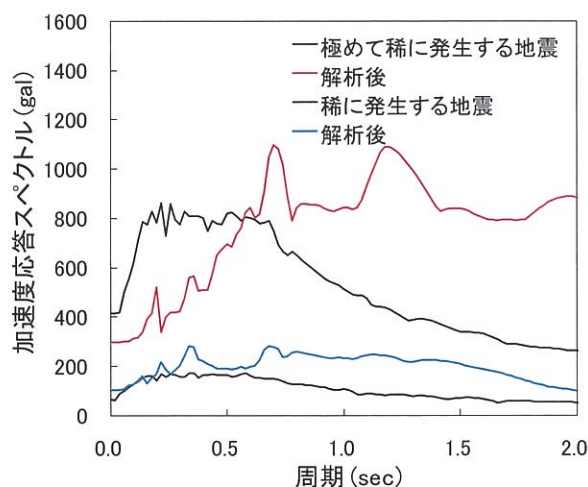


a) 加速度応答スペクトル

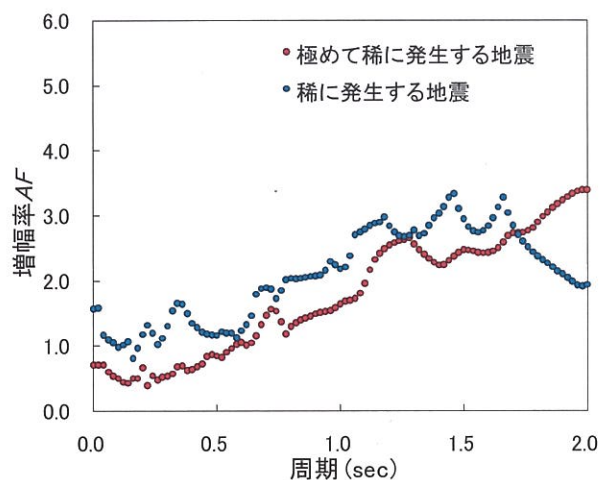


b) 加速度応答スペクトルの増幅率

図-2.3.8 D2 地盤における解析結果の一例



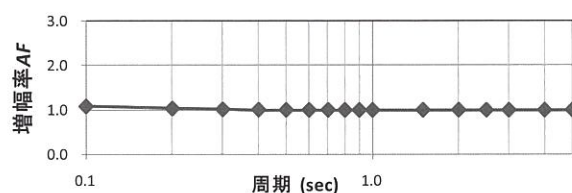
a) 加速度応答スペクトル



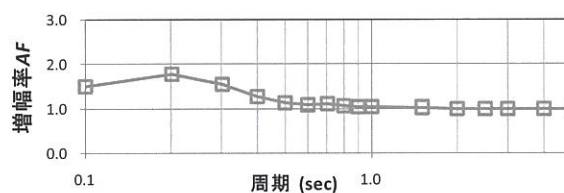
b) 加速度応答スペクトルの増幅率

図-2.3.9 E地盤における解析結果の一例

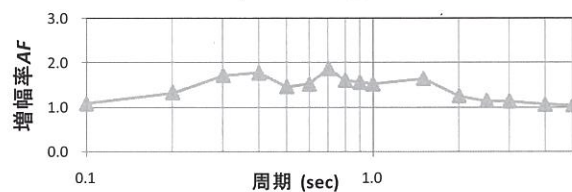
図-2.3.5~2.3.6より、C1地盤及びC2地盤では、地震動の規模に関わらず、0.5秒以下の短周期域において増幅しているが、0.5秒以上ではほとんど増幅しておらず、周期による増幅率 AF の変化は小さいことがわかる。一方、図-2.3.7~2.3.9より、D1地盤、D2地盤、E地盤では周期によって増幅率 AF は大きく変化しており、その変化傾向は入力地震動の大きさによっても異なっていることがわかる。そこで、入力地震動の違いによる差異をみるため、極めて稀に発生する地震を入力地震動とし、地盤種別、周期毎に算出した増幅率 AF の平均値を図-2.3.10に、稀に発生する地震を入力地震動とし、地盤種別、周期毎に算出した増幅率 AF の平均値を図-2.3.11に示す。



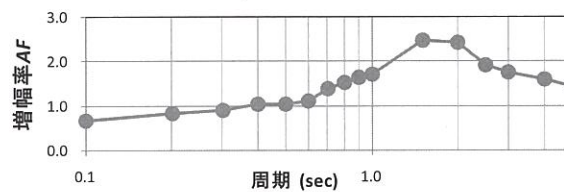
a) C1地盤



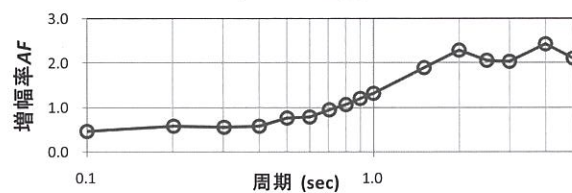
b) C2地盤



c) D1地盤

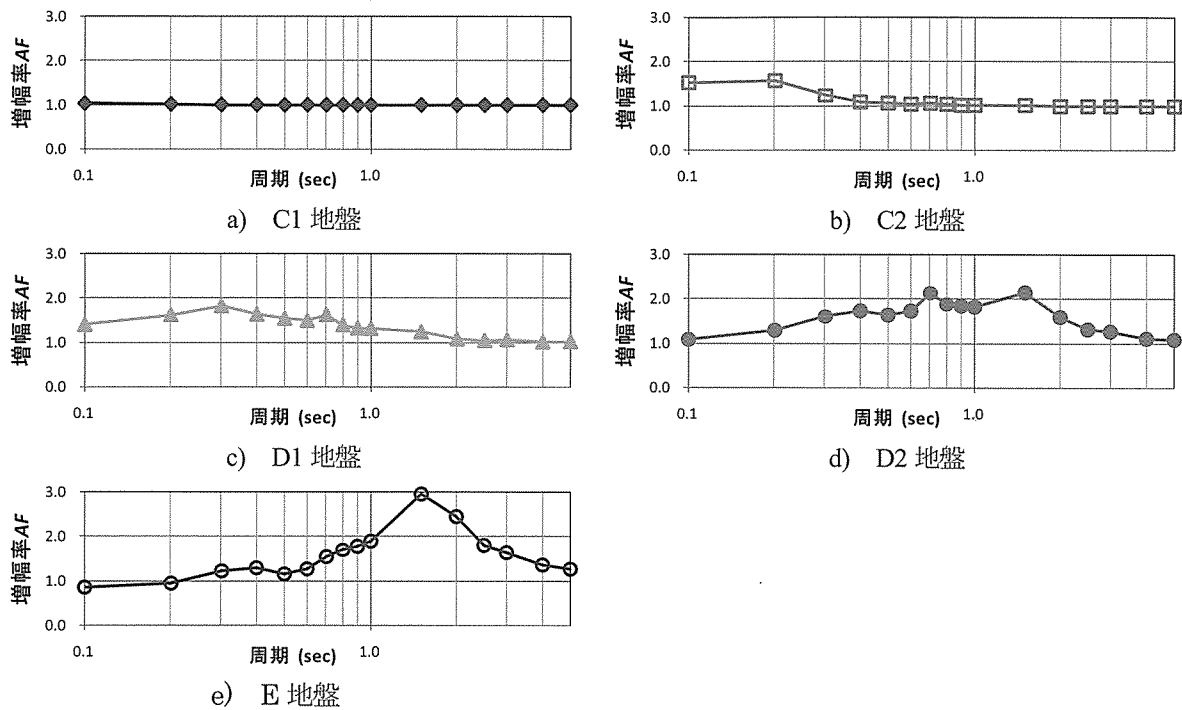


d) D2地盤



e) E地盤

図-2.3.10 地盤種別、周期毎の増幅率の平均値（内陸型直下、極めて稀）



図－2.3.11 地盤種別，周期毎の増幅率の平均値（内陸型直下，稀）

図－2.3.10 より，C1 地盤では周期に関わらず，増幅率 AF は 1.0 である。C2 地盤では，0.4 秒以下の短周期域において増幅しているが，0.4 秒以上では増幅していない。D1 地盤，D2 地盤，E 地盤では増幅率 AF は周期によって大きく変化しているが，その変化傾向は地盤種別によっても異なっており，D1 地盤では 0.7 秒，D2 地盤では 1.5 秒，E 地盤では 2.0 秒と地盤が軟弱になるにつれて増幅率 AF は長周期側で最大となっている。以上のことは図－2.3.11 についても同様の傾向を示しているといえる。しかし，図－2.3.10 と図－2.3.11 を比較すると，地盤種別及び周期による増幅率 AF は入力地震動の大きさによって異なることがわかる。特に，D2 地盤及び E 地盤において入力地震動の大きさによる違いが大きいといえる。

以上より，加速度応答スペクトルの増幅率 AF は入力地震動の違い，地盤の違い，周期特性によって大きく異なることがわかった。よって，増幅度テーブルを作成する際には，それらのことを考慮する必要があるといえる。

つぎに，極めて稀に発生する地震を入力地震動とし，地盤種別，周期毎に算出した増幅率 AF の平均値及び標準偏差を表－2.3.4 に，稀に発生する地震を入力地震動とし，地盤種別，周期毎に算出した増幅率 AF の平均値及び標準偏差を表－2.3.5 に示す。

表－2.3.4，表－2.3.5 より，C1 地盤で周期ごとのばらつきが小さく，どの周期においても増幅率 AF は 1.0 となっているが，C2 地盤，D1 地盤，D2 地盤，E 地盤では，周期によってばらつきの程度が異なっており，標準偏差が 1.0 以上と大きくばらついている場合がみられる。特に極めて稀に発生する地震時の D2 地盤及び E 地盤で標準偏差は大きくなっており，ばらつきが大きいことがわかる。よって， $AVS30$ による地盤種別からでは，増幅度テーブル作成に適切なグルーピングが行えないといえ，よりばらつきが小さくなるようなグルーピングを検討する必要があるといえる。

表－2.3.4 地盤種別毎に算出した増幅率の平均値及び標準偏差（内陸型直下，極めて稀）

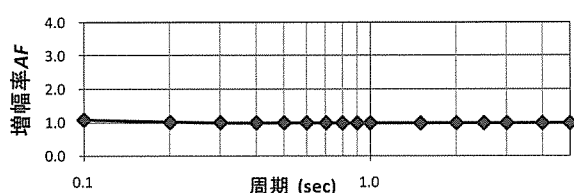
周期 (sec)	増幅率AF					
	地盤種別	C1	C2	D1	D2	E
0.1	平均	1.1	1.5	1.1	0.7	0.5
	標準偏差	0.2	0.3	0.3	0.2	0.1
0.2	平均	1.0	1.8	1.3	0.8	0.6
	標準偏差	0.1	0.5	0.4	0.3	0.1
0.3	平均	1.0	1.5	1.7	0.9	0.5
	標準偏差	0.0	0.5	0.5	0.4	0.1
0.4	平均	1.0	1.3	1.8	1.0	0.6
	標準偏差	0.0	0.3	0.5	0.6	0.1
0.5	平均	1.0	1.1	1.5	1.0	0.8
	標準偏差	0.0	0.2	0.5	0.3	0.2
0.6	平均	1.0	1.1	1.5	1.1	0.8
	標準偏差	0.0	0.1	0.5	0.4	0.3
0.7	平均	1.0	1.1	1.9	1.4	0.9
	標準偏差	0.0	0.1	0.7	0.7	0.4
0.8	平均	1.0	1.1	1.6	1.5	1.1
	標準偏差	0.0	0.1	0.3	0.4	0.3
0.9	平均	1.0	1.0	1.6	1.6	1.2
	標準偏差	0.0	0.1	0.2	0.4	0.3
1.0	平均	1.0	1.0	1.5	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	0.3	0.3
1.5	平均	1.0	1.0	1.6	2.5	1.9
	標準偏差	0.0	0.0	0.4	0.8	0.7
2.0	平均	1.0	1.0	1.3	2.4	2.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	1.1	1.1
2.5	平均	1.0	1.0	1.1	1.9	2.1
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.5	0.5
3.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.8	2.0
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.4	0.3
4.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.6	2.4
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.6	0.8
5.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.4	2.1
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.4	0.6

表－2.3.5 地盤種別毎に算出した増幅率の平均値及び標準偏差（内陸型直下，稀）

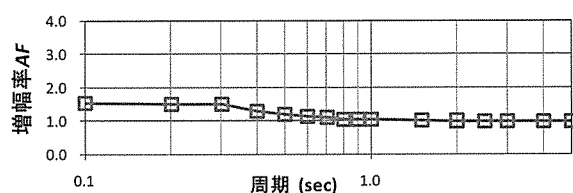
周期 (sec)	増幅率AF					
	地盤種別	C1	C2	D1	D2	E
0.1	平均	1.0	1.5	1.4	1.1	0.9
	標準偏差	0.0	0.3	0.2	0.2	0.2
0.2	平均	1.0	1.6	1.6	1.3	1.0
	標準偏差	0.0	0.4	0.4	0.3	0.2
0.3	平均	1.0	1.2	1.8	1.6	1.2
	標準偏差	0.0	0.2	0.4	0.4	0.4
0.4	平均	1.0	1.1	1.6	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.1	0.4	0.4	0.3
0.5	平均	1.0	1.1	1.5	1.7	1.2
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.3
0.6	平均	1.0	1.1	1.5	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.3
0.7	平均	1.0	1.1	1.6	2.1	1.6
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.4
0.8	平均	1.0	1.0	1.4	1.9	1.7
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	0.3	0.5
0.9	平均	1.0	1.0	1.3	1.9	1.8
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5
1.0	平均	1.0	1.0	1.3	1.8	1.9
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5
1.5	平均	1.0	1.0	1.2	2.2	3.0
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.8	0.9
2.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.6	2.5
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.6	0.8
2.5	平均	1.0	1.0	1.1	1.3	1.8
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3
3.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.3	1.7
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.2	0.3
4.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.1	1.4
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5
5.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.1	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3

（2）海溝型地震

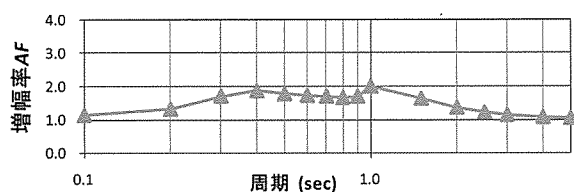
極めて稀に発生する地震及び稀に発生する地震を入力地震動とし，地盤種別，周期毎に算出した増幅率AFの平均値をそれぞれ図－2.3.12，図－2.3.13に示す。



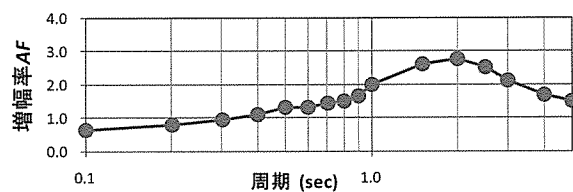
a) C1 地盤



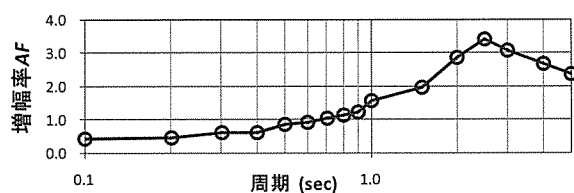
b) C2 地盤



c) D1 地盤



d) D2 地盤



e) E 地盤

図－2.3.12 地盤種別，周期毎の増幅率の平均値（海溝型，極めて稀）

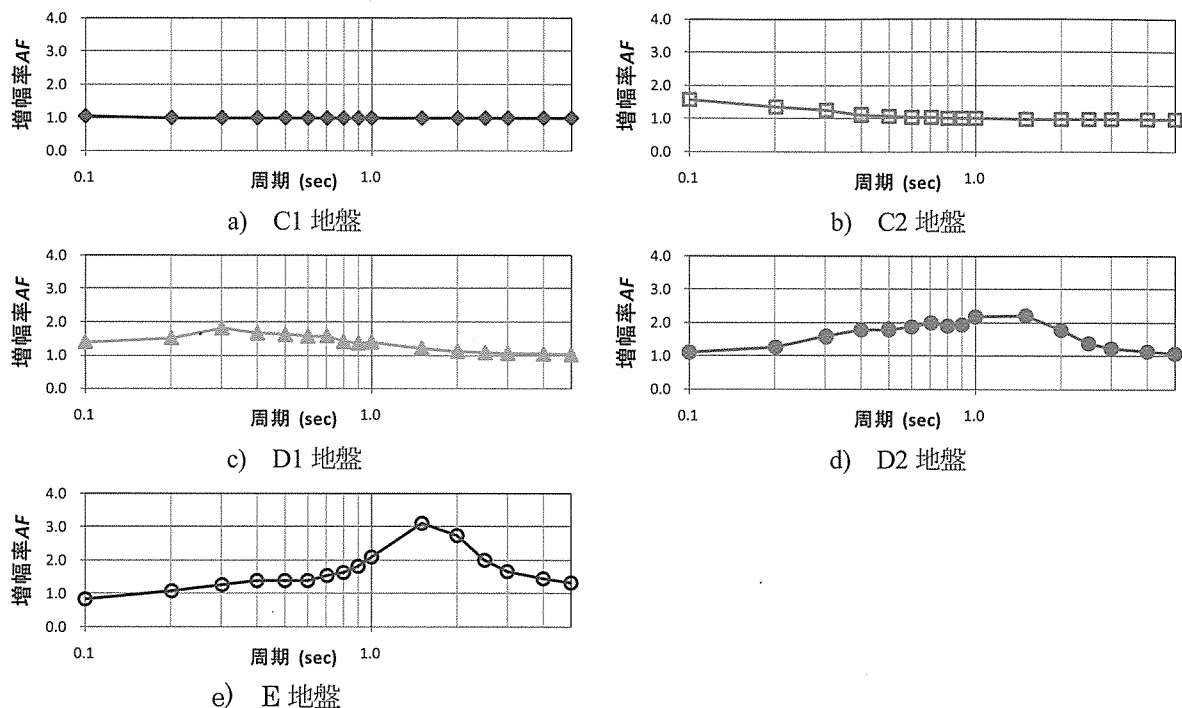


図-2.3.13 地盤種別、周期毎の増幅率の平均値（海溝型、稀）

図-2.3.12、図-2.3.13より、C1地盤では周期に関わらず、増幅率 AF は1.0となるが、C2地盤、D1地盤、D2地盤、E地盤では増幅率 AF は周期によって変化し、地盤が軟弱になるにつれて増幅率 AF は長周期側で最大となる等、海溝型地震に関しても内陸直下型地震と同様の結果が得られた。また、図-2.3.10～2.3.13をそれぞれ比較すると、地盤種別及び周期による増幅率 AF の変化傾向は入力地震動によっても異なることがわかる。特に、極めて稀に発生する地震の場合に入力地震動による違いが大きいといえる。

つぎに、極めて稀に発生する地震及び稀に発生する地震を入力地震動とし、地盤種別、周期毎に算出した増幅率 AF の平均値及び標準偏差をそれぞれ表-2.3.6、表-2.3.7に示す。

表-2.3.6、表-2.3.7より、C1地盤ではばらつきが小さいが、C2地盤、D1地盤、D2地盤、E地盤では標準偏差が大きくなっており、海溝型地震に関してもばらついているといえる。このことから、内陸直下型地震の場合と同様に、 $AVS30$ による地盤種別からでは、増幅度テーブル作成に適切なグルーピングが行えないといえ、よりばらつきが小さくなるようなグルーピングを検討する必要がある。

2.3.4 増幅度テーブルの検討

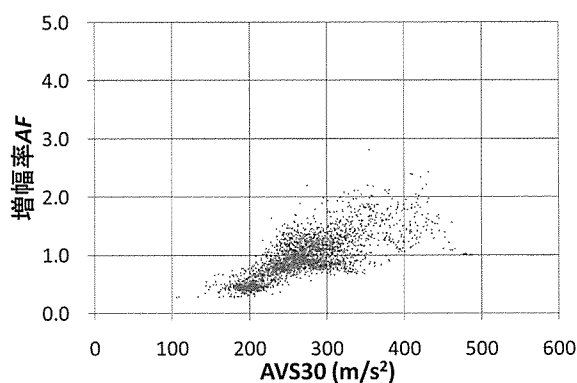
ばらつきが小さくなるようなグルーピングを検討するため、極めて稀に発生する内陸直下型地震を入力地震動とした場合の加速度応答スペクトルの増幅率 AF と $AVS30$ の関係を周期毎に図-2.3.14に示す。図-2.3.14より、周期0.1～1.5秒では、 $AVS30$ の値によって増幅率 AF は山なりに変化する傾向が見られ、 $AVS30$ の値による増幅率 AF の変化率が大きいため、ばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しい。また、 $AVS30$ の値が同じでも増幅率 AF は大きくばらついているといえる。周期2.0～5.0秒では $AVS30$ が240m/s以上で増幅率 AF は1.0～1.5に収束しているが、周期2.0～5.0秒では $AVS30$ が200m/s前後において増幅率 AF が1.0～5.0と幅がある。以上より、どの周期においても、 $AVS30$ をパラメータとしてばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しいといえる。

表一2.3.6 地盤種別毎に算出した増幅率の平均値及び標準偏差（内陸型直下，極めて稀）

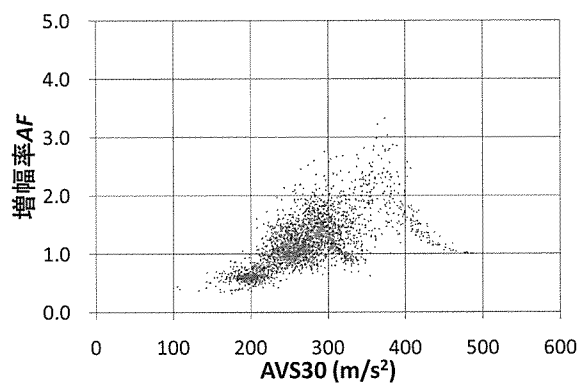
周期 (sec)	増幅率AF					
	地盤種別	C1	C2	D1	D2	E
0.1	平均	1.1	1.5	1.1	0.7	0.5
	標準偏差	0.2	0.3	0.3	0.2	0.1
0.2	平均	1.0	1.8	1.3	0.8	0.6
	標準偏差	0.1	0.5	0.4	0.3	0.1
0.3	平均	1.0	1.5	1.7	0.9	0.5
	標準偏差	0.0	0.5	0.5	0.4	0.1
0.4	平均	1.0	1.3	1.8	1.0	0.6
	標準偏差	0.0	0.3	0.5	0.6	0.1
0.5	平均	1.0	1.1	1.5	1.0	0.8
	標準偏差	0.0	0.2	0.5	0.3	0.2
0.6	平均	1.0	1.1	1.5	1.1	0.8
	標準偏差	0.0	0.1	0.5	0.4	0.3
0.7	平均	1.0	1.1	1.9	1.4	0.9
	標準偏差	0.0	0.1	0.7	0.7	0.4
0.8	平均	1.0	1.1	1.6	1.5	1.1
	標準偏差	0.0	0.1	0.3	0.4	0.3
0.9	平均	1.0	1.0	1.6	1.6	1.2
	標準偏差	0.0	0.1	0.2	0.4	0.3
1.0	平均	1.0	1.0	1.5	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	0.3	0.3
1.5	平均	1.0	1.0	1.6	2.5	1.9
	標準偏差	0.0	0.0	0.4	0.8	0.7
2.0	平均	1.0	1.0	1.3	2.4	2.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	1.1	1.1
2.5	平均	1.0	1.0	1.1	1.9	2.1
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.5	0.5
3.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.8	2.0
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.4	0.3
4.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.6	2.4
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.6	0.8
5.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.4	2.1
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.4	0.6

表一2.3.7 地盤種別毎に算出した増幅率の平均値及び標準偏差（内陸型直下，稀）

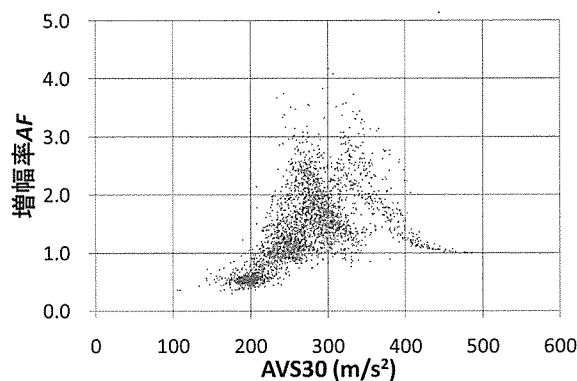
周期 (sec)	増幅率AF					
	地盤種別	C1	C2	D1	D2	E
0.1	平均	1.0	1.5	1.4	1.1	0.9
	標準偏差	0.0	0.3	0.2	0.2	0.2
0.2	平均	1.0	1.6	1.6	1.3	1.0
	標準偏差	0.0	0.4	0.4	0.3	0.2
0.3	平均	1.0	1.2	1.8	1.6	1.2
	標準偏差	0.0	0.2	0.4	0.4	0.4
0.4	平均	1.0	1.1	1.6	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.1	0.4	0.4	0.3
0.5	平均	1.0	1.1	1.5	1.7	1.2
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.3
0.6	平均	1.0	1.1	1.5	1.7	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.3
0.7	平均	1.0	1.1	1.6	2.1	1.6
	標準偏差	0.0	0.0	0.3	0.5	0.4
0.8	平均	1.0	1.0	1.4	1.9	1.7
	標準偏差	0.0	0.0	0.2	0.3	0.5
0.9	平均	1.0	1.0	1.3	1.9	1.8
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5
1.0	平均	1.0	1.0	1.3	1.8	1.9
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5
1.5	平均	1.0	1.0	1.2	2.2	3.0
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.8	0.9
2.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.6	2.5
	標準偏差	0.0	0.0	0.1	0.6	0.8
2.5	平均	1.0	1.0	1.1	1.3	1.8
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3
3.0	平均	1.0	1.0	1.1	1.3	1.7
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.2	0.3
4.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.1	1.4
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5
5.0	平均	1.0	1.0	1.0	1.1	1.3
	標準偏差	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3



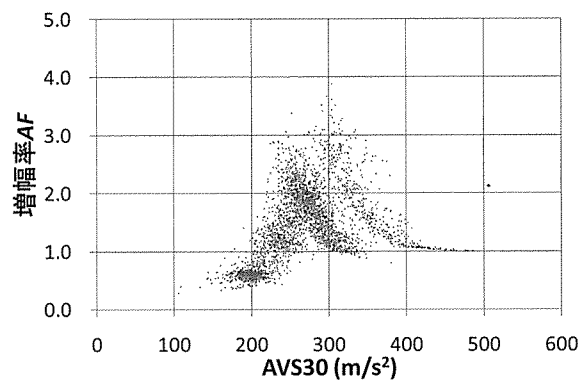
a) 周期 0.1 秒



b) 周期 0.2 秒

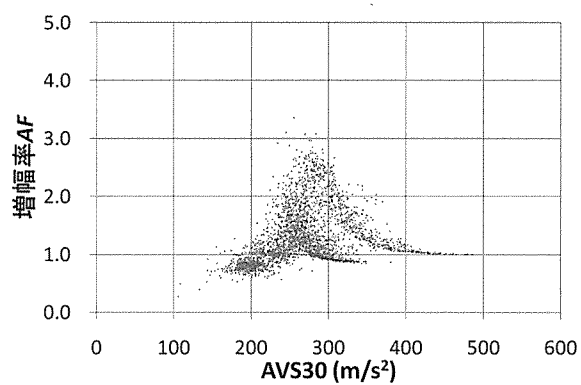


c) 周期 0.3 秒

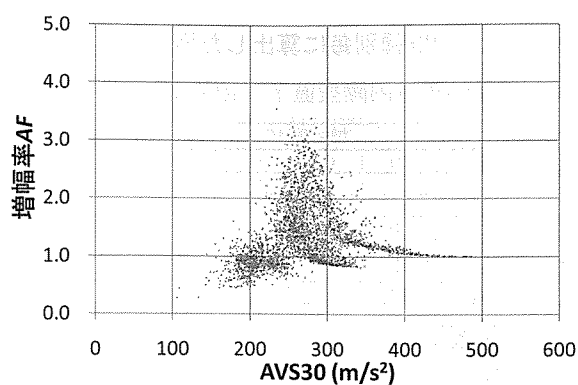


d) 周期 0.4 秒

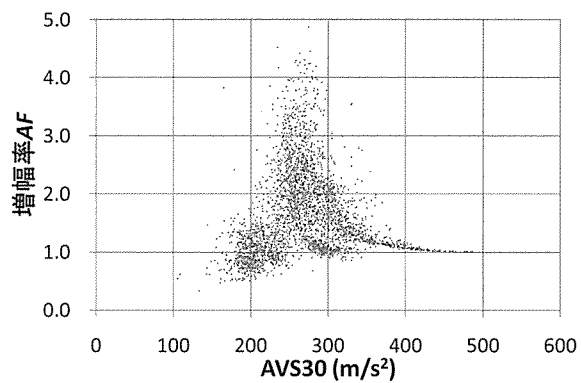
図一2.3.14 周期毎の AVS30 と増幅率の関係



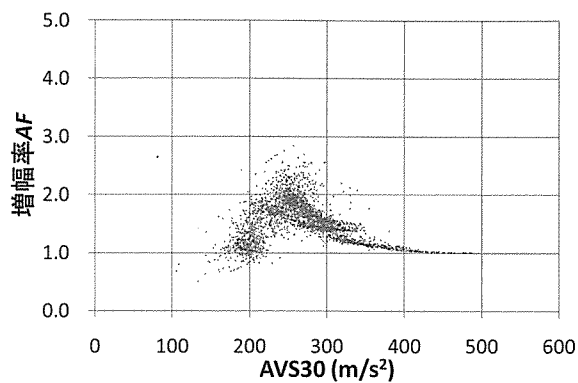
e) 周期 0.5 秒



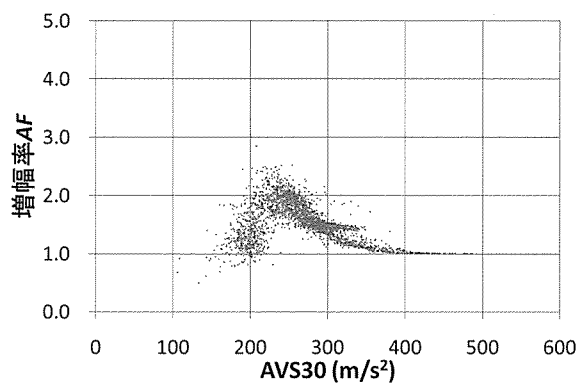
f) 周期 0.6 秒



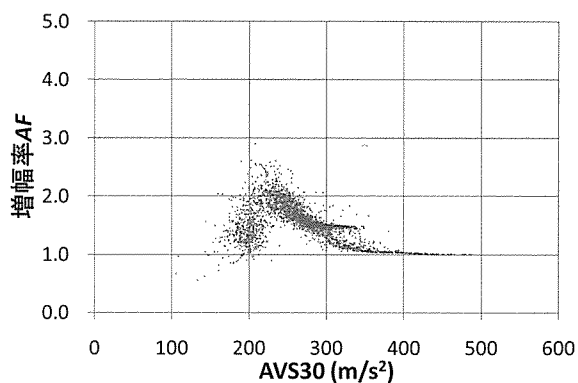
g) 周期 0.7 秒



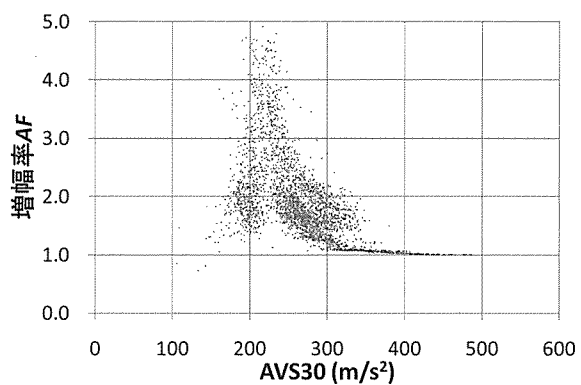
h) 周期 0.8 秒



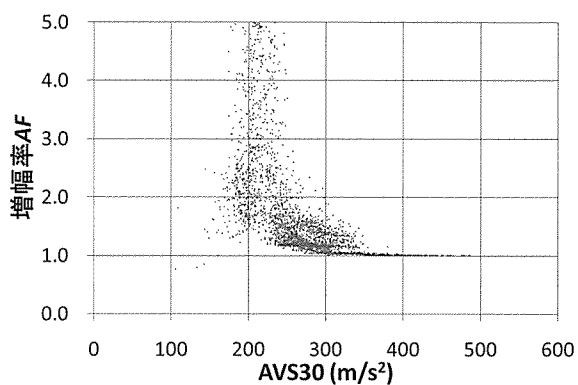
i) 周期 0.9 秒



j) 周期 1.0 秒



k) 周期 1.5 秒



l) 周期 2.0 秒

図-2.3.14 周期毎の AVS30 と増幅率の関係 (つづき)

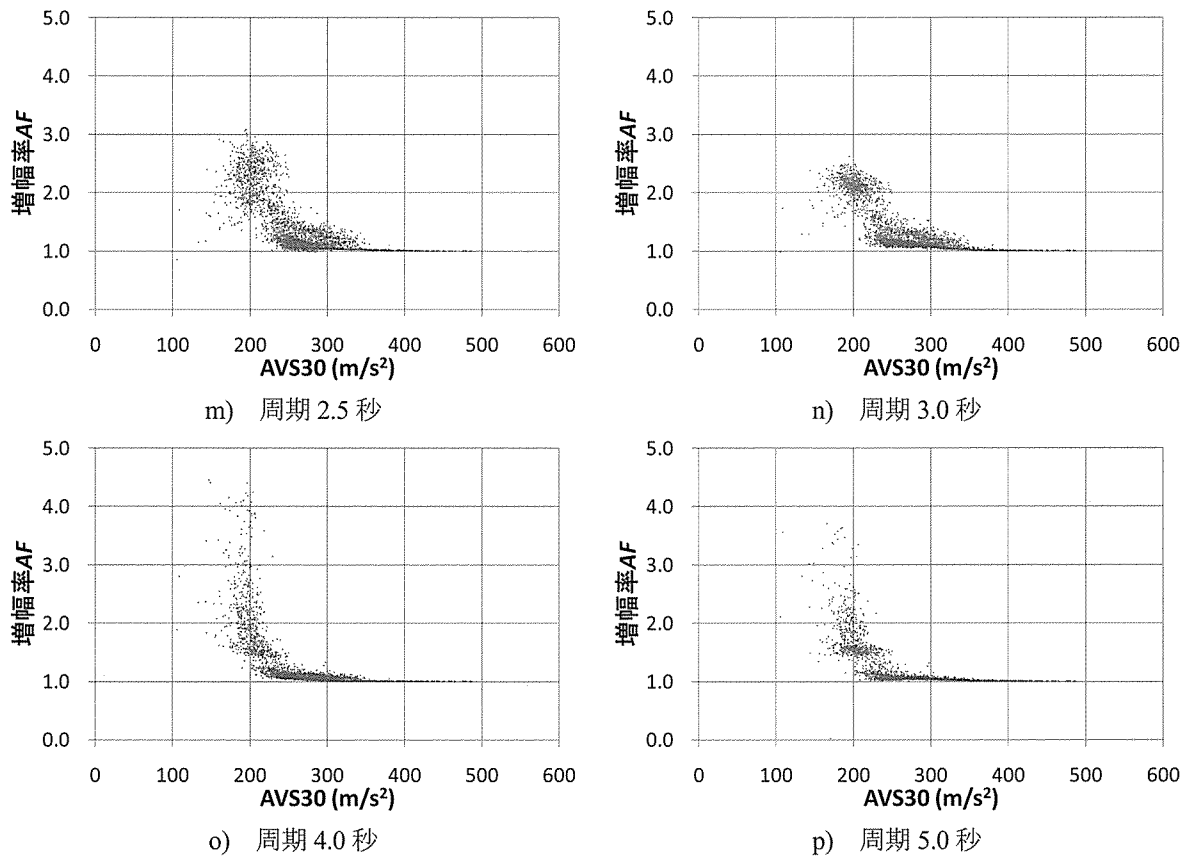


図-2.3.14 周期毎の $AVS30$ と増幅率の関係 (つづき)

そこで、 $AVS30$ に代わるパラメータとして、 $AVS30$ と同様に地盤の振動特性を表す指標であり、耐震診断の際の地盤種別判定にも用いられている地盤の卓越周期 T_g に着目することとした。極めて稀に発生する内陸直下型地震を入力地震動とした場合の加速度応答スペクトルの増幅率 AF と T_g の関係を周期毎に図-2.3.15 に示す。図-2.3.15 より、増幅率 AF は山なりに変化し、その山は周期が長くなるに従い右方向へと移動する傾向が見られる。また、 $AVS30$ の場合と同様に、 T_g の値が同じでも増幅率 AF の値には幅がありばらついていることや、 T_g の値による増幅率 AF の変化率が大きいため、 T_g をパラメータとしてばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しいといえる。しかし、 T_g と増幅率 AF の間には何らかの相関があると考えられるため、最小二乗法により近似曲線を求めた。得られた近似式を図-2.3.15 に併せて示す。これらの近似式を用いることで、ややばらつきはあるが T_g の変化に伴う増幅率 AF の変化傾向を定量的に表すことができるといえる。

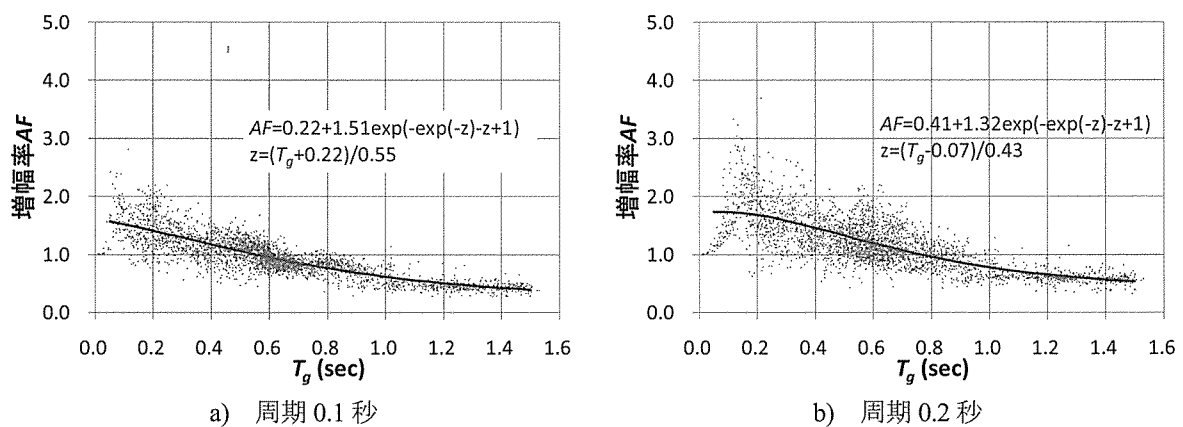
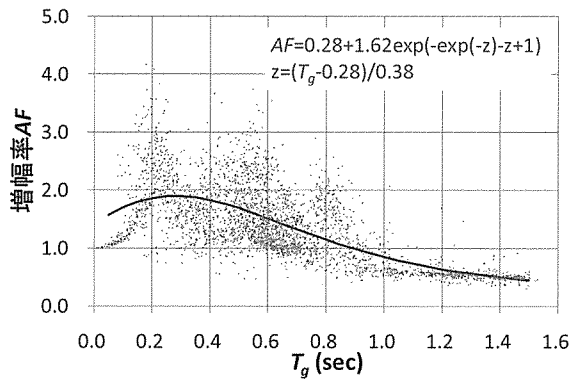
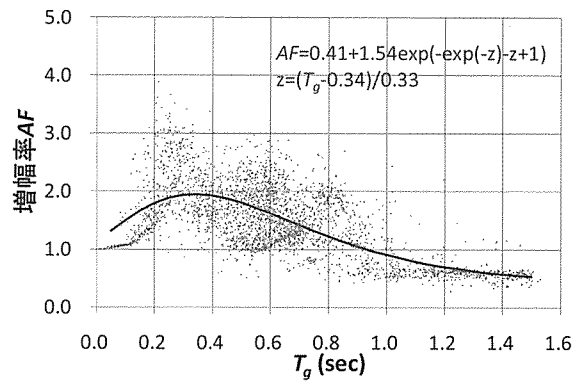


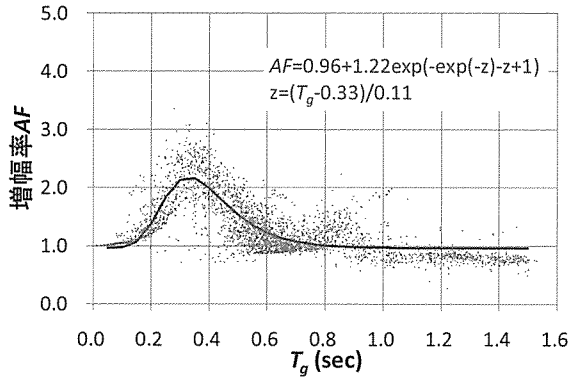
図-2.3.15 周期毎の T_g と増幅率の関係



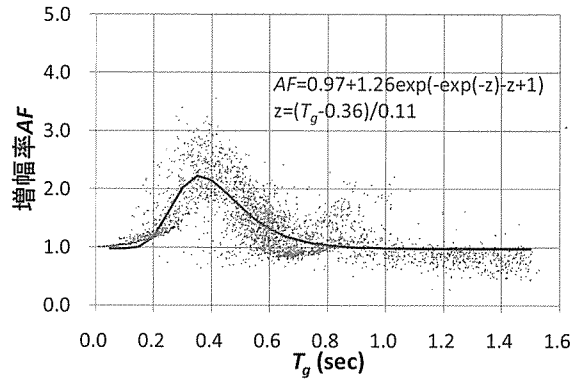
c) 周期 0.3 秒



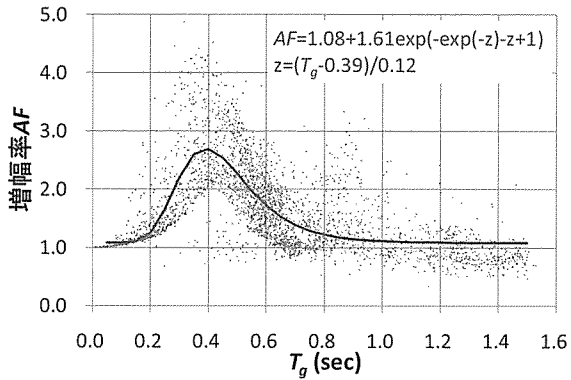
d) 周期 0.4 秒



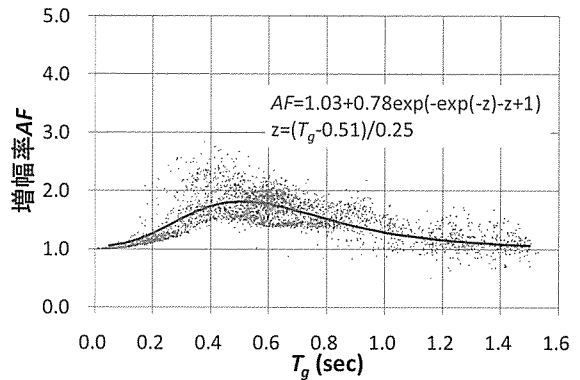
e) 周期 0.5 秒



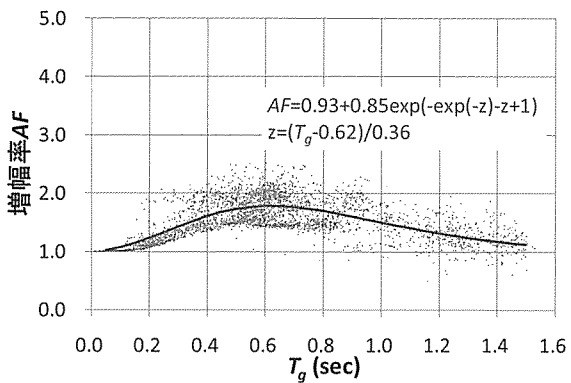
f) 周期 0.6 秒



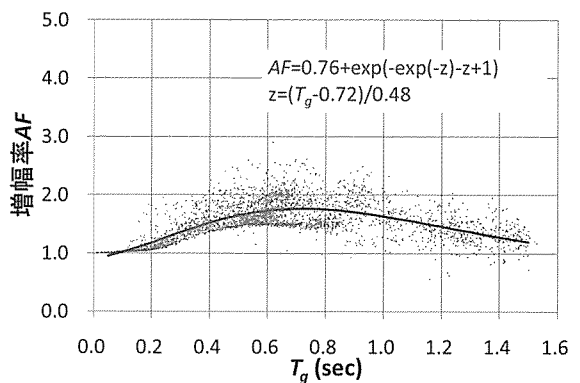
g) 周期 0.7 秒



h) 周期 0.8 秒



i) 周期 0.9 秒



j) 周期 1.0 秒

図-2.3.15 周期毎の T_g と増幅率の関係 (つづき)

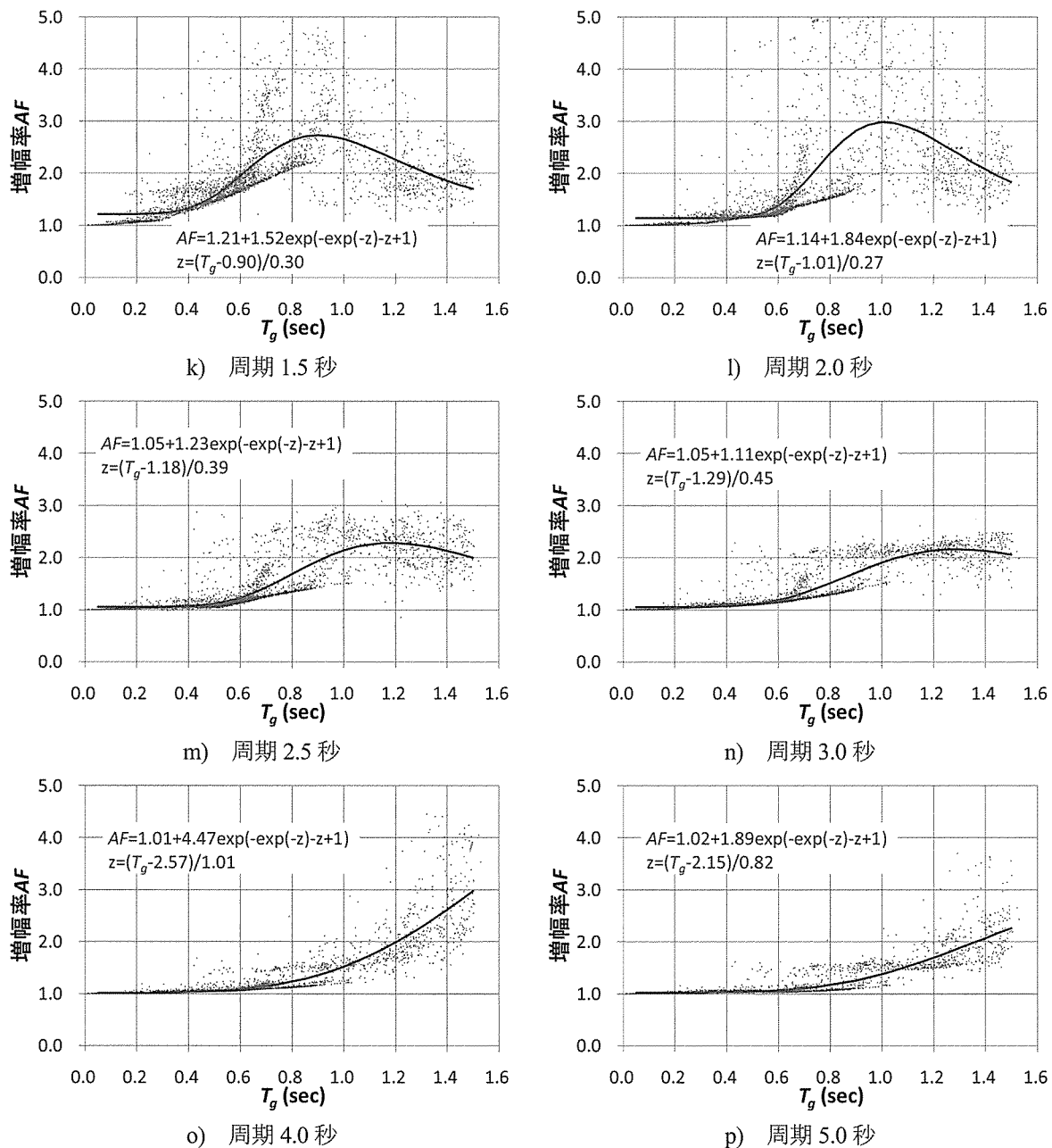
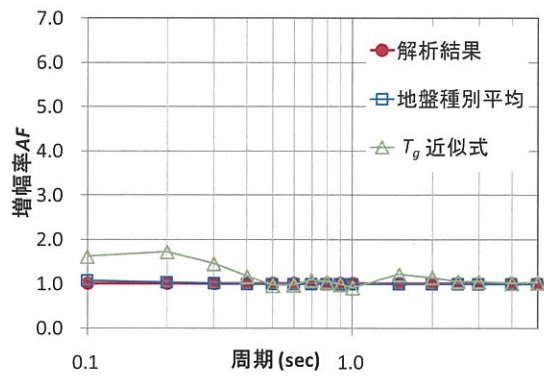


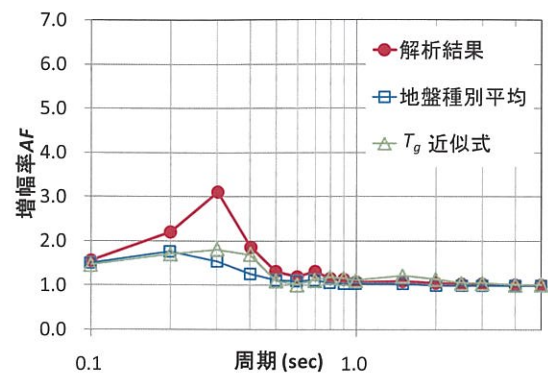
図-2.3.15 周期毎の T_g と増幅率の関係 (つづき)

そこで、ランダムに選出した 16 地点のボーリング地点における増幅率 AF を、DYNES⁶⁾による解析、AVS30 に基づく地盤種別毎の増幅率 AF の平均、及び T_g をパラメータとした近似式の 3 つを用いてそれぞれ算出し、比較することとした。その結果を図-2.3.16 に示す。

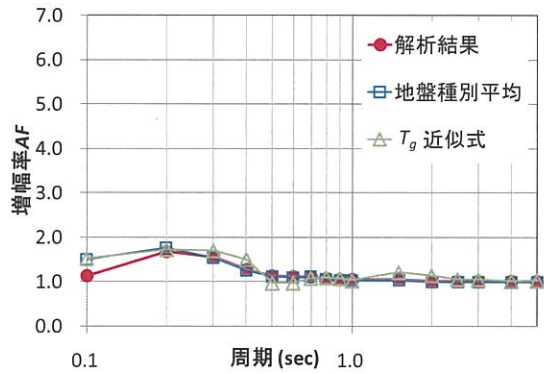
図-2.3.16 より、地盤種別毎の平均値から求めた増幅率 AF と T_g をパラメータとした近似式から求めた増幅率 AF を比較すると、後者の方が DYNES⁶⁾による解析結果と近い値となっているといえる。特に、軟弱地盤において、後者の方が、周期による増幅率 AF の増減をよく表しているといえる。そこで、本研究では、入力地震動及び周期毎に T_g をパラメータとした増幅率 AF の近似式を算出し、それらを用いることにより、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_s の 3 つをパラメータとした増幅度テーブルを作成することとする。作成した増幅度テーブルを表-2.3.8 に示す。なお、表中の AF は表-2.3.9 ~ 2.3.12 によるものとする。



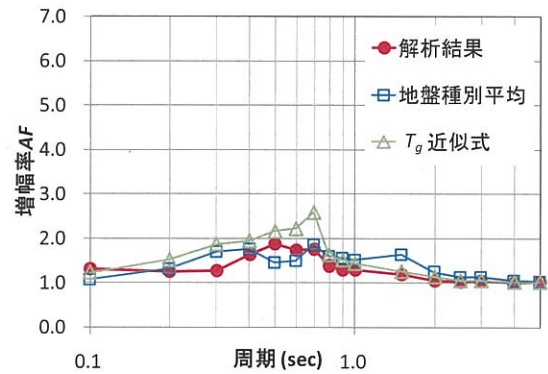
a) $T_g = 0.01(\text{sec})$ C1 地盤



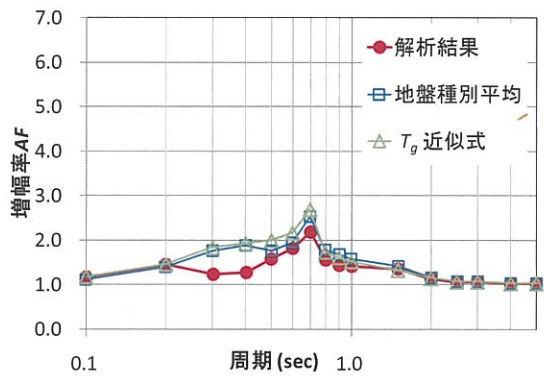
b) $T_g = 0.16(\text{sec})$ C2 地盤



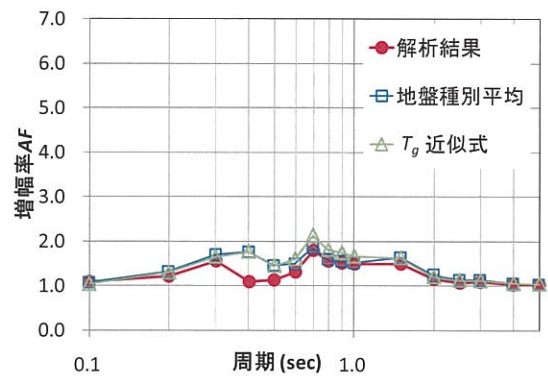
c) $T_g = 0.17(\text{sec})$ C2 地盤



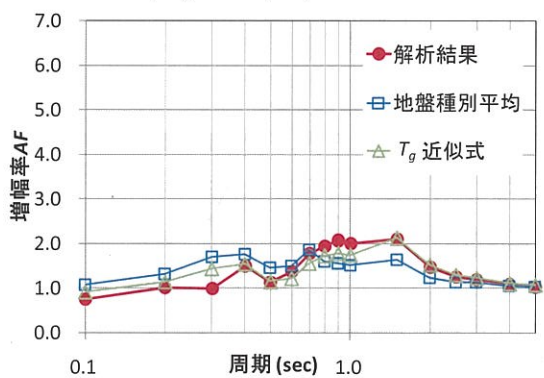
d) $T_g = 0.35(\text{sec})$ D1 地盤



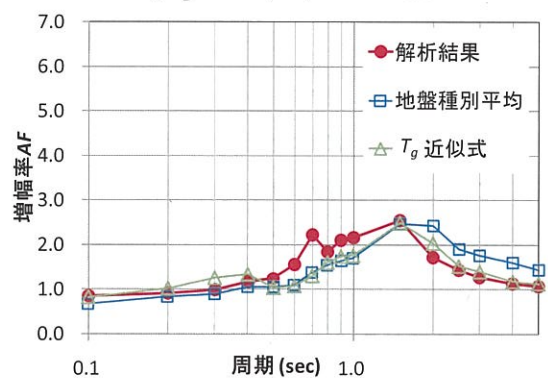
e) $T_g = 0.45(\text{sec})$ D1 地盤



f) $T_g = 0.52(\text{sec})$ D1 地盤

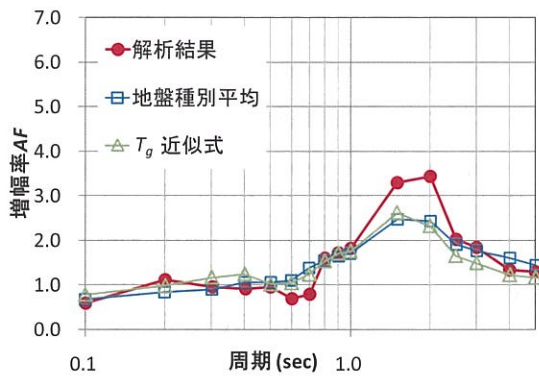


g) $T_g = 0.64(\text{sec})$ D1 地盤

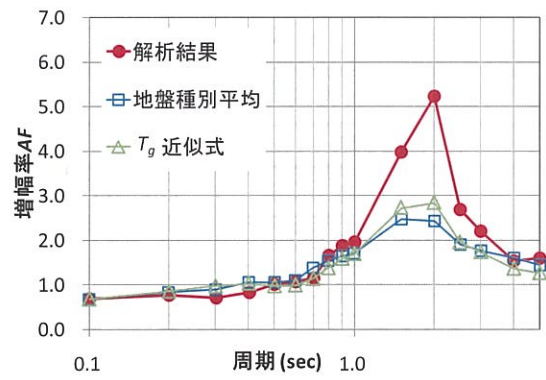


h) $T_g = 0.74(\text{sec})$ D2 地盤

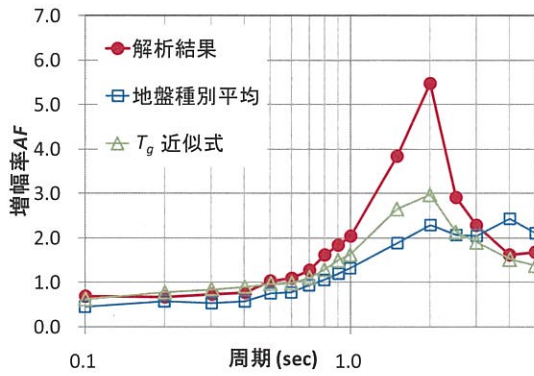
図-2.3.16 3つの方法で算出した増幅率の比較



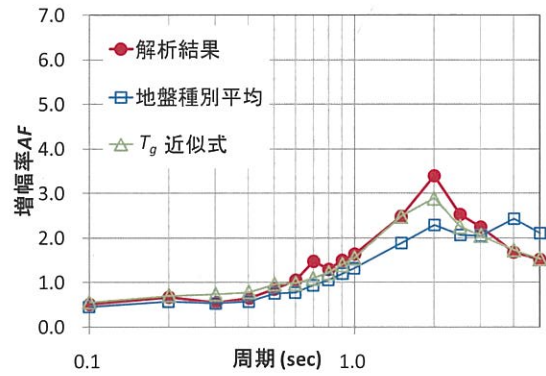
i) $T_g = 0.79(\text{sec})$ D2 地盤



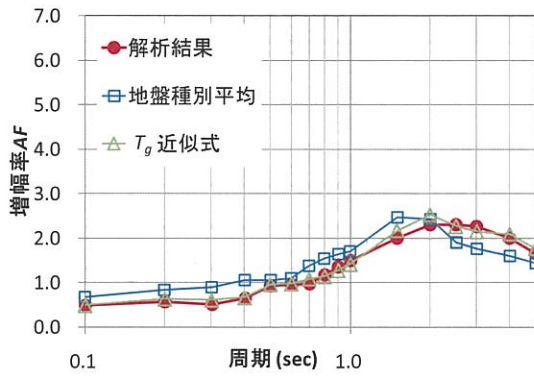
j) $T_g = 0.91(\text{sec})$ D2 地盤



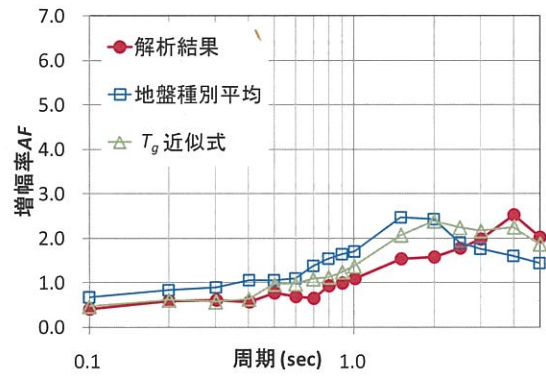
k) $T_g = 0.96(\text{sec})$ E 地盤



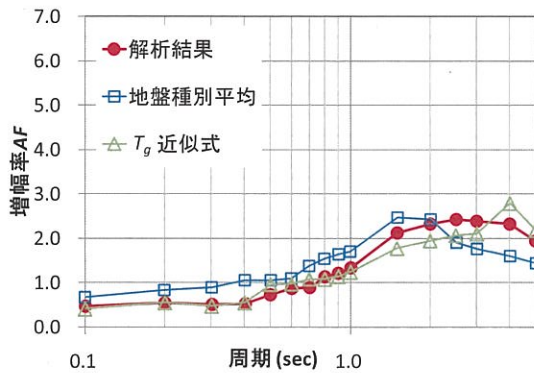
l) $T_g = 1.09(\text{sec})$ E 地盤



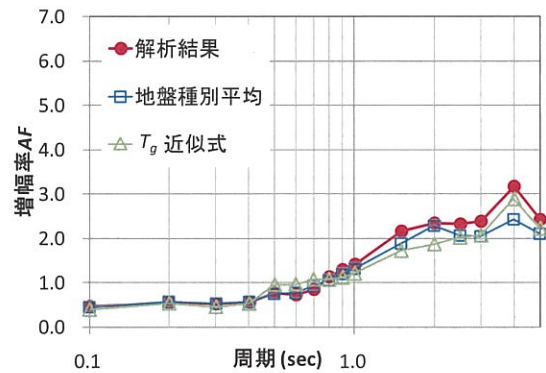
m) $T_g = 1.24(\text{sec})$ D2 地盤



n) $T_g = 1.29(\text{sec})$ D2 地盤



o) $T_g = 1.45(\text{sec})$ D2 地盤



p) $T_g = 1.48(\text{sec})$ E 地盤

図-2.3.16 3つの方法で算出した増幅率の比較 (つづき)

表-2.3.8 増幅度テーブル

建築物の固有周期 T_s (sec)	加速度応答スペクトルの増幅度 G_s	
$0.1 \leq T_s < 0.2$	$G_s = aT_s + AF(0.1) - 0.1a$	$a = 10\{AF(0.2) - AF(0.1)\}$
$0.2 \leq T_s < 0.3$	$G_s = aT_s + AF(0.2) - 0.2a$	$a = 10\{AF(0.3) - AF(0.2)\}$
$0.3 \leq T_s < 0.4$	$G_s = aT_s + AF(0.3) - 0.3a$	$a = 10\{AF(0.4) - AF(0.3)\}$
$0.4 \leq T_s < 0.5$	$G_s = aT_s + AF(0.4) - 0.4a$	$a = 10\{AF(0.5) - AF(0.4)\}$
$0.5 \leq T_s < 0.6$	$G_s = aT_s + AF(0.5) - 0.5a$	$a = 10\{AF(0.6) - AF(0.5)\}$
$0.6 \leq T_s < 0.7$	$G_s = aT_s + AF(0.6) - 0.6a$	$a = 10\{AF(0.7) - AF(0.6)\}$
$0.7 \leq T_s < 0.8$	$G_s = aT_s + AF(0.7) - 0.7a$	$a = 10\{AF(0.8) - AF(0.7)\}$
$0.8 \leq T_s < 0.9$	$G_s = aT_s + AF(0.8) - 0.8a$	$a = 10\{AF(0.9) - AF(0.8)\}$
$0.9 \leq T_s < 1.0$	$G_s = aT_s + AF(0.9) - 0.9a$	$a = 10\{AF(1.0) - AF(0.9)\}$
$1.0 \leq T_s < 1.5$	$G_s = aT_s + AF(1.0) - 1.0a$	$a = 2\{AF(1.5) - AF(1.0)\}$
$1.5 \leq T_s < 2.0$	$G_s = aT_s + AF(1.5) - 1.5a$	$a = 2\{AF(2.0) - AF(1.5)\}$
$2.0 \leq T_s < 2.5$	$G_s = aT_s + AF(2.0) - 2.0a$	$a = 2\{AF(2.5) - AF(2.0)\}$
$2.5 \leq T_s < 3.0$	$G_s = aT_s + AF(2.5) - 2.5a$	$a = 2\{AF(3.0) - AF(2.5)\}$
$3.0 \leq T_s < 4.0$	$G_s = aT_s + AF(3.0) - 3.0a$	$a = AF(4.0) - AF(3.0)$
$4.0 \leq T_s < 5.0$	$G_s = aT_s + AF(4.0) - 4.0a$	$a = AF(5.0) - AF(4.0)$

1

表－2.3.9 極めて稀に発生する内陸直下型地震の増幅率 AF

周期(sec)	加速度応答スペクトルの増幅率 AF	
0.1	$AF=0.22+1.51\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g+0.22)/0.55$
0.2	$AF=0.41+1.32\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.07)/0.43$
0.3	$AF=0.28+1.62\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.28)/0.38$
0.4	$AF=0.41+1.54\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.34)/0.33$
0.5	$AF=0.96+1.22\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.33)/0.11$
0.6	$AF=0.97+1.26\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.36)/0.11$
0.7	$AF=1.08+1.61\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.39)/0.12$
0.8	$AF=1.03+0.78\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.51)/0.25$
0.9	$AF=0.93+0.85\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.62)/0.36$
1.0	$AF=0.76+\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.72)/0.48$
1.5	$AF=1.21+1.52\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.90)/0.30$
2.0	$AF=1.14+1.84\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.01)/0.27$
2.5	$AF=1.05+0.39\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.18)/0.39$
3.0	$AF=1.05+1.11\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.29)/0.45$
4.0	$AF=1.01+4.47\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-2.57)/1.01$
5.0	$AF=1.02+1.89\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1))$	$z=(T_g-2.15)/0.82$

表－2.3.10 稀に発生する内陸直下型地震の増幅率 AF

周期(sec)	加速度応答スペクトルの増幅率 AF	
0.1	$AF=0.68+0.89\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.21)/0.43$
0.2	$AF=1.02+0.84\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.26)/0.28$
0.3	$AF=0.88+0.98\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.46)/0.50$
0.4	$AF=1.35+\frac{0.36}{0.22\sqrt{2\pi}}\{\text{EXP}(-0.5z^2)\{1+0.28z(z^2-3)-0.03(z^4-6z^3+3)+0.04(z^6-15z^4+45z^2-15)\}\}$	$z=(T_g-0.57)/0.22$
0.5	$AF=1.11+\frac{0.45}{0.27\sqrt{2\pi}}\{\text{EXP}(-0.5z^2)\{1+0.27z(z^2-3)-0.01(z^4-6z^3+3)+0.04(z^6-15z^4+45z^2-15)\}\}$	$z=(T_g-0.71)/0.27$
0.6	$AF=1.22+\frac{0.40}{0.27\sqrt{2\pi}}\{\text{EXP}(-0.5z^2)\{1+0.23z(z^2-3)-0.02(z^4-6z^3+3)+0.03(z^6-15z^4+45z^2-15)\}\}$	$z=(T_g-0.54)/0.18$
0.7	$AF=0.07+2.00\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.82)/0.70$
0.8	$AF=0.90+0.96\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.99)/0.59$
0.9	$AF=1.00+0.90\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.13)/0.59$
1.0	$AF=0.99+0.97\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.22)/0.63$
1.5	$AF=1.13+1.97\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.41)/0.49$
2.0	$AF=1.14+1.84\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.01)/0.27$
2.5	$AF=1.03+0.78\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.51)/0.47$
3.0	$AF=1.01+2.74\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-3.32)/1.45$
4.0	$AF=0.22T_g^2-0.12T_g+1.02$	
5.0	$AF=0.16T_g^2-0.09T_g+1.03$	

表－2.3.11 極めて稀に発生する海溝型地震の増幅率 AF

周期(sec)	加速度応答スペクトルの増幅率 AF	
0.1	$AF=0.12+1.47\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g+0.06)/0.54$
0.2	$AF=-118+174.5\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g+159.3)/156.5$
0.3	$AF=0.47+1.46\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.27)/0.34$
0.4	$AF=0.69+1.43\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.32)/0.27$
0.5	$AF = 0.85 + \frac{0.84}{0.25\sqrt{2\pi}} \left\{ \text{EXP}(-0.5z^2) \left(1 + 0.26z(z^2 - 3) + 0.03(z^6 - 15z^4 + 45z^2 - 15) \right) \right\}$	$z=(T_g-0.56)/0.25$
0.6	$AF = 0.90 + \frac{0.67}{0.24\sqrt{2\pi}} \left\{ \text{EXP}(-0.5z^2) \left(1 + 0.27z(z^2 - 3) - 0.01(z^4 - 6z^3 + 3) + 0.04(z^6 - 15z^4 + 45z^2 - 15) \right) \right\}$	$z=(T_g-0.58)/0.24$
0.7	$AF=1.06+1.01\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.42)/0.18$
0.8	$AF=1.13+0.85\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.46)/0.18$
0.9	$AF=1.11+0.90\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.53)/0.22$
1.0	$AF=1.19+1.25\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.59)/0.23$
1.5	$AF=1.14+1.71\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.88)/0.30$
2.0	$AF=1.20+2.21\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.05)/0.30$
2.5	$AF=1.18+2.60\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+0)$	$z=(T_g-1.30)/0.36$
3.0	$AF=1.11+2.26\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.42)/0.42$
4.0	$AF=1.03+3.05[\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)]$	$z=(T_g-2.18)/0.85$
5.0	$AF=1.02+2.28\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1))$	$z=(T_g-2.10)/0.78$

表－2.3.12 稀に発生する海溝型地震の増幅率 AF

周期(sec)	加速度応答スペクトルの増幅率 AF	
0.1	$AF=0.64+0.96\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.20)/0.44$
0.2	$AF=0.53+\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.26)/0.85$
0.3	$AF=1.27+0.64\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.39)/0.30$
0.4	$AF = 1.39 + \frac{0.35}{0.24\sqrt{2\pi}} \left\{ \text{EXP}(-0.5z^2) \left(1 + 0.31z(z^2 - 3) - 0.02(z^4 - 6z^3 + 3) + 0.05(z^6 - 15z^4 + 45z^2 - 15) \right) \right\}$	$z=(T_g-0.61)/0.24$
0.5	$AF = 1.29 + \frac{0.44}{0.25\sqrt{2\pi}} \left\{ \text{EXP}(-0.5z^2) \left(1 + 0.27z(z^2 - 3) - 0.02(z^4 - 6z^3 + 3) + 0.04(z^6 - 15z^4 + 45z^2 - 15) \right) \right\}$	$z=(T_g-0.67)/0.25$
0.6	$AF = 1.35 + \frac{0.39}{0.26\sqrt{2\pi}} \left\{ \text{EXP}(-0.5z^2) \left(1 + 0.27z(z^2 - 3) - 0.04(z^4 - 6z^3 + 3) + 0.04(z^6 - 15z^4 + 45z^2 - 15) \right) \right\}$	$z=(T_g-0.73)/0.26$
0.7	$AF=0.54+1.41\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.82)/0.62$
0.8	$AF=0.89+0.99\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-0.96)/0.56$
0.9	$AF=1.05+0.95\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.09)/0.52$
1.0	$AF=1.08+1.37\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.06)/0.40$
1.5	$AF=1.12+2.24\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.40)/0.45$
2.0	$AF=1.06+2.28\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-1.79)/0.66$
2.5	$AF=1.00+2.07\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=(T_g-2.56)/1.13$
3.0	$AF=1.00+\text{EXP}(-\text{EXP}(-z)-z+1)$	$z=T_g-2.30$
4.0	$AF=0.93\text{EXP}(0.22x)$	
5.0	$AF=0.94\text{EXP}(0.16x)$	

一例として、 $T_g=0.65$ sec の地盤上に建築された $T_s=0.35$ sec の木造住宅に対し、内陸直下型の極めて稀に発生する地震を入力地震動とした限界耐力計算による耐震診断を行う場合に必要となる増幅度 G_s の算定例を以下に示す。

表-2.3.8 より、 $T_s=0.35$ sec の木造住宅における増幅度 G_s は式 (2.3.1) で求められる。

$$G_s = 0.35a + AF(0.3) - 0.3a \quad (2.3.1)$$

ここで、 $a = 10\{AF(0.4) - AF(0.3)\}$

また、 $AF(0.3)$ 及び $AF(0.4)$ は、表-2.3.8 より式 (2.3.2)、式 (2.3.3) のように算出できる。

$$AF(0.3) = 0.28 + 1.62EXP(-EXP(-z) - z + 1) = 1.42 \quad (2.3.2)$$

ここで、 $z = (0.65 - 0.28)/0.38 = 0.97$

$$AF(0.4) = 0.41 + 1.54EXP(-EXP(-z) - z + 1) = 1.52 \quad (2.3.3)$$

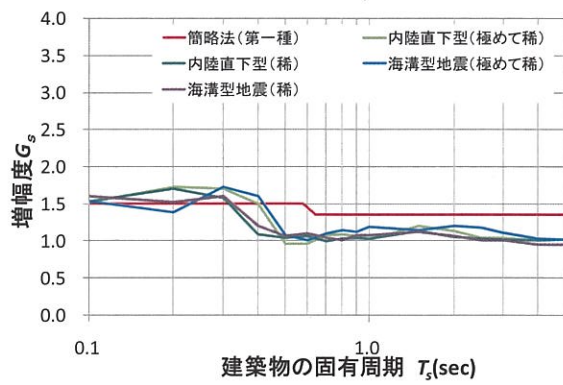
ここで、 $z = (0.65 - 0.34)/0.33 = 0.94$

式 (2.3.2)、式 (2.3.3) より求めた $AF(0.3)$ 及び $AF(0.4)$ を式 (2.3.1) に代入すると、増幅度 G_s は 1.47 となった。このように、地盤の卓越周期 T_g 及び建築物の卓越周期 T_s が得られれば、地震動の種類毎の増幅度 G_s が容易に算出することができる。また、地盤の卓越周期 T_g 及び建築物の固有周期 T_s は常時微動測定結果より推定できることから、ボーリングデータがない地域についても常時微動測定を行うことにより増幅度 G_s を算出することが可能となる。

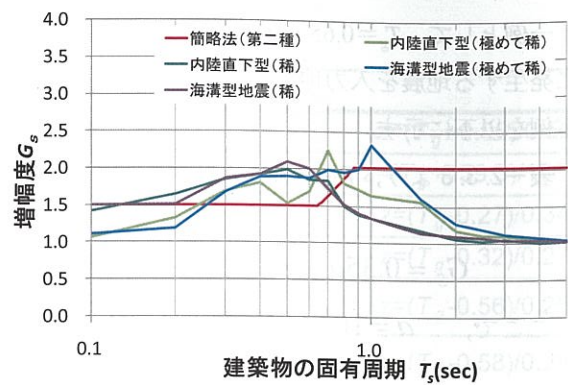
現行の限界耐力計算による耐震診断で用いられている増幅度 G_s の算出方法のうち、本研究と同様に簡易な方法である簡略法に基づき算出した増幅度 G_s と、本研究で提案した増幅度テーブルに基づき算出した増幅度 G_s を比較した結果を地盤種別毎に図-2.3.17 に示す。また、簡略法に基づき算出した増幅度 G_s と、提案した増幅度テーブルに基づき算出した増幅度 G_s の T_g による違いを図-2.3.18 に示す。

図-2.3.17a), b) より、第一種及び第二種地盤では、増幅度テーブルより求めた増幅度 G_s は、簡略法より求めた増幅度 G_s と変化の傾向は似ているが、増幅度 G_s が減少し始める周期は簡略法より短く、長周期での増幅度 G_s は簡略法よりも小さくなっている。また、簡略法では増幅度 G_s が一定となっている周期帯があるが、増幅度テーブルより求めた増幅度 G_s は建築物の固有周期 T_s により大きく変化している。図-2.3.17c) より、第三種地盤では、増幅度テーブルより求めた極めて稀に発生する地震時の増幅度 G_s は、簡略法より求めた増幅度 G_s と似た傾向となったが、稀に発生する地震時の増幅度 G_s は簡略法より求めた増幅度 G_s よりも変化の幅が小さい。また、 $T_s \geq 1.0$ (sec) では簡略法より求めた増幅度 G_s は一定となっているが、増幅度テーブルより求めた増幅度 G_s は減少している。

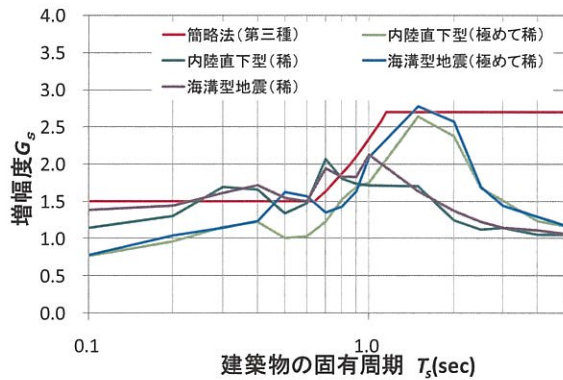
以上より、増幅度テーブルより求めた増幅度 G_s は、簡略法より求めた増幅度 G_s と似た傾向となったが、簡略法より求めた増幅度 G_s は、本研究で提案した増幅度テーブルより求めた増幅度 G_s のように、入力地震動による違いや建築物の固有周期 T_s による違いは十分に考慮されていない。また、図-2.3.18 より、簡略法では3種の地盤種別のみに分けられているが、提案した増幅度テーブルでは地盤の卓越周期 T_g の値に応じて細かく分かれているため、地盤の卓越周期 T_g による増幅度 G_s の違いを表せているといえる。



a) 第一種地盤

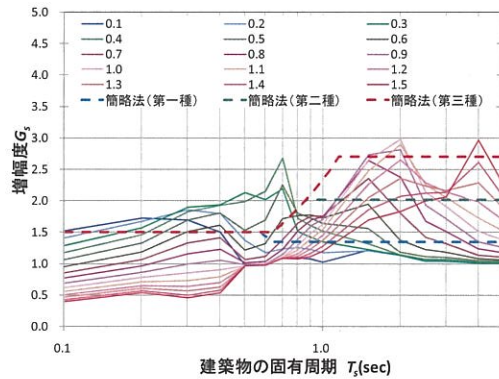


b) 第二種地盤

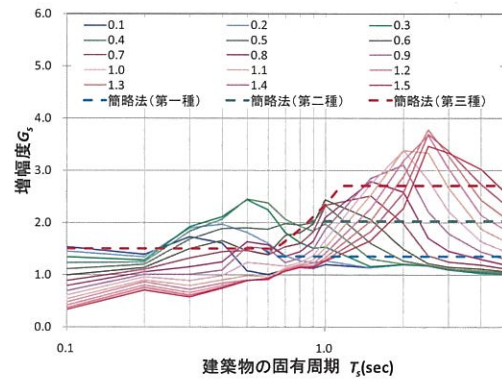


c) 第三種地盤

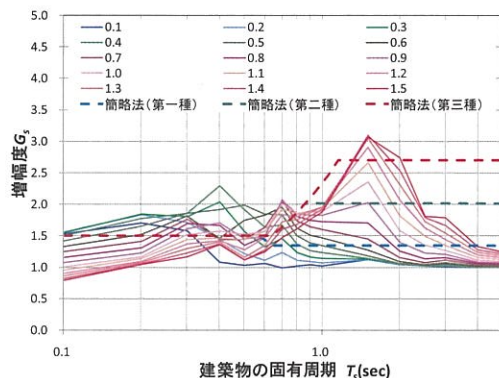
図-2.3.17 簡略法及び増幅度テーブルより算出した増幅度 G_s



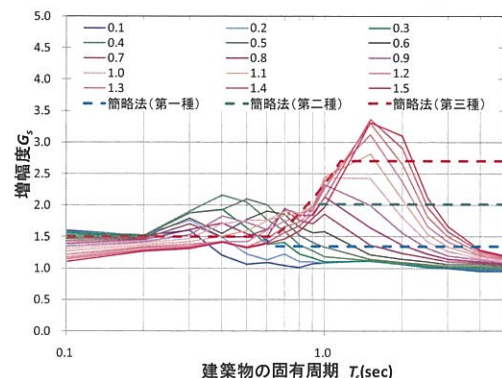
a) 内陸直下型地震 (極めて稀)



c) 海溝型地震 (極めて稀)



b) 内陸直下型地震 (稀)



d) 海溝型地震 (稀)

図-2.3.18 簡略法及び増幅度テーブルより算出した増幅度 G_s の T_g による違い

2.3.5 本節のまとめ

本節では、「神戸 JIBANKUN」⁵⁾に登録された 3,252 点のボーリング地点を対象に、逐次非線形応答解析 DYNES⁶⁾による解析を行い、入力地震動、地盤種別、周期毎に加速度応答スペクトルの増幅率 AF を算出した結果を用いて、限界耐力計算による耐震診断への活用を目的とした加速度応答スペクトルの増幅度テーブルに関する検討を行った。以下に、本節で得られた結果を述べる。

- 1) 入力地震動、AVS30 に基づく地盤種別、周期毎に加速度応答スペクトルの増幅率 AF を算出した結果、C1 地盤では周期に関わらず増幅率 AF は 1.0 となるが、C2 地盤、D1 地盤、D2 地盤、E 地盤では増幅率 AF は周期によって変化し、地盤が軟弱になるにつれて増幅率 AF は長周期側で最大となる傾向が見られた。また、増幅率 AF の地盤種別及び周期による変化傾向は入力地震動によっても異なり、特に、極めて稀に発生する地震の場合に入力地震動の種類による違いが大きかった。以上より、増幅率 AF を算定する際には、入力地震動、地盤種別、周期特性の 3 つを考慮する必要性を指摘した。
- 2) AVS30 による地盤種別毎に算出した増幅率 AF は標準偏差が大きく、ばらついているといえるため、AVS30 と増幅率 AF の関係からばらつきが小さくなるようなグルーピングを検討した。しかし、AVS30 の値が同じでも増幅率 AF は大きくばらついているといえ、また、AVS30 の値による増幅率 AF の変化率が大きいので、ばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しいことがわかった。
- 3) AVS30 に代わるパラメータとして、地盤の卓越周期 T_g に着目した。AVS30 の場合と同様に、地盤の卓越周期 T_g の値が同じでも増幅率 AF の値には幅がありばらついていることや、地盤の卓越周期 T_g の値による増幅率 AF の変化率も大きいことから、地盤の卓越周期 T_g をパラメータとしてばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しいといえる。しかし、地盤の卓越周期 T_g と増幅率 AF の間には相関関係があると考え、近似曲線を求めた。ややばらつきはあるが、求めた近似式により、地盤の卓越周期 T_g の変化に伴う増幅率 AF の変化傾向が表せたといえる。
- 4) 入力地震動及び周期毎に地盤の卓越周期 T_g をパラメータとした増幅率 AF の近似式を算出し、それらを用いることにより、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_S の 3 つをパラメータとした増幅度テーブルを作成した。提案した増幅度テーブルを用いることにより、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_S の 3 つが得られれば、増幅度 G_s を簡便に算出することができるといえる。また、地盤の卓越周期及び建築物の固有周期は常時微動測定結果より推定できることから、ボーリングデータがない地域についても常時微動測定を行うことにより増幅度 G_s を算出することが可能となる。

2.4 今後の課題

今後の課題としては、神戸市域の地盤種別マップで判定が行われていない地域について更に測定を行い補間することと、提案した常時微動測定に基づく地盤種別判定方法及び増幅度テーブルの他地域への適用性を検討することが挙げられる。また、常時微動測定結果から得られる H/V スペクトルのみに着目したが、今後は H/V スペクトル以外のデータの活用を検討することにより、神戸市域の地盤がより詳細に把握できることが期待される。

謝辞

本章の研究成果は、余川千咲さんの平成 21 年度神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻博士課程前期課程の修士論文から引用した。ここに記して、謝意を表します。

第 2 章の参考文献

- 1) 内閣府防災担当：住宅の耐震化の阻害要因，住宅における地震被害軽減方策検討委員会（第 1 回）資料 3，<http://www.bousai.go.jp/oshirase/h15/031027siryou/siryou3.pdf>，（2008.11.12 参照）。
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課：木造住宅の耐震診断と補強方法，日本建築防災協会，364p.， 2004.
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課，建築技術者試験研究会：基本建築関係法令集〔法令編〕平成 18 年度版，霞ヶ関出版社，pp.569-572， 2006.
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：5.5 地震力，2001 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，日本建築センター，pp.207-217， 2001.
- 5) 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.
- 6) 吉田望：DYNES3D，93p.， 2006.
- 7) 沖村孝，佐藤忠信，南部光広，若林亮，岸本英明：地盤情報データベースを活用した神戸地域地震動解析，土木学会論文集，No.701， pp.121-134， 2002.
- 8) 有馬哲，石村貞夫：多変量解析のはなし，第 4 章 判別分析，東京図書，pp.127-166， 1987.
- 9) Joachims, Thorsten：SVM-Light Support Vector Machine，<http://svmlight.joachims.org/>，（2008.10.8 参照）。
- 10) Federal Emergency Management Agency：NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings Part 1-Provisions，FEMA222A， 290p.， 1995.
- 11) 内山泰生，翠川三郎：地震記録および非線形応答解析を用いた地盤分類別の地盤増幅率の評価，建築学会構造系論文集，No.571， pp.87-93， 2003.
- 12) Yoshida, Nozomu：STADAS，A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil – structure interaction problems，Report of Soil Dynamics Group，The University of British Columbia， 1993..

3. 木造建築病理学に基づく耐震診断と耐震補強計画

3.1 研究目的

木造建築病理学に基づいた耐震調査による耐震診断と耐震補強計画の可能性について探ることを目的とする。

3.2 木造建築病理学の背景と目的

3.2.1 建築病理学について

ヨーロッパやアメリカでは、古くから歴史的建築物の補修が盛んであり、経験的、個別的にノウハウが蓄えられていた。そして、アメリカでは建築事故を技術的観点から究明するように「Forensic Architecture(法建築学)」が1980年に確立した。また、コロンビア大学に「建築病理学」講座が開設(1985)された。そして、1993年には、CIBにイタリア、イギリスなどのヨーロッパ諸国のメンバーを中心としてW086(Building Pathology)が設立され、建築病理学に関する事業と理解の国際的促進を図り始めた。CIB W086(Building Pathology)では、建築病理学の目的は、全ての建築物に生じる欠陥、不具合の技術的側面を考究すること、建築設計、施工、使用過程における重大な欠陥、不具合を診断し、予防するための情報を提供することとしている。

イギリスでは、建築病理学を用いて、①既存建築物の劣化診断、補修設計、②建物の担保価値の評価、③建物の適法性評価、④過去の修繕効果の検証、⑤維持管理・補修工事の根拠提供、⑥建物の用途変更時の根拠提供、⑦修繕義務違反建物に関する法的措置の根拠提供などに応用的利用がなされている。

このような状況の中、イギリスの25大学には、建築病理学の講座があり、教育も充実している。

3.2.2 木造建築病理学について

欧米に比べ日本では住宅の診断業務がビジネスとして十分拡大してはいないが、今後の建物の高寿命化と性能の確保の必要性から、必要不可欠な技術体系であると考えられる。そこで英国での建築病理学とその関連資格を紹介している中島正夫先生(関東学院大学)監修のもと、2006年度に授業科目として岐阜県立森林文化アカデミーでは「木造建築病理学課程」を設置した^{1)~5)}。これは教育機関では日本初の設置となる。この「木造建築病理学課程」において、これらの知識・技術を修得することができる。

木造建築病理学課程は、「木造建築病理学」(講義・実習、60時間)及び「木造建築病理学実習」(実習、60時間)の計120時間からなっている。この課程の開講期間は、2年間に渡る内容となっている。実物件での調査を3回以上参加し、診断レポートを作成することで実践力を身につける。さらに、これらの講義及び実習を受講した後、中間試験及び最終試験という2回の試験がある。

2008年度から科目等履修生を受け入れており、現在24名の設計士や工務店など実務に携わる方も受講している。

木造建築病理学課程では、以下のような授業構成となっている。①建物の長寿命化の必要性、②建築病理学とは、③耐震調査の目的・内容とその手順、④各種検査機器と使用法、⑤構造的な不具合の原因と対応策、⑥木材の腐朽と防蟻、⑦現場における検査手順、⑧報告書作成法、⑨床・壁・屋根、その他の不具合とその対応、⑩建築病理学の必要性、⑪床下環境について～防蟻対策、⑫温熱環境の改善と対策、⑬法規・制度関連、⑭室内空気質の改善と対策、⑮契約依頼者との契約上の注意、など

3.2.3 住宅医ネットワークについて

木造建築病理学を流布するため、「住宅医ネットワーク」という活動も同時展開している。この組織では、木造建築病理学の内容を縮約して、実務者向けの勉強会「住宅医スクール」を開催している。こちらにも参加者が40名程度おり、木造建築の改修技術に関する情報に対する実務者のニーズが伺える。

3.3 『木造建築病理学』における調査と報告

木造建築病理学で実施している改修の流れと各項目でのポイントをまとめる。

3.3.1 建物の健康調査【事前調査】

建物の現況について調査をする準備段階として、事前調査を実施する。改修要望の概要把握や、次ステップの詳細調査の日程調整などを実施するため、住まい手に対してヒアリング調査を実施する。同時に、詳細調査の調査人員の配置計画のため、大まかな平面図を記録する。

3.3.2 建物の精密検査【詳細調査】

詳細調査では多岐に渡る項目について調査を実施する。実施している調査の主要な項目は、①「住まいの履歴ヒアリング調査」、②「現状図面作成用調査」、③「室内環境関連調査」、④「構造関連調査」などである。

「住まいの履歴ヒアリング調査」は、住まいの増改築履歴、地域の災害履歴、住まい手が感じている現状への不具合などをヒアリング調査シートを利用して聞き取り調査する。

「現状図面作成用調査」は、現状での平面図、立面図、矩計図、基礎付図、床伏図、軸組図、展開図、仕上げ表など、原則として新築時に必要な意匠図を全て揃える。可能な箇所は壁や床を外して調査をする。

「室内環境関連調査」では、各部位の断熱仕様、温湿度測定、C値（相当隙間面積）測定等を実施する。

「構造関連調査」では、耐力壁・水平構面・接合部の仕様と位置の確認、地盤調査（スウェーデン式サウンディング試験）、コンクリート強度試験（シュミットハンマー）、常時微動測定、柱傾斜測定、部材（土台材、束材、基礎など）の含水率測定、腐朽・蟻害調査などを実施する。

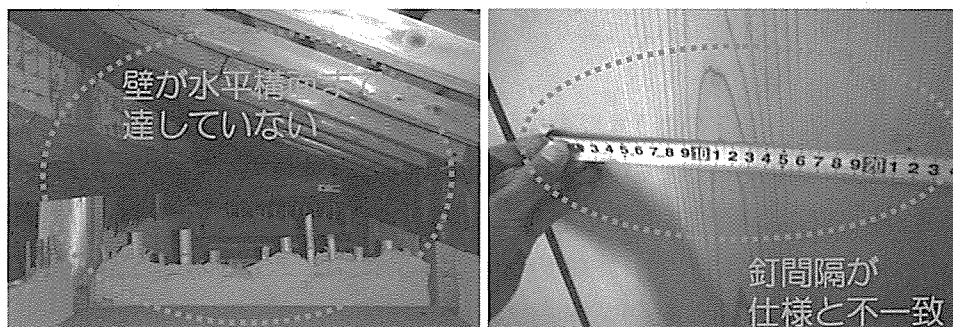
以下に、構造関連調査についてまとめる。

（1）耐力壁や準耐力壁等の仕様と位置の確認

目的：壁量計算や側端充足率計算などを実施するため。

概要：耐力壁や準耐力壁等としてみなせるかどうか仕様および位置を調査する。

備考：耐力壁上部が横架材に達しているかどうか、面材の釘間隔などが仕様に適合するかどうかなどを確認する。



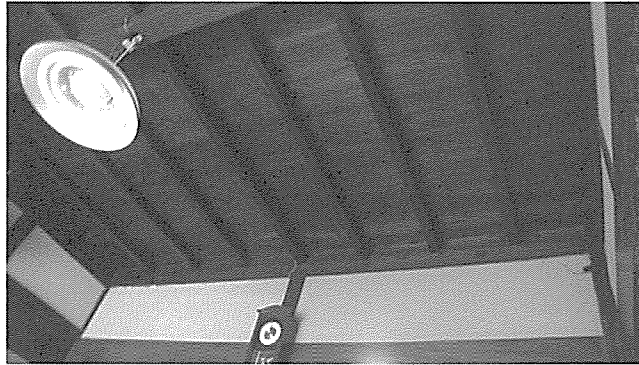
写真－3.3.1 耐力壁や準耐力壁等の仕様と位置の確認

（２）水平構面の仕様と位置の確認

目的：水平構面の剛性の検討を実施するため。

概要：水平構面（屋根、下屋、床、吹き抜け部分、階段部分、スキップフロアなど）の仕様および位置を調査する。

備考：根太や垂木の断面や間隔，床材の厚さや釘打ち間隔などを調査する。

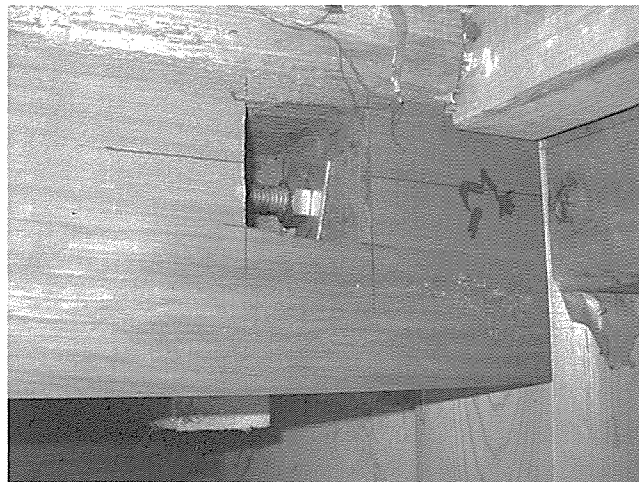


写真－3.3.2 水平構面の仕様と位置の確認

（３）接合部の仕様と位置の確認

目的：接合部の構造性能の検討を実施するため。

概要：接合部（継手、仕口）の仕様および位置を調査する。接合金物の有無などを調査する。



写真－3.3.3 接合部の仕様と位置の確認

（４）水平構面の傾斜と横架材の不具合

目的：床の傾きは横架材のたわみや，端部仕口のめり込みなど構造躯体の不具合が生じている可能性が高いため。

概要：床の傾斜を測定する。

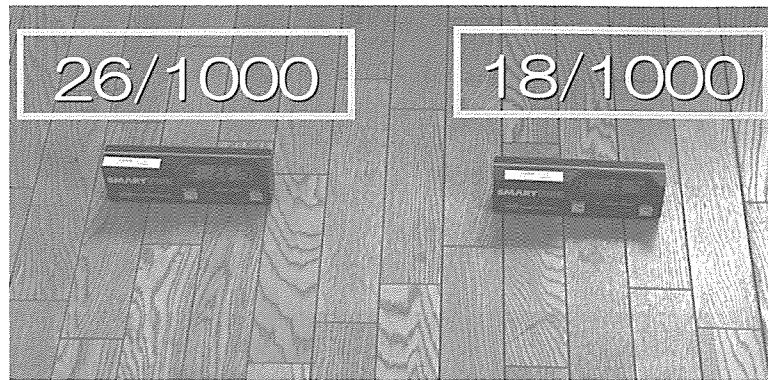


写真-3.3.4 水平構面の傾斜（原因は横架材の不具合）

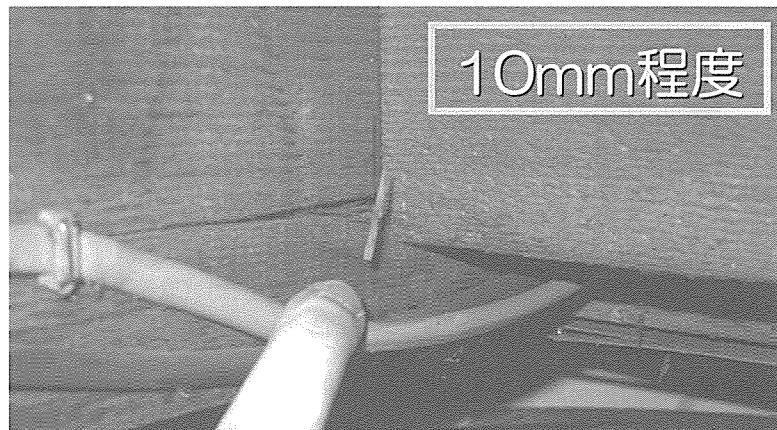


写真-3.3.5 横架材端部のめり込み

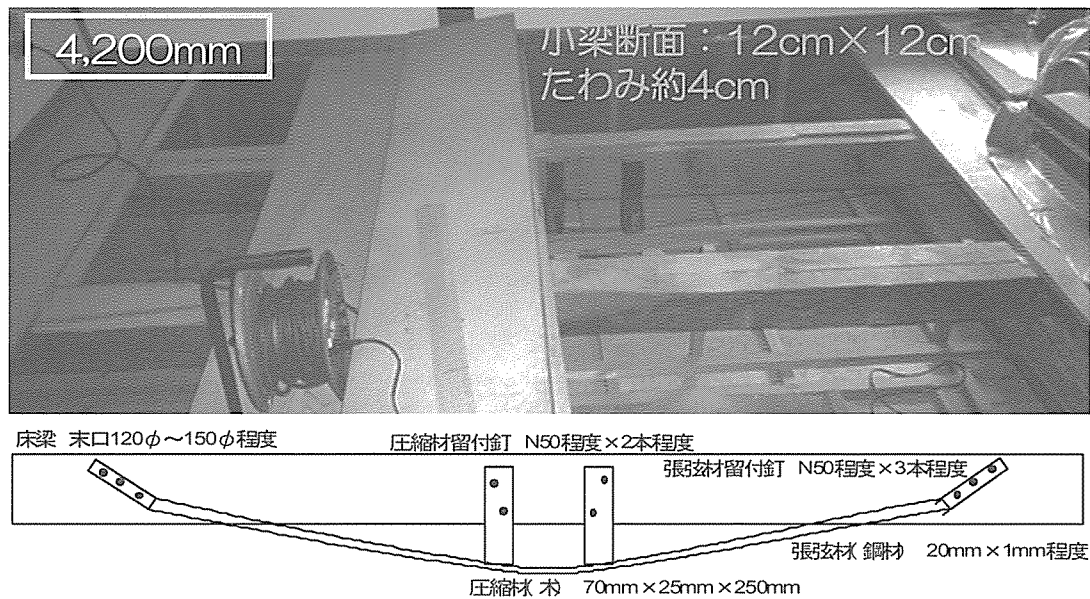


写真-3.3.6 横架材断面性能不足による床面の不具合

(5) 基礎の仕様と位置の確認

目的：基礎の構造性能の検討を実施するため。

概要：基礎（種類，立ち上がり，配筋など）の仕様および位置を調査する。

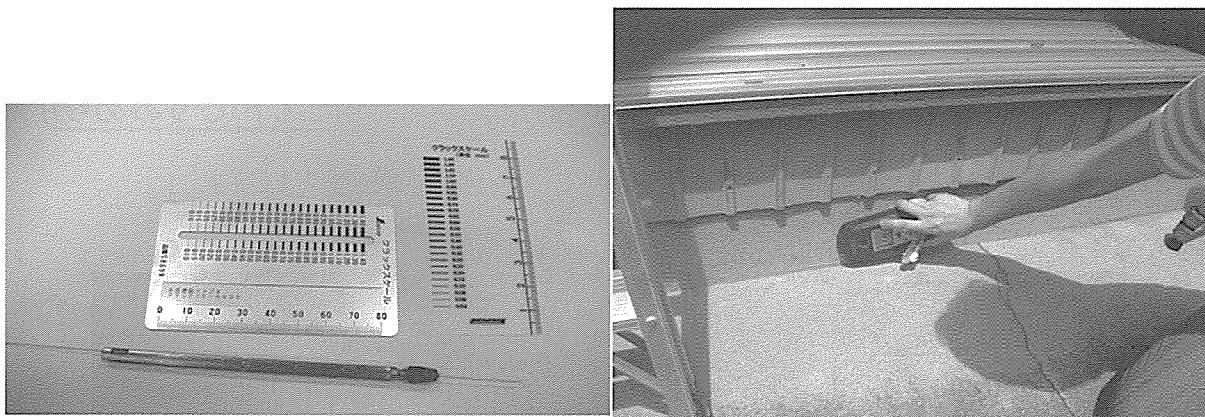


写真-3.3.7 クラックスケールによる亀裂の確認と金属探知器による配筋有無の確認

(6) コンクリート強度試験

目的：基礎コンクリートの圧縮強度を推定するため。

概要：シュミットハンマーにより反発係数を測定する。

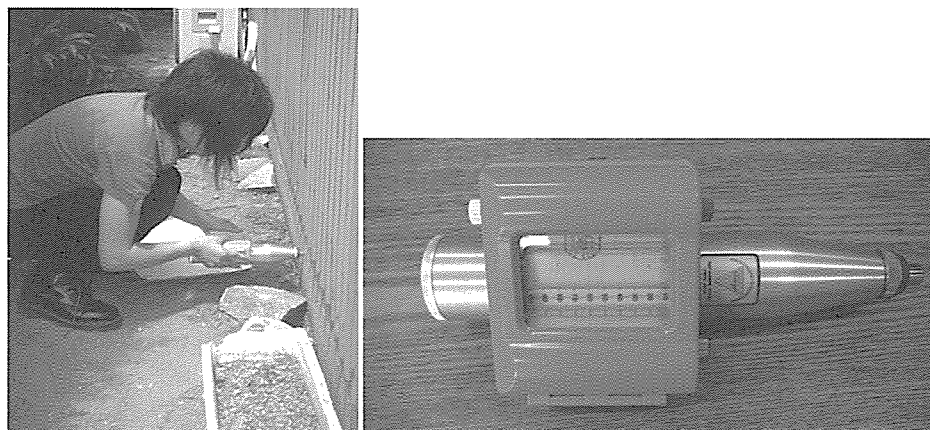


写真-3.3.8 シュミットハンマーによる反発係数の測定

(7) 地盤調査

目的：地盤の長期許容応力，即時沈下量，圧密沈下量などを推定するため。建物に不具合を生じるような不同沈下が生じていないか確認するため。

概要：スウェーデン式サウンディング試験（SWS 試験）により自沈層の有無の確認や半回転数を測定する。

備考：地盤の断面図を作成していくようなイメージで，測定ポイントを選定する。屋外のみならず，可能であれば和室などでは畳を上げて屋内にも測定ポイントを選定する



図-3.3.1 建物の沈下の種類



写真-3.3.9 スウェーデン式サウンディング試験の様子

(8) 柱傾斜測定

目的：地盤，基礎，建物全体などの傾斜などを把握するため。

概要：柱傾斜や床傾斜を測定する。

備考：柱傾斜は単純に柱の傾斜を見るものではない。地盤の傾斜，基礎の傾斜，軸組（横架材や柱）の傾斜が累積して形で、柱傾斜として顕著に表れるため、柱傾斜を測定している。

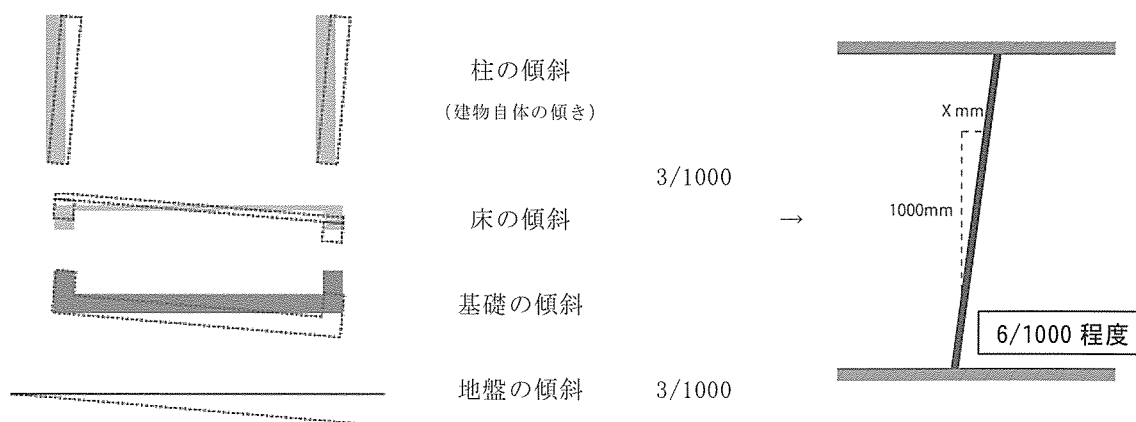


図-3.3.2 柱傾斜のメカニズム

(9) 常時微動測定^{6)~18)}

目的：建物の振動性状（特に剛性）を把握するため。算出した固有振動数から建物の性状を把握する。

概要：建物の揺れを測定し、データ処理により固有振動数や減衰定数を算出する。

備考：常時微動測定からいろいろなことが推定可能であるが、これまで調査してきた建物の振動性状による統計的な結果であり、建物の全体的な傾向を示すに過ぎない。

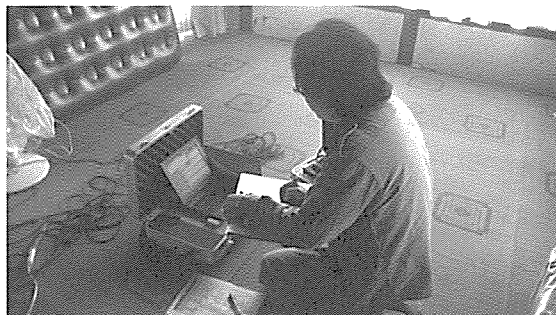


写真-3.3.10 常時微動測定の様子

3.3.3 『住まいの診断レポート』報告

既存建物の診断は、調査した内容を診断項目毎に整理し直して、診断書「住まいの診断レポート」を作成する。その目次概要（例）を表-3.3.1に示す。

住まいの診断レポートを2時間程度で、住まい手に対して説明をする。住まい手に対して分かりやすく説明をするため、次ステップ以降の改修計画や改修工事に対しても深い理解を得られる。

表-3.3.1 住まいの診断レポート目次概要(例)

項目	小項目
1. ○○邸の概要	(1) 現在の○○邸の概要
	(2) ○○邸の履歴書
2. 温熱環境診断	(1) 温熱環境診断について
	(2) 各部位の断熱性能について
	(3) 建物全体の断熱性能について
3. 腐朽・蟻害診断	(1) 床下腐朽蟻害状況
	(2) 小屋裏腐朽蟻害状況
4. 耐震診断	(1) 耐震壁について
	① 壁量計算
	② 側端充足率計算
	(2) 接合部について
	① 接合部調査結果
	② N値計算
	(3) 基礎について
	① シュミットハンマーによる強度調査
	② 含水率
	(4) 柱の傾きについて
	(5) 常時微動測定
	(6) 地盤について
	スウェーデン式サウンディング試験
5. 建物現況図面	(1) 仕上表
	(2) 配置図
	(3) 平面図
	(4) 立面図
	(5) 展開図
	(6) 基礎伏図
	(7) 土台伏図
	(8) 1階床伏図
	(9) 2階床伏図
	(10) 小屋伏図
6. 調査写真	

3.3.4 建物の治療計画【改修計画／設計】

改修計画ではもちろん全体の改修計画と改修設計を実施する。本報告では、耐震改修計画について特記する。

改修全体の方針と添うように耐震補強計画をたてる。つまり、建物改修時に、①触る部分、②触らない部分、③触れない部分、の3つの部分を明確にする必要がある。

既存木造建物の耐震改修計画を考えていく際に、改修計画上「触らない部分」と「触れない部分」を明確に整理しておく必要がある。これらの部分は、耐震改修計画時に全く考慮できない、もしくは、構造性能を低減して考えなければならない部分となる。

(1) 触る部分

改修計画上、計画に盛り込まれており、構造的配慮を最大限導入することができる部分である。この部分を中心に耐震補強計画を実施する。

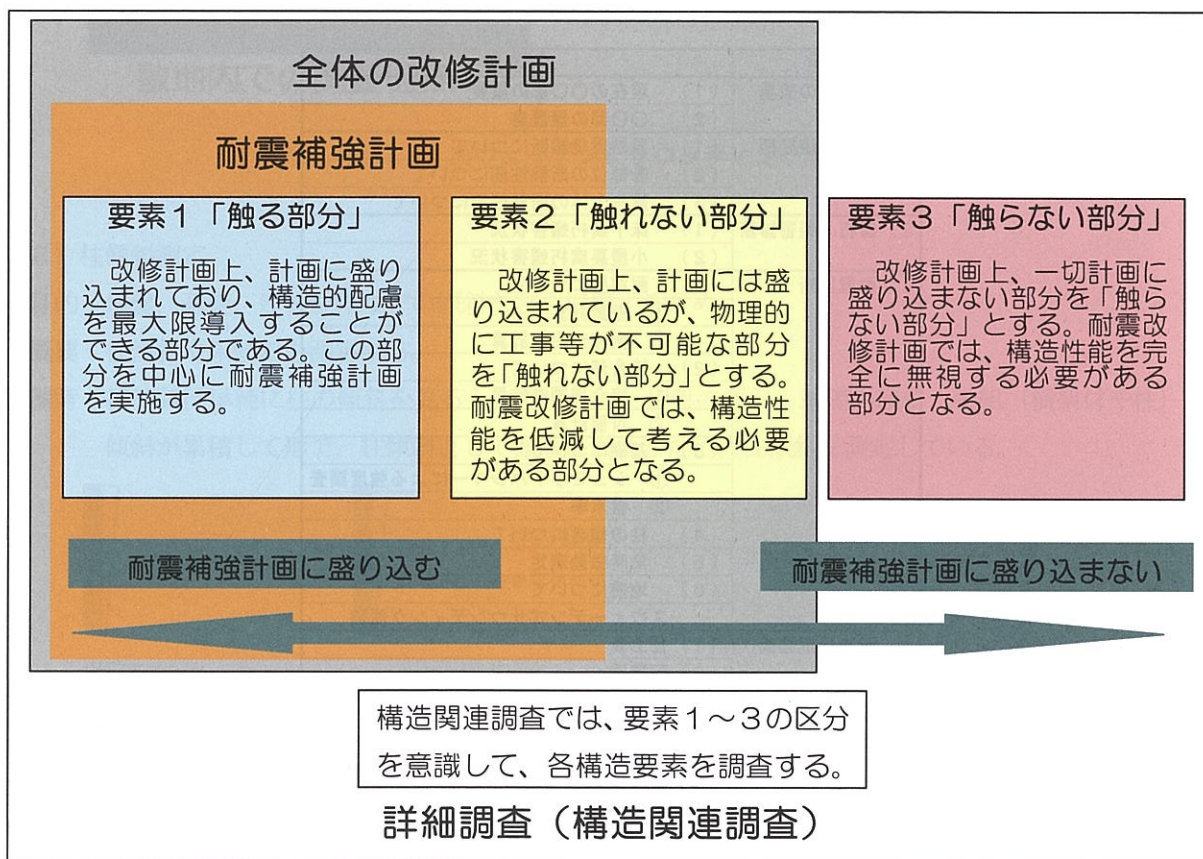
(2) 触らない部分

改修計画上、一切計画に盛り込まない部分を「触らない部分」とする。耐震改修計画では、構造性能を完全に無視する必要がある部分となる。

(3) 触れない部分

改修計画上、計画には盛り込まれているが、物理的に工事等が不可能な部分を「触れない部分」とする。耐震改修計画では、構造性能を低減して考える必要がある部分となる。

従って、触れる部分、つまり改修工事が可能な部分を明確にした上で、耐震改修計画を実施していく必要がある。



図－3.3.3 建物改修時における3つの要素

3.3.5 治療の実施【改修工事】

本報告では、改修工事における耐震改修について特記する。耐震改修はいろいろな方法があるので、各個別の事例について述べる。耐震補強計画と併せて、耐震改修工事の事例について、①「触る部分」、②「触らない部分」そして、③「触れない部分」を中心に述べる。

(1) K1邸（美濃）

この建物では「触れない部分」がほとんど無い状況であったため、建物全体の耐震補強計画が実施できた。曳き家を行い、新設の基礎を造り、耐力壁、水平構面、接合部などほぼ全てが「触る部分」であった。

「触らない部分」として、柱梁などの軸組を可能な限り残すことであった。耐震補強工事にかかった費用は158,059円／坪（税別）であった。



写真－3.3.11 K1邸（曳き屋、新設基礎、改修後）



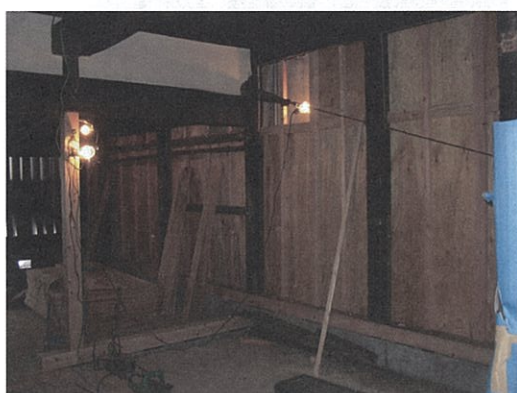
写真－3.3.12 K1邸（軸組の修理）



写真－3.3.13 K1邸（基礎の新設）



写真－3.3.14 K1邸（接合部：補強金物の設置）



写真－3.3.15 K1邸（耐力壁の新設）



写真－3.3.16 K1邸（光りを通す耐力壁^{.19) ~23)}の新設）



写真-3.3.17 K1邸（水平構面の新設）

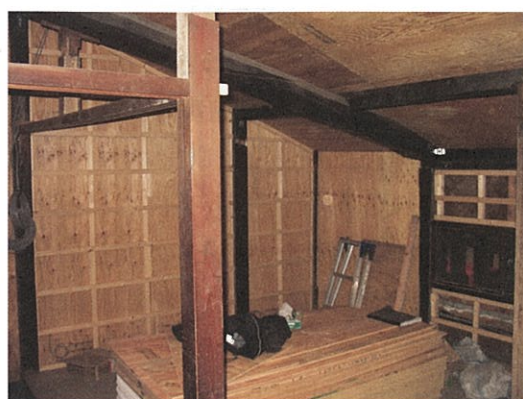


写真-3.3.18 K1邸（改修後・室内）

（2） K2邸（美濃）

コストを考えた上で改修をする際に「触らない部分」として基礎がよくあげられる。この建物は町家型ではなく民家型であるが、基礎の施工についてひとつの提案型としてここで述べる。柱脚をH型鋼で浮かし、それごと基礎に埋め込んでしまう方法である。この基礎工事にかかった費用は 47,550 円／坪（税別）であった。



写真-3.3.19 K2邸（柱脚浮かし基礎施工）



写真-3.3.20 K2邸（スラブ配筋の様子）



写真-3.3.21 K2邸（コンクリート打設）



写真-3.3.22 K2邸（スラブ打設後の様子）

(3) K3 邸 (大阪)

増改築がなされている建物は、増改築した部分は「触らない部分」として考え、増改築していない部分のみ改修対象とするケースが多い。この建物は、平成6年5月に約76m²の増築をしており、この増築部分は既存のものを残す、つまり「触らない部分」とした。また、外壁は既存のまま残す意向があった。そこで、昭和52年建築部分の内壁を中心とした改修対象とし、耐震改修計画を作成する方針とした。この耐震補強工事にかかった費用は45,090円/坪(税別)であった。



写真-3.3.23 K3 邸 (改修前・外観)

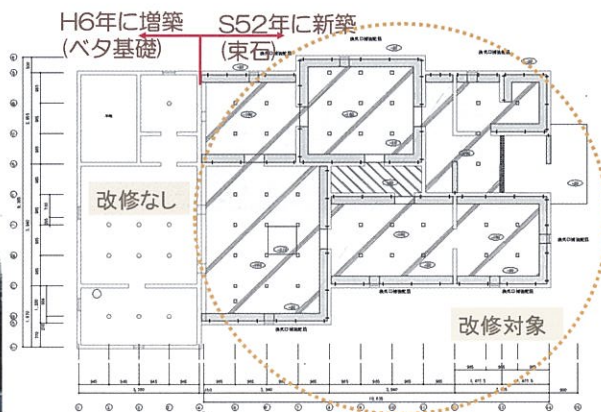


図-3.3.4 K3 邸 (基礎伏図)



写真-3.3.24 K3 邸 (改修前・キッチン)



写真-3.3.25 K3 邸 (改修後・キッチン)



写真-3.3.26 K3 邸 (改修前・リビング)



写真-3.3.27 K3 邸 (改修後・リビング)

(4) Y邸（大阪）

改修時にはある階を全く改修対象から外す場合がある。この建物の全体改修計画では、2階部分は既存の状態のまま残し、1階部分は2箇所増築するというものであった。1階増築部分にすべての力を流すように耐震改修計画を作成した。

基礎新設位置と耐力壁新設位置を一致させることにより、効率の良い耐震改修となった。

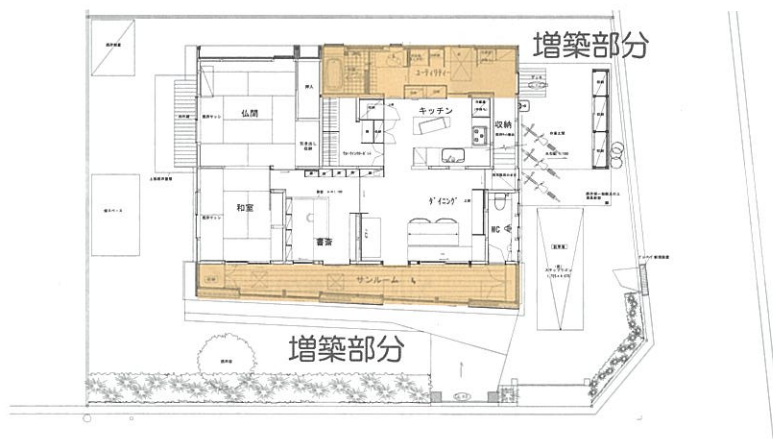
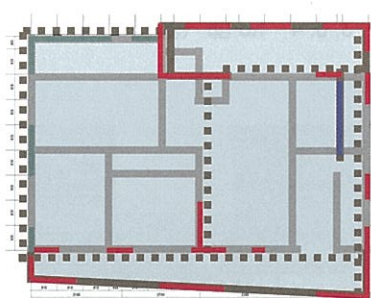


図-3.3.5 Y邸（改修後・平面図）



既存基礎（無筋）

新規基礎（地中梁）

土間コンクリート



◆耐力壁の設置

— 2.0倍壁 ニスクボード

— 5.0倍壁 構造用合板両面張り

— 2.5倍壁 Jパネル

図-3.3.6 Y邸（改修後・基礎配置）

図-3.3.7 Y邸（改修後・耐力壁配置）



写真-3.3.26 Y邸（鋼板サンドイッチパネル・施工）

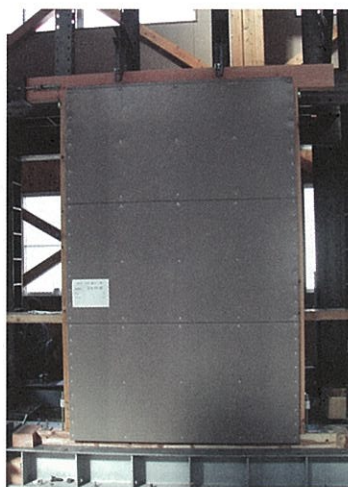
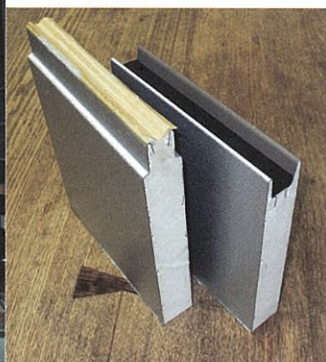


写真-3.3.27 Y邸（鋼板サンドイッチパネル²⁴⁾・25)・実験の様子）



(5) 外壁のみによる改修計画

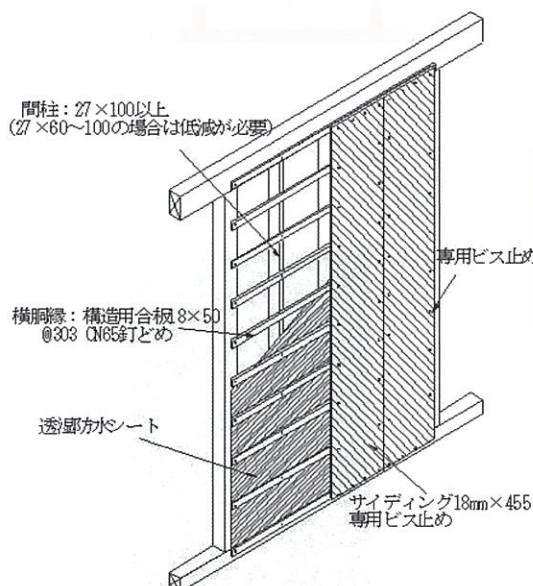
(4) Y 邸にて内壁による改修事例を示した。逆に外壁による改修事例を示す。サイディングを用いて、外壁のみでの耐震改修をする^{26)~41)}ことで、耐震性能を高めるという耐震改修計画である。



写真-3.3.28 T1 邸 (改修前・外観)



写真-3.3.29 T1 邸 (改修後・外観)



NS001



NS010

図-3.3.8 T1 邸 (外壁改修の仕様) 写真-3.3.30 T2 邸 (梁桁まで達しない外壁改修仕様の実験)



写真-3.3.31 T2 邸 (改修前・外観)



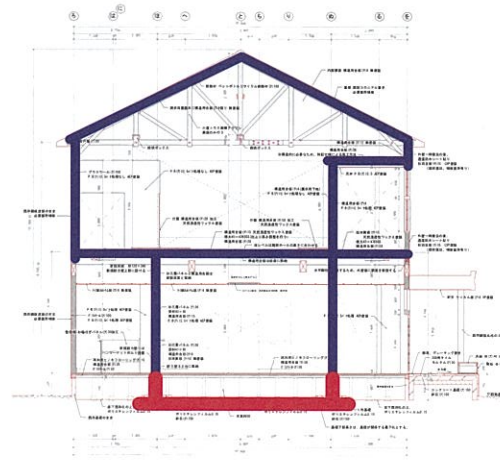
写真-3.3.32 T2 邸 (改修後・外観)

(6) A館（美濃）⁴²⁾

この建物は住宅ではなく、産業会館として昭和初期に建築されたもので、現在は登録有形文化財である。従って、ファサード部分は残したいとの意向から、前面道路に面した外壁部分が「触れない部分」であった。外力を伝達する考え方として、屋根面・床面の力を内壁部分に流して、基礎へと伝達する方法とした。この考え方を図3に示す。この改修工事にかかった費用は約25万円／坪（税別）であった。



写真－3.3.33 A館（改修後・外観）



図－3.3.9 A館（改修後・力の流れる部材）



写真－3.3.34 A館（改修後・1階室内）



写真－3.3.35 A館（改修後・2階室内）

3.4 健康的な住まいの維持【改修効果の検証】

改修工事完了後に、果たしてその建物の耐震性能が本当に高まっているのかどうか、数値で知りたいという住まい手は多い。ここでは、常時微動測定を利用した改修効果の信頼性の検証を試みる。

常時微動測定ですべてが分かるわけではないが、既往の調査や研究などからその情報を統計的処理して、常時微動測定から幾つかのことが推定できることが分かってきている。既往の建物調査の結果から補強効果が推定できる。既往の実大振動実験の情報からは、大地震における建物挙動、つまり破壊概要が推定できる。既往の壁量計算の情報からは、剛性、つまり壁量充足率が推定できる。既往の限界耐力計算の情報からは、建物全体の弾性剛性や最大耐力などが推定できる。

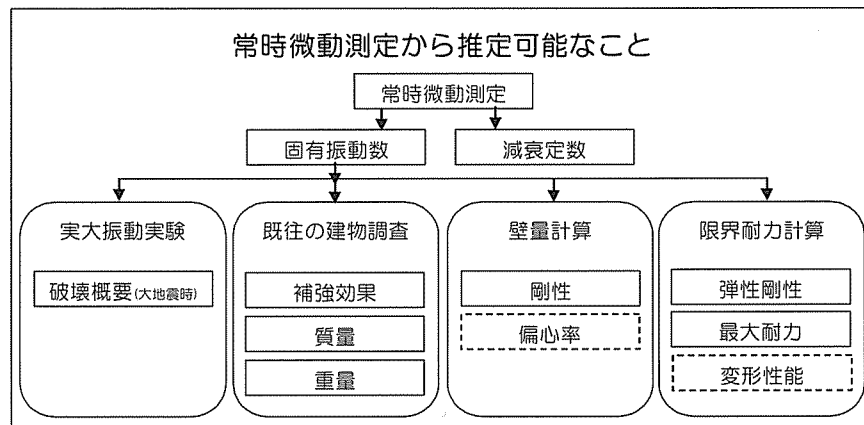


図-3.4.1 既往の調査・研究の情報を統計的処理を施すことで常時微動測定から推定可能なこと

3.4.1 耐震改修前後の振動性状

各測定物件は1階建及び2階建ての木造軸組構法建築である。測定時期は耐震補強工事前後とした。

全体的に耐震補強工事前に対して耐震補強工事後では、固有振動数は24%~60%程度高くなっている。これは、耐力壁の設置等の補強により、剛性が高くなったためである。SK邸では補強前後で固有振動数は6%程度高くなったただけであるが、これは壁長1365mmの耐力壁を南側開口部に1箇所設置しただけの補強であるためと考えられる。改修前後の固有振動数[Hz]の変化を図-3.4.2と表-3.4.1に示す。

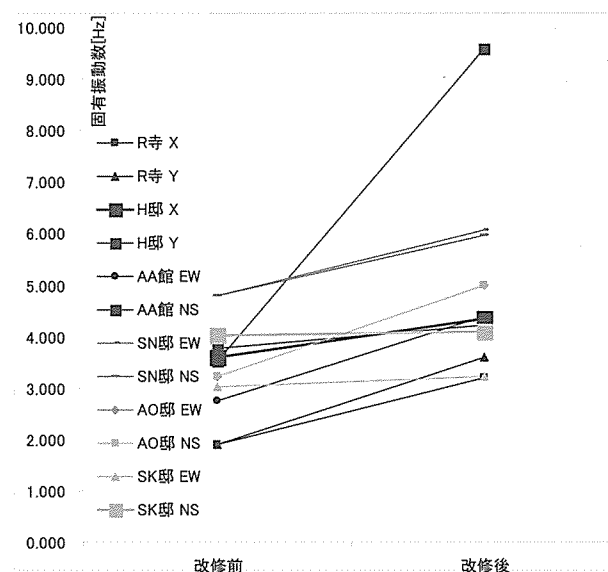


図-3.4.2 耐震改修前後の固有振動数[Hz]の変化

表-3.4.1 耐震改修前後の固有振動数[Hz]の変化

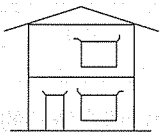
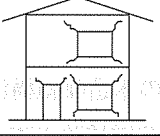
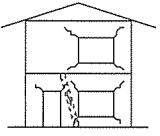

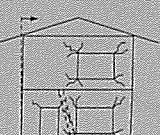
物件名	方向	改修前	改修後
R寺	X	1.900	3.200
	Y	1.900	3.600
H邸	X	3.600	4.330
	Y	3.770	4.210
AA館	EW	2.734	4.394
	NS	3.515	9.570
SN邸	EW	4.785	6.054
	NS	4.785	5.957
AO邸	EW	3.223	4.980
	NS	3.223	4.988
SK邸	EW	3.027	3.222
	NS	4.003	4.100

3.4.2 固有振動数と木造軸組構法建築物の破壊概要

建設年が新しい建物ほど固有振動数は高い傾向を示した。これは、建築基準法等の改正による必要壁率の増加や近年の地震被害による耐震性能への関心の高まりなどによるものと考えられる。また、最近の2階建て木造住宅の固有振動数は6.0Hz程度である。

1995年以降木造住宅の実大振動実験^{例えば⁴³⁾}が数多く実施されている。これらの実験の際には、加振前に常時微動測定や微小加振による固有振動数などの把握がなされている場合が多い。幾つかの実験について、その時の固有振動数とその直後の加振実験における損傷の程度を表-3.4.2に示す。固有振動数が大凡5.0Hz程度の木造住宅における、震度7クラスの入力地震動で加振した際の損傷の程度は軽微なものであった。同様に3.5Hz程度の木造住宅は、筋かいなどの耐力壁要素にも引張破壊や座屈破壊などの損傷を生じた。同様に2.5Hzを下回る木造住宅は、通し柱が折損するなどの構造躯体に甚大な損傷を生じた。固有振動数と木造住宅の損傷の程度の関係に傾向があることが分かる。

表-3.4.2 固有振動数とその直後の加振実験における損傷の程度

加振前の 固有振動数 Hz	実大振動実験結果を 総じた結果	模式図	損傷程度
5.0Hz以上	躯体被害ほとんどなし 内外装材の開口部に亀裂 残留変形無し		軽微
4.5～5.0Hz	躯体に被害有り 内外装材の亀裂進展 残留変形無し		小破
3.5～4.5Hz	筋かい座屈破壊、接合部引張破壊 土台割れ 接合金物の釘浮き 残留変形1/350程度		中破
2.5～3.5Hz	躯体被害甚大 接合部破壊、部材亀裂有 残留変形1/50程度		大破
2.5Hz以下	躯体被害甚大 逆位相確認 通し柱折損(亀裂)		大破(倒壊)

3.4.3 限界耐力計算と常時微動測定による剛性および最大耐力の推定

(1) 限界耐力計算結果と固有振動数の相関性

既往の耐震調査をした建物について、常時微動測定による固有振動数と限界耐力計算による耐震評価の関係を統計的処理によりその相関性をみる。図-3.4.3、図-3.4.4に示すとおりである。弾性剛性の相関係数が0.60、最大耐力の相関係数が0.77となった。

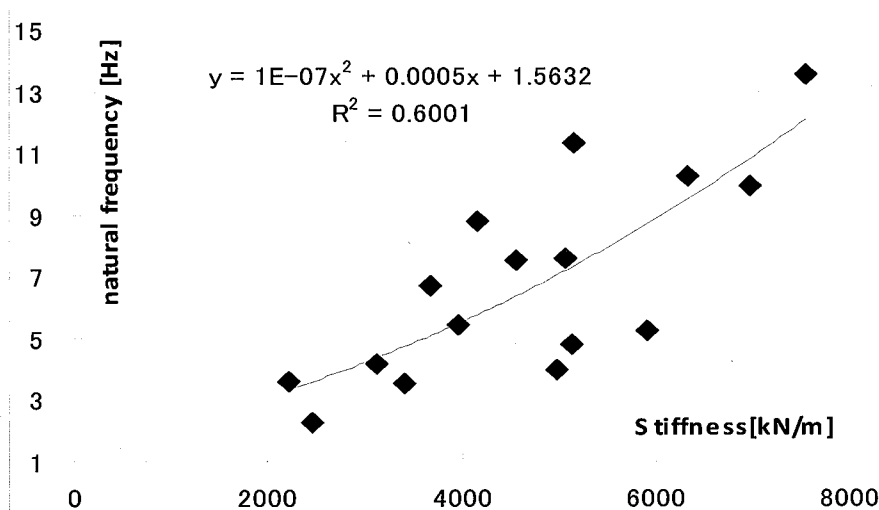


図-3.4.3 推定値と設計値の相関（弾性剛性）

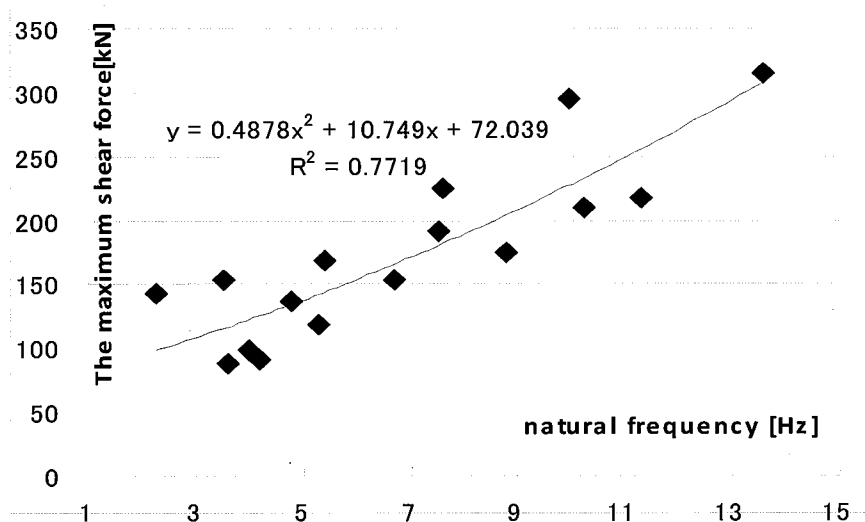


図-3.4.4 推定値と設計値の相関（最大耐力）

(2) 限界耐力計算結果と固有振動数の相関性推定式の適用とその結果

(1) にて求めた推定式を用い、常時微動測定による耐震強度の推定を行った。結果を図-3.4.5、図-3.4.6に示す。限界耐力計算により求めた設計耐力を曲線で示し、常時微動測定による推定耐力を弾性剛性と最大耐力のバイリニアで示す。実線が東西方向、点線が南北方向である。推定弾性剛性を用い初期剛性を表示し、耐力には推定最大耐力に0.8を乗じた値とした。安全限界変位は $H_i/30$ に仮定した。

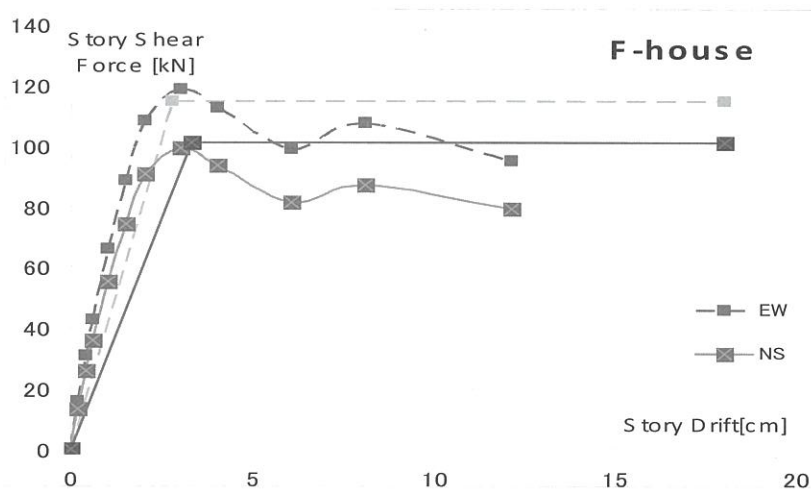


図-3.4.5 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力 (F 邸)

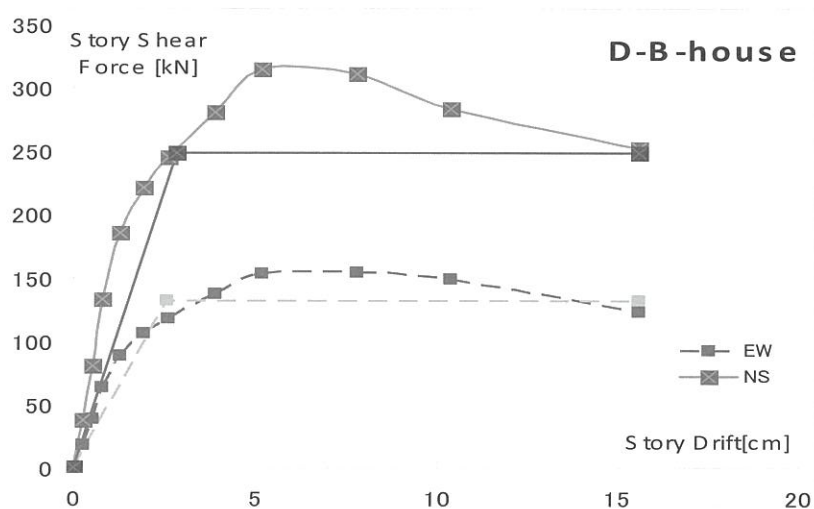


図-3.4.6 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力 (D-B 棟)

(3) 実大振動実験結果における検証 (限界耐力計算結果と固有振動数の相関性推定式)

(1) にて求めた推定式を用い、常時微動測定による耐震強度の推定を、既往の実大振動実験結果が報告されて会いる試験住宅棟(A-HOUSE)について行った。結果を図-3.4.7に示す。実大振動実験時の荷重-変形関係を黒色実線の曲線で示し、限界耐力計算により求めた設計耐力を青色曲線で示し、常時微動測定による推定耐力を赤色のバイリニア (弾性剛性と最大耐力) で示す。

およそ限界耐力計算による設計耐力は、実大振動実験の荷重-変形関係を捉えている。常時微動測定による推定弾性剛性は、実大振動実験の荷重-変形関係の初期剛性および限界耐力計算による設計耐力の初期剛性を捉えている。常時微動測定による推定最大耐力は、実大振動実験や限界耐力計算に比較して、この建物の場合は少し低い値であった。

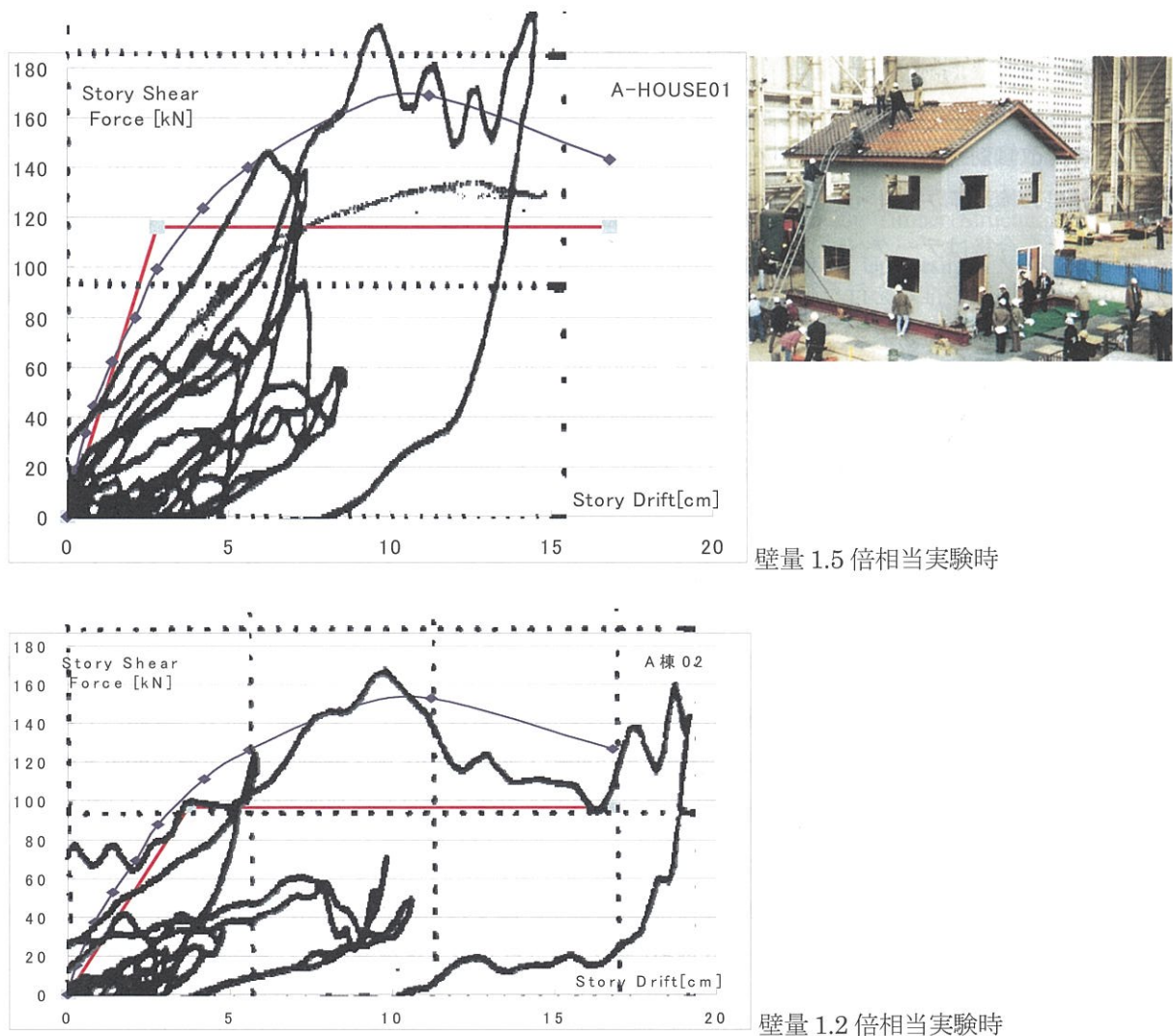


図-3.4.7 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力（A-HOUSE）

3.5 今後の課題

3.5.1 『木造建築病理学』について

現在の『木造建築病理学』の手法は決して完全なものではなく、調査手法や調査道具などを試行錯誤しながら実施している。より精度の良い調査手法や調査道具を探りながら、木造建築病理学を精度の良いものにしていく必要がある。

この『木造建築病理学』は、現状では建物の全体改修をベースに組み立てている考え方である。「部分改修」つまり構造で換言するならば『部分耐震改修』の手法についても探る必要がある。「全体改修」とともに「部分改修」のオプションを付けることによって、『木造建築病理学』が広まって行くであろう。

これまでの改修事例をいろいろな切り口からとりまとめ、設計事例集、CAD データ集、施工事例集、腐朽のポイント、蟻害のポイント、概算見積もりシート、コスト管理シート、もちろん耐震のポイント、などを情報共有していくためのツールが必要である。残念ながらオープンにできるまとまったものは、現状では無い。また、一般住まい手向けの資料やパンフレットの様なものも必要である。

既存建物の改修などに力を入れている他団体や他組織とも連携や情報交換をしていく必要がある。現在、岐阜県立森林文化アカデミーでは、イギリスのREADING 大学との連携や情報交換の可能性を探っており、

READING 大学へ訪問している。

『木造建築病理学』が日本全体の耐震診断や耐震改修工事を促進させる一助になると良い。

3.5.2 『改修効果の検証』について

改修効果の検証手法の1つとして、構造については常時微動測定を利用することにより、ある程度の推定ができた。今後はデータベースを作成していきながら、物件数を増やすとともに建物仕様毎の剛性・耐力推定や変形性能の推定を行う必要がある。現状の耐震診断手法に常時微動測定を組込むことでより正確で詳細なものになるであろう。

起振機による強制振動における卓越振動数を測定する方法との相互検証も必要である。

構造以外の部分について改修効果の検証方法は、現在試行錯誤中である。構造以外の効果検証方法も揃えることで、改修工事をさらに促進することに繋がるであろう。

第3章の参考文献

- 1) 小原, 宮澤, 津田, 秋山:「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 木造住宅の振動性状と振動解析」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター, 2007.5
- 2) 小原, 後藤, 宮澤:「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 歴史的町並みにおける町家の補強計画」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター, 2008.5
- 3) 小原, 高橋, 後藤, 宮澤:「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 木造建築物の耐震診断・補強と常時微動測定」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター, 2009.5
- 4) Fumiko Misawa, Keiko Hirota, Masao Nakajima, Moriyasu Tomita, Mitsutaka Tsuji and Katsuhiko Kohara; An Architecture Education Program "Timber Building Pathology", the 9th World Conference on Timber Engineering 2008.6, Miyazaki, Japan
- 5) Katsuhiko Kohara, Asuka Takahashi and Mitsuo Fukumoto; A Study on the Structural Retrofitting Design for Japanese Traditional Narrow Dwelling Houses, the 1st Protection of Historical Buildings (PROHITECH) 2009.6, Rome, Italy
- 6) 小原, 河本, 辻:「木造軸組構法建築の振動性状に関する研究 ーその1 民家型・町屋型住宅の振動性状ー」日本建築学会大会論文, 2004.8
- 7) Kohara, Hirata, Aoki and Tamura; A Study on Microtremor Measurements of Timber Structure on Japanese Traditional Dwelling Houses, the 8th World Conference on Timber Engineering 2004, Lahti, Finland
- 8) Uemura, Komoto and Kohara; A Study on Retrofitting Effectiveness of Microtremor Measurement on Japanese Timber Houses, the 3rd International Conference on Construction Materials 2005, Vancouver, BC, Canada
- 9) Katsuhiko Kohara, Fumiko Misawa, Mitsutaka Tsuji, Mina Ishii and Asuka Takahashi; A Study on Vibration Characteristics of Wooden Structure on Each Construction Phase Based on Microtremor Measurements, the 8th World Conference on Timber Engineering 2006.8, Portland, Oregon, USA
- 10) 小原, 高橋, 中井:「木造軸組構法建築の振動性状に関する研究 その2 建設段階及び耐震補強前後

における振動性状の変化について」日本建築学会大会論文，2006.9

- 11) Katsuhiko Kohara, Asuka Takahashi, Noriko Nakai and Shin Toba; A Study on Vibration Characteristics of Wooden Structure Based on Microtremor Measurements, Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering, 2007.8.26-29, Ottawa, Ontario, Canada
- 12) Katsuhiko Kohara, Fumiko Misawa and Keiko Hirota; Flow of Stress in the Timber Structural Education, CONNECTED 2007 International Conference on Design Education, 2007.7.9-12, University of New South Wales, Sydney, Australia
- 13) Katsuhiko Kohara, Kazuyoshi Komoto and Asuka Takahashi; A Study on Timber Structural Education Based on Competition Style, the 9th World Conference on Timber Engineering 2008.6, Miyazaki, Japan
- 14) 高橋，小原：「木造軸組構法建築の振動性状に関する研究 その3 町屋の振動性状とその壁量の推定」日本建築学会大会論文，2008.9
- 15) Asuka Takahashi, Katsuhiko Kohara and Teppei Sugihara; A Study on Vibration Performances of Japanese Traditional Timber Buildings based on Microtremor Measurements, the 14th World Conference on Earthquake Engineering 2008.10, Beijing, China
- 16) 入江，梅森，小原，御子柴，中尾，宮澤：「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 木質住宅の立体動的偏心に関する研究 その1. 振動大実験計画と供試体偏心挙動」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター，2009.5
- 17) 大西，吉岡，津田，小原，萩原，宮澤：「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 木質構造の倒壊とP- δ 効果について」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター，2009.5
- 18) 高橋，小原：「木造軸組構法建築の振動性状に関する研究 その4 固有振動数と限界耐力計算における耐震評価の相関性」日本建築学会大会論文，2009.8
- 19) Komoto, Yasue, Kohara and Inayama; A Study on Experiment of Reinforced Grid Shear Wall by Glass Boards, the 3rd International Conference on Construction Materials 2005, Vancouver, BC, Canada
- 20) Asuka Takahashi, Katsuhiko Kohara, Kazuyoshi Komoto, Shintaro Hagiwara and Kenji Miyazawa; A Study on Experiment of Bearing wall with Glass Fiber Reinforced Plastics Grating, the 8th World Conference on Timber Engineering 2006.8, Portland, Oregon, USA
- 21) 萩原，木原，小原，河本，宮澤：「GFRPグレーチング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その1. 静的加力実験と動的加力実験」日本建築学会大会論文，2006.9
- 22) 河本，今西，木原，二川，萩原，小原，宮澤：「GFRPグレーチング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その2 水平構面の静的加力実験」日本建築学会大会論文，2007.8
- 23) 河本，今西，福本，萩原，渡邊，小原，宮澤：「GFRPグレーチング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その3 水平構面の静的加力実験2」日本建築学会大会論文，2008.9
- 24) 河本，小原，藤田，村上：「木造密集地区の面的整備に資する既存建物付加型耐火補強技術の開発 その8 鋼板サンドイッチパネルを使用した木造軸組耐力壁の面内せん断実験」日本建築学会大会論文，2006.9

- 25) 藤田, 河本, 小原, 村上:「鋼板サンドイッチパネルを使用した木造軸組用耐力壁の開発」日本建築学会技術報告集, 2007.
- 26) 萩原, 小原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究—その1. 実験計画と静的加力実験結果—」日本建築学会大会論文, 2003.9
- 27) 小原, 萩原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究—その2. 動的加力実験結果—」日本建築学会大会論文, 2003.9
- 28) 河本, 小原, 萩原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 —その3. 実験計画と静的加力実験結果—」日本建築学会大会論文, 2004.8
- 29) 萩原, 小原, 河本, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 —その4. 動的加力実験結果—」日本建築学会大会論文, 2004.8
- 30) Aoki, Kohara, Komoto, Hori, Hagiwara and Miyazawa; A Study on Evaluation of Seismic Performances and Energy Characteristics of Timber Structures with Siding Board, the 13th World Conference on Earthquake Engineering 2004, Vancouver, BC, Canada
- 31) 萩原, 河本, 小原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その5. 耐震補強工法開発の全体計画」日本建築学会大会論文, 2007.8
- 32) 小原, 河本, 今西, 萩原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その6. 耐震補強工法開発における静的加力実験」日本建築学会大会論文, 2007.8
- 33) Katsuhiko Kohara, Kazuyoshi Komoto, Asuka Takahashi, Shintaro Hagiwara and Kenji Miyazawa; A Study on Evaluation of Seismic Performances of Retrofitting with Siding Board for Existing Buildings, the 9th World Conference on Timber Engineering 2008.6, Miyazaki, Japan
- 34) Katsuhiko Kohara, Kazuyoshi Komoto, Asuka Takahashi, Shintaro Hagiwara, Hitoshi Tazawa, Mikio Kihara and Kenji Miyazawa; A Study on Experiment of Bearing wall and Horizontal Diaphragm with Glass Fiber Reinforced Plastics Grating, the 9th World Conference on Timber Engineering 2008.6, Miyazaki, Japan
- 35) 杉原, 福本, 今西, 河本, 萩原, 小原, 宮澤:「外装サイディング材の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究 その7. 耐震補強工法開発における静的加力実験」日本建築学会大会論文, 2008.9
- 36) Katsuhiko Kohara, Kazuyoshi Komoto, Asuka Takahashi, Teppei Sugihara, Shintaro Hagiwara and Kenji Miyazawa; A Study on Evaluation of Seismic Performances of Retrofitting with Siding Board for Existing Timber Buildings, the 14th World Conference on Earthquake Engineering 2008.10, Beijing, China
- 37) Katsuhiko Kohara, Asuka Takahashi, Mitsuo Fukumoto, Kazuyoshi Komoto, Akira Imanishi, Shintaro Hagiwara and Kenji Miyazawa; A Study on Seismic Retrofitting Method with Siding Board for Existing Timber Buildings, the 1st Protection of Historical Buildings (PROHITECH) 2009.6, Rome, Italy
- 38) 大西, 吉岡, 津田, 小原, 萩原, 宮澤:「地震防災および環境共生に関する新技術の応用に関する研究 木質構造の倒壊とP- δ 効果について」文部科学省学術フロンティア推進事業 工学院大学総合研究所地震防災・環境センター, 2009.5
- 39) 大西, 津田, 萩原, 小原, 今西, 河本, 福本:「外装サイディング材耐震補強実大供試体引き倒し実験」日本建築学会大会論文, 2009.8

- 40) 小原, 旭トステム外装:「既存木造住宅のローコスト減災システム」日本建築学会コンペ「既存建築物の耐震改修デザイン」, pp.43, 2007
- 41) 小原, 旭トステム外装:「既存木造住宅の防火性のある外装リニューアル耐震改修工法」日本建築学会コンペ「既存建築物の耐震改修デザイン」, pp.44 , 2007
- 42) 辻, 滝口, 小原 :「登録有形文化財の耐震改修+コンバージョン」日本建築学会コンペ「既存建築物の耐震改修デザイン」, pp.42, 2007
- 43) 坂本, 田中, 大橋, 角谷, 宮澤:「軸組構法住宅の実大振動実験 (A 棟) その 1~4」日本建築学会大会, 1996.8
- 44) 重要文化財 (建造物) 耐震診断指針・文化庁文化財部, 平成 13 年 3 月
- 45) 小林, 古川:「可変振り子センサーを用いた既存建築物動特性の推定法」構造工学論文集, 2009.3

4. 微小変形領域における面材壁のずれ挙動の定量化

4.1 研究背景と目的

木造住宅の耐震診断に常時微動計測により得られる振動特性の利用が検討されている^{1,2)}。一般に木造住宅に用いられる耐震診断手法の場合、耐震性能を支配する壁面仕様の詳細調査は、非破壊調査の場合には限界があり、安全側の評価とならざるを得ない面が指摘できる。従って、構造性能の一側面を直接、計測する常時微動計測は、それらの診断結果を判断する上で、有用な情報と位置付けることが可能となる。

しかし、現在のところ常時微動特性を客観的に判断する手法は確立されておらず、主に常時微動計測により得られた固有振動数と耐震診断値や建設年代にある程度の相関関係が認められることを根拠に、構造特性把握を行うことが試みられている。

例えば、鉄骨構造の溶接部の健全性を調査する超音波探傷検査や、木材機械的等級区分に用いられる振動法(打撃による音波によりヤング率を計算)は、いずれも直接、対象となる事象の物理量を把握するのではなく、他の物理量と実際の物理量を校正することで、対象となる物理量の把握を行うものであり、現在の常時微動計測の活用方針とは、一線を画するものである。

本研究は、木造住宅の常時微動計測により得た振動特性を基に、より合理的な構造特性把握手法を構築するための基礎的な研究として、木造住宅の主要な構造要素の微小変形時の構造特性の把握を行うものである。

4.2 実験方法

4.2.1 試験体

試験体は、105×105の主材(杉)の両側面に105×450の壁材を接合具で留めたもので、図-4.2.1および写真-4.2.1に示す形状を有する。壁材には石膏ボード(12.5mm)および構造用合板2級(針葉樹合板12.5mm)の2種類を用意した。接合具は壁材により異なり、石膏ボードは石膏ボード用ビスφ3.8×38、φ3.8×28を、構造用合板にはN50を用いており、接合具間隔は100,150mmの2種類である。また構造用合板については、加力方向を合板表面層の繊維方向と繊維直交方向に変化させて実験を行った。試験は、表-4.2.1に示す各試験条件について、それぞれ3体ずつ行った。

表-4.2.1 試験条件一覧

名称	ボード種類	接合具	ピッチ(mm)	向き
GBL10	石膏ボード	石膏ボード用ビスφ3.8×38	100	—
GBL15		石膏ボード用ビスφ3.8×38	150	—
GBS15		石膏ボード用ビスφ3.8×28	150	—
PN10	構造用合板	N50	100	繊維方向
PN15		N50	150	繊維方向
PN15'		N50	150	繊維方向
PNH15		N50	150	繊維直行方向

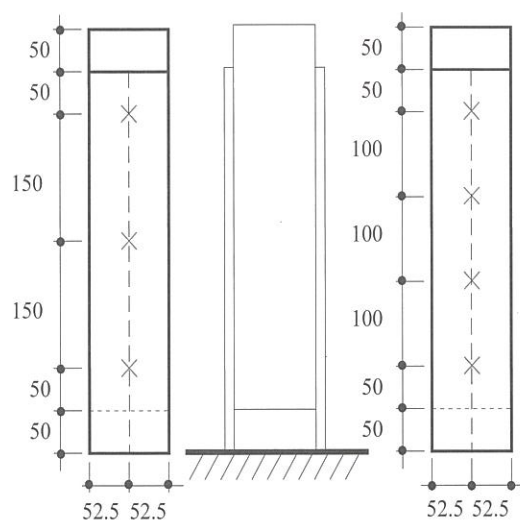


図-4.2.1 試験体形状



写真-4.2.1 試験体写真

4.2.2 加力および測定方法

試験は、写真-4.2.2に示すようにアムスラー試験機により主材と壁材の間にせん断力を作用させる押し抜き形式で実施しており、荷重測定にはロードセルを用い、接合具のずれ挙動を高感度変位計により計測した。载荷は、接合具のずれ変形量が10mm程度に到達することを目標に行った。



写真-4.2.2 载荷および計測状況

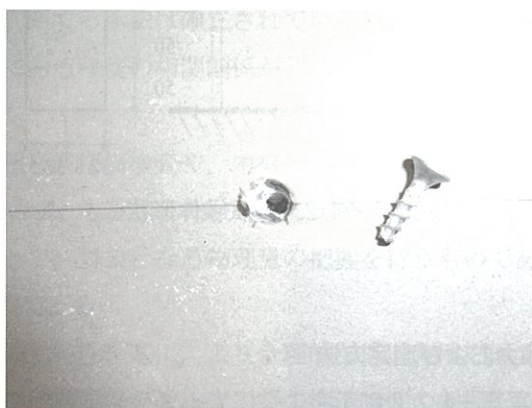
4.3 実験結果

4.3.1 破壊状況

写真-4.3.1 および 4.3.2 にそれぞれ壁材に石膏ボードおよび構造用合板を用いた場合の実験終了後の破壊状況の写真を示す。壁材が石膏用ボードの場合は、加力最終段階でビス頭が石膏ボードにめり込む状況が確認されたが、構造用合板の場合は、外観からは明瞭な変化が認められなかった。また壁材が石膏ボードの場合は、ビスが長い試験体では、ビスのせん断破壊により荷重低下が生じた。



(a)



(b)

写真-4.3.1 破壊状況（壁材：石膏ボード）



(a)



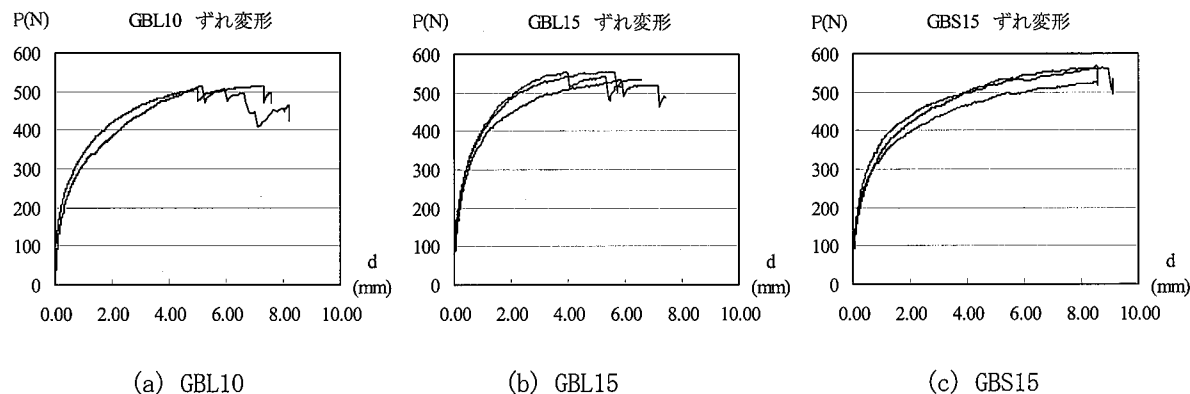
(b)

写真-4.3.2 破壊状況（壁材：構造用合板）

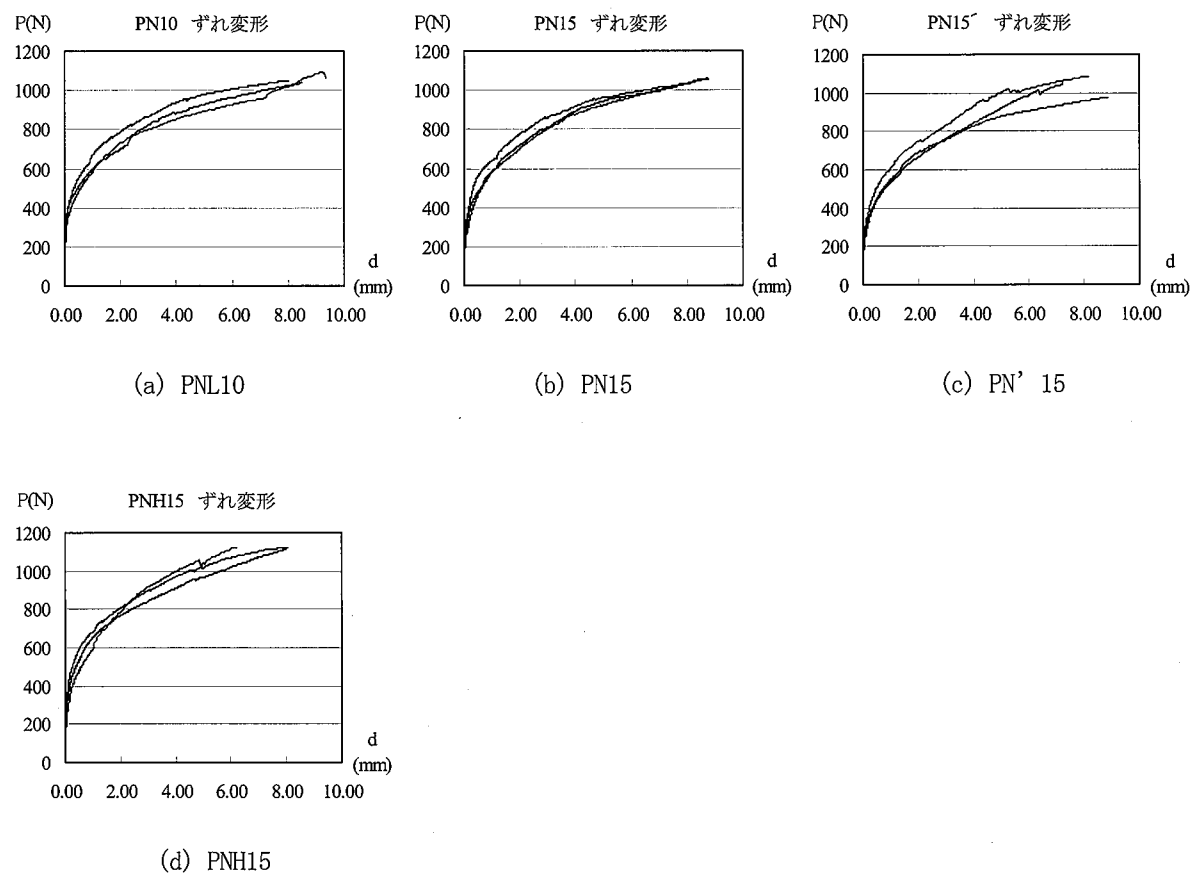
4.3.2 荷重—ずれ変形関係

図—4.3.1 および 4.3.2 に荷重—ずれ変形関係を示す。ここで、荷重は、載荷荷重を接合具本数で除した接合具一本あたりの負担せん断力を表し、ずれ変形は、壁材と主材の純粋なずれ変形である。

壁材が石膏ボードの場合は、ビスが長い試験体の場合にずれ変形量=5mm 程度でビスのせん断破壊が生じており、以後、荷重低下に至っている。構造用合板の場合には、実験終了時($d=10\text{mm}$ 程度)でも安定した荷重上昇が確認できる。各試験条件で 3 体の実験を行っているが、同一試験条件でのバラつきは小さいことが分かる。



図—4.3.1 荷重—接合具ずれ変形関係（壁材：石膏ボード）

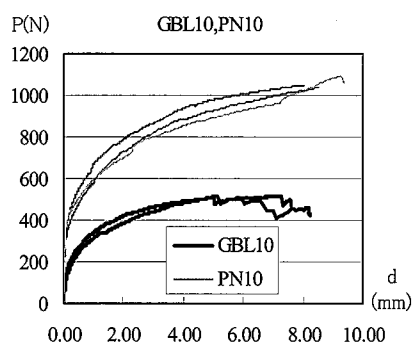


図—4.3.2 荷重—接合具ずれ変形関係（壁材：構造用合板）

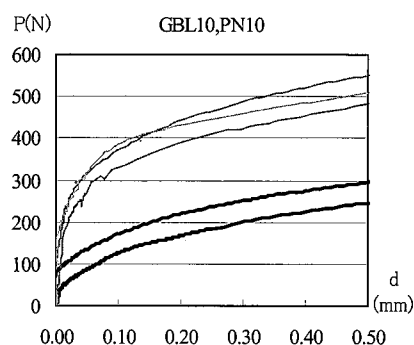
4.4 接合部のずれ挙動

4.4.1 壁材種による比較

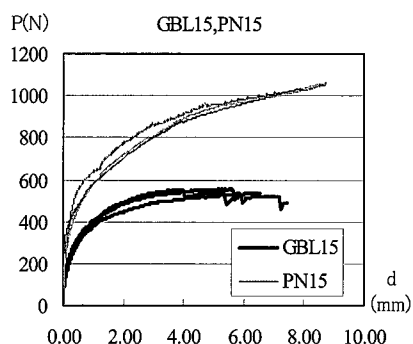
図-4.4.1 に荷重-ずれ変形挙動を壁材種で比較して示す。図より、壁材が構造用合板(PN シリーズ)の方が、石膏用ボード(GBL シリーズ)に比べ同一変形時の荷重は、概ね2 倍程度となっていることが分かる。また、ずれ変形 d の範囲を $0 \sim 0.5\text{mm}$ としている同図(b), (d)より、加力初期の段階で変形が殆ど生じない剛性が極めて高い領域が存在していることが分かる。これは、接合具を取付ける際に生じる壁材と主材間での材間圧縮力に起因する摩擦抵抗によるものと判断される。



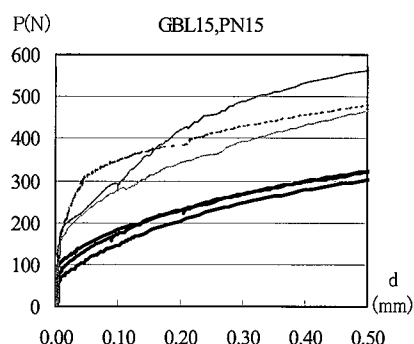
(a) 接合具ピッチ 100mm ($d < 10\text{mm}$)



(b) 接合具ピッチ 100mm ($d < 0.5\text{mm}$)



(c) 接合具ピッチ 150mm ($d < 10\text{mm}$)



(d) 接合具ピッチ 150mm ($d < 0.5\text{mm}$)

図-4.4.1 荷重-接合具ずれ挙動 (壁材種による比較)

4.4.2 接合具ピッチの影響

図-4.4.2に荷重-ずれ変形関係を接合具ピッチにより比較して示す。同図より、壁材が石膏ボードおよび構造用合板の場合ともに接合具ピッチによる荷重-ずれ変形挙動に優位な差は見られず、この範囲であれば、接合具ピッチを小さくし、接合具本数を増やすことで壁体単体としての耐力を増加させることが期待できる。

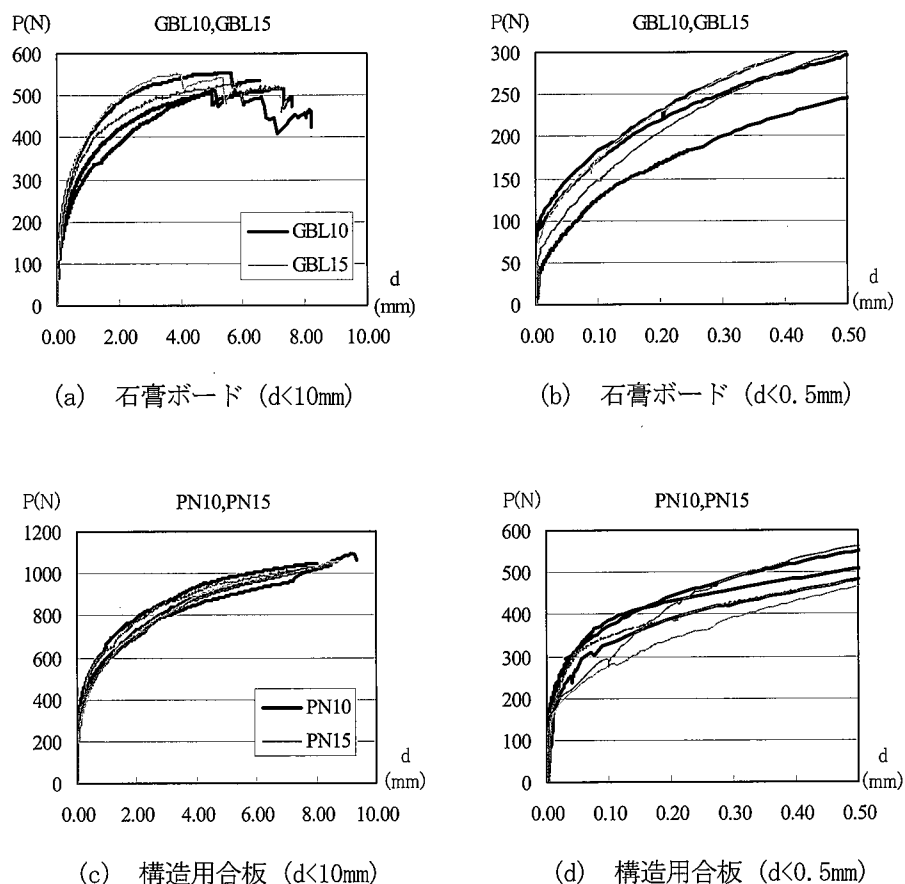


図-4.4.2 荷重-接合具ずれ挙動（接合具ピッチの影響）

4.5 接合部ずれ挙動の評価

4.5.1 ずれ挙動の定式化手法

4.3 および4.4節の考察より、面材壁における接合具のずれ挙動は、非線形性が高いということと、加力初期の段階で摩擦抵抗により、ずれ変形の生じない領域があることが分かった。ここでは、鉄骨構造の柱梁接合部において、局部変形挙動を定式化するために提案されているモデル³⁾を修正し、面材壁における接合具1本当たり負担せん断力とずれ変形関係の定式化を行う。

鉄骨造の柱梁接合部において、アングル等の金物を介して梁を柱に高力ボルト接合する場合、接合部の固定度が小さくなる場合があり、この場合には、接合部を剛接合と扱うと骨組の剛性や耐力を過大評価することになるため、接合部を半剛接として扱う必要がある。文献 3)では、半剛接合部に作用する曲げモーメントと接合部局部変形角の関係を式(4.5.1)でモデル化している。この式の n を大きくすると、図-4.5.1

に示すように復元力特性は、バイリニアモデルに近づき、 n を小さくすると徐々に剛性低下が生じるものとなる。また R_{ki} は、初期剛性を表し、 $R_{ki} \cdot \theta_0$ は復元力特性において変形の増加に従い漸近する最大荷重 M_u に相当する。

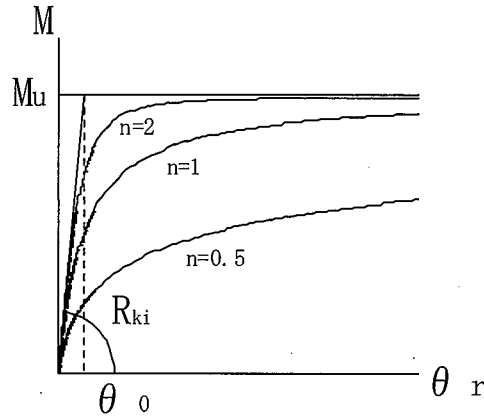


図-4.5.1 荷重-変形関係の定式化

$$M = \frac{R_{ki} \theta_r}{\left[1 + (\theta_r / \theta_0)^n\right]^{1/n}} \quad (4.5.1)$$

ここで、 R_{ki} は初期剛性を、 n は形状係数を、 θ_0 は M_u / R_{ki} を、 M_u は終局耐力を表す。

面材壁接合具せん断力と接合具ずれ変形を定式化するため式(4.5.1)を参考に、式(4.5.2)を考える。

$$d=0 \quad (P \leq P_0) \quad (4.5.2a)$$

$$P = \frac{K_o d}{\left[1 + (d / d_o)^n\right]^{1/n}} + P_0 \quad (P > P_0) \quad (4.5.2b)$$

ここで、 P は、接合具 1 本あたりのせん断力を、 P_0 は摩擦により抵抗し、ずれ変形が生じないせん断力の範囲を表す。また、 K_o は、摩擦抵抗力を上回る荷重が作用した時の初期接線剛性を表す。

ずれ挙動を表現する各パラメータ(K_o , d_o , n , P_0)の内、 P_0 は、荷重-変形挙動より目視により、決定し、他のパラメータは、テーラー展開により線形化した後に、最小二乗法を繰返し、推定モデルによる誤差が収束させることにより決定した。

4.5.2 ずれ挙動評価モデル

4.5.1 項の手法により、各試験条件について、面材壁接合具負担せん断力とずれ変形の関係を定式化した。石膏ボードの場合は、変形領域を問わず一つの式で挙動を良く表すことが出来たが、構造用合板の場合は、微小変形領域($d < 0.5\text{mm}$)でパラメータを結果すると、大変形領域($d < 10\text{mm}$)の特性が上手く評価できなかったため、それぞれの領域に分けてパラメータを決定した。最終的な評価式を式(4.5.3)にまとめて示す。

(ケース 1) 石膏ボード・ $l=38\text{mm}$ ビス

$$P = \frac{1348(\text{kN/mm}) \cdot d}{\left[1 + (d/0.470(\text{mm}))^{0.606}\right]^{1/0.606}} + 66(\text{kN}) \quad (4.5.3a)$$

(ケース 2) 石膏ボード・ $l=28\text{mm}$ ビス

$$P = \frac{1626(\text{kN/mm}) \cdot d}{\left[1 + (d/0.380(\text{mm}))^{0.591}\right]^{1/0.591}} + 66(\text{kN}) \quad (4.5.3b)$$

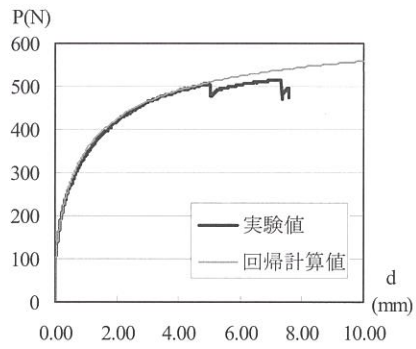
(ケース 3a) 構造用合板, 微小変形領域 ($d \leq 0.5\text{mm}$)

$$P = \frac{6115(\text{kN/mm}) \cdot d}{\left[1 + (d/0.089(\text{mm}))^{0.727}\right]^{1/0.727}} + 109(\text{kN}) \quad (4.5.3c)$$

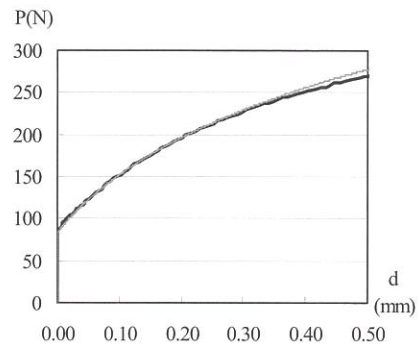
(ケース 3b) 構造用合板, 微小変形領域 ($d \leq 10\text{mm}$)

$$P = \frac{6115(\text{kN/mm}) \cdot d}{\left[1 + (d/0.318(\text{mm}))^{0.370}\right]^{1/0.370}} + 109(\text{kN}) \quad (4.5.3c)$$

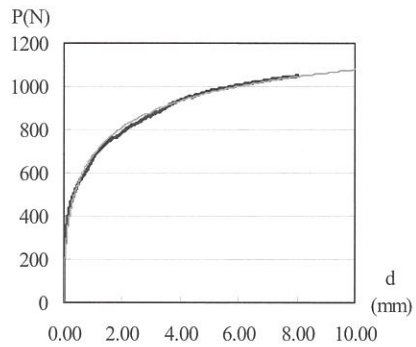
図-4.5.2 および 4.5.3 にそれぞれ、接合具のずれ挙動の実験結果と提案式による予測結果の比較および既往の評価式⁴⁾との比較を示す。図-4.5.2 より、本提案式は実験結果を精度良く予測していることが分かる。一方、図-4.5.3 の既往の評価手法（バイリニアの直線）の場合は、特に微小変形領域での剛性の過小評価が著しいことが分かる。これは、通常的设计において対象となる変形領域が微小変形領域ではなく、もっと大きな変形領域であることに起因している。



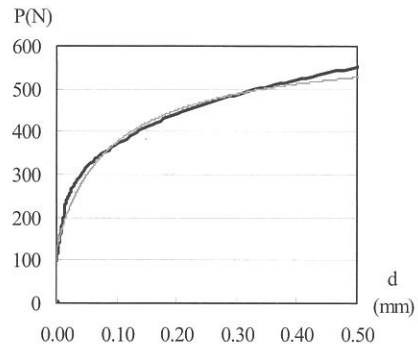
(a) GBL10, $d < 10\text{mm}$



(b) GBL10, $d < 0.5\text{mm}$

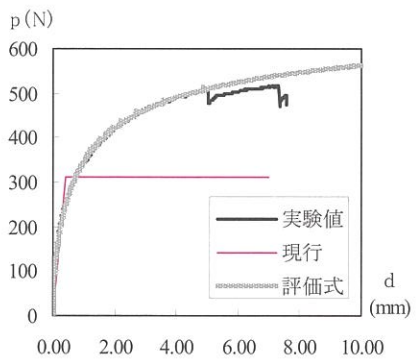


(c) PN10, $d < 10\text{mm}$

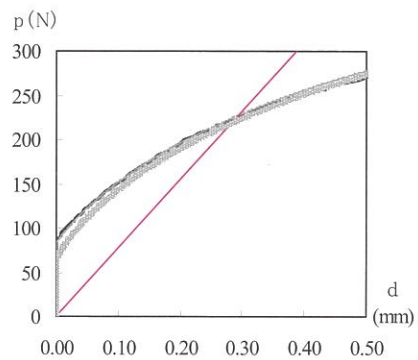


(d) PN10, $d < 0.5\text{mm}$

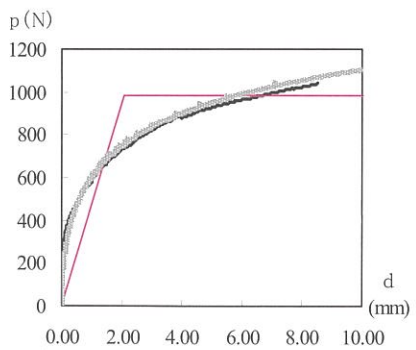
図-4.5.2 荷重—ずれ変形関係（実験結果と評価モデルの比較）



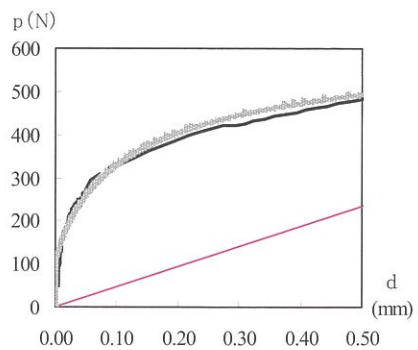
(a) GBL10, $d < 10\text{mm}$



(b) GBL10, $d < 0.5\text{mm}$



(c) PN10, $d < 10\text{mm}$



(d) PN10, $d < 0.5\text{mm}$

図-4.5.3 荷重—ずれ変形関係（実験結果と評価モデルの比較）

4.6 結論

本章の検討より以下の知見を得た。

- 1) 押し抜き試験の結果、石膏ボードおよび構造用合板いずれの場合も荷重初期の間に摩擦による応力伝達領域が存在する。摩擦による応力伝達が期待できる接合具一本当たりの荷重は、石膏ボードの場合で、66kN であり、構造用合板の場合で、109kN であった。
- 2) 石膏用ボードおよび構造用合板の接合具におけるずれ挙動の定式化を検討し、実験結果と良く対応する数式モデルを得た。
- 3) 既往の面材壁接合部におけるずれ挙動の評価モデルは、実験の微小変形領域における挙動を著しく過小評価する。
- 4) 今後は、微小変形領域における面材壁の挙動予測について検討する必要がある。

第4章の参考文献

- 1) 大橋好光，田端千夏子：微動測定とその耐震診断への応用の可能性，日本建築学会構造系論文集，第161号，141－147，2007.
- 2) 阿部良洋，田中礼治ら：常時微動を用いた木造住宅の耐震性能評価法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1998.
- 3) W F Chen：Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design，World Scientific，October.1999.
- 4) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計，2004.

5. 常時微動を活用した地盤・建物の耐震安全性評価

5.1 研究目的と方法

耐震診断や耐震改修の阻害要因を分析した結果¹⁾によると、耐震化技術が住民に十分に理解されていないことが指摘されている。さらに、この問題の背景として、一般診断の評点と耐震性の関係が分かりにくく、改修効果を保証する手段がないこと、などが挙げられている。つまり、住民のニーズとして、地震による自宅の被害程度をより具体的にイメージできたり、耐震改修効果を実感できたりする技術の開発や情報の提供が求められている。

本報では、現行の耐震診断手法に、①常時微動から得られた地盤情報を活用することや、②客観的かつ動的な耐震情報を組み合わせること、③地震リスクや耐震改修効果に関する情報を分かり易く提示することを加味することにより、総合的な耐震安全性評価手法を構築することを目指して検討を行った。具体的には、神戸市に実在する住宅を対象に常時微動を測定し、本編第2章～第4章で得られた研究成果を踏まえて、地盤と建物の耐震安全性評価を実施した。報告項目を以下に記す。

- (1) 検討対象住宅および耐震安全性評価項目の概要 (5.2 節)
- (2) 地盤種別判定手法の適用性の検証 (5.3 節)
- (3) 木造建築病理学に基づく耐震診断の結果 (5.4 節)
- (4) 常時微動および強制加振による住宅振動特性の把握 (5.5 節)
- (5) 改修前後の地震被災リスクの定量的評価手法の検討 (5.6 節)

5.2 検討対象住宅および耐震安全性評価項目

5.2.1 神戸市K邸の概要

神戸市北区に実在するK邸を対象に検討を行った。K邸の概要を表-5.2.1に示す。K邸は1967年に建設された2階建ての住宅で、葺き土瓦屋根やモルタル壁が使用されており、神戸市では典型的な住宅様式の一つに類する物件である。ただし、建物の外観を図-5.2.1に示すように、兵庫県南部地震により被災しており、ひび割れの補修後が残っている。また、建物平面図を図-5.2.2に示すように、1階の一部と2階が増築されている。

表-5.2.1 検討対象住宅の概要 (K邸)

所在地	神戸市北区	床面積	1階：64.8m ² ，2階：28.35m ²
建物構造	在来軸組	屋根材料	葺き土のある瓦葺き（非常に重い屋根）
用途	専用住宅	基礎の形式	無筋コンクリート造（基礎Ⅱ） 基礎や換気口周りの一部にクラックあり
建築年	1967年（1977年に1階の1部と2階を増築）	筋交い接合部	釘打ち程度
階数	2階	壁	土塗り壁 外壁仕上げ（きずり，モルタル） 内壁仕上げ（石膏ボード，きずり，クロス，タイル）
階高	1階：3.1m，2階：2.7m	その他	火打ちなし，普通地盤（第Ⅱ種地盤）



- ・兵庫県南部地震によるひび割れの補修跡が残る
- ※ 地震による被害は一部損壊程度
- ※ 揺れにより家具の転倒や食器が飛び出すなどの被害発生
- ・その他の災害による被災履歴なし

図-5.2.1 K邸の概観

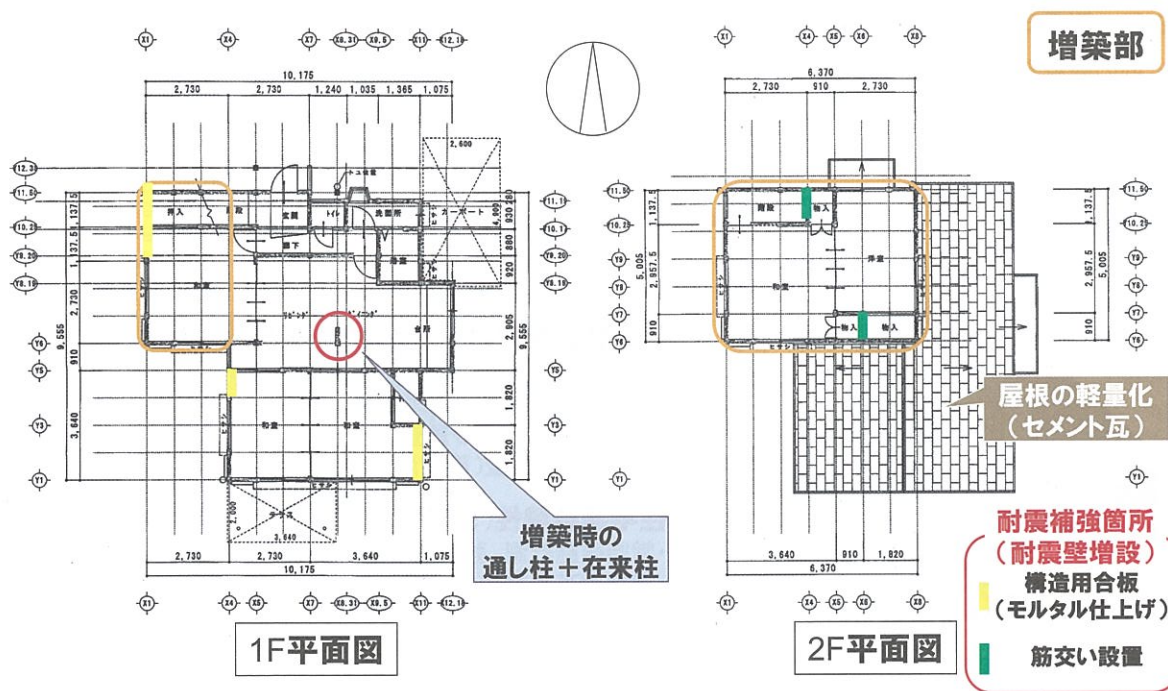


図-5.2.2 建物平面図および耐震改修工事方法

5.2.2 一般診断結果と耐震改修工法の概要

一般耐震診断²⁾による結果の概要を表-5.2.2に示す。診断結果によると、全階全方向の壁の耐力が不足していること、東西方向については1階南側の壁量が北側に比べて少なくバランスが悪いこと、および、屋根の土敷きが崩れかけて、外壁や基礎に亀裂があり、廊下や階段で床鳴りがするなど劣化していることが耐震上の問題として指摘されている。

その一般診断の結果を受けて、K邸は2009年8月～10月に耐震改修工事を行っている。改修工法は、前掲の図-5.2.2に併せて示すように、屋根材にセメント瓦を用いることにより軽量化するとともに、南北方向について、1階の壁材の一部を構造用合板にし、2階の一部には筋交いを設置することにより、現在は上部構造評点で1.0が確保されている。

表-5.2.2 一般診断結果（K邸）

階	方向	強さ P (kN)	配置等 低減係数 E	劣化度 低減係数	保有する耐力 Pd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造 評点
2階	東西	18.00	1.00	0.70	12.60	26.66	0.47
	南北	12.59	1.00	0.70	8.81	26.66	0.33
1階	東西	51.63	0.75	0.70	27.10	73.30	0.36
	南北	37.21	1.00	0.70	26.04	73.30	0.35

5.2.3 耐震安全性の評価実施項目

K邸の耐震安全性について、図-5.2.3のような各種手法を用いて評価を行った。今回の検討では耐震診断結果に、動的かつ客観的な情報として、測定機器を用いて得られた振動特性を考慮して評価を行った。また、各種評価結果の相互比較を通して常時微動の活用可能性や、地盤特性、耐震補強効果、地震被災リスクなどの常時微動測定結果を基に新たに得られた情報の市民への提供可能性を検討した。

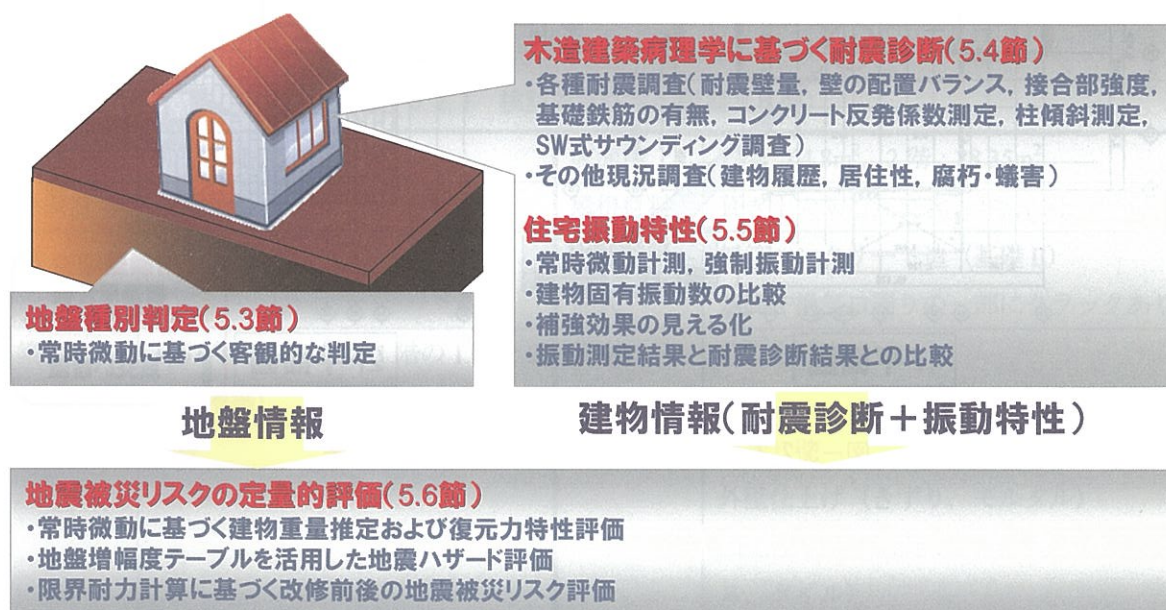


図-5.2.3 耐震安全性の評価実施項目

5.3 地盤種別判定手法の適用性の検証

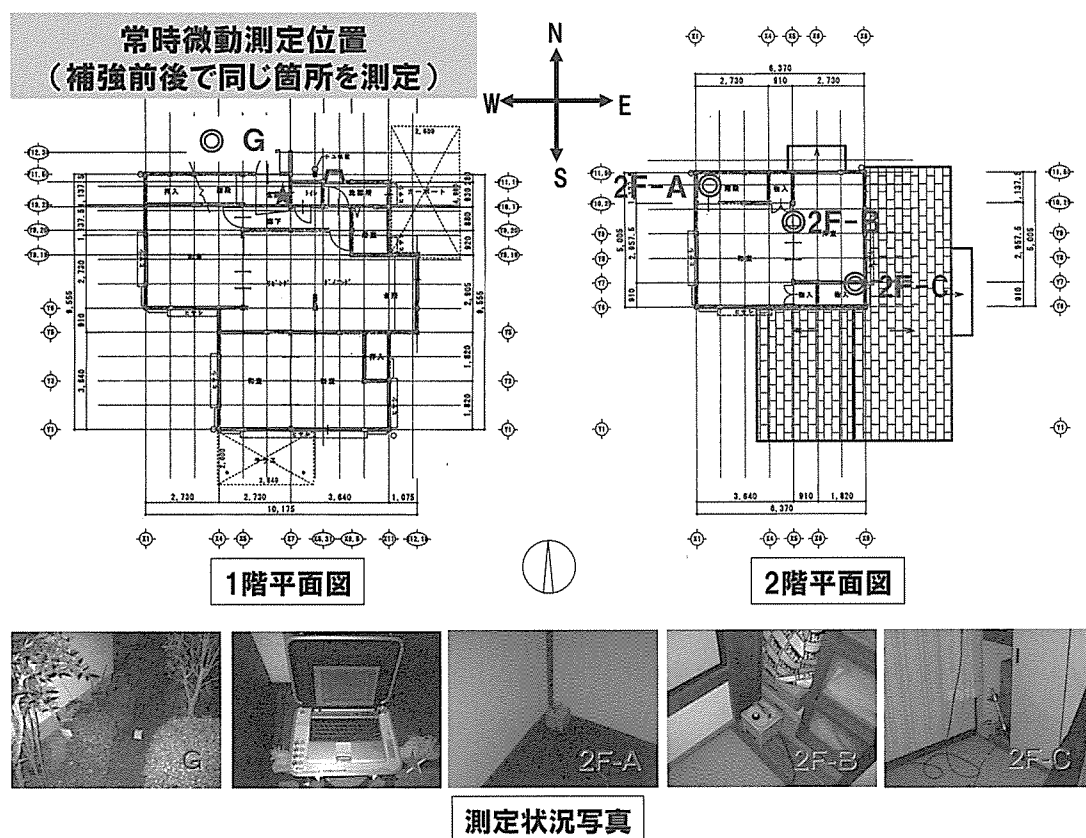
本節では、常時微動を活用した地盤種別判定手法の適用性を検証する。本手法の詳細は本編第2章を参照されたい。前節で述べたように、対象住宅では建物に対しては耐震改修工事がなされているが、地盤については特に工事の前後で変化する要因はないといえる。ただし、測定時の条件の違い（気象条件、交通振動等のノイズ、等）ならびにデータ処理の仕方の違いが、地盤種別の判定結果にどのような影響を及ぼすのかについて、異なる測定日の測定結果を用いて検討することとした。

5.3.1 常時微動の測定結果

常時微動の測定は動コイル式で測定周波数が0.5～18Hzの3成分（水平方向2成分，上下方向1成分）の速度センサーを用い，図－5.3.1に示すように，地盤に1台，2階床上に3台を設置して，計4箇所を同時に測定した。各センサーの設置にあたり，原則として以下の点に留意した。

- ・ 地盤：住宅本体の振動による相互作用の影響を考慮し，住宅から約1m程度の距離をおいて設置した。
- ・ 2階床：畳や絨毯を避け，床振動が含まれないように，床端部の柱や耐力壁に近い板床上に設置して計測を行った。また，冷蔵庫などの振動源から離して設置した。

地盤の評価では，図－5.3.1のG点において地盤上に設置された計測結果を用いる。表－5.3.1に，地盤評価における測定条件ならびに判定に用いたデータを示す。なお，測定の位置は測定日の違いに関わらず，ほぼ同位置で測定を行った。



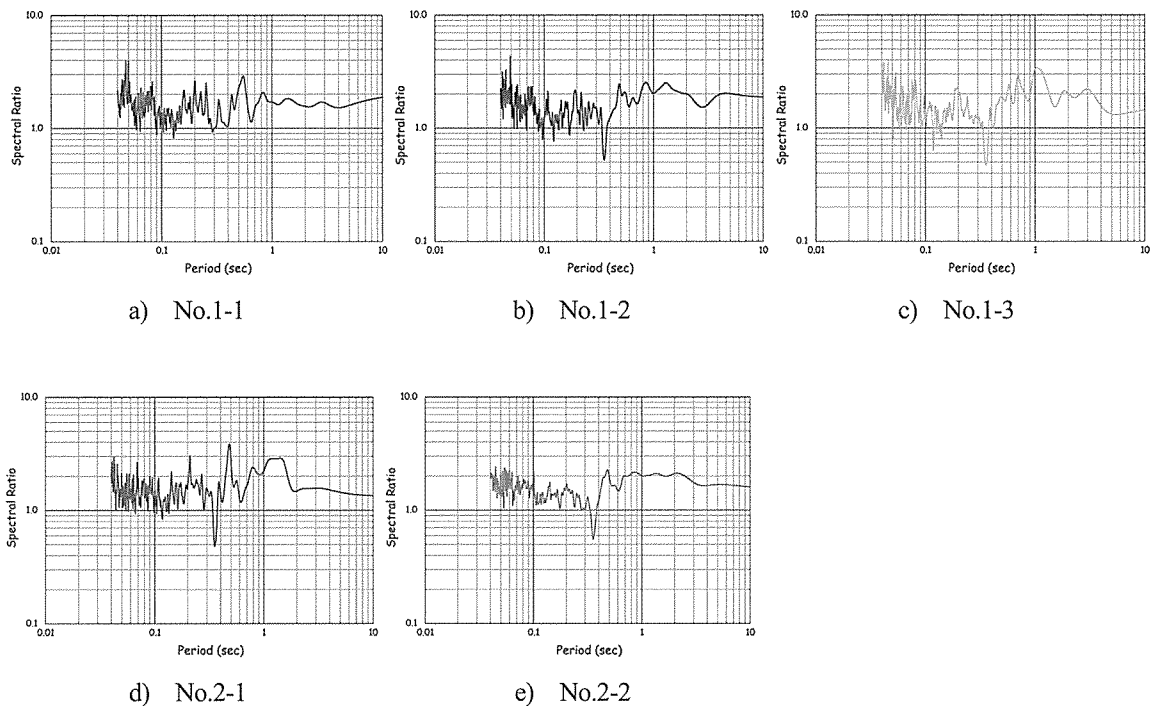
図－5.3.1 常時微動測定位置（地盤の測定位置：G地点）

表－5.3.1 常時微動測定の内容（地盤）

No.	測定日	天候	測定条件	使用データ
1-1	2009 年 8 月 1 日 (耐震補強前)	雨	10 分間, 100Hz	約 10 秒×10 波切り出し→平均
1-2			10 分間, 100Hz	約 10 秒×10 波切り出し→平均
1-3		曇	5 分間, 100Hz	約 10 秒×10 波切り出し→平均
2-1	2009 年 11 月 9 日 (耐震補強後)	晴	10 分間, 100Hz	約 10 秒×10 波切り出し→平均
2-2			10 分間, 100Hz	約 10 秒×64 波切り出し→平均

波形処理方法について、常時微動計測結果から得られた約 10 分間の連続波形データから安定している 10.24 秒間（2,048 点）の波形データを切り出してゼロ基線補正を行った。その切り出した波形毎にフーリエ速度振幅スペクトルを計算し、Blackman Window により平滑化処理を施した後に平均化した。

表－5.3.1 に示した常時微動測定データを用いて、H/V スペクトルをそれぞれ求めた結果を図－5.3.2 に示す。



図－5.3.2 H/V スペクトル

図－5.3.2 より、No.1-1, No.1-2 の H/V スペクトルでは複数のピークがみられる結果となっている。これは、測定時に雨が降っていたため、そのノイズを含んでいる可能性が考えられる。一方、No.1-3, 2-1, No.2-2 の H/V スペクトルは、No.1-1, No.1-2 に比してピーク値がわかりやすい。特に、No.2-2 では、他に比してそのピーク値が明確であるといえる。

5.3.2 地盤種別判定

図-5.3.2の結果から求めた地盤の卓越周期 T_m ならびにそれに基づいて地盤の種別を判定した結果を表-5.3.2に示す。

表-5.3.2 地盤の卓越周期 T_m と地盤種別判定結果

No.	地盤の卓越周期 T_m (sec)	地盤種別判定結果
1-1	0.55	第一・二種地盤
1-2	0.85	第三種地盤
1-3	1.02	第三種地盤
2-1	0.48	第一・二種地盤
2-2	0.49	第一・二種地盤

表-5.3.2より、地盤は同一であるにもかかわらず、地盤の卓越周期 T_m が測定ごとに違っており、特に雨滴によるノイズを含んでいる可能性のある8月1日の測定結果は、大きくばらついている。また、これをもとに判定された地盤種別も第一・二種地盤と第三種地盤に分かれる結果となっている。

そこで、SVMによる地盤種別判定を適用することにより、これらのばらつきが解消されるか否かを検討する。図-5.3.3にSVMに用いた16次元の平均H/Vを、表-5.3.3にSVMにより判定された地盤種別判定結果ならびにそれに基づいて地盤の卓越周期 T_m を求めた結果を示す。

表-5.3.3より、各測定結果において、地盤の種別判定結果は第一・二種地盤と判定されており、測定間のばらつきを解消することができている。また、地盤の卓越周期 T_m も0.5秒付近となっている。

以上の結果から、SVMによる地盤種別判定を適用することで、安定した地盤種別判定が行えた。

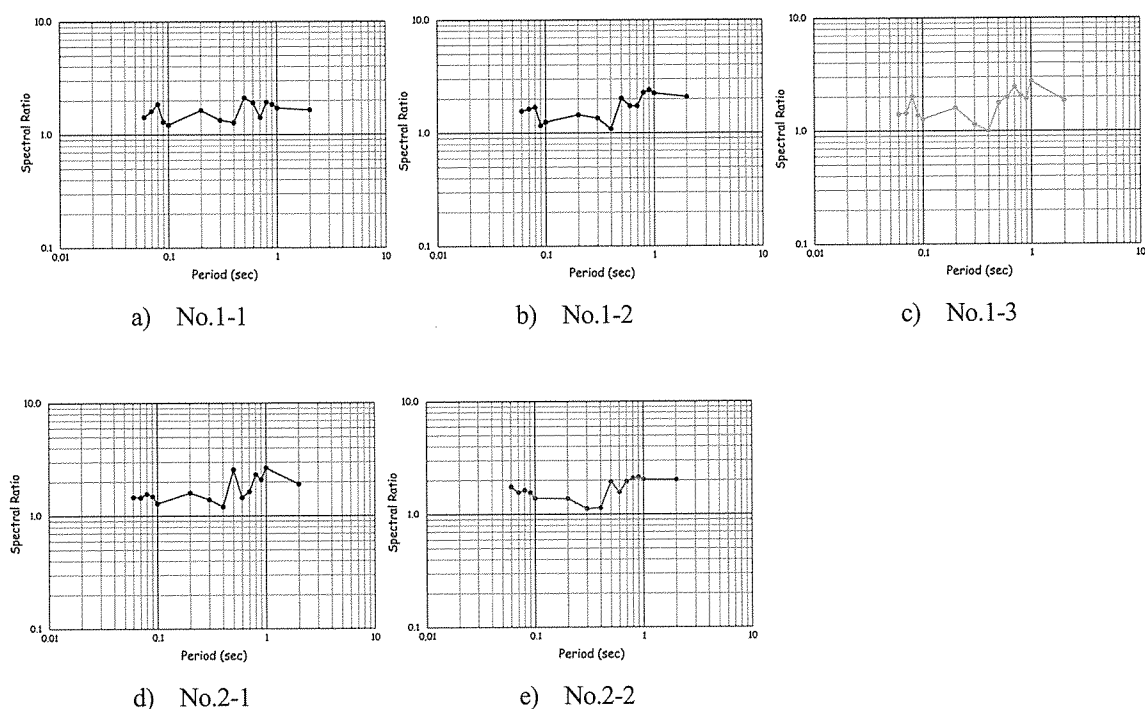


図-5.3.3 SVMに用いた16次元の平均H/Vスペクトル

表－5.3.3 SVMによる地盤種別判定結果ならびに地盤の卓越周期 T_m

No.	地盤の卓越周期 T_m (sec)	地盤種別判定結果
1-1	0.55	第一・二種地盤
1-2	0.49	第一・二種地盤
1-3	0.59	第一・二種地盤
2-1	0.48	第一・二種地盤
2-2	0.49	第一・二種地盤

5.4 木造建築病理学に基づく耐震診断の結果

本編第3章で説明した建築病理学の観点から建物の精密検査を実施した。検査は「木造建築病理学課程」を設置している岐阜県立森林アカデミーに依頼して実施した。以下に結果の概要を報告する。なお、K邸は精密検査時点で既に耐震改修計画が策定されており、今回は建物の治療計画（改修計画／設計）は実施していない。

5.4.1 住まいの概要調査結果

住まいの概要を把握するために、「建物の履歴ヒアリング調査」、「現状図面作成用調査」、および「室内環境関連調査（動線、採光、通風、段差）」を実施した。参考として建物の履歴書を表－5.4.1に示す。本物件は2度のリフォームを行っており、その際に増築を行っている。その他の結果については、耐震性と直接関係する問題は認められなかった。

表－5.4.1 建物の履歴書

1967年（昭和42）年頃	昭和40年頃に開発分譲された団地を購入。平屋建て住宅を建設。
1977年（昭和52）年頃 第1回リフォーム	一階の一部、および二階を増築。二階は子供部屋にする。 一階から柱を通し、一階の柱を補強する。
1993年（平成5）年頃 第2回リフォーム	台所、浴室、洗面の水回りをリニューアル

5.4.2 腐朽・蟻害診断結果

腐朽の原因と程度を把握するために、目視調査により雨漏りや水漏れの起こりやすい箇所として、今回はリビングダイニング、台所、和室、廊下、洗面所、トイレ、床下を重点的に調査し、必要に応じて含水計で水分量を測定した。また、蟻害は住民にヒアリングにてシロアリや蟻道の存在がないことを確認するとともに、ダイニングの床下収納庫から潜り込んで、床下の蟻道、蟻土、泥線、泥被を探索した。調査の結果、床下の含水率は最大39%程度であり、一般の木材含水率15～20%と比較すると全体的に高かったが、腐朽している木材は確認できなかった。また、蟻害についても問題は認められなかった。なお、小屋裏は進入できなかったため、調査は実施していない。

5.4.3 構造関連調査（耐震診断）の概要

（1）壁量計算結果

計算結果を表－5.4.2に示す。2階の東西方向以外は全ての壁方向において耐力壁の壁量が不足する結果

となった。特に1階の耐力壁は充足率が著しく低い結果（30%以下）となった。したがって、有効な耐力壁を増やすような改修が必要と判断された。

表－5.4.2 壁量計算結果

	壁方向	存在壁量(m)	地震力に対する判定			風圧力に対する判定		
			必要壁量(m)	充足率(%)	判定	必要壁量(m)	充足率(%)	判定
1 階	南北	5.62	25.29	22	NG	39.78	14	NG
	東西	6.60	25.29	26	NG	43.60	15	NG
2 階	南北	6.29	6.70	94	NG	22.23	28	NG
	東西	7.74	6.70	116	OK	26.15	30	NG

（2）耐力壁の配置バランスの判定結果

四分割法により側端の充足率を計算し、耐力壁の配置バランスを判定した。判定結果を表－5.4.3に示す。1階の東西方向、南北方向ともに壁量は不足しているが、偏りが無いため、バランスは問題ないとの結果となった。

表－5.4.3 四分割法による耐力壁の配置バランスの判定結果

	壁方向	エリア	存在壁量(m)	必要壁量(m)	充足率(%)	判定	両端の充足率の比率(%)	判定
1 階	南北	東端	1.82	5.52	32.95	NG	57	OK
		西端	2.43	4.20	57.94	NG		OK
	東西	北端	2.28	6.84	33.27	NG	92	OK
		南端	1.82	5.04	36.13	NG		OK
2 階	南北	東端	3.12	1.67	186.14	OK	51	OK
		西端	1.58	1.67	94.44	NG		OK
	東西	北端	3.87	1.67	231.06	OK	100	OK
		南端	3.87	1.67	231.06	OK		OK

（3）接合部強度の調査結果

床下調査時に接合部における金物の有無や接合方法を調査した結果、接合部には金物は確認できなかった。また、N値計算法により、柱頭や柱脚の引き抜き力に対して接合部の強さが十分かどうかを確認した。その結果、存在する耐力壁の壁倍率は0.25または0.5程度と低いく、発生する引き抜き力は小さいため、問題ないと判定された。

（4）基礎状況の調査結果

金属探知機を用いて鉄筋の有無を調査した結果、無筋基礎であることが確認された。また、シュミットハンマーを用いてコンクリート強度を測定した結果、測定箇所によってはJAS規格15～21N/mm²を下回る結果が得られた。

（5）柱の傾斜測定結果

柱の傾斜を測定することにより、地盤や基礎を含めて建物全体の構造的な不具合を把握することができる。傾斜を測定した結果、1階部分は約46%、2階部分は約72%の柱に、一般的な新築木造住宅における許容値である6/1000rad以上の傾きが認められた。

(6) 地盤調査結果

スウェーデン式サウンディング試験を実施した。7箇所を測定した結果、1箇所の推定圧密沈下量が他の地点に比較して大きく、不同沈下を生じる恐れがあることが分かった。

5.4.4 一般診断結果との比較

木造建築病理学に基づく耐震診断の結果、一般診断結果と同様に K 邸は耐力壁が不足しており、特に 1 階の壁量充足率は著しく低いため、耐力を高める改修工事が必要である判断された。一方、壁の配置バランスについては、判断が分かれる結果となった。この事例のように診断手法や診断者によって異なる結果が得られるケースは多く報告されており、診断の信頼性を損なわないためには、住民に対して十分な結果の説明を行うことが重要となる。また、後述する常時微動のように客観的な調査資料に基づく情報の活用も有効と考える。

なお、参考までに今回の診断結果から、K 邸の耐震改修を行う際のポイントとして以下が指摘された。

- ・ 壁の配置バランスに留意して壁量を増やす
- ・ 耐力壁の増設に伴って壁の強度が高くなる場合には、接合部に金物を使用する等により十分な強さを確保する
- ・ 傾斜が大きい柱を修正する
- ・ 無筋基礎であり、不同沈下の恐れがあることから基礎補強を行う

5.5 常時微動および強制加振による住宅振動特性の把握

5.5.1 常時微動の測定

常時微動の計測結果からは、住宅の固有周期や減衰定数などの振動特性に関する情報を得ることができる。さらにその情報を基に推定した住宅の重量や復元力特性（初期剛性、最大耐力）を用いて地震応答解析を実施したり、補強前後の固有周期の変化から補強効果を視覚的に把握できるようになり、住民に対して具体的な被害イメージや補強効果に関する情報の提供が期待できる。そこで、K 邸の振動特性を把握するために常時微動を測定した。

（1）測定方法

常時微動計測は、前述の 5.3.1 項の図-5.3.1 に示すように地盤に 1 台、2 階床上に 3 台を設置して、計 4 箇所を同時に測定した。常時微動は耐震補強前に条件を変えて計 3 回、耐震補強後に 1 回測定した。測定条件を表-5.5.1 に示す。補強前は住宅重量を変化させて固有周期への影響を検討した。重量は次項で後述する強制振動用の起震機を 2 階床上に設置し、更に測定条件 No.1-2 では大人 2 名の体重を乗せて増加させた。

表-5.5.1 常時微動測定の条件（住宅）

No.	測定日	天候	測定条件	特記事項	使用データ
1-1	2009 年 8 月 1 日 (耐震補強前)	雨	10 分間, 100Hz	—	約 10 秒×10 波切り出し→平均
1-2			10 分間, 100Hz	重量約 250kg 増 (強制振動用起震機設置+大人 2 名体重)	約 10 秒×10 波切り出し→平均
1-3		曇	5 分間, 100Hz	重量約 120kg 増 (強制振動用起震機設置)	約 10 秒×10 波切り出し→平均
2-1	2009 年 11 月 9 日 (耐震補強後)	晴	10 分間, 100Hz	—	約 10 秒×10 波切り出し→平均

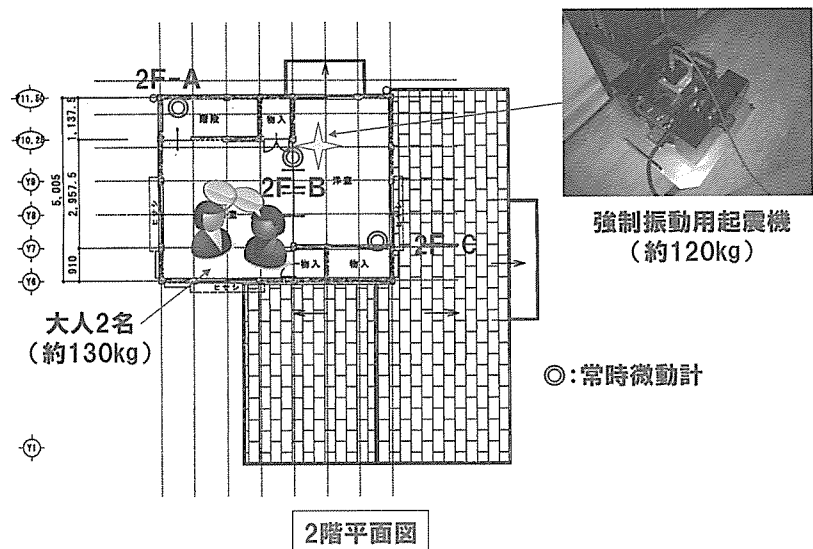


図-5.5.1 住宅重量の増加方法

(2) 測定結果

測定データを用いて住宅の固有周期と減衰定数を計算した。固有周期は、地盤に対する2階床のスペクトル比を計算し、最も卓越する周期と定義した。減衰定数は地盤に対する2階床のスペクトル比からハーフパワー法(1/√2法)により算定した。常時微動の測定結果の一覧を表-5.5.2に示す。また、地盤に対する2階床上のスペクトル比について、NS方向を図-5.5.2にEW方向を図-5.5.3に示す。

表-5.5.2 常時微動測定結果一覧

測定項目 ・箇所 No.	固有周期 (秒)						減衰定数 (%)					
	2F-A		2F-B		2F-C		2F-A		2F-B		2F-C	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
1-1	0.189	0.156	0.188	0.156	0.188	0.156	3.69	***	3.44	2.48	3.67	2.86
1-2	0.187	0.155	0.187	0.159	0.187	0.155	1.14	3.60	1.37	4.09	1.14	3.60
1-3	0.186	0.156	0.186	0.156	0.186	0.156	2.05	3.24	3.18	4.37	3.18	4.37
2-1	0.139	0.119	0.139	0.119	0.139	0.119	4.42	4.37	4.25	4.23	4.24	4.66

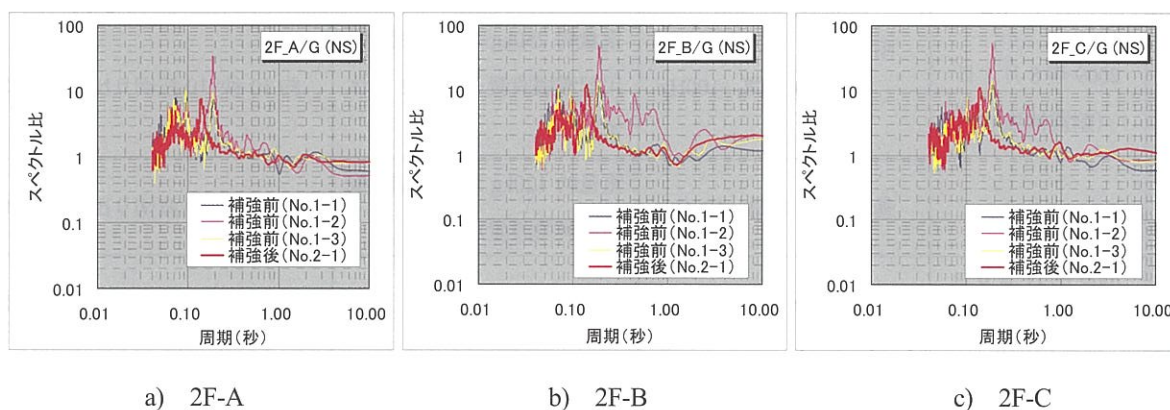


図-5.5.2 地盤に対する2階床上のスペクトル比 (NS方向)

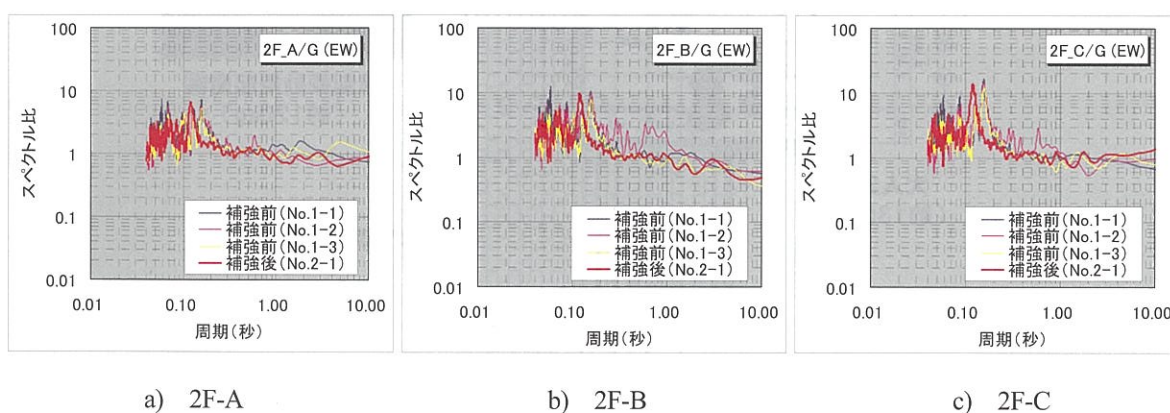


図-5.5.3 地盤に対する2階床上のスペクトル比 (EW方向)

補強前の固有周期を比較すると、測定位置や天候条件の影響は小さく、ほぼ同じ結果が得られた。NS 方向の固有周期は 0.186 秒～0.189 秒（固有振動数：5.3～5.4Hz）と、EW 方向の 0.155 秒～0.159 秒（固有振動数：6.3～6.4Hz）に比較して長い結果となった。これは、前述の 5.4.3 項における壁量計算において、NS 方向の充足率が EW 方向よりも小さかった結果と整合している。このように一般の診断結果に常時微動測定による客観的な結果を重ねることにより、診断結果の信頼性や説得性を高めることができる。

建物重量の増加による影響について、No.1-1 と No.1-2 を比較すると、建物全体に対して 1 %程度の重量を増加させたが、固有周期には顕著な変化は認められなかった。なお、図－5.5.2 と図－5.5.3 の No.1-2 の結果について、特に NS 方向のスペクトル比は他のケースに比べて大きい部分があるが、これは 2 階床上の人の動きが振動ノイズとして加わった影響と推察される。

補強前後の固有周期の変化について、補強後の NS 方向は、0.139 秒（固有振動数：7.2Hz）、EW 方向は 0.119 秒（固有振動数：8.4Hz）と補強前に比べて短くなり、補強効果が測定された。

減衰定数の測定結果には測定条件や測定位置によりばらつきがみられる。補強前の NS 方向は概ね 1.1～3.7%、EW 方向は 2.5～4.4%程度であり、補強後の NS 方向、EW 方向は 4.5%前後程度であった。

5.5.2 強制加振による振動測定

一般に固有周期は振幅に依存するため、入力振動が大きくなると長くなる特性がある。そこで、K 邸においてその影響を把握するために、強制加振による振動測定を行った。

（1）測定方法

前掲の図－5.5.1 に示すように水平型起振機を 2 階床上に設置し、NS 方向、EW 方向に 20Hz～2Hz まで、0.1Hz ステップでサイン波による強制加振計測を行った。水平起震機の起振部質量は 105kg である。加速度センサーを起震機上に 1 点、2 階床上に 3 点設置し、NS 方向、EW 方向の各加速度センサーの振動数毎の加速度を測定して、固有周期を求めた。測定状況を写真－5.5.1 に示す。



a) 水平起震機の設置状況

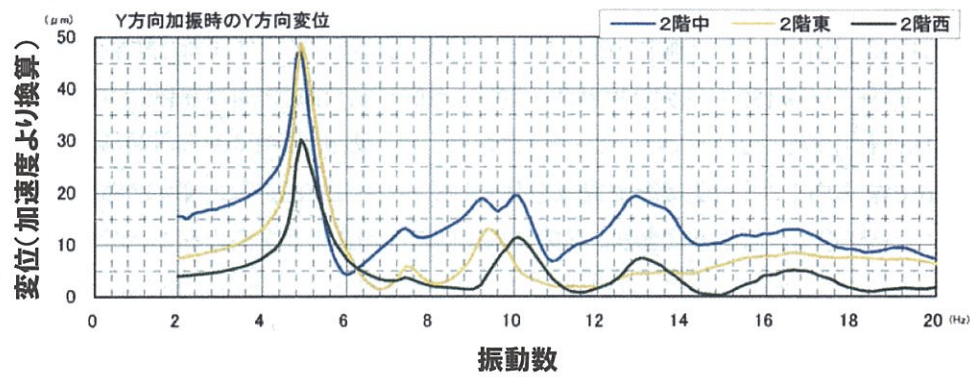
b) 水平起震機

c) 加速度センサー（水平 1 成分用）

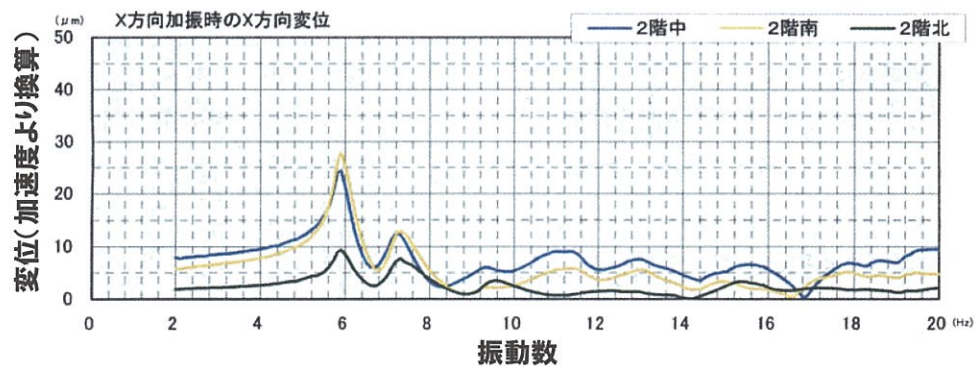
写真－5.5.1 強制加振による振動測定状況

（2）測定結果

測定結果から得られた振動数と変位の関係を図－5.5.4 に示す。NS 方向の固有周期は約 0.20 秒（固有振動数：4.9Hz）、EW 方向は 0.17 秒（固有振動数：5.9Hz）となった。



a) NS 方向 (2 階床上の 3 箇所の測定結果)



b) EW 方向 (2 階床上の 3 箇所の測定結果)

図-5.5.4 強制加振から得られた振動数-変位関係

5.5.3 常時微動と強制加振による振動計測結果の比較

一連の振動計測結果から得られた補強前後の固有振動数の変化を図-5.5.5 に示す。常時微動について、計測条件や計測システムの違いによる測定結果への影響を把握するため、同図には追加測定を実施した結果を併せて示している。補強前の追加計測は、前述の 5.4 節にて説明した木造建築病理学に基づく耐震診断の一環として岐阜県立森林アカデミーが実施した結果である。測定は本研究による測定の約 1 週間後となる 2009 年 8 月 6 日に実施されている。測定時は補強工事のために 2 階の荷物が整理されており、積載荷重が小さかった可能性を含めて測定条件が異なる点に留意されたい。また、補強後の追加計測は、(株)インテグラル社³⁾の協力を得て、同社の「ホームズ君 常時微動計測システム」を用いて、本研究による測定と同時に実施した。

常時微動の各測定結果に基づく固有振動数は、計測条件の影響等によるばらつきが認められるが、いずれも NS 方向が EW 方向よりも低くなる関係や、補強後に測定したグループの方が補強前のグループよりも固有振動数が高くなる傾向が得られている。強制加振の結果と比較すると、入力振動レベルは常時微動より大きいため、剛性の振幅依存性の影響により、強制加振による固有振動数は常時微動の約 92%程度と低くなる結果が得られた。

以上より、常時微動は、入力振動レベルをコントロールすることが難しく、測定条件や測定システムの違いによる影響を受けるため、測定結果のばらつきや信頼性を考慮した評価が今後必要と考える。

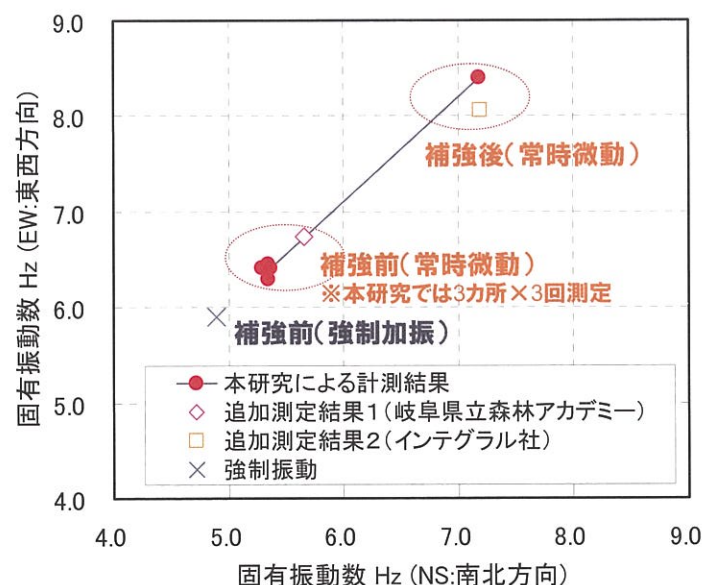


図-5.5.5 補強前後の振動計測結果一覧

5.5.4 常時微動による固有周期と一般診断値の関係

神戸の地盤・減災研究会住宅耐震分科会⁴⁾では、平成16年度～18年度の第Ⅰ期研究活動において、常時微動データベースを構築し、常時微動による固有周期と一般診断による上部構造評点との関係を統計的に求めている。その対応関係を図-5.5.6に示す。同図にはK邸の補強前後のNS方向の計測結果を併せてプロットしている。なお、補強前の固有周期は3カ所で3回測定した結果の平均値を採用した。

K邸の測定結果について、補強後はこれまでと同様の傾向が得られたが、補強前は常時微動の結果に対して、上部構造評点が低く、統計的にはこれまでの傾向から外れる結果となった。この要因は次節で後述するが、一般診断において補強前の建物重量を安全側に（過大に）評価していた可能性が指摘される。このように常時微動の結果を一般の診断結果に重ねて比較することにより、診断結果と整合しない部分を検出することができ、その部分を精査していくことにより診断の信頼性向上が期待できる。

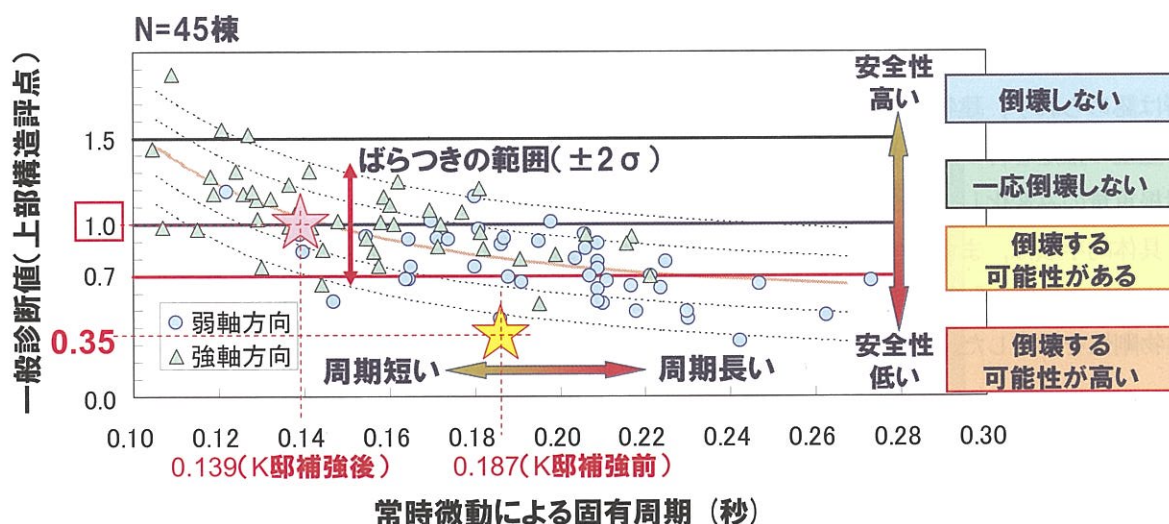


図-5.5.6 常時微動による固有周期と一般診断による上部構造評点の関係

5.6 改修前後の地震被災リスクの定量的評価手法の検討

K 邸の改修前後の地震被災リスク量を限界耐力計算に基づいて評価した。まず、評価にあたり情報として必要な建物重量、復元力特性、および入力地震動の検討を行った。

5.6.1 建物重量の推定

前節で指摘したように、K 邸の補強前の常時微動による固有周期と一般診断による上部構造評点との関係は、これまでの統計的傾向と一致しない結果となった。この要因として、一般診断において建物重量が過大に推定されていた可能性が指摘される。

一般診断の上部構造評点は必要耐力に対する保有耐力の比として求められる。保有耐力は、地震に対する建物の抵抗力として壁の種類と量を調査して算定される。一方、必要耐力は建物重量や各階の大きさ、建設地の条件（多雪区域、軟弱地盤）を調査して、建物に必要な耐力を算定したものである。

この建物重量について、一般診断では建物の仕様に応じて、表-5.6.1の床均し荷重を算定根拠として求められる。改修前のK邸のように土葺瓦屋根の場合は、通常は③非常に重い建物が採用される。しかし、葺き土の厚さによるばらつきが大きいことや、K邸の場合は内壁にボード壁を採用しており、土塗り壁を想定した設定値では過大に評価された可能性がある。そこで、耐震改修前後の常時微動の測定結果の相対的な変化量に着目して、建物重量の推定を行った。

表-5.6.1 一般診断²⁾における建物重量の算定根拠

床均し荷重(kN/m ²) 建物の仕様	屋根	外壁	内壁	床	積載荷重
①軽い建物	0.95	0.75	0.20	0.60	0.60
②重い建物	1.30	1.20	0.20	0.60	0.60
③非常に重い建物	2.40	1.20	0.45	0.60	0.60

※K邸の場合は、補強前は③非常に重い建物、補強後は①軽い建物を一般診断において採用。

(1) 推定方法

前述の5.5節で説明したように、改修前に建物重量を増加させて常時微動を測定したが、結果に顕著な影響は認められず、建物重量を推定することはできない。そこで、改修前後の固有振動数の変化量に着目して重量の推定を行った。すなわち、K邸のEW方向は改修時に耐力壁を増設していないため、改修前後で屋根重量のみ変化し、剛性は変化がないと仮定することにより推定した。

具体的手順は、まず、軽い建物用の床均し荷重は、改修後のK邸に対応しているものとして建物重量を求めた。次に図-5.6.1の建物振動モデルを設定し、式(5.6.1)により常時微動の固有振動数と整合する建物剛性を推定した。

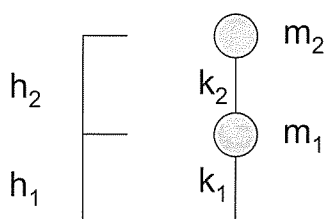


図-5.6.1 建物振動モデル

$$(k_1 + k_2 - \omega^2 m_1)(k_2 - \omega^2 m_2) - k_2^2 = 0 \quad (5.6.1)$$

ここで、 k ：建物剛性、 m ：建物質量、 ω ：固有周期から求めた角振動数。

建物剛性の算定にあたり、1階と2階の剛性比 α を一般診断結果から得られる各層の強さ P_1, P_2 の比を用いて、式(5.6.2)のように仮定した。

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{h_1 \cdot P_2}{h_2 \cdot P_1} \quad (5.6.2)$$

ここで、 h ：建物の高さ。

上記で得られた剛性は、EW 方向は改修前後では変化しないと仮定して、周期の変化量から改修前の建物重量を逆算した。

(2) 推定結果法

推定結果の一覧を表-5.6.2に示す。

表-5.6.2 建物重量の推定結果

	推定結果			
	質量 (ton)		固有振動数 (Hz)	
	1 階	2 階	1 次	2 次
改修後	13.5	4.21	8.40	14.8
改修前	20.6	7.68	6.41	11.6

※（参考）補強前の質量を一般診断における床均し荷重より推定すると、1階：24.4ton、2階：9.53ton

推定結果の妥当性について、2次の固有周期に着目すると、図-5.6.2に示すように、改修前後の常時微動測定結果において、今回の推定結果付近にピークがみられるように、比較的良く対応していることが確認できる。

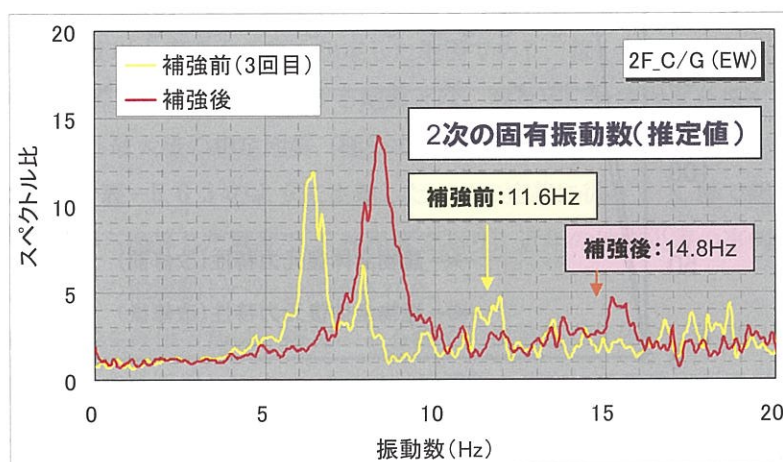


図-5.6.2 K 邸の常時微動測定結果と振動モデルを基に推定された2次の固有振動数の対応関係

上記で求めた改修前の建物重量から床均し荷重を逆算すると、表－5.6.3 に示す結果が得られた。なお、内壁の床均し荷重は現況から判断して 0.20kN/m^2 として、屋根の床均し荷重を逆算した。この事例のように、一般診断の標準的な手法により、非常に重い建物を評価する場合には、必要耐力が過大に算定される可能性が指摘される。

表－5.6.2 床均し荷重の推定結果（K邸の場合）

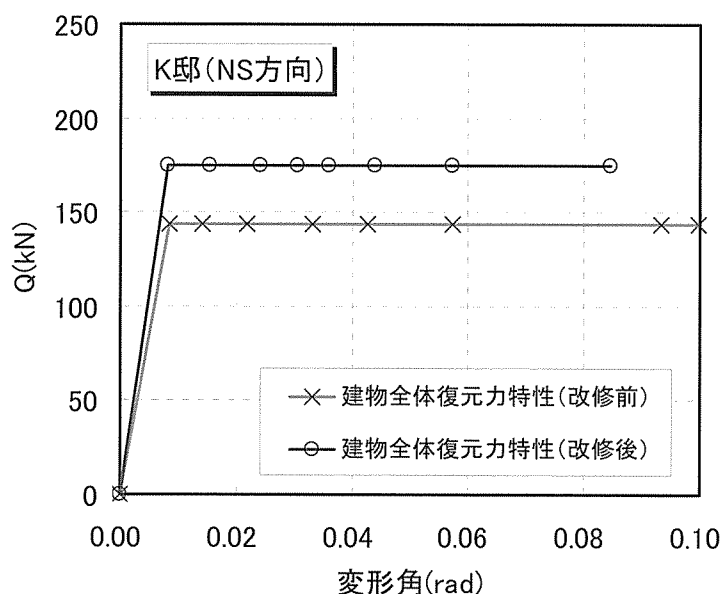
床均し荷重(kN/m^2) 建物の仕様	屋根	外壁	内壁	床	積載荷重
非常に重い建物(K邸の場合)	<u>1.90</u>	1.20	<u>0.20</u>	0.60	0.60

今後の課題として、今回のケースでは、EW 方向に耐力壁が増設されていなかったため、改修前後で剛性が変化しないと仮定したが、耐力壁が増設された場合でも重量を精度良く推定するためには、増設分に対応する剛性増加量を適切に評価していく手法を検討する必要がある。

5.6.2 復元力特性の設定

住宅の復元力特性を設定するためには、初期剛性と耐力に関する情報が必要となる。初期剛性は、前項のように常時微動の測定結果から求めることができる。しかし、前節で指摘したように剛性には振幅依存性があり、常時微動レベルの微小変形領域における剛性は高く評価される傾向がある。したがって、3.4.3 節の図－3.4.3 の関係式より算定した。また、最大耐力についても同様に、図－3.4.4 の関係式を用いて算定した。

今回の検討では、耐震性が低いと考えられる NS 方向のみを評価対象として、常時微動の測定結果から、図－5.6.3 に示すバイリニア型の復元力特性を設定した。



図－5.6.3 常時微動に基づいて設定した建物全体の復元力特性（K邸：耐震改修前後）

5.6.3 入力地震動の検討

(1) 確率論的地震動予測地図に基づく地震ハザードリスク

地震調査研究推進本部⁵⁾(以下、推本)は、今後の一定期間内に強い揺れに見舞われる可能性などを確率表現したマップとして、「確率論的地震動予測地図」を2005年より公開し、我が国においては、地震ハザードステーション⁵⁾から、どの地域がどの程度の揺れに襲われる可能性があるのかに関する情報を入手することが可能となった。そこで、このマップを用いてK邸の地震ハザードリスクを検討した。

K邸は神戸市北区に位置しており、推本による工学的基盤からの地盤増幅度(最大速度ベース)は、0.78程度である。5.3節の常時微動を用いた地盤種別判別の結果でも第一・二種地盤と判別されていることから、K邸は地盤条件が比較的良好な場所に建設されていると判断される。

地震ハザードステーションから求めたハザードカーブを図-5.6.4に示す。同図には比較のため、神戸市役所付近のハザードカーブを併せて示している。両者を比較すると、K邸は地震ハザードリスクが低い地域に建設されていることが分かる。

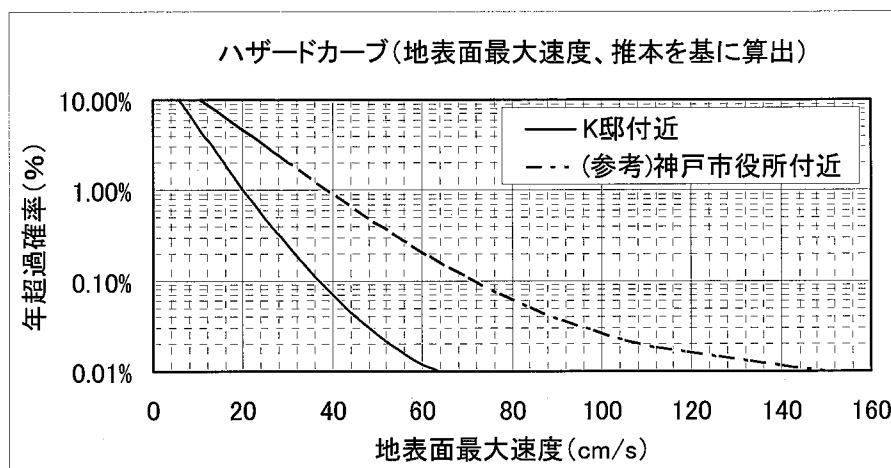


図-5.6.4 K邸付近の地震ハザードリスク

図-5.6.4のハザードカーブより、K邸において想定すべき地震動を検討した。建築基準法では、設計用の地震力の大きさは、発生頻度によって中程度の(稀に発生する)地震動による地震力、および、最大級の(極めて稀に発生する)地震動による地震力の2段階を考慮することになっている。稀に発生する地震とは、建物供用期間中に1度以上遭遇する事を想定した地震であり、数十年に一度程度の頻度で起こる大きさに対応する地震力である。極めて稀に発生する地震とは、数百年に一度程度発生する地震力とされる。以上を参考にK邸における最大級の想定地震(極めて稀に発生する地震に対応)と中程度の想定地震(稀に発生する地震に対応)を表-5.6.3のように定義した。この定義に従うとK邸で想定される最大級の地震動は、地表面最大速度から換算した震度で5強程度であり、近年の地震災害の事例では住宅が倒壊したケースは非常に少ない程度の地震動レベルと評価された。

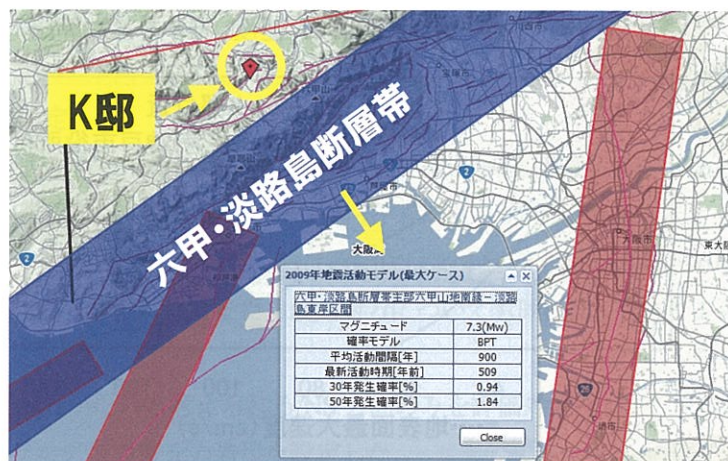
このような確率論に基づく評価方法は、被災による住宅の損害額の評価や、保険料率の算定など、経済的合理性が求められる場面では活用しやすい。しかし、地震動の推定には不確定要素が多く含まれるため、人命に関わる倒壊リスクを評価する場合には、保守的な視点から最悪のケースを考慮しておく必要がある。

表－5.6.3 K邸における最大級および中程度規模の想定地震

地震の定義	再現期間 (年)	地表面最大速度 (cm/s)	換算震度
最大級規模の想定地震 (50年間に10%の確率で発生する最大地震)	475 (年超過確率0.21%)	約30	5強
中程度規模の想定地震 (50年間に50%の確率で発生する最大地震)	72 (年超過確率1.39%)	約18	5弱

(2) ワーストケース地震動の設定

地震ハザードステーションからK邸に近接する地震断層を抽出して影響度を検討した。図－5.6.5に示すように六甲・淡路島断層帯が最も近接しているが、30年発生確率は最大ケースで0.94%程度（再現期間は3,000年程度）と低い。

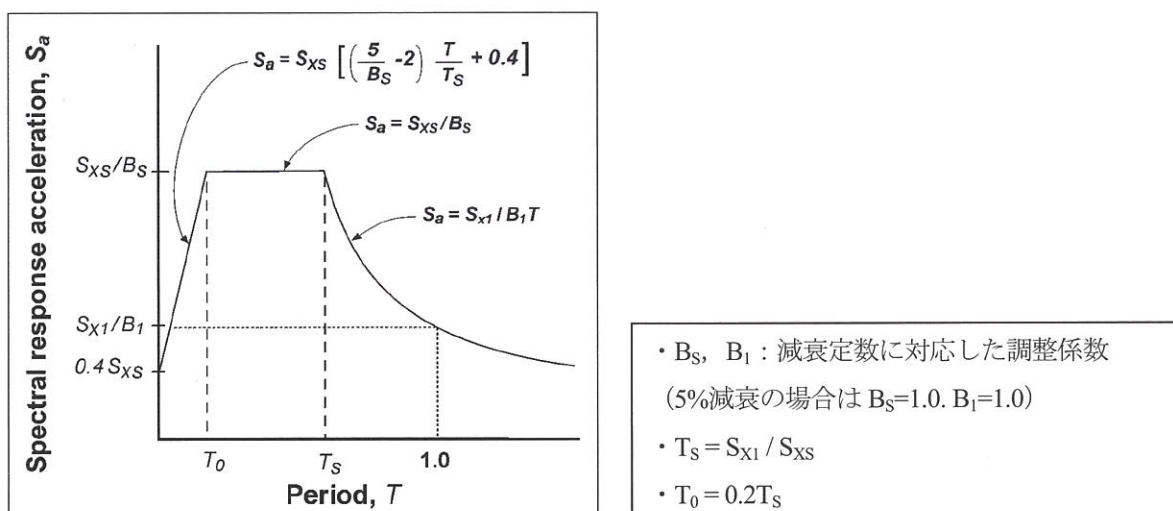


図－5.6.5 K邸への影響が大きい地震断層情報（地震ハザードステーションより）

そこで、今回の検討では、特定の地震シナリオを想定するのではなく、耐震設計に用いられる告示スペクトル（極めて稀に発生する地震）をリスク評価用の入力地震動として採用した。

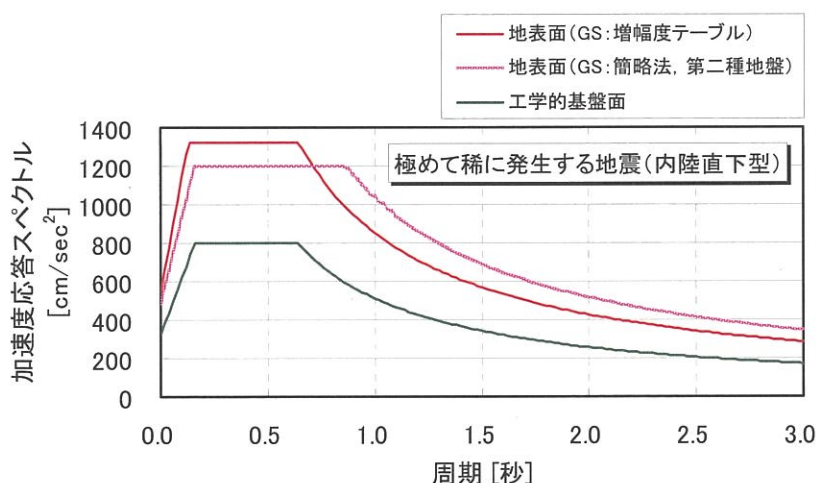
ここで、工学的基盤からの地盤増幅度は、本編第2章の地盤増幅度テーブルを活用して設定した。なお、K邸付近では内陸直下型地震の影響が大きいと考えられることから、表－2.3.9のテーブルを用いている。具体的には以下の手順により増幅度を決定した。

- ① 常時微動測定から地盤の卓越周期 T_m を求める（今回は表－5.3.3の結果を平均して $T_m=0.520$ 秒）。
- ② 第2章の図－2.2.20より、 T_m を算出式(2.2.3)を用いて地盤の卓越周期 T_g に変換。（ $T_g=0.522$ 秒）
- ③ 第2章の表－2.3.9を用いて短周期領域での増幅度 F_a および長周期領域での増幅度 F_v を算定。（ F_a は0.3秒の増幅度、 F_v は1.0秒の増幅度を採用。）
- ④ 入力地震動を簡便に扱うため、 F_a および F_v の2点をコントロールポイントとして、図－5.6.6の手法⁷⁾により加速度応答スペクトル全体を決定。



図－5.6.6 加速度応答スペクトルの設定方法概要

増幅度テーブルを活用して算定した地表面レベルの加速度応答スペクトルを図－5.6.7に示す。参考として、簡略法による地盤増幅度を用いて求めた加速度応答スペクトルを同図に併せて示す。地盤の卓越周期付近($T_g=0.522$ 秒)は増幅度テーブルを用いて算定した方が加速度が大きく、周期が長い領域では簡略法が大きくなる傾向がみられる。

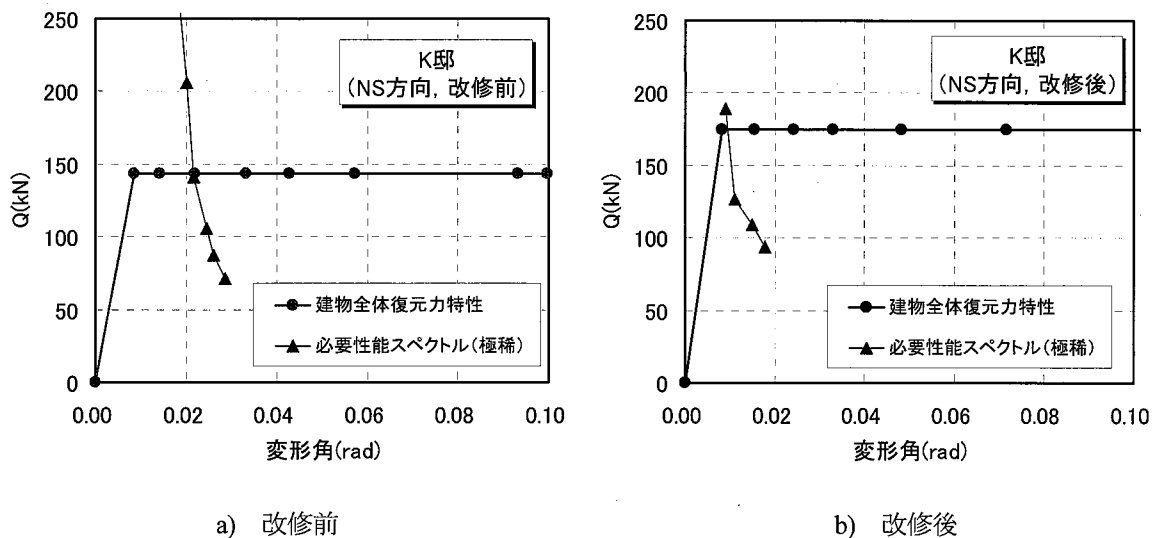


図－5.6.7 入力地震動用に設定した加速度応答スペクトル（告示スペクトル）

5.6.4 改修前後の地震被災リスク評価

常時微動測定結果を活用して、5.6.1～5.6.3 項で検討した建物重量、復元力特性（初期剛性、最大耐力）、および入力地震動を用いて、限界耐力計算⁸⁾によりK邸の地震被災リスクを評価した。結果を図－5.6.8に示す。

極めて稀に発生する地震に対して改修前の変形角は、1階は約 $1/46\text{rad}$ 、2階は約 $1/48\text{rad}$ であり、変形量から被災レベルは半壊から全壊程度と推定された。一方、改修後の変形角は、1階は約 $1/100\text{rad}$ 、2階は約 $1/150\text{rad}$ であり、いずれも一部損壊レベルと推定され、補強効果により倒壊リスクや経済損失リスクは大きく軽減されることを実感できるだけではなく、その軽減量を具体的かつ分かりやすい情報として住民に提供することが可能となる。その効果として、住民の耐震化に対する納得感や安心感の向上が期待できる。



図－5.6.8 改修前後の限界耐力計算結果（K 邸，NS 方向）

常時微動を活用した本リスク評価手法の特徴を以下にまとめる。

- ・ 地盤の常時微動測定結果を活用し、客観的な視点から地盤種別判別を実施できる。
- ・ 常時微動測定結果から地盤の卓越周期を推定し、増幅度テーブルを活用することにより、建設地の地盤特性を反映した地震動を用いてリスクを評価できる。
- ・ 常時微動測定結果から求めた建物の固有振動数を用いて、K邸の場合はNS方向の耐震性がEW方向よりも低い可能性があるといった耐震性の傾向を客観的数値で示すことができる。
- ・ 常時微動の測定結果と一般的な耐震診断結果を比較することにより、両者の結果から判断される傾向が同じ場合には、診断結果の妥当性を示すことができる。
- ・ また、建物重量の事例のように、両者の結果が整合しない場合において、精査が必要な箇所の抽出に役立つ。
- ・ 建物の固有振動数の変化量から建物重量を推定したり、改修効果を視覚的に提示できる。
- ・ 固有振動数から建物の復元力特性を統計データに基づき推定することにより、地盤との相互作用や改修効果の影響を考慮した地震被災リスク評価を比較的低コストで簡便に実施できる。

5.7 今後の課題

今後の課題として、本リスク評価手法では、今回は建物の復元力特性を簡易に求める方法を採用したが、この方法は、補強前後の建物性能の相対的变化や、補強によるリスク軽減量を簡便に捉えることができる点で優れている。しかし、例えば、人命に関わるような倒壊リスクの評価を主目的とする場合には、剛性や耐力評価の精緻化を図り、評価の信頼性を向上していく必要がある。また、常時微動は計測システムにより、測定される固有周期にばらつきが認められるなど耐震性の絶対的な評価においては多くの課題を残しており、更なるデータの蓄積や、一般的な診断結果や、強制加振および振動実験結果等との比較・検討を重ねていく必要がある。

第5章の参考文献

- 1) 大大特成果普及事業チーム編集：巨大災害へのカウントダウン，住宅耐震化戦略の構築，東京法令出版，ISBN978-4-8090-2277-7，pp.63-99，2008.
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課：木造住宅の耐震診断と補強方法，日本建築防災協会，364p.，2004.
- 3) (株) インテグラル：ホームズ君 常時微動計測システム，ホームズ君ドットコム，
<http://www.homeskun.com/> (2010年6月参照).
- 4) 神戸の地盤・減災研究会：耐震化分科会の研究成果，平成 16～18 年度神戸の地盤研究会成果報告書，第1編，2007.
- 5) 地震調査研究推進本部：全国地震動予測地図 2010年版，2010.
- 6) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション (J-SHIS)，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>，(2010年6月参照).
- 7) Federal Emergency Management Agency (FEMA): Prestandard and Commentary For the Seismic Rehabilitation of Buildings, No.356, 2000.
- 8) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル，限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，ISBN4-7615-4075-3，2004.

6. まとめ

本研究では、住宅の耐震化促進に貢献することを目的として、地盤・地震動評価G、常時微動活用G、地震被災リスク情報Gの3つの研究グループが常時微動の活用手法を中心に検討を行った。その結果、得られた知見を各章別に以下に記す。

【第2章：耐震診断に活用可能な地盤評価手法の提案】

第2章では、簡便に測定することができる常時微動を用いて一般耐震診断及び精密診断1への利用が可能な地盤種別判定方法を提案した。また、限界耐力計算による耐震診断への活用を目的とし、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_s の3つが得られれば、加速度応答スペクトルの増幅度 G_s が算出できるように増幅度テーブルの作成を検討した。以下に、本章で得られた結果をまとめる。

- 1) 常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期 T_m をもとに、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値を0.7秒として地盤種別判定する方法を提案した。また、 T_m の推定が困難な場合には、H/V スペクトルの形状全体を捉えて地盤種別を判定する方法として、パターン認識手法の一種である SVM を用いる方法を提案した。 T_m に基づく方法と SVM を用いる方法を併用した結果、 T_g による地盤種別判定結果と同様の判定結果が得られ、 T_m の推定が困難な場合には SVM を用いた地盤種別判定方法を補助的に用いることで、地盤種別を判定できることを示した。さらに、SVM による地盤種別判定結果を参考にして T_m を推定する方法を提案した。この方法により、H/V スペクトルが最も卓越した周期から T_m を推定することが困難な場合にも、地盤種別判定結果と対応した T_m を推定することができた。
- 2) 提案した常時微動測定結果に基づく地盤種別判定方法と、従来提案されているボーリングデータから求めた地盤の卓越周期に基づく地盤種別判定方法を併用することにより、神戸市域の地盤種別マップを示した。提案した地盤種別判定方法を用いて補間することで、ボーリングデータが少ない地域においても地盤種別マップを作成することができるといえる。
- 3) 「神戸 JIBANKUN」に登録された約 3,000 点のボーリング地点において逐次非線形応答解析 DYNES による解析を行い、入力地震動、AVS30 に基づく地盤種別、周期毎に加速度応答スペクトルの増幅率 AF を算出した結果、入力地震動、地盤種別、周期によって増幅率 AF は大きく異なることがわかった。よって、増幅率 AF を算出する際には、入力地震動の違い、地盤の違い、周期特性の3つを考慮する必要性を指摘した。
- 4) AVS30 の値をパラメータとした場合、ばらつきが小さくなるようなグルーピングを行うことは難しいことがわかったため、AVS30 に代わるパラメータとして、地盤の卓越周期 T_g に着目し、入力地震動、周期毎に地盤の卓越周期 T_g をパラメータとした増幅率 AF の近似式を算出することにより、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_s の3つをパラメータとした増幅度テーブルを作成した。提案した増幅度テーブルを用いることにより、入力地震動、地盤の卓越周期 T_g 、建築物の固有周期 T_s の3つが得られれば、増幅度 G_s を簡便に算出することができるといえる。また、地盤の卓越周期及び建築物の固有周期は常時微動測定結果より推定できることから、ボーリングデータがない地域についても常時微動測定を行うことにより増幅度 G_s を算出することが可能となる。

以上より、本章で提案した地盤種別判定方法を用いることにより、ボーリング試験に比して簡便に、定量的な地盤種別判定を行うことができることを示した。また、本章で提案した増幅度テーブルを用いることにより、非線形地震応答解析を行うことなく簡便に、入力地震動の違い、地盤の違い、周期特性を考慮した増幅度を算出することができることを示した。耐震診断の際これらの方法を用いることで、個別の建物に対して定量的な地盤振動特性評価を行うことができるため、住民に対して説得力のある耐震診断を行うことや被災危険度が高い建築物を抽出し効率の良い耐震化を行うことが可能となり、耐震化の促進へとつながるといえる。

【第3章：木造建築病理学に基づく耐震診断と耐震補強計画】

第3章では、木造建築病理学に基づいた耐震調査による耐震診断と耐震補強計画の可能性について探ってきた。その可能性は大いに有ることが分かった。常時微動測定を利用した耐震性能の検証については、統計的手法を用いることで、個々のばらつきなどは考慮する必要があるが、補強計画をするには充分な程度の信頼性があることが伺えた。以下に本章の内容をまとめる。

3.2節では、岐阜県立森林文化アカデミーで取り組んでいる「木造建築病理学」の概要を述べた。日本には「木造建築病理学」の考え方が必要であり、それとともに実務者のニーズが高いことが分かった。

3.3節では、その「木造建築病理学」で実施している詳細調査とその報告のうち、構造関連調査について概要を述べた。また、改修計画及び改修設計における耐震改修計画について概要を述べた。さらに、これまで実施してきた改修工事の事例について耐震改修計画とともに概要を述べた。「木造建築病理学」の考え方や手法が、既存建物の改修にとって有効な手段であることが分かった。

3.4節では、改修効果の検証が必要であり、その検証方法の一つとして常時微動測定が有効であることを述べた。①改修方法にもよるが耐震改修前後での常時微動測定での固有振動数に変化があること、②既往の実大振動実験を参考にすることにより破壊概要の目安がつけられること、③限界耐力計算結果を参考にすることにより弾性剛性や最大耐力が概ね推定できること、などの理由から常時微動測定は検証方法として有効である。

【第4章：微小変形領域における面材壁のずれ挙動の定量化】

第4章では、微小変形領域における面材壁の構造特性を把握することを目的に、面材壁の接合具のずれ挙動の定量化を実施した。得られた知見は、以下の通りである。

- 1) 押し抜き試験の結果、石膏ボードおよび構造用合板いずれの場合も荷重初期の間に摩擦による応力伝達領域が存在する。摩擦による応力伝達が期待できる接合具一本当たりの荷重は、石膏ボードの場合で、66kNであり、構造用合板の場合で、109kNであった。
- 2) 石膏用ボードおよび構造用合板の接合具におけるずれ挙動の定式化を検討し、実験結果と良く対応する数式モデルを得た。
- 3) 既往の面材壁接合部におけるずれ挙動の評価モデルは、実験の微小変形領域における挙動を著しく過小評価する。
- 4) 今後は、微小変形領域における面材壁の挙動予測について検討する必要がある。

【第5章：常時微動を活用した地盤・建物の耐震安全性評価】

第5章では、神戸市に実在する住宅を対象に常時微動を測定し、第2章～第4章における研究成果を活用して、地盤と建物の耐震安全性を評価した。具体期には、地盤種別判定手法の適用性を検証するとともに、建築病理学に基づく耐震診断を実施して、一般耐震診断との比較を行った。また、住宅重量を変化させて常時微動を測定し、固有周期への影響度を検討した。さらに、補強前後に常時微動を測定することにより補強効果が確認できることを示した。一方、固有周期は入力地震動の大きさに依存することから、強制加振による振動計測を行い、常時微動による結果と比較した。最後に常時微動の結果から、地盤の特性や、建物重量、初期剛性、最大耐力を推定し、地盤の特性や住宅の復元力特性を設定して、耐震補強前後の地震被災リスクを定量的に評価した。以下に、本章で得られた成果をまとめる。

- 1) 第2章で提案した常時微動測定による地盤種別判定手法を実在住宅が立地する地盤に適用し、地盤種別判定を行った。その結果、SVMによる地盤種別判定を適用することにより、すべて測定ケースで第一・二種地盤と判定され、地盤の卓越周期 T_m は0.5 (sec) 付近が測定された。
- 2) 木造建築病理学に基づく耐震診断と一般耐震診断と比較した結果、両者の結果が一致する項目と、診断手法や診断者によって異なる結果となる項目があった。診断結果の妥当性を判断したり、住民に対して説得力の高い説明を行うためには、常時微動のように客観的な調査資料による情報を有効活用していく必要性が指摘された。
- 3) 常時微動を測定した結果、今回の事例では、①測定位置や天候の条件による固有周期への影響は小さかったこと、②建物重量を変化させて測定したが、建物全体に対して1%程度の重量増加では、固有周期の顕著な変化を捉えることはできなかったこと、および、③補強前後の測定では、補強効果による固有周期の変化を捉えることができたことを確認した。
- 4) 強制加振による振動計測の結果は、常時微動を比較すると振幅依存性の影響により固有振動数はやや小さくなった。
- 5) 補強前後の常時微動による固有振動数の変化量から、建物重量を推定して床均し荷重を求めた結果、一般診断における標準的な設定値よりも小さくなった。これより、一般診断において非常に重い建物进行评估する場合には、必要耐力の算定が過大となる可能性が指摘された。
- 6) 常時微動測定結果から増幅度テーブルを活用して建設地点の地盤特性を反映した地震動を設定し、さらに固有振動数から推定した建物の復元力特性を用いて、地震被災リスク評価を実施した結果、補強効果によるリスク軽減量をより具体的かつ分かり易い情報として示した。
- 7) 常時微動は補強前後の固有振動数の変化など、相対的な変化を捉えたり、一般的な耐震診断に客観的な情報を付与することにより、診断の妥当性を検証したりできる点が優れていることを確認した。一方、現状では常時微動から正確に住宅の耐震性能を評価することは難しく、また、比較的安定して測定できる固有振動数についても、測定条件や測定システムにより異なる結果が得られることがあるため、耐震性の絶対的な評価に用いる場合には更なる検討が必要といえる。

以上

第二編 液状化分科会の研究成果

目次

はじめに	105
第1章 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討	106
1. 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討	106
1.1 神戸市周辺の地震環境, 地震危険度の整理	106
1.1.1 海溝型地震	108
1.1.2 内陸地震	108
1.2 地震動の予測事例	113
1.2.1 予測手法の概説と震源断層モデル	113
1.2.2 地震動予測結果	114
1.3 高密度地盤データベース「神戸 JIBANKUN」を用いた表層地盤の地震動特性の評価	116
1.4 神戸市周辺の地震危険度を考慮した, より詳細な地震動予測を行うための今後の課題	119
第1章の参考文献	120
第2章 東南海・南海地震における神戸市沿岸部の液状化解析	121
1. 神戸市沿岸構造物の液状化被害予測方法	121
2. チャート式診断システムによる耐震診断結果	122
2.1 チャート式診断システムの概要	122
2.2 診断結果	122
3. 2次元液状化流動解析 (ALID) による検討	125
3.1 概説	125
3.2 ALID の概要	126
3.3 ALID による兵庫県南部地震の解析結果と地盤の構成モデルの検証	127
3.4 ALID による東南海・南海地震の解析結果と後続波の不確かさに伴う影響の検証	135
4. 地震応答解析による検討	138
4.1 LIQCA による地震応答解析	138
4.1.1 LIQCA の特徴	138
4.1.2 解析モデル	138
4.1.3 必要なパラメータ	138
4.1.4 入力地震動	141
4.1.5 兵庫県南部地震の解析について	141
4.1.6 東南海・南海地震を想定した解析	144
4.2 FLIP による地震応答解析	147
4.2.1 FLIP の概要	147
4.2.2 解析モデル	147
4.2.3 地盤パラメータ	148

4.2.4	入力地震動	148
4.2.5	解析結果（兵庫県南部地震）	150
4.2.6	解析結果（東南海・南海地震）	150
4.2.7	FLIP 解析のまとめ	154
5.	液状化対策工法について	156
5.1	液状化対策の工法選定	156
5.2	対策工を考慮した地盤解析	158
6.	検討結果の整理と今後の課題	161
第2章の参考文献		163
第3章 表面波探査手法の適用性について		164
1.	物理探査手法と表面波探査	164
1.1	表面波探査の盛土調査への適用	164
1.2	既存盛土への表面波探査の適用事例	164
1.2.1	盛土の地震時安定性評価への適用事例	164
1.2.2	傾斜地盤での適用事例	165
1.2.3	地盤変状箇所での適用事例	166
1.3	S波速度と工学的物理量との相関性に関する研究	168
2.	表面波探査の原理と測定・解析方法	169
2.1	表面波の基本的性質	169
2.2	表面波探査の原理	169
2.3	表面波探査の測定および解析方法	169
2.3.1	表面波探査の測定方法	169
2.3.2	表面波探査の解析方法	172
2.4	解析方法、測定方法と解析結果	173
2.4.1	解析方法による解析結果の違い	173
2.4.2	測定方法による解析結果の違い	175
2.4.3	測定者（起振者）による解析結果の違い	179
3.	既存盛土地盤調査への表面波探査の適用	180
3.1	地山と盛土の地層境界推定のための表面波探査の適用性の検討	180
3.1.1	平坦な盛土地盤での適用性の検討	180
3.1.2	傾斜地盤での適用性の検討	184
3.2	地盤改良後の安定性評価のための表面波探査の適用性の検討	191
3.3	地盤変状の原因究明のための表面波探査の適用性の検討	194
4.	今後の課題	203
第3章の参考文献		204

第二編 液状化分科会の研究成果

執筆者一覧

はじめに

田中 泰雄	新・神戸の地盤減災研究会 会長 神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全研究センター
八谷 誠	中央復建コンサルタンツ株式会社

第1章 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討

久世 益充	岐阜大学 流域圏科学研究センター
篠原 秀明	応用地質株式会社
苦瓜 泰秀	株式会社エイト日本技術開発
長谷川 信介	独立行政法人防災科学技術研究所
平井 俊介	株式会社ニュージェック

第2章 東南海・南海地震における神戸市沿岸部の液状化解析

八谷 誠	中央復建コンサルタンツ株式会社
西村 正人	株式会社日建設計シビル
甲斐 誠士	株式会社ダイヤコンサルタント
山口 匡宏	中央復建コンサルタンツ株式会社
小松 陽	株式会社不動テトラ
水長 徹	川崎地質株式会社
荒木 繁幸	株式会社ダイヤコンサルタント

第3章 表面波探査手法の適用性について

澁谷 啓	新・神戸の地盤減災研究会 副会長 神戸大学大学院工学研究科
中西 典明	復建調査設計株式会社
苦瓜 泰秀	株式会社エイト日本技術開発
白川 和靖	財団法人地域地盤環境研究所
鳥居 宣之	神戸大学大学院工学研究科
竹口 智穂	神戸大学大学院工学研究科

はじめに

当液状化分科会は、阪神・淡路大震災の時に発生した液状化被害を基に、神戸地盤の動的特性を整理把握し、阪神淡路大震災及び東南海・南海地震での液状化危険度評価を行うことを目的として活動を開始した。前研究会までの研究成果概要を簡単に述べる。

「神戸の地盤研究会」^{1),2)}（平成 11～15 年度）では、神戸地盤の動的特性の研究として、高密度地盤情報「神戸 JIBANKUN」を最大限に利用して、神戸市街地の東西 4 断面、南北 3 断面の地質断面図を作成するとともに、神戸市域の 3 つの地域、すなわち住吉川河口部の東部（東灘区）、生田川河口部の中部（中央区）、および湊川河口部の西部（兵庫区～長田区）を対象として 1.5k～2.0k 四方の表層部の数値地盤構造モデルを作成した。この内地盤特性の研究は、現在の「地盤特性分科会」へと引き継がれている。これらの地盤情報を元に、兵庫県南部地震における填砂などの液状化被害を検討した結果、沖積・洪積の地層境界を工学的基盤面位置と設定し、道路橋示方書等の確立された動的特性推定関係式を利用することで、同地盤の液状化被害の想定はほぼ可能で、当検討で用いた数値地盤モデルによる液状化危険度評価手法は概ね妥当であると結論付けた。また、来るべき東南海・南海地震のように継続時間が長く、繰り返し回数が多い地震動に対する液状化判定においては累積損傷度理論を適応するべきであるとした。

「神戸の地盤・減災研究会」³⁾（平成 16～18 年度）では、東南海・南海地震時の液状化による被害を予測するために、地震動の検討と地震発生後に襲来が予想される津波対策として、神戸市沿岸域の海岸構造物を対象に、液状化被害の予想として、地盤および構造物の液状化による変形量予測に関して検討を行った。また、同研究会では液状化分科会内に地震動 WG を設けて、木造建築物の地震被害研究の分科会と連動して、内陸型地震に対する神戸地域の地震動特性についても研究した。一方、東南海・南海地震の入力地震動を検討した結果、2004 年 9 月に発生した紀伊半島沖地震の実測地震動（加速度は小さいが 600 秒近く揺れた）と内閣府が公表した東南海・南海地震の予測波とでは相違点があり、継続時間を修正した当分科会の液状化解析用の地震動入力波を設定した。解析・対策工 WG では、この入力地震動と詳細な土質構成モデルを用いた LIQCA を用いて東南海・南海地震時の変形予測検討を行い、兵庫県南部地震よりも加速度は小さいが継続時間が長い東南海・南海地震においても地震の初動から 60 秒後には液状化が発生する結果となった。また、護岸や防潮堤の予測変形量については今後も研究を継続すべき程度の変形が生ずる可能性がある判断された。さらに、静的解析に位置づけられる 2 次元液状化流動解析手法（ALID）の適用性についても検討を行った。比較的簡易な解析法である ALID を用いる場合の課題について指摘した。

以上の研究成果を踏まえ、「新・神戸の地盤減災研究会」（平成 19 年度～21 年度）では、地震動 WG と解析・対策工 WG がそれぞれ研究を継続するとともに、新たな WG を設けて地盤の S 波速度を合理的かつ簡便に推定する手法として物理探査法（表面波探査法）に関する研究を行った。

第1章 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討

1. 神戸市における地震危険度と地震動マップ作成に関する検討

阪神・淡路大震災から15年が経過し、地震災害に関する記憶が多くの人の心の中から薄れ始めている。しかし、近い将来、南海トラフでは東南海地震や南海地震などのマグニチュード8クラスの巨大地震の発生が予測されている。また、前述の海溝型地震に比べてその発生頻度は比較的低いが、阪神・淡路大震災を引き起こした兵庫県南部地震のような内陸直下の地震が再び神戸市周辺で発生する可能性もある。このようなことから、どのような地震を想定し、どのように的確に地震動を予測し、予測結果に基づいて、どのように地震に対して備えるかが、地震対策を進める上で極めて重要な事項である。

このため、地震動WGでは、最新の知見に基づき、1.1節に示す神戸市周辺地域における地震危険度の整理とシナリオ地震の検討を行うとともに、1.2節では近い将来発生すると予想されている南海トラフの地震について地震動予測を試みた。

また、神戸市には、日本有数の高密度な地盤データベースである「神戸 JIBANKUN」が構築されている。近年、地域の地震防災対策を進める上で重要な情報の一つである、地域における詳細な地震動予測が求められるようになってきている。このような地域における詳細な地震動予測を行うためには、高密度な地盤データベースが不可欠と考えられる。しかし、神戸市周辺という面的な地震動予測を行う上での高密度地盤データベースの有効な活用方法については、今だ十分な検討がなされていない。そこで、1.3節では「神戸 JIBANKUN」を利用した地震動予測における現状と課題について検討を行った。

1.1 神戸市周辺の地震環境、地震危険度の整理

過去に神戸市とその周辺に影響を及ぼした地震について、神戸海洋気象台の資料¹⁾をもとにとりまとめた(図-1.1.1、表-1.1.1)。

マグニチュード8クラスの巨大地震は、紀伊半島沖を震源として概ね100～150年間隔で発生しており、南海地震、東南海地震と呼ばれている(図-1.1.2)。最近では、1944年の昭和東南海地震と1946年の昭和南海地震が発生し、兵庫県内でも死者が発生し家屋の損壊や津波による浸水の被害が生じている。これらの地震は駿河湾を震源とする東海地震とともに、誘発あるいは連動して発生する可能性がある指摘されている。強い揺れや津波の被害は関東から九州に至る広い範囲に及ぶことで、古文書に記録が残されており、684年の白鳳南海・東海地震まで歴史をさかのぼることができる。

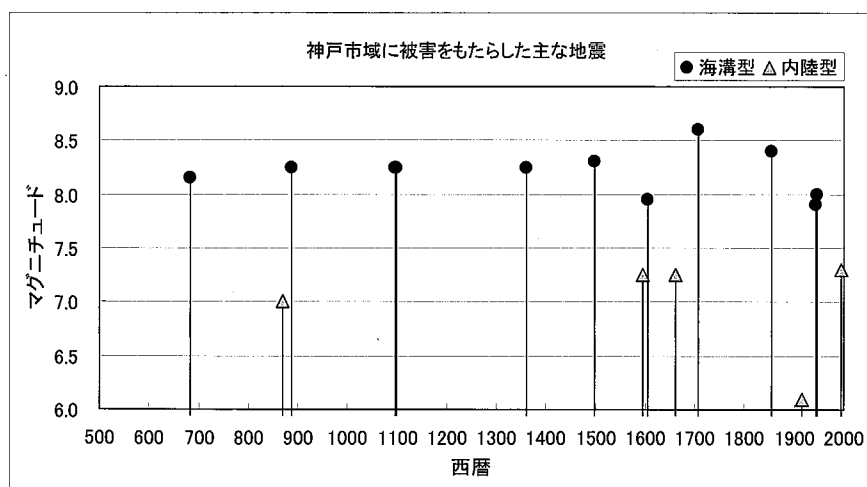


図-1.1.1 神戸市域に被害をもたらした主な地震のマグニチュード分布図¹⁾

表-1.1.1 兵庫県内に影響を及ぼした主な被害地震

(文献 1)に加筆, (無色は海溝型地震の被害を示し, 灰色は内陸の活断層による地震の被害を示している)

発生年月日	マグニチュード	震央	兵庫県内の主な被害	備考
684(天武13)年 11月29日	8.0~8.3			白鳳南海・東海
868(貞観10)年 8月3日	≥7.0	播磨・山城	播磨諸郡の官舎、諸定額寺の堂塔ことごとく傾倒。	播磨国地震 山崎断層と考えられる
887(仁和3)年 8月26日	8.0~8.5	紀伊半島沖 (135.0°E、33.0°N)		仁和南海
1096(永長1)年 12月17日	8.0~8.5			永長東海
1099(康和1)年 2月22日	8.0~8.5			康和南海
1361(正平16)年 8月3日	8 1/4~8.5	紀伊半島沖 (135.0°E、33.0°N)		正平南海
1498(明応7)年 9月20日	8.2~8.4			明応地震(東海・東南海)
1596(文禄5)年 9月5日	7 1/2±1/4	大阪府 (135.6°E、34.65°N)	有馬温泉で湯屋・民家破壊、熱泉に变ず。須磨寺の本堂など崩れ、兵庫で一軒残らず崩れ出火。	慶長伏見地震
1605(慶長9)年 2月3日	7.9~8			慶長地震(東海・南海・東南海連動型)
1662(寛文2)年 6月16日	7 1/4~7.6	滋賀県西部 (135.95°E、35.2°N)	尼崎の城を含む近畿の諸城では石垣・櫓・塀・多門などにさまざまな被害。	寛文琵琶湖西岸地震
1707(宝永4)年 10月28日	8.6	紀伊半島沖 (135.9°E、33.2°N)	明石で1~1.5mの高さの津波。近畿で潰家4,815、破損・半壊6,046、播磨で潰家23。	宝永地震(東海・南海・東南海連動型)
1854(嘉永7安政1)年 12月23日	8.4	遠州灘 (137.8°E、34.0°N)		安政東海地震
1854(嘉永7安政1)年 12月24日	8.4	紀伊半島沖 (135.0°E、33.0°N)	尼崎市で2.5mの高さの津波、内川の水面1丈余増し、死者100余人、流失家屋60。	安政南海地震
1869(明治2)年 4月9日		六甲	六甲山東手に地割れ。	
1916(大正5)年 11月26	6.1	神戸 (135.0°E、34.6°N)	死者1、負傷者5。神戸・明石・淡路北部で家屋倒潰3、破損数十、山崩れ1、その他小被害あり。	
1944(昭和19)年 12月7日	7.9	東海道沖 (136.62°E、33.80°N)	負傷者2、住家全壊3、非住家全壊23、半壊9。	昭和東南海地震
1946(昭和21)年 12月21日	8	南海道沖 (135.62°E、33.03°N)	死者50、負傷者91、住家全壊330、半壊759、非住家全壊370、半壊242、家屋浸水786等。	昭和南海地震
1995(平成7)年 1月17日	7.3	兵庫県南東沿岸 (135°02.2'E、34°35.7'N)	死者6,434、負傷者41,527、行方不明2、住家全壊100,282、半壊108,402、一部破損185,756、非住家被害3,675等。	兵庫県南部地震

マグニチュード7から6クラスの地震は、陸域の活断層による地震で発生場所や間隔、規模に規則性を見出すことは難しい。近年に神戸市周辺で発生したマグニチュード7クラスの地震は、1995年兵庫県南部地震(M7.3)をはじめ、1662年寛文琵琶湖西岸地震(M7.25~7.3)、1596年慶長伏見地震(M7.25~7.5)が挙げられる。1995年兵庫県南部地震は六甲・淡路島断層帯に沿って発生し、死者6434名を数える甚大な被害をもたらした。1596年の慶長伏見地震では、有馬一高槻断層帯が活動したと推定されている²⁾。マグニチュード6クラスの地震は1916年(M6.1)と1869年(マグニチュード不明)が知られている。これらの地震の被害領域は限られるが、陸域の直下の浅い場所で発生することから震源付近では大きな揺れを伴い、土砂災害や家屋の倒壊が生じた。

以上のように、神戸地域で検討すべき想定地震については海溝型の南海地震や東南海地震と、神戸市周辺の活断層による陸域の地震に大きく分けられる。以下に、各々の地震の特徴について述べる。

1.1.1 海溝型地震

海溝型地震については、過去の歴史から発生パターンが複数ケース想定される。中央防災会議では、下記5ケースが検討されている³⁾。

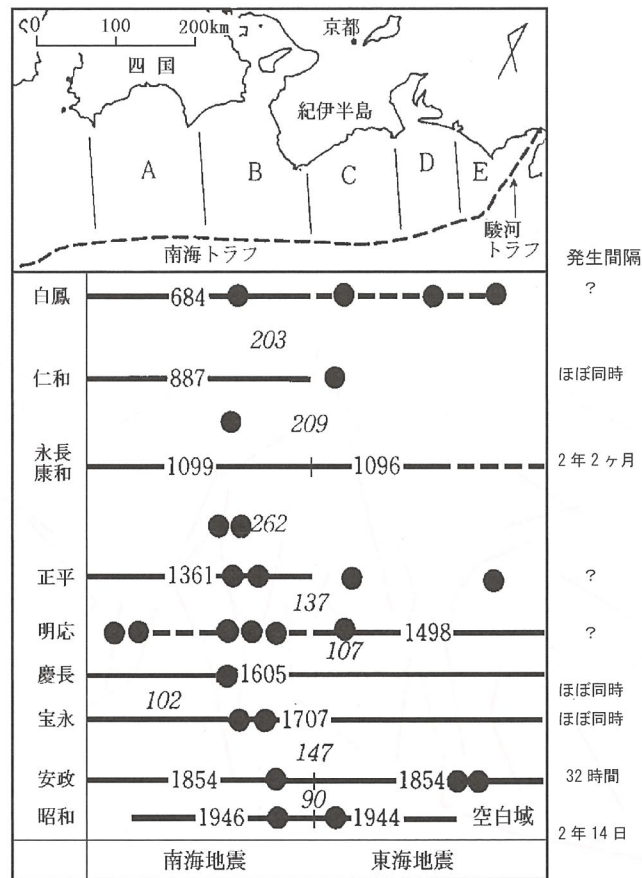
- ①東南海地震と南海地震の震源域が同時に破壊し、地震が発生するケース
- ②東南海地震の震源域が単独で破壊し、地震が発生するケース
- ③南海地震の震源域が単独で破壊し、地震が発生するケース
- ④東海地震、東南海地震、南海地震の震源域が同時に破壊し、地震が発生するケース
- ⑤東海地震と東南海地震の震源域が同時に破壊し、地震が発生するケース

平成22年5月20日に公表された「全国地震動予測地図」⁴⁾によると、平成22年1月1日を基準年とした今後30年以内に発生する確率は、図-1.1.3に示すように、南海地震60%程度、東南海地震60~70%、東海地震87%(参考)とそれぞれ発表されている。

1.1.2 内陸地震

中央防災会議により中部圏・近畿圏を対象に内陸地震の検討が行われている⁵⁾。神戸市周辺の活断層としては、30.上町断層帯、35.大阪湾断層帯、37.山崎断層帯主部が選定されている。有馬一高槻断層帯は1596年慶長伏見地震、六甲・淡路断層帯主部は1995年兵庫県南部地震で近年活動しており、今後100年程度以内に地震が発生する可能性はほとんどないとして検討の対象外とされている(図-1.1.4)。

一方、地震調査研究推進本部地震調査委員会では、陸域の浅い地震、あるいは、海溝型地震の発生可能性の長期的な確率評価を行うため、長期評価を行っている。地震調査研究推進本部の評価⁶⁾では、1995年兵庫県南部地震は、淡路島西岸区間においては最大規模(以下、固有規模と記す)の地震と見なして最新活動としたが、六甲山南縁-淡路島東岸区間においては、固有規模の地震よりひとまわり小さい地震とみなして最新活動ではないと評価している。1995年兵庫県南部地震については、神戸地域に明瞭な地表地震断層が出現しなかったことから、(固有規模の)最新活動とするか否かで見解が分かれている。



南海—駿河トラフ沿いの巨大地震の時空間図。Ishibashi(1994)による図に寒川(1997)の結果(黒丸)を付け加えたもの。斜体の数字は、巨大地震の発生間隔を示している。石橋・佐竹(1998)を改変。

図-1.1.2 過去の南海地震と震源域³⁾

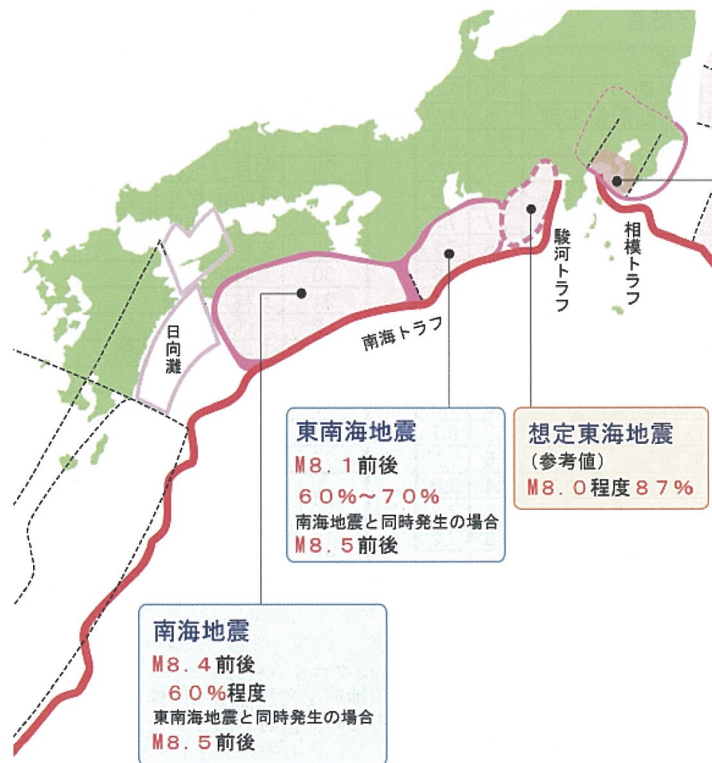
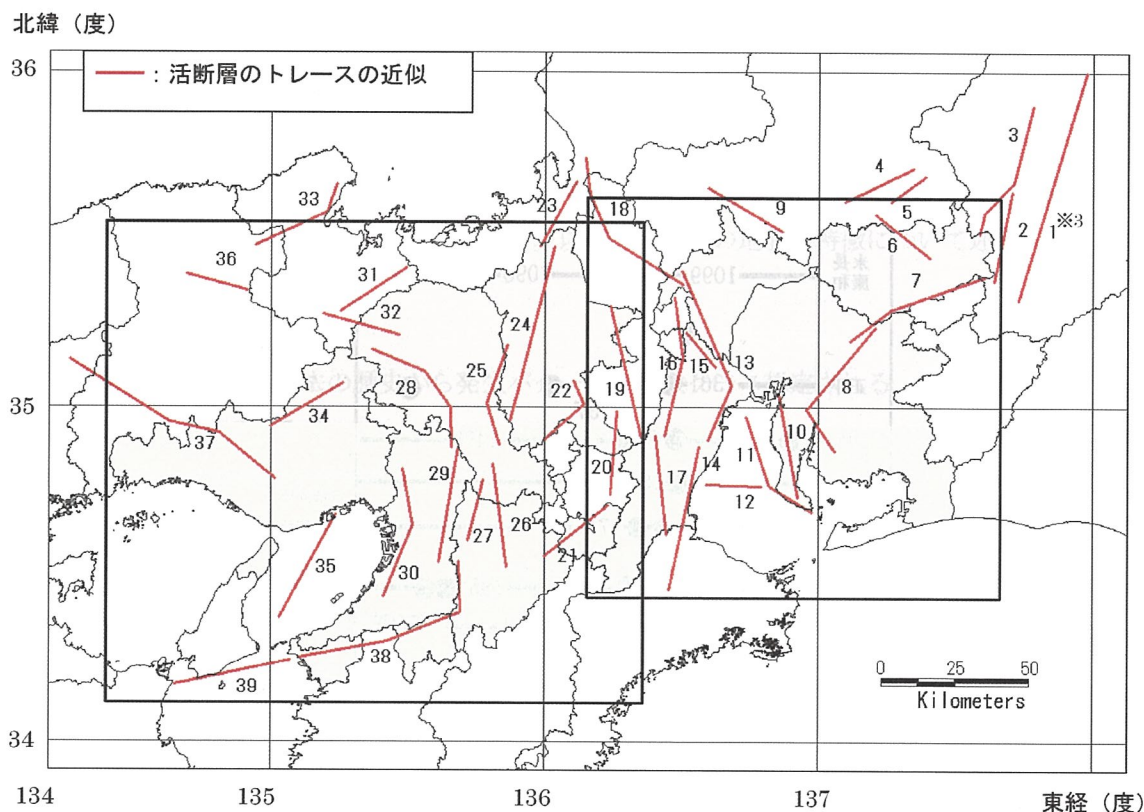


図-1.1.3 西日本の海溝型地震とその30年発生確率⁴⁾

独立行政法人産業技術総合研究所では断層帯をセグメントに分けてパラメータを図-1.1.5 のように公表している。海溝型地震と比較すると、全体として発生確率は 1/100 程度にすぎず、次に発生するであろう地震を限定的に指摘することは困難である。従って、地震動マップ作成のためには活動セグメントを組み合わせ多数の地震パターンを検討する必要があると出てくる。



活断層 番号	断層名	※1 M	※2 Mw
1	伊那谷断層帯	8.0	7.6
2	清内路峠断層帯	7.4	7.0
3	木曾山脈西縁断層帯主部	7.6	7.2
4	佐見断層帯	7.2	6.8
5	白川断層帯	7.3	7.0
6	赤河断層帯	7.1	6.8
7	恵那山-猿投山北断層帯	7.7	7.3
8	猿投-高浜断層帯	7.6	7.2
9	武儀川断層	7.3	6.9
10	加木屋断層帯	7.4	7.1
11	伊勢湾断層帯主部	7.5	7.1
12	白子-野間断層	7.0	6.7
13	養老-桑名-四日市断層帯	7.7	7.3
14	布引山地東縁断層帯東部	7.6	7.3
15	養老山地西縁断層帯	7.0	6.7
16	鈴鹿東縁断層帯	7.6	7.2
17	布引山地東縁断層帯西部	7.4	7.0
18	柳ヶ瀬-関ヶ原断層帯主部	7.7	7.3
19	鈴鹿西縁断層帯	7.6	7.2
20	頓宮断層	7.3	7.0
21	名張断層帯	7.3	6.9

活断層 番号	断層名	※1 M	※2 Mw
22	大鳥居断層帯	7.1	6.7
23	湖北山地断層帯北西部	7.2	6.8
24	琵琶湖西岸断層帯	7.8	7.4
25	花折断層帯	7.4	7.0
26	奈良盆地東縁断層帯	7.4	7.0
27	京阪奈丘陵撓曲断層帯	7.0	6.7
28	京都西山断層帯	7.5	7.2
29	生駒断層帯	7.5	7.1
30	上町断層帯	7.6	7.2
31	上林川断層	7.2	6.9
32	三峠断層	7.2	6.9
33	山田断層帯主部	7.4	7.0
34	御所谷断層帯	7.2	6.9
35	大阪湾断層帯	7.5	7.1
36	養父断層帯	7.0	6.7
37	山崎断層帯主部	8.0	7.6
38	中央構造線断層帯 (金剛山地東縁-和泉山脈南縁)	7.8	7.4
39	中央構造線断層帯 (紀淡海峡-鳴門海峡)	7.5	7.2

※1 M：マグニチュード ※2 Mw：モーメントマグニチュード

※3 伊那谷断層帯は、その地表トレースが検討対象地域を含む領域（黒枠）の外にあるが、この地震の断層は西傾斜で、断層面が黒枠内の領域に含まれるため、検討対象とした。

図-1.1.4 中央防災会議で検討対象とされた活断層⁵⁾

中央防災会議⁵⁾が応急対策の検討対象とした地震のうち神戸市周辺に影響を及ぼすと思われる地震は、以下の3つの地震があげられる。

- ①上町断層帯の地震…………… 大阪市に直接的に被害を及ぼす地震。
- ②阪神地域直下M6.9 の地震…… 活断層は確認されていないが、大阪府と兵庫県の県境付近で発生するM6.9 の地震を想定し、断層位置は、大阪市北部、尼崎市及び西宮市の地域の人口の密集する地域に置く。
- ③山崎断層帯主部の地震…………… 神戸市近郊に被害を及ぼす地震。

断層帯	活動セグメント番号	活動セグメント名	最新活動時期 野外調査結果	最新活動時期 対応歴史地震	地震後経過率	将来活動確率(今後30年以内)[%] BPT分布モデル	将来活動確率(今後30年以内)[%] ポアソン過程モデル
六甲・淡路島	176-06	伊丹	1500～1740年	1596	0.13	0	0.9
	176-07	六甲山	1561～1817年	1596	0.32	0	2
	176-08	東浦	1565～1803年	1596	0.21	0	2
	176-09	北淡	1822年～	1995	0	0	1
	176-10	西宮					0.6
	185-01	仮屋沖					0.3
有馬・高槻	260-01	高塚山	(活動度C級以下)				
	176-02	高槻	1338～1755年	1596	0.16	0	1
	176-11	川西	1568～1868年	1596	0.1	0	0.7
	258-01	淡河	-37995～-12995年		1.57	1	0.2
大阪湾	259-01	湯槽谷					0.2
	184-01	摩耶					0.6
	184-02	和田岬					0.6
山崎	184-03	大阪湾	805～1105年		0.23	0	0.6
	189-05	琵琶甲	-285～350年		0.28	0	0.4
	232-01	草谷	348～1061年		0.15	0	0.4
上町	178-01	上町	-7553～-7208年		1.04	1	0.3

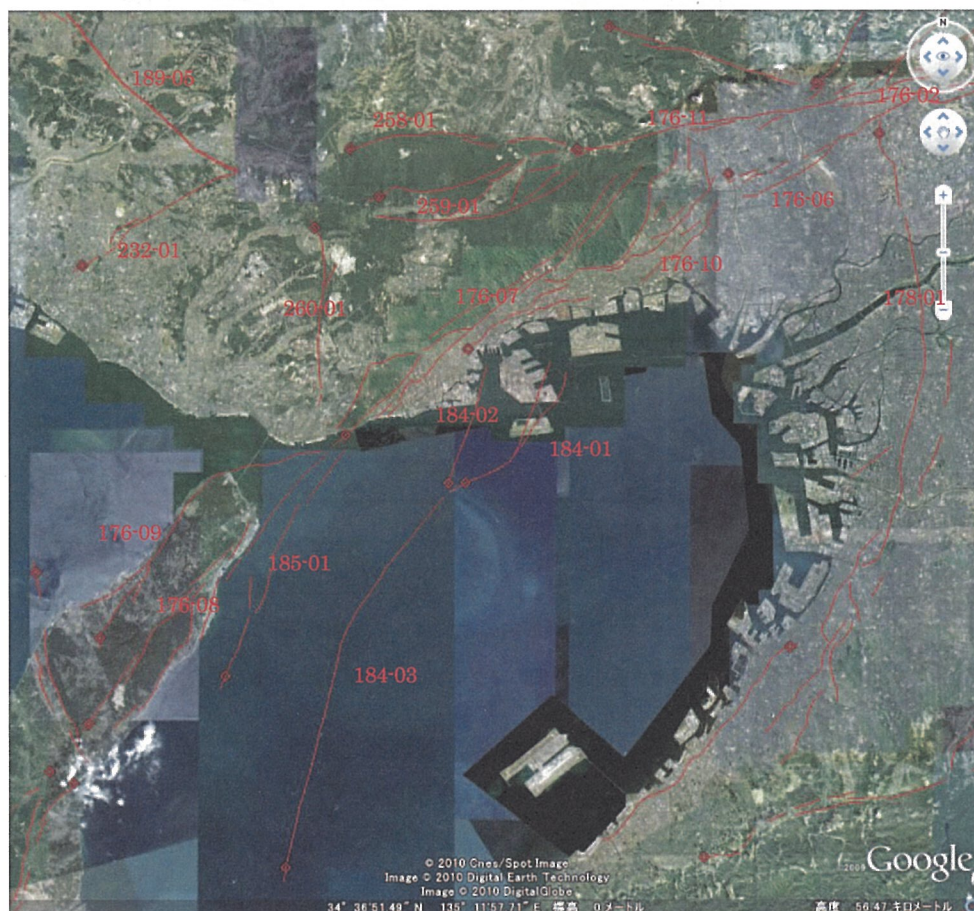


図-1.1.5 神戸市周辺の活断層セグメントとそのパラメータ⁷⁾

神戸市の場合は、1995年兵庫県南部地震(M7.3)を経験しており、余震分布(図-1.1.6)から断層の破壊が六甲-淡路島断層帯の北淡セグメントから六甲山セグメントにかけて生じたと想定でき、同地震による観測値が最大級の地震動と考えても問題ないと考えられる。

以上のように、南海トラフを震源とする巨大地震は、歴史時代においてほぼ一定の間隔で繰り返し発生しているのに対し、陸域の活断層による地震は、場所や時間の規則性を見出すことはできない。近い将来に神戸市周辺に大きな揺れをもたらす地震は、南海トラフを震源とする南海地震あるいは東南海・南海地震である可能性が高い。なお陸域の活断層による地震はいくつか考えられるが、1995年兵庫県南部地震は最大級の揺れをもたらした地震とみなすことができる。

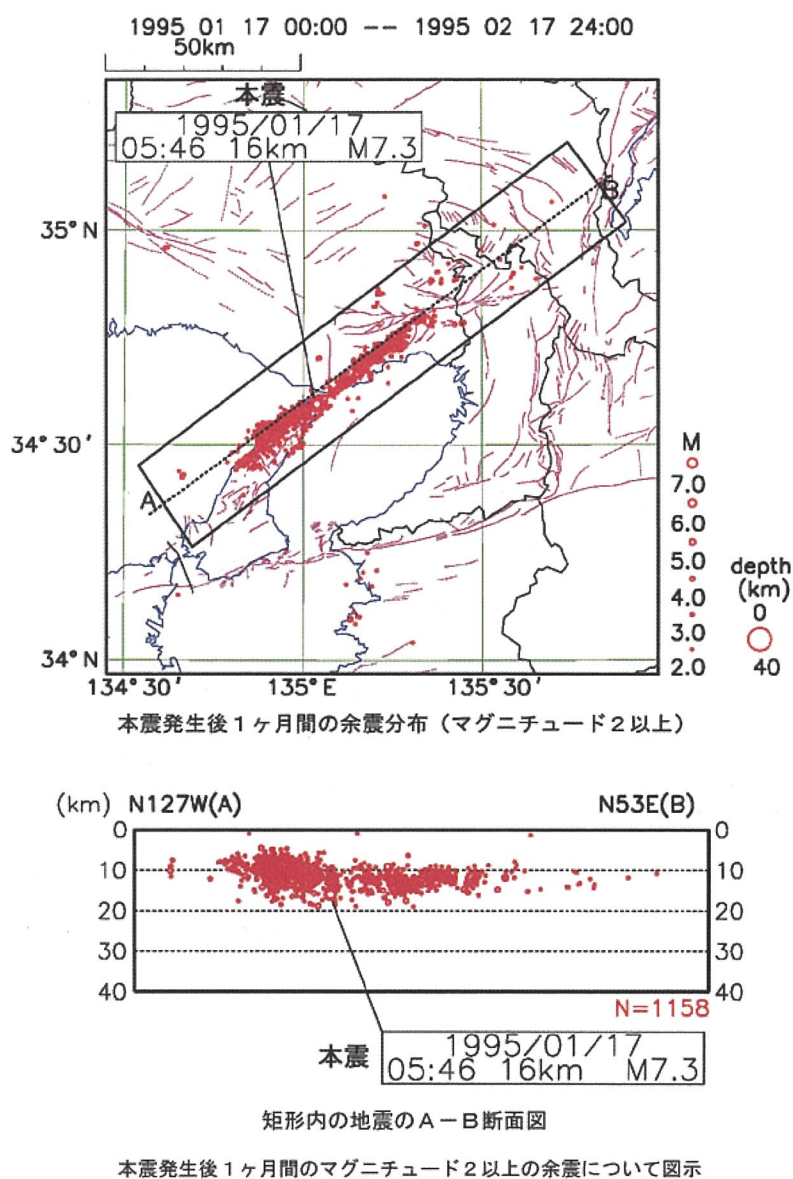


図-1.1.6 1995年兵庫県南部地震と余震活動⁶⁾

1.2 東南海・南海地震動の予測事例

1.2.1 予測手法の概説と震源断層モデル

本節では、前述の検討を踏まえ、想定地震の選定、並びに地震動予測結果を示す。

具体的には、南海トラフを震源域とする、想定東南海・南海地震を対象とした地震動予測を行う。なお、陸域の活断層を震源とする地震については、海溝型地震である想定東南海・南海地震と比較して発生確率が低く、神戸市で予想される被害の特徴が地盤条件より想定する断層や震源パラメータに依存すると思われるため、海溝型地震の予測のみを対象とした。

地震動予測は、基盤地震動算定法 EMPR⁹⁾と、地盤応答解析法 DYNES3D¹⁰⁾を使用した。EMPR は、過去の地震動観測記録を統計処理し、工学的基盤($V_s=500$ m/sec 程度)における平均的な地震動特性を算定可能な手法である。一方、DYNES3D は、地盤の応答を逐次積分法により解析する手法で、一般に広く使われている等価線形解析に比べて大ひずみ領域まで精度良く解析することが可能である。両手法によって得られた地表面の時刻歴波形を用いて後述の震度および速度応答値を算出した。

図-1.2.1、表-1.2.1 に、想定東南海・南海地震の断層モデル、断層パラメータをそれぞれ示す。図中、薄紫の楕円体は想定震源域¹⁾である。久世ら¹¹⁾は、これを概ね包含する矩形の断層を設定し、その中で斜線部分の領域が破壊するモデルを設定した。なお、図中の太い枠線で示される小断層はアスペリティであり、地震調査研究推進本部の断層モデル⁸⁾を参考に設定した。同様に、断層パラメータは、地震調査研究推進本部の断層パラメータを参考に久世ら¹¹⁾が設定した値を用いた。破壊開始点は、図-1.2.1 に示すように、想定東南海地震の西端および想定南海地震の東端に設定し、断層破壊は、想定東南海地震、想定南海地震両者の断層モデルをそれぞれ東西に進行するモデルを設定した。

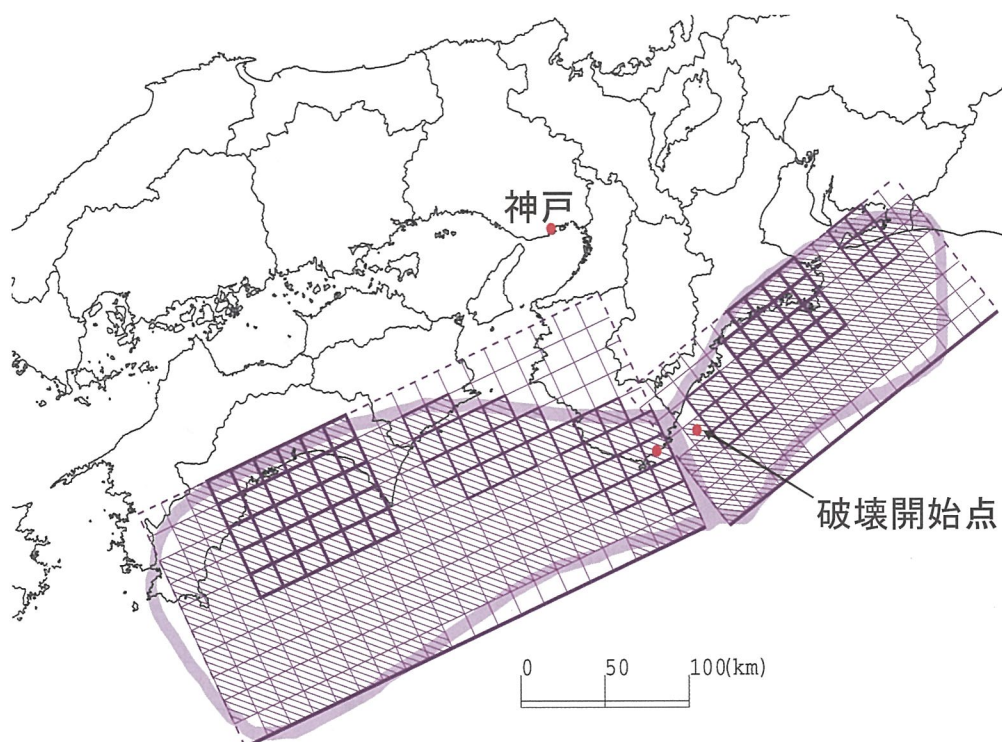


図-1.2.1 想定東南海・南海地震の断層モデル

(薄紫色の楕円帯は中央防災会議による想定震源域を表し、紫色の長方形は計算に用いた断層モデルを表す。濃い紫色はアスペリティを表す。)

表-1.2.1 断層パラメータ(文献 11)に加筆)

		東南海地震	南海地震
震源位置	緯度	33° 36' 00"	33° 17' 24"
	経度	136° 07' 12"	136° 00' 00"
断層	長さ L(km)	200*	300*
	幅 W(km)	100*	150*
	面積 (km ²)	14844**	36000**
	走向 θ (度)	232.0	245.0
	傾斜角 δ (度)	11.54	7.66
地震モーメント M_0 (dyne · cm)		2.15×10^{28}	8.34×10^{28}
モーメント マグニチュード M_W		8.15	8.55
破壊伝播速度 (km/sec)		2.70	
地震波伝播速度 (km/sec)		3.80	

*断層の長さとは幅は、想定断層面をほぼ包含する長方形で表した場合の値を示す。

**断層面積は破壊部分の面積を示す。

次に、前述の断層モデル、断層パラメータを用いて、想定東南海・南海地震の地震動予測を行う。

一般に、自治体などで行われる地震被害想定¹³⁾では、対象地域を等間隔に区分したメッシュに分割し、メッシュ内の平均的な地盤条件を現す代表的な地盤モデルを割り当て、メッシュ単位で地震動予測が行われる。神戸市域においては、神戸 JIBANKUN に多数のボーリング資料(約 8000 本)が収録されている。この神戸 JIBANKUN のデータのうち、六甲山系南麓の約 3300 地点において、岩盤から地表までの速度構造モデルが作成されている¹²⁾。このデータを用いて、ボーリング地点ごとの地震動算定を行った。

1.2.2 地震動予測結果

図-1.2.2 に中央防災会議(内閣府)による東南海地震と南海地震が連動して発生した場合の予測震度分布図¹⁴⁾を、図-1.2.3 に本研究による地震動予測結果を示す。図-1.2.3 に示す記号の位置がそれぞれボーリング位置を示す。図-1.2.2 に示す中央防災会議の結果では、神戸市の六甲山系南麓では、概ね震度 5 強が予測されている。これに対して、本研究の計算結果では、図-1.2.3(a)に示すように震度 5 弱から震度 4 であり、少し小さい評価となっている。この違いは、震源から工学的基盤までの地震動計算手法、表層地盤による地震動の増幅度特性の評価の違いなどが考えられる。このような違いの理由については、いずれ南海トラフの詳細な地震動予測を行う上では検討を行う必要があると考えられるが、ここでは周期別の地震動特性の違いに着目し、図-1.2.3(a)に示す震度分布と、同図(b)~(d)の周期別の速度応答値を比較する。図-1.2.3(a)においては、六甲山系南麓と人工島(ポートアイランドと六甲アイランド)で震度がやや小さい傾向が見られるが、明瞭な違いは見られない。一方、図-1.2.3(b)~(d)に示す周期別の速度応答値を見ると、周期 0.2 秒(同図(b))の形状は、震度分布とほぼ同様に、六甲山系南麓と人工島(ポートアイランドと六甲アイランド)で震度がやや小さい傾向がみられる。この傾向が周期 0.5 秒(図-1.2.3(c))、1.0 秒(図-1.2.3(d))と長周期になるに従って、速度応答値の大きい範囲が、海岸付近から人工島へと移っていくことがわかる。以上のことから、同じ神戸市域で震度が同程度あっても、構造物の固有周期により被害分布が異なることが予想される。

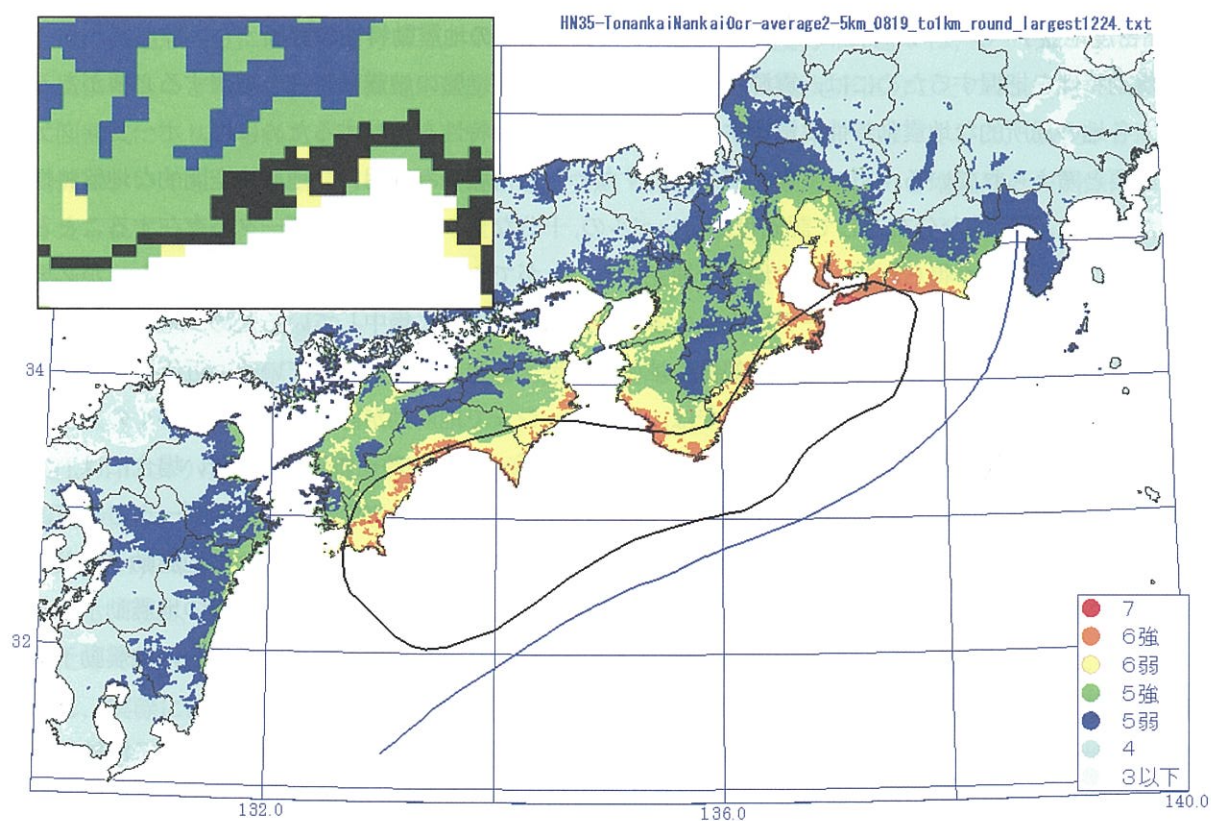


図-1.2.2 東南海地震と南海地震が連動した場合の予測震度分布(中央防災会議)¹⁴⁾

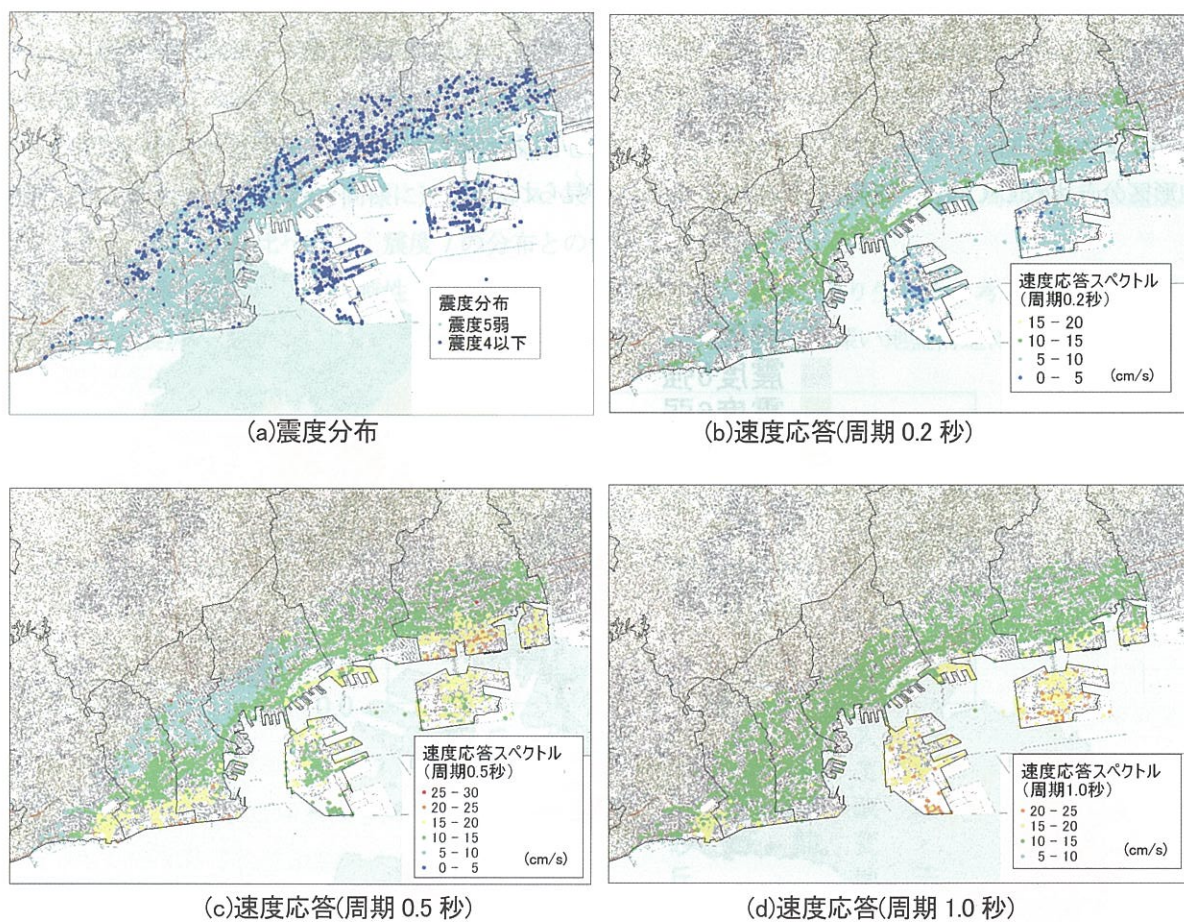


図-1.2.3 地震動予測結果(想定東南海・南海地震)

1.3 高密度地盤データベース「神戸 JIBANKUN」を用いた表層地盤の地震動特性の評価

地震動特性を把握するためには、震源特性、伝播特性、表層地盤の地震動特性を把握する必要がある。特に、各地の局所的な地震動特性に影響する表層地盤の地震動特性を把握するためには、ボーリングデータが必要と考えられている。ボーリングデータ、すなわち点情報のみを用いて地域の空間的な地盤特性を得るためには、①面的な分布として評価可能なレベルの、十分な量のボーリングデータが存在することと、②ボーリングデータが得られていない地点を補完することができるボーリング密度であること、が必要と思われる。しかし、ボーリングデータは人口の多い市街地周辺地域に集中しているため、地域によってデータ密度の粗密差が大きく、しかも、大部分の地域ではデータ密度が疎となっている。近年の市レベルの自治体において作成される地震防災マップでは、50m メッシュで地震動が評価されるが、多くのメッシュでボーリングデータが存在しないことが多い。このようにボーリングデータが十分でない場合には、ボーリングデータを直接的に用いて地震動予測を行うのではなく、ボーリングデータを補助データとして、表層の微地形区分データなど、地域の地盤情報を面的かつ均質に得られるデータを用いて地震動予測が行われる。そこで本報告では、ボーリングデータを用いた場合と、微地形区分を用いた場合の地震動予測をそれぞれ行い、ローカルな地震動特性の違い、そして、ボーリングデータのみを用いた場合の地震動予測における課題について検討を行った。

図-1.3.1 に、ボーリングデータ、微地形区分それぞれを用いた兵庫県南部地震の震度分布予測結果を示す。ボーリングデータを用いた地震動予測は、兵庫県南部地震の地震動の再現を目的に、前述の EMPR に当該地震の観測データに基づいて補正した KBPR3¹⁵⁾と、地震応答解析 DYNES3D より算出した。微地形区分を用いた予測は、文献¹⁶⁾に基づき、微地形ごとの地表～地下 30m までの平均 S 波速度(AVS30)に基づいた速度増幅倍率を用い、KBPR3 により工学的基盤において求められた速度に乗じて地表速度を算出し、さらに震度に変換した。図-1.3.1 を見ると、微地形区分、ボーリング資料ともに、おおまかな震度の広がりとは同じような傾向であるが、ポートアイランド、六甲アイランドでは、ボーリングデータによる震度が微地形区分と比較して低く、東灘区では高くなる傾向が見られた。

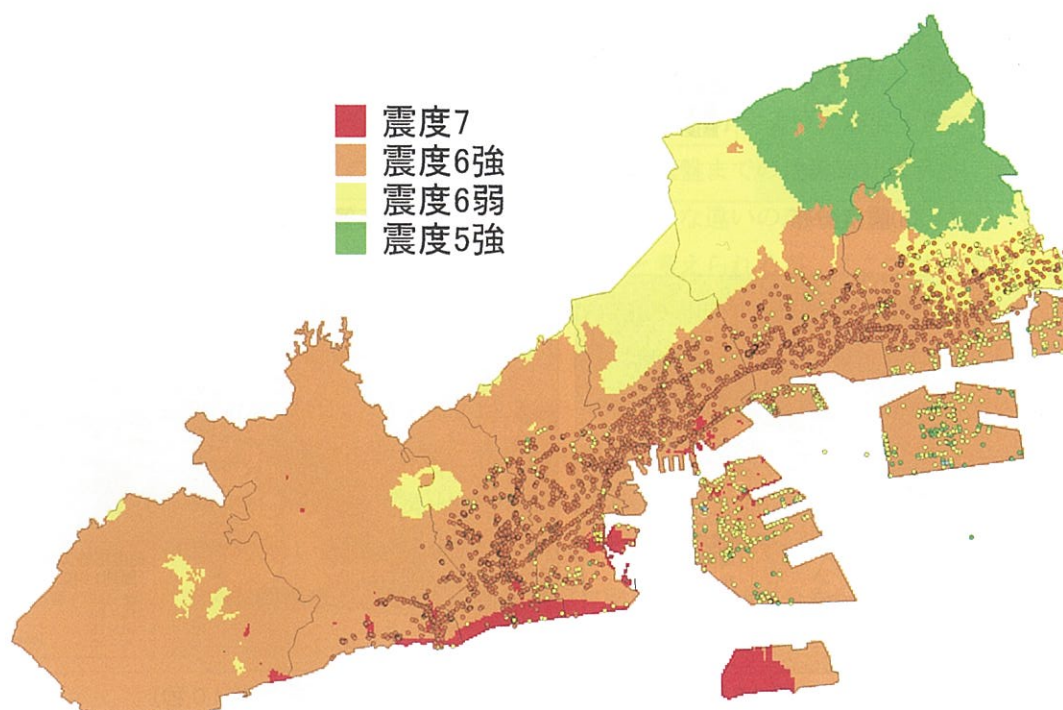


図-1.3.1 微地形区分を用いた震度分布とボーリング地点の震度の比較(兵庫県南部地震、図中の丸印は、ボーリングデータを用いて計算した震度を示し、背景の震度分布は微地形区分によって求めたものである)

上述の微地形区分による震度分布と、ボーリングデータによる震度分布の違いは、データのばらつきの違いによるものと考えられる。微地形区分ごとの AVS30 は、全国の微地形区分ごとの PS 検層データをもとに回帰式により得られたものであり、データには大きなばらつきが存在する。さらに、AVS30 と増幅度の関係においても、大きなばらつきが存在する。文献¹⁶⁾によると、微地形区分と増幅度との関係は、次式で与えられている。

$$\log(G) = 1.83 - 0.66 \cdot \log(\text{AVS30}) \pm \sigma \quad (1.3.1)$$

G:増幅度, AVS30:微地形区分の平均 S 波速度(m/s), σ :標準偏差(=0.16)

式(1.3.1)により求められる微地形区分ごとの増幅度を示したのが図-1.3.2 である。神戸市域の表層地盤の増幅度特性は、図-1.3.2 に示すばらつきのなかのどこかに存在すると考えられる。実際、ばらつきを考慮し、式(1.3.1)において増幅度の評価を変えると、図-1.4.3 に示すように、震度 5 弱から 7 まで変化することがわかる。なお、図-1.3.3(a)の震度分布には縦の筋がみられるが、これは計算上のわずかな誤差が表示上現れたためである。一般に、図-1.3.3(b)に示す平均値による予測結果が地震動予測結果とされることが多い。しかし、実際には図-1.3.3(a)や(c)に示すように、地震動予測結果には、ばらつきが内在していることを認識する必要がある。さらには、評価対象とする地域の範囲が狭くなるにしたがい、より詳細な地域の地震動特性の評価が求められるようになるが、そのためには、ボーリングデータを用いた地震動予測が必要になると考えられる。

次に、ボーリングデータを用いた地震動予測結果を図-1.3.4 に示す。同図には震度 7 の分布もあわせて示した。図-1.3.4(a)に示すように、周期 0.2 秒の速度応答スペクトルの大きさには違いはほとんど見られず、地域的な特性は見られない。一方、図-1.3.4(b)に示すように、周期 0.5 秒では、海岸線から少し内陸の範囲で帯状に速度応答スペクトルの大きい範囲が分布し、図-1.3.4(d)に示す震度 7 の分布にほぼ一致する。また、周期 1.0 秒では、周期 0.5 秒と同様に速度応答スペクトルの大きい範囲が分布するが、周期 0.5 秒の速度応答スペクトルの分布に比べると、震度 7 の分布との一致は良くない。

構造物の被害は、地盤の震動特性と構造物のもつ固有周期との関係により生じると考えられる。既往の研究では、「震災の帯」は、フォーカシングやエッジ効果などと呼ばれる深い地盤構造に起因する地震動

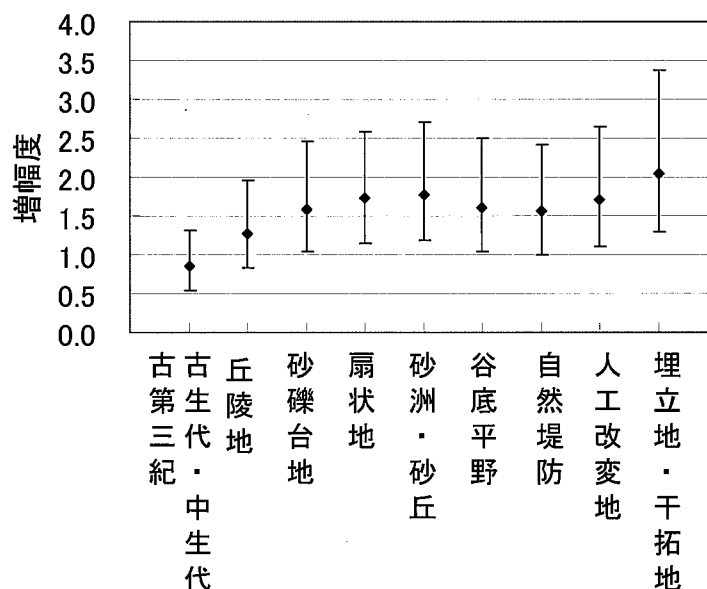


図-1.3.2 微地形区分ごとの増幅度の比較(文献 16)より作成)。上限と下限は $\pm 1\sigma$ の値

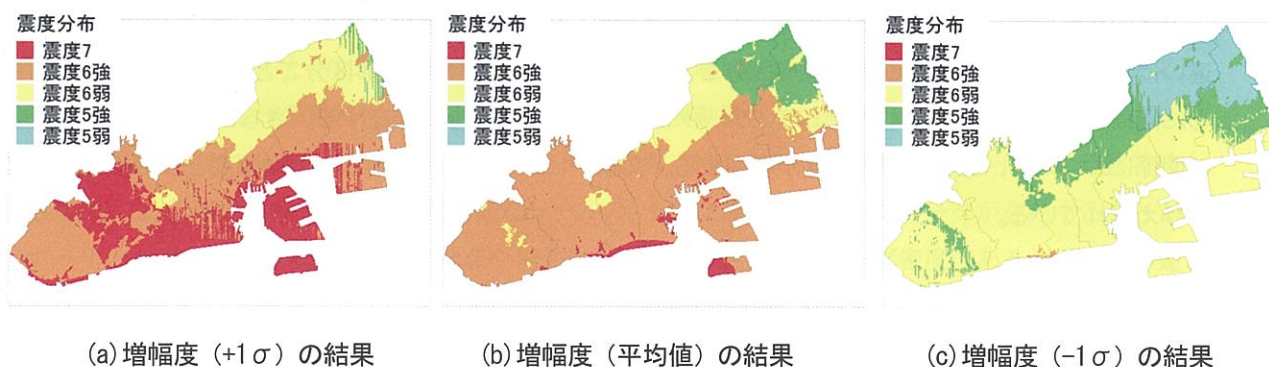


図-1.3.3 微地形区分ごとの増幅度の評価を変えたときの震度分布

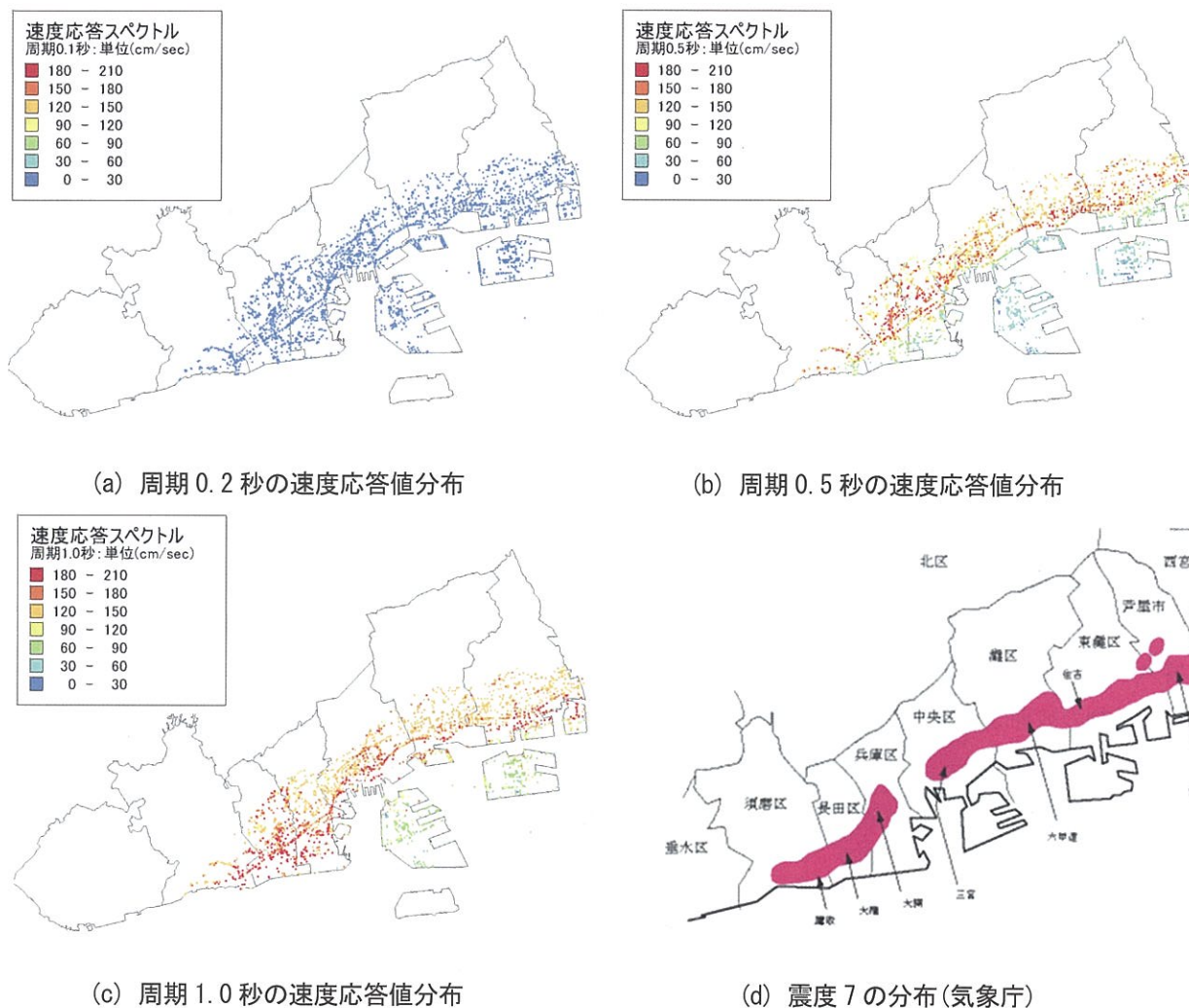


図-1.3.4 ボーリングデータによる地震動予測結果

の局所的な集中が主たる原因と考えられているが、この図に示すように、周期帯に着目した地盤の震動特性も、表層地盤の地震動特性も「震災の帯」の1つの原因と考えられる。

以上のように、高密度なボーリングデータベースを用いた地震動解析を実施することにより、従来では見えてこなかった表層地盤の地震動特性の地域性が把握できることがわかった。ただ、ボーリングデータの密度は粗密差が大きい。たとえば、50m メッシュ単位で地震動予測を行う場合には、1つのメッシュにボーリングデータが複数本存在する場合や、全く存在しない場合が考えられる。このときのメッシュの代表値の推定方法、そして推定値の誤差(不確実性)の評価方法については、今後の課題である。

1.4 神戸市周辺の地震危険度を考慮した、より詳細な地震動予測を行うための今後の課題

本章では、地震動WGの活動報告として、下記3点について要約した。

(1) 神戸市とその周辺地域で想定される地震動とその危険度評価結果の比較

全国規模の地震危険度調査結果に基づいて、神戸市への被害の影響が考えられる陸域の活断層、ならびに海溝型地震の評価結果を整理した。南海トラフを震源域とする地震に対して、活断層の危険度が低い、神戸市周辺地域においては、山崎断層のように市への被害が予想される活断層が複数存在する。本報告においてはこれらの活断層を想定した地震動予測は実施していない。地震規模の小さい地震ほど発生確率が高いが、直下で発生した場合には局地的に大きな被害が発生する可能性がある。地震防災対策がなかなか進まない中、いわゆる「最悪のシナリオ」に備える時間は限られている現状を考えると、発生確率の高い比較的規模の小さい地震に対して、十分な備えができていることも重要と思われる。今後、個々の活断層の活動度、地震危険度評価結果を整理し、今後の地震防災対策へ向けた基礎資料として活用されることが期待できる。

(2) 南海トラフの地震を想定した場合の地震動予測事例

南海トラフの地震は、予想される地震規模(マグニチュード)が大きいこと、震源域が広いことから、長周期で継続時間が長いことが発生することが予想されているが、加えて神戸市域を含めた大阪湾の堆積盆地構造により、さらに長周期でかつ継続時間の長い地震動になることが予想されている。このような地震動の予測には、広域に及ぶ3次元的な地盤構造を用いた評価が不可欠である。現在、地震調査研究推進本部では、南海トラフの地震を対象に、長周期地震動予測の研究が進められており、今後、このような成果を取り込んだ評価が必要となる。

(3) ボーリングデータを用いた表層地盤の地震動特性の評価

ボーリングデータを用い、応答解析を行うことにより、従来より詳細な表層地盤の地震動特性を把握できることを示した。しかし、現在のところ、ボーリングデータのある場所での評価にとどまり、ボーリングデータの存在しない地域における地震動予測を如何に行うかが課題となっている。

上記(1)、(2)においては、将来発生する地震に対して、発生場所(断層位置)、地震規模、予測される各地の地震動を、可能な限りの確に予測することが望まれることは言うまでも無い。地震防災対策の検討へ向けて、これらの地震発生条件について、十分な議論の元に行われるべきである。

(3)については、点情報として与えられるボーリングデータを面的な情報に展開するために、今後も引き続き検討が必要と思われる。その解決方法として、以下の2つの方法が考えられる。

- ①ボーリングデータをもとに地盤モデルを構築し、その地盤モデルに対して地震動解析を実施する方法
- ②ボーリングデータのある場所での応答解析結果を空間的に補間する方法

①においては、地盤モデルの構築に多くの労力が必要となる。特に、神戸市のような市町村レベルでの地震動予測においては50mメッシュによる評価が一般的となっており、地域を現す数万～十数万単位の50mメッシュそれぞれに地盤モデルを割り当て、構築するには多大な労力が必要となる。

一方、②においては、ボーリングデータの存在しない場所での地震動推定が課題となる。①の方法では、地盤モデルを構築する際に、ボーリングデータのみならず地盤の形成史など、ボーリングデータ以外の情報も考慮して地盤モデルが構築できるのに対して、②の方法では、ボーリングデータの空間的配置のみに

に基づき評価されることとなる。このため、推定値の信頼性においては①の方法が優位と考えられる。また、50m メッシュで地震動予測を行う場合には、1 つのメッシュに複数のボーリングデータが存在するメッシュや、全くボーリングデータが存在しないメッシュが混在することとなる。ボーリングデータは極めて局所的な情報であり、これをそのままメッシュの代表値とするには問題があると考えられる。メッシュ内および近傍のボーリングデータを用いて如何にメッシュの代表値を得るか課題となる。さらには、ボーリングデータの空間的な粗密を考えると、推定値の信頼性（不確実性）の評価も必要となるものと考えられる。データの空間補間の分野においては、地球統計学手法¹⁷⁾が広く利用されており、推定値の誤差（不確実性）の評価が可能となっている。このような手法を利用することにより、推定値および推定値の誤差の評価が可能になるものと考えられる。

第 1 章の参考文献

- 1) 神戸海洋気象台：兵庫県の主な被害地震,<http://www.jma-net.go.jp/kobe/shiryu/higaijishin/higaijishin.htm>
- 2) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：有馬-高槻断層帯の評価，pp.1-24，2001.
- 3) 中央防災会議事務局：中央防災会議「東南海，南海地震等に関する専門委員会」（第 16 回）東南海，南海地震に関する報告(案)，pp.1-50，2003.
- 4) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：全国地震動予測値図 解説編，pp.1-47，2009.
- 5) 中央防災会議「東南海，南海地震等に関する専門委員会」：中部圏・近畿圏の内陸地震に関する報告，pp.1-155，2008.
- 6) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：六甲・淡路島断層帯の評価，pp.1-59，2005.
- 7) 産業技術総合研究所 活断層・地震研究センター：活断層データベース，<http://riodb02.ibase.aist.go.jp/activefault/index.html>
- 8) 地震調査研究推進本部：南海トラフの地震を想定した強震動評価手法について(中間報告)，<http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/01b/hyoka.pdf>
- 9) Sugito, M., Furumoto, Y. and Sugiyama, T., Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2111/4/A, CD-ROM, 2001.
- 10) 吉田望：A computer program for dynamic response analysis of level ground effective stress-nonlinear method, Version 2.41, 2003.
- 11) 久世益充・杉戸真太・能島暢呂：海溝型巨大地震を対象とした被害の広域性に関する基礎的検討，第 22 回日本自然災害学会学術講演会，pp.207-208, 2003.
- 12) 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.
- 13) 例えば，兵庫県防災会議：平成 22 年度兵庫県第 1 回防災会議幹事会資料，http://web.pref.hyogo.lg.jp/pa18/pa18_000000049.html
- 14) 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（第 16 回）東南海，南海地震に関する報告（案）図表集，2003.
- 15) 古本吉倫，杉戸真太，梅原秀哲：非定常スペクトル合成法による 1995 年兵庫県南部地震における強震動の推定，第 11 回日本地震工学シンポジウム，paper No.110(on CD-ROM), 2002.
- 16) 内閣府：地震防災マップ作成技術資料，2005.
- 17) Hans Wackernagel(著)，青木謙治，地球統計学研究委員会(翻訳)：地球統計学，2003.

第2章 東南海・南海地震における神戸市沿岸部の液状化解析

1. 神戸市沿岸構造物の液状化被害予測方法

2009年1月1日時点、東南海・南海地震が今後30年以内に発生する確率は、南海地震で50-60%、東南海地震で60-70%と予測されており（地震調査推進本部地震調査委員会）、この確率は年々高まっている。東南海・南海地震発生時の神戸市域における震度は、兵庫県南部地震と比較すれば小さいと予想されているが、先述したとおり沿岸域では液状化の発生が予想される。地震動による被害あるいは液状化による被害を受けたあとに津波が来襲することとなる。したがって、津波防災上、沿岸構造物（防潮堤、陸閘など）の変形照査を実施し、必要な対策工について検討しておく必要があると考える。

地盤・構造物系の地震時挙動を予測するためには、地震動ならびに地盤と構造物を詳細にモデル化した高度な数値解析（有限要素法）を実施することとなる。現在のところ沿岸構造物を対象とした詳細な変形予測は、液状化が考慮できる地震応答解析手法であるLIQCAやFLIPなどが用いられている。しかし、これらの手法を用いて精度の高い耐震性評価を行うには、多大な労力と時間・費用が必要となっている。これを解決するために国土交通省港湾局が中心となって、地震発生時の護岸等沿岸構造物の変形照査を簡便で、早く行うことが出来るシステム「沿岸構造物のチャート式耐震診断システム」が開発され、神戸市においてもこれを利用した耐震性評価が実施されている。一方、上述したLIQCAやFLIPのようなモデル化に手間が必要な解析手法と異なり、地震時の液状化流動量を地盤剛性低下解析によって求める手法を採用しているALIDは、静的解析手法に位置づけられ、比較的簡易な手法と考えられている。

そこで、「新・神戸の地盤減災研究会」（平成19～21年度）では、地震応答解析手法を用いて東南海・南海地震時の沿岸構造物の変位量を予測すること、ならびに、比較的簡易な液状化流動解析手法である「ALID」の適応性に関して検討することを目的とし、また、液状化対策工に関しても概略的に検討を行い、最後に3つの解析手法の特徴を整理することを目的として研究を行った。

本研究では、前回研究会と同じサイトを対象として、LIQCA、FLIPおよびALIDによる東南海・南海地震時の変形挙動を予測した。地震応答解析における入力地震動は、前回研究会で設定したものを用いた。なお、前回の研究会においてもLIQCAやALIDを用いた検討を行っているが、今回、構造物周辺の地盤挙動をより精度よく把握するためメッシュサイズを小さくする一方、コンピュータのハード上の制約および実務上の制約を考慮して、解析範囲を小さく設定しなおした。上記3つの解析は同じメッシュ分割で実施している。

本研究の活動フローを図-1.1.1に示す。LIQCAおよびFLIPによる解析は、まず兵庫県南部地震波形を用いたパラメータ検証解析を行い、東南海・南海地震時の変形予測を行った。一方、ALIDによる解析では、東南海・南海地震の特徴である継続時間が長く、繰り返し回数が多い地震動であることを表現するためにFL値やRL値が地盤変形に及ぼす影響について検討を行った。

液状化対策工の検討では、対策工法選定上の留意点と地盤が液状化しないと仮定した場合の解析結果から対策効果に対する基本的な考察を行った。最後に、3つの解析手法の特徴について整理した。

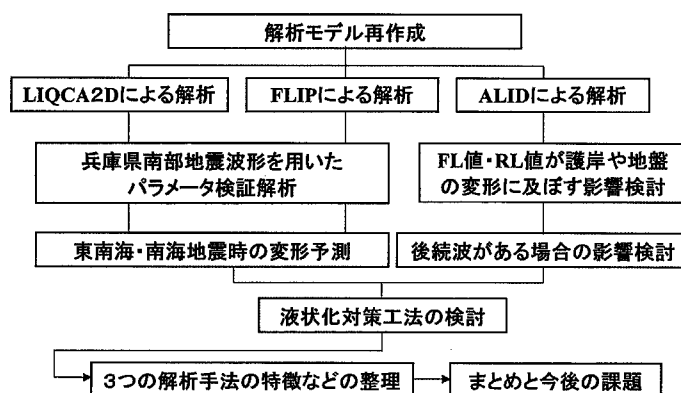


図-1.1.1 研究のフロー図

2. チャート式診断システムの概要と結果

2.1 チャート式診断システムの概要

本システムは、予め、FLIP を用いて条件を種々設定したパラメトリックスタディを行い、変形量の算定結果をデータベース化しておき、各現場で耐震診断を実施するときに個別施設の条件をデータベースと照合するだけで、地震発生時の沿岸構造物の変形量を求めることができる。本手法はいわゆる、スクリーニングに用いられ、危険度が高いと判断された施設から順に詳細な検討を行う手順となっている。

対象施設は、以下の4種類の構造形式について適用が可能である。

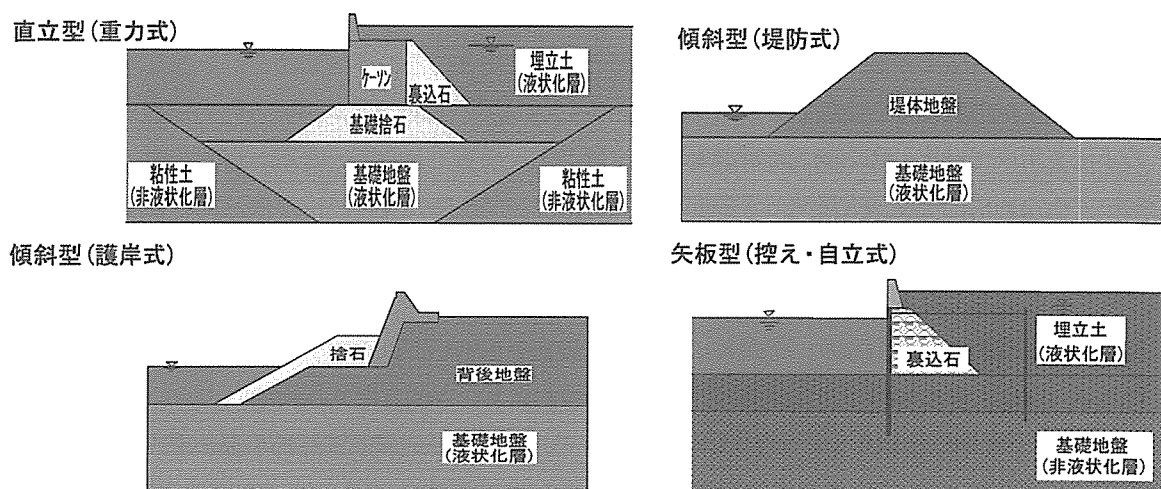


図-2.1.1 チャート式耐震診断システムの適用可能構造形式

このシステムでは、構造物の天端標高と海水面高さ、構造物の諸元・規模ならびに、埋立土と置換砂のN値および基礎地盤情報を入力すれば、直ちに護岸の残留水平変位量と残留鉛直変位量が出力され、天端標高と比較することにより、沈下後の余裕高さが分かるシステムとなっている。

2.2 診断結果

図-2.2.1 は対象施設の断面図で、表-2.2.1 が入力情報、表-2.2.2 が出力情報である。表-2.2.2 の中ほどに対象施設の残留水平変位量と残留鉛直変位量が示されており、それぞれ、2.2m と 1.1m とかなり安全側の値となっている。なお、この施設は、十分な高さを保有しているため護岸天端高さの余裕高は 2.79m となっている。

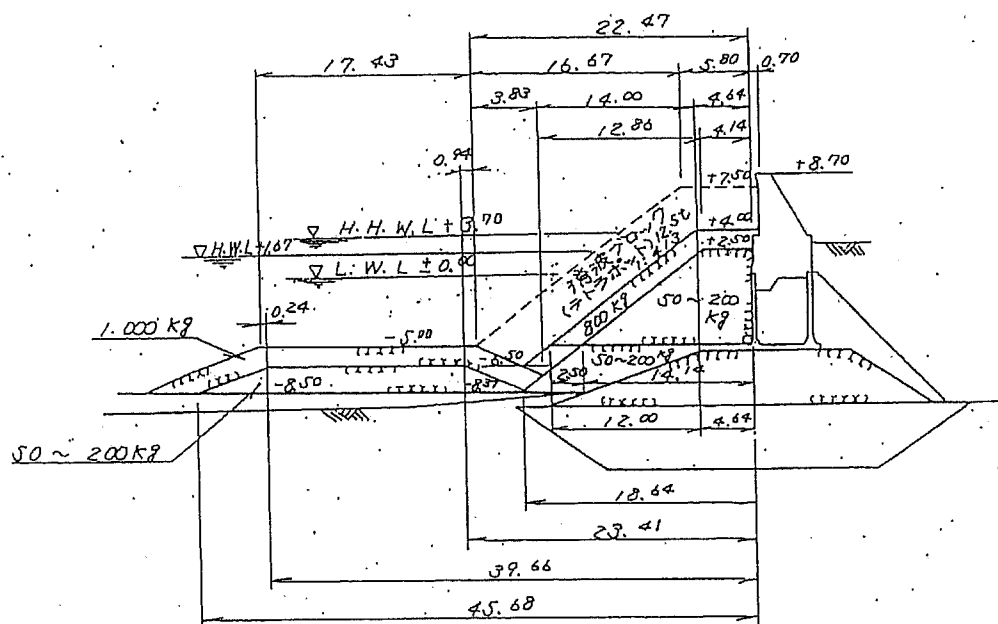


図-2.2.1 対象施設の断面図

表-2.2.1 入力項目

(1) 施設情報

施設分類: 直立型(重力式)

		値		備考
施設位置	東経135	10分	36秒	国土地理院のHP(2万5千分1地図)等から設定。 (数字だけ入力)
	北緯34	38分	43秒	
天端標高	T.P	6.58	(m)	左記は、 <input type="text"/> 年の <input type="text"/> による値。
	D.L	7.48	(m)	
H.H.W.L	D.L	3.70	(m)	
H.W.L	D.L	1.70	(m)	
直立型(重力式)	高さ:H	8.40	(m)	3.0~20.0が概ね適用範囲
	幅:W	4.80	(m)	
	D1	6.30	(m)	
	W/H	0.57		自動計算(0.35~1.05が概ね適用範囲)
	D1/H	0.75		自動計算(0.00~1.95が概ね適用範囲)
	埋立土の等価N値	14.50	—	5≤等価N値≤25 ただし、細粒分含有率による補正は実施しない値
	置換砂の等価N値	5.90	—	5≤等価N値≤25 ただし、細粒分含有率による補正は実施しない値
	護岸形状による津波高さの補正係数	1.00	—	当面の間は、1.0を使用
	防潮施設の水際からの位置	0.00	(m)	防潮施設の水際からの距離

表-2.2.2 出力項目

沿岸構造物のチャート式耐震診断システムによる検討結果:直立型(重力式)

(1) 地震後の残留変位

入力項目	高さ:H	8.40	(m) (3.0~20.0が概ね適用範囲)
	幅:W	4.80	(m)
	D1	6.30	(m)
	埋立層の等価N値	14.50	5≦等価N値≦25
	置換砂の等価N値	5.90	5≦等価N値≦25
	速度のPSI値	117.91	(cm/s ^{1/3})
	W/H	0.57	自動計算(0.35~1.05が概ね適用範囲)
	D1/H	0.75	自動計算(0.00~1.95が概ね適用範囲)
出力項目	標準タイプ	残留水平変位	1.62 (m)
		残留鉛直変位	0.50 (m)
	補正係数 (水平変位)	(1H)=W/H	1.15
		(2H)=D1/H	1.11
		(3H)=H	0.88
		(4H)=置換砂・埋立層の等価N値	0.91
		(5H)=地震動レベル(速度のPSI)	1.31
		(1H)・(2H)・(3H)・(4H)・(5H)	1.33
	補正係数 (鉛直変位)	(1V)=W/H	1.31
		(2V)=D1/H	1.42
		(3V)=H	0.83
		(4V)=置換砂・埋立層の等価N値	1.11
		(5V)=地震動レベル(速度のPSI)	1.31
		(1V)・(2V)・(3V)・(4V)・(5V)	2.22
	対象施設	残留水平変位	2.2 (m) (参考) 215cm
			2.2 (m) 水際からの距離を考慮したもの
		残留鉛直変位	1.1 (m) (参考) 110cm
			1.1 (m) 水際からの距離を考慮したもの

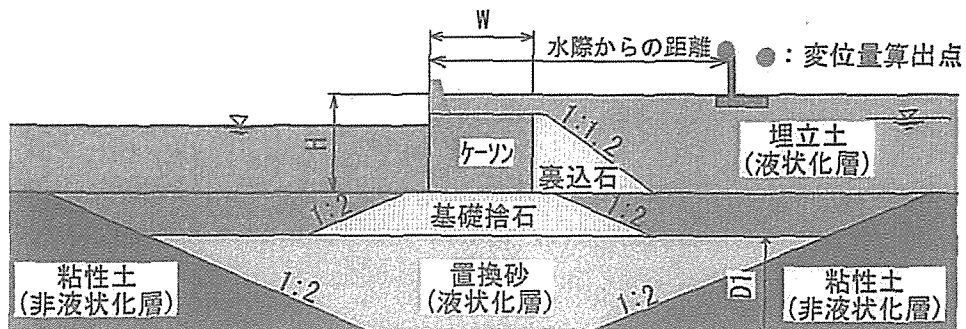
(2) 液状化・転倒に対する検討結果

液状化の発生する可能性	高い
転倒する可能性	低い

(3) 余裕高さによる耐震性評価

①:天端標高	7.48	(m) (値は、D.L表示)
②:沈下量(残留変位)	1.10	(m) (正の値=沈下) 水際からの距離を考慮したもの
③:津波高さ	3.40	(m) (値は、D.L表示)
④:排水沈下量	0.19	(m) (正の値=沈下) 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量
⑤:地盤沈降量	0.00	(m) (正の値=沈下)
⑥:護岸形状による津波高さの補正係数	1.00	当面の間は、1.0
⑦:余裕高さ	2.79	(m) ⑦=①-②-③×⑥-④-⑤ 水際からの距離を考慮したもの

注1:余裕高さが負の場合は、天端高よりも津波高が高い。



3. 2次元液状化流動解析（ALID）による検討

3.1 概説

本節では、東南海・南海地震で予測される護岸の側方変位量を2次元液状化流動解析（以下、ALID）によって検討した結果を報告する。

検討フローを図-3.1.1に示す。検討手順として、解析断面は前回報告と同様のものを使用したが、後述の動的解析の計算時間軽減のためにメッシュを再生成した。このモデルで前回と同じパラメータを用いて解析を実施し、前回報告の護岸の側方流動量を比較することで再生成メッシュの妥当性を検証する。このモデルの地盤の構成モデル（応力～ひずみ関係）を線形弾性体モデルから弾塑性体モデルに変更して、合わせてパラメータを再設定し、兵庫県南部地震の解析を実施して実測値と比較した。これより、地盤の構成モデルとパラメータの妥当性が検証されたものとして、東南海・南海地震時の護岸側方流動量についてALIDにより解析を実施し、同地震の後続波の影響について検証した。

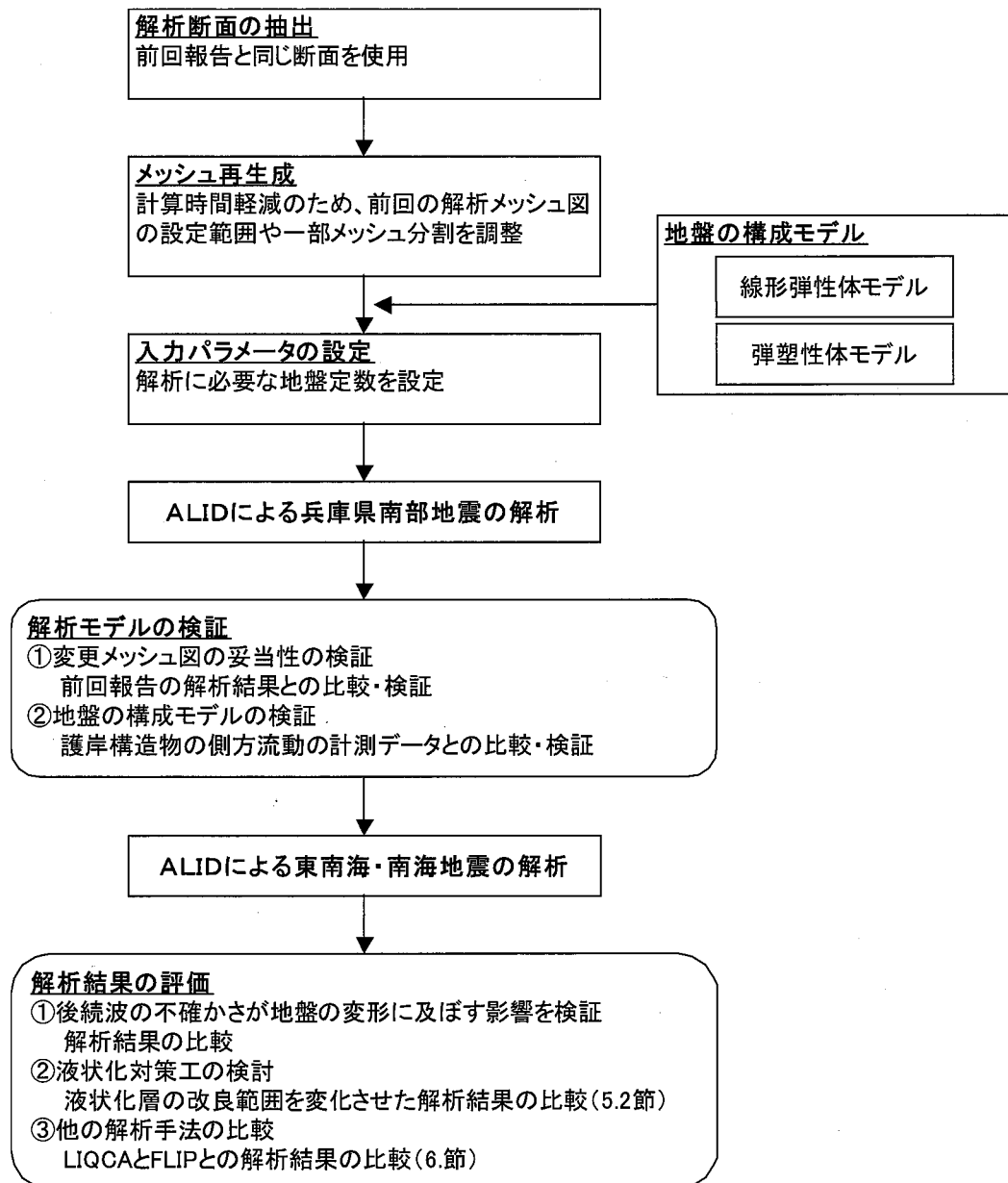


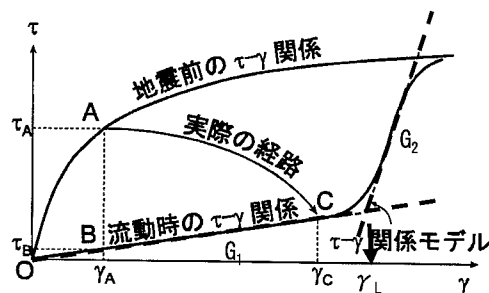
図-3.1.1 検討フロー

3.2 ALID の概要

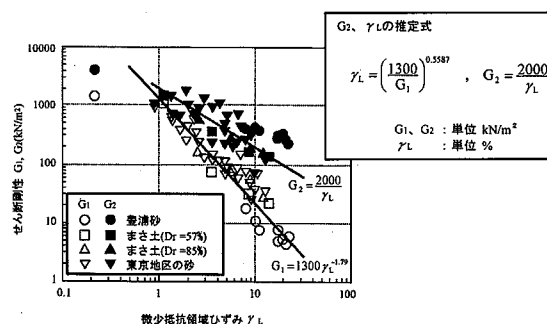
(1) ALID の解析手法

ALID は、図-3.2.1 (a) に示す液状化流動時の応力～ひずみ関係を、モデルの微小抵抗領域の勾配 G_1 、剛性回復領域の勾配 G_2 、剛性回復点のひずみ γ_L からなる下に凸なバイリニアモデルで表現している。各パラメータは室内試験結果から図-3.2.1 (b) の関係があるものとされている。

地震時の応力～ひずみ関係は有効応力の変化に伴い変化し、これに伴って状態点は地震前の状態点 A から流動後の状態点 C に移動する。ALID ではこの過程を忠実には追いかけて、流動時の応力～ひずみ関係を用い、図-3.2.1 (a) の A→B→C または O→B→C の経路に沿って求める。



(a) 液状化層の応力～ひずみ関係 (バイリニア弾性) ⁴⁾



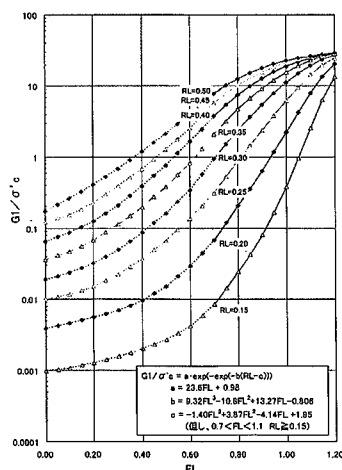
(b) G_1 , G_2 と γ_L の関係 ⁵⁾

図-3.2.1 ALID による解析法の模式図

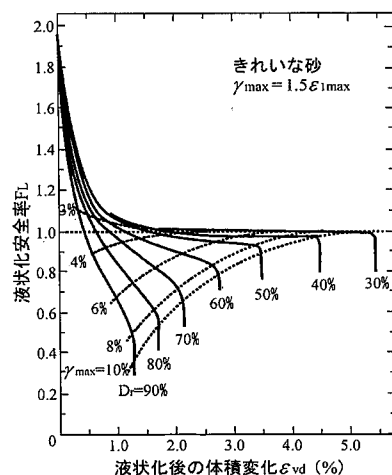
(2) 計算手順

本報告で実施した ALID の計算手順を以下に示す。

- STEP 1** 地震前の応力～ひずみ関係を用いて、地震前の初期状態 (応力とひずみ) を求める。
- STEP 2** 液状化要素 (と剛性低下要素) のせん断剛性を低下させ、上記解析で生じている弾性的ひずみに不適合な超過応力を解放 (再配分) させる。すなわち、液状化流動量を算定する。せん断剛性の低下率は図-3.2.2 (a) に示す安田・稲垣式の関係を用いる。
- STEP 3** 上記解析で発生した過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の変形量の解析を行う。過剰間隙水圧消散後に生じる体積ひずみは図-3.3.2 (b) の関係を用いる。



(a) 液状化強度比 RL 毎の液状化安全率 FL とせん断剛性比の関係 ⁶⁾



(b) 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと液状化安全率 FL と相対密度 Dr の関係 ⁵⁾

図-3.2.2 ALID で用いる液状化層の関係図

3.3 ALIDによる兵庫県南部地震の解析結果と地盤の構成モデルの検証

本項では、兵庫県南部地震での解析を実施し、実測の護岸変形量と解析結果を比較することで地盤の構成モデル（線形弾性体、弾塑性体モデル）の検証を行う。

（１）解析モデル

解析対象地盤は前回報告³⁾で使用了神戸沿岸域の地盤縦断面と同様である（下図（a））。ただし、今回モデル化に際しては、後述する動的解析（LIQCA, FLIP）の解析時間を軽減から解析範囲を狭くし、また防潮堤周辺の地盤の挙動を精度良く把握するためにメッシュを細かく設定し直した（同図（b）、（c））。

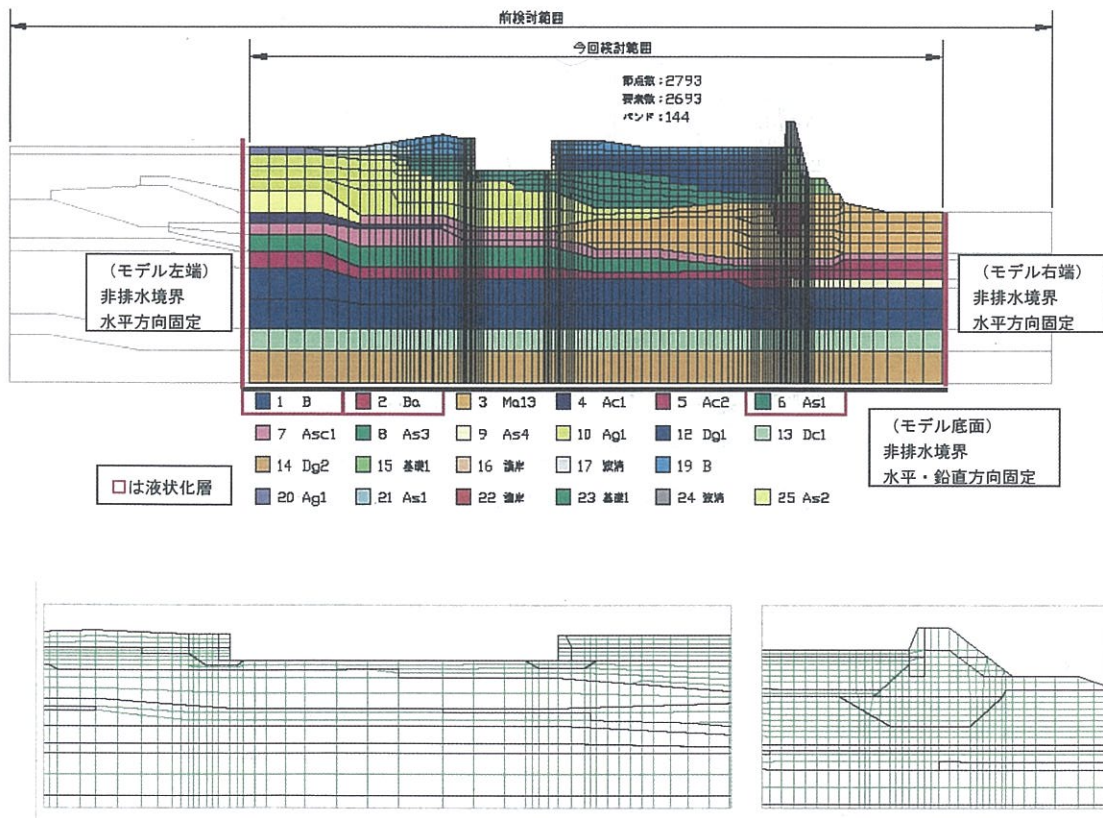
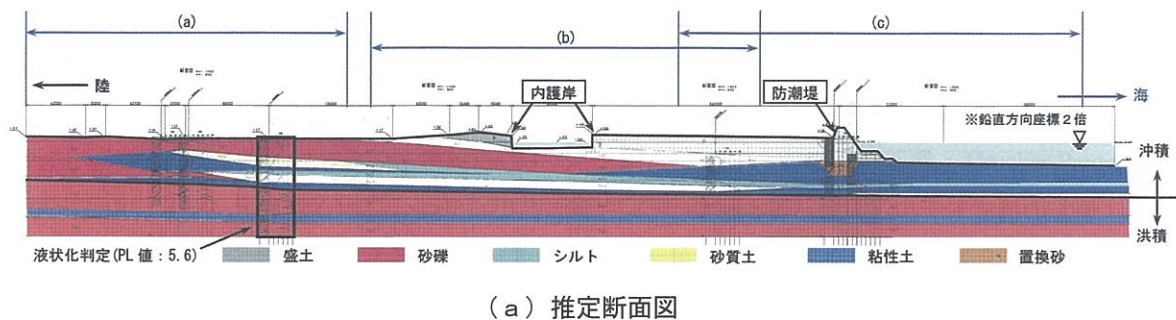


図-3.3.1 遠矢浜の解析断面図

(2) 解析モデル図

解析に用いたメッシュ図、境界条件および護岸・防潮堤の変形量の着目点を図-3.3.2 に示す。

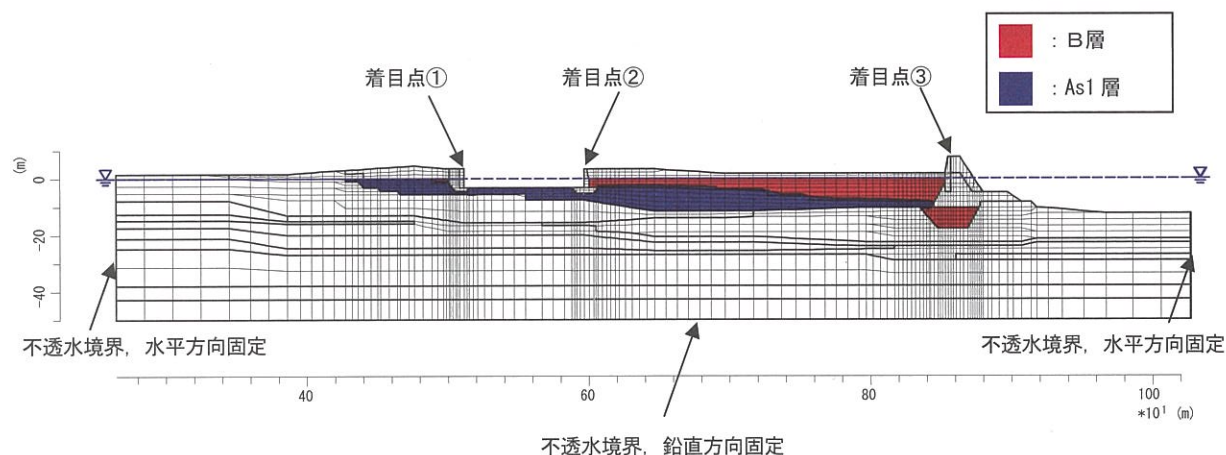


図-3.3.2 解析に用いたメッシュ図と境界条件（縦横変倍縮尺）

(3) 地盤の構成モデルと入力パラメータ

①地盤の構成モデル

前回報告では、表-3.3.1 (a) に示すように、地層や材料の種類に関係なく、地盤の構成モデル（応力～ひずみ関係）は線形弾性体モデル、液状化層より上位にある不飽和土層は剛性低下要素を用いていることが特徴である。

しかしながら、現在、ALID による液状化変形解析では、液状化層および液状化流動時における地盤変形の影響を受ける土層では MC/DP 弾塑性モデル、液状化流動時に大きな変形が生じない土層（洪積層など）は線形弾性体の適用が推奨されている（次頁の表-3.3.1 (b)）。また、液状化層より上位にある不飽和土層には剛性低下要素ではなく、連成要素を用いている（同）。

そこで、今回は、前回と同様の線形弾性モデルによる解析結果で変更メッシュ図の検証した後、地盤構成モデルの検証として『線形弾性モデルを用いた場合』と『MC/DP 弾塑性モデルを用いた場合』の解析結果を実測値と比較する。

表-3.3.1 前回報告と今回の地盤の構成モデル比較

(a) 前回報告

		地層	非線形タイプ (応力～ひずみ関係)	変形特性
埋土層	液状化層上位土層	B(不飽和)	線形弾性体	剛性低下要素
	液状化層	B	線形弾性体	液状化要素
沖積層	液状化層上位土層	As1(不飽和)	線形弾性体	剛性低下要素
	液状化層	As1	線形弾性体	液状化要素
	液状化層下位土層(礫・砂)	As1～As4, Ag1～Ag2	線形弾性体	連成要素
	液状化層下位土層(粘土)	Ma13, Ac1～Ac2	線形弾性体	非排水要素
洪積層	礫質土・砂質土層	Dg1, Dg2	線形弾性体	連成要素
	粘性土層	Dc1	線形弾性体	非排水要素
その他	基礎	Ba, 基礎1, 基礎2	線形弾性体	連成要素
	護岸・消波ブロック	護岸, 消波ブロック	線形弾性体	平面応力要素

表-3.3.1 前回報告と今回の地盤の構成モデル比較

(b) 今回

		地層	非線形タイプ (応力～ひずみ関係)	変形特性
埋土層	液状化層上位土層	B(不飽和)	MC/DP弾塑性モデル	連成要素
	液状化層	B	MC/DP弾塑性モデル	液状化要素
沖積層	液状化層上位土層	As1(不飽和)	MC/DP弾塑性モデル	連成要素
	液状化層	As1	MC/DP弾塑性モデル	液状化要素
	液状化層下位土層(礫・砂)	As1～As4, Ag1～Ag2	MC/DP弾塑性モデル	連成要素
	液状化層下位土層(粘土)	Ma13, Ac1～Ac2	MC/DP弾塑性モデル	非排水要素
洪積層	礫質土・砂質土層	Dg1, Dg2	線形弾性体	連成要素
	粘性土層	Dc1	線形弾性体	非排水要素
その他	基礎	Ba, 基礎1, 基礎2	MC/DP弾塑性モデル	連成要素
	護岸・消波ブロック	護岸, 消波ブロック	線形弾性体	平面応力要素

②MC/DP 弾塑性モデル⁴⁾

MC/DP 弾塑性モデルは、プログラム解説書によると、『Mohr-Coulomb の破壊基準と Drucker-Prager 型の塑性ひずみポテンシャル関数を組み合わせた簡易弾塑性（弾/完全塑性）モデルで、 $c \cdot \phi$ で規定される降伏面内では弾性挙動を、降伏面に達するとダイレイタンス角 ϕ で膨張する弾塑性挙動を表現することができる』モデルである。なお、引張降伏時には、接線弾性係数 $E_t \doteq 0 \text{ kN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu \doteq 0.5$ となる弾性体として扱われる。

以下、本モデルに必要なパラメータ（弾性挙動時）を示す。

$$k = 2800N \left/ \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n \right., \quad \sigma_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_y$$

ここに、 k ：応力依存性パラメータ、 N ： N 値、 σ_m ：平均主応力 (kN/m^2)、 $P_a = 98 \text{ kN/m}^2$ 、 $K_0 \doteq 0.5$ 、 σ_y ：層中心の有効土被り圧 (kN/m^2)、 n ：パラメータ（砂質土 0.5、粘性土 1.0）

③入力パラメータ

次頁以降に、解析に用いた入力パラメータを示す。表-3.3.2 に示す線形弾性体のパラメータは、前回報告書と同様の値である。表-3.3.3 に示すパラメータは、前回報告書を基に MC/DP 弾塑性モデル用にパラメータを再設定している。ここで、弾塑性モデルのせん断剛性 G は、線形弾性体モデルで用いたものに比べて概ね $1/4 \sim 1/3$ 程度と小さい。これは、線形弾性体モデルの G はせん断波速度 V_s から推定したものであり、ひずみレベルが小さく G が大きいからである。

④液状化安全率 (FL)

前述したように ALID では液状化に伴う変形特性に対するパラメータとして液状化抵抗率 (FL) を与えることで、その FL に応じた剛性低下率を用いて流動量を算定する。今回用いる ALID プログラム (ALID/Win ver4.3) には「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 ((社) 日本道路協会)」による液状化判定機能が組み込まれている。兵庫県南部地震の解析は、前回報告と同様、本機能を用いて液状化層の液状化判定を実施した。同書の動的せん断強度比 R を計算するために液状化層には N 値と平均粒径、また繰り返しせん断応力比 L を計算するため、前回報告と同様に地表面加速度 $\alpha = 387 \text{ gal}$ を与えている。

表-3.3.2 地盤の構成モデルと入力パラメータ（線形弾性体モデル，前回報告書³⁾より引用）

項目	材料番号	1	2	3	4	5	6	7	8
	材料識別名	B	Ba	Ma13	Ac1	Ac2	As1	Asc1	As3
モデル	非線形タイプ ¹⁾	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
	変形特性	弾性液化化	弾性液化化	非排水指定	非排水指定	非排水指定	弾性液化化	非排水指定	連成要素
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	58	58	-	-	-	107	-	-
	平均N値	5	5	-	-	-	8	-	-
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	40500	40500	23660	23660	27040	43520	23660	128440
	ポアソン比 ν	0.356	0.356	0.35	0.35	0.35	0.349	0.35	0.341
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	17.64	17.64	13.72	13.72	15.68	16.66	16.66	18.62
	細粒分含有率FC(%)	10	10	-	-	-	5	-	-
	平均粒径D50(mm)	0.2	0.2	-	-	-	0.2	-	-
	相対密度Dr(%)	57	57	-	-	-	44	-	-
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	50	50	50	0	50	0
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	0	0	0	35	0	35
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	0	0
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01

項目	材料番号	9	10	12	13	14	15	16	17
	材料識別名	As4	Ag1	Dg1	Dc1	Dg2	基礎1	護岸	-
モデル	非線形タイプ ¹⁾	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
	変形特性	連成要素	連成要素	連成要素	非排水指定	連成要素	連成要素	平面応力	平面応力
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	-	-	-	-	-	-	-	-
	平均N値	-	-	-	-	-	-	-	-
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	128440	43520	156800	51840	180000	180000	8570000	30500
	ポアソン比 ν	0.341	0.349	0.315	0.389	0.333	0.3	0.167	0.184
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	18.62	16.66	19.60	15.68	19.60	19.60	19.60	11.37
	細粒分含有率FC(%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	平均粒径D50(mm)	-	-	-	-	-	-	-	-
	相対密度Dr(%)	-	-	-	-	-	-	-	-
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	0	200	0	0	0	0
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	40	0	40	40	40	40
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	1900	1900
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02	-	-
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02	-	-
	せん断剛性低下率G1/G0	-	-	-	-	-	-	-	-

項目	材料番号	19	20	21	22	23	24	25	
	材料識別名	B	Ag2	As1	護岸	基礎1	-	As2	
モデル	非線形タイプ ¹⁾	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	
	変形特性	剛性低下	連成要素	剛性低下	平面応力	連成要素	平面応力	弾性液化化	
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	-	-	-	-	-	-	110	
	平均N値	-	-	-	-	-	-	15	
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	40500	128440	43520	8570000	180000	30500	76000	
	ポアソン比 ν	0.356	0.289	0.349	0.167	0.3	0.184	0.35	
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	17.64	18.62	16.66	19.60	19.60	11.37	18.62	
	細粒分含有率FC(%)	-	-	-	-	-	-	5	
	平均粒径D50(mm)	-	-	-	-	-	-	0.2	
	相対密度Dr(%)	-	-	-	-	-	-	60	
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	0	
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	35	40	40	40	35	
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	1900	0	1900	0	
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	-	8.64E+02	-	8.64E+01	
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	-	8.64E+02	-	8.64E+01	
	せん断剛性低下率G1/G0	1/10	-	1/10	-	-	-	-	

表-3.3.3 地盤の構成モデルと入力パラメータ (弾塑性体モデル)

項目	材料番号	1	2	3	4	5	6	7	8
	材料識別名	B	Ba	Ma13	Ac1	Ac2	As1	Asc1	As3
モデル	非線形タイプ	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性
	変形特性	弾性液化化	弾性液化化	非排水指定	非排水指定	非排水指定	弾性液化化	非排水指定	連成要素
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	40	40	153	153	153	85	188	190
	平均主応力 σ_m (kN/m ²)	27	27	102	102	102	57	125	127
	平均N値	6	6	2.5	4	8	8	38.5	35
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	12033	12033	2528	4045	8091	11042	31773	32364
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	17.64	17.64	13.72	13.72	15.68	16.66	16.66	18.62
	細粒分含有率FC(%)	10	10	-	-	-	5	-	-
	平均粒径D50(mm)	0.2	0.2	-	-	-	0.2	-	-
	相対密度Dr(%)	57	57	-	-	-	44	-	-
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	0	0
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	30	30	30	35	30	35
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	0	0
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01
	ψ (°)	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	10.0
MC/DP弾塑性モデルパラメータ	k (kN/m ²)	32007	32007	6725	10761	21522	29371	84515	86087
	n	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.5
	σ_{m0} (kN/m ²)	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8
	σ_{m0} の適用フラッグSF	0	0	0	0	0	0	0	0

項目	材料番号	9	10	12	13	14	15	16	17
	材料識別名	As4	Ag1	Dg1	Dc1	Dg2	基礎1	護岸	-
モデル	非線形タイプ	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	MCDP弾塑性	線形弾性	線形弾性
	変形特性	連成要素	連成要素	連成要素	非排水指定	連成要素	連成要素	平面応力	平面応力
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	190	85	290	360	400	130	-	-
	平均主応力 σ_m (kN/m ²)	127	57	193	240	267	87	-	-
	平均N値	35	8	44	11	51	50	-	-
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	32364	11042	46316	11579	53684	55860	8570000	30500
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.167	0.184
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	18.62	16.66	19.60	15.68	19.60	19.60	19.60	11.37
	細粒分含有率FC(%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	平均粒径D50(mm)	-	-	-	-	-	-	-	-
	相対密度Dr(%)	-	-	-	-	-	-	-	-
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	0	200	0	0	0	0
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	40	0	40	40	40	40
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	1900	1900
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02	-	-
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02	-	-
	ψ (°)	10.0	10.0	-	-	-	15.0	-	-
MC/DP弾塑性モデルパラメータ	k (kN/m ²)	86087	29371	-	-	-	148587	-	-
	n	0.5	0.5	-	-	-	0.5	-	-
	σ_{m0} (kN/m ²)	9.8	9.8	-	-	-	9.8	-	-
	σ_{m0} の適用フラッグSF	0	0	-	-	-	0	-	-

項目	材料番号	19	20	21	22	23	24	25	
	材料識別名	B(wet)	Ag1(wet)	As1(wet)	護岸	基礎1(wet)	-	As2	
モデル	非線形タイプ	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	MCDP弾塑性	線形弾性	MCDP弾塑性	線形弾性	MCDP弾塑性	
	変形特性	連成要素	連成要素	連成要素	平面応力	連成要素	連成要素	弾性液化化	
	要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	
原位置特性	鉛直有効応力 σ_v (kN/m ²)	40	85	85	-	130	-	110	
	平均主応力 σ_m (kN/m ²)	27	57	57	-	87	-	73	
	平均N値	6	8	8	-	50	-	15	
物理特性	せん断弾性係数G(kN/m ²)	12033	11042	11042	8570000	55860	30500	18294	
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.167	0.33	0.184	0.33	
	湿潤単体重量 γ_t (kN/m ³)	17.64	18.62	16.66	19.60	19.60	11.37	18.62	
	細粒分含有率FC(%)	-	-	-	-	-	-	5	
	平均粒径D50(mm)	-	-	-	-	-	-	0.2	
	相対密度Dr(%)	-	-	-	-	-	-	60	
力学特性	粘着力C(kN/m ²)	0	0	0	0	0	0	0	
	せん断抵抗角 ϕ (度)	35	35	35	40	40	40	35	
	引張り強度Qt(kN/m ²)	0	0	0	1900	0	1900	0	
	水平透水係数Kx(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	-	8.64E+02	-	8.64E+01	
	鉛直透水係数Ky(m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	-	8.64E+02	-	8.64E+01	
	ψ (°)	10.0	10.0	10.0	-	15.0	-	10.0	
MC/DP弾塑性モデルパラメータ	k (kN/m ²)	32007	29371	29371	-	148587	-	48663	
	n	0.5	0.5	0.5	-	0.5	-	0.5	
	σ_{m0} (kN/m ²)	9.8	9.8	9.8	-	9.8	-	9.8	
	σ_{m0} の適用フラッグSF	0	0	0	-	0	-	0	

(4) 再生成メッシュ図の妥当性の検証

表-3.3.4 に解析結果を示す。各着目点の水平変位を比較すると、いずれの着目点でも符号が同じであり、護岸構造物の側方流動方向は同じである。また、水平変位の差は、メッシュの再生成前後で 1～8cm であり、両者の差はほぼ一致している。したがって、再生成メッシュを使用しても、前回報告で用いた解析メッシュとの整合性は概ね保たれているといえる。

表-3.3.4 解析結果の比較（兵庫県南部地震，線形弾性体モデル）

地盤モデル	着目点① (内護岸陸側)		着目点② (内護岸海側)		着目点③ (防潮堤)	
	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
メッシュ図変更前	+27cm	-	-117cm	-	-16cm	-
メッシュ図変更後	+28cm	-3cm	-110cm	-1cm	-24cm	-38cm
実測値	+63cm	-	-85cm	-	-	-

注) プラス側は海側方向、マイナス側は陸側方向への側方流動を示す。

(5) 地盤の構成モデルの検証

兵庫県南部地震における変形挙動は、図-3.3.3 に示すように、解析結果・計測結果ともに、内護岸（着目点①、②）は水路側に流動する挙動を示している。一方、防潮堤（着目点③）では、鉛直変位は実測値・解析値ともに沈下しているが、水平変位は実測値と解析値で挙動が異なり、実測値では微少、線形弾性モデルではやや陸側に流動し、弾塑性モデルでは海側に大きく側方流動している。

弾塑性モデルで得られた護岸構造物の側方流動量は、表-3.3.5 に示すように、線形弾性体モデルの結果に比べていずれの着目点でも大きな値を示している。また、実測値と比較しても内護岸陸側（着目点①）を除き、水平変位を過大に評価している。

両モデルの差は、弾塑性モデルで用いた土層のせん断剛性が線形弾性モデルに比べて 1/3～1/4 と小さいこと、ならびに土層の構成モデルの違いに起因していると考えられる。内護岸は、図-3.3.4 に示すように、両モデルとも基礎直下にせん断ひずみが集中しているが、弾塑性モデルの方が広く分布している。また、内護岸海側では、弾塑性モデルのみ背面土にもせん断ひずみが生じている。一方、防潮堤は両モデルにおけるせん断ひずみ分布の様相が異なり、線形弾性モデルでは防潮堤背面側にひずみが集中し、弾塑性モデルでは防潮堤直下の地盤を回りこむ形でせん断ひずみが生じ、背面の B 層～基礎～Ma13 層までせん断ひずみが連続的に分布している。

以上より、弾塑性モデルを用いた兵庫県南部地震の解析は、線形弾性モデルに比べて、全体的に護岸構造物の側方流動量を安全側に評価することが確認できることから、これを東南海・南海地震の解析に使用することとする。

表-3.3.5 解析結果の比較

地盤モデル	着目点① (内護岸陸側)		着目点② (内護岸海側)		着目点③ (防潮堤)	
	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
①線形弾性モデル	+28cm	-3cm	-110cm	-1cm	-24cm	-35cm
②弾塑性モデル	+53cm	-4cm	-214cm	-30cm	+125cm	-80cm
上記の差(②-①)	(+25cm)	(-1cm)	(-104cm)	(-29cm)	(+149cm)	(-45cm)
実測値	+63cm	-	-85cm	-	微少	-50cm

注) プラス側は海側方向、マイナス側は陸側方向への側方流動を示す。

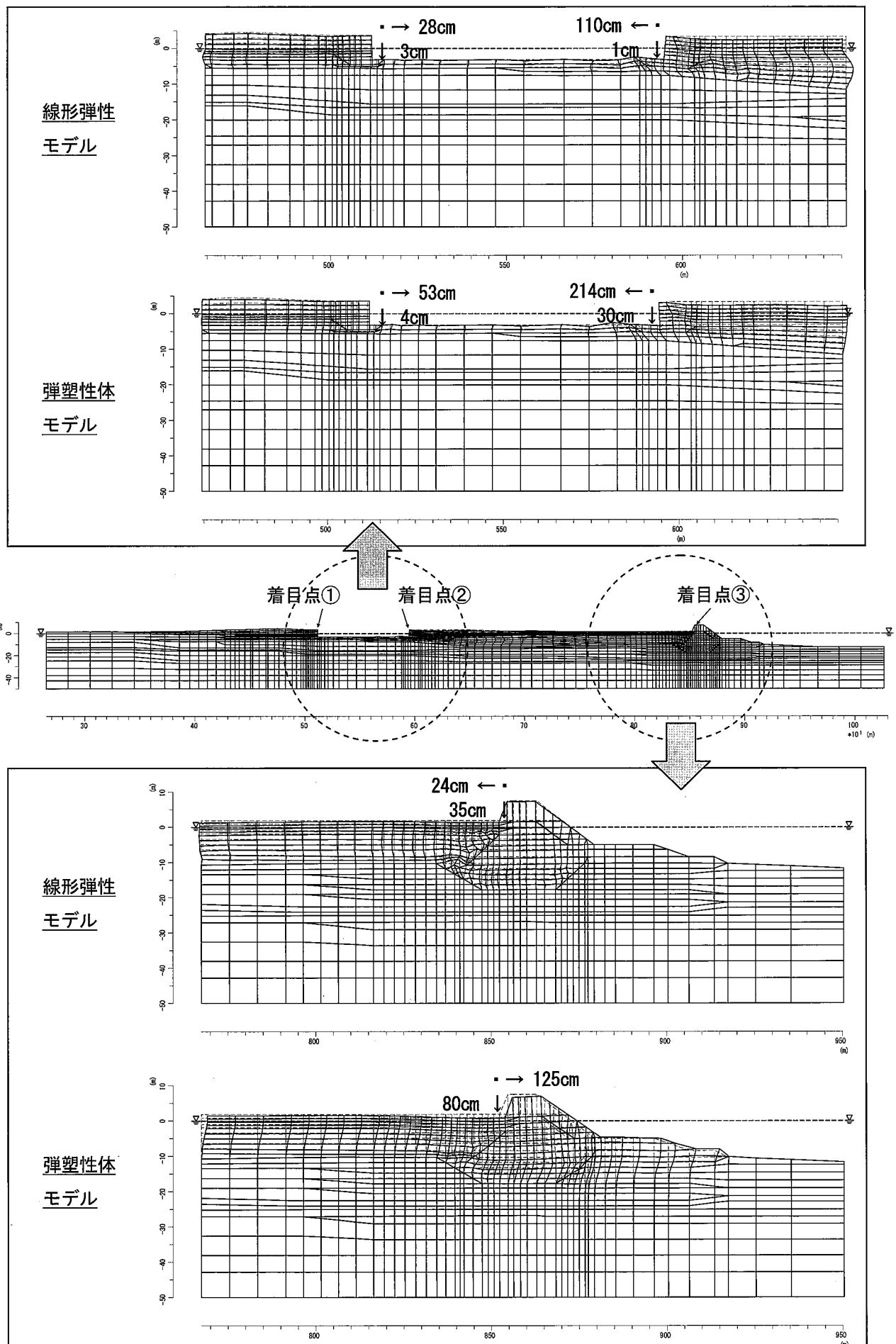


図-3.3.3 ALID による変形図の比較

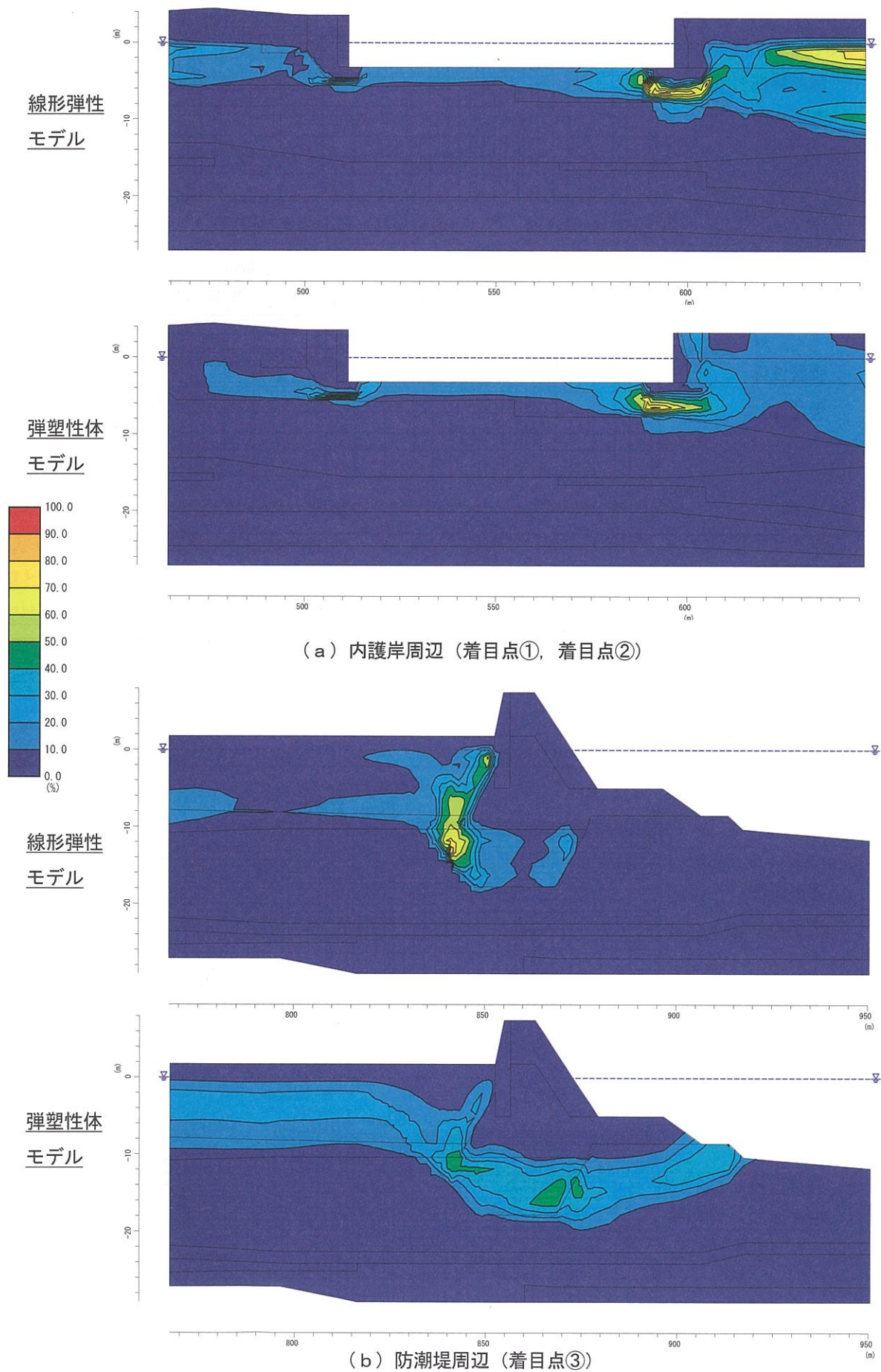


図-3.3.4 ALIDによる最大せん断ひずみ分布図の比較 (縦横変倍縮尺)

3.4 ALIDによる東南海・南海地震の解析結果と後続波の不確かさに伴う影響の検証

本項では兵庫県南部地震で設定した地盤の構成モデルと入力パラメータを用いて、東南海・南海地震の解析を行い、同地震の後続波の不確かさに伴う影響を検証する。

(1) 解析条件

基本的な断面、地盤の構成モデル（弾塑性モデル）および入力パラメータは前項と同様であるが、先の兵庫県南部地震の場合と異なる点は、別途液状化判定を実施し、液状化安全率（FL）を直接入力して解析することである。

前回の報告でも、東南海・南海地震のような加速度はそれほど大きくないが、長周期成分が卓越し、継続時間が長い地震動の場合には、鉄道基準で採用されている累積損傷度理論による液状化安全率が従来の道示によるものと比較して小さく、安全側の評価が可能であることを踏まえ、累積損傷度理論から求めた液状化安全率（FL）を用いた解析が実施された³⁾。

しかしながら、累積損傷度理論では、東南海・南海地震の後続波の影響を考慮して液状化安全率（FL）を推定できるが、後続波自体未解明な点が多く、それによる液状化安全率（FL）の信頼性は乏しい。

そこで、表-3.4.1に示すように、前回報告で用いた液状化安全率（FL）と液状化強度（RL）を基に、これらを変化させた解析を4ケース実施することにより、後続波の不確かさに伴う影響を検証する。

表-3.4.1 東南海・南海地震の解析に用いた液状化安全率（FL）と液状化強度（RL）

(a) 解析ケース

解析ケース	液状化安全率	液状化強度	備 考
case1	$1.00 \times FL$	$1.00 \times RL$	東南海・南海地震(後続波無)
case2	$0.95 \times FL$	$0.97 \times RL$	
case3	$0.90 \times FL$	$0.94 \times RL$	東南海・南海地震(後続波有)
case4	$0.85 \times FL$	$0.91 \times RL$	

(b) 液状化安全率（FL）

解析ケース	液状化安全率	B(Ba)	As1
case1	$1.00 \times FL$	0.688	1.093
case2	$0.95 \times FL$	0.652	1.039
case3	$0.90 \times FL$	0.616	0.984
case4	$0.85 \times FL$	0.585	0.929

(c) 液状化強度（RL）

解析ケース	液状化強度	B(Ba)	As1
case1	$1.00 \times RL$	0.136	0.124
case2	$0.97 \times RL$	0.133	0.122
case3	$0.94 \times RL$	0.130	0.120
case4	$0.91 \times RL$	0.127	0.118

(2) 解析結果

東南海・南海地震の解析結果は、次頁の図-3.4.1 変形図（case4 の場合）に示すように、前項の兵庫県南部地震での解析結果と比較して、変形挙動は同様の様相を呈する。これは、他のケースで得られた変形挙動も同様である。

解析結果を表-3.4.2 に示す。このうち、case3 が前回報告³⁾と同様の液状化安全率（FL）と液状化強度（RL）を用いたときの結果である。case3 を基準とした側方流動量の振れ幅は、着目点毎に異なり、変位量が小さいものほど小さくなる傾向がある。これは、護岸構造物背面や基礎直下における液状化層（B 層，Ba 層，As1 層）の分布状況，ならびにその液状化安全率（FL）の大きさに起因していると考えられる。

表-3.4.2 後続波の不確かさに伴う影響と解析結果の関係（東南海・南海地震）

ケース	液状化安全率	着目点① (内護岸陸側)		着目点② (内護岸海側)		着目点③ (防潮堤)	
		水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
case1	1.00 × FL	+12.0cm	-1.8cm	-41.5cm	-8.6cm	+143.3cm	-136.0cm
case2	0.95 × FL	+21.0cm	-2.3cm	-69.0cm	-12.0cm	+208.9cm	-150.9cm
case3	0.90 × FL	+36.2cm	-4.0cm	-112.1cm	-19.7cm	+288.9cm	-162.1cm
case4	0.85 × FL	+58.0cm	-5.2cm	-167.9cm	-23.9cm	+365.9cm	-173.5cm

注) case1は『後続波無し』，case3は『後続波有り』に対応する。

3.3.5 まとめ

本節では、ALID を用いて兵庫県南部地震での実測データとの比較による地盤の構成モデルの適用性を検証し、そのモデルを用いて東南海・南海地震の解析を実施して同地震の後続波の不確かさが解析結果に与える影響を検証した。

その結果、兵庫県南部地震の解析では、せん断剛性の評価・設定方法（特に構造物基礎や粘性土層）が重要であることが認識された。また、東南海・南海地震の後続波の不確かさに伴う側方流動量の変化が大きく、それが護岸構造物周辺地盤の液状化層の分布状況や物性の評価に起因することがわかった。

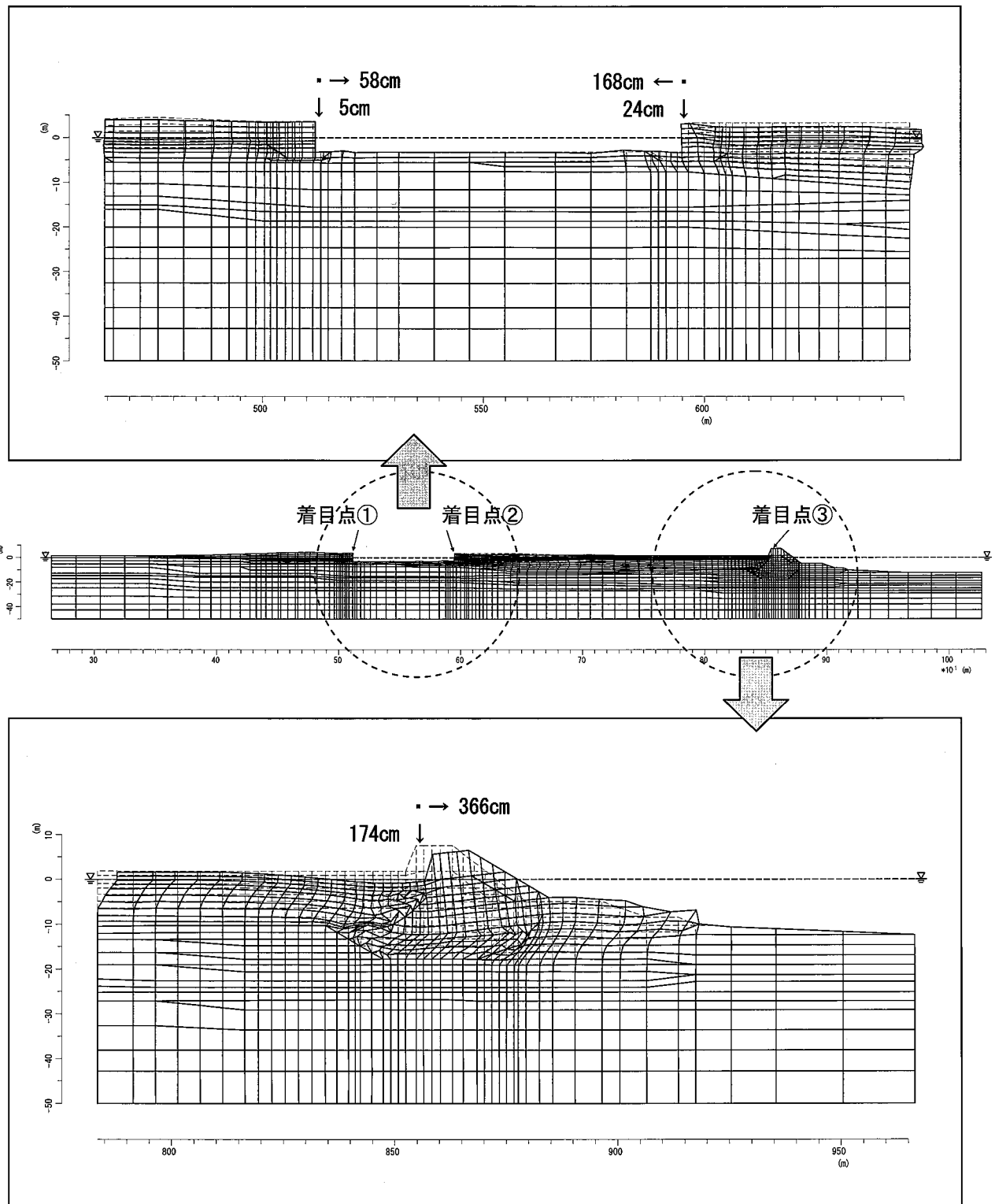


図-3.4.1 ALIDによる変形図 (case4 ($0.85 \times FL$, $0.91 \times RL$) の場合)

4. 地震応答解析による検討

4.1 LIQCA による地震応答解析

4.1.1 LIQCA の特徴

土構造物の地震後変形量を予測評価する手法には種々のものが研究・提案されている。

その手法は、まず大きく「有限要素法(FEM)を用いる手法」と「その他の手法」に分けることができる。有限要素法による手法は、地盤を数多くの有限要素に分割することによりきめ細かなモデル化が可能な手法である。有限要素法を大別すると、動的応答解析法により地震時の変形を時刻歴にしたがって追跡していく「動的解析」と、適切に地盤の物性を設定し解析上の仮定を設けることにより「静的解析」として簡便に取り扱う方法とがある。前者の動的応答解析手法は更に「全応力法」と「有効応力法」に分類することができる。

ここで記載する LIQCA は上述の「有効応力法に基づく動的解析手法」である。LIQCA は有効応力に基づく弾塑性理論にしたがい、地震時の過剰間隙水圧の発生、地盤の剛性低下を考慮することができる。また、地盤中の間隙水圧の移動、すなわち地盤の透水現象が考慮されている。したがって、計算から得られる変形量には圧密による変形も含まれており、地震後に生ずる地盤の圧密に伴う沈下も計算することができ、地震時の地盤変形要因として考えられる全てが考慮される。

4.1.2 解析モデル

解析モデルは、前述の ALID での解析モデルと同様で、神戸 JIBANKUN を用いた神戸沿岸域における推定地盤断面である（図-4.1.1、図-4.1.2 参照）。

土層は全体的に海側に緩やかに傾斜しており、液状化層は沖積砂質土層の As1, As2, As3 の他、地下水以深の埋立土層（B, Ba）となっている。

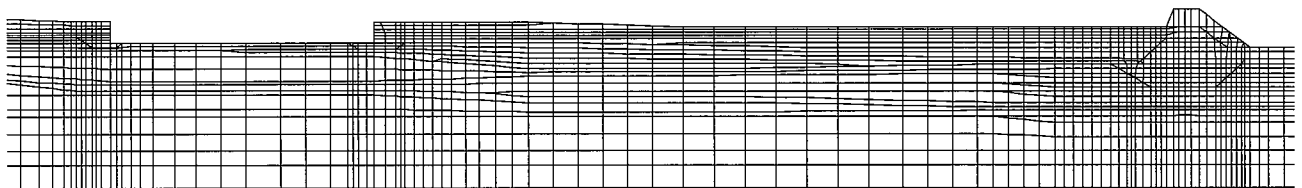


図-4.1.1 解析メッシュ図

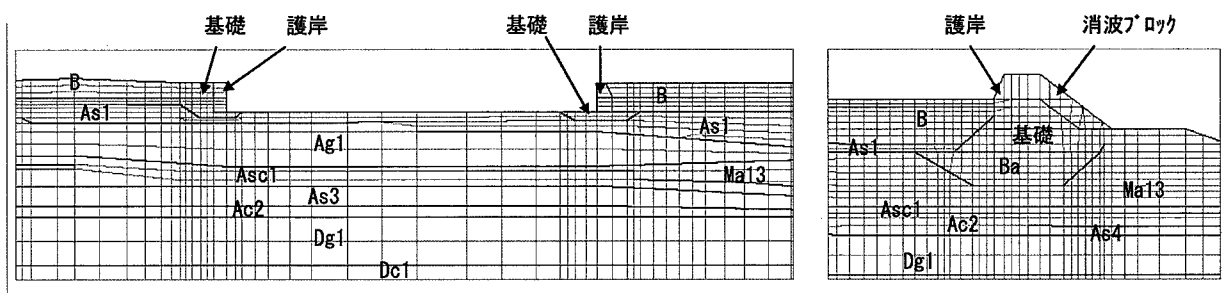


図-4.1.2 護岸部拡大メッシュ図

4.1.3 入力パラメータ

LIQCA で必要な入力パラメータは表-4.1.1 の通りであり、密度試験やせん断試験、PS 検層、圧密試験の他、動的変形試験等が必要となっている。

表-4.1.1 LIQCAに必要なパラメータ

パラメータ名		物理的意味・役割	設定方法	備考
密度	ρ	混合体の密度	密度試験	土質に応じた値
透水係数	k	透水性を表す係数	透水試験	〃
初期間隙比	e_0	体積弾性係数, 過圧密境界曲面の移動に関係	密度試験	〃
砂の弾塑性モデル				
圧縮指数	λ	過圧密境界曲面の移動に関係	等方圧縮膨張試験	土質に応じた値
膨潤指数	κ	体積弾性係数, 過圧密境界曲面の移動に関係	(圧密試験)	〃
疑似過圧密比	OCR	過圧密境界曲面の大きさに関係	圧密試験	〃
無次元化初期せん断係数	G_0 / σ'_{mo}	せん断剛性に関係	PS検層よりVs	N値よりVs推定
変相応力比	M^*_m	変相線を示す応力比	せん断試験	M^*_m より小さい値
破壊応力比	M^*_r	破壊線を示す応力比		N値よりφ推定
硬化関数中のパラメータ	B^*_0	塑性せん断係数の初期値に関係		相対密度に応じた値
〃	B^*_1	塑性せん断係数の最終値に関係		〃
〃	C_t	1サイクル中の塑性せん断係数の変化を制御		考慮しない
規準ひずみ(塑性剛性)	γ^{P*}_r	変相線到達後の塑性剛性低下を制御	動的変形試験, 液状化試験にフィッティング	相対密度に応じた値
規準ひずみ(弾性剛性)	γ^{E*}_r	変相線到達後の弾性剛性低下を制御		〃
ダイレイタンス係数	D^*_0	ダイレイタンス量を制御		〃
ダイレイタンス係数	n	応力振幅に応じたダイレイタンス量を制御		〃
異方性消失のパラメータ	C_d	初期応力の異方性消失を制御		土質に応じた値
R-Oモデル				
ポアソン比	ν	弾性定数	せん断試験	0.2~0.3程度
粘着力	c	強度定数		N値より推定
内部摩擦角	ϕ	強度定数		〃
せん断弾性係数のパラメータ	a	せん断剛性の大きさに関係	PS検層よりVs	N値よりVs推定
〃	b	せん断剛性の拘束圧依存性に関係		〃
R-Oパラメータ	α	せん断剛性のひずみ依存性に関係	動的変形試験にフィッティング	土質に応じた値
〃	r	最大減衰定数に関係		〃

上記パラメータのうち、材料によって使用するパラメータは異なり一般的には以下のように取扱う。

① 弾性モデル

一般的に構造物や基盤層などのモデル化に適用する。設定するパラメータは、密度や透水係数、間隙比、せん断剛性率等である。

② 弾塑性モデル

液状化対象層に適用される。また、非液状化層でも堤体のように応力状態が複雑でひずみの発生量が比較的多い部分に適用する。設定するパラメータは、表-4.1.1の「砂の弾塑性モデル」に記載の通りである。

③ R-Oモデル

間隙水圧の発生量がさほど多くない粘土層や洪積土層に適用される。設定するパラメータは、表-4.1.1中の「R-Oモデル」に記載の通りである。

表-4.1.2 入力パラメーター一覧表①

砂の繰り返し弾塑性モデル (液状化対象層)

材料番号	19.1 B	2 Ba	6.21 As1	25 As2	8 As3	備考
砂の繰返し弾塑性構成式(Okazaki, 1999)						
密度 ρ (g/cm ³)	1.80	1.80	1.70	1.90	1.90	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 k (m/s)	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	一般値(土質試験の方法と解説)
初期間隙比 e_0	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	テキストより推定
圧縮指数 λ	0.0025	0.0025	0.01	0.0046	0.0046	テキストより推定
膨潤指数 κ	0.0015	0.0015	0.003	0.0023	0.0023	テキストより推定
疑似過圧密比 OCR*	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	推定
初期せん断係数 G_0 / σ'_{mo}	1013	1013	512	691	676	
N値	6	6	8	15	35	KX04133, OK00551より
Vs	150	150	160	200	260	N値から推定, $V_s = (80, 100) * N^{1/3}$
G_0 (kN/m ²)	40500	40500	43520	76000	128440	Vsから設定, $G_0 = \rho * V_s^2$
σ'_{mo} (kN/m ²)	40	40	85	110	190	土層中心の有効応力とした
変相応力比 M^*_m	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	推定値, P43
破壊応力比 M^*_t	1.158	1.158	1.158	1.158	1.158	$= \sqrt{(2/3) * 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')}$
硬化関数中のパラメータ B^*_0	3800	4000	3800	4000	4200	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ B^*_1	70	75	70	80	80	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ C_t	0	0	0	-	-	テキストより推定
基準ひずみ(塑性剛性) γ^{P*}	0.005	0.008	0.005	0.008	0.008	一般的な値
基準ひずみ(弾性剛性) γ^{E*}	0.01	0.016	0.01	0.016	0.016	一般的な値
ダイレイタンス係数 D^*_0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	一般的な値
ダイレイタンス係数 n	4	5	6	7	9	一般的な値
備考	1:飽和 19:乾燥		6:飽和 21:乾燥			

R-O モデル（非液状化対象層，粘性土）（表-4.1.2 続き）

材料番号	3	4	5	7	備考
	Ma13	Ac1	Ac2	Asc1	
密度 ρ (g/cm ³)	1.40	1.40	1.60	1.70	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 k (m/s)	1.0E-07	1.0E-07	1.0E-07	1.0E-07	一般値(土質試験の方法と解説)
R-Oモデル					
ポアソン比 ν	0.35	0.35	0.35	0.35	
粘着力 c (kN/m ²)	50	50	50	50	
内部摩擦角 ϕ (deg)	0	0	0	0	推定値
せん断弾性係数のパラメータ a	38250	38250	38250	38250	
せん断弾性係数のパラメータ b	0.0	0.0	0.0	0.0	
R-Oパラメータ α	6.17	6.17	6.17	6.17	
R-Oパラメータ r	2.13	2.13	2.13	2.13	
備考	LIQCA公開資料を参考	Ma13層と同じとした	Ma13層と同じとした	Ma13層と同じとした	

剛性劣化を考慮しない弾塑性モデル（非液状化対象層，砂質土）

材料番号	9	10,20	11	12	13	14	17,24	備考
	As4	Ag1	Ag2	Dg1	De1	Dg2	消波block	
砂の繰返し弾塑性構成式 (Okada, 1999)								
密度 ρ (g/cm ³)	1.90	1.70	1.90	2.00	1.80	2.00	1.16	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 k (m/s)	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-07	1.0E-03	1.0E-07	一般値(土質試験の方法と解説)
初期間隙比 e_0	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.400	テキストより推定
圧縮指数 λ	0.0046	0.01	0.01	0.01	0.025	0.025	0.01	テキストより推定
膨潤指数 κ	0.0023	0.003	0.0025	0.003	0.01	0.0035	0.005	テキストより推定
疑似過圧密比 OCR^*	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	推定
初期せん断係数比 G_0/σ'_{mo}	676	512	676	541	144	450	311	
N値	35	8	35	44	11	51	—	KX04133, OK00551より
V_s	280	160	280	280	180	300	—	N値から推定 $V_s = (80/100) * N^{1/3}$
G_0 (kN/m ²)	128440	43520	128440	156800	51840	180000	30500	V_s から設定, $G_0 = \rho * V_s^2$
σ'_{mo} (kN/m ²)	190	85	190	290	360	400	98	土層中心の有効応力とした
変相応力比 M^*_m	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	推定値 P43
破壊応力比 M^*_f	1.158	1.158	1.158	1.336	0.980	1.336	1.336	$= \sqrt{(2/3)} * 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$
硬化関数中のパラメータ B^*_0	3000	3000	3000	3000	3000	3000	1000	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ B^*_1	—	—	—	—	—	—	—	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ C^*_t	—	—	—	—	—	—	—	テキストより推定
基準ひずみ(弾性剛性) γ^{ps}	—	—	—	—	—	—	—	一般的値
基準ひずみ(弾性剛性) γ^{ev}	—	—	—	—	—	—	—	一般的値
ダイレイタンス係数 D^*_e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	一般的値
ダイレイタンス係数 n	—	—	—	—	—	—	—	一般的値
備考			11: 飽和 20: 乾燥				17: 弾性材料 24: 乾燥材料	

弾性モデル（護岸，基礎）

材料番号	15,23	16,22	18	備考
	基礎1	護岸	基礎2	
弾性体				
密度 ρ (g/cm ³)	2.00	2.30	2.00	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 k (m/s)	1.0E-02	1.0E-07	1.0E-02	一般値(土質試験の方法と解説)
初期間隙比 e_0	0.400	0.800	0.400	テキストより推定
初期せん断係数 G_0 (kN/m ²)	180000	8570000	180000	V_s から設定, $G_0 = \rho * V_s^2$
ポアソン比 ν	0.300	0.167	0.300	
Lameの定数 λ (kN/m ²)	2.70E+05	4.30E+06	2.70E+05	
Lameの定数 μ (kN/m ²)	1.80E+05	8.57E+06	1.80E+05	推定値
備考	15: 弾性材料 23: 乾燥材料	16: 弾性材料 22: 乾燥材料	18: 弾性材料 23: 乾燥材料	

今回の解析に用いたパラメータを表 4.1.2 に示す。液状化層対象層は砂の繰返し弾塑性モデル，非液状化層は R-O モデル（粘性土）と剛性劣化を考慮しない弾塑性モデル（砂質土），護岸および基礎は弾性モデルとした。

図-4.1.3 に，液状化に関するパラメータの要素シミュレーション結果を示した。

今回は，解析地区付近で実施されている既往の液状化試験（非排水繰返し三軸試験）データを参考にパラメータ設定を行った。

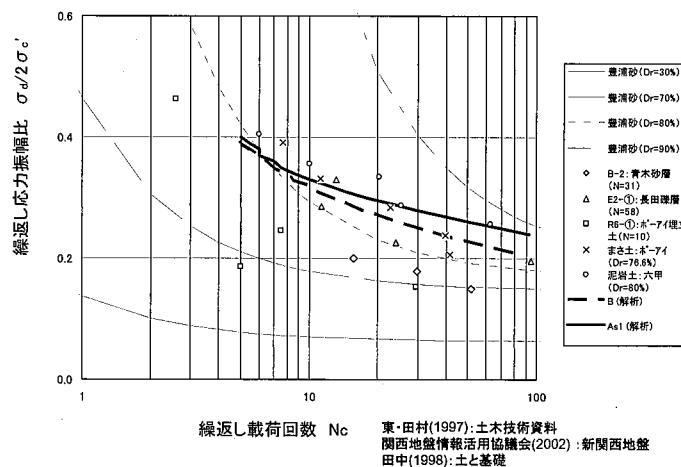


図-4.1.3 液状化曲線の要素シミュレーション結果

4.1.4 入力地震動

解析に用いる入力地震波は、内閣府による「東南海・南海地震の地震波」及び「兵庫県南部地震の観測波」から解析した GL-50m における地震波の 2 ケースを設定した。

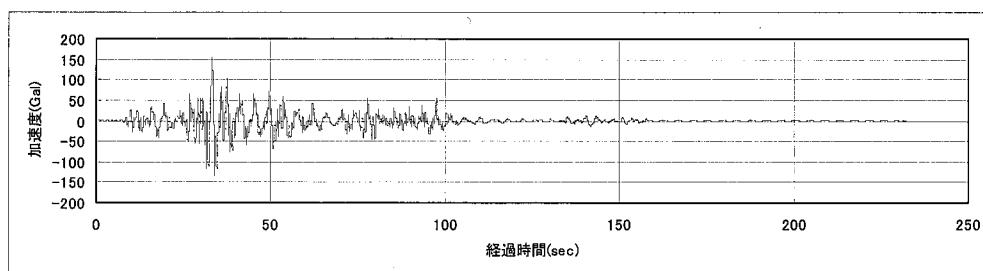


図-4.1.4 入力地震波(東南海・南海地震, N-S 成分, OP-50m)

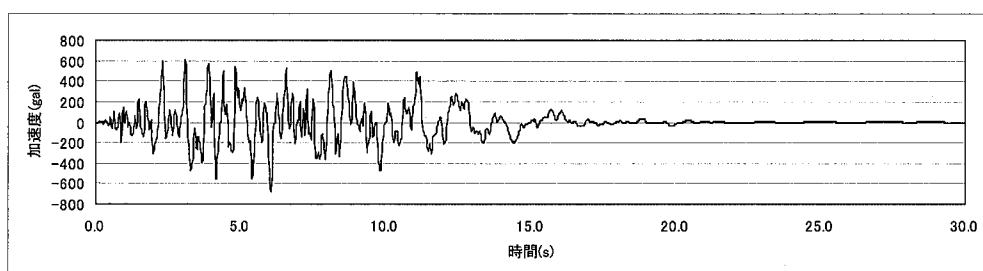


図-4.1.5 入力地震波(兵庫県南部地震, N-S 成分, OP-50m)

4.1.5 兵庫県南部地震の解析について

(1) 地盤変位

各照査点 (図-4.1.6) の地盤変位量を表-4.1.3 に示し、図-4.1.7 に変位メッシュ図を示した。また、図-4.1.8 に変位量の経時変化図を示した。

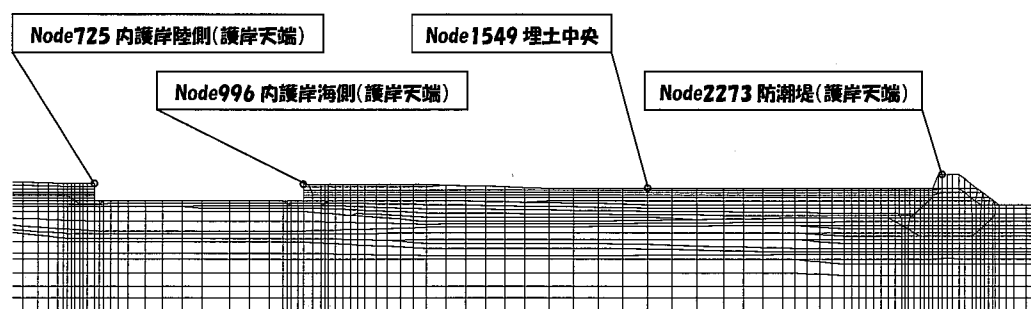


図-4.1.6 地盤変位量の照査地点

表-4.1.3 地盤変位量

照査地点	兵庫県南部地震		
	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	実測値
Node725	-29.3	+103.6	水平+63cm
Node996	-14.0	-87.1	水平-85cm
Node1549	-16.2	-18.1	—
Node2273	-33.4	+10.3	鉛直およそ-50cm

*鉛直変位は(+)が隆起, (-)が沈下, 水平変位は(+)がモデル右方向, (-)が左方向

兵庫県南部地震の波形を入力し地盤変位量を計算した結果、各照査点の鉛直変位は液状化により 14cm～33cm の沈下量を示した。

護岸の水平変位量は、いずれも海側への流動方向を示しており、内護岸で 1m 前後の変位量となっている。防潮堤の水平変位量はやや小さく 10cm 程度である。

実測変位量と比較すると、内護岸陸側では解析値の方が大きい水平変位量を示すものの、内護岸海側の水平変位量と内護岸の鉛直変位量は概ね同程度という結果が得られた。

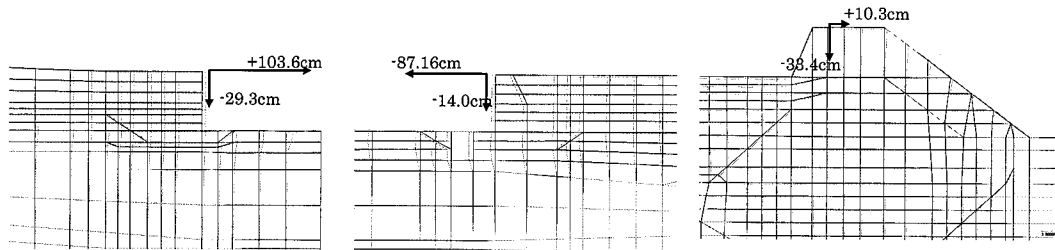


図-4.1.7 変位メッシュ図:兵庫県南部地震(30s/30s 後)

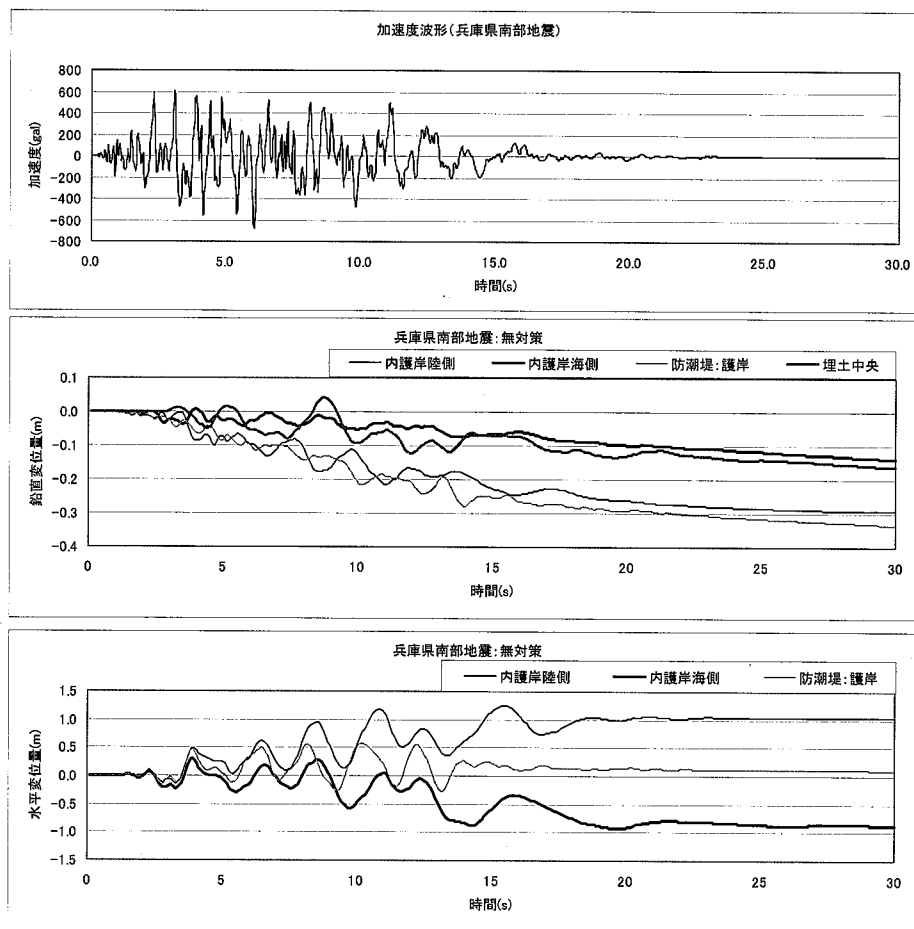


図-4.1.8 地盤変位の経時変化図:兵庫県南部地震(上:地震波, 中:鉛直変位, 下:水平変位)

(2) 過剰間隙水圧

図-4.1.10 に護岸直下、及び埋立土中央部の相対有効応力減少比(≡過剰間隙水圧比)の経時変化を示す。

有効応力減少比は、地震発生後 10s～15s 程度で全体的にピーク値になる。その後、加速度の収束に伴い過剰間隙水圧は徐々に消散するが、埋立土中央部 As1 層上部での過剰間隙水圧の消散は他の地点に比べ遅くなっている。これは、排水距離の長さが影響している。

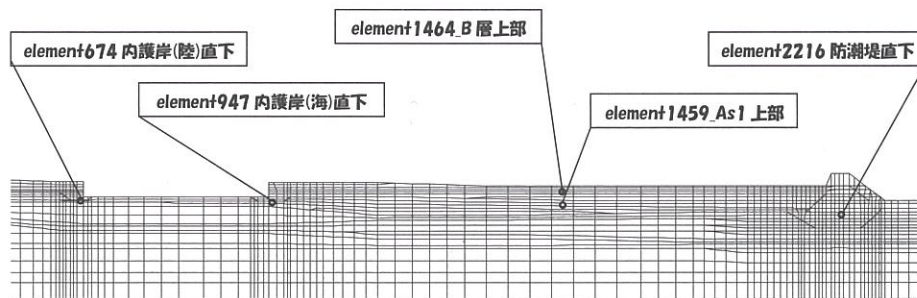


図-4.1.9 相対有効応力減少比の照査点

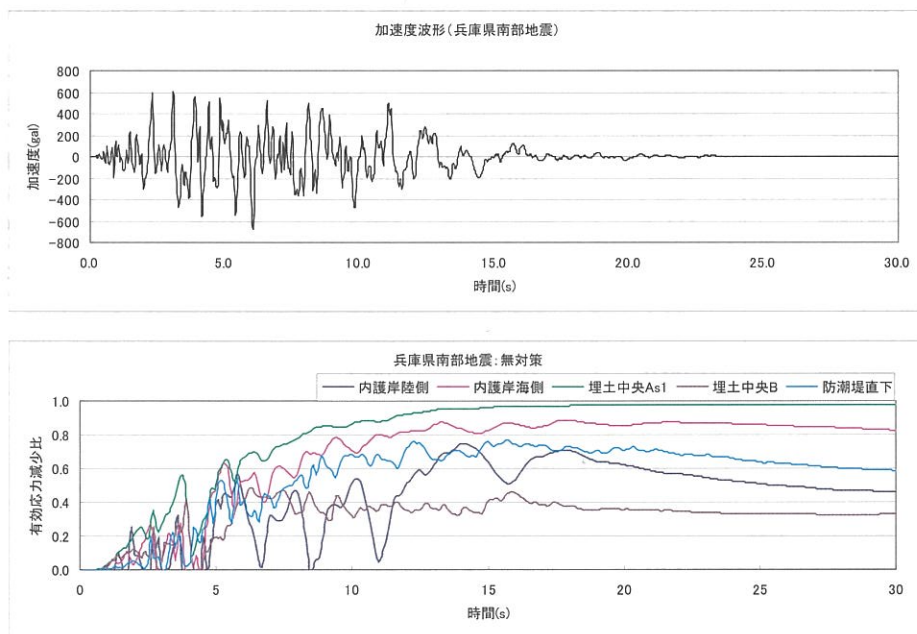


図-4.1.10 相対有効応力減少比経時変化図: 兵庫県南部地震

以下に、相対有効応力減少比のコンター図を記載する。

これらの図の通り、地震時に相対有効応力が減少する土層は主に B 層、Ba 層、As1 層が顕著であるが、深部に分布する As3 層もやや減少しているのが確認できる。

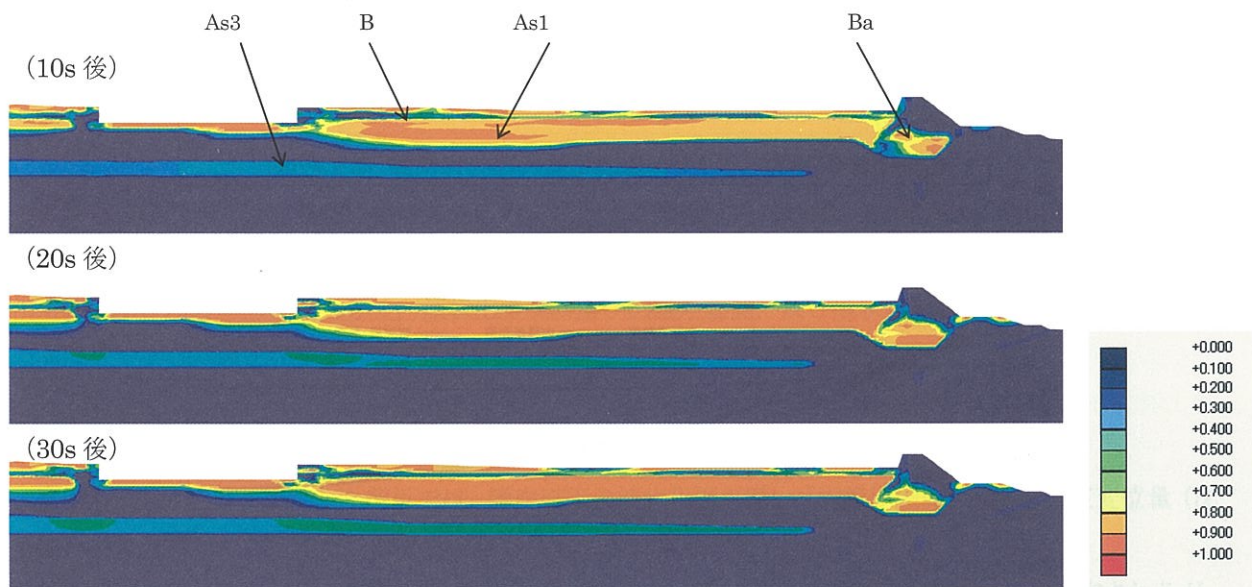


図-4.1.11 相対有効応力減少比コンター図: 兵庫県南部地震

4.1.6 東南海・南海地震を想定した解析

(1) 地盤変位

各照査地点の地盤変位量を表-4.1.4 に示し、図-4.1.12 に変位メッシュ図を示した。また、図-4.1.13～図-4.1.14 に変位量の経時変化図を示した。

東南海・南海地震を想定した地震波での地盤変位量は、表層付近に液状化層が相対的に厚い内護岸海側及び埋土中央がやや大きな値となった。防潮堤の変位量は、兵庫県南部地震の値とほぼ同様である。

液状化層である As1 層が薄い内護岸陸側では、兵庫県南部地震よりも小さな変位量となった。

なお、変位量の経時変化を見ると鉛直変位（沈下）は加速度が max となる 30 秒前後から徐々に進行しているが、水平変位量は地震発生後 30 秒から発生し 50 秒までに概ね終了している。

表-4.1.4 地盤変位量

照査地点	東南海・南海地震		(参考) 兵庫県南部地震		
	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	実測値
内護岸陸側	-11.2	+14.7	-29.3	+103.6	水平+63cm
内護岸海側	-67.2	-98.2	-14.0	-87.1	水平-85cm
埋土中央	-68.1	-118.3	-16.2	-18.1	—
防潮堤天端	-33.5	-10.3	-33.4	+10.3	鉛直およそ-50cm

*鉛直変位は(+)が隆起，(-)が沈下，水平変位は(+)がモデル右方向，(-)が左方向

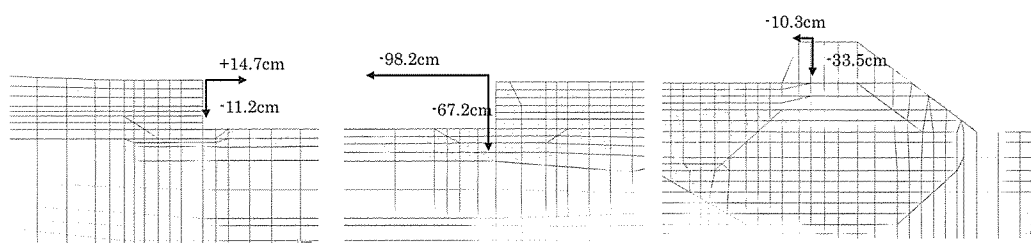


図-4.1.12 変位メッシュ図: 東南海・南海地震(250s/250s 後)

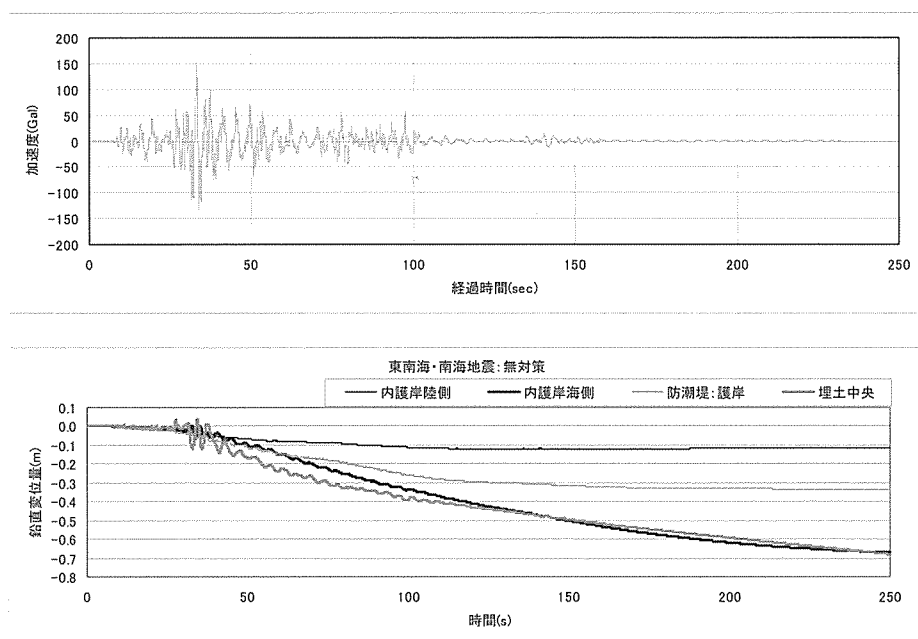


図-4.1.13 地盤変位の経時変化図: 東南海・南海地震(上: 地震波, 下: 鉛直変位)

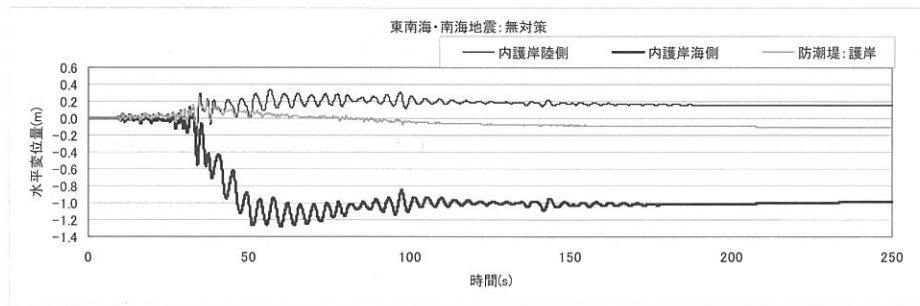


図-4.1.14 地盤変位の経時変化図:東南海・南海地震(水平変位)

(2) 過剰間隙水圧

図-4.1.15 に護岸直下、及び埋立土中央部の相対有効応力減少比(≡過剰間隙水圧比)の経時変化を示す。

有効応力減少比は地震発生後徐々に上昇し、加速度が max となる 30 秒頃に急上昇する。有効応力減少比が 1.0 近くになるのは液状化層の厚い内護岸海側、及び埋土中央部である。

防潮堤直下は土被りが大きいことから、他の地点に比べ有効応力の減少が小さい(液状化の程度が小さい)。以下に相対有効応力減少比のコンター図を記載する。

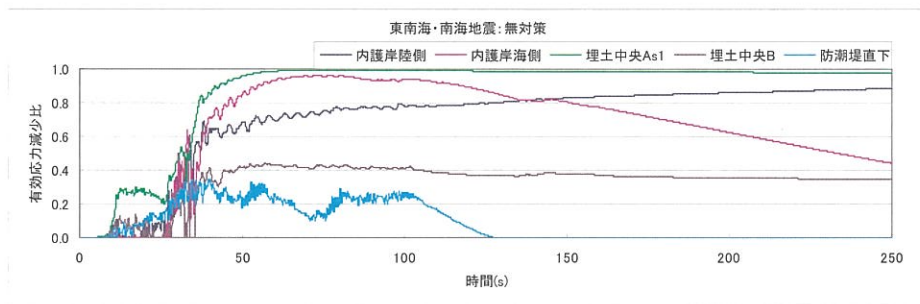
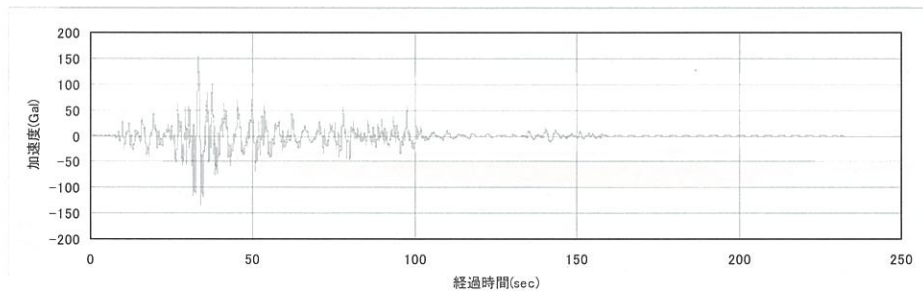


図-4.1.15 相対有効応力減少比経時変化図:東南海・南海地震

これらの図の通り、地震時に相対有効応力が減少する土層は主に B 層、Ba 層、As1 層が顕著であるが、深部に分布する As3 層もやや減少しているのが確認できる。護岸直下の有効応力減少比は、液状化層厚が相対的に厚い内護岸海側が大きく、液状化層厚の薄い内護岸陸側、及び液状化層が深い位置に分布する防潮堤はやや小さい値となっている。

(3) 解析結果の整理

東南海・南海地震を想定した解析では、護岸直下の液状化層が厚い「内護岸陸側」が最も鉛直変位量(沈下量)が大きくなった。また、水平変位量も最も大きい結果となった。

有効応力減少比は地下水位以深の B 層及び As1 層で 1.0 に近づき液状化が発生することが想定されるが、Ba 層や As3 層の有効応力減少比はやや小さいため液状化の程度も小さいことが想定できる。この Ba 層

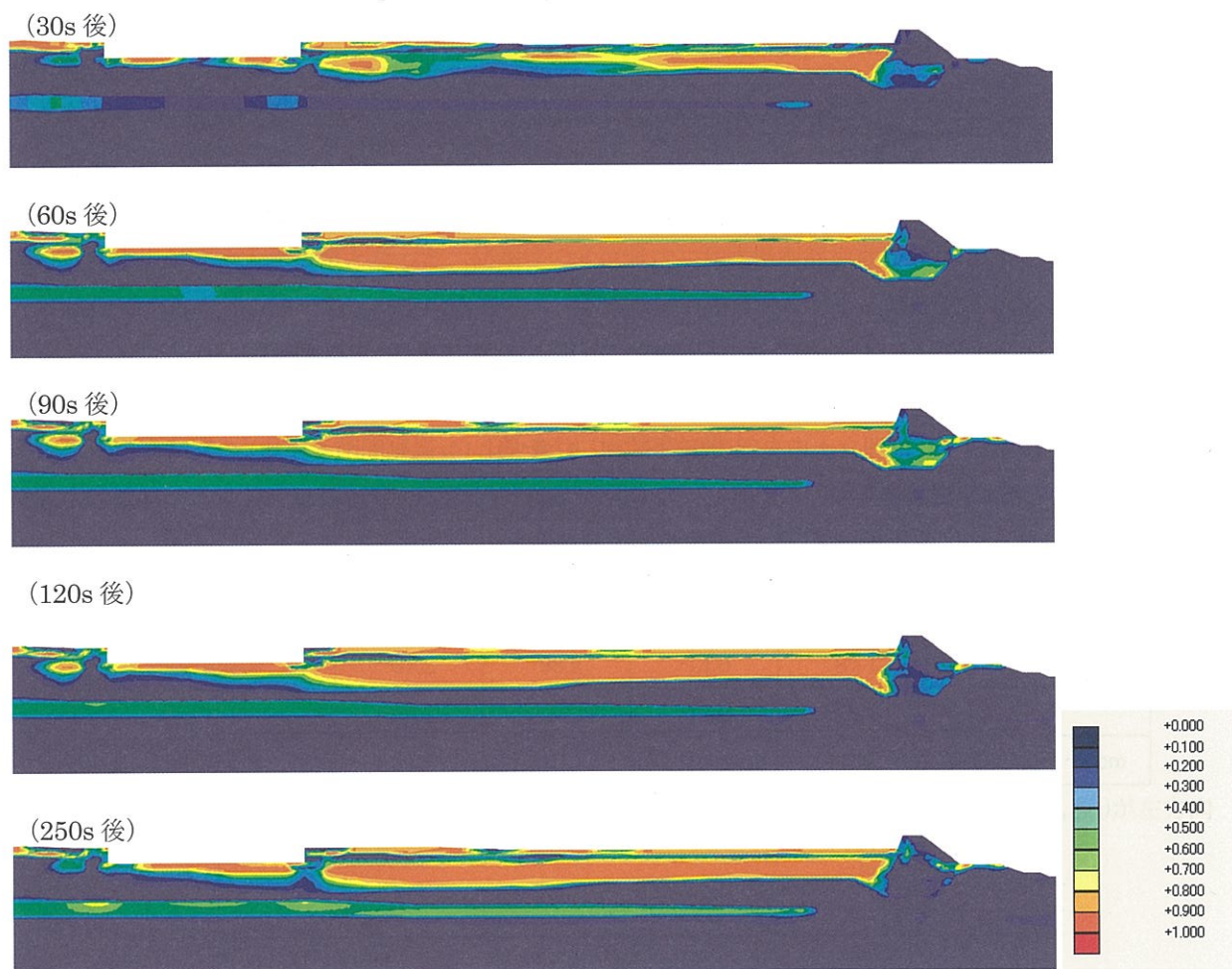


図-4.1.16 相対有効応力減少比コンター図:東南海・南海地震

は As1 層と概ね同様の物性（N 値，せん断剛性率等）であるものの，As1 層より分布深度が深く土被り圧が大きいことから，液状化の程度が小さくなったものと想定される。

これらの結果から，東南海・南海地震のように最大加速度が小さい場合でも地震動が長時間継続する地震の場合は液状化による影響が大きくなるため，以下のような箇所において地盤変状が大きくなると想定される。

- ・液状化層の分布域が浅い箇所
- ・液状化層厚が厚い箇所
- ・偏心荷重を受けている箇所
- ・液状化層が傾斜地盤上に分布する箇所

なお，神戸市域周辺は主に礫質土層が多く分布しているものの，沿岸部を中心に液状化層となる沖積砂質土層が分布するため，これら沿岸部は今後，被害想定や対策要否の検討において重要な地区となる。

4.2 FLIPによる地震応答解析

4.2.1 FLIP の概要

ここでは、解析コード：FLIP(Finite element analysis of LIquefaction Program:Ver719-6-7)による、有効応力法に基づく2次元地震応答解析について述べる。

FLIPは、1988年に運輸省港湾技術研究所（現：(独)港湾空港技術研究所）で開発された、平面ひずみ状態を対象とする有効応力法に基づく2次元地震応答解析プログラムである。

FLIPは、開発以来港湾施設の解析を中心に使用されてきた。また、平成3年に行われた各種の有効応力モデルを用いた「液状化に関する一斉解析」⁷⁾において、特に基本的な要素シミュレーションの比較でFLIPは液状化がかなり進行してひずみが 10^{-2} のレベルになるまで安定してシミュレーションでき、また液状化強度曲線へのフィッティングも良いことなどが確認されている。FLIPの主な特徴を以下に示す。

- ① 有限要素法に基づくプログラムである。
- ② 二次元の平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③ 非排水状態における、地盤の液状化を考慮した地震応答解析をおこなう。
- ④ 土の応力-歪モデルとして、東畑・石原によるマルチスプリング・モデル⁸⁾を採用している。(図-4.2.1 参照)
- ⑤ 液状化現象は、有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧発生モデルは、井合モデル⁹⁾を用いる。(図-4.2.2 参照)

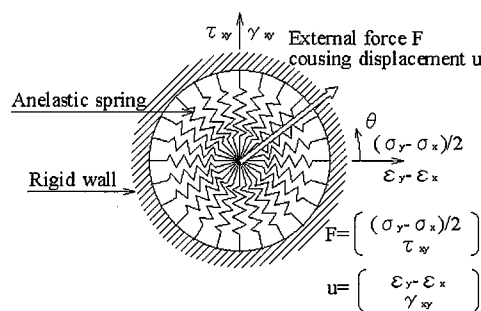


図- 4.2.1 マルチスプリング・モデル

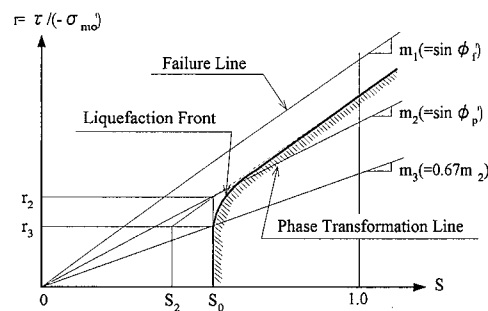


図- 4.2.2 液状化フロント，状態変数 S

およびせん断強度比 r の概念図

4.2.2 解析モデル

検討は、前述の ALID 及び LIQCA と同じ神戸沿岸域の推定地盤断面で、地層構成や解析メッシュも共通とした。

境界条件は、解析対象となる「不規則領域」と左右の仮想水平成層である「自由地盤部」を粘性境界で規定した。(図- 4.2.3 参照)

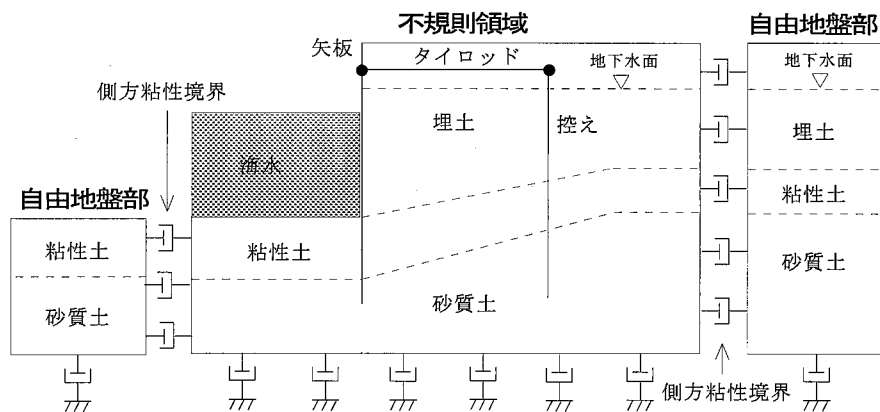


図- 4. 2. 3 解析領域と境界条件の関係例

4. 2. 3 地盤パラメータ

FLIP においては、地盤の動的変形特性や液状化特性を規定するために表-4.2.1 に示す地盤パラメータが必要となる。

本解析に用いた地盤パラメータは、前述の ALID や LIQCA の地盤パラメータを基に、兵庫県南部地震の実測値に近い解析値が求まる様に設定した。設定した地盤パラメータを以下に示す。

このうち、表- 4.2.3 に示す液状化パラメータは、要素シミュレーションでターゲットとなる液状化強度曲線に近い液状化強度となる様に、各値をトライアル計算で設定する。

表- 4. 2. 1 FLIP のパラメータ

種別	解析パラメータ	
動的変形特性	γ_t	湿潤単位体積重量
	G_{ma}	せん断弾性係数($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	K_{ma}	体積弾性係数($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	ϕ_f	せん断抵抗角
	h_{max}	履歴減衰の上限値
液状化特性	ϕ_p	変相角
	w1	液状化特性全体を規定するパラメータ
	p1	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	p2	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	c1	液状化発生の下限値を規定するパラメータ
	s1	液状化の終局状態を規定するパラメータ

4. 2. 4 入力地震動

入力地震波は、前述 LIQCA と同じ地震波を用いた。(図-4.1.4, 図-4.1.5 参照)

表- 4. 2. 2 地盤パラメータ

土層	せん断弾性係数 Gma(kN/m ²)	体積弾性係数 Kma(kN/m ²)	基準拘束圧 力 σ_{ma}'	変形係数 E(kN/m ²)	間隙率 n	ポアソン 比 ν	最大 減衰定数 hmax	密度 ρ (g/cm ³)	内部 摩擦角 $\phi(^{\circ})$
B	63393	165338	98	-	0.450	0.33	0.24	1.80	39.05
Ba	63393	165338	98	-	0.450	0.33	0.24	1.80	39.05
As1	46730	121780	98	-	0.450	0.33	0.24	1.70	39.02
As2	71735	186993	98	-	0.450	0.33	0.24	1.90	40.05
As3	92244	240510	98	-	0.450	0.33	0.24	1.90	41.62
As4	138872	362156	98	-	0.450	0.33	0.24	1.90	41.64
Ag1	61729	160980	98	-	0.450	0.33	0.24	1.70	38.74
Ag2	121986	318120	98	-	0.450	0.33	0.24	1.90	41.05
Dg1	115758	301879	98	-	0.450	0.33	0.24	2.00	40.83
Dg2	107059	279192	98	-	0.450	0.33	0.24	2.00	40.52
B(不飽和)	63393	165338	98	-	0.450	0.33	0.24	1.80	39.05
As1(不飽和)	46730	121780	98	-	0.450	0.33	0.24	1.70	39.02
Ag1(不飽和)	61729	160980	98	-	0.450	0.33	0.24	1.70	38.74
Ma13	17000	51000	98	-	0.450	0.35	0.20	1.40	30
Ac1	17000	51000	98	-	0.450	0.35	0.20	1.40	30
Ac2	17000	51000	98	-	0.450	0.35	0.20	1.40	30
Asc1	17000	51000	98	-	0.450	0.35	0.20	1.70	30
Dc1	68000	204000	98	-	0.450	0.35	0.20	1.60	30
基礎1	180000	469000	98	-	0.450	0.33	0.24	2.00	35
護岸	-	-	-	22300000	-	0.17	-	2.1	-
消波ブロック	-	-	-	223000	-	0.17	-	1.16	-
基礎1(水上)	180000	469000	98	-	0.45	0.33	0.3	2.0	35
護岸(水上)	-	-	-	22300000	-	0.17	-	2.1	-
消波ブロック(水上)	-	-	-	223000	-	0.17	-	1.16	-

表- 4. 2. 3 液状化パラメータ

液状化パラメータ	変相角 $\phi_p(^{\circ})$	S1	W1	P1	P2	C1
B	28.00	0.005	17.500	0.500	6.000	1.670
As1	28.00	0.005	12.000	0.500	2.300	2.300
As2	28.00	0.005	28.000	0.500	6.800	1.350
As3	31.00	0.005	33.000	0.500	40.000	1.200

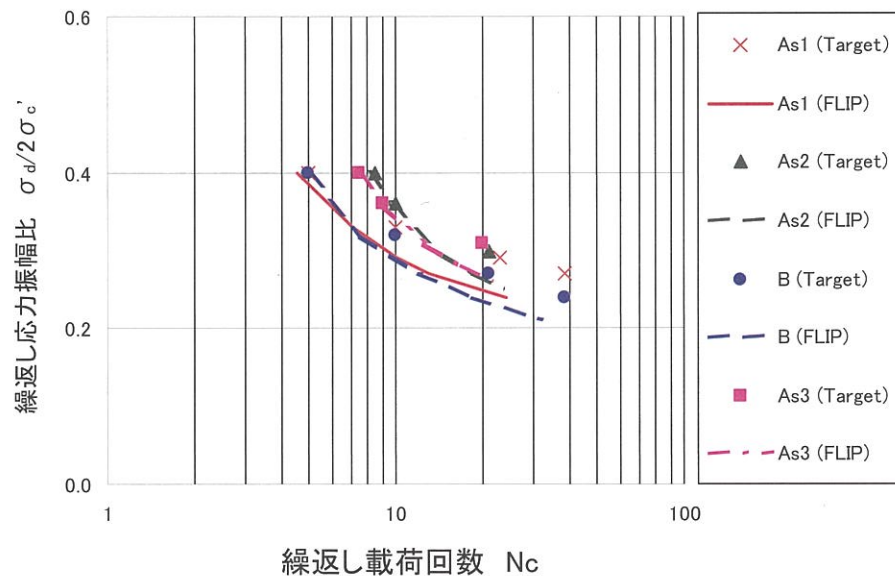


図- 4. 2. 4 要素シミュレーションによる液状化強度曲線

4.2.5 解析結果（兵庫県南部地震）

（1）変形照査

照査地点は、前述 ALID や LIQCA と同一地点とした。（図-4.1.6 参照）

解析値一覧を表-4.2.4 に、変位メッシュ図を図-4.2.5 に、変位量時刻歴を図-4.2.6 に示すが、内護岸海側を除き海側に約 50cm 程度変位する挙動を示す。

解析値と実測値の差は、内護岸陸側は 10.4cm、内護岸海側は 2.7cm と比較的近い変位量となった。しかし、防潮堤の鉛直変位は 29.5cm とやや離れた結果となった。

表- 4.2.4 解析値一覧（兵庫県南部地震）

照査地点	実測値(cm)	水平変位(cm)	鉛直変位(cm)
内護岸陸側	水平：+63	+52.6	-21.2
内護岸海側	水平：-85	-82.3	-20.6
埋土中央	-	+0.06	0.0
防潮堤	鉛直：約-50	+50.0	-20.5

*鉛直変位は(+)が隆起、(-)が沈下、水平変位は(+)がモデル右方向、(-)が左方向

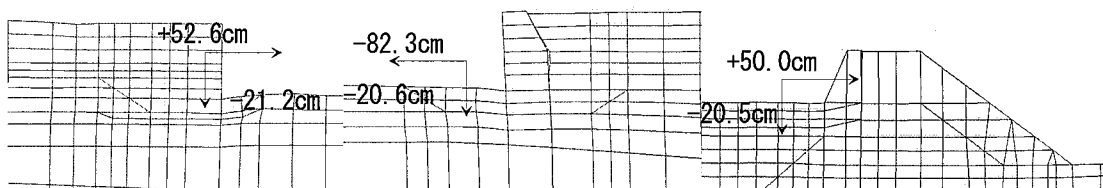


図- 4.2.5 変位メッシュ図（兵庫県南部地震）

（2）液状化発生程度

照査地点は、前述 LIQCA と同じ護岸直下および埋土中央付近を照査地点に設定した。（図-4.1.9 参照）

有効応力減少比の時刻歴を図-4.2.7 に、コンター図を図-4.2.8 に示す。埋土中央は、約 10 秒後に有効応力減少比が 0.9～1.0 に上昇して液状化した状態となり、後はその状態が続く。しかし、護岸直下は 0.2～0.4 程度の有効応力減少比に留まり、揺れが収まる 10 秒後以降は収束する傾向となった。

4.2.6 解析結果（東南海・南海地震）

（1）変形照査

照査地点は、兵庫県南部地震と同一地点とした。（図-4.1.6 参照）解析値一覧を表-4.2.5 に、変位メッシュ図を図-4.2.9 に、変位量時刻歴を図-4.2.10 に示す。

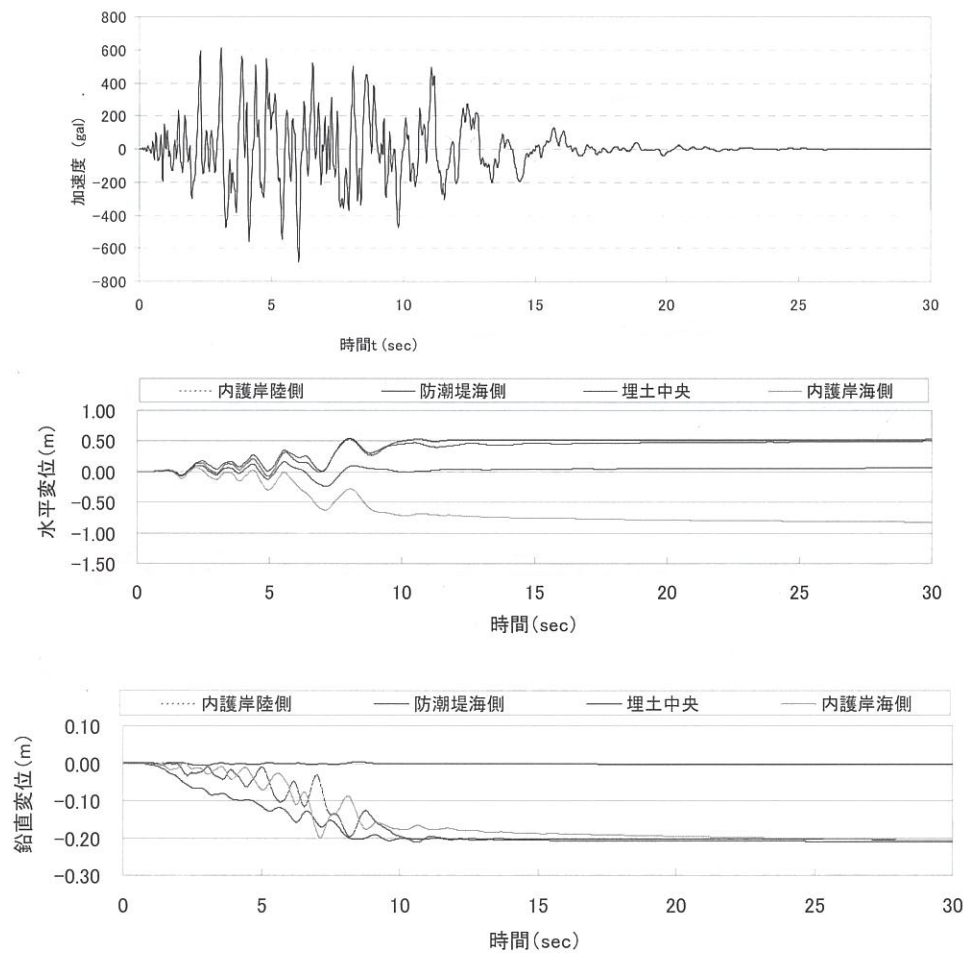


図- 4.2.6 変位時刻歴図：兵庫県南部地震（上：地震波，中：水平変位，下鉛直変位）

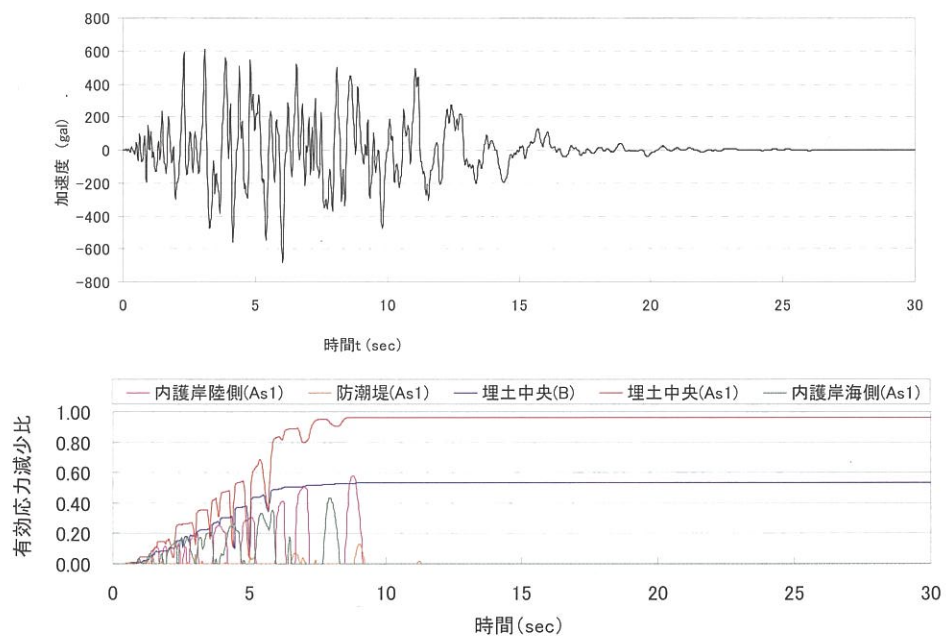


図- 4.2.7 有効応力減少比時刻歴：兵庫県南部地震

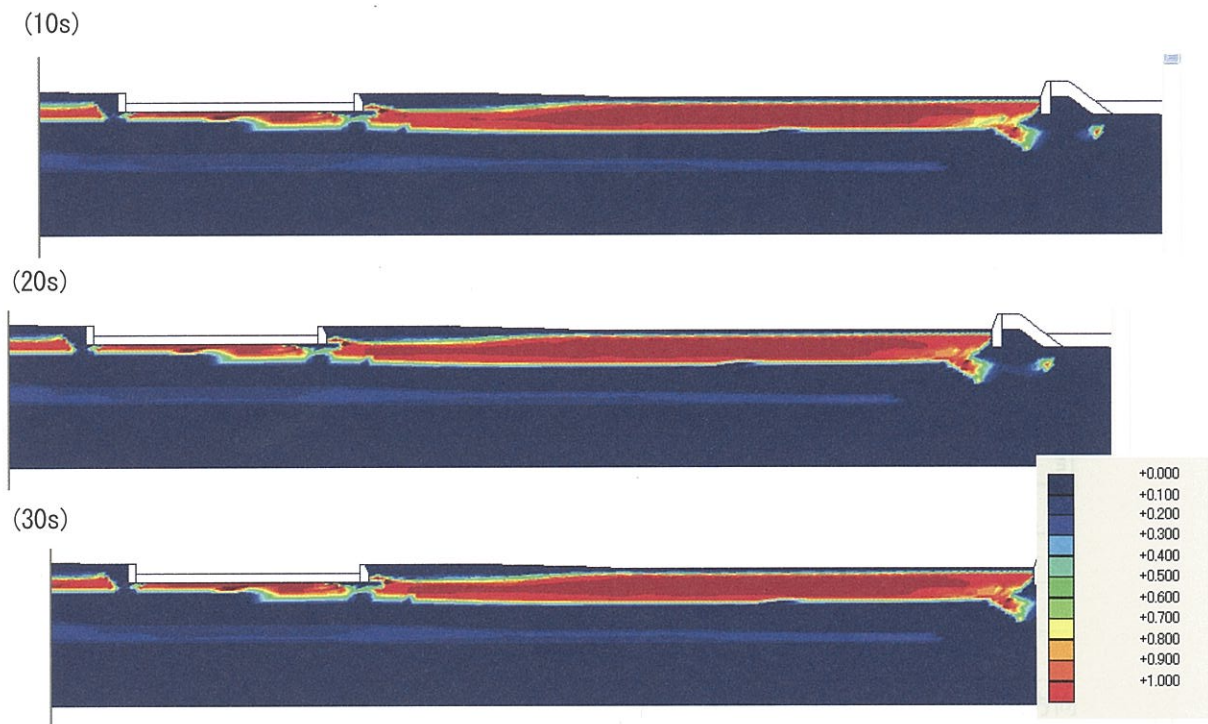


図- 4.2.8 有効応力減少比コンター図：兵庫県南部地震

内護岸海側で 38cm の水平変位がみられるが、それ以外は変位がほとんど生じていない。また沈下に関しては、残留沈下量は微小であるが、兵庫県南部地震と異なり地震継続中は継続して沈下する挙動を示した。

兵庫県南部地震は、最大加速度が大きい地震継続時間が短い。対して東南海・南海地震は、最大加速度は小さいが地震継続時間が長いと推測されている。したがって、今回の解析においては、最大加速度の大きさが変位に大きく影響したと考えられる。

表- 4.2.5 解析値一覧（東南海・南海地震）

照査地点	東南海・南海地震		(参考) 兵庫県南部地震	
	水平変位(cm)	鉛直変位(cm)	水平変位(cm)	鉛直変位(cm)
内護岸陸側	+0.1	-3.2	+42.7	-17.7
内護岸海側	-38.3	-1.7	-100.0	-29.0
埋土中央	+1.9	-0.2	+12.7	0.0
防潮堤	+5.7	-4.4	+51.8	-25.7

*鉛直変位は(+)が隆起, (-)が沈下, 水平変位は(+)がモデル右方向, (-)が左方向

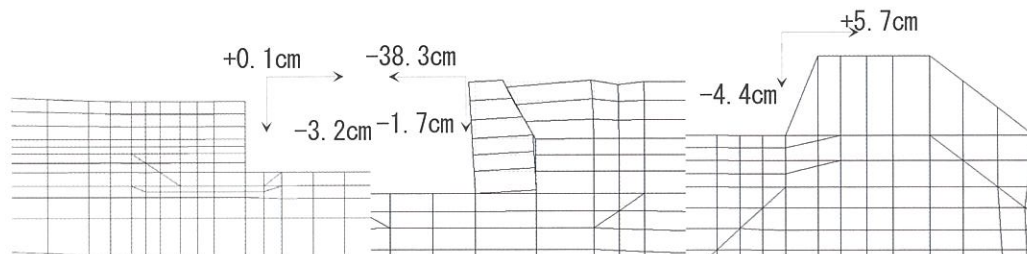


図- 4.2.9 変位メッシュ図（東南海・南海地震）

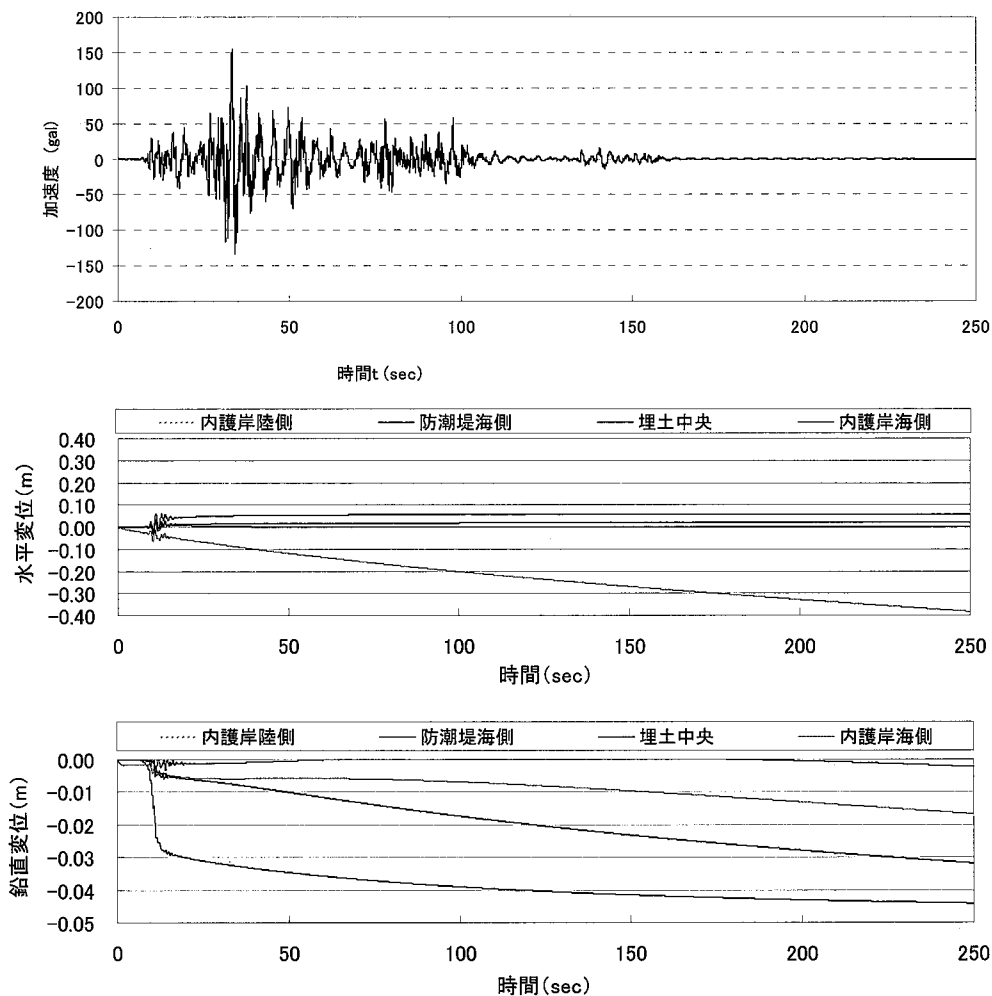


図- 4.2.10 変位時刻歴：東南海・南海地震（上：地震波，中：水平変位，下鉛直変位）

(2) 液状化発生程度

照査地点は、兵庫県南部地震と同一地点とした。有効応力減少比の時刻歴を図-4.2.11 に、コンター図を図-4.2.12 に示す。

有効応力減少比は、各地点とも揺れ始めに 0.2 程度に上昇しそのあと一定で推移し、液状化に至らない結果となった。

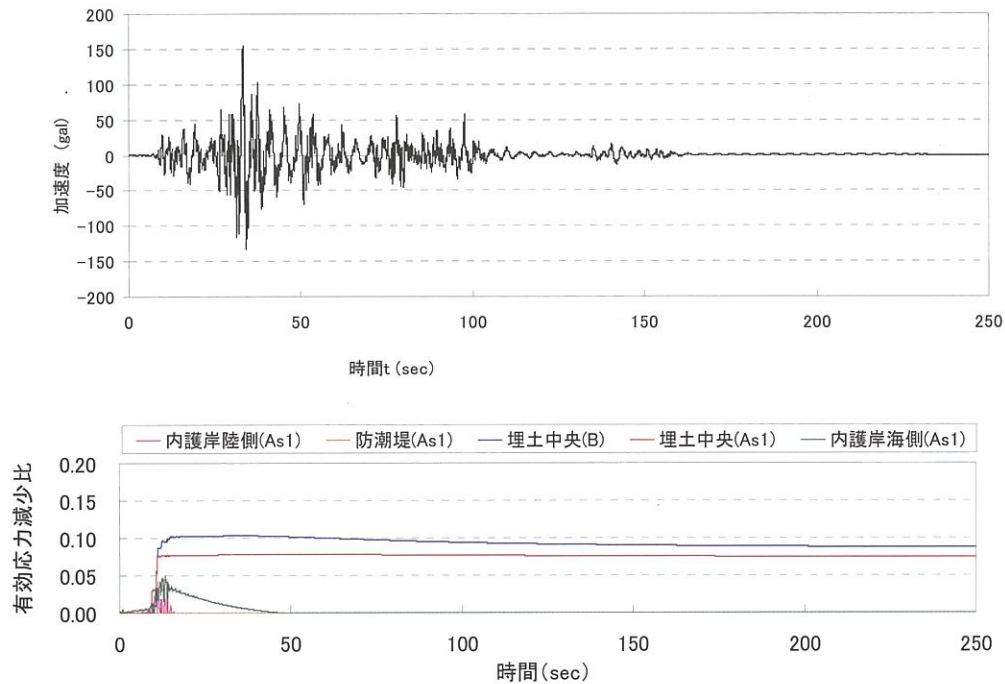


図- 4.2.11 有効応力減少比時刻歴（東南海・南海地震）

(60s)



(120s)



(250s)



図- 4.2.12 有効応力減少比コンター図（東南海・南海地震）

4.2.7 FLIP 解析のまとめ

今回の FLIP を用いた解析において、全体に海側に変位する傾向にあることが確認できた。また、埋土中央部に対して護岸直下は有効応力減少比があまり上昇しない傾向であった。これは、護岸の上載荷重によって有効応力が増加し、液状化が抑制されているためと考えられる。

図- 4.2.13 に内護岸陸側と埋土中央における有効応力経路図（As1）を示すが、作用している有効応力が

大きく異なり、内護岸陸側で一番有効応力が減少した状態が埋土中央の初期状態に該当する。したがって、図-4.2.14 にせん断ひずみとせん断応力の関係を示すが、内護岸陸側はせん断応力の減少に伴うひずみの増加が抑制されている。

また、最大加速度が小さく長時間継続する東南海・南海地震では有効応力減少比が上昇せず、護岸変位も小さかった。

この要因のひとつとして、地盤パラメータの設定が考えられる。今回は兵庫県南部地震での実測値に合うように設定したため、液状化強度曲線の繰返し回数が多領域を対象となる東南海・南海地震では、大きな地盤変形や有効応力の減少が生じなかったと考えられる。

今後は、他の解析プログラムの結果も踏まえ、地盤パラメータの設定方法についてさらに検討していくことが望まれる。

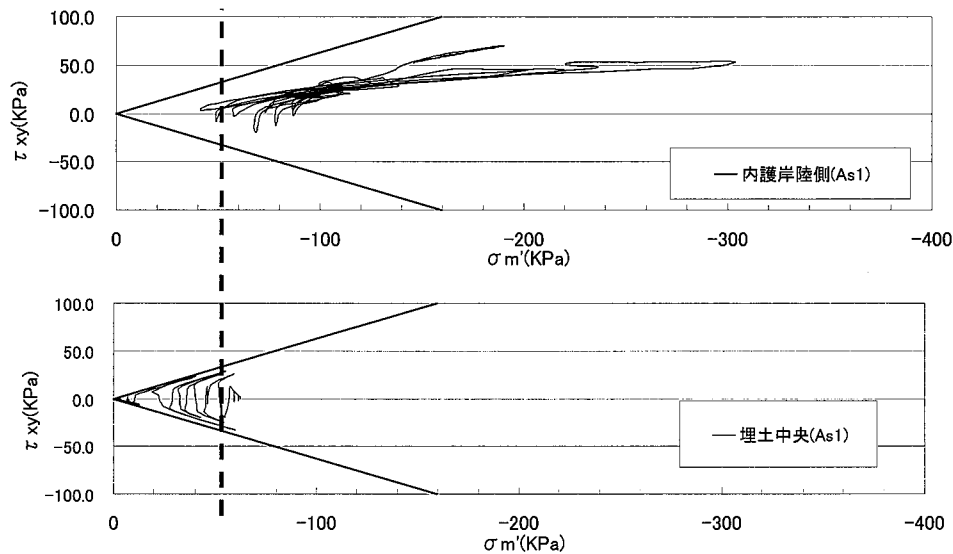


図- 4.2.13 有効応力経路図：兵庫県南部地震（上：内護岸陸側，下：埋土中央）

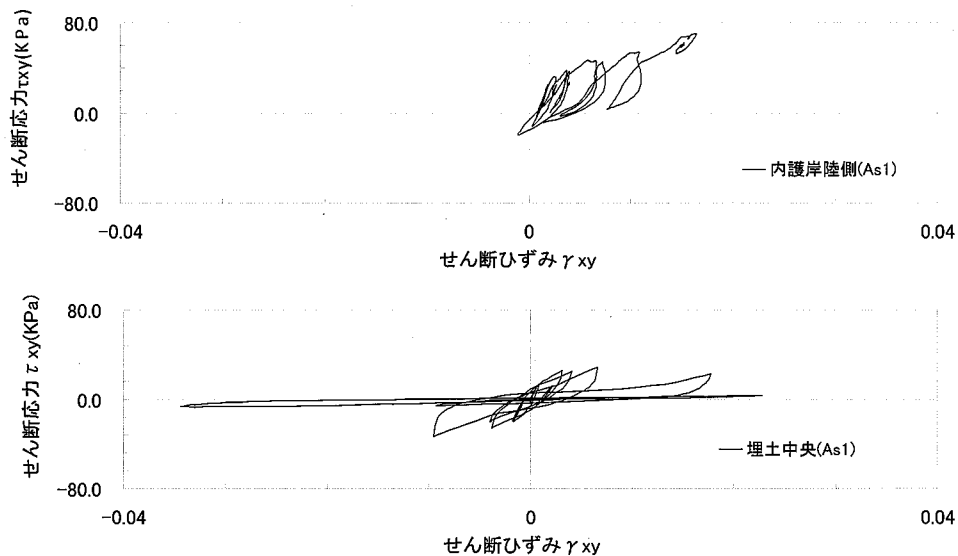


図- 4.2.14 せん断応力～せん断ひずみ関係図：兵庫県南部地震
（上：内護岸陸側，下：埋土中央）

5. 液状化対策工法について

5.1 液状化対策の工法選定

護岸・防潮堤の地震時被害メカニズムは、偏心荷重の作用下での地震慣性力による護岸構造物の水平移動と、さらには液状化に伴う土圧の増大と支持力の喪失がこの動きを助長することにあると考えられる。

ここでは、その影響因子の内、液状化の抑制策について対策工法の種類と範囲の設定を行う。

下図に代表断面を示す。赤網掛けは液状化対象層である。液状化対象層は内護岸の場合は、背面、直下、前面の3つに区分できる。一方、防潮堤の場合、背面、直下の2つに区分できる。

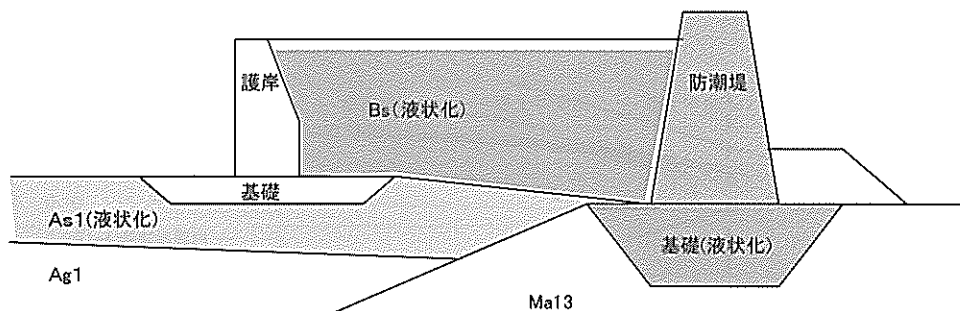


図-5.1 液状化対策の対象土層

どの範囲の液状化対策を実施するかによって、対策効果や施工条件が大きく異なるため、適用工法もそれぞれ異なる。以下に、対策範囲での対策効果、施工条件をまとめた。

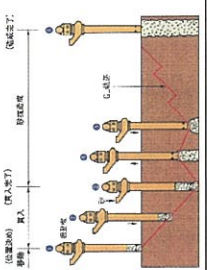
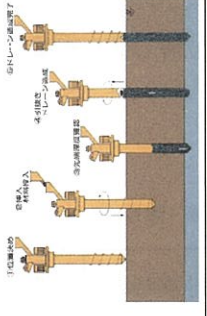
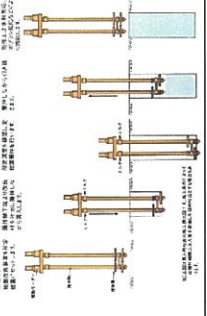
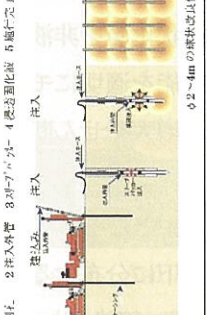
表-5.1 対策工の効果と施工条件

対策範囲	対策効果	施工条件
背 面	液状化による土圧増大を防ぐ。直下に液状化層が存在しない場合は効果を発揮するが、直下に液状化層が存在する断面では効果は限定的。	陸域での施工となり、最も施工性がよい。したがって対策範囲を選定する場合、まず最初に検討を実施する。
直 下	液状化による支持力の喪失を防ぐ。対策効果はもっとも大きい。	既設構造物直下となるため、最も施工条件が厳しく、工法が限定される。
前 面	偏心荷重作用下での地盤の流動を防ぐ。直下に液状化層が存在しない場合は効果を発揮するが、直下に液状化層が存在する断面では効果は限定的。	水域での施工となり、専用船や台船による水上施工か栈橋等の仮設構台上からの施工となる。

次ページに液状化対策選定表を添付する。改良範囲ごとに適用可能な工法は以下となる。

- ・ 背面側（陸域）
 - 締固め工法，間隙水圧消散工法，固結工法，間隙水の置換のいずれも適用可能。
- ・ 直下
 - 間隙水の置換が適用可能。
- ・ 前面側（水域）
 - 締固め工法，固結工法，間隙水の置換が適用可能。

港湾構造物 液状化対策工法選定表

対策概念	縮固め	排水（間隙水圧消散）	固結（せん断変形の抑制）	間隙水の置换
代表工法 ※）※表示は Bor-Mix の施工機械を使用。	<ul style="list-style-type: none"> ・サンドコンパクションバイブル工法 ・SAVE コンボローザー工法 ・コンソバクシヨングラウチング(CPG)工法 	<ul style="list-style-type: none"> ・グラベルドレーン工法 ・ドレーンパイプ工法 	<ul style="list-style-type: none"> ・機械掘伸式深層混合処理工法(CDM) ・高圧噴射工法 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸透固化処理工法 ・超多点注入工法 ・エキスパッカードン
工法概要	 <p>ケーシングパイプを所定深度まで貫入し、パイプの引抜き（材料の排出）と打戻しを繰返しながら強制的に周辺地盤を締め固める工法。</p>	 <p>ケーシングパイプを所定深度まで貫入し、パイプの引抜きながら、材料となる砂石（あるいはドレーン材）を排出し、砂石杭（ドレーン）を造成する工法。</p>	 <p>攪拌翼を装備したロッドを所定深度まで貫入し、ロッドを介して地盤中にモルタル（リ）を吐出し、原地盤と攪拌混合することで所定深度まで固化パイルを造成する工法。</p>	 <p>1 部、2 部注入パイプ 3 部注入パイプ 4 部注入パイプ 5 部注入パイプ φ2~4m の形状を保持</p> <p>ケーシングパイプを所定深度まで貫入し注入外管を建て込んだ後、注入内管を挿入し、地盤中にゼリー状の恒久薬液を注入し、地盤に粘着力を付加することで動的せん断強度を増加させる工法。</p>
改良仕様（標準）	φ700mm, 改良率 as=10~20%程度	φ500mm, □1.0~1.8m 程度	φ1,000mm, 改良率 ap=100%（格子状 50%程度）	φ2,000~4,000mm, 改良率 ap=100%
施工性	<p>【SCP・SAVE】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大形。 ・ケーシング径が比較的大きい（φ400）ため、地中障害物・巨礫への対応は困難。 <p>【CPG】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が小さい。 ・地中障害物への対応が可能。 	<p>【グラベルドレーン工法】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大形。 ・ケーシング径が比較的大きい（φ400）ため、地中障害物・巨礫への対応は困難。 ・表面排水層としてグラベルマットの敷設が必要。 	<p>【機械掘伸式深層混合処理工法】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が大きい。 ・攪拌翼を有するため、障害物・礫等への対応は困難。 <p>【高圧噴射工法】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が小さい。 ・地中障害物への対応が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工機械が小さい。 ・地中障害物への対応が可能。
その他、特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・施工時変位が比較的大きい。 ・実績が多く、信頼性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・パイプφ2での設計手法が確立されていない。 ・排水に伴い沈下が発生する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・機械式掘伸工法は施工時変位はやや大きい、変位対策型(CDM-LODIC)有り。 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸透注入が困難な（細粒分が多い）地盤への適用は困難。
経済性	<ul style="list-style-type: none"> ・パイプ形式：@3,500~4,500（円/m） ・SAVE コンボローザ：@6,000~7,000（円/m） ・CPG：@6,000~7,000（円/m） 	<ul style="list-style-type: none"> ・グラベルドレーン：@4,000~5,000（円/m） 	<ul style="list-style-type: none"> ・CDM 工法：@5,000~7,000（円/m³） ・CDM-LODIC 工法：@6,000~9,000（円/m³） ・高圧噴射工法：@30,000~70,000（円/m³） 	<ul style="list-style-type: none"> ・浸透同化処理工法：@30,000~40,000（円/m³）
改良後地盤の評価	N=10~30 程度（φ=35° 程度）の液状化しない砂地盤	N 値は原地盤と同等だが、排水性が向上した液状化しない地盤	qu=500~1,000kN/m² 程度の弾性地盤	間隙がゲル状の物質で充填され、透水係数が 2~3 倍→かなり小さく、qu=100~200kN/m² 程度の Cφ 地盤
課題	長周期地震動に対する縮固め地盤の液状化特性をどう評価するのか。	間隙水圧の消散を改良原理としているため、全応力解析の A L I D や非排水条件の F L I P では改良効果はどう評価するか。	近年の大きな設定地震動に対してどの程度まで弾性体として評価するのか。	
寸評	<ul style="list-style-type: none"> ・一般的にもっとも安価。 ・前面、背面で適用可能。 ・直下は適用不可。 	<ul style="list-style-type: none"> ・比較的高価。 ・L2 に対する適用事例が少ない。 ・背面で適用可能だが、左側に劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> ・比較的高価〜かなり高価。 ・前面、背面で適用可能。 ・直下は適用不可。 	<ul style="list-style-type: none"> ・かなり高価。 ・前面、背面、直下で適用可能。

5.2 対策工を考慮した地盤解析

ここでは、上述した液状化対策工を考慮した解析結果を記載した。ただし、液状化対策の工法やその仕様、範囲については今後の検討課題として、今回は護岸の背面や直下の液状化層を非液状化層とした場合の解析である。通常、対策工を数値解析に反映させるにはその対策工の機能を適切にモデル化することが必要であるが、今回は液状化が発生しない土層としてモデル化し、密度の増大やせん断強度の増加等は考慮していない簡易的な解析である。

以下、対策工の検討ケースを示す。対策工は3ケース実施し、case01は主となる液状化層を全て改良した場合、case02は護岸背面の液状化層を改良した場合、case03は護岸直下に分布する液状化層を改良した場合である。それぞれの解析手法（LIQCA, ALID）による結果を以下に記載した。

表-5.2.1 対策工検討ケース

検討ケース	対策土層
Case01	全層改良（B層, Ba層, As1層）
Case02	護岸背面の液状化層（B層）
Case03	護岸直下に分布する液状化層（Ba層, As1層）

液状化対策工の効果としては今回のモデルにおいては構造物直下の地層を改良する場合が最も構造物の変位を抑制でき、背面土の改良だけの場合はその効果は少なかった。

したがって、新規に建設する護岸部で液状化対策を行う場合は護岸直下を対策することがより効果的である。しかしながら、既設護岸の場合の液状化対策では、護岸直下の対策が非常に困難であることから、施工上の制約条件や土質構成、その工法の対策効果、構造物としての変位許容値、工費等、総合的な検討が必要である。

（1）LIQCAの結果

表-5.2.2 及び図-5.2.1, 図-5.2.2に対策工を考慮した解析結果を記載した。

解析の結果、護岸背面よりも護岸直下（基礎部分）を改良する方が、地震時の変形抑制に効果的であることがわかった。とくに、液状化層が相対的に厚い内護岸海側では水平方向及び鉛直方向の変位抑制に効果が高い。

背面を対策する case02 は変形があまり抑制されていない。今回実施した解析は液状化の発生を考慮しな

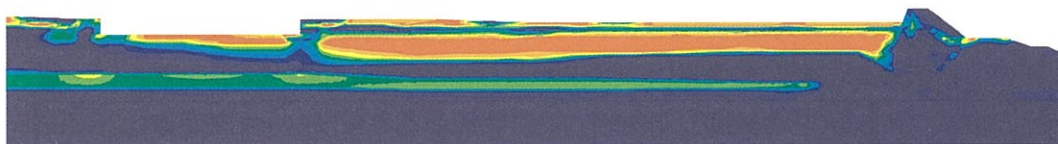
表-5.2.2 対策工を考慮した地盤変位量（東南海・南海地震）

ケース		地盤改良 対象層	着目点① (内護岸陸側)		着目点② (内護岸海側)		着目点③ (防潮堤)	
			水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
全層未改良		—	+14.7cm	-11.2cm	-98.2cm	-67.2cm	-10.3cm	-33.5cm
改 良	全層	B,Ba,As1	+14.1cm	-5.0cm	+0.4cm	-3.7cm	+10.5cm	-5.3cm
	背面	B	+13.1cm	-9.4cm	-73.1cm	-66.0cm	-10.1cm	-28.4cm
	基礎部分	Ba,As1	+16.5cm	-4.3cm	-6.4cm	-6.0cm	+12.7cm	-7.5cm

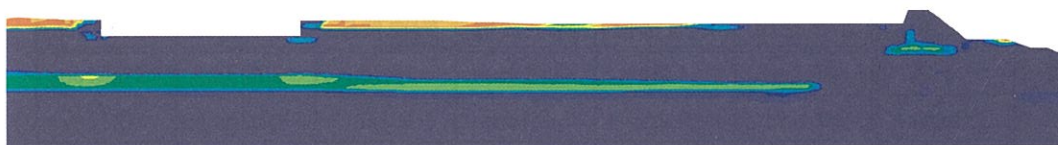
*鉛直変位は(+)が隆起, (-)が沈下, 水平変位は(+)がモデル右方向, (-)が左方向

い計算であり対策工の剛性増加等は考慮していない計算である。したがって、対策工のモデル化を適切に行い剛性増加等を考慮すれば、背面を改良する効果も期待できると推察される。

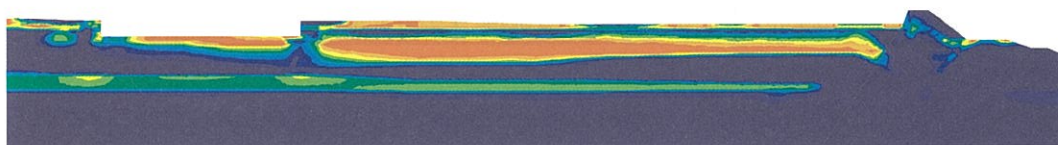
・ 無対策



・ case01 (B 層, Ba 層, As1 層対策)



・ case02 (B 層のみ対策)



・ case03 (Ba 層, As1 層のみ対策)

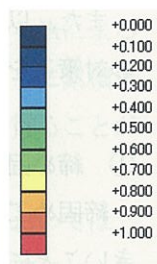
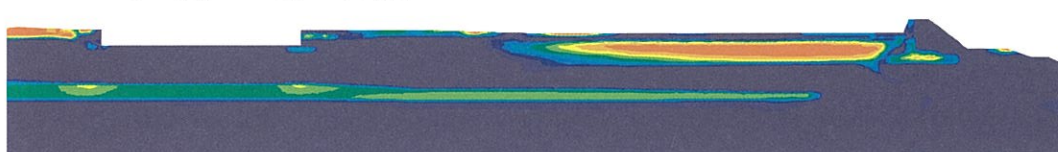


図-5.2.1 相対有効応力減少比:東南海・南海地震(地震終了時 250s)

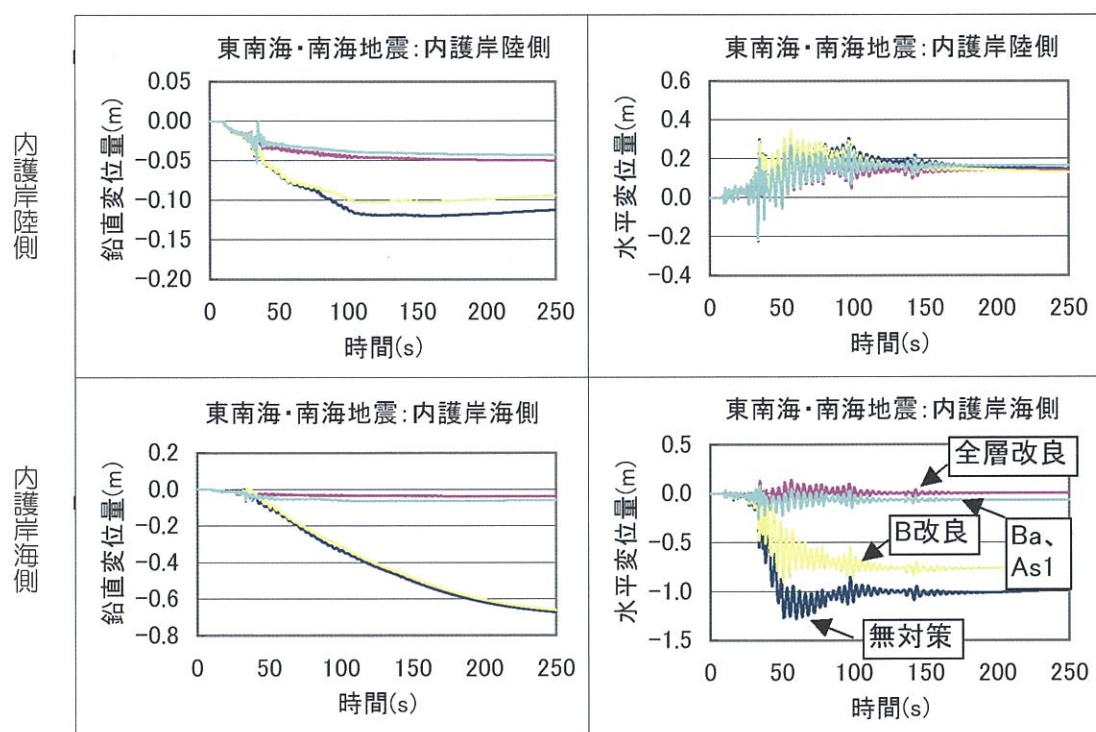


図-5.2.2 護岸の変位量:東南海・南海地震(地震終了時 250s)

(2) ALID の結果

以下に ALID における対策工の解析結果を示した。

ALID の場合も LIQCA と同様に、背面を改良するよりも基礎部分を改良した方が地震時の変形の抑制効果が高いことがわかった。

表-5.2.3 対策工を考慮した地盤変位量(東南海・南海地震)

ケース		地盤改良対象層	着目点① (内護岸陸側)		着目点② (内護岸海側)		着目点③ (防潮堤)	
			水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
全層未改良		—	+36.2cm	-4.0cm	-112.1cm	-19.7cm	+288.9cm	-162.1cm
改良	全層	B,Ba,As1	+0.4cm	-0.4cm	-0.1cm	-0.1cm	+0.2cm	-0.1cm
	背面	B	+37.9cm	-4.6cm	-67.9cm	-10.9cm	+47.2cm	-85.4cm
	基礎部分	Ba,As1	+0.4cm	-0.4cm	-5.5cm	-0.8cm	+1.0cm	-0.3cm

また、以下に代表的な液状化対策工法について解析上用いる場合の留意点を記載した。今後は、これらの対策工を適切にモデル化し検討する必要がある。

① 締め固め工法

締め固め工法は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では締め固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。具体的には締め固め後の液状化強度曲線を推定し、要素シミュレーション解析で最適なパラメータを設定することが重要である。

② 固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動、転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。このことから、固結改良体自身の力学特性のモデル化および改良体と周辺地盤との接合部のモデル化が肝要である。

したがって、固結改良体には引張・圧縮強度を考慮した弾塑性モデルを適用し、改良体内部では塑性変形により過剰間隙水圧が発生しないように設定する。また、固結工法では全面改良の他、格子状や壁状の改良形式も採用されるが、この場合は改良範囲を複合地盤としてモデル化する必要がある。

③ 間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

グラベルドレーンに代表されるドレーン工法ではドレーン杭が離散的に地盤に打設される。FEM でドレーン杭の部分とその周囲の地盤の部分を細かく有限要素分割するのが困難な場合は、ドレーンの配置およびウェルレジスタンスを考慮した「マクロ要素」を用いて改良範囲をモデル化する方法が用いられている。

④ せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材ははり要素によりモデル化する。また、曲げ変形について弾性モデル化する方法と弾塑性モデル化する方法とがある。前者の場合には、鋼材が曲げ変形降伏、破壊しないかどうかを別途照査する必要がある。この方法は一般に安全側の評価となる。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。

6. 検討結果の整理と今後の課題

神戸沿岸域における同一断面に対して、LIQCA、FLIP、ALID を用いて東南海・南海地震を想定した護岸変形解析を実施した。結果を以下に整理する。

- ①地震応答解析 (LIQCA, FLIP) の結果にバラツキがみられた。LIQCA による検討では液状化の発生が予想され、有意な変形が生じる可能性があるとは推測された。一方、FLIP による検討では液状化が発生せず、結果として変形量は小さな結果となった。当初の予想では FLIP は非排水載荷のみ解析可能であるため、載荷時間が長い東南海・南海地震では LIQCA に比べ危険側の結果を与えると考えられていた。このため、用いる土の液状化モデルの検証では、液状化曲線の他に応力～ひずみ曲線の同定など、解析例が少ない長周期載荷時の土の力学パラメータの設定方法に研究課題が残されている。
- ②対象の沿岸構造物の耐震性評価としては、チャート式耐震診断システムによる結果から、地震後の天端高さは津波高さを下回らないことが確認され、基本的には問題はないと判断されている。しかし、開門などの剛な構造物に対しては、被害が生じないとは言えず、詳細なモデル化を行い、さらに検討していく必要があると考えられる。
- ③静的 FEM 手法である ALID による護岸・防潮堤の鉛直・水平変位量は、LIQCA などの解析手法による結果とばらつきはあるが同等レベルの予測結果を得た。このため、東南海・南海地震動のように累積損傷を考慮すべき地震動に対しては、今回と同様な FL 値の設定を行えば、妥当な解析結果を得ることが可能である。
- ④しかし、今回と境界条件等が異なる護岸や河川堤防、道路盛土等の構造物に対する耐震照査においては、詳細な解析が可能な LIQCA や FLIP のような動的解析を併用して適切な FL 値の設定方法を確立し、より少ない地盤情報で解析が可能な ALID の有用的かつ効率的な活用を図る必要がある。
- ⑤液状化対策工の効果としては、今回のモデルにおいては構造物直下の地層を改良する場合が最も構造物の変位を抑制でき、背面土の改良だけの場合はその効果は少なかった。

表-6.1.1 に各解析手法の特徴を整理して示した。今回手法が異なる 3 つの解析方法で東南海・南海地震時の護岸変形量の予測を試みた。兵庫県南部地震の測定結果を検証材料としてパラメータフィッティングを行い、それぞれ変形解析を行ったが、結果はかなりばらついたものとなった。それぞれの解析手法の特徴を十分把握し、利用できる情報量と予算および時間を加味した上で、適切な手法を選択しなければならない。最後に、液状化解析、地震時変形挙動解析を実施する上での課題を列記する。

- ①地震応答解析における土の力学 (液状化) パラメータ設定方法の工夫。(パラメータフィッティングのための異なる材料についての検討用実験データの充実)
- ②対策工の効果について解析する場合におけるモデル化 (とくに ALID の適用性の検討)
前述 5.2 で記載したとおり、各対策工の効果を適切にモデル化する手法の確立が重要となる。とくに、比較的解析が簡便な ALID での確立が望まれる。
- ③効果的な対策工法の検討 (数値実験、模型実験など)
既存構造物、新設構造物それぞれに対してより効果的で実現性の高い対策工法の検討が望まれる。対策効果を検証するためには、数値解析だけでなく模型実験等も重要である。
- ④対策工施工済み断面の検証 (地震時計測)

地震発生後、当該地区における対策工区間及び無対策区間の変状計測を行い、対策工の効果を検証する。また、数値解析によって再現解析を行い対策工モデル化手法の基礎資料とする。

⑤解析における地震波形の設定

とくに動的解析では地震動の設定が重要である。道路橋示方書に記載の基準波や内閣府、各自治体で算定されたシナリオ地震による地震波形を適切に解析に取り込むことが重要である。地表面で設定されている地震波形は、地震応答解析等で解析上の工学的耐震基盤面の波形に換算することが必要であるが、とくに L2 地震波の場合は大ひずみが発生する影響もあることから、その算定手法に関して検討する必要がある。

表-6.1.1 (参考)各種変形解析手法の特徴

項目	有限要素法に基づく動的解析法		有限要素法に基づく静的解析法
	LIQCA	FLIP	ALID
入力地震動 過剰間隙水 圧の発生 土の強度・ 剛性の低下	<p>・解析底面において入力地震動を設定する。小さな時間ステップ毎に変位や土の応力、過剰間隙水圧、ひずみ、強度、剛性などが地盤内の全ての地点において求まる。</p> <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> ・地表面震度から求まる地盤内のせん断応力Lと土の液状化抵抗Rの比から簡便に液状化の程度を予測する液状化判定法(FL法)とは異なり、地震動の特性、土の力学特性や地層構成が地盤の状態等に及ぼす影響が考慮される。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> ・工学的基盤面、あるいは地盤剛性が急増する地層までを解析領域とするのが望ましいが、明確な基盤層などがない場合には注意が必要。どこまでの層を解析領域とするかによって、地盤内の加速度分布、ひいては堤防沈下量にある程度の違いが生じる。 		<p>・液状化判定によって地盤内のFLの分布を求め、液状化すると判定された土についてはFLやR等から液状化後の低下した剛性を求める。非液状化層の剛性も低下させる。</p> <p>・継続時間が長く繰り返し回数が多い地震動を想定した解析においても、FLやRを適切に評価すれば、ある程度適用性は高い。</p> <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> ・簡便である。 ・FLに応じて土の剛性を低下させており、FL<1.0で強度を一律ゼロとするΔu法と比較して実際の土の特性を反映している。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> ・地震動の特性が考慮されない。 ・剛性低下率の設定法が統一されていない。
盛土の沈下	<p>・地震中に生じる土の強度・剛性の低下、及び地盤に作用する地震慣性力による地盤の変形が計算される。</p> <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> ・微小変形の仮定をしているため、沈下量が大きいくほど沈下量を過大に評価することになる。この問題に関しては現在も研究されている。 ・計算での土の応力～ひずみ関係は、およそ10～20%以上の大ひずみレベルでの妥当性は検証されていないので、地盤内のひずみが大い場合には結果の信頼性がやや落ちる。 		<p>・地盤の剛性が低下したことによって盛土が沈下するものと考え、地盤剛性が低下した状態での沈下量を静的なFEMによって求め、これを地震による沈下量とする。</p> <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> ・比較的簡便 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> ・地震動の特性が考慮されない。 ・地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。 ・微小変形の仮定。
地震中・地震後の圧密による沈下・変形	解析中のいかなる時刻でも圧密等による土の体積変化が考慮される。	<p><短所・課題></p> <p>非排水条件での解析であり、圧密による沈下は考慮されない。液状化層厚の3～5%程度の圧密沈下が生じるものと仮定する等、現在研究中である。</p>	
手法の特徴	<p>原理的に実際の現象を最も忠実に表現しうる方法である。計算に用いられる土のモデルは様々な土の挙動を表現しうるが、その反面多くのパラメータ設定が必要である。パラメータを設定するためにはN値以外の試験が必要であり、また、試験だけでは決まらないパラメータがあるので、パラメータ設定にはある程度の経験が必要。その他、減衰や境界条件の設定によっても結果が異なるが、これらの決定に際しては、物理現象を十分考慮して決定する必要がある。</p>		<p>地盤の剛性低下によって生じる沈下を比較的簡便に計算する方法である。</p> <p>詳細な土の応力～ひずみ関係は考慮せず、FL等によって剛性低下を決める。FL<1.0の場合にFLの値に応じて徐々に剛性を低下させる点で東畑モデルやΔu法と異なる。</p> <p>解析結果に及ぼす影響要因としては、地震前の土の剛性と剛性低下率が極めて重要。</p>
解析条件等	<p>node: 2793 element: 2693 地震動250(sec), 0.01(sec)刻み</p>		
解析時間	12時間25分	24時間	2分前後
使用PCスペック	Pentium4 CPU 3.4GHz メモリ 1.99GB RAM	CPU Intel(R) Core(TM)2 Duo E8600 3.33GHz 3.2GB	CPU Intel(R) Core(TM)2 Duo U9600 1.6GHz 3.0GB

(財) 国土技術研究センター：河川堤防の地震時変形量の解析手法、H14.2の表 3.3.2 に加筆

第2章の参考文献

- 1) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 中間とりまとめ，2002.
- 2) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 平成14・15年度，2004.
- 3) 神戸の地盤・減災研究会 研究成果報告書 平成16～18年度，2007
- 4) ALID 研究会：2次元液状化流動解析プログラムALID/WIN 第四版，2007
- 5) 安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638，III-49，pp.71-89，1999.
- 6) 安田進・稲垣太浩・長尾和之・山田真一・石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第40回地盤工学研究発表会，pp.309-310，2005.
- 7) 井合進，鈴木吉夫，三藤正明：液状化に関する一斉計算，地盤の液状化対策に関するシンポジウム，地盤工学会，1991.
- 8) Towhata,I. and Ishihara,K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th international conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 9) Iai,S., Matsunaga,Y. and Kameoka,T: Parameter identification for a cyclic mobility model, Report. of the port and harbor res. inst. Vol.29, No.4, 1990.

第3章 表面波探査手法の適用性について

1. 物理探査手法と表面波探査

1.1 表面波探査の盛土調査への適用

神戸市は、その地形的特徴から、住宅地や産業用地として山麓部に多くの造成工事が行われてきた。その結果、近年では、盛土や斜面等の地盤構造物を膨大なインフラストックとして抱える状況となっている。これら地盤構造物は、そこに住んでいる住民や産業から、安全を永続的に担保していく事が期待されるため、盛土や斜面の現状の安定性を適性に評価し、維持管理に反映していくことが重要である。

既存の盛土や斜面の安全性を評価する上で、地盤状況を連続的に正しく把握することが重要であるが、対象構造物である盛土や斜面が極めて大規模な構造物であり、宅地化されている盛土を対象としたボーリング調査等で、連続的に地盤情報を得ることは極めて困難である。また、従来の調査法では、地盤の全体像を把握するために多大な調査費用と時間を必要とする上に、ポイント情報であるボーリング等の調査結果を補完して地盤構造物全体の評価を行う際の信頼性に課題があった。

盛土地盤の耐震性評価や強度調査を目的とする地質調査では、地盤のS波速度を合理的かつ簡便に推定する方法が求められている。地盤のS波速度 V_s は、 $G=\rho V_s^2$ で表されるように物質の硬さなど工学的な目安となる剛性率 G と土の密度 ρ の関数である。N値との相関関係^{例えば1)}もよく知られている。地盤の強度・変形特性と密接な繋がりを持つことから、工学的に意味のある値として活用され、地盤の動的特性の把握・検討などに不可欠なパラメータである。このS波速度を非破壊で簡単に測定できる物理探査として表面波探査が挙げられる。

本研究では、既存盛土等の地盤情報を得る方法として、将来性の期待される物理探査法についてその適用性や基本原理、測定方法等を整理し、その適用性や発展性について研究した。

1.2 既存盛土への表面波探査の適用事例

1.2.1 盛土の地震時安定性評価への適用事例

宅地造成などの盛土地盤では、その地震時の挙動解析の入力パラメータとしてのS波速度分布を面的に推定することが必要とされている。地盤のS波速度分布を把握するために、従来からボーリング孔を用いたPS検層等が行われてきたが、二次元・三次元の分布を求めるためには時間と費用がかかる。そこで、効率の良いS波速度調査法が求められている。

若井ら³⁾は新潟県中越地震で被災した宅地のFEMシミュレーションで、表面波探査をはじめとする物理探査の測定結果等に基づいて地盤構造を推定している。液状化の可能性のある地盤の挙動を精度良く推定するには、現場の不攪乱試料に基づく室内液状化強度試験の実施が望まれる。一方、FEM解析のように宅地全体の変形を空間的に再現しうる手法の性能を十分に引き出すためには、地盤内のある限られた点の力学特性を厳密に調べるだけでなく、宅地全体の地盤構造を把握するための調査が必要である。例えば、宅地全域の包括的なボーリング調査をはじめ地盤構造を空間的に把握する各種の調査手法が考えられるが、既存の宅地の耐震性評価には、非破壊手法との併用が有利である。そこで、林ら⁴⁾が提案する物理探査手法に基づく宅地の耐震性評価を参考に、ボーリング調査や室内試験、造成履歴等の情報に加えて、表面波探査を行い、解析対象断面を推定した。また、動的弾塑性FEM解析では図-1.2.1³⁾のように表面波探査で得られたS波速度分布をそのまま有限要素メッシュに反映させ、地盤内のヤング率 E の空間分布を設定した。

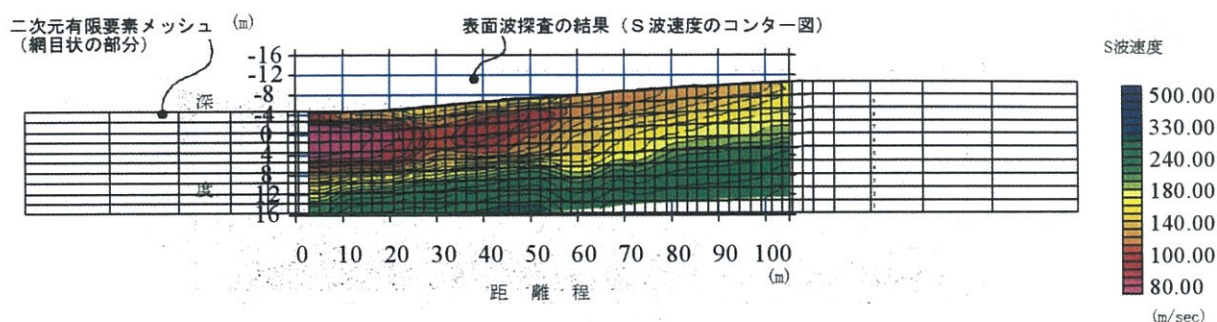


図-1.2.1 地盤内S波速度分布と有限要素メッシュの一例³⁾

これにより、表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・スウェーデン式サウンディング試験・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造と地下水位をもとに FEM 解析のための地盤モデルを構築し、現場採取土の室内試験もしくは経験則を参照した材料パラメータに基づき動的弾塑性 FEM を実施することで、簡易に造成宅地の耐震性評価を行う方向性を示した。

1.2.2 傾斜地盤での適用事例

表面波探査は一般に平坦な地盤での適用が多いが、澁谷⁵⁾は表面波探査が自然斜面の安定性の評価に活かすことが出来ると考え、京都府北部にある砂丘を対象に探査を行っている。対象とされた調査地は傾斜角 34°の急斜面で、周辺の斜面では、崩壊した土砂が家屋に押し寄せているなどの被害が発生している。表面波探査の結果を図-1.2.2⁵⁾に示す。地表面から約 2.5m 程度までは約 120m/s 以下のゆるい層があり、深度とともに斜面に沿うように S 波速度が拘束圧の影響で次第に大きくなっている。このことは原位置試験と室内ベンダー要素実験で確認されている。また、ボーリング調査による N 値の増加傾向と、表面波探査によって得られた S 波速度の増加傾向と一致していることから、傾斜地盤での表面波探査の工学的価値が示されている。

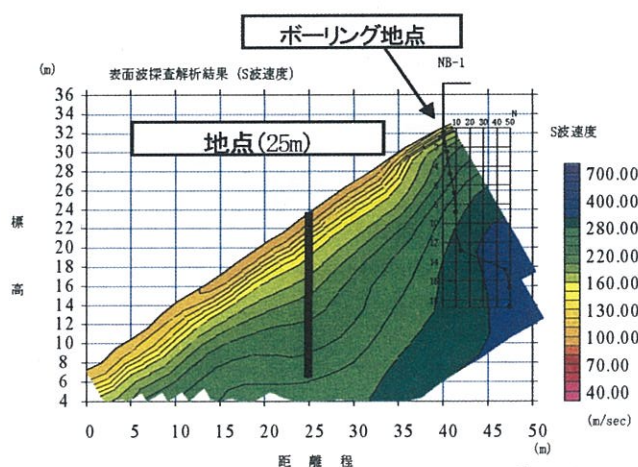
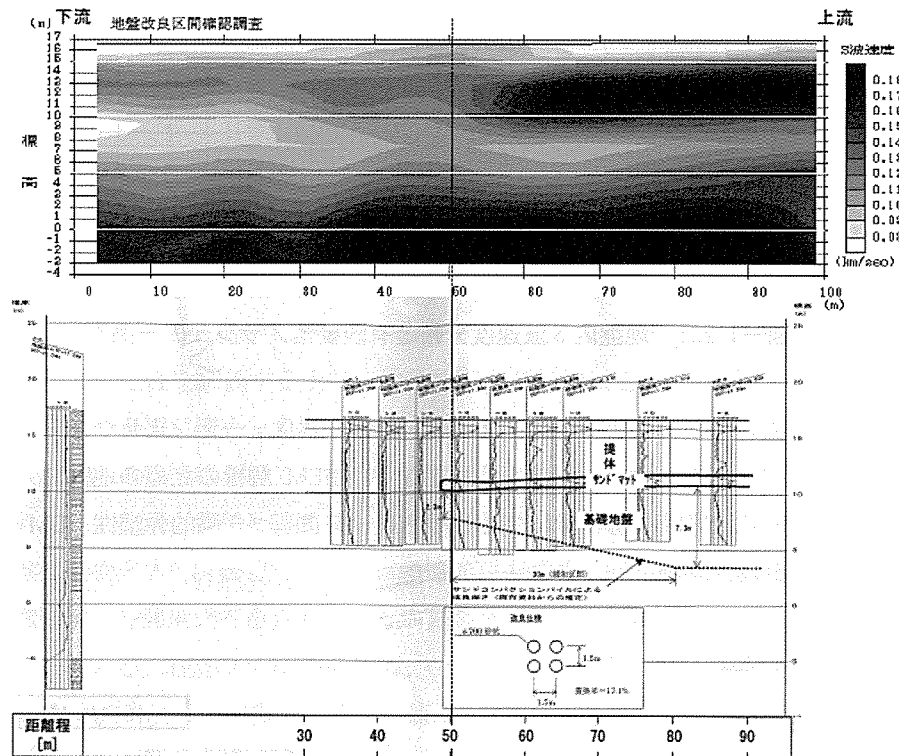


図-2.3.2 二次元 S 波速度分布⁵⁾

(3) 地盤改良後の安全性評価指標としての適用事例

地盤の強度に直接関係する S 波速度の調査は、安全性照査において非常に重要である。特に河川堤防のように延長が長い構造物の場合、従来の地盤調査法では、基礎地盤の土質構成および安全性照査の終了までに長時間を要するとともに多額の費用の支出が予想される。したがって、従来の土質調査手法に代わるべき、あるいは補完をすべき安価で効率的な調査手法の活用とさらには開発が望まれている。

鈴木ら⁶⁾は地盤改良等による対策工範囲を非破壊によって把握できるかどうかを検討するために過去にサンドコンパクションによる地盤改良が施工された箇所において表面波探査を実施した。

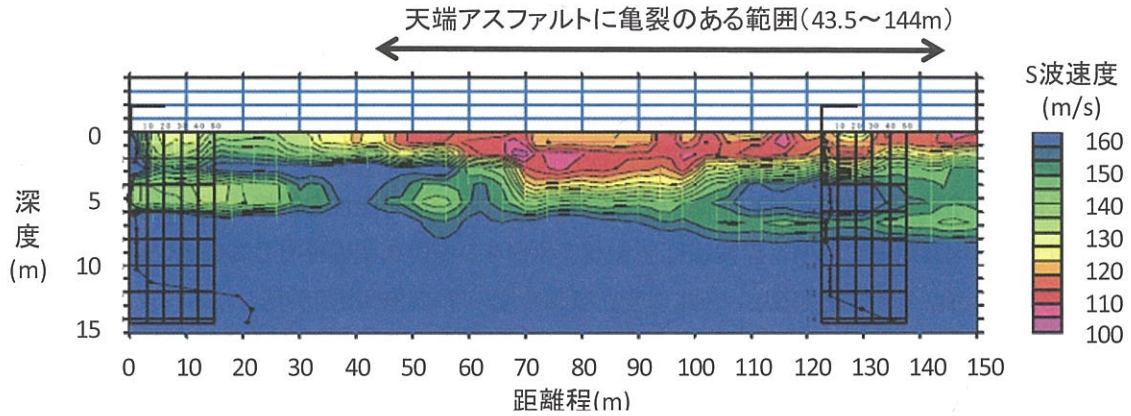


図－1.2.3 表面波探査の解析結果と地質構造縦断面図⁶⁾

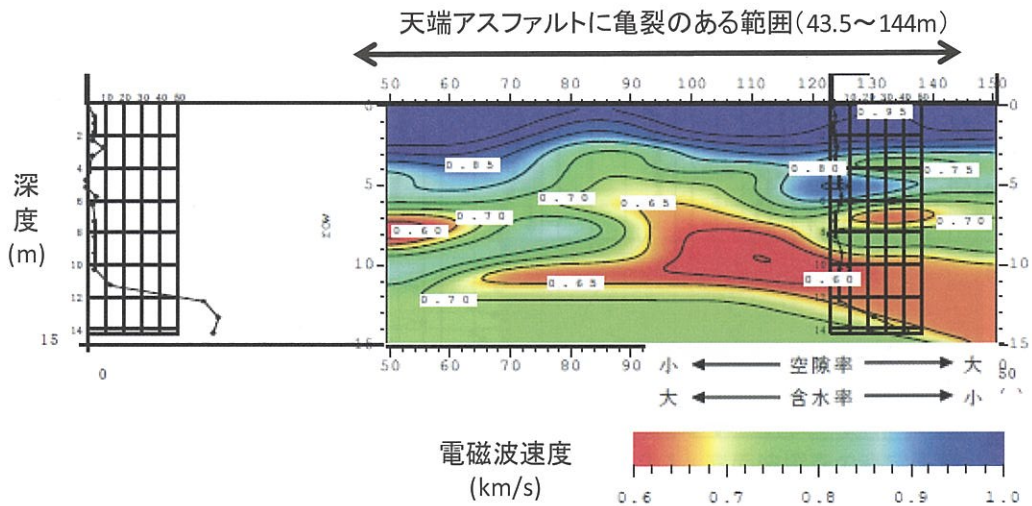
図－1.2.3⁶⁾に表面波探査の解析結果と地質構造縦断面図を示す。距離程 50m より上流側の標高 11m～14m 付近の S 波速度が 150m/s 以上と大きく、速度の逆転層を示しており、密に締まったサンドマットが敷設されている部分とよく一致しているとしている。よって、表面波探査で得られる二次元 S 波速度分布の横方向の変化から地盤改良区間の推定を行うことを示した。しかし、実際に改良された基礎地盤部については、改良による S 波速度の違いは認められなかったため、実際の調査に適用するためには、改良部と未改良部とで速度値にどの程度の差があるかを事前に把握して探査を行うことが必要であると指摘している。

1.2.3 地盤変状箇所での適用事例

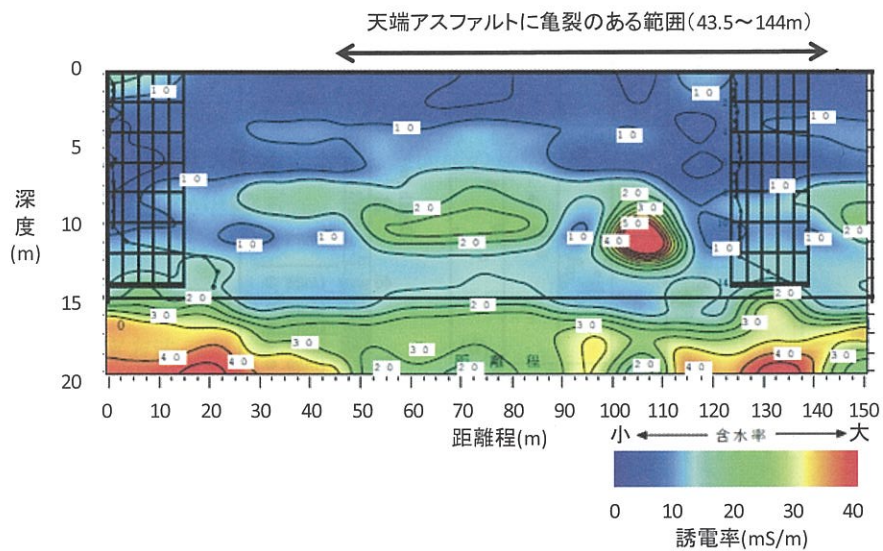
岡ら⁷⁾は目視調査により堤防天端の縦断方向への亀裂が見つかり、またパルスレーダによる浅部調査によっても、ゆるみ領域の存在が確認された河川堤防の横断面を対象に、パルスレーダよりもさらに深部まで探査可能な物理探査手法として、高密度表面波探査、連続波レーダ探査、EM 探査を用いて河川堤防の内部構造の調査を行っている。対象とした堤防は、源流に風化花崗岩地帯を擁する河川にあり、主たる構成材料は砂質土である。その結果を図－1.2.4⁷⁾に示す。高密度表面波探査では、土質の硬軟に顕著に関連しており、事前のパルスレーダ探査によって確認された堤防浅部のゆるみ領域で明確な低速度を示している。一方、連続波レーダ探査では、粘土の混入に応じて電磁波速度が急激に低下する傾向が見られており、粘土と砂の土質区分を検討するのに役立つことがわかった。また、EM 探査では、導電率と土質区分に相関性が認められており、砂で低導電率となり、粘土分の混入に応じて高導電率となる傾向が見られた。よって、物理探査のターゲットの重点を堤防全体の土質性状の把握におき、浸透や地震へ備えた堤防全体の安定性評価に用いるためには、より深部までの土質性状をある程度特定できる他の 2 手法が適しているが、天端から比較的浅部にあるゆるみ領域などの軟弱領域を特定するには高密度表面波探査に分があると考察している。



a) 高密度表面波探査結果



b) 連続波レーダ探査結果



c) 二次元誘電率断面図

図-1.2.4 高密度表面波探査結果 7) に加筆

1.3 S波速度と工学的物理量との相関性に関する研究

稲崎⁸⁾は堆積環境が明らかにされつつある関東平野南部および濃尾平野湾岸域において、サスペンションPS検層によって測定されたS波速度データを収集し、それを外的指標として同一深度で実施された原位置試験および土質試験データと比較している。その結果を図-1.3.1⁸⁾、1.3.2⁸⁾に示す。表層付近で、N値が相対的に大きく、また密度等も下位の層と同様の値を有しているにも関わらず、S波速度が低い。これは表層に位置する新しい堆積物は粒子間の結合が進行していない可能性を指摘している。しかしながら、極めて類似した傾向を示しており、S波速度と各パラメータが高い相関性を有していることを示した。また、図-1.3.2⁸⁾の(c)のグラフを見ると、S波速度と湿潤密度の間に正の相関が見られる。

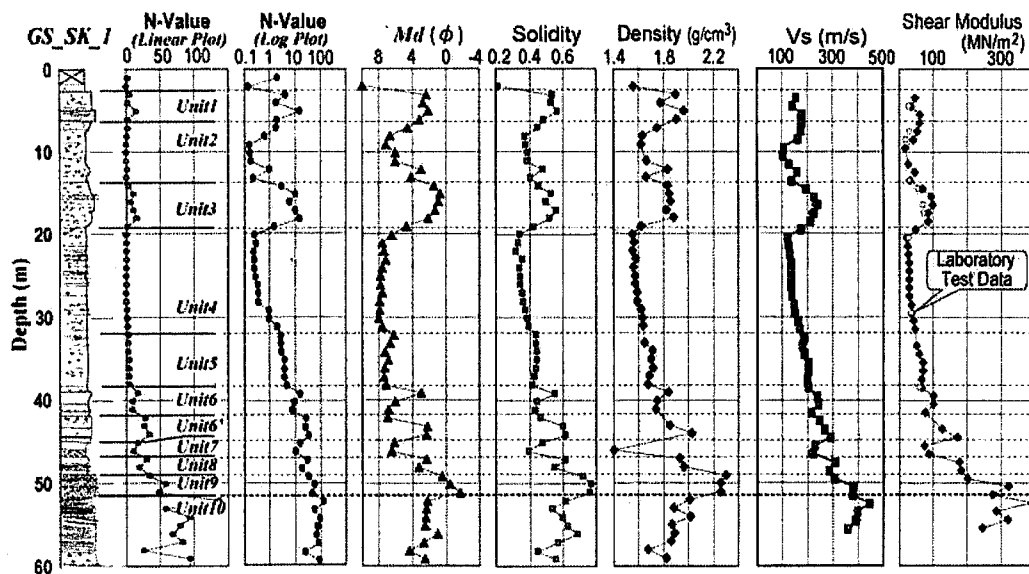


図-1.3.1 ポーリング孔におけるN値、S波速度および主要物性プロファイル⁸⁾

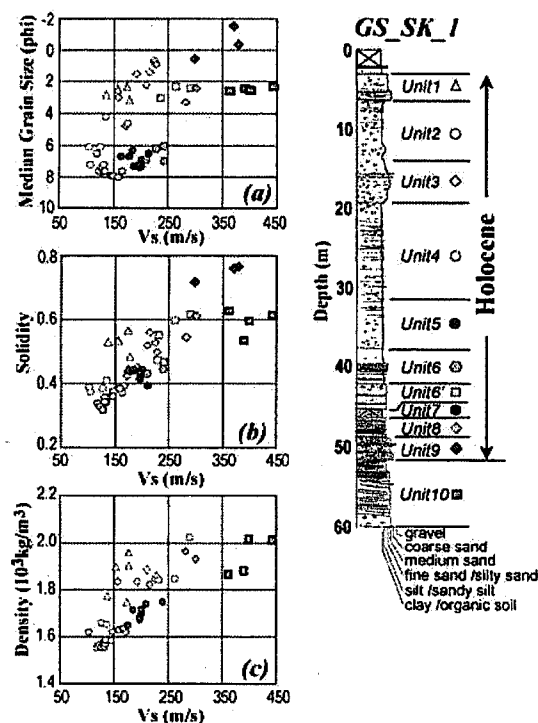


図-1.3.2 堆積ユニット毎のS波速度と主要物性との関係⁸⁾

2 表面波探査の原理と測定・解析方法

2.1 表面波の基本的性質

弾性体を伝わる波動（地震波）は、大きく実体波と表面波に分けられる。実体波にはP波とS波がある。表面波にはレイリー波とラブ波がある。このうち、均質無限媒質中を伝わるができるのは実体波だけである。

均質媒質において地表面が存在した場合（半無限均質媒質）、地表面に沿って表面波の一つであるレイリー波が伝播する。レイリー波の伝播速度は一般にS波速度の0.9～0.95倍にあり、地表面に垂直な方向に振動するという特徴を持つ。したがって、レイリー波を正しく測定できれば、最大5%の誤差でS波速度に換算することができる⁹⁾。

S波速度は物質の硬さなど工学的な目安となる剛性率に直接関係する値であり、地盤の動的特性の把握・検討などには不可欠なパラメータである。また、N値との相関が良いことも知られており、¹⁾レイリー波を測定すれば間接的に地盤の工学的性質を把握出来ることになる。

2.2 表面波探査の原理

表面波探査は、地盤の地表付近を伝わる表面波（レイリー波）を多チャンネルで測定・解析することにより、深度20m程度までの地盤のS波速度を求める技術である。

図-2.2.1に表面波探査の探査原理を示す。かけや等で地表面を加振すると弾性波が発生し、地中ならびに地表を伝播していく。

このうち、地表近傍を横方向に伝播するもの

のを表面波と呼ぶ。不均質な地盤の表面付近を伝わる表面波（レイリー波）は、その波長(周波数)によって伝播速度が変化する。一般の地盤では、深度とともに弾性波速度が増加するが、表面波は長い波長ほど深部の速度も反映するので、短い波長（高周波数）では速度が遅く、長い波長（低周波数）では速度が速くなる。波長（周波数）による違い（分散）を逆解析することにより、不均質な地盤のS波速度分布を求めることができる。従来の表面波探査では、2、3個の受振器を用いて測定・解析を行っていたが、高精度表面波探査⁹⁾では多数の受振器を用いることで、表面波の基本モードをより確実に検出することが出来、精度良く分散曲線を求めることが出来る。

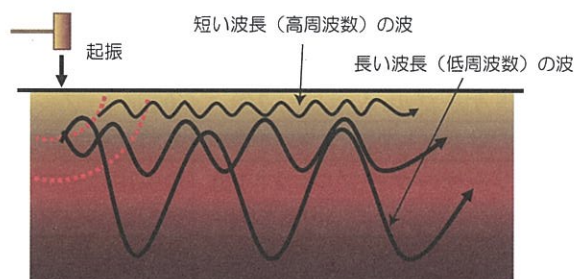


図-2.2.1 表面波探査の測定原理

2.3 表面波探査の測定および解析方法

2.3.1 表面波探査の測定方法

図-2.3.1に測定の概念図、表-2.3.1に使用機器一覧を示す。測定は、①受振器・ケーブルの設置、②起振点の準備、③起振・観測の手順で行う。

以下に、測定方法の概要をまとめる。

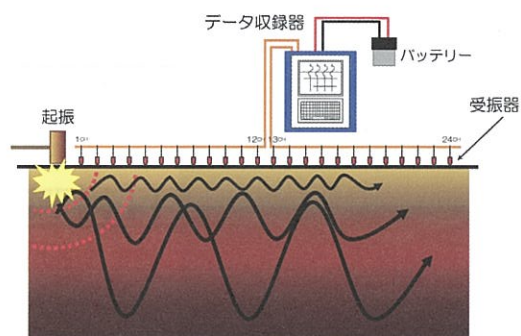


図-2.3.1 表面波探査測定の概念図

表-2.3.1 使用機器一覧

機 器 名	数 量	仕 様
データ収録器 (MxSEIS-SXW)	1 台	<ul style="list-style-type: none"> ・測定成分数：24 チャンネル ・入力インピーダンス：20 kΩ ・利得：250 倍, 1000 倍 ・測定周波数帯域：10Hz～4600Hz ・A/D 分解能：18 ビット ・サンプリングレート：25, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000 μsec ・記録メモリー長：1024, 2048, 4096, 8192, 16384 ・プレトリガ：0 ワート～128 ワート ・トリガレベル：100～1000mV の範囲で設定可能 ・デジタルローパスフィルタ：100, 000/設定サンプリングレート(Hz) ・CPU：I486SL, 33MHz ・内蔵ハードディスク：1.2GB (最大 256 ファイル収録可) ・MOドライブ ・ディスプレイ：640×480ドット LCD, 10.4inch ・インターフェイス：パラレル I/F, 外部インターフェイス ・動作電源：DC 12 V, 3 A max ・寸法：330W×270H×210D ・重量：7kg
受振器 (DIGIPHONE)	24個	上下動速度型ジオフォン, 固有周期：4.5Hz
テイクアウトケーブル	2巻	多芯ケーブル, 地震計端子：12
中継線	1巻	多芯ケーブル, 成分数：24
ランドストリーマーケーブル	2本1組 24個	牽引用ロープ, 受振器ベース(平板)
バッテリー	1個	DC 12 V

①受振器・ケーブルの設置方法

測量によって設けた受振点の位置に受振器を設置し、受振器と観測本部の測定機との間を多芯ケーブルで接続する。受振器の展開方法には、以下の4つの方法がある。

(1)固定展開

測線が短い場合、図-2.3.2 に示すように受振器・ケーブルを配置・接続し、起振を各受振点の間および両端（外側）で行う。起振点数は受振点数より 1 個多くなる。測線長を a とすると、探査深度は $a/2$ となるが、測線の端では深い場所の解析深度が悪くなる。

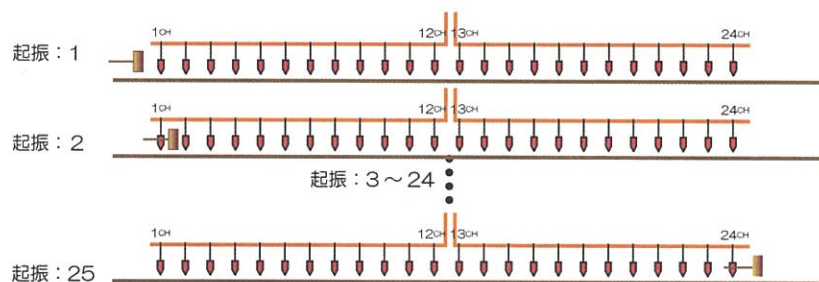


図-2.3.2 固定展開の受振器・ケーブルの設置イメージ

(2) テイクアウトケーブルのみによる移動式固定展開

測線が長い場合、図-2.3.3 に示すように 12 個目の受振器の手前まで起振したら、テイクアウトケーブル 1 と受振器を測線の後半に移動し、再び展開する。3 回目の展開で最初の固定展開と同じ接続に戻る。この作業を繰り返すことで長い測線を測定する。

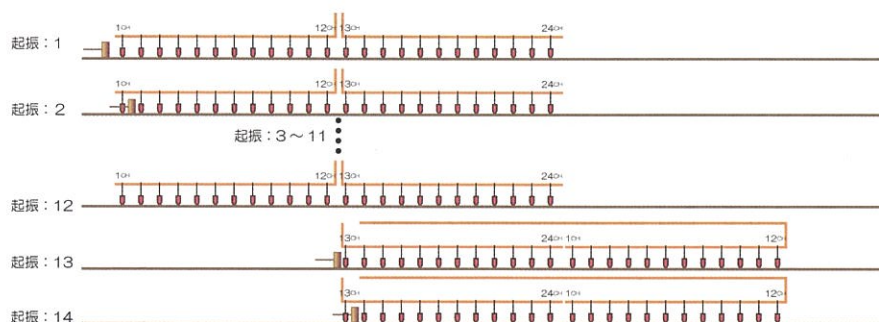


図-2.3.3 移動式固定展開の受振器・ケーブルの設置イメージ

(3) CDP スイッチによる End-on-spread 展開

測線が長い場合に用いる。図-2.3.4 に示すように CDP スイッチの切替で、測線上で連続する 24 個の地震計を選択し、1~24 チャンネルに繋ぐ。つまり、起振点を移動することに受振点の 24 個も移動する。24 チャンネル目の地震計が測線終点にきたら、ここから固定展開にして、受振点の配置はそのままとし、起振点の位置だけが移動する。

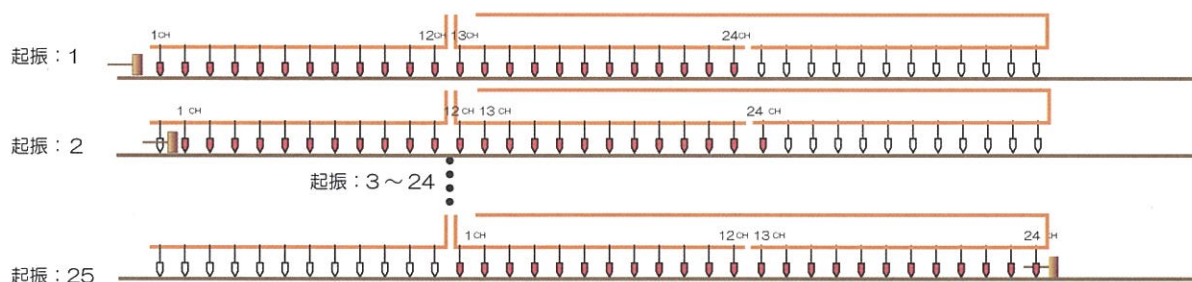


図-2.3.4 End-on-spread 展開の受振器・ケーブルの設置イメージ

(4) ランドストリーマーによる End-on-spread 展開

測線が長い場合に用いる。ランドストリーマーとは、写真-2.3.1 に示すように移動式の受振器ユニットのことを表す。車や人力によって、24 個の受振器ユニットを移動し、起振していく。測線が道路などで非常に長い場合には、迅速で効果的な測定方法である。起振点・受振点位置は図-2.3.5 のようになる。移動が測線終端部まで到達したら、ここからは固定展開による測定に切り換わり、起振点だけが移動する。探索深度は 1 展開長を a とすると、End-on-spread 展開の区間については $a/2$ 、固定展開区間については $a/4 \sim a/2$ となる。



写真-2.3.1 ランドストリーマー

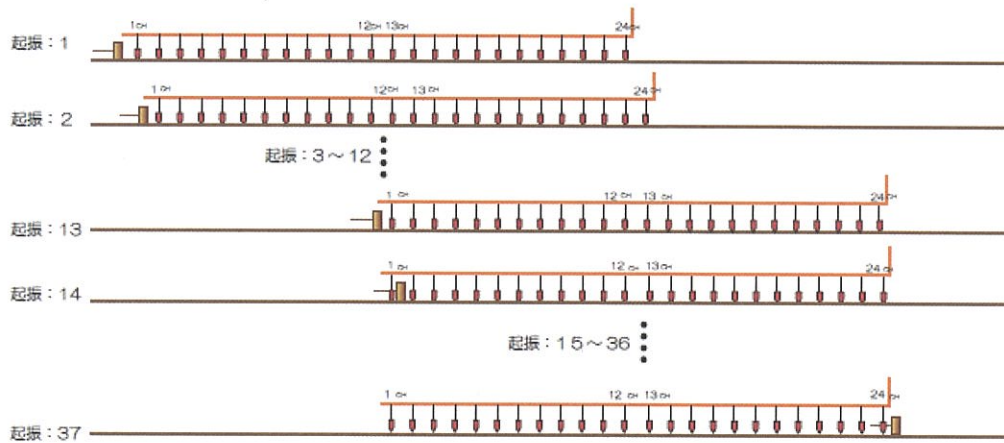


図-2.3.5 End-on-spread 展開の受振器・ケーブルの設置イメージ

②起振点の準備

起振はカケヤやハンマー、木槌等を用いて行う。

③起振・観測

風などのノイズの小さいときを見計らい、測定本部の合図により起振する。発生した弾性波は、地中を伝播し各受振点で受振される。各受振点で観測された振動は、受振器において電気信号に変換され、多芯ケーブルを介して観測本部の測定器に入り、適当な振幅に増幅、A/D 変換された後、測定器に内蔵されているハードディスクに収録される。

2.3.2 表面波探査の解析方法

図-2.3.6 に解析の流れ図を、以下に解析の概要を示す。

①波形記録のコンピューターへの取り込み

測定器のハードディスクに収録されている波形記録をコンピューターに転送する。

②クロスコリレーション CMP 記録の作成

解析において、空間方向の分解能を高めるために、得られた記録から以下の操作により各受振点に固有の位相差を抽出する。まず、得られた全ての共通起振点記録毎に、考えられる全ての 2 トレースの組み合わせに対するクロスコリレーションを計算する。次に全起振点記録から、2 トレースの中間点と同じ場所となる全てのクロスコリレーションを集める。ここで、同じ受振点間隔のものを重ねる。中間点が等しいが受振点間隔が異なる重ねられたクロスコリレーションを受振点間隔に応じて並べる(以下、これを CMP 記録と記す)。

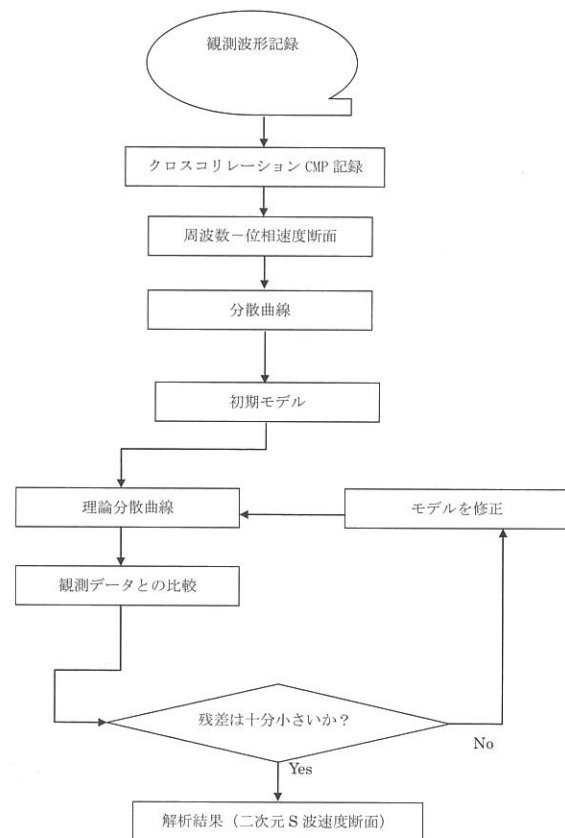


図-2.3.6 解析の流れ図

③周波数一位相速度断面への変換

分散曲線を作成するために、時間－距離断面の波形を以下のように周波数一位相速度断面へ変換する。各クロスコリレーション CMP 記録をフーリエ変換により周波数領域へ変換する。次に、周波数領域の波形に対して、任意の速度を与えて受振点距離に応じて時間をシフトさせる。これを、トレース数分スタックする。速度を変えてスタックを繰り返す。こうして、周波数一位相速度の二次元の分布が得られる。実際にある位相速度の波群が存在すればそこはスタック値が大きくなるので、周波数一位相速度の断面上で大きな値を示す場所が位相速度（分散曲線）となる。

④位相速度曲線の読み取り

得られた周波数一位相速度領域において、各周波数における最大の振幅となる位相速度を読み取り、これを分散曲線とする。

⑤初期モデルの作成

周波数と位相速度から表面波の波長を求め、波長の三分の一の深度に位相速度をプロットし、これを初期モデルの S 波速度とする。層数を仮定し、密度は深度とともに徐々に大きくなるように与える。

⑥非線形最小二乗法による逆解析

初期モデルに対して理論的な分散曲線を計算し、観測波形から得られた分散曲線との差（残差）を計算する。理論的な分散曲線の計算にはコンパウンド・マトリックス法を用いる。次に残差が最も小さくなるよう、最小二乗法を用いてモデルを修正する。この理論的な分散曲線の計算とモデルの修正を残差が十分小さくなるまで繰り返す。

⑦二次元断面の作成

求められた二次元 S 波速度分布を、カラー S 波速度断面として表示する。

2.4 解析方法、測定方法と解析結果

2.4.1 解析方法による解析結果の違い

本研究では、高精度表面波探査で解析を行う際、オート解析ではなくマニュアルで解析を行った。本研究でのマニュアル解析のオート解析との相違点を以下に示す。

a)位相速度の読み取りの際、波長による制限をかけない

波長の制限をかけると、必要なデータまで読み取らない可能性があるため。

b)分散曲線の編集

分散曲線の一つずつ確認して、以下の特徴をもつデータを除去する。

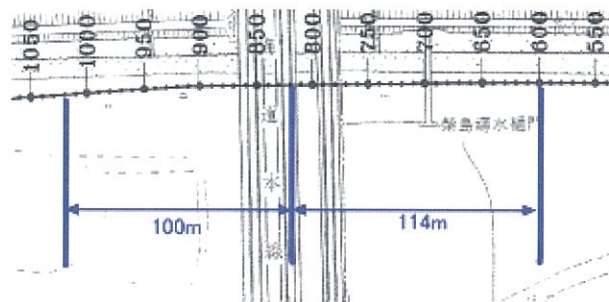
- ①基本モードから逸脱している（ノイズ）と考えられる点
（主な分散曲線の特徴から逸脱した点や低周波数かつ位相速度が小さい点）
- ②quality が 0.5 以下の点
- ③高次モードになっている点

c)インバージョン回数を Vs 構造で確認しながら調節

インバージョンの回数を多くすると、残差は小さくなるが偽像のようなものが現れやすくなるため、本解析では主にインバージョン回数を 5 回（デフォルト値は 10 回）で設定した。

これらの中でも解析結果に違いが大きく表れるのは、初期モデル作成の際の分散曲線の編集方法である。マニュアル解析では各々の現場での情報（旧地形図やボーリングデータ等）を基に、ノイズや高次モードを判断し、分散曲線の編集を行う。

以下に，表面波探査を行った事例を用いて，オート解析とマニュアル解析による結果の違いを示す。図－2.4.1 に測線位置図，写真－2.4.1，写真－2.4.2 に測定の様子，表－2.4.1 に探査仕様を示す。



図－2.4.1 測線位置図



写真－2.4.1 測定の様子(起振)



写真－2.4.2 測定の様子(波形記録)

表－2.4.1 測線の探査仕様

測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
215	2.0	2.0	テイクアウトケーブルのみによる移動式固定展開

図－2.4.2，図－2.4.4 にオート解析で行った分散曲線と二次元 S 波速度分布を，図－2.4.3，図－2.4.5 にマニュアル解析で行った分散曲線と二次元 S 波速度分布を示す。

オートによる解析では周波数の最小値，最大値を決めて全部の分散曲線を編集するのに対し，マニュアルによる解析では一つ一つの分散曲線を確認しながら，ノイズや高次モードの処理を行う。そのため，図－2.4.4 と図－2.4.5 のようにオートによる解析の結果とマニュアルによる解析の結果では表層部分と深層部分で大きな違いが出てくる。これは，初期モデルを作成する際，表面波の波長（周波数）を求め，波長の 1/3 の深度に位相速度をプロットし，同深度の S 波速度にしている⁹⁾ことによる。

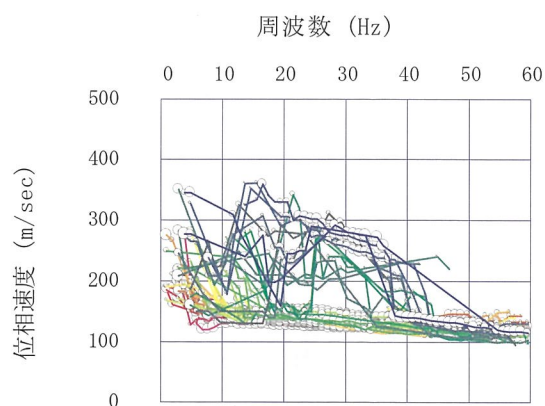


図-2.4.2 分散曲線(マニュアル解析)

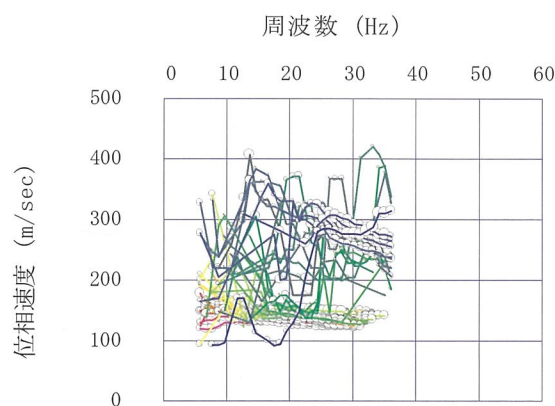


図-2.4.3 分散曲線(オート解析)

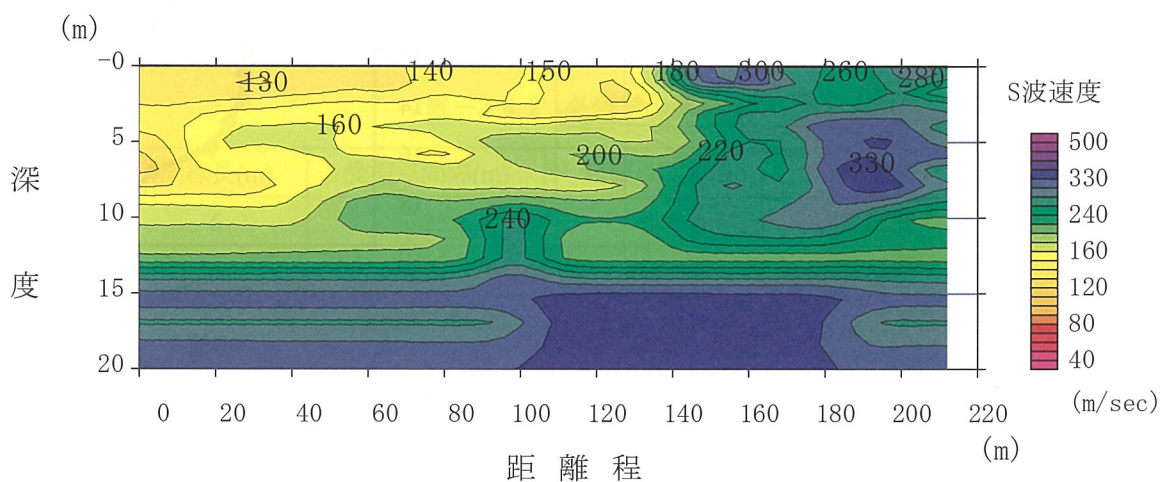


図-2.4.4 二次元S波速度分布(オート解析)

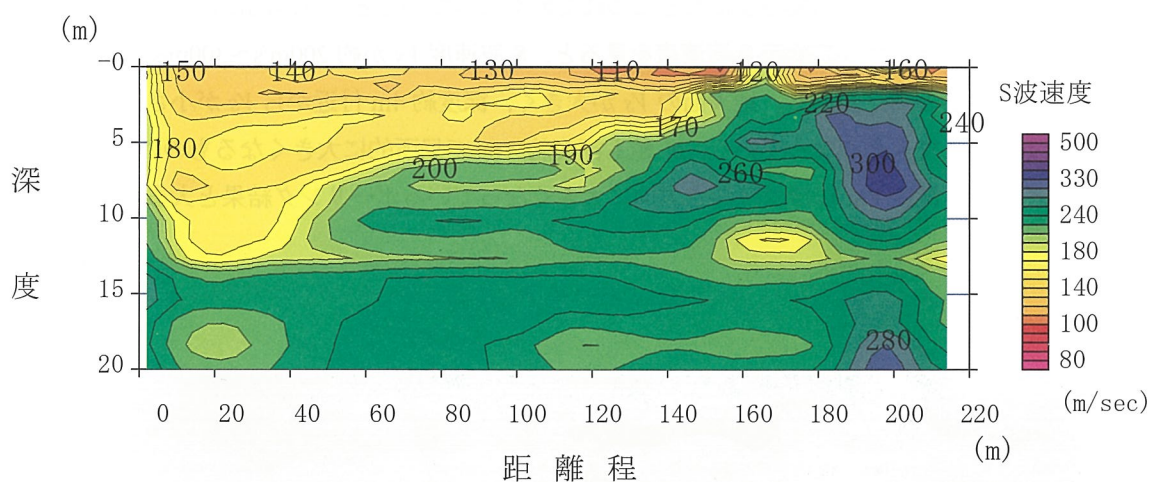


図-2.4.5 二次元S波速度分布(マニュアル解析)

2.4.2 測定方法による解析結果の違い

測定の際、基本的に起振点間隔は受振点間隔を同じにすることが多い。ここでは、ある道路盛土において、起振点間隔を受振点間隔の2倍で行った表面波探査の事例を挙げる。測定はランドストリーマーによる End-on-spread 展開で、受振点間隔 2m に対し、起振点間隔は 4m で行った。分散曲線を図-2.4.6 に、表

面波探査から得られた S 波速度とボーリングから得られた N 値を図-2.4.7 に、二次元 S 波速度を図-2.4.8 に示す。

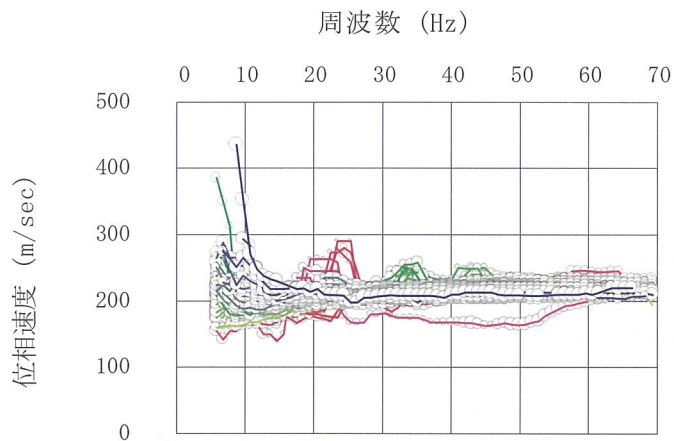


図-2.4.6 編集後の分散曲線

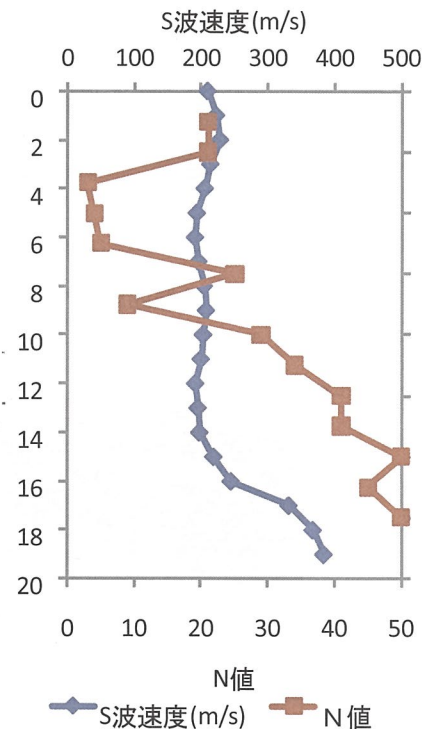


図-2.4.7 S 波速度と N 値

位相速度が低周波数で高く、高周波数になるにつれて低くなっていくという理論に近い形で、分散曲線は精度良く得ることが出来た。二次元 S 波速度を見ると、S 波速度 V_s が約 200m/s～300m/s である深度約 15m までは盛土であると考えられる。地表面の V_s が大きく、深度約 4m 付近から V_s が小さくなり、また深度が深くなるにつれて大きくなっている。N 値も深度約 7m で局所的に大きくなるものの、深度約 4m 付近から小さくなり、深度 8m 以深では深さ方向に大きくなっているボーリング結果と大まかな傾向は似ている。

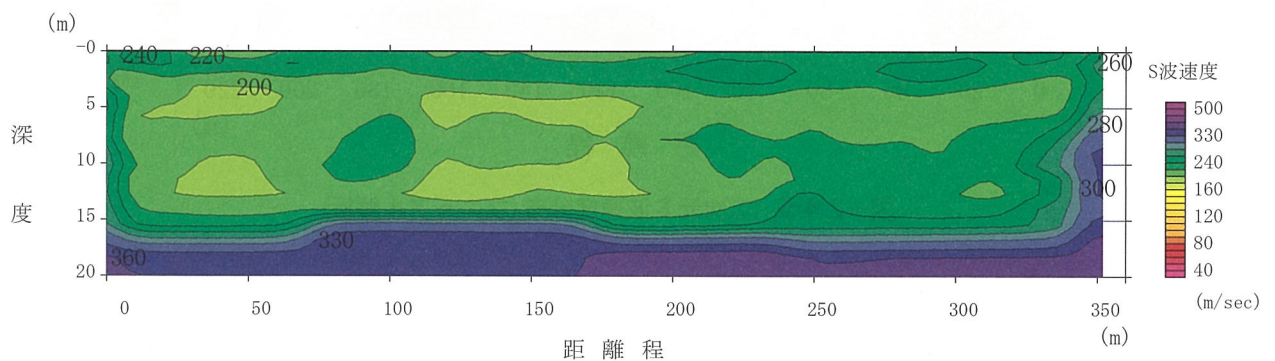


図-2.4.8 二次元 S 波速度分布

この結果から、起振点間隔が受振点間隔の2倍であっても、大局的なS波速度分布が得られることが分かった。これにより、測線が非常に長い場合、起振点間隔を受振点間隔の2倍にすることで測定時間が大幅に短縮できる可能性を示唆している。

つぎに、測定の際、同一起振点で複数回起振を行い、スタックすることで解析結果の精度が上がるかについて検証した。測線L-1とL-2は同一測線でスタック回数のみを変化させて測定を行った。表-2.4.2に探査仕様を、図-2.4.9、図-2.4.10にL-1およびL-2の周波数領域の位相速度イメージを、図-2.4.11、図-2.4.12にL-1およびL-2の解析結果を示す。ここで、周波数領域の位相速度イメージとは、記録波形から周波数領域の位相速度を読み取る際にピーク（青い部分）が明瞭であれば、精度が高いと評価できる指標である。図-2.4.9と図-2.4.10を比較すると、同じ起振点位置でスタック有りのL-2の方がスタック無しのL-1よりもピークが明瞭に表れていることがわかる。よって、スタックを行った測線L-2の方がスタックを行わなかった測線L-1より精度良くS波速度が求まっていると考えられる。

表-2.4.2 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法	スタック回数(回)
L-1	6	0.25	0.25	固定展開	1
L-2	6	0.25	0.25	固定展開	3

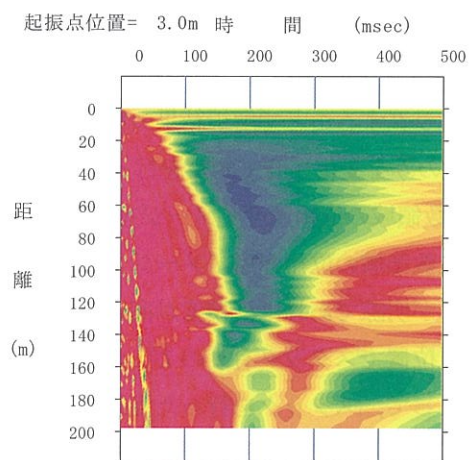


図-2.4.9 L-1 の周波数領域位相速度
イメージ(スタック無し)

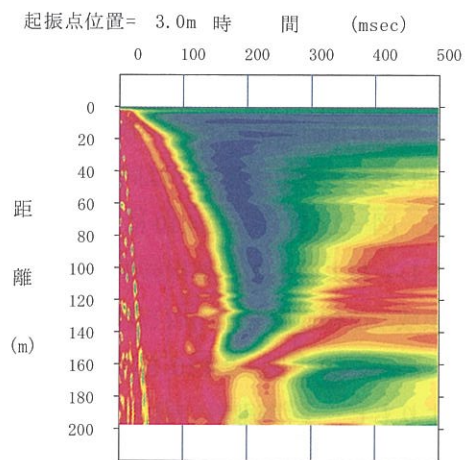


図-2.4.10 L-2 の周波数領域位相速度
イメージ(スタック有り)

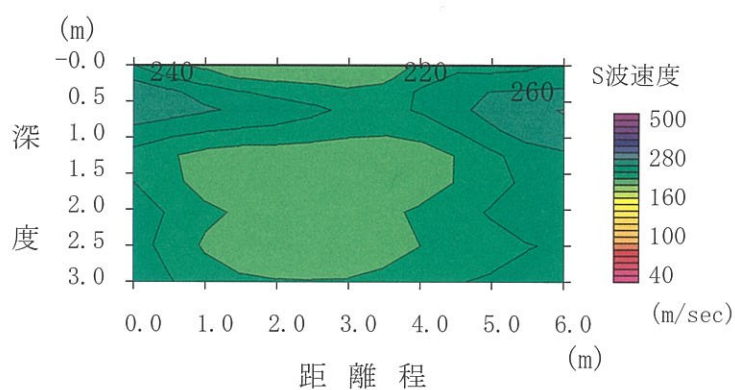


図-2.4.11 L-1 の二次元 S 波速度分布(スタック無し)

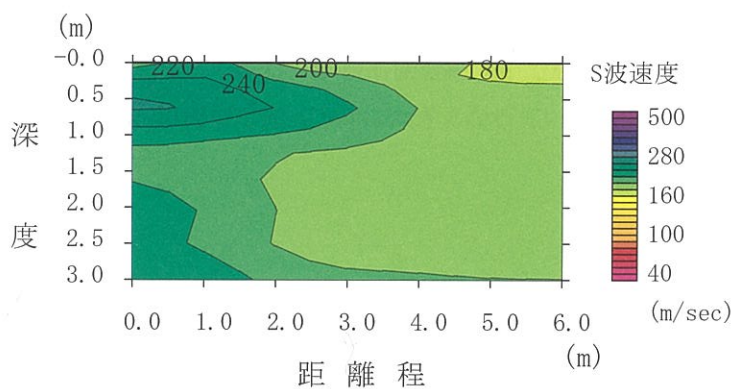


図-2.4.12 L-2 の二次元 S 波速度分布(スタック有り)

2.4.3 測定者（起振者）による解析結果の違い

表面波探査の測定者（起振する人）が異なった場合、解析結果に違いが生じるか検討を行った。測線 L-1 と L-2 は探査仕様および測線位置が全く同一で、起振する人のみを変える。表-2.4.3 に探査仕様を、図-2.4.13、図-2.4.14 に解析結果を示す。両測線で深度約 1~1.5m までは S 波速度が約 100~150m/s と低速度層が見られ、約 1.5m 以深では深度が大きくなるにつれて S 波速度が大きくなる成層構造になっている。表層部分で比較的高い S 波速度が見られる箇所が異なっているが、これは今回の測定で得られた周波数一位相速度の分解能の約 0.3~0.4m を下回る層厚であるため、測定誤差と考えることが出来る。したがって、起振をする人が変わることによる解析結果の違いはほとんどないと言える。

表-2.4.3 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
L-1(一回目)	6	0.25	0.25	固定展開
L-2(二回目)	6	0.25	0.25	固定展開

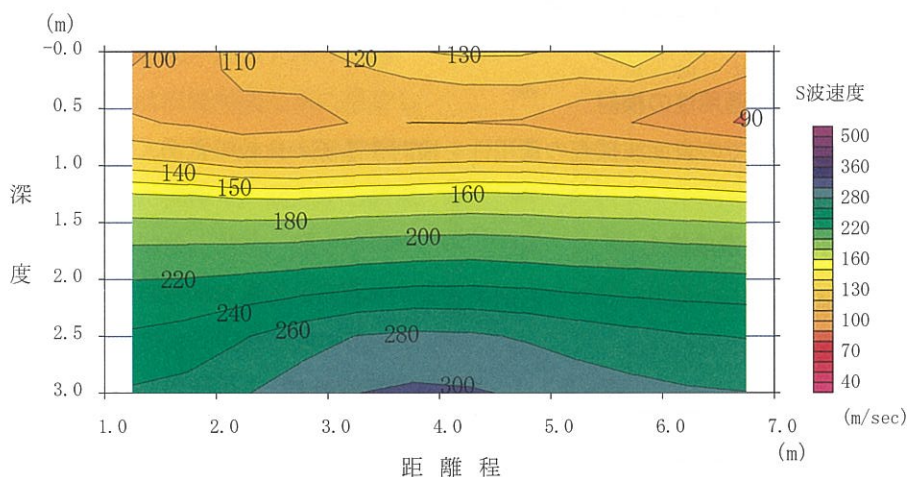


図-2.4.13 測線 L-1 の二次元 S 波速度分布

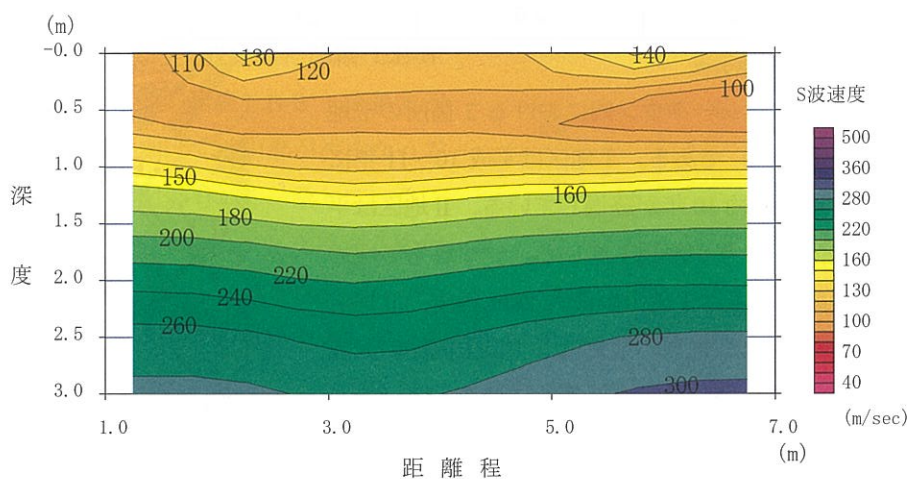


図-2.4.14 測線 L-2 の二次元 S 波速度分布

3 既存盛土地盤調査への表面波探査の適用

3.1 地山と盛土の地層境界推定のための表面波探査の適用性の検討

十勝沖地震の際、札幌市の中心から南東約 10km の清田団地で、家屋の被害が多く発生した。団地内にあった 279 戸の住宅の内 27.5% の住宅が、建物の沈下や傾斜、ブロック塀の傾斜といった被害を受けた。切土上の被害はゼロであるのに対し、盛土区域では 56% の住宅が被害を受けた。盛土は水田や湿地の上に行われており、地下水位も盛土内で高かったようである。火山灰砂質土が主体で、地下水位以下では N 値も極めて小さく、盛土は緩い状態にあったと考えられている¹⁰⁾。また、2004 年に発生した新潟県中越地震では、土構造物では盛土の被害が大きく、宅地造成地も盛土部分が広範囲にわたって変形し、一部で大崩壊に至るなど多くの被害を生じた。特に、切盛土境にクラックが発生し、盛土地盤が地すべり現象を起こしているものが多かった¹¹⁾。以上のような被害実例より、盛土の安定性評価において、盛土と地山の地層境界を把握することは非常に重要であることがわかる。そこで、本研究では表面波探査を用いることで、地震応答解析の入力パラメータとしての二次元の S 波速度の把握だけでなく、得られた S 波速度の違いから地層境界を把握することが可能であるか検討を行う。

3.1.1 平坦な盛土地盤での適用性の検討

後節で傾斜した盛土地盤での表面波探査の適用性を検討する際の比較のため、比較的平坦な盛土地盤で表面波探査を実施した。

(1) S ニュータウン内の宅地造成盛土

地質断面から得られる盛土と地山の境界を表面波探査から得られる S 波速度によって捉えることができるかの検討を行う。

表-3.1.1 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
L.B-B'	142	2.0	2.0	移動式固定展開
L.D-D'	118	2.0	2.0	移動式固定展開
L.E-E'	166	2.0	2.0	移動式固定展開

ここは、神戸市内の S ニュータウン内における 2 箇所の宅地造成盛土（Ⅰ地区、Ⅱ地区）である。Ⅰ地区は平成 10～11 年に造成工事が行われ、造成後約 10 年が経過している。Ⅱ地区は平成 6 年の造成工事後、約 15 年が経過している。いずれも谷埋め盛土であり、最大の盛土厚さはⅠ地区が最大 20m 程度、Ⅱ地区が最大 15m 程度である。当該地域の地質は、主に未固結の大坂層群から成っており、砂礫、砂、粘土が互層状に分布している。砂礫、砂は非常に密に締まっており、N 値は概ね 50 以上を示す。また、粘土も N 値 30 以上と硬く、団結している部分も見られる。ニュータウン内の宅地造成にあたっては切土と盛土が行われており、探査を行った場所のような谷埋め盛土には切土で発生した土砂が用いられている¹²⁾。本研究では、上記調査地の宅地造成盛土において、探査測線を谷筋に沿った方向（測線 L.B-B'）や、谷筋に直角方向（測線 L.D-D'、測線 L.E-E'）で設定し、盛土厚の変化や盛土内の

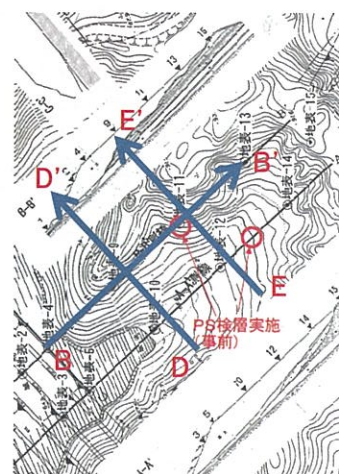


図-3.1.1 測線位置図（Ⅰ地区）

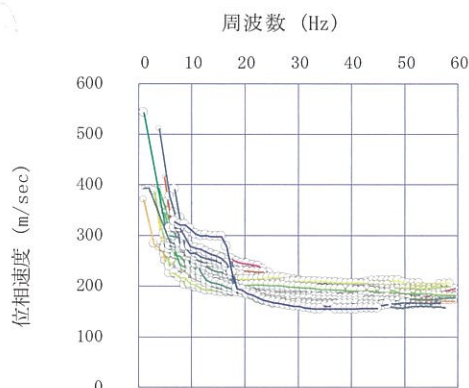
二次元 S 波速度分布を求めるため、表面波探査を行った。表-3.1.1 に各測線の探査仕様、図-3.1.1 に旧地形図上に測線位置図を示す。

a) I 地区の測定結果

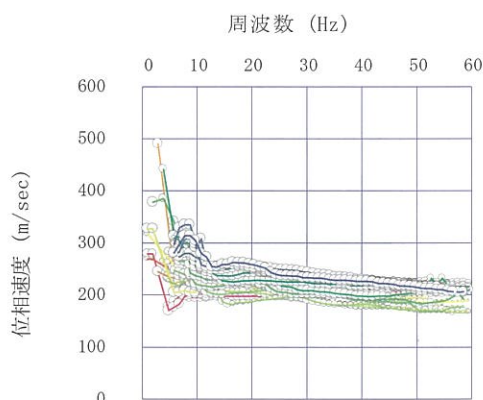
表面波探査で得られた分散曲線を図-3.1.2 に示す。舗装されていない地盤での測定であるため、受振器はスパイクを用いて設置した。また、測線を設置する際は、風などの影響を受けやすい雑草や木々を伐採することにより、測定条件の向上を図った。また、周辺に道路や家屋が少なく、騒音や交通振動によるノイズ等も少ない好条件下での測定であった。そのため、図-3.1.2 に示すように、分散曲線が理論に近い形で精度良く得ることが出来た。

表面波探査の解析結果を図-3.1.3 に示す。図-3.1.3 の測線 L.B-B'には旧地形図を基に推定した地山部の堅固な地盤（大阪層群）を赤い破線で示している。谷筋に沿った測線で、起点から終点に向かうにしたがって谷は浅くなり、盛土厚は小さくなっている。それと同様に、測線の起点から終点に向かって S 波速度が比較的低い層が浅くなっていることがわかる。この結果より、地山部と盛土部の境界を約 280m/s と判断し、測線 L.B-B' および同盛土内の測線 L.D-D' と測線 L.E-E' にも約 280m/s を目安に地山部と盛土部の境界を黄色の点線で記した。

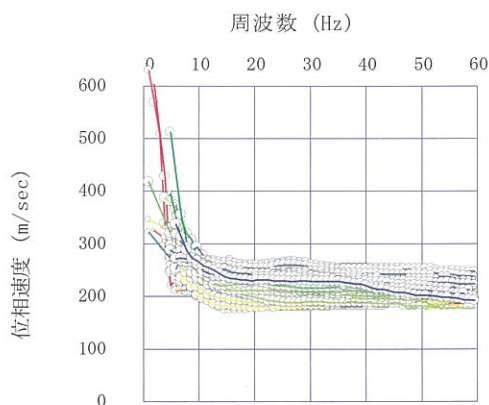
測線 L.D-D' は谷筋に沿って設定した測線 L.B-B' と交差しているが、地山部が測線 L.B-B' と交差する距離程 54m よりも終点に向けて地山部が浅くなってきている。これは旧地形図ともよく一致している。しかし、測線 L.E-E' は測線 L.B-B' と交差する距離 75m 付近で地山部と考えられる高速度層が浅くなっている。これは旧地形図と異なる結果を表しているが、測線 L.B-B' の測線 L.E-E' と交差する距離程 86m と比較すると、いずれも約 10~12m の盛土厚と考えられ、よく一致している。また、測線 L.D-D' と測線 L.B-B' の交差点でも、いずれも盛土厚が約 15m となっており、3 測線の解析結果がよく対応している。



a) 測線 L. B-B'



b) 測線 L. D-D'



c) 測線 L. E-E'

図-3.1.2 編集後の分散曲線

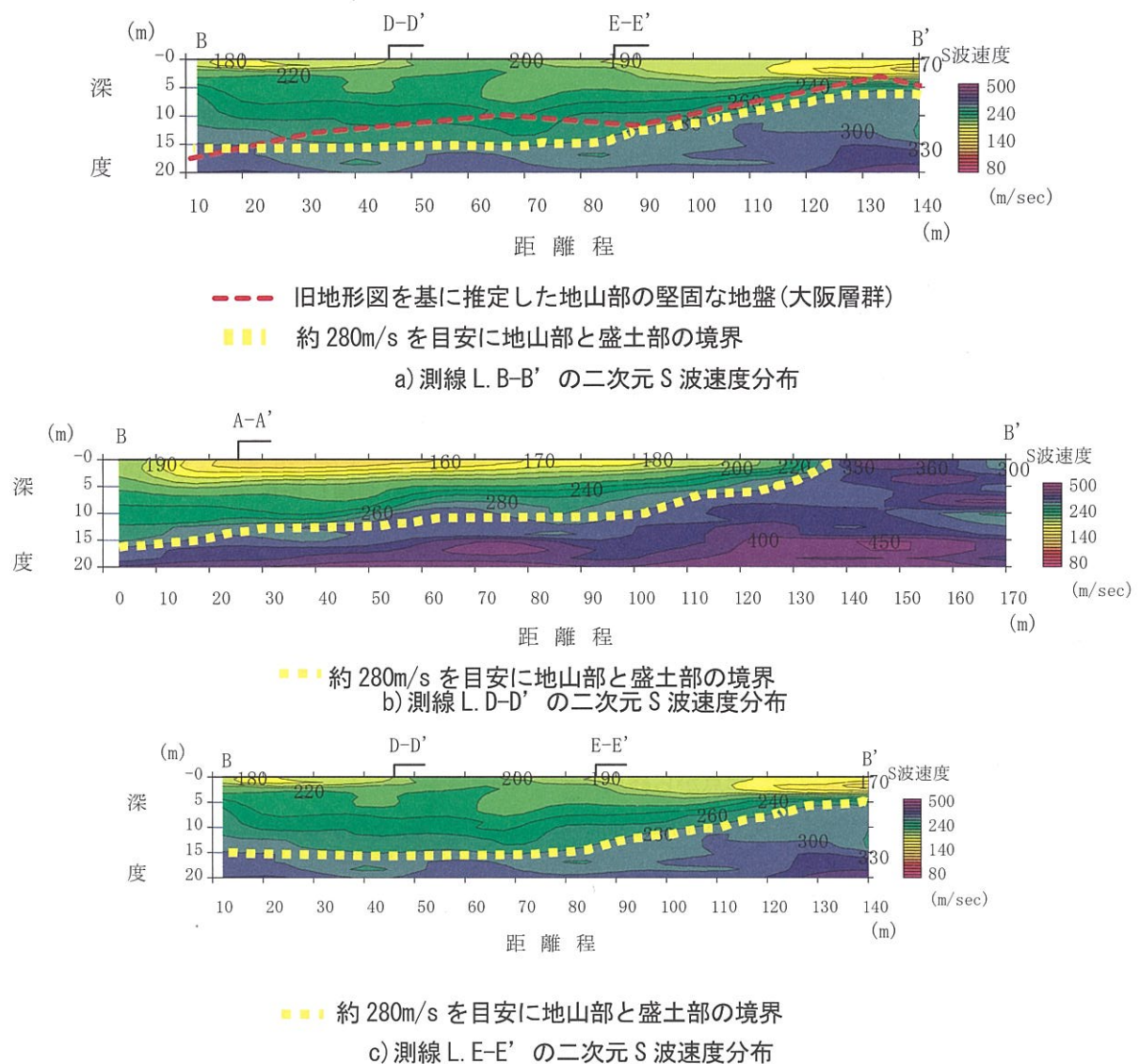


図-3.1.3 表面波探査の解析結果と旧地形図から推定した地山部と盛土部の境界

b) II 地区の測定結果

図-3.1.4 に測線位置図, 表-3.1.2 に各測線の探査仕様を示す。測線 L.A-A'は谷筋に沿って設定し, 測線 L.B-B'はそれと直行し, 盛土部から切土部に至るまで探査を行った。

得られた分散曲線を図-3.1.5 に示す。図中赤から黄色系統の分散曲線は測線の始点側, 緑から青の分散曲線は測線の終点側を示す。II 地区も I 地区と同様, 静穏な状態で測定することが出来たため, 比較的理論値に近い精度の良い分散曲線が得られた。測線 L.B-B'の分散曲線では, 測線終点に近い距離程で速度逆転層が存在する場合には現れる高次モードが見られる。今回の測定では, 高次モードが測線後半部分で連続して見られたため, 逆転層が存在すると考え, 分散曲線の編集の際, 除去せずに解析に用いた。

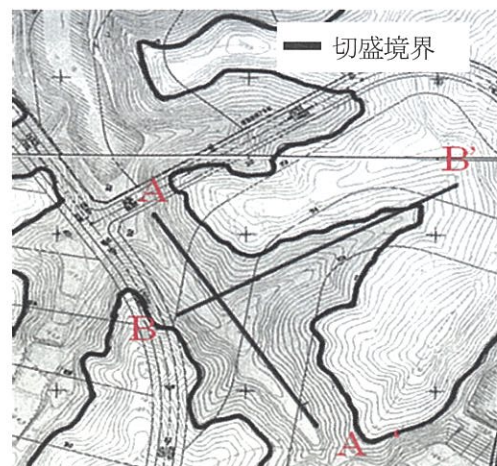


図-3.1.4 測線位置図 (II 地区)

表-3.1.2 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
L.A-A'	142	2.0	2.0	移動式固定展開
L.B-B'	166	2.0	2.0	移動式固定展開

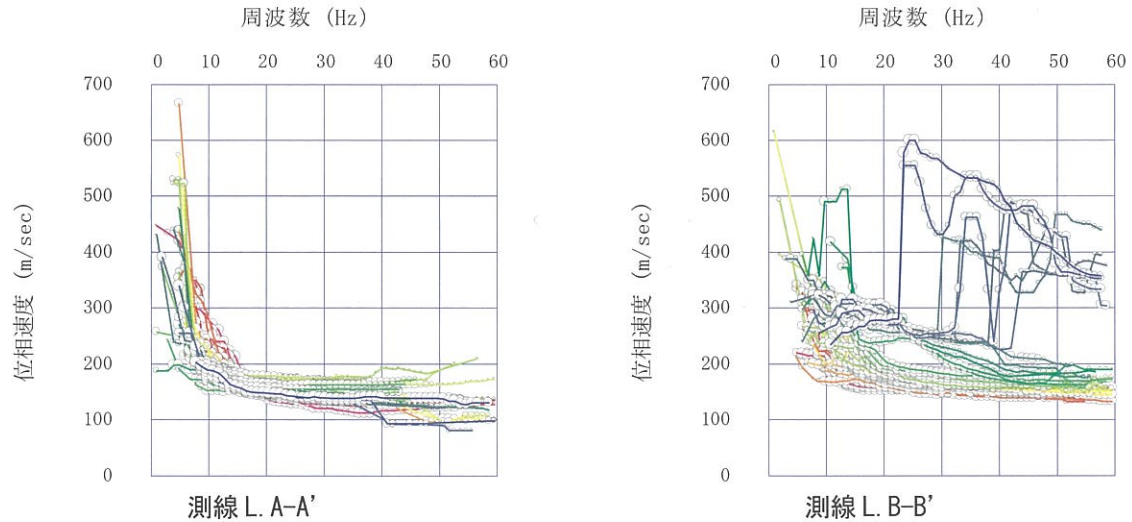
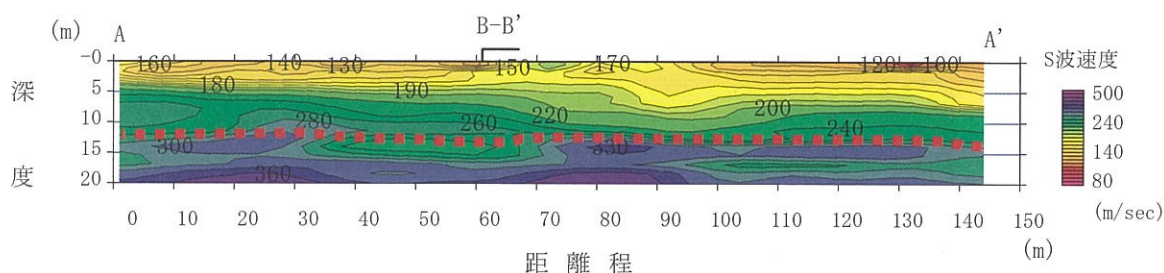


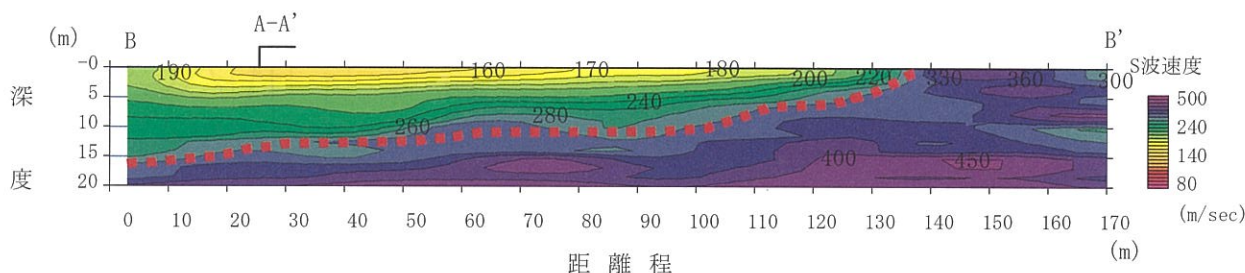
図-3.1.5 編集後の分散曲線

図-3.1.6 に表面波探査の解析結果を示す。この谷埋め盛土でも切土で発生した土砂が用いられていることから、I 地区で切盛り境界として判断した S 波速度が約 280m/s 付近となることを目安に推定した地山部と盛土部の境界を赤い点線で図-3.1.6 に示した。測線 L.A-A' では深度約 5m まで S 波速度が 200m/s 以下と非常に小さく、深度約 13m~15m より深いところでは 300m/s 以上の高速度層が表れている。また、深度が深くなるにつれて S 波速度が増加する成層構造に近い状態であることがわかる。以上より、この測線での盛土厚は約 13~15m であると推定されるが、これは II 地区の盛土厚が最大 15m 程度という旧地形図からの情報と一致している。また、測線 L.B-B' においては、盛土部と考えられる S 波速度が低い層が起点から終点方向に浅くなっており、切盛り境界と考えられる距離程約 135m から切土部への変化が明瞭に見られる。旧地形図から推定される切盛り境界が距離程約 132m であるため、良く捉えられていると言える。また、測線 L.B-B' が測線 L.A-A' と交差する距離程 25.5m では、深度約 5m まで S 波速度が 200m/s 以下と小さく、深度約 5m~14m が 200m/s~280m/s であり、14m 以深には 280m/s 以上の地山部が見られる。一方、測線 L.A-A' では距離程 61m で測線 L.B-B' と交差しているが、ここでは深度約 5m までは測線 L.B-B' と同様に S 波速度が 200m/s 以下と小さい。しかし、S 波速度が 200m/s~280m/s である層が約 17m まで見られる。ここで、測線 L.A-A' は測線方向に概観すると、盛土部は赤い点線の位置になるため、測線 L.B-B' との交差点での盛土厚は約 13m~15m と考えられる。よって、この 2 測線は整合性があると言える。

以上の結果から、本調査地のように盛土部と地山部の S 波速度にある程度の差が見られる場合には、二次元 S 波速度分布から切盛り境界を推定することが可能であることがわかった。また、ノイズが少ない好条件下で表面波探査を実施することにより、解析結果は向上するため、騒音や交通振動が少ない状況が望ましく、風等の影響を受けやすい雑草や木々を伐採した状態で測定を実施する等の工夫を施すことが重要である。



a) 測線 L. A-A' の二次元 S 波速度分布



b) 測線 L. B-B' の二次元 S 波速度分布

図-3.1.6 解析結果

3.1.2 傾斜地盤での適用性の検討

盛土の安定性評価を行う際、地震時に不安定となる可能性が高い腹付け盛土等では斜面部を含む場合が多く、また盛土の安定性を評価する場合に斜面部の地層境界も非常に大きく結果に影響することが多い。よって、表面多探査を実施することによって、傾斜地盤での地層境界や切盛り境界を知ることができれば、盛土の安定性評価の精度向上にもつながるといえる。しかしながら、表面波探査は本来、前節のような比較的平坦な地盤を対象に調査が行われることが多い。そこで、本節では傾斜した地盤での表面波探査の適用は可能であるかの検討を行うため、神戸市内の M 小学校の盛土斜面を対象に表面波探査を行った。

当該地の盛土は、既往の地盤調査結果から粘土混じり砂礫で構成されており、N 値は斜面部では 20 前後で部分的に 10 前後となっている。この原因としては、軟質化しやすい神戸層群起源であること、神戸層群砂礫の母岩となる花崗岩も含まれることなどから、硬質な砂礫と軟質化した神戸層群泥岩の混ざったものであると考えられる。当該

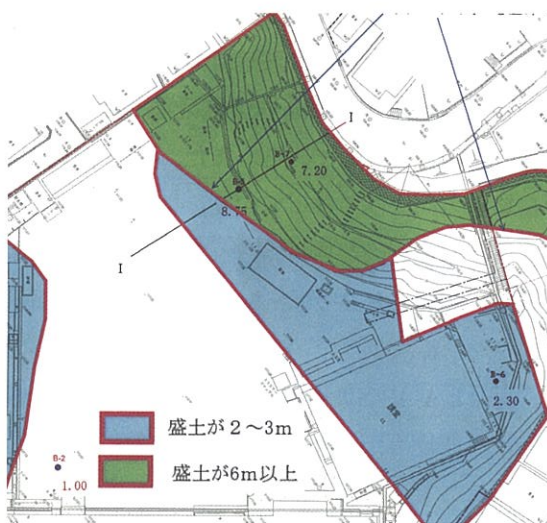


図-3.1.7 盛土の推定分布平面図

区域には、直ぐに岩盤が露出する範囲が多いが、部分的に外縁部に近い範囲で盛土が厚いところが認められる。この原因としては、小学校が造成された時に、尾根部で切土されて出てきた表土や神戸層群風化岩を、沢部や急崖部に盛土したことが考えられる。図-3.1.7 に空中写真判読とボーリング調査より得られた盛土の推定分布平面図を示す。

図-3.1.8 に測線位置図, 表-3.1.3 に各測線の探查仕様, 写真-3.1.1 に測線の様子を示す。本調査地では, 測線 L1 を距離程 0m~16m が斜面部, 距離程 16m から測線終点までが平坦な地盤 (運動場) であり, 測線 L2 は距離程 0~8m が斜面部, それより終点側が平坦な地盤になるように設定した。また, 地盤測線 L1 と直行方向に斜面部にある小段に測線 L3 を設定した。測線 L3 は距離程 17m で測線が折れている。測線 L2 の距離程 0m~8m のみ舗装があり, それ以外は舗装のない地盤である。しかし, 運動場の表面が非常に硬くスパイクを打つことが出来なかったため, 測線 L1 の距離程 0m~16m まではスパイクを, それ以外の測定ではベースを用いて受振器を設置した。また, 測線は出来るだけ水平に設置することが望ましいため, 盛土の斜面に沿って設置した。測定は解析精度を向上させるため, 各点で 2 回ずつ起振を行って波形をスタックして解析を行った。

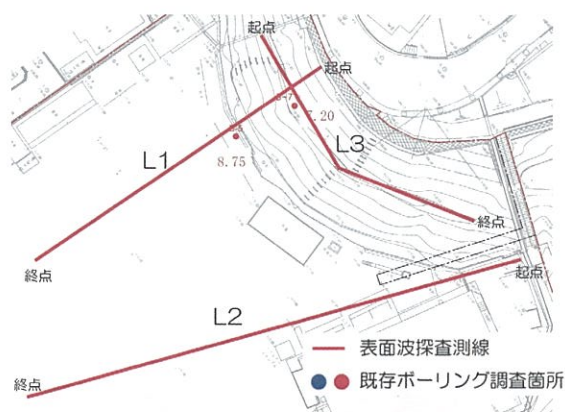


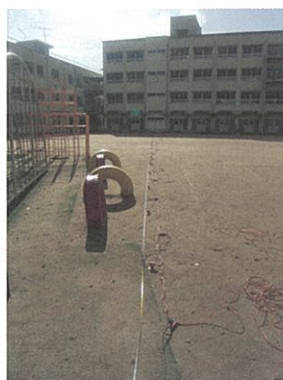
図-3.1.8 測線位置図

表-3.1.3 各測線の探查仕様

測線	測線長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)	展開方法	スタック 回数(回)
L1	46	2.0	2.0	固定展開	2
L2	70	2.0	2.0	移動式固定展開	2
L3	35	1.0	1.0	移動式固定展開	2



a) 測線 L1 (斜面部)



b) 測線 L2



c) 測線 L3

写真-3.1.1 測線の様子

図-3.1.9 に周波数領域の位相速度イメージを示す。ここでは, 同起振点で 2 回分のスタックを行ったので, 水平部分では図-3.1.9 b)で示すように 60Hz 程度まで精度の高い分散曲線が得られている。一方, 斜面部分の周波数領域の位相速度イメージでは図-3.1.9 a)で示すように水平部分よりも精度が低いことがわかる。しかし, 50Hz 程度まで理論通りに連続した分散曲線が得られることから, 斜面部分での測定結果も有効であると思われる。測線 L2 においては, 測線 L1 の水平部分と同様に非常に精度の高い分散曲線を得た。測線 L3 は 20Hz 以上の周波数領域で連続した分散曲線が得られておらず, 測線 L1, L2 と比べて精度

が悪い。よって、これら周波数領域の位相速度イメージを確認しながら、図-3.1.10 のように分散曲線の編集を行った。測線 L1 は測線全体で非常に理論的な分散曲線が得られた。また、測線 L2 では全体的に連続した分散曲線を得ることができた。測線 L3 は分散曲線全体を見ても、先にも述べたように 20Hz 以上の周波数領域で非常に乱れている。しかし、この傾向は一部で見られるのではなく、全体的に現れていることから速度逆転層の可能性も否定できない。

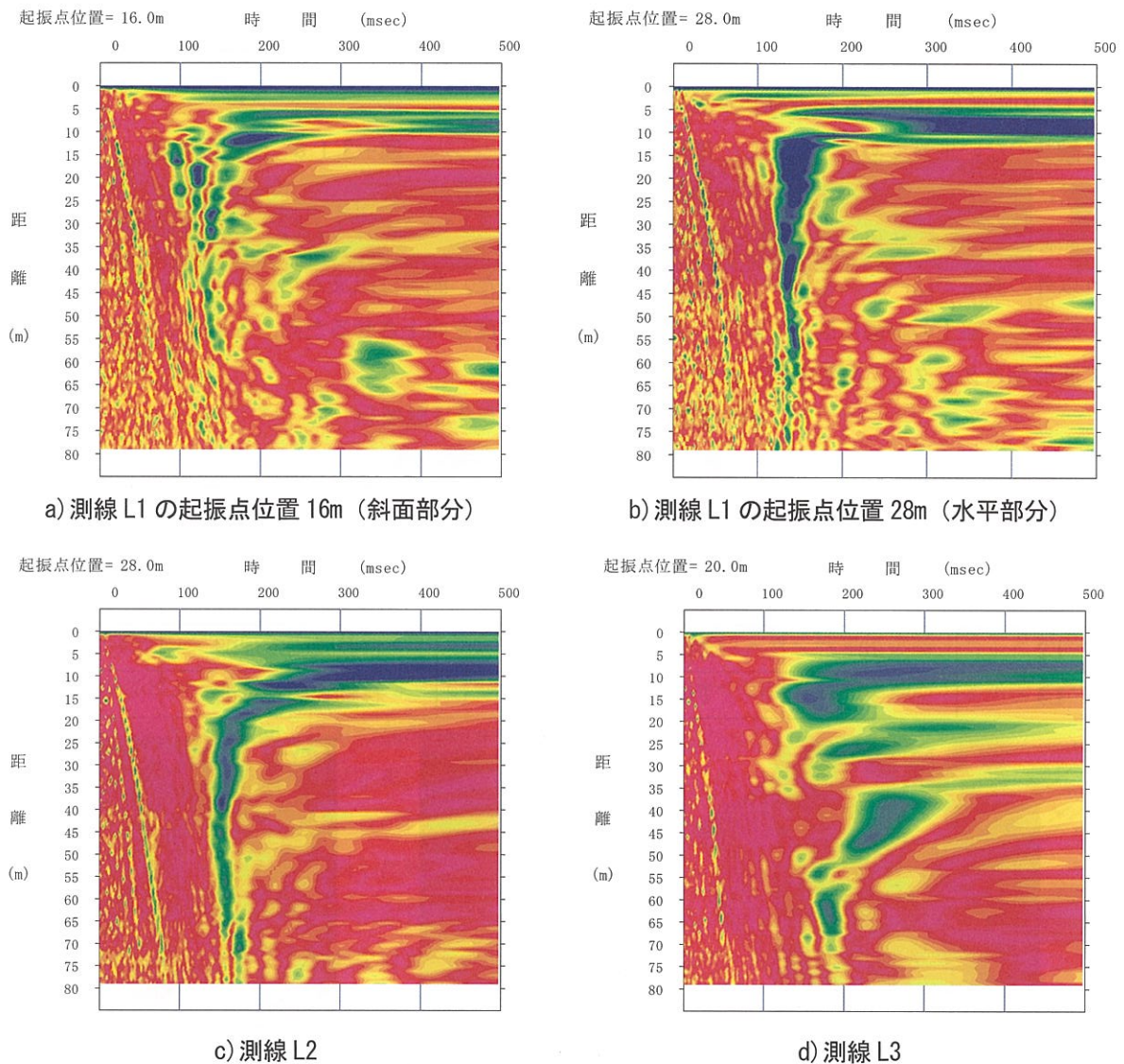


図-3.1.9 周波数領域の位相速度イメージ

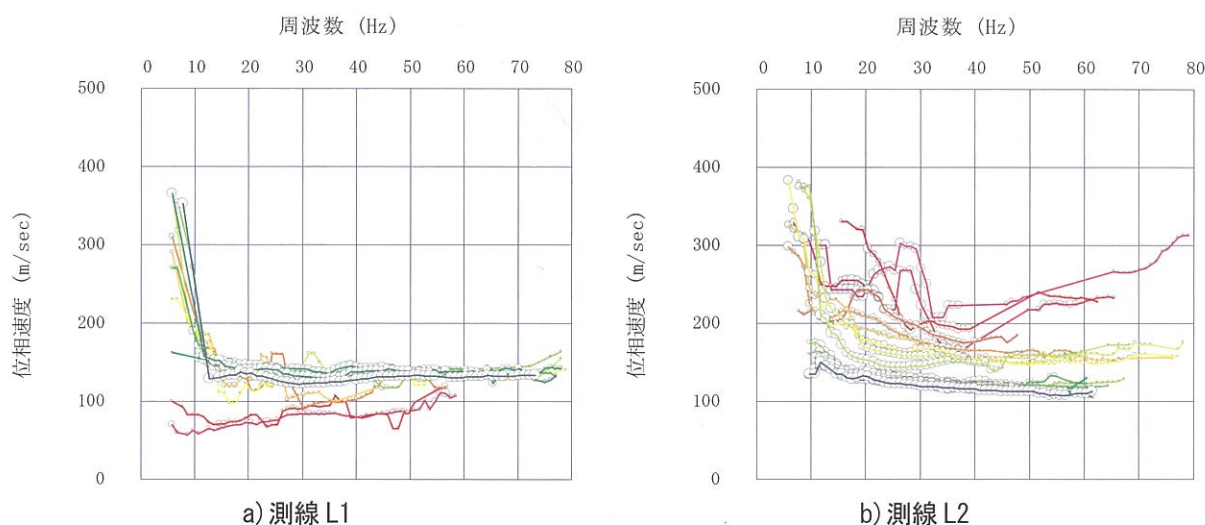


図-3.1.10 編集後の分散曲線

図-3.1.11 に解析結果を示す。測線 L1 は起点から終点方向へS波速度が約200m/s以下の低速度層が浅くなっている。また、測線 L2 では約200m/s以下の低速度層が距離程15m付近から終点にかけて深くなっている。しかし、図-3.1.7 に示す盛土の推定分布平面図では、測線 L1 において距離程約0~18mが盛土厚6m以上で、距離程約18~24mが盛土厚2~3mとなっている。また、測線 L2 では距離程約13~27mで盛土厚が2~3mである。これら2測線の表面波探査による二次元S波速度分布から示す盛土厚の傾向と図-3.1.7 に示す盛土の推定分布平面図の盛土厚との傾向と合致していない。しかし、ボーリング調査の結果では測線 L1 の距離程8mで約6m、距離程16mで約8mの盛土厚を示し、表面波探査に

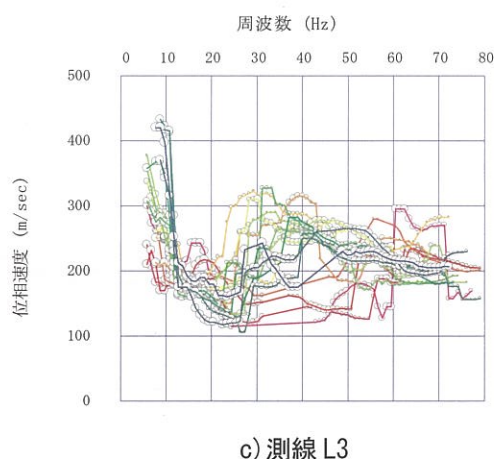


図-3.1.10 編集後の分散曲線（続き）

よる二次元S波速度分布とほぼ一致する。よって、この二次元S波速度分布より測線 L1 では距離程約40~45mまで盛土であると可能性が高く、測線 L2 では距離程約15mから終点方向に盛土が広がっていると考えられる。一方、測線 L3 は距離程約10~30mでS波速度の逆転層が現れている。これは、前述したように高次モードの影響である。距離程8m付近のボーリング調査B-7の結果を見ると、深度約4m、6mでN値が低下していることから測線 L3 では逆転層が存在している可能性がある。以上の結果から、空中写真判読とボーリング調査によって推定した盛土の推定分布(図-3.1.7)だけでは捉えきれない二次元の地盤構造（盛土厚等）が表面波探査を実施により推定することができた。

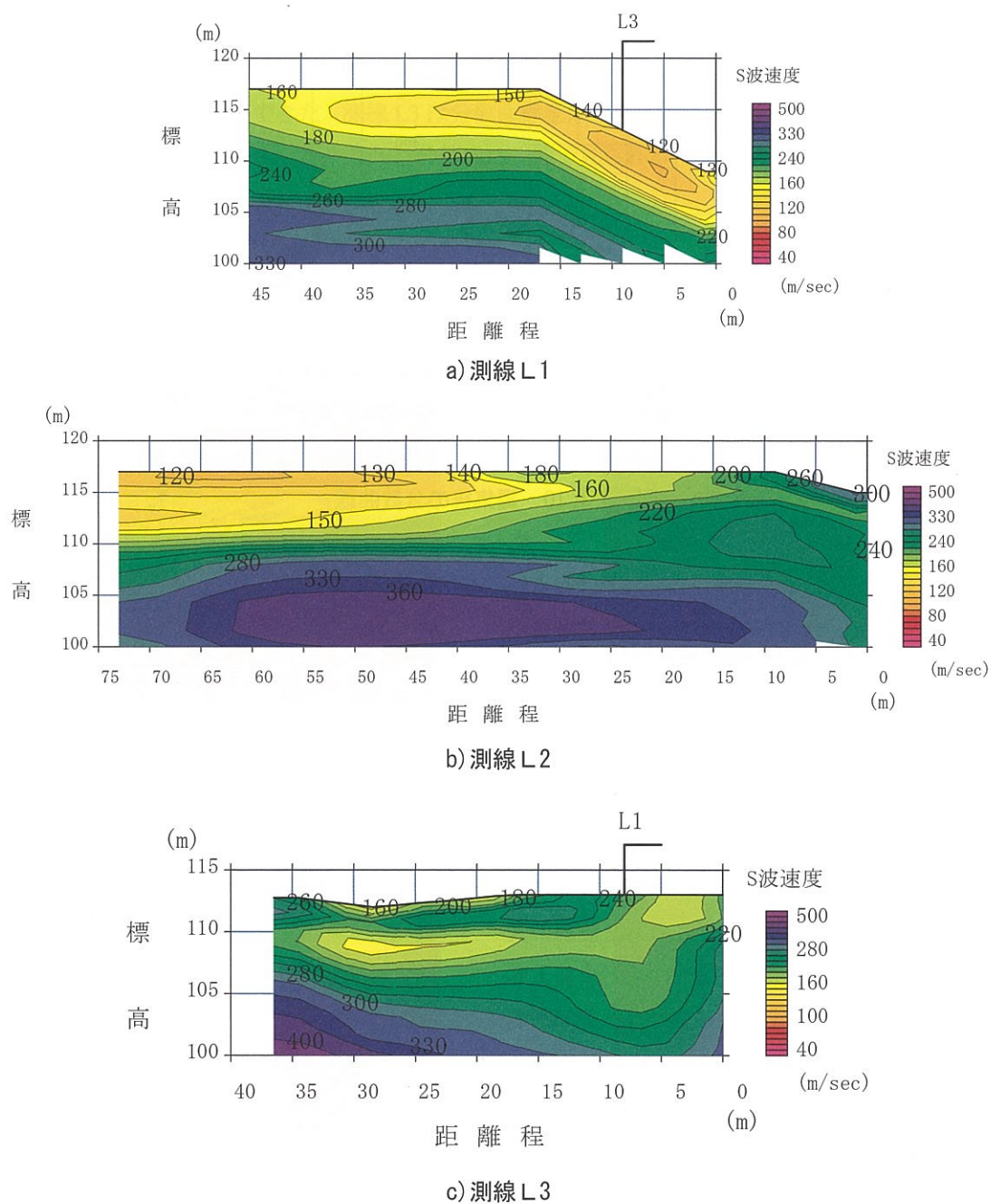


図-3.1.11 二次元 S 波速度分布

つぎに、ボーリング調査で得られた N 値と絶対値で比較するため、図-3.1.12 に式(3.1)を用いて表面波探査の記録波形からのみで求めた二次元 S 波速度分布を N 値に変換した各測線の推定 N 値断面を示す。なお、同図にボーリング調査の結果も記す。

$$V_s = aN^b \quad (3.1)$$

ここで、 V_s : S 波速度(m/s)

N : N 値

a, b : 定数($a=97.0, b=0.314$) (今井他¹⁾)

全体的に表面波探査で得られた S 波速度を式(3.1)で N 値に換算した絶対値としては、ボーリング調査結果の N 値よりも低い値となった。測線 L1 では距離程 16m の深度 8m 付近から、距離程 8m の深度 6m 付近から N 値が大きくなるようすが表面波探査の解析結果でも捉えられている。しかし、測線 L3 においては、ボーリング調査では深度約 7m で N 値 50 と地山部と考えられる砂岩層が表れているにも関わらず、S 波速度では深度 10m 付近まで低速度層が見られる。これは、測線 L1, L2 に比べて、測線 L3 の探査結果の精度が悪いことが影響していると思われる。

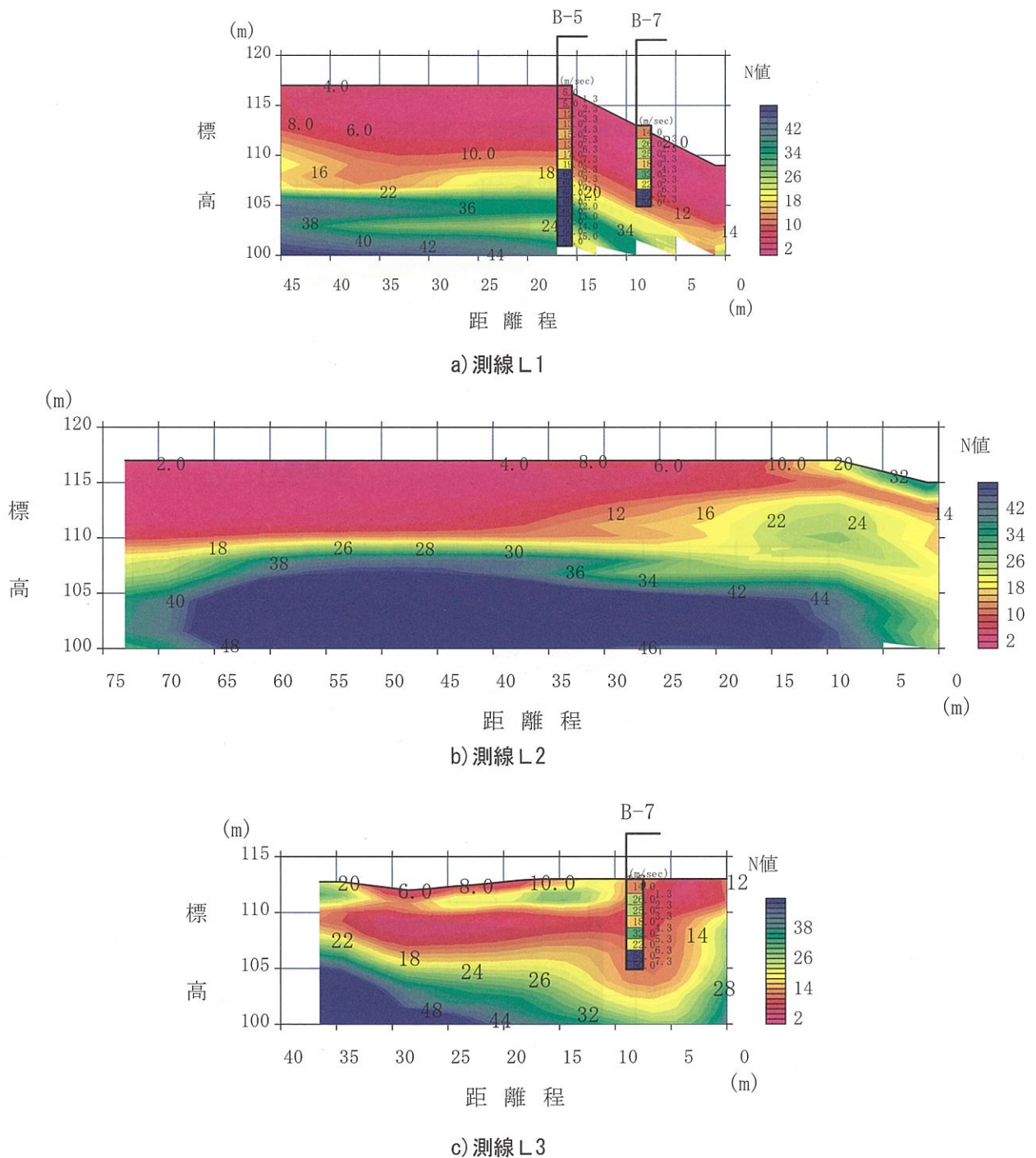


図-3.1.12 推定N値断面 (今井他¹⁾の式¹⁾)

また、現地の既存情報（今回の測定ではボーリング調査によるN値）を利用することで、より現地の情報を反映させた地盤構造の把握をするために、ボーリング調査から得られるN値を用いて、初期モデルを作成し、インバージョンを行った際の解析結果を図-3.1.13に示す。このとき、式(3.1)の定数 a 、 b をS波速度とN値の関係から最適な定数を定め、S波速度をN値に近似させる。ここでは、測線L1で測定されたS波速度とB-5、B-7のボーリング調査で得られたN値を基に定数 a 、 b を求めたところ、 $a=97.0$ 、 $b=0.172$ となった。この値を他の2測線にも適用し、S波速度をN値に変換した。このときのS波速度とN値の関係を図-3.1.14に示す。今井他の式を用いた場合と今回の既存情報としてN値を用いて初期モデルを作成し、インバージョンを行った場合では、S波速度が低いところではN値に大きな違いは見られないが、S波速度が大きくなるに従ってN値の差は大きくなっている。このことから、測線L1では盛土部にあたる低速度層では図-3.1.12と図-3.1.13で変化が小さいが、地山部と考えられる高速度層ではN値が非常に大きくなっているため、切盛り境界が非常に明瞭になった。表面波探索のみによる解析結果と同様に測線L3においては地山部と盛土部の境界を判断することが難しいが、測線L2においては測線L1と同様に、二次元S波速度分布のみの断面図よりも切盛り境界が明瞭に表れている。

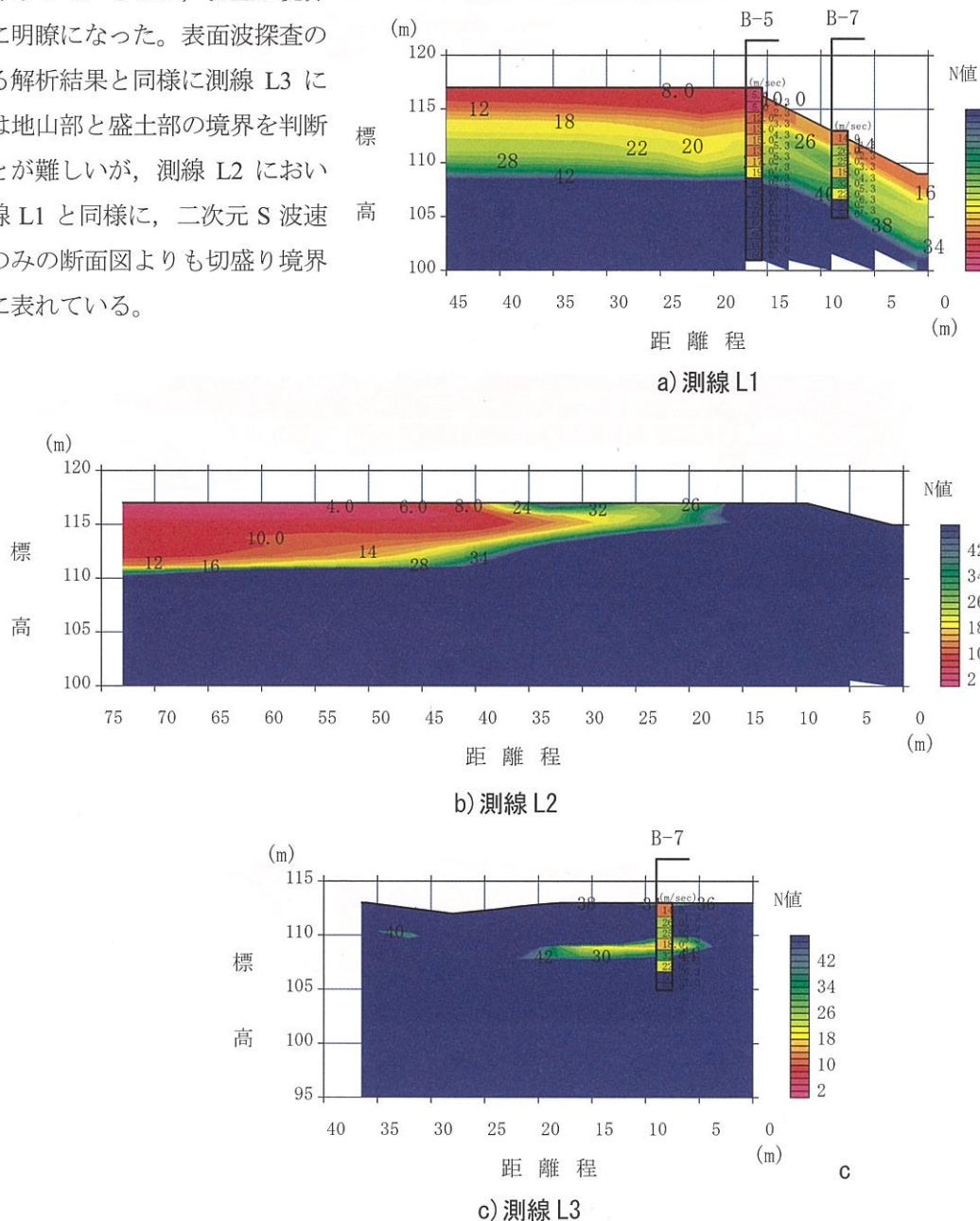


図-3.1.13 推定N値断面（N値を用いた解析結果）

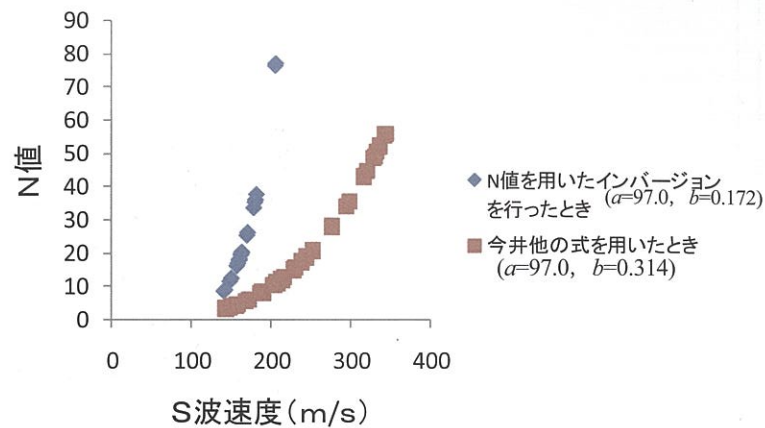


図-3.1.14 S波速度とN値の関係

以上より、測線 L1 のような傾斜地盤での測定は測線 L2 のように平坦な地盤に比べ、やや精度が低い傾向が見られたが、スタックをする等の工夫を施すことにより、分散曲線を精度良く得ることができれば、十分に測定可能であることがわかった。今回の測定結果に加え、2 章の既往の研究で取り上げた傾斜した砂丘での表面波探査の適用事例で原位置試験や室内ベンダー要素実験、ボーリング調査による N 値との整合性があることが示されていることから、傾斜地盤での表面波探査の工学的価値があることがわかった。

また、本調査地でも、前節で述べた S ニュータウンの宅地造成盛土と同様に盛土部と地山部で S 波速度の違いから切盛り境界を把握することができた。また、空中写真やボーリング調査等の他の情報もあれば、測線上の盛土厚などがより詳細に得ることができる可能性があることがわかった。

3.2 地盤改良後の安定性評価のための表面波探査の適用性の検討

地盤改良後の安定性評価として、表面波探査を実施し二次元 S 波速度分布を得ることで地震時の安定性を評価する解析に用いるパラメータの推定に役立てることを目指す。

K 橋では、橋梁の地震時の液状化対策としてグラベルドレーン工法による橋脚周辺地盤の地盤改良が行われている。本節では、橋脚のケーソン基礎背面の地盤改良箇所において表面波探査を実施し、該当箇所のせん断波速度を明らかにすることを目的として行った。図-3.2.1 に測線位置図、写真-3.2.1 に測定の様子、表-3.2.1 に探査仕様を示す。調査測線は地盤改良箇所を斜めに横断するように測線を設定した。測線上は全て舗装されているので、受振器はベースを用いて設置した。なお、交通振動による測定不良を避けるため、測定は夜間に行った。

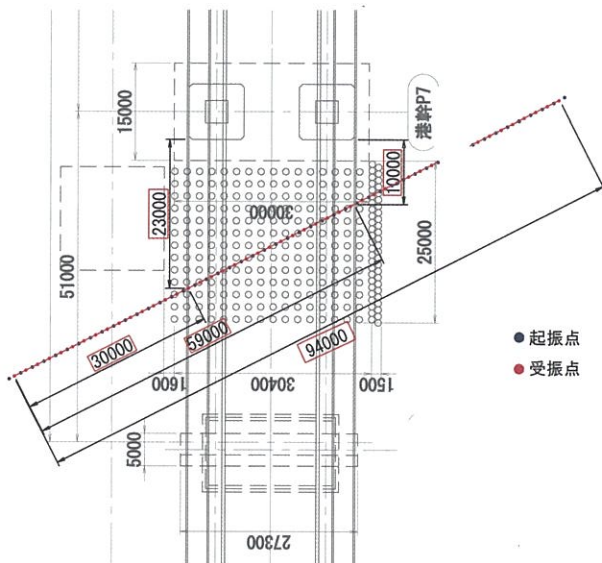


図-3.2.1 測線位置図



写真-3.2.1 測定の様子

表-3.2.1 測線の探査仕様

測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
94	2.0	2.0	移動式固定展開

図-3.2.2 に二次元 S 波速度分布を示す。距離程約 30m～60m で地盤改良が行われているが、約 20m～70m で S 波速度が 250m/s～300m/s となり、周辺の 300m/s～400m/s と比べて低い値となった。ここで、前節での測定と同様に、式(3.1)を用いて S 波速度を N 値に換算した推定 N 値断面を図-3.2.3 に示す。図-3.2.3 より、改良地盤の N 値は、今井他¹⁾の式を用いた場合、25～35 前後であると推定される。また、式(3.2)より、測定結果の S 波速度を用いてせん断剛性率を算定した結果、113～162MPa となった。ここでは、地盤改良に関する基準^{13), 14)}を参照し、式(3.4)～式(3.6)に示す置換率、応力分担比、応力低減係数から、改良地盤のみかけの初期せん断弾性係数を式(3.3)より算定している。これらの算定式により改良地盤のせん断剛性率を約 87MPa と算定している。この値に比して、今回の測定結果から得られたせん断剛性率は、1.3～1.9 倍程度大きい値となっている。推定されていたせん断剛性率が、実際にはその 1.3～1.9 倍であると推測されることから、地盤改良後の安定性の評価としては過小評価になっている可能性が考えられる。この結果から、表面波探査によって得られた S 波速度から求めるせん断剛性率は地盤改良に関する基準に沿って算定されたせん断剛性率には値の差が大きいことがわかった。

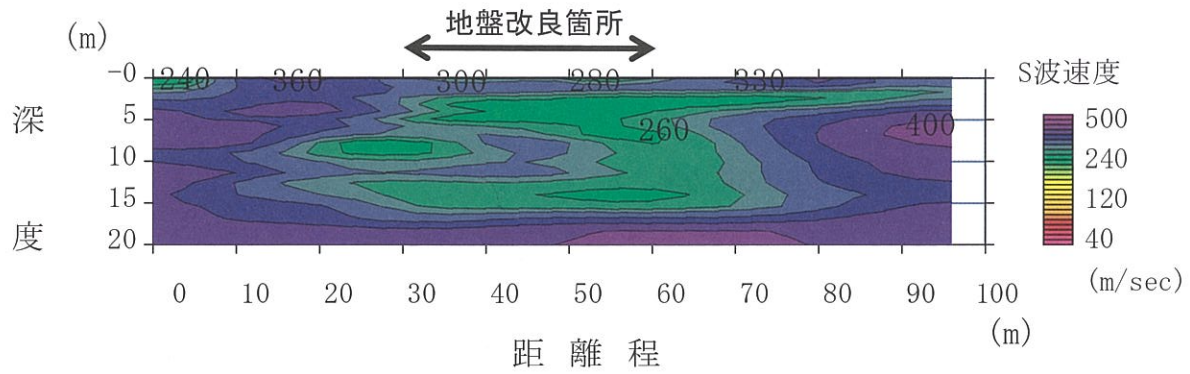


図-3.2.2 二次元 S 波速度分布

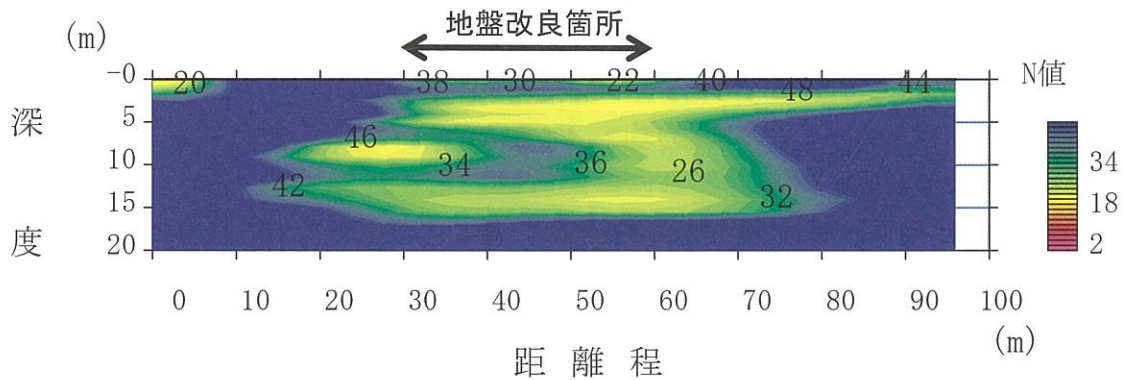


図-3.2.3 推定 N 値断面

$$G = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (3.2)$$

ここで, G : せん弾剛性率 (kPa)

γ : 土の単位体積重量 ($=17.658^4$) (kN/m³)

g : 重力加速度 ($=9.81$) (m/sec²)

V_s : S 波速度 (m/sec)

$$G_0 = G_c(1 - a_s)\mu_c + G_s a_s n \mu_c \quad (3.3)$$

$$a_s = 0.785(d_s/d)^2 \quad (3.4)$$

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (3.5)$$

$$\mu_c = 1 / \{1 + (n - 1)a_s\} \quad (3.6)$$

ここで, G_0 : 改良地盤の見かけの初期せん弾剛性率 (kPa)

G_c : 現地盤の初期せん弾剛性率 ($=72,500$) (kPa)

G_s : グラベルドレーンの初期せん弾剛性率 ($=104,000$) (kPa)

a_s : 置換率 ($=0.218$)

n : 応力分担比 ($=3$)

μ_c : 応力低減係数 ($=0.696$)

d_s : グラベルドレーンの径 (=1.0) (m)

d : グラベルドレーンのピッチ (=1.9) (m)

σ_s : グラベルドレーンに生じる応力度

σ_c : 現地盤に生じる応力度

以上のように、表面波探査を実施し二次元 S 波速度分布を得ることで、地震時の盛土の安定性評価に必要なせん断剛性率等の情報を少ないパラメータで推定することが可能になる。

3.3 地盤変状の原因究明のための表面波探査の適用性の検討

地盤変状の原因を究明する際、表面波探査を実施することで得られる S 波速度分布を用いることが有効であるかの検討を、補強土壁の変状が生じた 2 つの事例を対象に行った。

(1) A 地区の補強土壁の変状箇所

ここでは、最大壁高が約 8m の補強土壁が施工されており、施工中より擁壁及び周辺土地に変状が生じ、応急対策がなされている。表面波探査を実施することで、変状が生じた原因究明および擁壁背面の盛土層や擁壁前面の道路下の地盤の性状を把握することを目的に測定を行った。

表-3.3.1 に各測線の探査仕様、図-3.3.1 に測線位置図、写真-3.3.1 に測定の様子を示す。測線は補強土壁と並行する方向に、盛土上に測線 L1, L2 を、擁壁前面の道路上に測線 L3 を設置した。それらと直行するように測線 L4~L7 を設置した。なお、測線上は舗装がされており、多数のクラックが存在する。また、測線 L2 を測定している際には、近くの工場の騒音や振動が多かった。

表-3.3.1 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
L1	58	1.0	1.0	ランドストリーマーによる End-on-spread 展開
L2	85	1.0	1.0	
L3	157	1.0	1.0	
L4	18.4	0.8	0.8	固定展開
L5	18.4	0.8	0.8	
L6	18.4	0.8	0.8	
L7	18.4	0.8	0.8	

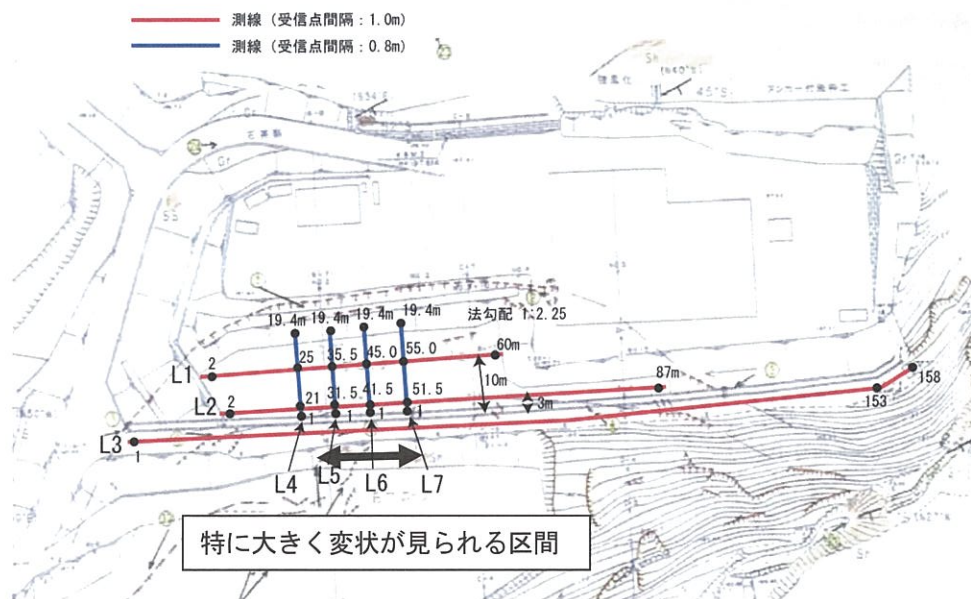
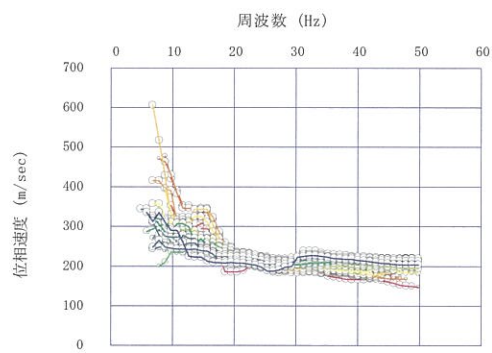


図-3.3.1 測線位置図

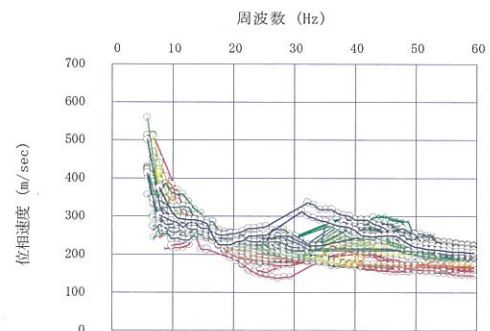


写真-3.3.1 測定の様子(左: 測線 L1, 中央: 測線 L3, 右: 測線 L4)

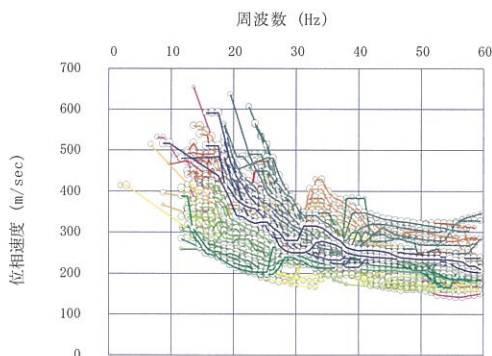
図-3.3.2 に編集後の分散曲線を示す。全測線で精度が高く、理論的な連続した分散曲線が得られた。但し、測線 L2 については測線終点付近で、工場の騒音や振動の影響を受けやや精度が劣る。



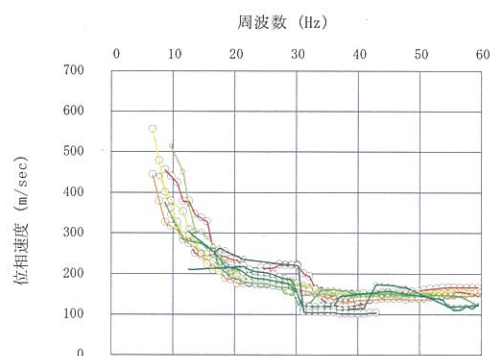
a) 測線 L1



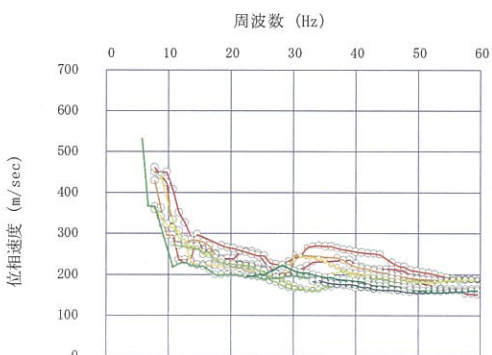
b) 測線 L2



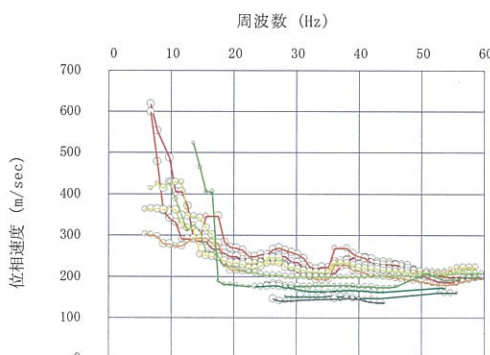
c) 測線 L3



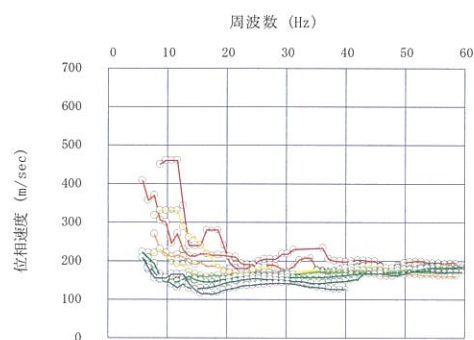
d) 測線 L4



e) 測線 L5



f) 測線 L6



g) 測線 L7

図-3.3.2 編集後の分散曲線

図-3.3.3 に表面波探査により得られた二次元 S 波速度を示す。同図に、二次元 S 波速度分布から推測される盛土部と地山部の境界線を赤い点線で示す。測線 L1 では特に変状が見られた距離程約 25m 付近から約 280m/s 以下の低速度層が深くなっている。測線 L2 で測線後半部分である距離程約 55m から終点にかけて逆転層が見られているが、これは工場の騒音や振動がノイズとなり現れた偽像である可能性が考えられる。測線 L3 の始点および終点付近においては、300～500m/s といった非常に高速度層が深度約 5m で現れている。しかし、補強土壁に変状が見られる距離程約 50～90m 付近では深度約 8m 程度まで低速度層が厚くなっている。測線 L4～L6 はいずれも盛土部と考えられる 280m/s 以下の低速度層が約 7～8m 存在している。一方、測線 L7 では測線方向に低速度層が深くなっている傾向が見られる。以上の 7 測線を総合的に解釈すると、補強土壁と並行方向に設置した測線 L1～L3 はいずれも、擁壁と直行方向に設置した測線 L4～L7 の辺りで S 波速度が小さい値を示す層が深くなっている。ここが古い盛土あるいは風化した地山部になっており、補強土壁の変状の原因となった可能性が高い。また、測線 L4～L7 で測線 L2 側よりも測線 L1 側で低速度層が深くなっている様子も、測線 L4 から測線 L7 の方向に低速度層が深くなる様子も、測線 L1, L2 の二次元 S 波速度分布と良く対応している。

以上より、補強土壁の歪み・はらみだしが見られる測線 L1～L3 測線中央部で低い S 波速度が測定され、周辺地盤より緩い地盤であることを捉える事が出来た。工場の騒音・振動によるノイズが多かった測線では、分散曲線の判断が難しく、信頼度の低い解析結果となった。

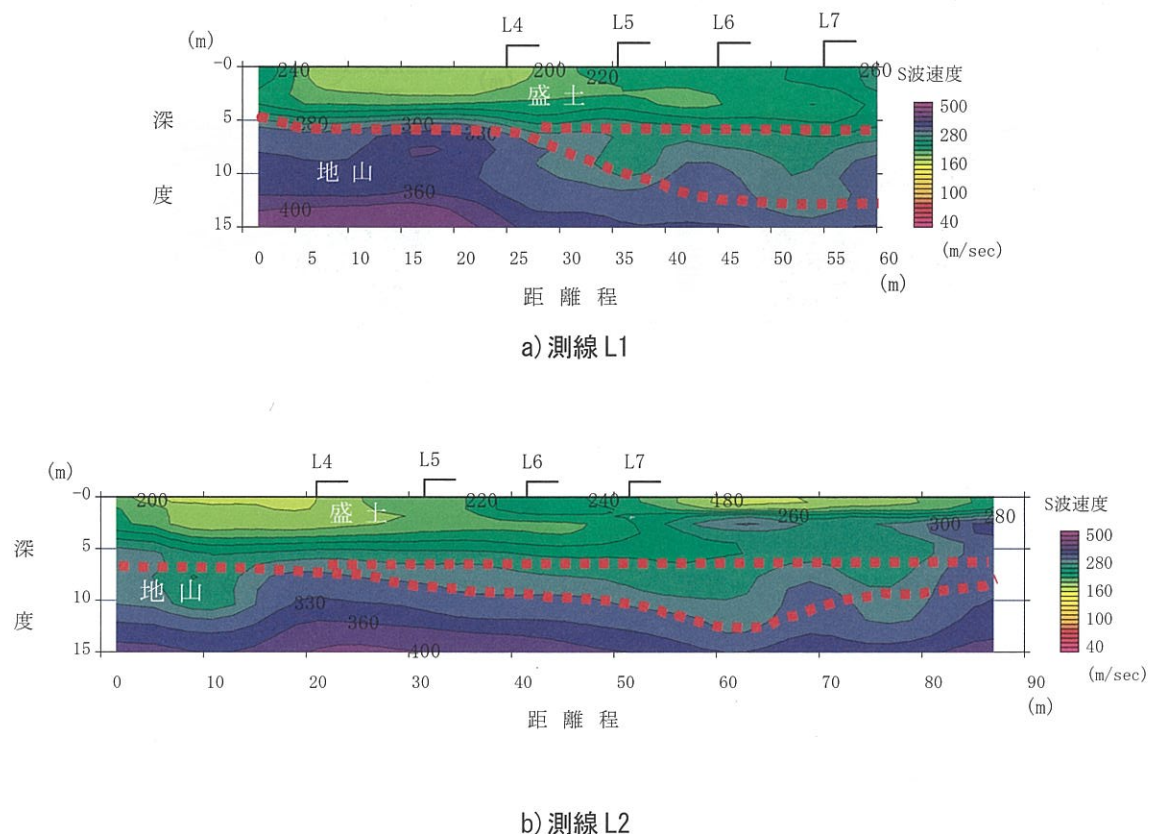
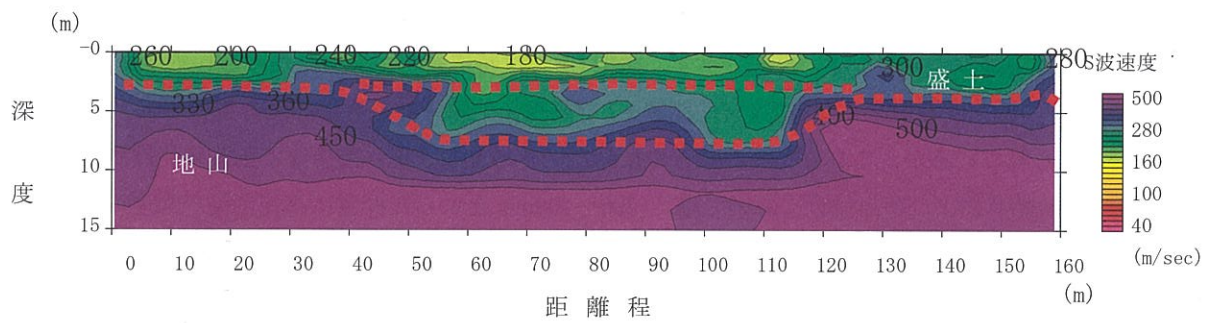
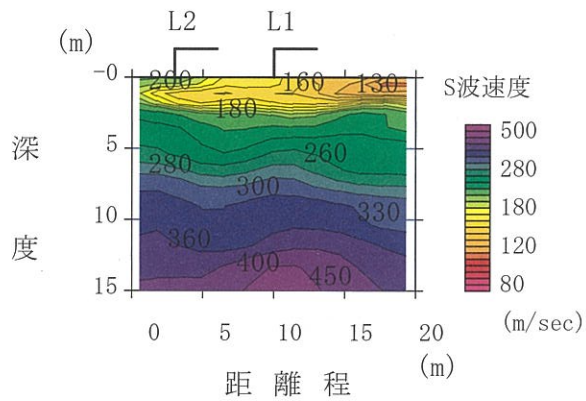


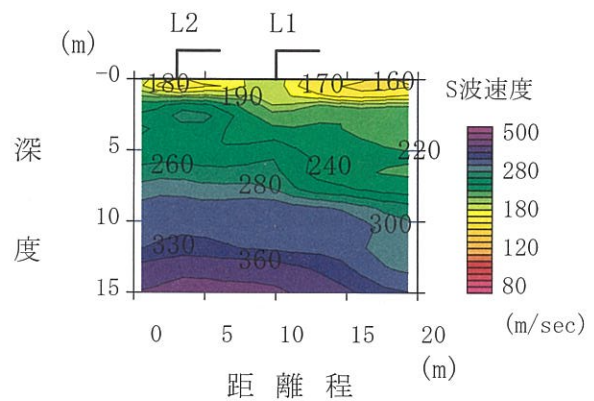
図-3.3.3 二次元 S 波速度分布



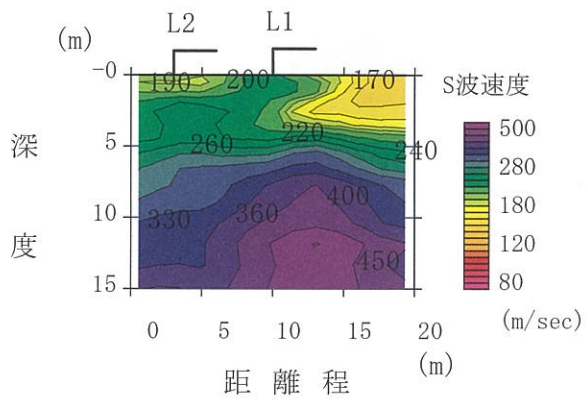
c) 測線 L3



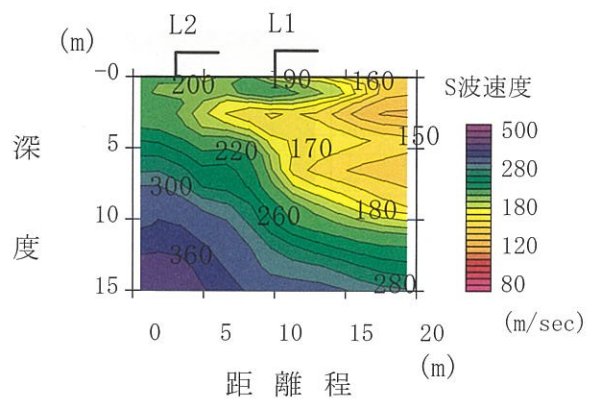
d) 測線 L4



e) 測線 L5



f) 測線 L6



g) 測線 L7

図-3.3.3 二次元 S 波速度分布 (続き)

(2) B地区の補強土壁の変状箇所

写真-3.3.2 に補強土壁変状箇所、写真-3.3.3～写真-3.3.5 に各測線の測定の様子、図-3.3.4 に測線位置図、表-3.3.2 に各測線の探查仕様をそれぞれ示す。ここでは、写真-3.3.2 のように一部の工事箇所において補強土壁工の変状が見られている。この補強土壁の変状原因を検討するため、表面波探査及び屈折法地震探査を実施し、盛土内部の S 波速度分布および P 波速度分布を測定した。測線は補強土壁と並行に 3 測線を設定した。なお、測線 L3 の距離程約 84m から終点までが舗装されているが、それ以外の測線上は舗装されていない。舗装されていない箇所ではスパイクを、舗装されている箇所ではベースを用いて受振器を設置した。



写真-3.3.2 補強土壁変状箇所
(測線 L2 の距離程 117m 付近)



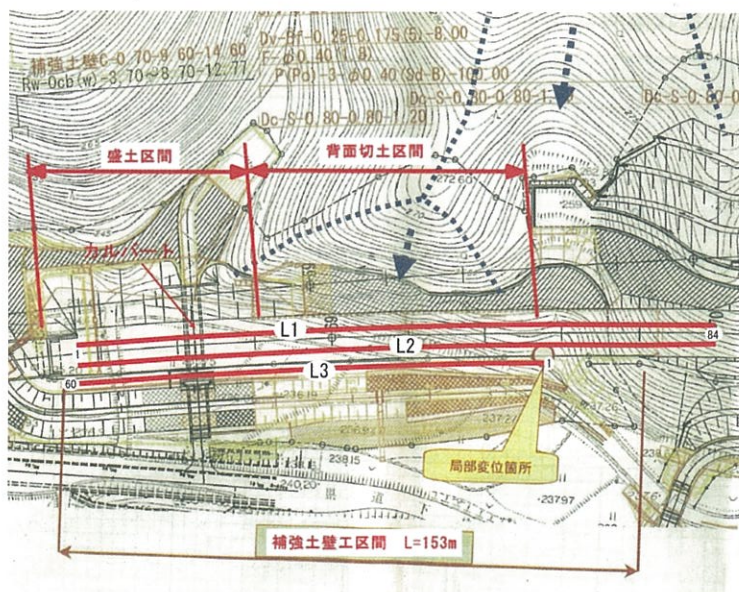
写真-3.3.3 測定の様子
(測線 L1 の前半部分)



写真-3.3.4 測定の様子
(測線 L1 の前半部分)



写真-3.3.5 測定の様子 (測線 L3)

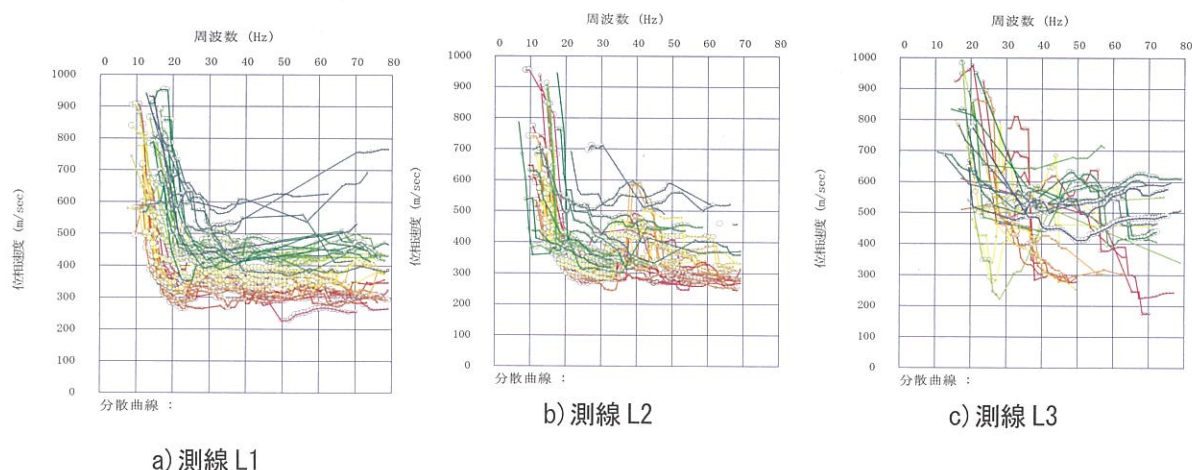


図－3.3.4 測線位置図(アーチカルバート上部)

表－3.3.2 各測線の探査仕様

測線	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)	展開方法
L1	166	2.0	2.0	移動式固定展開
L2	166	2.0	2.0	移動式固定展開
L3	118	2.0	2.0	移動式固定展開

図－3.3.5 に分散曲線を示す。図中赤から黄色系統の分散曲線は測線の始点側、緑から青の分散曲線は測線の終点側を示す。測線 L1 および L2 では測線の始点側およそ 3/4 の範囲では連続性の良い分散曲線が得られた。但し、測線の終点付近ではやや連続性が悪い。これは測線の終点付近には測線上に多く存在した礫の影響で急激に速度が高くなっていることが考えられる。測線 L3 では全体に分散曲線の連続性が悪い。この理由としては測線側方の構造物(補強土壁や排水路)の影響の可能性はある。したがって、測線 L3 の解析精度は測線 L1, L2 に比べて低いと思われる。



図－3.3.5 編集後の分散曲線

図－3.3.6 に解析結果を示す。測線 L1 および L2 は、概ね同じような傾向の S 波速度分布であり約 10m 以深で高速度になっている。但し、測線 L1 の後半側は測線 L2 に比べて速度がやや高い。また、測線 L1

の距離程 70～130m の深度 5m 以浅は概ね 450m/s 以上であり、測線 L2 の同じ場所に比べて約 50～100m/s ほど高速度になっている。これは、図-3.3.4 に示すように測線 L1 側が尾根に近いので、この解析結果は妥当であると考えられる。また、補強土壁の変状が見られた測線 L2 の距離程約 117m 付近では周囲の地盤よりも S 波速度が低下している。測線 L3 は全体に高速度層の上面深度が浅いが、測線の後半側では深度数 m 程度までやや低速度の層が存在する。しかし、上述したように測線 L3 の分散曲線は不明瞭であったので、解析精度は低いと思われる。

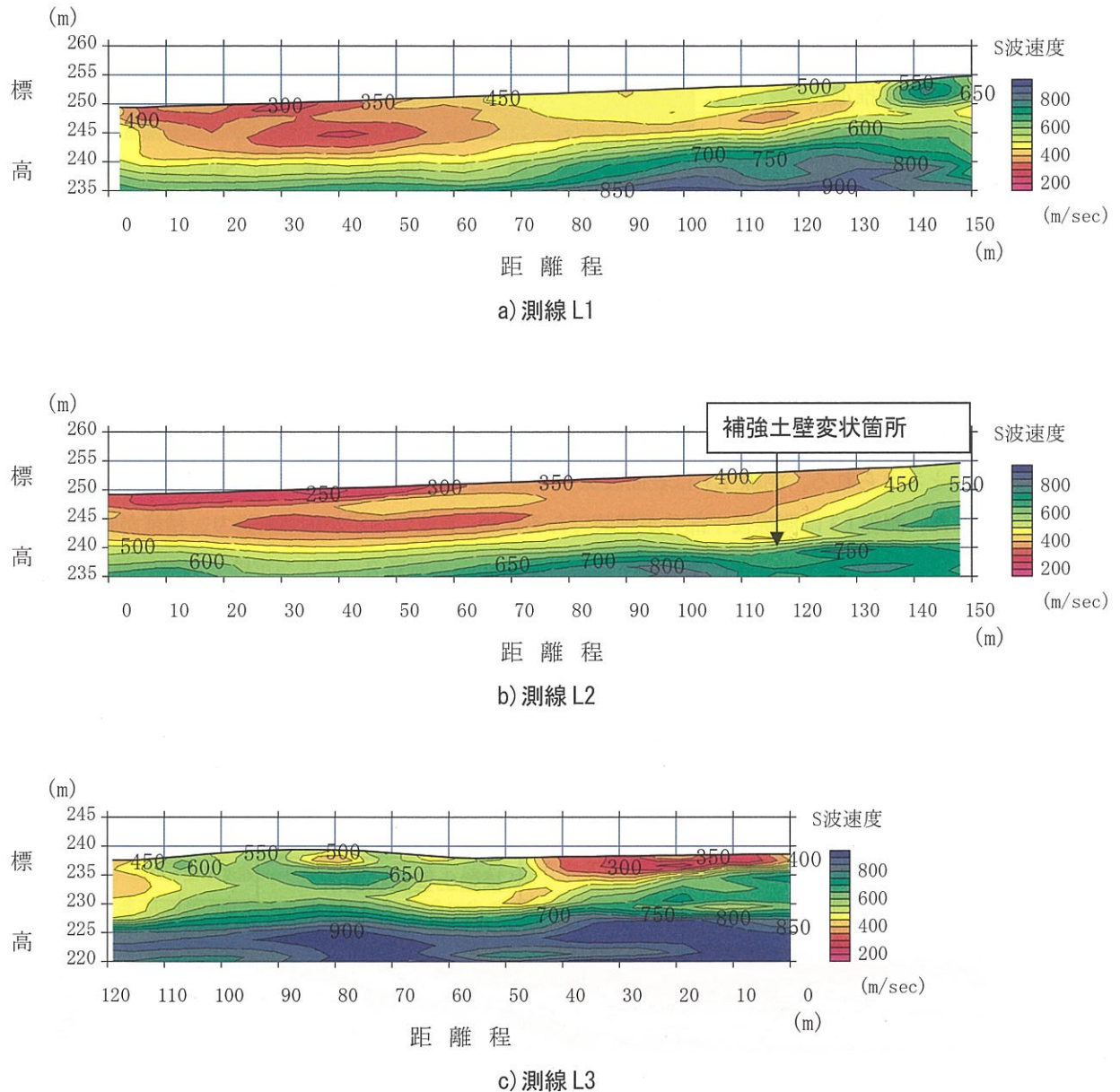


図-3.3.6 二次元 S 波速度分布

つぎに、補強土壁の変状が見られた距離程約 117m で実施された PS 検層の結果とその近傍の距離程 116m で表面波探査によって得られた S 波速度を図-3.3.7 に示す。表面波探査から得られる S 波速度は PS 検層の約 1.5 倍～2 倍と絶対値としては大きく異なっているが、PS 検層では深度 11m で、表面波探査では 12m で S 波速度が低下し、どちらも深度 14m で再び増加している傾向は同じである。これは表面波探査を実施することにより、変状原因となるような盛土内の軟弱層を捉えることが出来る可能性を示唆している。

表面波探査と同じ波形記録を用いて屈折法地震探査の解析を行った結果を図-3.3.8 に示す。同図に P 波速度から推定される地下水位を水色の破線で示した。これは、水の弾性波速度（音波速度：P 波速度）がほぼ 1500m/s であることから、地下水探査では 1500m/s の層がほぼ地下水面を表すとして扱われてきたことに基づいて推定した。

図-3.3.8 に測線 L1 および L2 には地下水位の線を入れて示した。なお、この線は 1,500m/s を地下水の影響と捉えた場合の推定である。図-3.3.6 の S 波速度分布を参照すると、その深度で基盤がある可能性があり、地下水位と基盤の区別が難しい。また、破線の深度を地下水位と捉えると、補強土壁の変状が生じた距離程約 117m では深度約 10m で地下水位が発生する。変状が最も大きく出ている箇所は深度約 12m であることから、この変状に地下水位が影響した可能性は高いと考えられる。測線 L3 は表面波探査の結果と同様、近傍の構造物の影響を受けている可能性がある。また、測線 L3 は測線後半部分が舗装であるため、P 波の測定が困難であり、精度が良くないと思われる。

以上のことから、当調査地で変状が起きた原因としては、地下水による影響があった可能性が高く、地下水位以下の盛土地盤の緩みが補強土壁の変状を促したと考えられる。表面波探査を行い、また同時に表面波探査によって得られた記録波形を用いて屈折法地震探査を行うことにより、盛土地盤の緩みや地下水位等の地盤の変状原因を検討する際に有効であることがわかった。

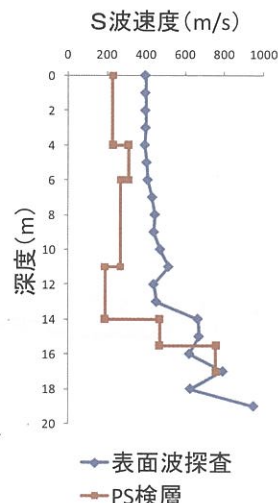


図-3.3.7 表面波探査および PS 検層による S 波速度

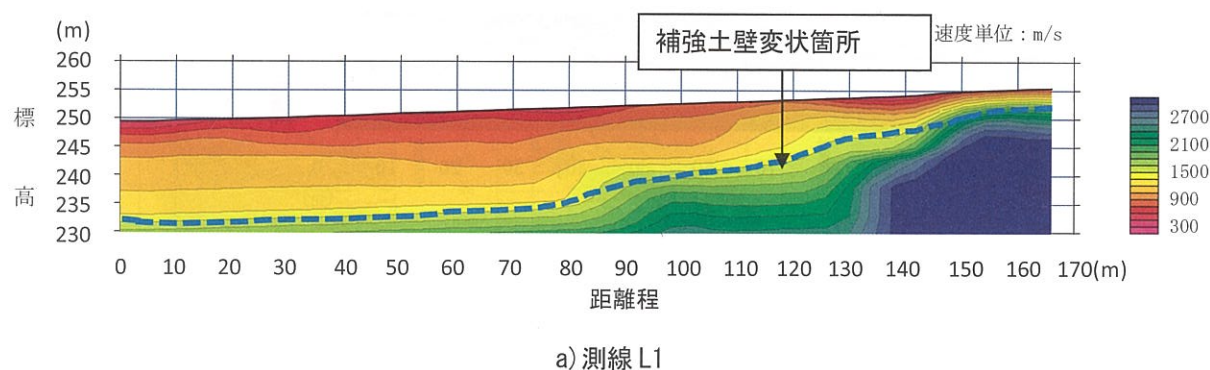
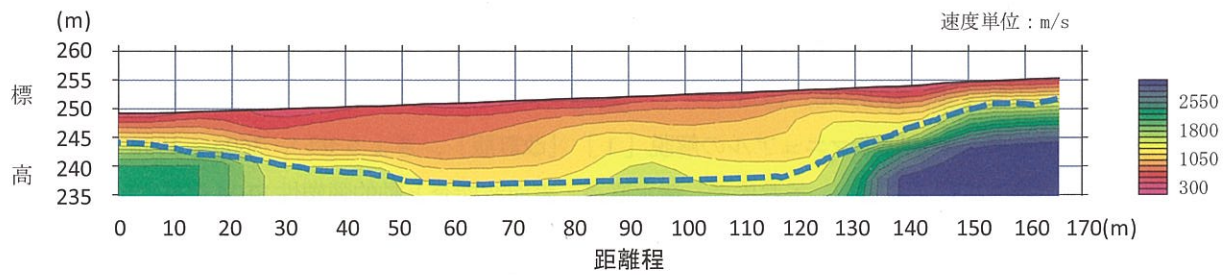
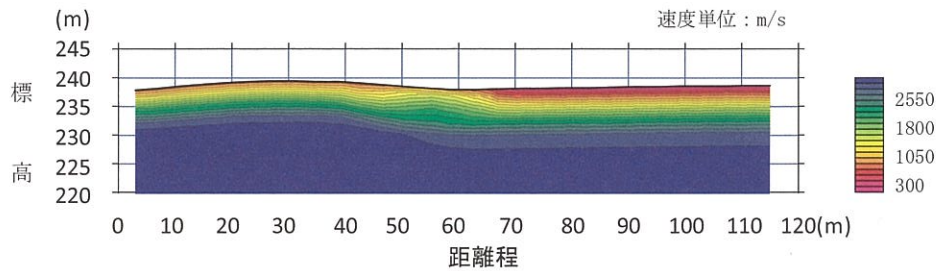


図-3.3.8 東中山補強土壁の二次元 P 波速度分布



b) 測線 L2



c) 測線 L3

図-3.3.8 東中山補強土壁の二次元 P 波速度分布 (続き)

4 今後の課題

今後の課題として以下の点が上げられる

1) 高周波数の波の精確な測定

高周波数の精確な測定により、S 波速度の間に良い相関を見出せる可能性がある。

2) キャリブレーションの実施

キャリブレーションの積み重ねによって、地盤のN値（固さ）とS波速度の関係や土質とS波速度の関係、地下水の影響等について明確にし、結果解釈の精度を向上させる必要がある。

3) ノイズの除去

表面波探査はノイズによる影響を大きく受け、ノイズの多寡が結果の精度に大きく影響を及ぼす。このため、表面波探査はできるだけノイズの生じない状況で実施することとしているが、常に静穏な状況で調査を実施することは、不可能に近い。よって、探査実施時や結果評価の際にノイズを除去する方法を今後研究することが必要になると考える。

第3章の参考文献

- 1) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第5回日本地震工学会シンポジウム論文集, pp.89-96, 1975.
- 2) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 [1] [改訂版], ぎょうせい, 360p., 1998
- 3) 若井明彦, 田村昌仁, 林宏一, 釜井俊孝, 清水直道: 表面波探査と動的弾塑性 FEM に基づく緩傾斜宅地の簡易な耐震性能評価, 応用力学論文集 Vol.10, pp.1-11, 2007.
- 4) 林宏一, 田村昌仁, 釜井俊孝, 荘司泰敬: 物理探査手法を用いた宅地の耐震性能評価に関する検討, 第40回地盤工学会研究発表会講演集, pp.93-94, 2005.
- 5) 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 Vol.23, pp.1-14, 2008
- 6) 鈴木晴彦, 佐藤信一, 辻孝広: 人工振源を用いた表面波探査の土木調査への適用(その2)ー河川堤防調査への適用事例ー, 物理探査学会第106回学術講演会, 2002.
- 7) 岡二三生, 小高猛司, 木元小百合, 芝田弘一, 服部浩二, 北川義治, 山田茂治: 河川堤防の内部構造調査における各種物理探査手法の適用性の検討, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2005 論文集, 地盤工学会関西支部 2005.12, pp. 49-52, 2005.
- 8) 稲崎富士: 高精度 S 波速度検層データを指標とした沖積層の堆積環境と工学的特性の検討, 第四紀研究 (The Quaternary Research) Vol.47(2), pp121-138, 2008.
- 9) 林宏一, 鈴木晴彦, 斎藤秀樹: 人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用, 応用地質技術年報 No.21, pp.9-39, 2001.
- 10) 安田進: 都市域における既設造成盛土宅地の地震時安定性, 日本地すべり学会関東支部シンポジウムー都市域のランドスライドー 特別講演要旨Ⅱ, 2007.
- 11) 橋本隆雄, 宮島昌克, 福田誠: 2004 年新潟県中越地震における年代別地形図を用いた長岡市内の宅地地盤被害分析, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム 発表論文集, pp.31-38, 地盤工学会, 2005.
- 12) 白川和靖, 鳥居宣之, 竹口智穂, 川尻峻三, 大藪剛士, 苦瓜康秀, 西村正人, 澁谷啓: 宅地造成盛土における表面波探査の実施例, 第44回地盤工学会研究発表会, pp.1645-1646, 2009.
- 13) 日本道路協会: 道路土工・軟弱地盤対策工指針, 291p., 1986.
- 14) 日本道路公団: 設計要領 第一集 土工・舗装・排水・造園, 1983.

第三編 地盤特性分科会の研究成果

目次

1. はじめに.....	205
2. 各地域の地盤特性.....	206
2.1 妙法寺川地域.....	206
2.2 湊川地域.....	209
2.3 生田川地域.....	212
2.4 石屋川地域.....	215
2.5 住吉川地域.....	218
3. まとめ.....	221
参考文献.....	221

第三編 地盤特性分科会の研究成果

執筆者一覧

末廣匡基	株式会社阪神コンサルタンツ
竹村恵二	京都大学大学院理学研究科附属地球熱学研究施設
宮田隆夫	神戸大学大学院理学研究科地球惑星科学専攻

1. はじめに

六甲山地南麓に発達してきた神戸市は、山地から流出した土砂が形成した扇状地上の都市であり、その地形が物語るように、河川は大雨ごとに氾濫を繰り返してきている。とりわけ、昭和 13, 36, 42 年の 3 回の豪雨では、市街地を濁流にのみこみ未曾有の大水害となった。また、過去数十万年にわたって隆起し続けている六甲山地周辺では、記憶に新しい平成 7 年兵庫県南部地震や、大正 5 年（1916 年）明石海峡を震源とする地震、さらに文禄 5 年（1596 年）慶長伏見地震など、神戸はこれまでに何回も地震被害を受けている。さらに、地球規模の海水面昇降が約十万年ごとに起こり、沿岸の堆積物の分布をより複雑にしている。このように、いろいろな種類の自然現象の影響を受けて形成されてきた神戸地盤は、非常に複雑な構成となっている。

自然の猛威は都市の脆弱部を攻撃する。先の大地震から復興を果たしてきた神戸の都市防災力をより強化するため、地盤特性分科会では、地盤特性図の作成を目指して研究を進めている。

以下では、これまでに得られた地盤情報をもとに、地形地質的な観点から考察した神戸地盤の特徴について概観する。検討に際しては、六甲山地南麓の神戸市街地を図-1 に示すおもな五河川（妙法寺川、湊川、生田川、石屋川、住吉川）の流域に分けて記した。

なお、以下に示す微地形図は「神戸 JIBANKUN」に搭載されている 20m 間隔の標高データをもとに GMT（Generic Mapping Tools）によって作図した。また、各微地形図に使用した地図は、明治前期に作成された仮製地形図¹⁾を使用し、断層線は文献 3) にしたがった。

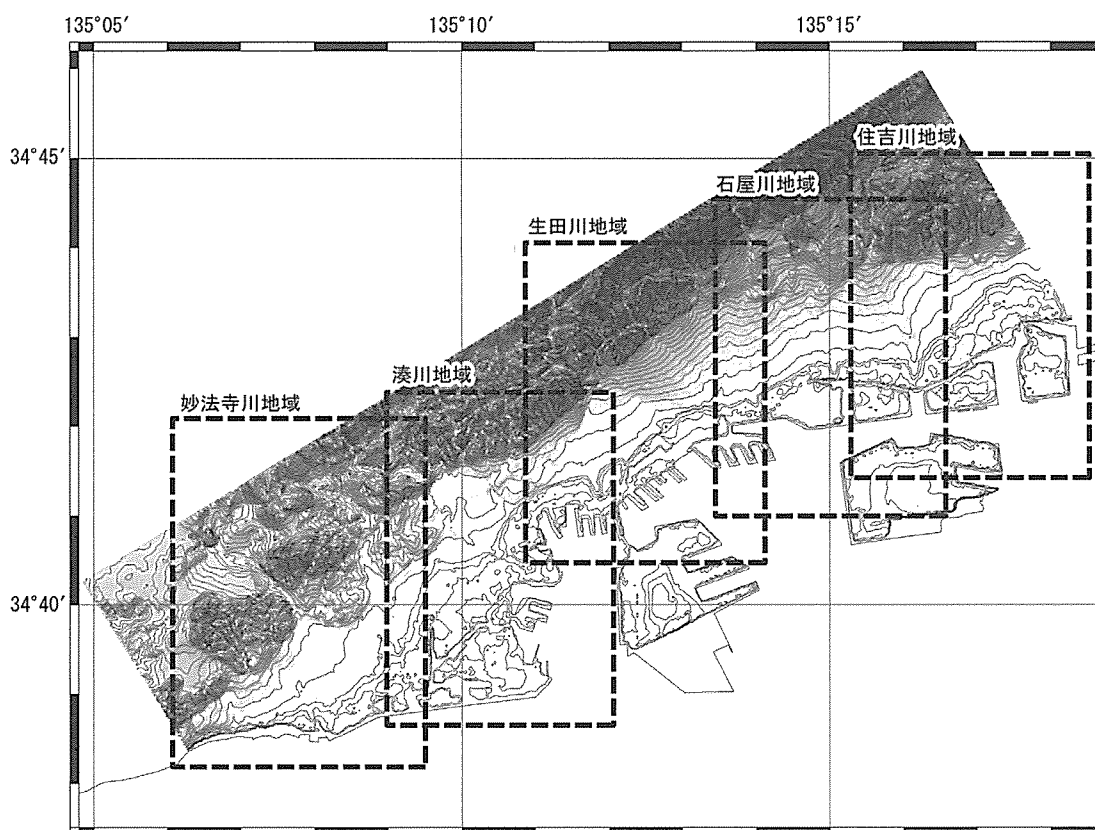


図-1.1.1 検討地域図

2. 各地域の地盤特性

2.1 妙法寺川地域

天下分け目の関ヶ原決戦から遡ること四年の文禄五年閏七月十二日夜半、近畿一円を大地震が襲った。神戸での揺れは凄まじく、兵庫港付近の家屋は全滅に近く、死者も多く出た。妙法寺川周辺でも大きく震動し、須磨寺では、裏山の斜面が崩壊して本堂などに大きな被害が生じたことが記録されている²⁾。

(1) 地形

妙法寺川の扇状地が特徴的である。西部においては、須磨断層の南側に段丘が形成されている。段丘は中位段丘層と大阪層群上部亜層群より構成され、その南縁には仮屋沖断層（伏在）が推定されている³⁾。

(2) 地質

この地域の地質構成は、図-2.1.1 に示す反射法探査による鷹取測線の地質断面図³⁾ で代表される。図に示されるように、断面の北部（左側）に断層が複数見られ、そのうち F-1 が須磨断層に相当する。また、須磨断層の南側に分布する大阪層群（上部亜層群）を隆起させた伏在断層（仮屋沖断層=F-4）が推定されている。

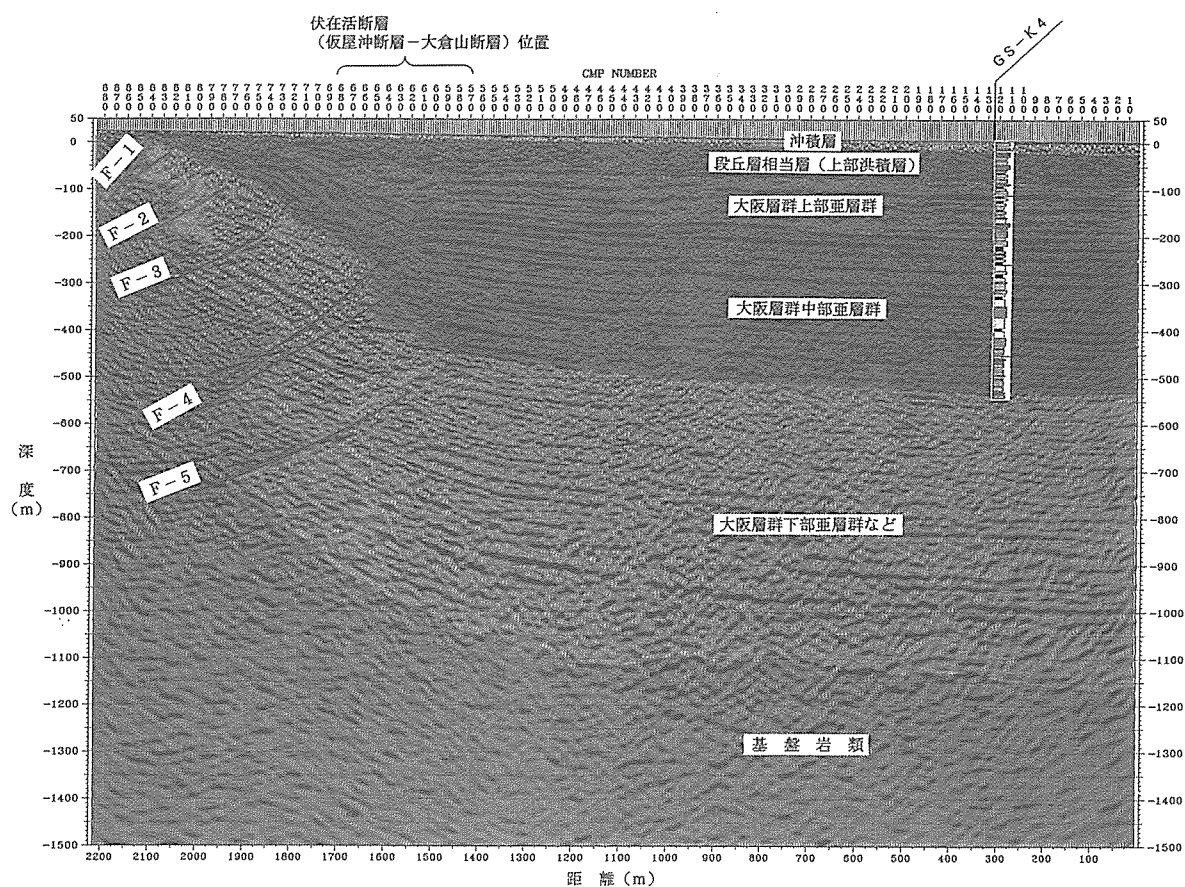


図-2.1.1 地質断面図【鷹取測線】³⁾

須磨断層は、トレンチ調査より最新活動時期は CalAD1300~1450 年以前であり、西暦 1596 年の慶長伏見地震には活動しなかった可能性のあることが指摘されている⁴⁾。したがって、大阪平野北部から淡路島にかけて活動したとされる慶長伏見地震においては、須磨断層より南側に推定されている仮屋沖断層など

が連動した可能性がある。

(3) 地盤

旧地質調査所（現，産業技術総合研究所）の GS-K4 ボーリング（545m）によって，沖積層～段丘堆積層～大阪層群に属する海成粘土 Ma13～Ma-1 の各層準が確認されている。岩相の特徴から深度 224.3m で，シルト・砂層の互層と海成粘土層からなる下位層（K4-L 層）と優勢な砂礫層と海成層の互層からなる上位層（K4-U 層）に二分されている。K4-U 層は下位に比べて粗粒堆積物が優勢であり，海成層は微化石と火山灰分析によるものである。

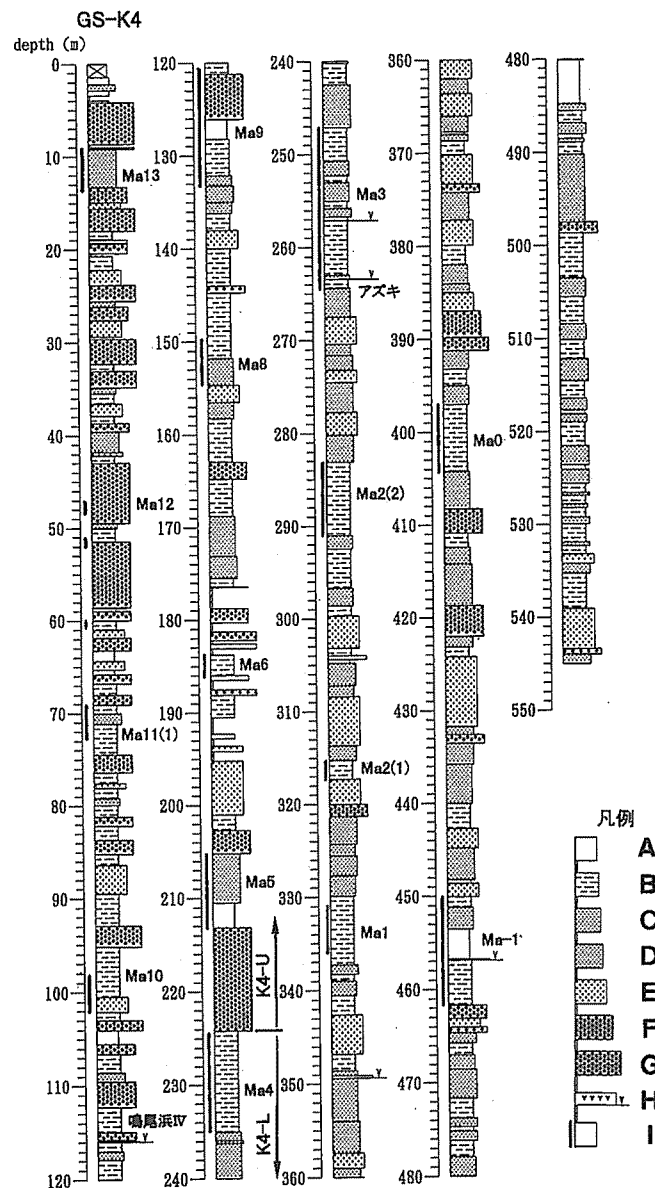


図-2.1.2 ボーリング柱状図【GS-K4】⁵⁾

A : 粘土, B : シルト, C : 細粒砂, D : 中粒砂, E : 粗粒砂
F : 細礫, G : 中礫, H : 火山灰, I : 海成粘土

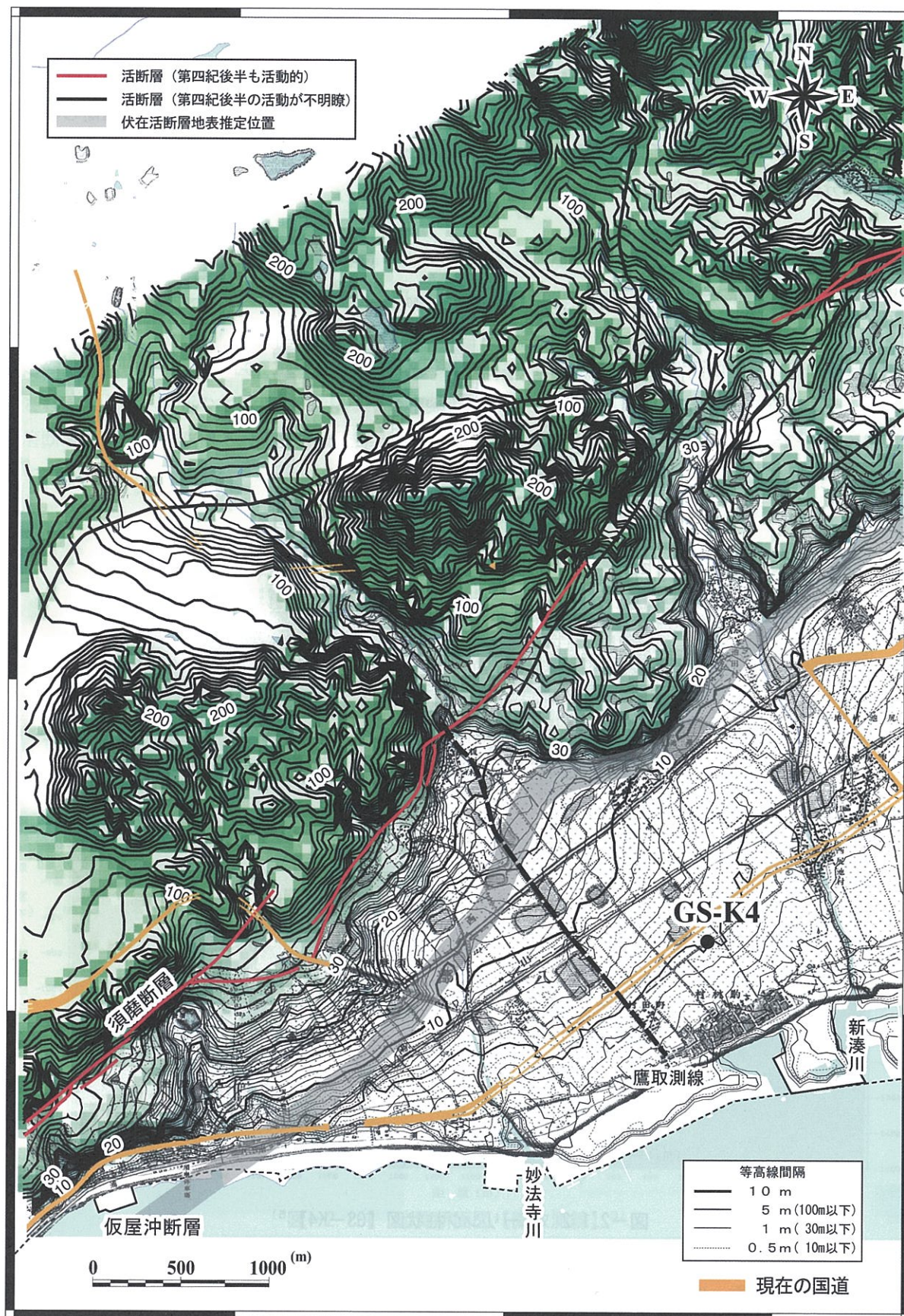


図-2.1.3 妙法寺川地域の微地形図

2.2 湊川地域

古来より、天然の良港として利用されてきた兵庫港周辺は、12世紀後期の平安時代末期、平清盛による人工島経ヶ島の築造以来、千年以上にわたって人工改変して利用されてきた文化の要衝である。自然科学的には、湊川の流路変化と和田岬砂嘴の発達によって形成された沖積低地であり、六甲山南麓の神戸市街地域の中で沖積層が最も広く分布する地域である。

(1) 地形

表六甲水系の中では最大級の流域面積を有する湊川で代表される地域である。湊川は、現在までに何回かの流路変化が知られている。兵庫区湊川町の洗心橋付近から南西進んで会下山公園直下をへて以前の荻藻川に合流する現在の新湊川と、洗心橋から南東進んで中央区東川崎町にいたる旧湊川が明確である。しかし、それ以前にも洗心橋付近から南下して現在の中央卸売市場付近で当時の海に注ぐ古湊川の存在が指摘されている。これらの変遷に関しては文献 6) に詳述されている。また和田岬は、縄文海進期（約 7000 年前ころ）以降における海水面の低下とともに発達した砂嘴であり、砂礫を主とする砂礫堆として形成された。

(2) 地質

旧湊川などによる排出土砂と和田岬の発達によって形成された沖積層が発達する地域である。約 7000 年前の縄文海進期における高海面期以降の海水面低下とともに形成され、旧湊川突出部、和田岬砂嘴、荻藻川扇状地などに典型的に見られる。一方、六甲山地の境界は諏訪山断層などの活断層が分布し、明瞭な右横ずれの特徴が見られる。また、諏訪山断層の西側への延長は会下山断層と呼ばれ、山地の南側に見られる標高約 80m の丘陵をつくる大阪層群の分布地域まで連続することが確かめられている。

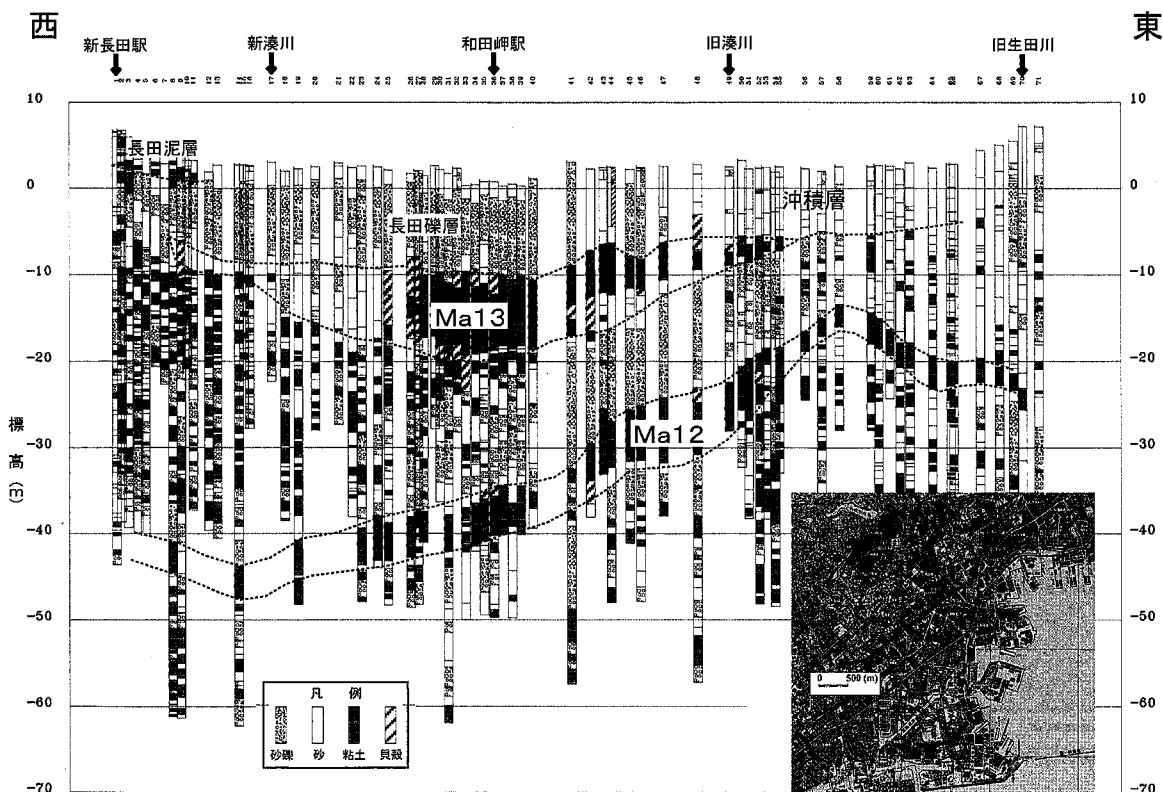


図-2.2.1 地下鉄海岸線の地質断面図

(3) 地盤

平成 13 年に開業した神戸市営地下鉄海岸線の建設に伴うボーリング調査によって、この地域の地盤は飛躍的に明らかとなった。その結果を図-2.2.1 に示す。図に示すように、和田岬の形成に関する砂礫層（長田礫層）、および和田岬の形成期における後背湿地性の堆積物（長田泥層）などが典型的に分布する。また、和田岬駅付近の模式柱状図（図-2.2.2）に示すように、長田礫層より出土した土器片の年代（4～5 世紀）より、長田礫層最上部の形成は 1500～1600 年ごろ以降と推定される。

一方、この地域における深層地盤は、図-2.2.3 に示すように、兵庫駅（チャンネルタウン）で実施された、兵庫駅南ボーリングにより、深度 150～300m において大阪層群海成粘土 Ma2～Ma6 が確認されている。

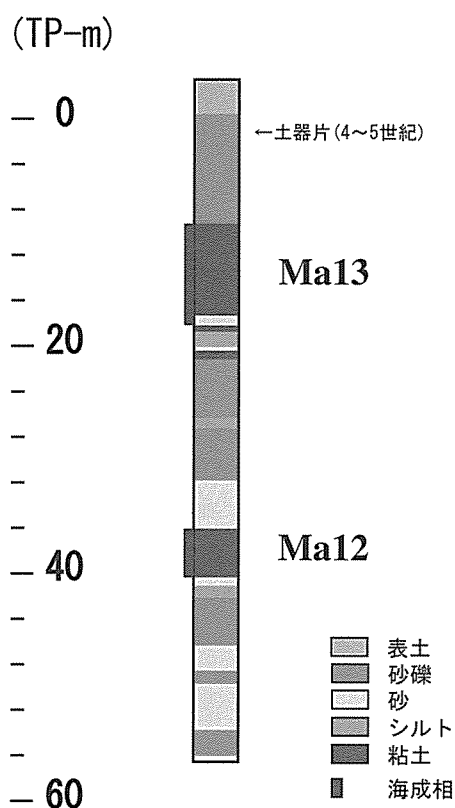


図-2.2.2 和田岬駅付近の模式柱状図

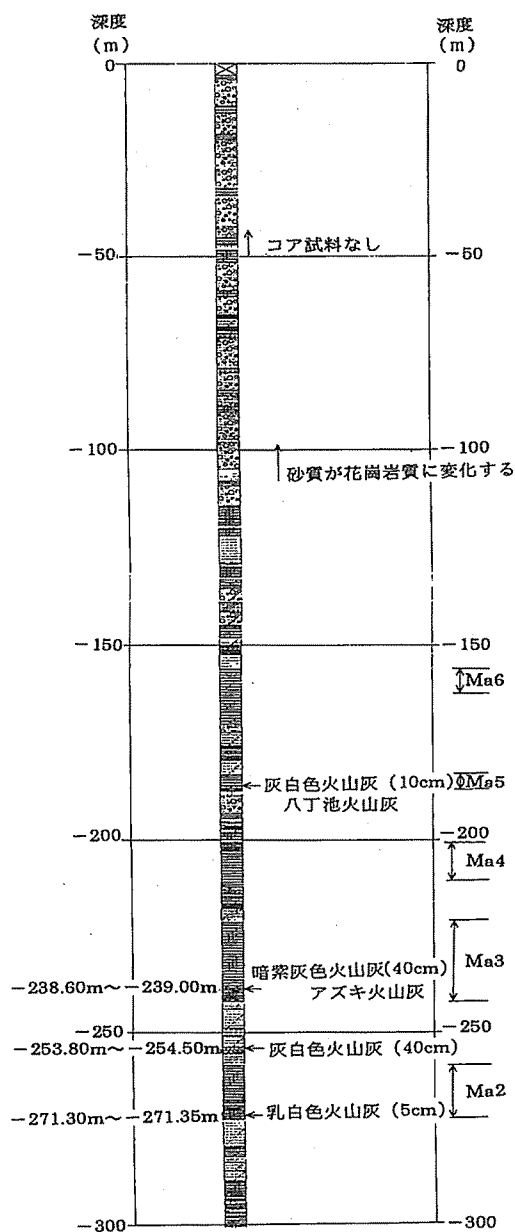


図-2.2.3 兵庫駅南ボーリング柱状図⁷⁾

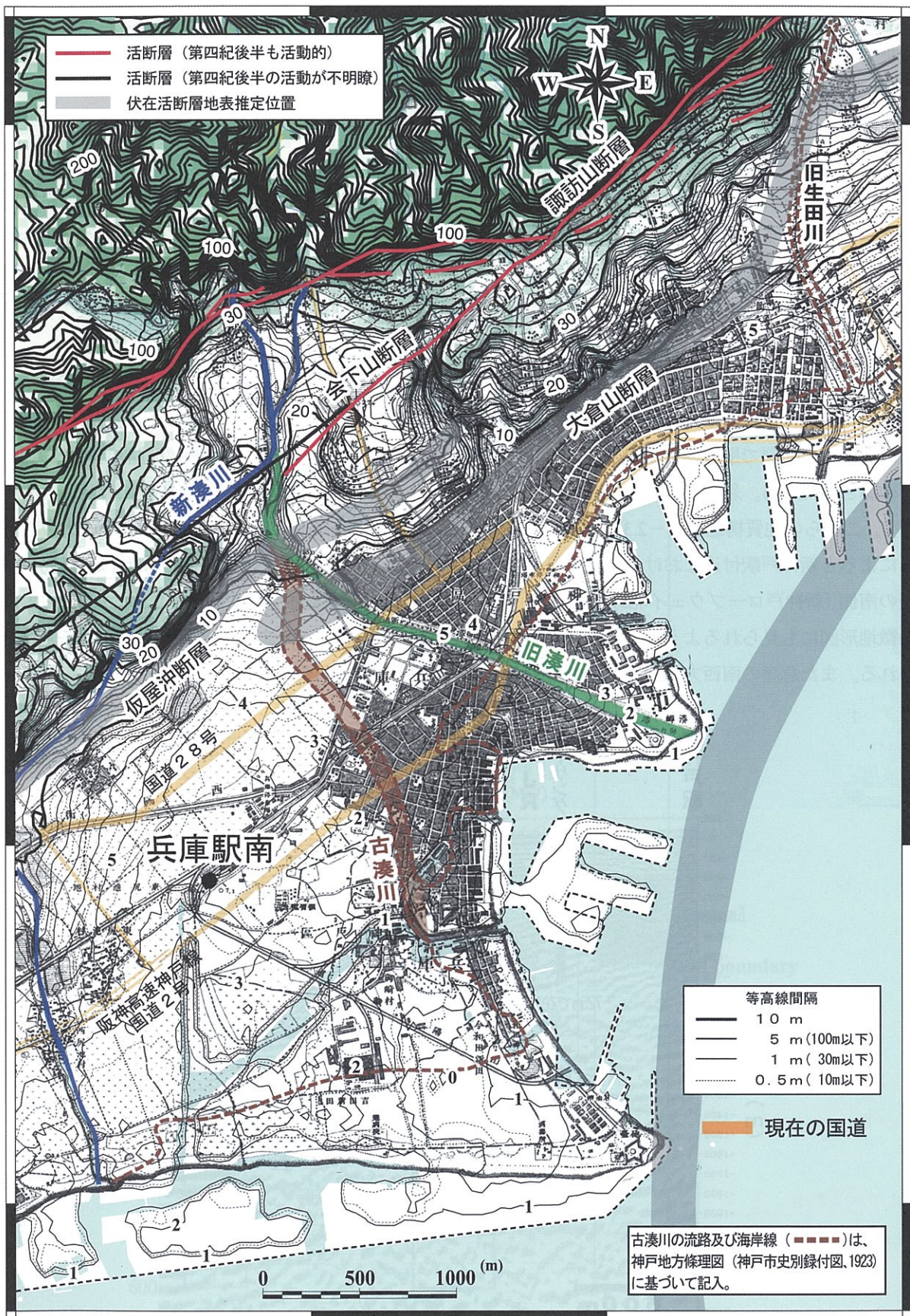


図-2.2.4 湊川地域の微地形図

2.3 生田川地域

生田川は、山陽新幹線新神戸駅から南南東にほぼ直線的に流下して、阪神高速神戸線生田川ランプ付近にいたる人工河川である。明治時代以前は今の神戸駅から加納町交差点をとってフラワーロード沿いに神戸税関付近で海に注いでいたことが知られている。歴史文書によれば、明治4年3月から同年6月にかけてのわずか3ヶ月間で付け替え工事は行われたようである。

(1) 地形

六甲山地とその南側に広がる扇状地が、諏訪山断層で直線的に接する地域である。扇状地の末端部には、等高線に見られるように急峻な地形が残る。とくに、図中に示している敏馬神社や花隈城趾において明瞭であり、その基部の標高は4～5mである。また、明治前期の地形図において、新生田川河口の東部に記載されている海浜部の崖地形も同じ標高に位置しており、いずれも縄文海進期における海食崖のなごりと考えられる。

(2) 地質

諏訪山断層は六甲山地と市街地を境界する直線的な断層として知られている。通常、山地側には花崗岩類が分布し、断層で扇状地堆積物と接することが知られており、山陽新幹線の神戸駅建設時にその露頭が確認されている。神戸駅南側の温泉ボーリングでは、基盤岩（花崗岩）が深度725mに確認されている⁸⁾。これらの地質構造は図-2.3.1に示す生田川沿いの反射法探査断面によって明らかにされており、それによると神戸駅付近における基盤岩落差は約500mと推定される。しかし地質図³⁾によれば、諏訪山断層の南側（神戸ロープウェイ北野1丁目駅付近）に花崗岩の分布が記載されている。これより、図-2.3.3の微地形図にも見られるように、神戸駅から南西に延びる急崖地形の一部には花崗岩が分布すると推定される。また急崖の南西方向には大倉山断層（元町撓曲）の構造が位置することになる。

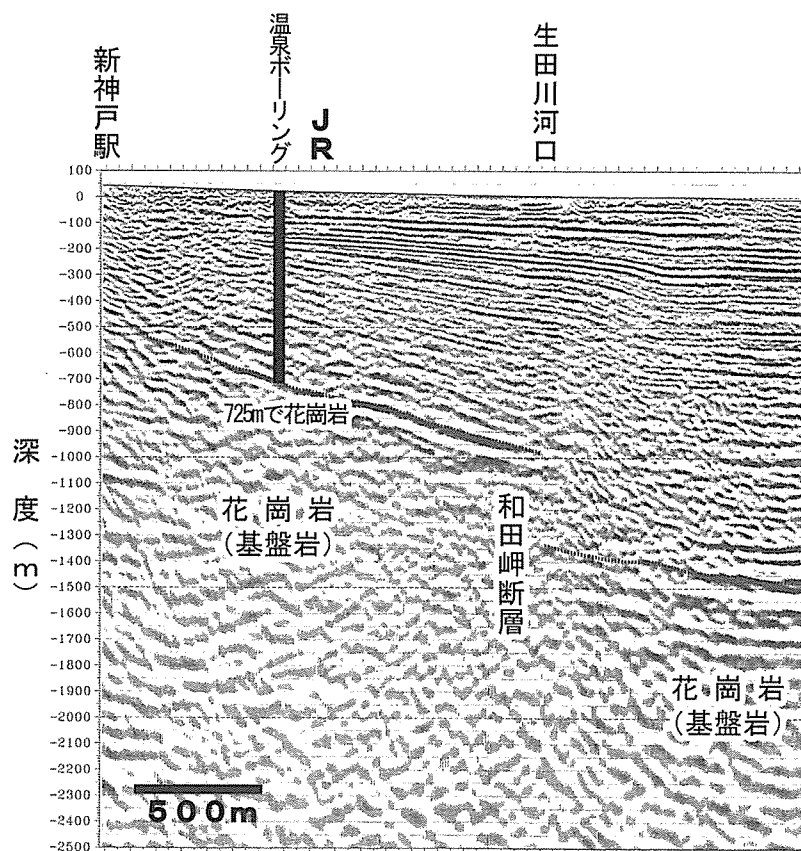


図-2.3.1 地質断面図【生田川断面の一部】⁹⁾

(3) 地盤

この地域の海浜地盤は、摩耶埠頭において実施した 580m 深度のボーリング結果（兵庫 C：図-2.3.2）⁹⁾ で代表される。これにより、沖積層～段丘堆積層～大阪層群の連続試料が得られ、各種の地質分析より海成粘土 Ma13～Ma1 が識別された。

一方、扇状地の表層地盤は砂礫質であり、一般的には良く締まった地盤として評価され、調査深度が浅い。そのため扇状地の深部地盤に関しては不明な点が多く、また図-2.3.3 に示す地点①（深度 90m）や地点②（深度 47m）では全層において礫～砂礫層よりなり、地層の形成年代を特定できる情報がほとんど得られていないのが実状である。

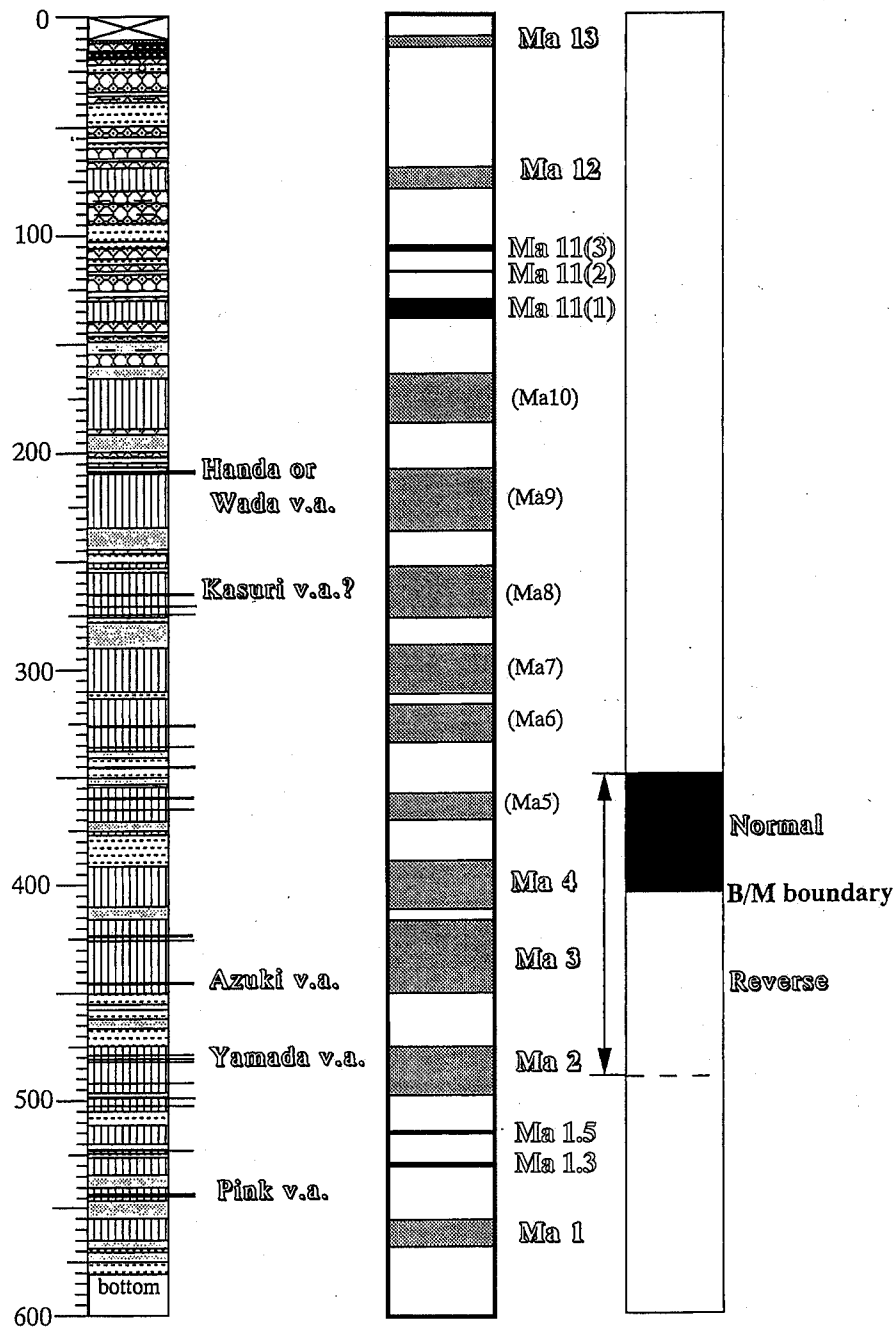


図-2.3.2 摩耶埠頭ボーリング【兵庫 C】（文献 9），10）をもとに作成

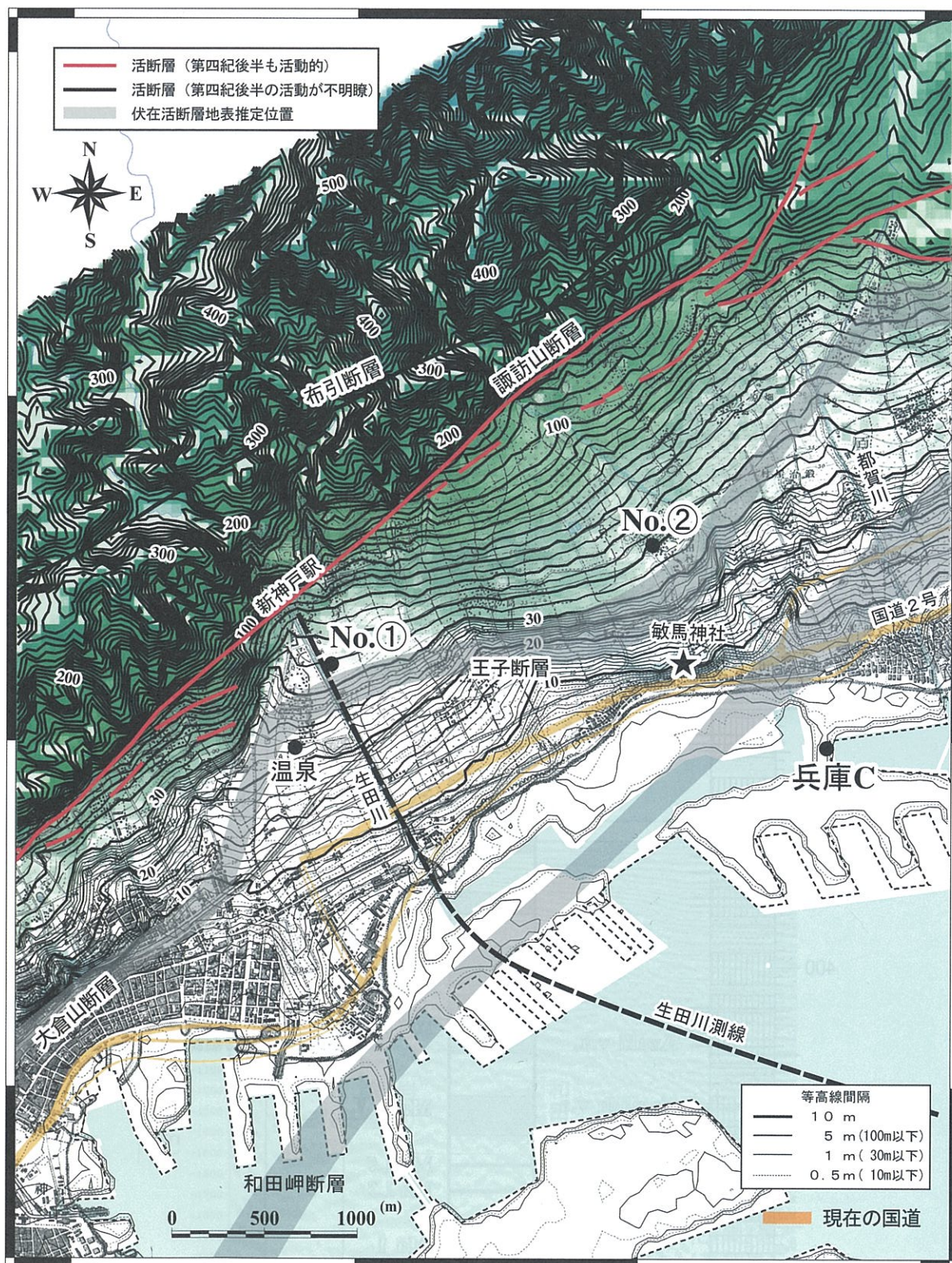


図-2.3.3 生田川地域の微地形図

2.4 石屋川地域

六甲山地には北東－南西系の断層系が多く見られ、その多くは山地の縁辺に沿って分布する。しかし、山地の縁辺方向と斜交し、神戸市街地下に伏在して伸長する断層もあると考えられるが、表層堆積物に覆われているため、その詳細は明らかでない。

(1) 地形

住吉川扇状地の扇頂部付近から南西方向に延びる直線的な崖地形が見られる。これが御影撓曲に対応する活構造地形である¹⁾¹⁾。文献5)によれば、和田岬断層(≒大阪湾断層)による基盤岩(上面)の変形構造は、兵庫港から神戸大橋北部をへて御影撓曲に連続することが指摘されている。しかし、神戸市地域活断層評価図³⁾では六甲山麓に沿う伏在断層系を推定し、その連続性はあまり明確でない。

(2) 地質

この地域の代表的な地質層序ボーリングには、旧地質調査所によるGS-K2(350m)とGS-K3(675m)がある。これらは御影撓曲による断層変位を明らかにするために実施され、それらの地質層序の詳細は小林ほか¹⁾²⁾によって決定された(図-2.4.2)。それによると、GS-K2では3枚の海成層が認識され、その最下位層がMa4に対比され、GS-K3では、Ma9、Ma7～Ma-1が対比された。その結果を反射法探査断面(石屋川測線)¹⁾³⁾に記入した図を示す。これより、GS-K2は深度300m付近で断層面を貫通し、孔底付近に見られた海成粘土は、断層の下盤側に分布するMa4を確認したものであるといえる。しかしながらGS-K2孔に見られている、断層上盤側にあたる2枚の海成粘土層は、反射面の対比が明らかでなく、地質層準は不明である。

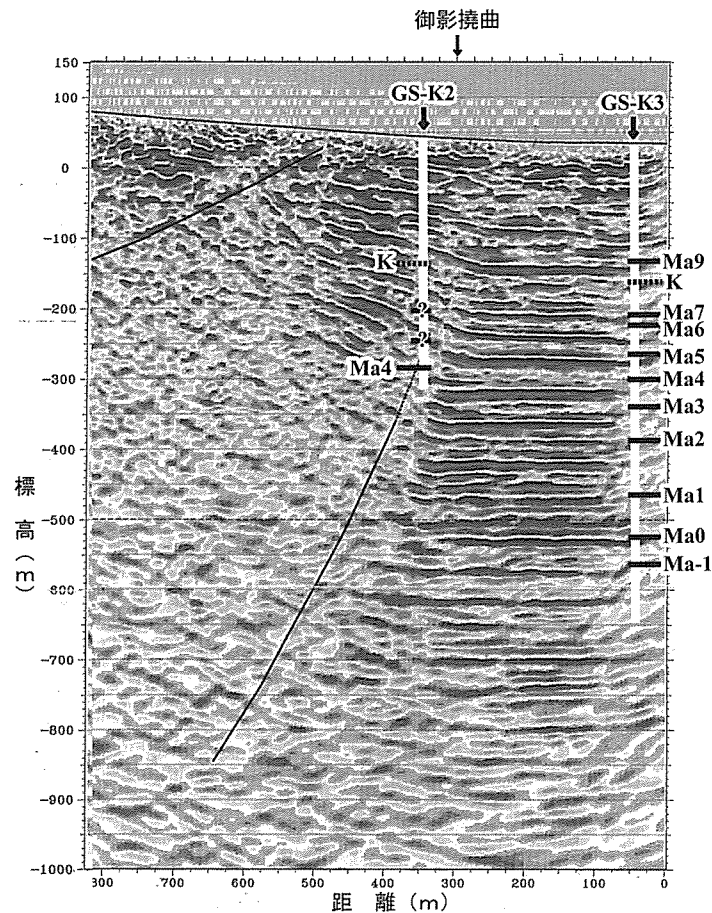


図-2.4.1 石屋川測線の反射法探査断面 (K: カスリ火山灰)

(3) 地盤

図-2.4.2 に示すように、両地点とも砂礫優勢の粗粒堆積物よりなり、とくに深度 250m 付近以浅はほとんどが中～大礫（ $\phi 4\sim 256\text{mm}$ ）の砂礫層よりなる。大阪層群の海成粘土層準は GS-K2 ではすべてが砂層，GS-K3 では Ma9 と Ma7 が砂層，Ma6 以深がシルト～粘土の細粒土質となる。これよりボーリング地点付近においては，Ma7 層準（約 60 万年前）以降の海面上昇期には海域の拡大が明瞭でなかったと推定される。

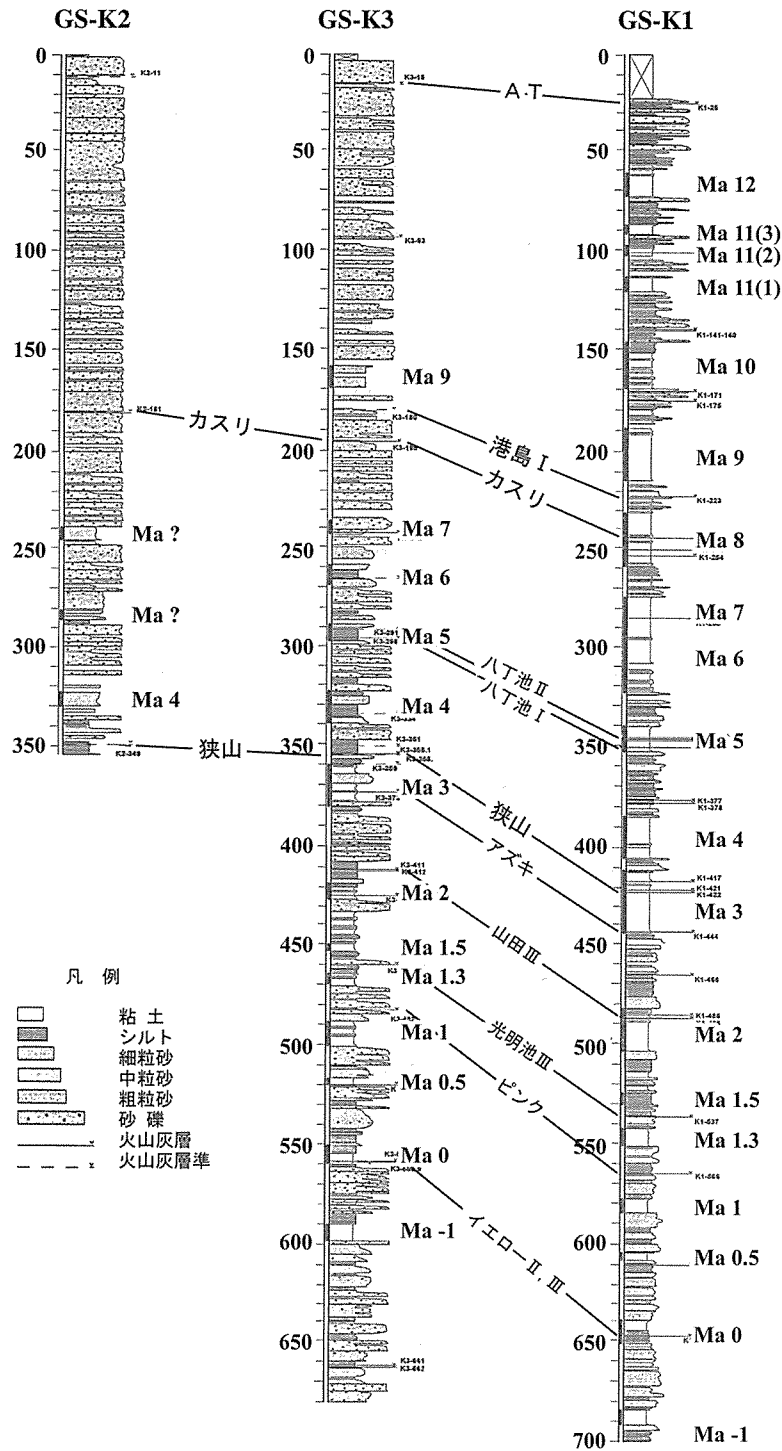


図-2.4.2 GS-K2, GS-K3 ボーリング柱状図

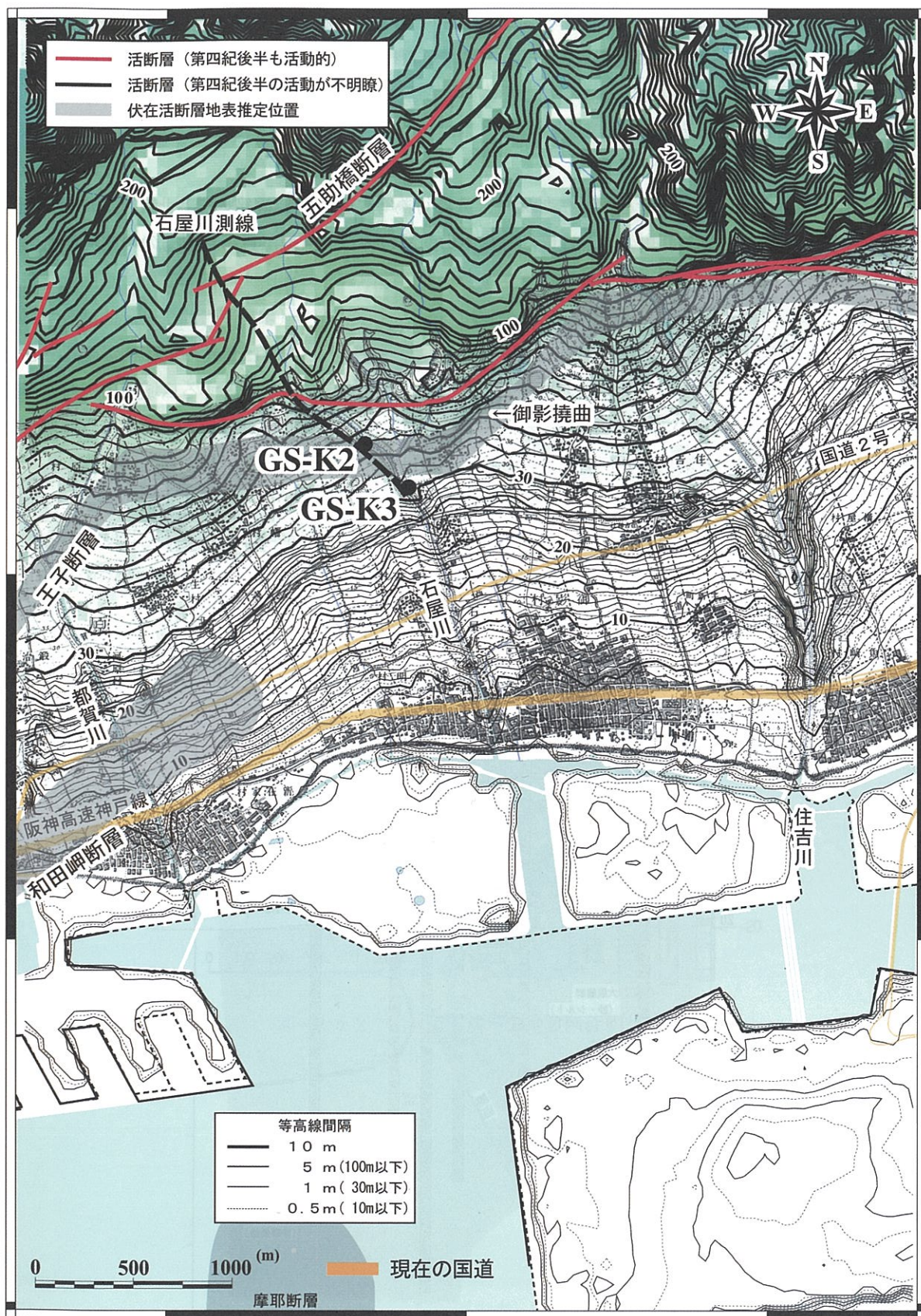


図-2.4.3 石屋川地域の微地形図

2.5 住吉川地域

住吉川によって形成された扇状地と天井川地形が明瞭な地域である。臨海埋立地（東灘区魚崎浜町）に掘削された GS-K1 ボーリング（一部を図-2.4.2 に示す）では、沖積層から基盤岩（花崗閃緑岩）にいたる 1700m 深度の詳細な地質情報が得られており、神戸地域だけでなく大阪湾を含む大阪堆積盆地における地質層序の基準のひとつとなっている。

(1) 地形

天井川は、上流からの大量の土砂供給に加えて、人為行為等による河道固定の結果として形成される。住吉川が形成した扇状地と天井川の複合地形は、六甲山南麓の神戸市街地に見られるものの中で最も明瞭である。

(2) 地質

旧地質調査所等によって掘削された GS-K1 孔においては、基盤岩上に約 1545m の堆積物が確認され、上位より Ma12~Ma-1 の海成粘土や、アズキ火山灰やピンク火山灰をはじめとする広域火山灰などが識別されている。堆積物の基底年代は、古地磁気層序学的研究より 3.1~3.2Ma と推定されており、神戸およびその周辺地域に分布する第三系神戸層群は、基盤岩上には分布しないことが確認されている。

一方、六甲山地南縁の断層系のうち岡本断層の活動性については、群列ボーリング調査（図-2.5.3 の★）より図-2.5.1 に示すように、AT 火山灰が大きく変位する地質断面が想定されている。それによると、AT 火山灰（約 24000 年前）の鉛直変位は 12m 以上に達し、平均変位速度は 0.5m/千年と算出され、六甲・淡路島断層帯の変位速度¹⁴⁾（上下=約 0.4m/千年）を与える根拠のひとつとなっている。

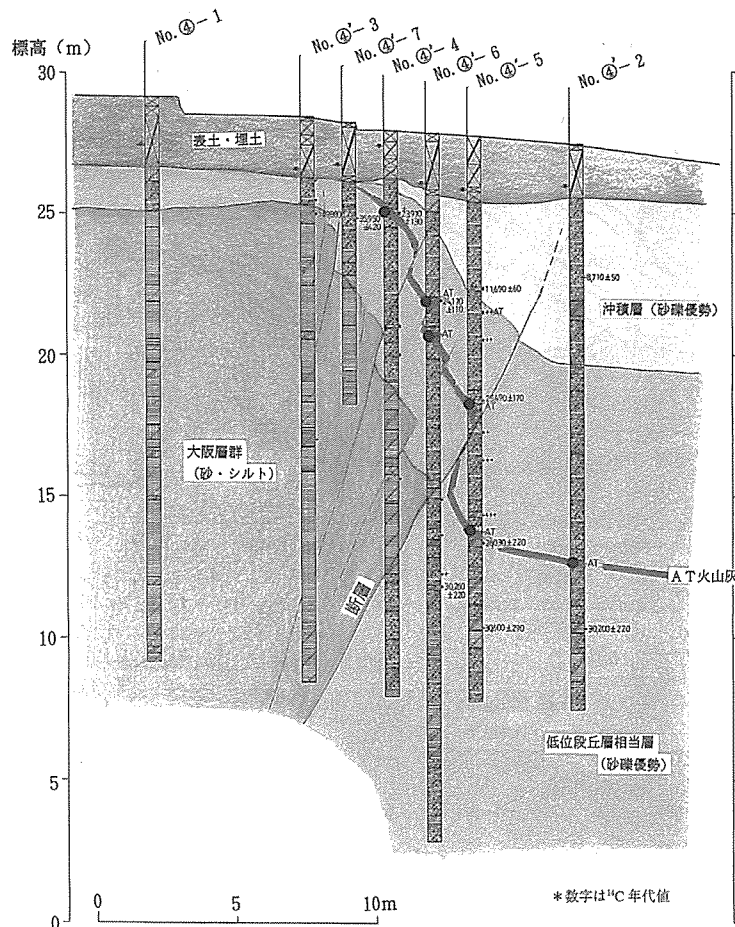


図-2.5.1 岡本断層（東灘区岡本地区）の推定地質断面図³⁾

(3) 地盤

住吉川左（東）岸に典型的に分布する青木砂層⁵⁾が特徴的である。これは、淘汰の良い貝殻片を普通に混入する砂層である。縄文海進以降における海浜流によって堆積した海浜砂であり、海浜低地が山側まで広がる住吉川の東側で比較的広く分布する。同じ成因の砂層は、沿岸域において狭長に追跡される。

一方、扇状地を構成する地盤は砂礫などの粗粒堆積物が優勢であり、形成年代の特定は困難な場合が多いが、住吉川沿いでは図-2.5.2に示すように、火山灰（AT）や層相などをもとに詳細な地質断面図が作成されている。

また、兵庫県による125m深度の兵庫Aボーリング⁹⁾では、表層部より114m付近までは砂～砂礫層よりなり、堆積年代を推定する手がかりが得られていないが、深度115m付近に厚さ4mの貝殻片を含む海成粘土が確認されている。火山灰などの堆積年代を特定できる情報は得られていないものの、近接する反射法探査断面（十二間道路測線）で推定されている地質層序区分⁵⁾より、大阪層群海成粘土のMa9に対比される可能性が高いと考えられる。

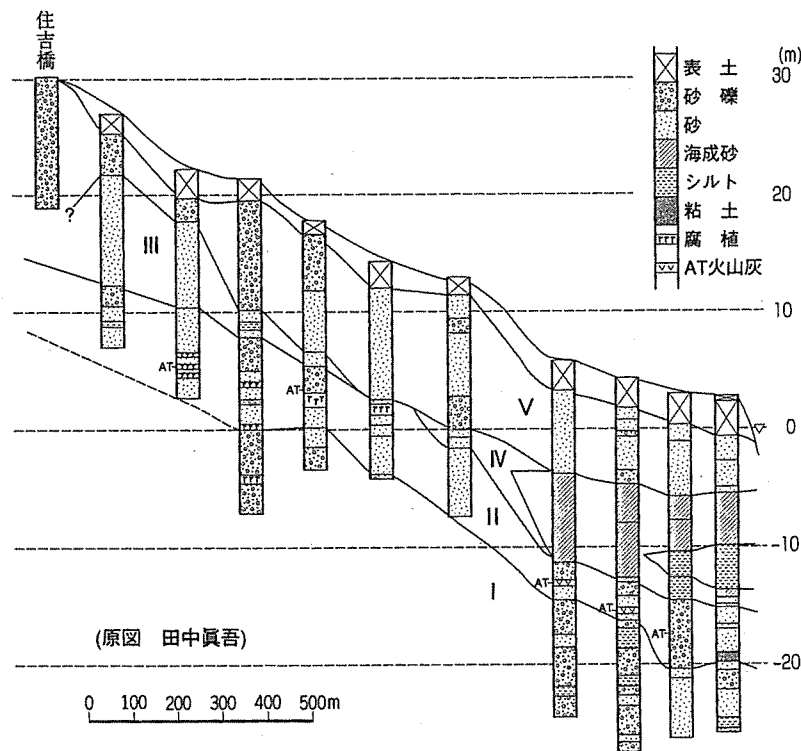


図-2.5.2 住吉川扇状地の地質断面図¹⁵⁾

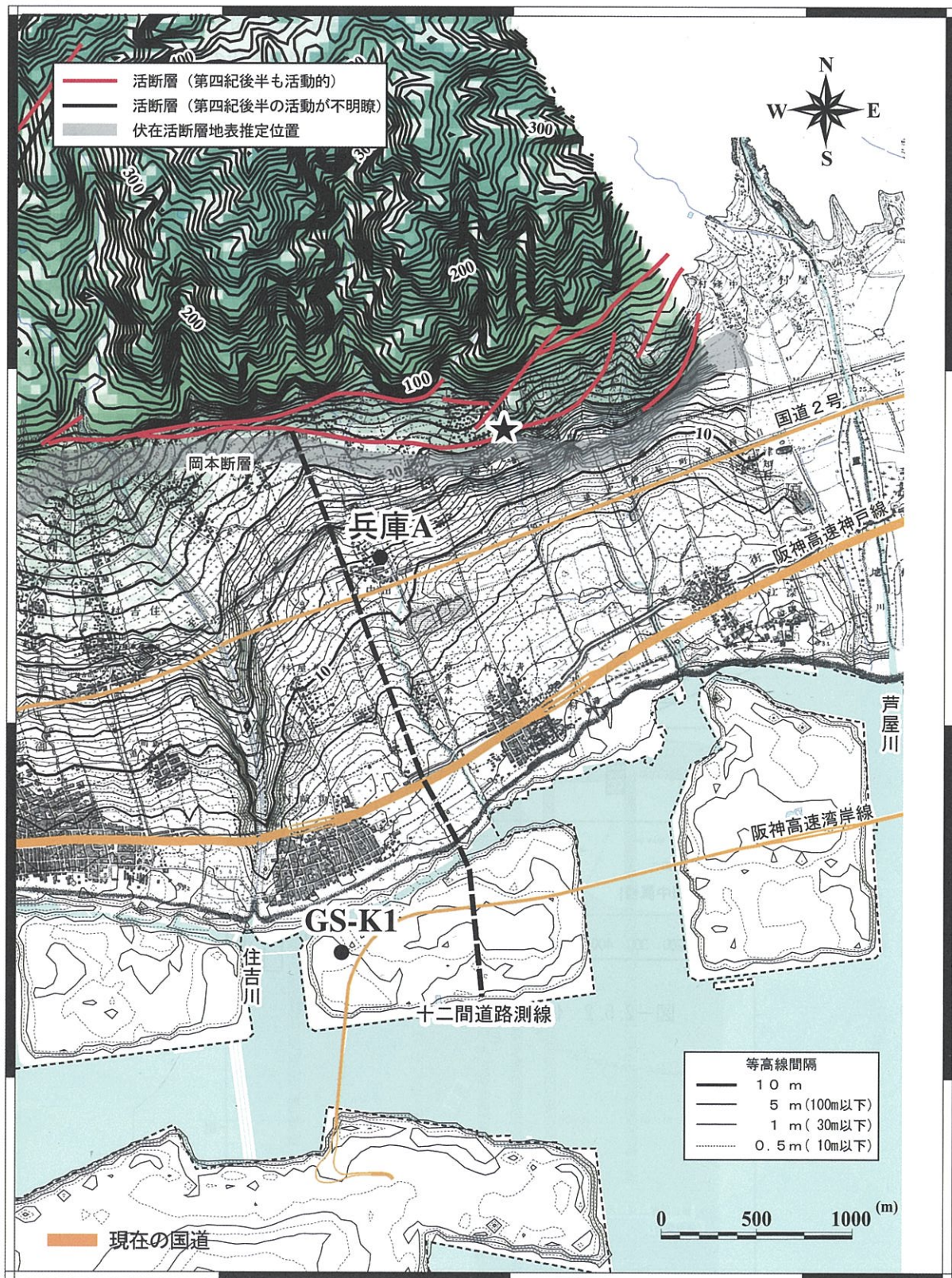


図-2.5.3 住吉川地域の微地形図

3. まとめ

神戸市街地を5地域に分け、地形地質の観点よりそれぞれの地域地盤の特徴をまとめた。ここに記したように扇状地堆積物と海浜堆積物が、隆起と沈降の境界域において海面昇降を繰り返しながら、断層運動による変位を受けながら複雑に形成されてきた神戸地盤には未解明な点が多い。今後、地盤特性の解明とあわせて、市街地の地下に伏在する活断層の分布や、扇状地地盤の形成史などについても、研究を続けていく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 地図資料編纂会編(1989): 明治前期関西地誌図集成. 柏書房, pp97
- 2) 小池義人監修(1989): 須磨寺「当代歴代」. 校倉書房, pp301
- 3) 神戸市・(財)建設工学研究所編(1999): 阪神・淡路大震災と神戸の活断層 (1:25,000 神戸市地域活断層評価図付). 神戸市, pp55
- 4) 兵庫県(2005): 平成16年度地震関係基礎調査交付金 六甲・淡路島断層帯に関する調査成果報告書【概要版】. 兵庫県, pp32
- 5) 関西地盤情報活用協議会地盤研究委員会編(1998): 新関西地盤 (神戸および阪神間). 関西地盤情報活用協議会, pp270
- 6) 湊川流域変遷史編集委員会編(2002): 歴史が語る湊川 (新湊川流域変遷史). 神戸新聞総合出版センター, pp317
- 7) 辻本勝彦・二木幹夫・鹿島俊英・荒川総一郎・阿部秋男(1997): 神戸市兵庫付近の深層ボーリング結果について. 第32回地盤工学研究発表会, 地盤工学会, pp57-58
- 8) 「神戸布引の水」ホームページ【<http://www.kobewater.com/>】
- 9) 兵庫県立人と自然の博物館編(1997): 阪神・淡路大震災と六甲変動. 兵庫県神戸土木事務所, pp106
- 10) 加藤茂弘・小林岳(2002): 神戸地域の地下地質と地質構造. コア精密対比による京阪神地域の地下地質・地質構造の高精度解読シンポジウム論文集, pp143-159
- 11) 国土地理院(1999): 日本の典型地形「京都及大阪」. 国土地理院技術資料D・1-No.357.
- 12) KOBAYASHI Gaku, MITAMURA Muneyuki, YOSHIKAWA Shusaku, KATOH Shigehiro and HYODO Masayuki(2002): Stratigraphy of the GS-K2 and GS-K3 drilling cores in the northwestern part of the Osaka Sedimentary Basin, Southwest Japan. Jour. Geosci., Osaka City Univ., Vol.45, Art.8, pp101-123
- 13) 岩崎好規・本郷隆夫・横田裕・伊藤信一(1995): 関西地震観測研究協議会六甲台(神戸大学)観測点の地盤特性. 日本地震学会講演予稿集, No.2, pp77
- 14) 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2005): 六甲・淡路島断層帯の評価について. 地震調査研究推進本部 HP【http://www.jishin.go.jp/main/p_hyoka.htm】
- 15) 田中眞吾(2004): 大地の成り立ち. 本庄村史(地理編, 民族編), pp1-37

編集後記

新・神戸の地盤減災研究会は、平成 19 年度～平成 21 年度にかけて研究活動が続けて参りました。本研究成果報告書は 3 カ年間に渡る研究成果をまとめたものであり、研究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成果であります。標記研究会では、住宅耐震分科会、液状化分科会、地盤特性分科会の 3 つ分科会に分かれて研究を続け、それぞれ木造建物を中心とした建物の耐震評価ならびに対策方法、神戸市街地における地震動分布特性と液状化判定方法、盛土地盤への物理探査の適用、神戸市街地を中心とした地盤特性評価などを研究して参りました。本研究報告書では、分科会毎に研究成果をまとめる形で取りまとめており、各編あるいは各章単独でも読みやすい形にまとめられています。これらの研究成果が、今後の我が国もしくは世界におけます災害防除、減災に向けて有効に活用されますことを念願する次第です。最後に本研究成果報告書を取りまとめるに当たりまして、ご執筆いただきました会員の方々、また、3 カ年に渡ります研究活動に多大なお力添えをいただきました研究会会員の皆様方、オブザーバーとして参画していただき、各種有益な助言や提言をいただきました神戸市役所の関係部局の方々に厚くお礼を申し上げます。

(会計幹事 南部光広 (応用地質株式会社))

新・神戸の地盤減災研究会 研究成果報告書

発 行 平成 22 年 8 月

編 集 新・神戸の地盤減災研究会
会長 田中 泰雄
神戸大学 都市安全研究センター内
神戸市灘区六甲台町 1-1
TEL (078) 803-6437 FAX (078) 803-6394

印 刷 株式会社淀川工技社
大阪市中央区大手通 1 丁目 2-1
TEL (06) 6943-8765 FAX (06) 6943-0272