

地盤の非線形特性に基づく構造物の地震応答解析と
耐震設計への応用

2001年3月

尻無濱 昭三

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	1
1.3 研究内容	2
参考文献	3
第2章 地震動強さと地盤振動特性に関する検討	5
2.1 概要	5
2.2 地震動強さとしての震度	5
2.2.1 はじめに	5
2.2.2 気象庁震度階級およびアンケート震度の概要	6
2.2.3 九州で発生した地震の計測震度と物理量との対応	10
2.2.4 九州で発生した地震における アンケート震度と気象庁震度階級の関係	24
2.3 1997年鹿児島県北西部地震を対象とした 地震動強さと地盤振動特性の関係	31
2.3.1 はじめに	31
2.3.2 1997年鹿児島県北西部地震の概要	31
2.3.3 建物被害と常時微動計測による地盤振動との対応	34
2.3.4 表層地盤の地震応答解析	38
2.4 まとめ	42
参考文献	42
第3章 地震時の液状化地盤の側方流動と埋設管路の耐震対策	45
3.1 概要	45
3.2 液状化地盤の側方流動の予測	45
3.2.1 はじめに	45
3.2.2 側方流動の自重解析	46
3.2.3 模型振動実験	46
3.2.4 側方流動の実例との比較	53
3.2.5 モデル地盤における側方流動対策工法の効果	56
3.3 液状化地盤の側方流動に対する地中埋設管路の耐震対策	60
3.3.1 はじめに	60
3.3.2 地震応答解析手法	60
3.3.3 管体補強工法による埋設管路の側方流動対策効果	63
3.4 まとめ	75
参考文献	75

第4章 応答スペクトルを利用した耐震設計	79
4.1 概要	79
4.2 地震応答解析手法の概要	79
4.2.1 はじめに	79
4.2.2 解析モデル	81
4.3 地盤－杭基礎系の地震応答	86
4.3.1 表層地盤の地震応答解析	86
4.3.2 地上構造物の応答スペクトル	91
4.4 応答スペクトルの耐震設計への応用	91
4.4.1 はじめに	91
4.4.2 地盤－杭基礎系の応答スペクトル	91
4.4.3 被害事例に基づく最適設計	95
4.5 まとめ	106
参考文献	106
 第5章 結論	 109
 付録	 111
付録－1	111
付録－2	114
 謝辞	 123

第1章 序論

1. 1 研究の背景

構造物の設計における動的外乱、特に、地震に対する耐震設計の流れは、地震による被害が発生して、その検証が行われ、時代とともに新技術の導入や新しい知見が取り入れられて、設計基準等の改訂がなされてきた。

これまでに、数多くの地震による被害を経験してきた中でも、1995年兵庫県南部地震（以後、兵庫県南部地震）の甚大な被害様式の違いは、構造物の耐震設計に関わる基準の根本的な見直しを促すものとなっている。構造物の被害が集中的に発生した震災の帯といわれる現象や埋め立て地における大規模な液状化や側方流動による港湾施設や杭基礎構造物の被害など、様々な問題が発生したり。

都市直下に発生した地震で、基準等で想定していた以上の過大な入力、地表面構造物の被害の原因となつているとともに、表層地盤の影響、いわゆるローカルサイトエフェクトにより、局所的な地震動の集中現象が問題となっている。また、軟弱な地盤における地中構造物には、平面的な広がりをもって被害を受けることから、地震後の復旧等に多大な経済的負担を強いることが問題となっている。

前者が地表面上にある構造物に作用する地震力（加速度）の問題として、後者が地盤の変形（変位）の問題として捉えられている。前者が、おおむね地層の不整形な堆積の故の“渌現象”として理解されるが、後者は、明らかに“液状化”によるもので、震動中に地盤の物理特性が大幅に変動し、傾斜地なら“流動化”を引き起こし、地中構造物を広範囲に破壊することの一応の共通認識は得られている。しかし、後者の非線形性の大きさと複雑さの故に、完全な解析的理解は得られておらず、また実験的には実物大試験への制約のため、大変形時の構造物との連成についての知見は多くない。また、かかる液状化の対策として、地盤改良あるいは構造物補強が考えられるが、地盤と構造物との連成を考慮した合理的な耐震対策を施す設計手法の確立までには至っていない。さらに、耐震設計の観点からは、現行の仕様書型の設計から性能表示型の設計へと移行しつつあり、耐震設計対象地域における入力地震動の推定、地盤特性の評価、および地盤との連成を考慮した構造物の地震時挙動の把握など、より詳細な検討が必要となり、一般社会向けへの耐震性能の開示が求められるようになってきている。

1. 2 研究の目的

本研究の目的は、大地震が発生するたびに問題となる地震動強さや構造物の被害程度と地盤特性との関連について、構造物の耐震設計の観点から明らかにすることである。耐震設計における地表面地震動強さに関しては、最大加速度や最大速度で規定されることが多いが、ここでは、一般社会でも共通の用語となっている震度（気象庁震度）に関して、その物理量との対応について検討した。また、1995年の兵庫県南部地震を契機に改訂された

震度（器械計測による計測震度）と従来の体感震度との対応について、九州で発生した地震において実施したアンケート震度調査結果に基づき、両者の関係および有効性に関して研究を行った。また、ある地域を限定して地震動強さの評価を行う際には、前項で述べたように、地盤構造の不整形性の影響による局所的な地震波の増幅や軟弱地盤の非線形性に基づく地盤の大変形などを考慮した検討が必要になることから、地盤の2次元有効応力解析による構造物の被害分布の検証を実施した。

比較的軟弱な地盤における液状化に伴う側方流動に関しても、簡易な変位推定手法を提案し、被害事例との対応や地盤改良工法との比較検討から、提案手法の有効性の検証を行った。また、側方流動に対する地中埋設管路の解析手法の確立と耐震対策としての補強工法の提案を行い、側方流動予測から地中埋設管路まで一貫した評価手法の確立を目指した。

さらに、地上構造物に対しては、地盤と構造物の固有周期をキーパラメータとした応答スペクトルから、地盤と構造物の最適な固有周期を設定する手法を提案し、入力地震動の評価から構造物の応答予測まで可能な一貫した評価システムの確立を目指し研究に取り組んだ。

1. 3 研究内容

本論文の研究の流れを図 1.1 に示し、構成を以下に述べる。

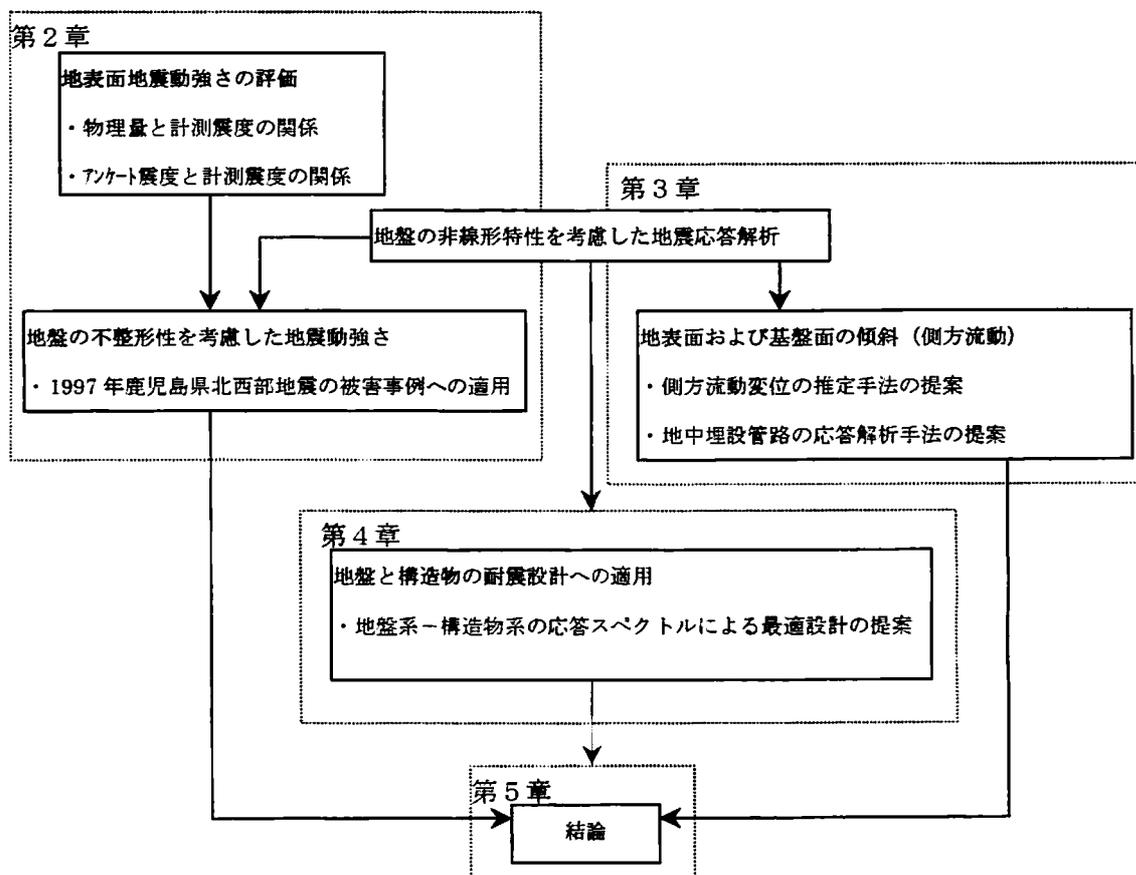


図 1.1 研究の流れ

第1章は、本研究における目的と意義を述べる。

第2章では、まず地表面付近構造物への設計震度として用いられることの多い気象庁震度が、兵庫県南部地震以後は、体感震度から計測震度への変更に伴う多少の混乱があることから、その要因を分析し、地盤特性と地震動強さの関係を含む地震動問題について検討する。地震動強さに関しては、加速度・速度等の物理量の他、震度（計測震度、アンケート震度）について、それぞれの関係を明らかにする。また、地盤特性に関しては、1997年鹿児島県北西部地震を対象に、2次元有効応力解析による地盤の地震応答解析から、地震動強さと地震被害の関係を地層の不整形性や液状化を含んだ地盤特性の検討を行い、局所的な地震動強さの分布と建物被害との対応を明らかにする。

第3章では、地震時の液状化地盤の側方流動に関して、2次元有効応力解析結果から過剰間隙水圧比の関数として対象とする地域全体の地盤剛性を算出し、外力として、ポテンシャルヘッドを考慮した自重解析による傾斜地盤のせん断変形より側方流動変位を推定する簡易かつ汎用的・実用的な手法を提案する。また、過去の地震における被害事例とその解析結果や実験結果との対応からその有効性を示す。さらに、地中埋設管に対する解析手法の提案を行い、液状化対策としての地盤改良を施した地盤における管路の変形抑制効果の検討や地中埋設管路に対する管体補強工法の提案を行い、解析的な比較から耐震設計上の有効性を示す。

第4章は、地盤—基礎—上部構造物系の震動特性を、地盤—基礎系の固有周期と上部構造物の固有周期をパラメータとして、応答スペクトルを用いる耐震設計手法を提案する。特に、地盤改良（締固め改良）シミュレーションプログラムと液状化解析プログラムの結合により、任意の地震入力に対して液状化を防止する最適な施工法が得られるので、この応答スペクトルから構造物の応答を小さくする地盤改良の設計が可能となることを示す。さらに、応答スペクトルにおける上部構造物の最適な固有周期で耐震設計を行うことについても検討を行う。また、1995年兵庫県南部地震の被害事例を対象に、本提案手法の検証を行い、その有効性について示す。

第5章は、本研究で得られた知見を要約する

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災被害調査報告 総集編：阪神・淡路大震災調査報告編集委員会、日本建築学会編. 2000.

第2章 地震動強さと地盤振動特性に関する検討

2. 1 概要

一般に地表面の地震動強さを表す尺度として、加速度や速度などの物理量の他に、気象庁が発表する気象庁震度階級（以後、単に気象庁震度、または震度と称する）を用いることも多い。震度は、体感による揺れの程度を単純な数字で表現し、更に、地震による被害程度を表す防災情報としての側面も有している。しかし、1995年兵庫県南部地震では、その速報性の遅れから、防災面での不備を指摘され、従来の体感による震度から地震計による観測結果に基づく計測震度へと改訂された¹⁾。また、構造物設計に用いる地表面での地震動強さの設定においても、加速度や速度といった物理量に加えて、震度で表すこともあるが、従来の体感震度と計測震度との対応など、十分に検討がなされていない。さらに、ある限定した地域を対象として地表面地震動強さを考えると、地盤構造の不整形性や地盤特性の不均質さなど影響を受けて面的に変化する。軟弱な地盤では、地盤の非線形化による変位の増大、硬い地盤では、短周期成分の加速度の増大など、対象とする地域や場所により考慮すべき現象が異なってくることが考えられる。このような背景から、本章では、まず震度の概要を述べ、九州およびその周辺地域で発生した地震を対象に、気象庁震度と物理量の関係を検討し、従来の気象庁震度に対応するアンケート調査方式の震度調査結果と計測震度との対応から計測震度の特徴を考察する。さらに、1997年鹿児島県北西部地震の家屋被害と地盤特性に影響について、常時微動観測結果と地盤の地震応答解析結果に基づいて検討する。

2. 2 地震動強さとしての震度

2. 2. 1 はじめに

気象庁は、地震発生直後に地表面地震動強さや被害程度を示す一般的な尺度として、気象庁震度を発表してきた。この震度は地表面地震動に対する人間あるいは建物の応答を反映したものであり、観測者の体感や周囲の震動現象や被害状況から判定した体感震度で、地震計の無かった歴史的に古い時代の被害地震の諸元や地震動強さを示す簡便でかつ重要な指標として使用されている。しかしながら、観測データに客観性や速報性に劣るなどの側面も有している。これらの点を改善するため、気象庁は従来の観測者の判断による震度から震度計による器械観測への移行を1990年より進め、また、1995年兵庫県南部地震における震度情報の速報性の不備などを契機として、震度7まで自動的に計測できる有効数字2桁の計測震度の採用を1996年2月15日に正式に決定した¹⁾。

計測震度の採用にあたっては、震度と最大加速度との関係を示す河角（1943）²⁾の経験式を適用しており、従来の気象庁震度との継続性を考慮した震度であると評価できる。また、気象庁震度とは別に、対象地域にアンケートを配布し、その質問項目を統計的に処理

した結果から、より詳細な震度を推定するアンケート震度調査法がある。特に、太田ら³⁾はアンケート方式による信頼性の高い連続的な震度 (I_Q : アラビア数字で表現し、アンケート震度と定義する) 算定法を開発した。このアンケート震度 I_Q は有効数字2桁で表現され、小数点以下を四捨五入することで、整数値で表現される従来の気象庁震度(計測化される前)に一致する。また、調査票の数や調査地域を考慮することで狭い地域での地震被害と密接に結びつく地表面地震動強さの総合指標として、地震計観測を補間する重要な役割を果たすようになり、気象庁震度と同様に貴重な資料として利用されている。

本節では、気象庁震度(従来の気象庁震度および計測震度)およびアンケート震度の計算方法や震度特性について説明するとともに、器械観測化された計測震度と構造物設計の際の指標となる最大加速度、最大速度などの物理量との対応について検討を行い、さらに、アンケート震度に関しては、従来の気象庁震度との対応についての考察を行う。

2. 2. 2 気象庁震度階級およびアンケート震度の概要

(1) 気象庁震度

日本で組織的な震度観測が始まったのは1884(明治17)年のことで、それ以来、地震発生後、気象庁による震度が発表されるようになった(表2.2.1参照)。気象庁震度の観測方法は、気象観測官の体感を主たる判定基準とし、これに電灯や棚など屋内機器の震動状況および屋外の墓石やブロックの転倒、木造家屋など建物被害あるいは地裂や山崩れなどの土木被害状況を付加して、震度が決定されている^り。この震度観測法は1995年の兵庫県南部地震発生後まで続けられ、その間、震度による地震被害状況の説明をより詳細かつ明確にするため、被害の大きかった地震発生時期などに、気象庁震度の見直しが行われた(表2.2.1参照)。また、1995年兵庫県南部地震以後は、大幅な震度判定方法の見直しが行われ、震度5および震度6を強、弱に分割して10階級による判定が1996年10月から、地震計観測記録による震度の計測化他に関しては1997年4月より実施され、気象観測官の体感による震度計測は完全に廃止された。

これまで記述してきたように、気象庁震度は、その観測方法の違いから体感と計測に分けられ、1997年4月までの震度は、気象観測官の体感と地震被害状況より決定された震度であり、これを以後、従来の気象庁震度と呼ぶことにする。1997年4月以降の気象庁震度は、地震計記録を基本とした震度(有効数字2桁の連続量で示され、以後、計測震度と定義する)より、これを表2.2.1に示す範囲に分割し整数化した震度値で示され、以後これを単に気象庁震度と呼ぶことにする。

(2) 計測震度

計測震度とは、地震計による強震記録をもとに計算される震度であり、従来の気象庁震度(体感震度)とは基本的に異なるものである。しかし、計測震度は、

- ① 従来の震度と連続性を維持すること

表 2.2.1 気象庁震度階の変遷¹⁾

1884年～1897年 明治17年～明治30年 地震報告心得 (明治17年)による	1898年～1907年 明治31年～明治40年	1908年～1935年 (明治41年～昭和10年) 中央気象台年報、地震ノ部(明治41年)による	1936年～1948年 (昭和11年～昭和23年) 地震観測法(昭和11年版)による
	0. 微震(感覚ナシ)	0 無感覚地震	無感
微: 微: 僅ニ地震アルヲ 覚ヘシ者	1. 微震	一 微震 静止セル人若シクハ地震ニ注意深キ人ノ 感シタル極メテ軽微ナル地震ナリ	I 微震: 静止している人や特に 地震に注意深い人にも感じ た程度の地震
弱: 弱: 地震ヲ覚ユルモ 戸外ニ逃ルニ足ラザル 者	2. 弱震(震度弱キ方)	二 弱震(震度弱キ方) 一般人ニ感セン程度ノ地震ニシテ僅カニ 戸障子ノ動く音ヲ聞ク程度ノモノナリ	II 軽震: 一般の人に感ずる程度 のもので戸障子の僅かに動く 位の地震[従来弱震(弱キ方) と呼ばれていたもの]
	3. 弱震	三 弱震 家屋動揺戸障子鳴り振子時計止り垂下物 動揺、液体ノ動揺等ヲ目撃セン程度ノ モノナリ	III 弱震: 家屋が動き戸障子が鳴 動し電燈の様な吊下物や器内 の水面の動くのが判る程度の 地震
強: 往々物品ノ倒伏液体 ノ溢出等アリ人々戸外 ニ走り逃ル者	4. 強震(震度弱キ方)	四 強震(震度弱キ方) 家屋烈シク動揺シ座リ悉キ器物ノ倒伏液 体ノ溢出等ヲ目撃シタルモノ又ハ之レニ 相当スルモノナリ	IV 中震: 家屋の動揺が烈しく座 りの悪い器物は倒れ器内の水 は溢れ出る程度の地震[従来強 震(弱キ)方]と呼ばれていた もの
烈: 屋宇ヲ破損若クハ倒 伏シ家ハ地面ノ変化ヲ 起ス者	5. 強震	五 強震 壁ニ亀裂石碑石燈籠ノ傾倒煙突ノ破損等 ヲ目撃シタルモノ又ハ之レニ相当スル モノナリ	V 強震: 壁に割目が入り墓石、 石燈籠が倒れたり煙突や土蔵 も破損する程度の地震
	6. 烈震	六 烈震 屋宇ヲ倒シ山嶽ヲ崩壊シ地割レヲ生シ断 層ヲ生スル等地震ニ大変動ヲ生シタル モノ	VI 烈震: 家屋が倒壊し山崩れが 起り地割れを生じる程度以上 の地震

昭和24(1949)年～平成8(1996)年 地震津波業務規則 別表第4付表 による		参考事項(昭和53年) 地震観測指針(観測編)(1991年版)による	平成8(1996)年～ 気象庁告示第4号による	
階級	説明		震度階級	計測震度
0	無感: 人体に感じないで地震計に記録される 程度。	吊り下げ物のわずかにゆれるのが目視されたり、 カタカタと音がきこえても、体にゆれを感じ なければ無感である。	0	0.5未満
I	微震: 静止している人や、特に地震に注意深 い人だけに感ずる程度の地震。	静かにしている場合にゆれをわずかに感じ、そ の時間も長くない。立っでは感じない場合 が多い。	1	0.5以上 1.5未満
II	軽震: 大勢の人に感ずる程度のもので、戸障 子がわずかに動くのがわかるぐらいの地震。	吊り下げ物の動くのがわかり、立っでもゆ れをわずかに感じるが、動いている場合にはほ んど感じない。眠っでも目をさますこと がある。	2	1.5以上 2.5未満
III	弱震: 家屋が揺れ、戸障子がガタガタと鳴動 し、電灯のようになり下げ物は相当揺れ、器 内の水面の動くのがわかる程度の地震	ちよつと驚くほどに感じ、眠っている人も目を さますが、戸外に飛び出すまでもないし、恐怖 感はない。戸外にいる人もかなりの人に感じる が、歩いている場合には感じない人もいる。	3	2.5以上 3.5未満
IV	中震: 家屋の動揺が激しく、座りの悪い花瓶 などは倒れ、器内の水はあふれ出る。また、 歩いている人にも感じられ、多くの人々は戸 外に飛び出す程度の地震	眠っている人は飛び起き、恐怖感を覚える。電 柱・立木などのゆれるのがわかる。一般の家屋 の瓦がずれるのがあっても、まだ被害らしいも のではない。軽い目まいを覚える。	4	3.5以上 4.5未満
V	強震: 壁に割れ目が入り、墓石・石灯ろうが 倒れたり、煙突・石垣などが破損する程度の 地震。	立っではかなりむずかしい。一般の家 屋に軽微な被害が出はじめる。軟弱な地盤では 割れたりくずれたりする。すわりの悪い家具は 倒れる。	5弱	4.5以上 5.0未満
			5強	5.0以上 5.5未満
VI	烈震: 家屋の倒壊は30パーセント以下で、 山崩れが起き、地割れを生じ、多くの人々が 立っではできない程度の地震。	歩行はむずかしく、はわないと動けない。	6弱	5.5以上 6.0未満
			6強	6.0以上 6.5未満
VII	激震: 家屋の倒壊が30パーセント以上に及 び、山崩れ、地割れ、断層などを生じる。		7	6.5以上

- ② 得られた震度に客観性があること
- ③ 震度を算出するための基礎となる計測量については、物理的に意味があり一般に理解しやすい量である

ことなどを考慮して算出方法が決定されている。

計測震度は、図 2.2.1 に示す計測震度フィルターによる処理を施した加速度波形から、河角²⁾による震度と加速度の関係式を基本に作成された震度算定のアルゴリズム¹⁾により計算される。計測震度は、計測震度フィルターにより強調される周期 0.4～1 秒の区間は、人間の震動感覚や構造物への影響を考慮していることになり、それ以外の長周期成分と短周期成分では地震波形の効果を少なく見積もっていることになる。

(3) アンケート震度

地震が発生した後、通信調査票（アンケート）を配布し、その地点の揺れの程度を把握し被害状況を調査する方法は、気象庁他多くの研究者によって実施されてきた。この調査方法の代表的なものとして、太田ら³⁾が開発したアンケート方式による震度調査があげられ、この方法を用いて、1972 年の山梨県東部地震を始めとして、多くの地震に対して震度調査が行われている⁴⁾。

震度調査に用いられるアンケート震度調査票は、質問項目 34 個からなる多枝選択方式である（付録-1 参照）。質問項目の内容は、回答者が地震時に居た住所やその地盤条件などの周辺環境、構造物の種類や階数および老朽度などの住居環境などの環境条件 9 項目、震度に直接関係する構造物や家具など室内外の被害状況および人的な振動感覚や行動など 21 項目、その他年齢や性別など 4 項目である。この 34 項目の質問に対する回答から、各項目に対して定められた震度係数を加算平均し、これに地盤条件や構造物などの環境条件による条件係数をかけ、これを気象庁震度に換算する経験式により、調査票 1 枚につき 1 つの震度が計算される。さらに、この震度をある地域毎に平均されたものがその地域での震度（以後、アンケート震度と称す）として評価される。図 2.2.2 にアンケート震度の計算手法を示す。

アンケート震度の特徴としては、

- ① 基本的には、従来の気象庁震度に対応した体感震度である
- ② アンケート調査票 1 枚ごとに震度が算出でき、通常はある一定地域で集計され平均化などの処理を施されてアンケート震度として評価される。
- ③ 集計化を伴う以上、ある程度面的な広がりをもつ震度である。
- ④ 気象庁観測点がある市町村ごとのアンケート震度を、小数第 2 位を切り捨てて小数第 1 位を四捨五入した整数値は、その地点での気象庁震度（体感震度）と良く対応する。などが挙げられる。

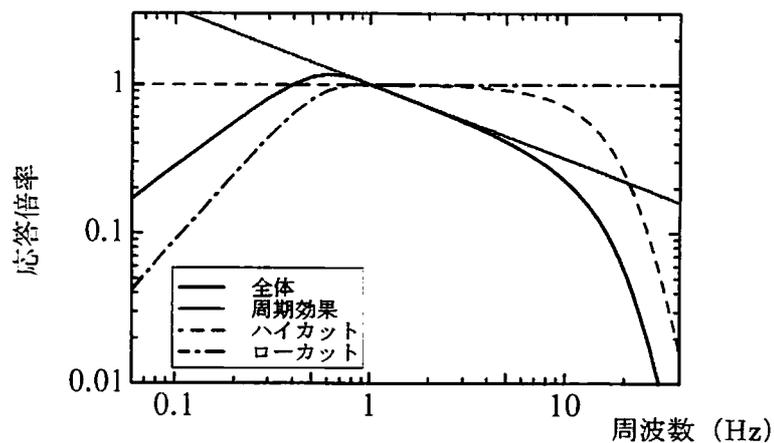


図 2.2.1 計測震度のフィルター特性

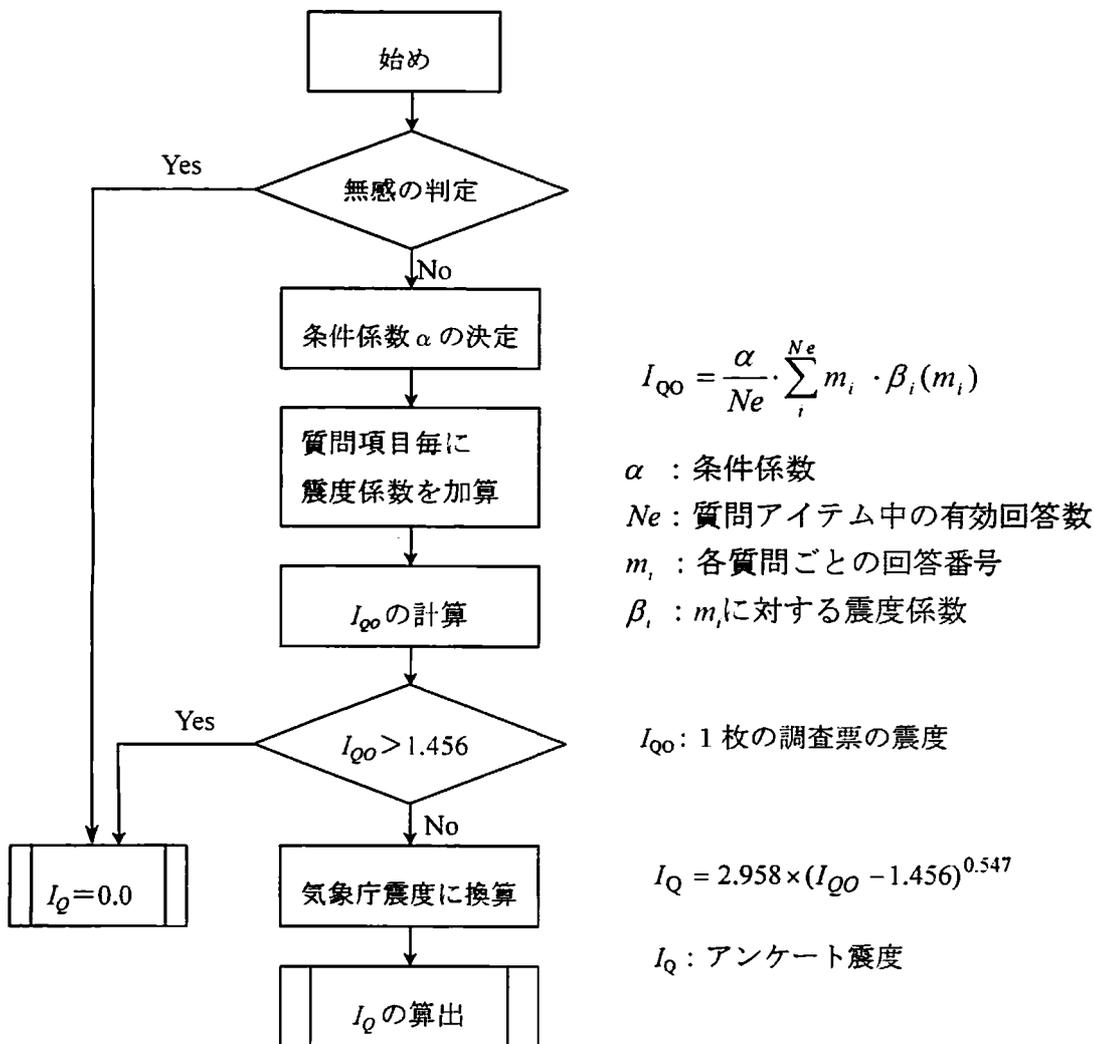


図 2.2.2 アンケート震度の計算方法

2. 2. 3 九州で発生した地震の計測震度と物理量の対応

(1) 震度と物理量を示す従来の経験式

震度と物理量の関係については、河角²⁾を代表として、翠川・福岡⁵⁾、童・山崎ら⁶⁾など多くの研究者によって検討がなされてきている。

河角は、震度と最大加速度の関係について、石本によってまとめられた昭和14年までの地震に関して、東京大学地震研究所における最大加速度と中央气象台（現気象庁）の震度との関係を統計的に解析し、次の関係を示した。

$$A=0.45 \cdot 10^{(I/2) \cdot I} \quad [\text{または、} I=2\log(A)+0.7] \quad (2.2.1)$$

$$A=0.800 \cdot 10^{(I/2) \cdot I} \quad (\text{上限}) \quad (2.2.2)$$

$$A=0.235 \cdot 10^{(I/2) \cdot I} \quad (\text{下限}) \quad (2.2.3)$$

ここに、 A ：最大加速度($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)

I ：従来の気象庁震度

この経験式は、観測地点が特定されており、対応する震度の範囲も限られている。そこで、翠川・福岡は、複数の地点で観測された広い範囲の震度の地震記録を用いて、震度の持つ物理的な意味や震度と物理量との対応関係について考察している。解析に用いられた地震観測記録は、表 2.2.2 に示す地震の際に各地の強震計で得られた記録と横浜地方气象台、仙台管区气象台および水戸地方气象台で観測された 226 組の地震記録である。また、対応する震度は、各气象台発表の震度を用い、一部はアンケート調査および現地調査による結果も参照している。これらのデータを解析した結果、次の関係を示した。

$$\log(A)=0.46 \cdot I+0.05 \pm 0.27 \quad (I=\text{I} \sim \text{V}) \quad (2.2.4)$$

$$\log(A)=0.58 \cdot I-0.43 \pm 0.25 \quad (I=\text{III} \sim \text{V}) \quad (2.2.5)$$

ここに、 A ：水平 2 成分を合成した最大加速度($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)

I ：従来の気象庁震度

河角によると震度ⅢとⅣ、ⅣとⅤの境界に対応する平均的な最大加速度は、それぞれ、25gal、80gal となるのに対して、翠川・福岡の関係では、それぞれ、46gal、132gal となり、河角のものより 50%以上大きくなっている。この点について、翠川・福岡は、河角が解析に用いた記録が地表面ではなく、建物の地下階の記録を用いたことによる地震波の入力損失の影響、ある限定された地点のデータしか利用できなかった点を指摘している。

計測震度と最大加速度の関係については、童・山崎らが先駆的に研究を行っている。使用したデータは、震源近傍の記録として、1995 年兵庫県南部地震および 1994 年米国ノースリッジ地震、広範囲に記録の得られた地震として、1993 年釧路沖地震、1993 年北海道南

西沖地震、1994年北海道東方沖地震、1994年三陸はるか沖地震、中小規模の地震として、1992年東京湾地震、1995年兵庫県南部地震の余震記録など加えた、205地点の記録を用いている。主な地震の諸元を表 2.2.3 に示す。これらのデータを解析した結果、以下の関係を示している。

$$I_K = 1.89 \cdot \log(A) + 0.59 \pm 0.281 \quad (2.2.6)$$

ここに、 A ：水平・上下成分のなかで最も大きい最大加速度($\text{gal} = 10^{-2} \text{m/s}^2$)

I_K ：計測震度

童・山崎らの関係から震度ⅢとⅣ、ⅣとⅤの境界に対する平均的な最大加速度を計算すると、それぞれ、35gal、117galとなり、河角と翠川・福岡のほぼ中間的な値となっている。図 2.2.3 に各々の震度と最大加速度の関係を示す。

表 2.2.2 翠川・福岡が用いた主な地震の諸元

西暦	地震名	気象庁マグニチュード M_{JMA}	震源深さ (km)
1968年	十勝沖地震	7.9	0
1973年	根室半島沖地震	7.4	40
1975年	大分県中部地震	6.4	0
1978年	伊豆大島近海地震	7.0	0
1978年	宮城県沖地震(2月)	6.7	50
1978年	宮城県沖地震(6月)	7.4	40
1980年	伊豆半島東方沖地震	6.7	10
1982年	浦河沖地震	7.1	40
1983年	日本海中部地震	7.7	14

表 2.2.3 童・山崎らが用いた主な地震の諸元

西暦	地震名	気象庁マグニチュード M_{JMA}	震源深さ (km)
1993年	釧路沖地震	7.8	101
1993年	北海道南西沖地震	7.8	35
1994年	北海道東方沖地震	8.1	23
1994年	三陸はるか沖地震	7.5	0
1995年	兵庫県南部地震	7.2	14

翠川・福岡および童・山崎らは、震度と最大速度の関係についても検討しており、それぞれ以下の関係を示している。

翠川・福岡

$$\log(V)=0.53 \cdot I-1.32 \pm 0.32 \quad (I=I \sim V) \quad (2.2.7)$$

$$\log(V)=0.65 \cdot I-1.72 \pm 0.23 \quad (I=III \sim V) \quad (2.2.8)$$

ここに、 V ：水平 2 成分を合成した最大速度(kine= 10^{-2} m/s)

I ：従来の気象庁震度

童・山崎ら

$$I_k=2.01 \cdot \log(V)+2.30 \pm 0.418 \quad (2.2.9)$$

ここに、 V ：水平、上下成分をのうち最も大きい最大速度(kine= 10^{-2} m/s)

I_k ：計測震度

翠川・福岡および童・山崎らの震度と最大速度の関係を図 2.2.4 に示す。また、震度 III と IV、IV と V の境界に対する平均的な最大速度は、それぞれ、3.4kine、11kine と 3.9kine、12kine となり、概ね両者は一致していることがわかる。

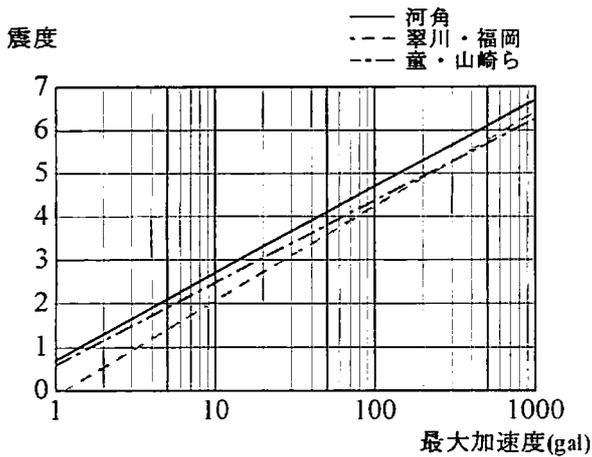


図 2.2.3 震度と加速度の関係

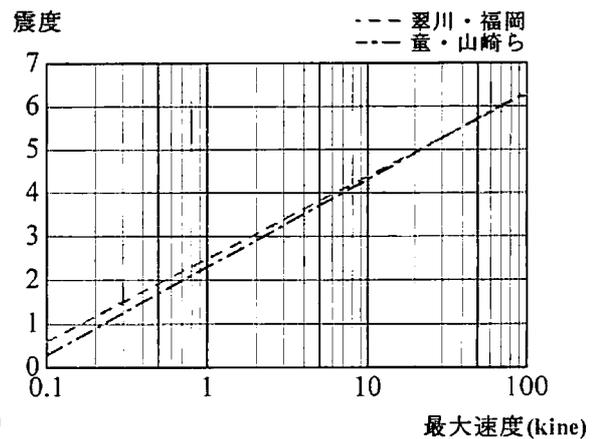


図 2.2.4 震度と速度の関係

(2) 地震データ

前項では、既往の震度と物理量の関係について述べたが、ここでは、1996年10月以来M6クラスの地震が発生している九州に地域を限定して、震度と物理量の関係について検討した。

用いた地震記録は、1996年10月から1998年12月まで、科学技術庁防災科学研究所強震ネット(K-NET)⁷⁾で観測された九州・周辺地域の内陸部および日向灘で発生した地震である。解析に用いた地震動データは、136地震(M=3.2~6.6; 気象庁発表)、3077記録波形(286地点)のデータ(震度I=0.0~5.9)である。

地震のメカニズムはさまざまであり、震源の深さは5~100kmの広範囲に分布しているが、60km未満のものが殆どである。特に、内陸部の地震は主にマグニチュードM6程度以下、震源深さ50km以浅の地震であることが指摘できる。震央分布、震源深さの分布、マグニチュードの頻度分布および計測震度の頻度分布を図2.2.5、図2.2.6、図2.2.7および図2.2.8に示す。

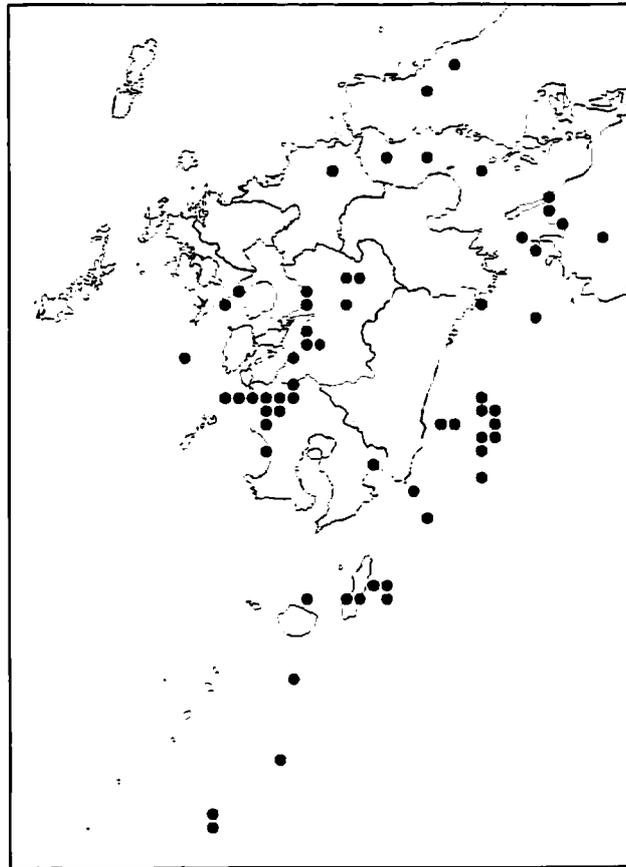


図 2.2.5 解析に用いた地震の震央分布図

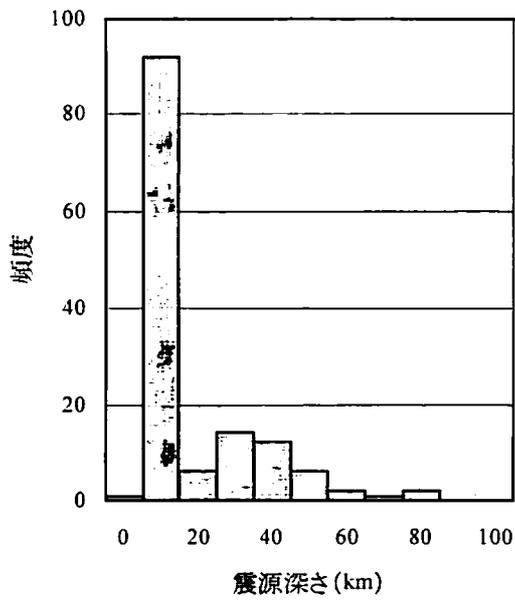


図 2.2.6 震源深さの頻度分布図

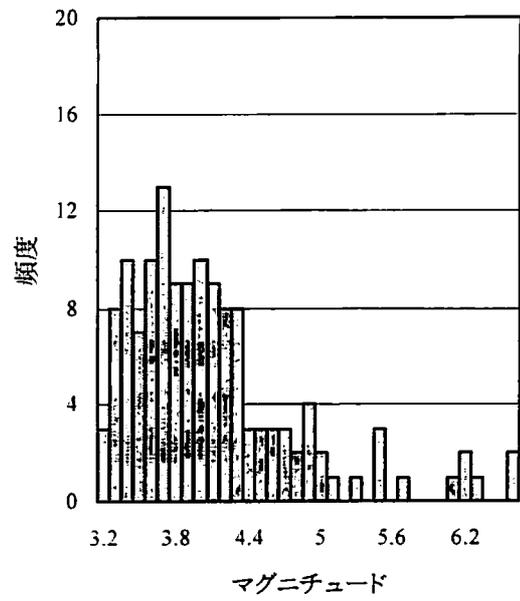


図 2.2.7 マグニチュードの頻度分布図

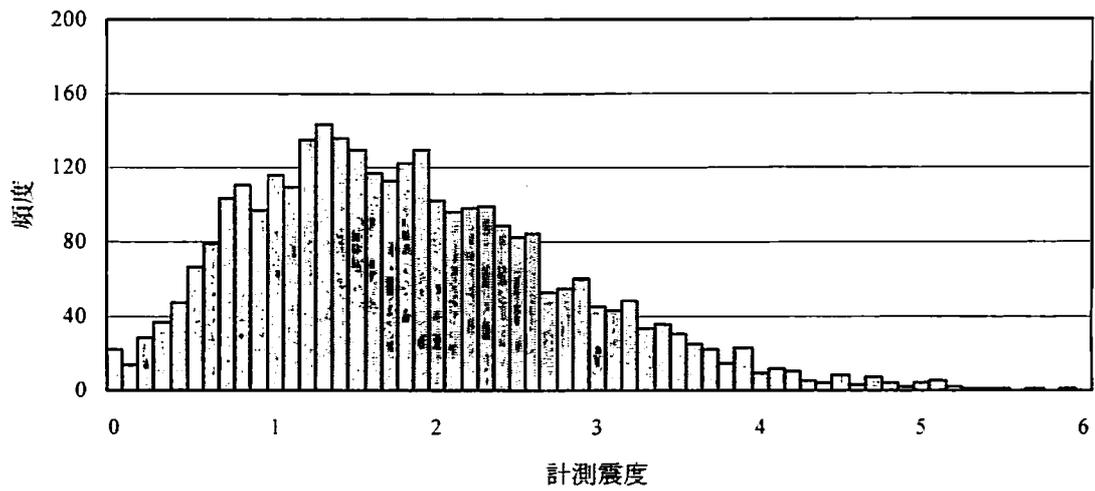


図 2.2.8 計測震度の頻度分布図

(3) 計測震度と最大加速度の関係

本項では、九州・周辺部で発生した地震の計測震度と最大加速度の対応について検討を行う。なお、最大加速度値は、水平2成分のうち、大きい方の値を採用した。

今回対象とした全記録について、計測震度と最大加速度の関係を図 2.2.9 に示す。震度に対する最大加速度の関係は、同じ震度でも最大加速度値に 10 倍程度の差が見受けられる。このことは、地表面で観測される地震記録に含まれている地震の震源メカニズム、伝播経路、深層地盤構造、表層地盤構造など様々な要因があるものと推察されるが、ここでは、地震の規模を示すマグニチュード M に限定して検討する⁸⁾。

図 2.2.10 にマグニチュード毎の計測震度と最大加速度の関係について示す。全地震に対する関係より、マグニチュード毎に検討してみると両者の相関は比較的良好なことが確認できる。そこで、計測震度(I_k)を目的変数、最大加速度(A)を説明変数とした回帰モデルを

$$I_k = a_0 \log(A) + b_0 \quad (2.2.10)$$

を用いて、マグニチュード別の回帰分析を行った。各マグニチュードにおける計測震度と最大加速度の相関係数の関係を図 2.2.11 に示す。マグニチュードの小さい領域では、やや相関が悪いものの、総じて、相関係数 0.8 以上は期待できる。さらに、回帰分析から求めた係数 a_0 、 b_0 とマグニチュードとの関係を図 2.2.12 に示す。係数 a_0 、 b_0 とともに、マグニチュードの変化に対応する影響が確認できる。さらに、この係数 a_0 、 b_0 をそれぞれ目的変数として、マグニチュード M に関する回帰式は

$$a_0 = 0.09M + 1.26 \quad (2.2.11)$$

$$b_0 = 0.31M - 1.30 \quad (2.2.12)$$

となる。特に b_0 値は a_0 値に比べ 2 倍以上大きくなり、マグニチュード M の変化に対し、震度は b_0 値により相対的に大きな変動を示すことになる。そこで、係数 a_0 、 b_0 を式(2.2.10)に代入し、マグニチュード M の変化を介した、計測震度と最大加速度との関係式を求め、式(2.2.13)に示す。

$$I_k = (0.09M + 1.26) \log(A) + 0.31M - 1.30 \quad (2.2.13)$$

ここに、 I_k ：計測震度、 A ：水平2成分内の最大加速度($\text{gal} = 10^{-2} \text{m/s}^2$)

M ：気象庁マグニチュード

図 2.2.10 には、マグニチュード毎の計測震度と最大加速度との回帰式：式(2.2.13)を実線で示す。また、既存の経験式との比較のため、代表例として童・山崎ら⁹⁾の式(2.2.6)も併せて破線で示す。これより、同じ最大加速度であってもマグニチュードが大きいほど計測震度も大きく評価されることが確認できる。

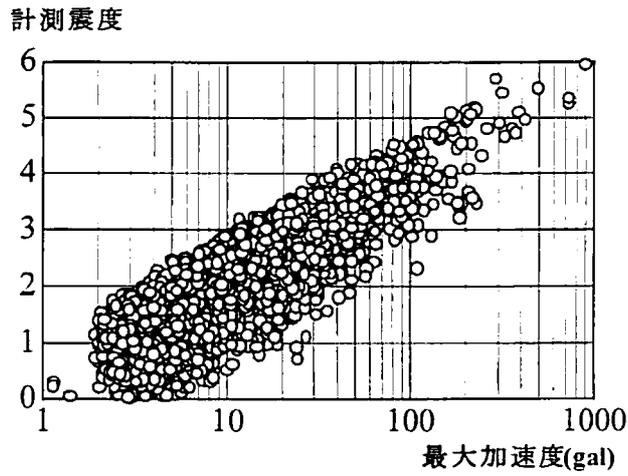


図 2.2.9 計測震度と最大加速度の関係

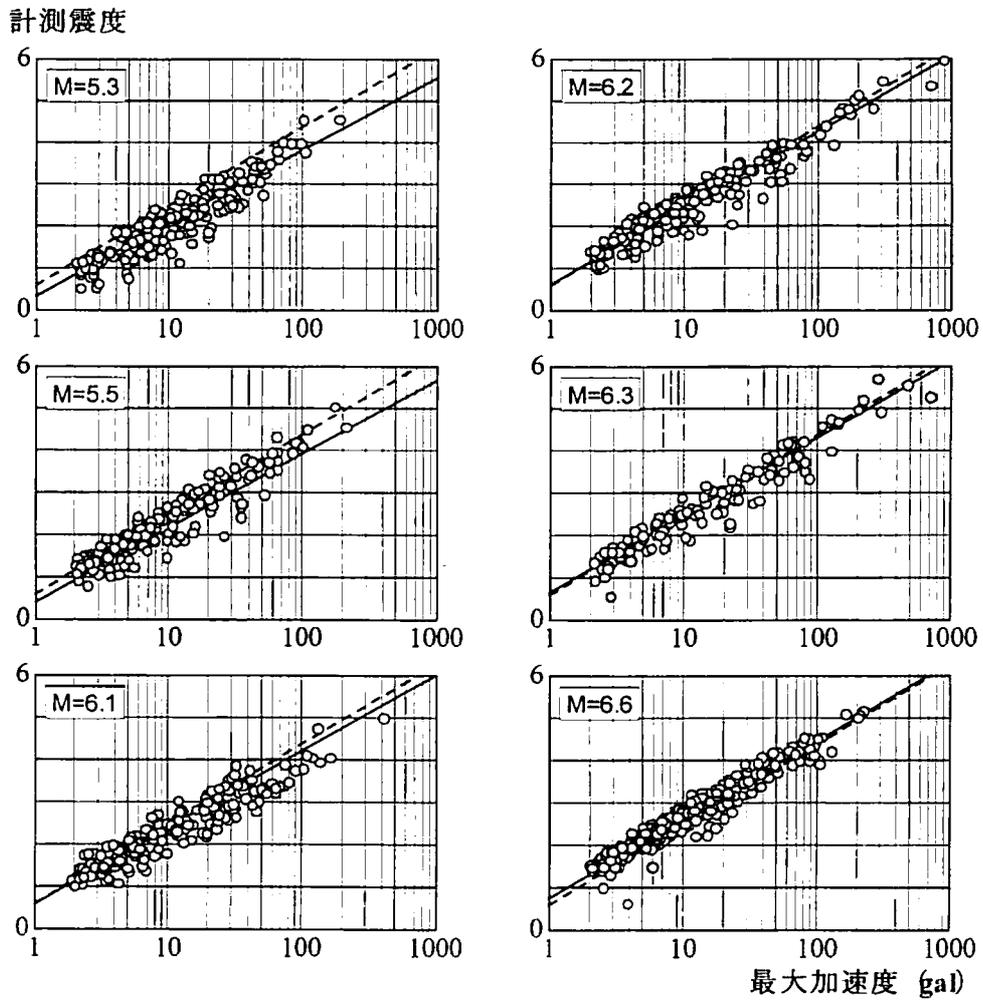


図 2.2.10 マグニチュード別の計測震度と最大加速度の関係
(実線：(2.2.13) 式；破線：(2.2.6) 式)

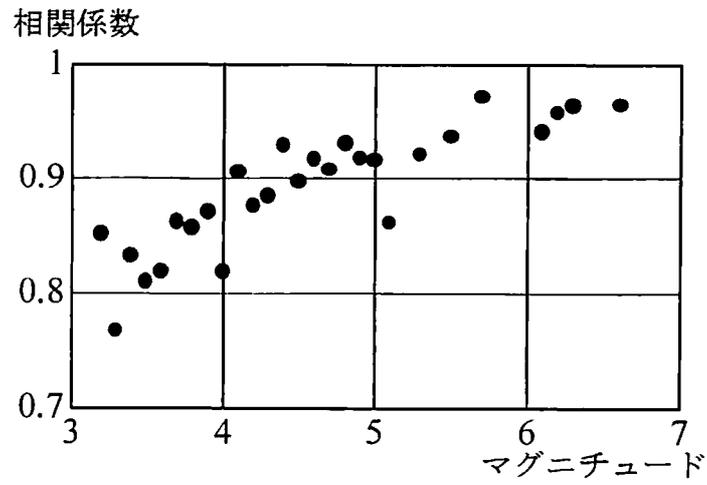


図 2.2.11 マグニチュード別の震度と最大加速度の相関

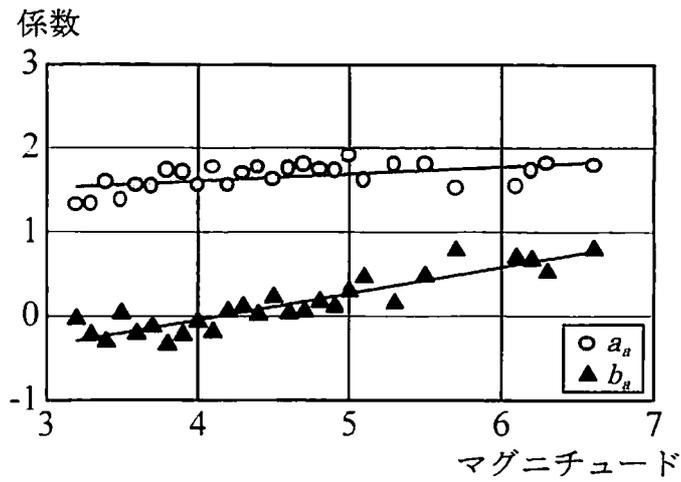


図 2.2.12 マグニチュードと係数 a_g および b_g の関係

(4) 計測震度と最大速度の関係

最大加速度の場合と同様、計測震度と最大速度との関係を図 2.2.13 に、マグニチュード毎の関係を図 2.2.14 に示す。これより、最大加速度に比較して同じ震度に対する最大速度のばらつきが小さく約 3 倍程度であり、計測震度との相関は極めて良いことが確認できる。また、マグニチュードの変化による影響がそれほど見受けられない。しかし最大加速度の場合と同様、最大速度のマグニチュードに対する影響を検討するため、計測震度 (I_k) を目的変数、最大速度(V)を説明変数とした回帰モデル

$$I_k = a_v \log(V) + b_v \quad (2.2.14)$$

を用いて分析を行った。各マグニチュードにおける計測震度と最大速度の相関関係を図 2.2.15 に、回帰分析から求められた係数 a_v 、 b_v とマグニチュードとの関係を図 2.2.16 に示す。係数 a_v 、 b_v とともに、マグニチュードの変化に対する影響は小さいが計測震度に反映することは確認できる。しかし、係数 b_v と係数 a_v の関係が最大加速度の場合と比べ逆転しているが、係数自体の変動は小さく、安定していることがわかる。さらに、係数 a_v 、 b_v を目的変数として、マグニチュード M を説明変数として回帰すると、

$$a_v = 0.07M + 1.55 \quad (2.2.15)$$

$$b_v = -0.02M + 2.66 \quad (2.2.16)$$

が得られる。そこで、前項と同様、係数 a_v 、 b_v を(2.2.14)式に代入し、マグニチュードの変化を介した計測震度と最大速度との関係式を式(2.2.17)に示す。

$$I_k = (0.10M + 1.54) \log(V) - 0.01M + 2.59 \quad (2.2.17)$$

ここに、 I_k ：計測震度、 V ：水平 2 成分の内の最大速度(kine= 10^2 m/s)

M ：気象庁マグニチュード

図 2.2.14 にマグニチュード毎の計測震度と最大速度との関係と併せて式(2.2.17)を実線で示す。また、既存の経験式との比較のため、代表例として童・山崎ら⁶⁾の式(2.2.9)も併せて破線で示す。これより、計測震度はマグニチュードによる影響が極めて少なく、最大速度によりほぼ一義的に評価できることが確認できる。

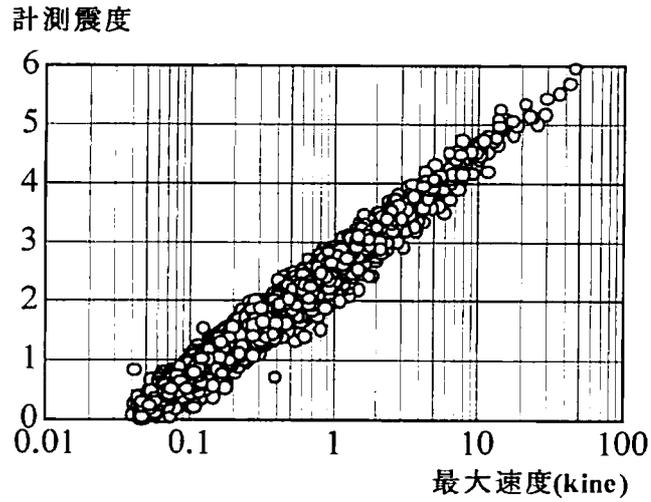


図 2.2.13 計測震度と最大速度の関係

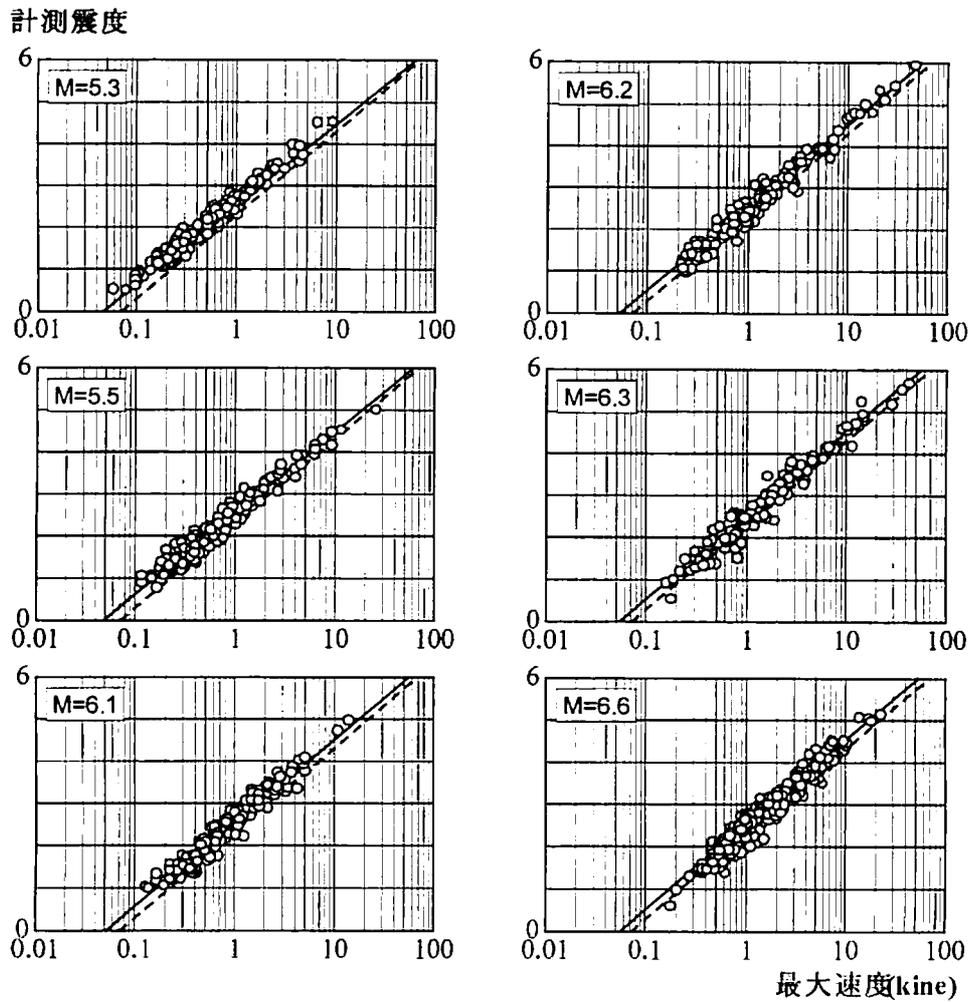


図 2.2.14 マグニチュード別の計測震度と最大速度の関係

(実線 : 式 (2.2.17) ; 破線 : 式 (2.2.9))

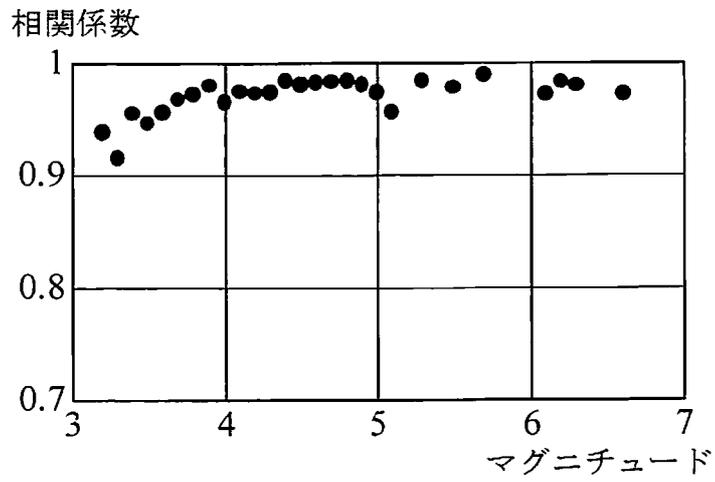


図 2.2.15 マグニチュード別の震度と最大速度の相関

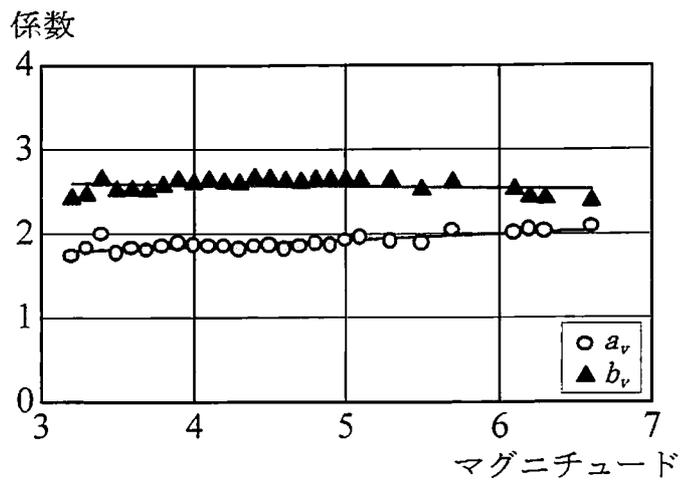


図 2.2.16 マグニチュードと係数 a_v および b_v の関係

(5) 既存の経験式および提案した経験式の評価

既存の経験式と提案した経験式の比較検討を行う。そのため、実測された最大加速度値および最大速度値を用いて、それぞれの経験式から計算される震度（推定震度）と実測された計測震度との震度差を求め、その平均値（ m_a ：最大加速度によるもの、 m_v ：最大速度によるもの）とマグニチュードとの関係を図 2.2.17 および図 2.2.18 に併せて示す。

最大加速度を説明変数とした場合、本研究で提案した経験式（式(2.2.13)および式(2.2.17)）は $m_a \neq 0$ で、ばらつきも少ないことが確認できる。他方、既存の経験式ではマグニチュードが小さくなるにつれて m_a の絶対値が大きくなり、マグニチュード M が 6 以上になると m_a は暫時 0 に近似して行くことが分かる。これは、中小規模の地震（ $M \leq 6$ ）の場合、既存の経験式では震度を大きく与えすぎていることになる。本項で提案した経験式は中小規模の地震においても震度差が少なく、既存の経験式よりもよく計測震度を精度良く評価していることが確認できる。最大速度を説明変数とした場合は、既存のあるいは本研究で提案した各経験式いずれも、 m_v のマグニチュード M の違いによる影響は小さく、そのばらつきも極めて少ないことが確認できる。

また、両者の相関性を検討するため、マグニチュード毎に相関係数および相関係数だけでは表しきれない非相関成分を評価する誤差の標準偏差を示す指標値 ν （式（2.2.18）参照）を求め、表 2.2.4 に示す。

$$\nu = \sigma_I \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \quad (2.2.18)$$

ここに、 σ_I ：計測震度の標準偏差

γ ：相関係数

本項で提案した経験式は共に、概ね相関係数は 0.8 以上、指標値 ν は 0.4 以下であり、既存の経験式に比較して、より精度の高い経験式であることが確認できる。

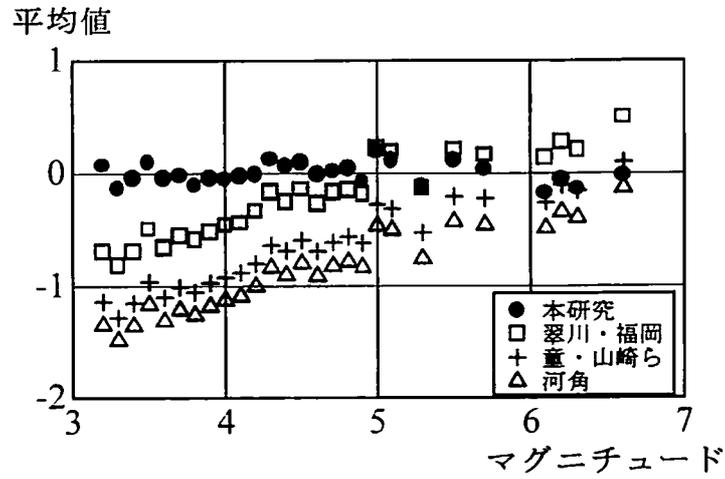


図 2.2.17 計測震度と最大加速度を用いた経験式による震度の震度差の平均値 (m_a) とマグニチュードの関係

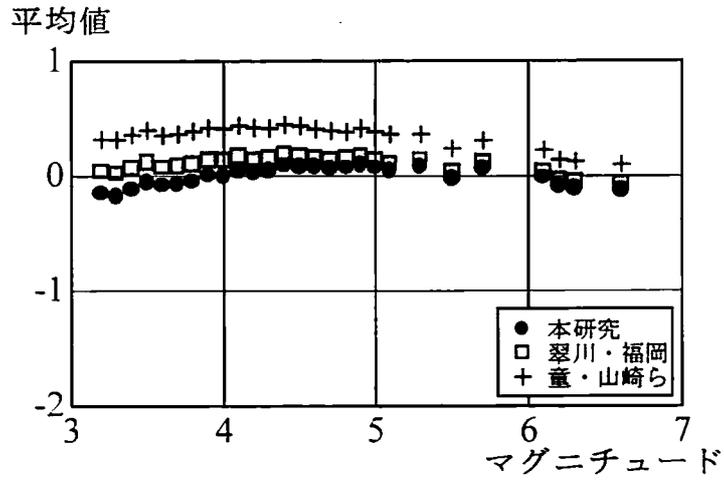


図 2.2.18 計測震度と最大速度を用いた経験式による震度の震度差の平均値 (m_v) とマグニチュードとの関係

表 2.2.4 計測震度と提案した経験式による震度の
相関係数と誤差の標準偏差を示す指標値 ν

気象庁マグニチュード M_{JMA}	最大加速度		最大速度	
	相関係数	指標値 ν	相関係数	指標値 ν
3.2	0.85	0.32	0.94	0.21
3.3	0.77	0.39	0.92	0.24
3.4	0.83	0.39	0.95	0.21
3.5	0.81	0.34	0.95	0.19
3.6	0.82	0.42	0.96	0.21
3.7	0.86	0.34	0.97	0.17
3.8	0.86	0.38	0.97	0.17
3.9	0.87	0.37	0.98	0.15
4.0	0.82	0.38	0.96	0.17
4.1	0.91	0.33	0.97	0.18
4.2	0.88	0.33	0.97	0.16
4.3	0.88	0.29	0.97	0.14
4.4	0.93	0.30	0.98	0.14
4.5	0.90	0.31	0.98	0.14
4.6	0.92	0.32	0.98	0.15
4.7	0.91	0.35	0.98	0.15
4.8	0.93	0.33	0.98	0.16
4.9	0.92	0.33	0.98	0.16
5.0	0.92	0.22	0.97	0.13
5.1	0.86	0.27	0.96	0.16
5.3	0.92	0.32	0.98	0.15
5.5	0.94	0.31	0.98	0.19
5.7	0.97	0.25	0.99	0.15
6.1	0.94	0.28	0.97	0.19
6.2	0.96	0.30	0.98	0.19
6.3	0.96	0.30	0.98	0.22
6.6	0.96	0.22	0.97	0.20

2. 2. 4 九州で発生した地震におけるアンケート震度と気象庁震度階級の関係

(1) アンケート震度調査の概要

筆者らは九州周辺地域で比較的規模の大きな地震が発生した際に、アンケート震度調査をおこなっており、各行政単位の精密震度分布図の作成と地震動被害との比較検討、震源距離による震度の減衰性、ボーリング資料などを参考にした地盤特性と震度との関係について研究をおこなってきた。これによりアンケート調査による震度 I_Q と震源距離による減衰式⁹⁾から求められる震度 I_A との震度差 $dI(=I_Q-I_A)$ を導入し、震度差 dI と地盤の地質学的、土質工学的指標との関係を明らかにし、これら地盤の諸指標を説明変数とした震度増分予測式から、Seismic Microzoning Map の作成および地震被害と震度との関係を確認してきた。また、解析対象地域を熊本市に設定し高密度な震度分布特性を解明しており、さらには地震地盤危険度の評価をおこなっている^{10),11),12)}。

ここでは、1996年10月19日($M=6.6$)、12月3日($M=6.6$)に日向灘で発生した地震と、1997年3月26日($M=6.5$)と5月13日($M=6.2$)に発生した鹿児島県北西部地震を対象に、改訂された気象庁震度とアンケート震度の対応を検討する。以後、両地震の発生年月を地震名の頭部に1996/10/19等と付加して使用する。

解析対象とした地震は、表2.2.5に示す4個の地震である。アンケート震度調査は、各市町村役場の職員および家族を対象に20~30枚を基本として配布した。特に、熊本市および鹿児島県北西部地震の際の被災地域には、多めに配布している。また、1997年5月13日の鹿児島県北西部地震に対しては、鹿児島県のみを対象としている。各県ごとのアンケート調査票配布状況を表2.2.6に示す。

アンケート震度の算出には、回収された調査票1枚毎にアンケート震度の計算を行い、各行政単位ごとに集計し、有効枚数5枚以上を基本として、単純平均してアンケート震度を求めている。市町村ごとのアンケート震度とK-NET観測記録から算出した計測震度による震度分布を、1996/10/19日向灘地震については図2.2.19に、1997/03/26鹿児島県北西部地震を図2.2.20に示す。

1996/10/19日向灘地震の震度分布をみると、震央に近い地域での I_Q は得られていないが $I_Q > 4.0$ の地域は、宮崎市の一部、日南市および串間市の太平洋沿岸であった。また、等震度線をみると、計測震度分布と同様に全体的に南北方向に伸びる震度分布となっている。

1997/03/26鹿児島県北西部地震による精密震度分布では、鹿児島県の回収率が低かったため、震央域での詳細な震度が得られていないが、等震度線をみると、東西方向に伸びる楕円形をしており、計測震度分布と良く対応していることが確認できる。1996/10/19日向灘地震の等震度線と比較すると、震度3.0以上の地域が小さく、震央から離れるにしたがって急激に震度が減衰していることが確認される。このように精密震度分布を作成することで、九州全域における震度分布の特徴を捉えることができ、有感の範囲や等震度線の形状から各地震の大まかな特徴を確認することができる。

表 2.2.5 解析に用いた地震の諸元

		日向灘地震		鹿児島県北西部地震	
発震日時		1996/10/19 23:44	1996/12/3 7:17	1997/3/26 17:31	1997/5/13 14:38
震央位置		31°48'N 132°00'E	31°47'N 131°38'E	31°58.16'N 132°21.68'E	31°57'N 130°18'E
震源深さ		39km	35km	12km	8km
M _{JMA}		6.6	6.6	6.5	6.2
気象庁 震度	6弱				川内市中郷
	5強			川内市中郷 阿久根市赤瀬川 宮之城町屋地	宮之城町屋地
	5弱	宮崎市和知川原 鹿屋市新栄町	宮崎市和知川原 鹿屋市新栄町		阿久根市赤瀬川

表 2.2.6 調査表配布状況

	1996/10/19 日向灘地震		1996/12/19 日向灘地震		1997/3/26 鹿児島県北西部地震		1997/5/13 鹿児島県北西部地震	
	配布枚数	回収枚数	配布枚数	回収枚数	配布枚数	回収枚数	配布枚数	回収枚数
福岡県	2260	817	2110	1241	2220	1190	-	-
佐賀県	980	137	980	527	980	488	-	-
長崎県	1560	49	1560	642	1600	766	-	-
熊本県	4780	3737	3000	1796	6250	3556	-	-
大分県	1860	618	1740	699	1740	709	-	-
宮崎県	4700	3862	1320	582	1320	710	-	-
鹿児島県	4060	1854	3000	730	5600	1703	3450	2049
合計	20200	11074	13710	6217	19710	9122	3450	2049
回収率	55%		45%		46%		59%	

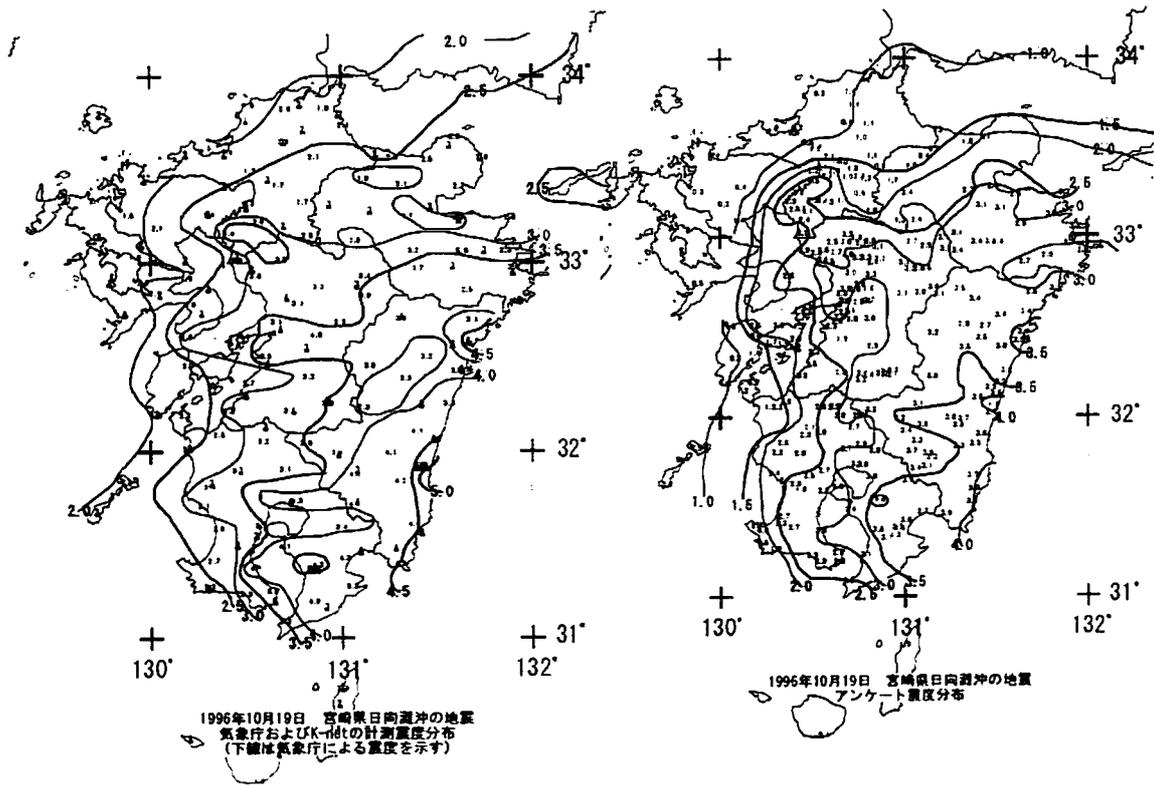


図 2.2.19 1996/10/19 日向灘地震における計測震度分布とアンケート震度分布の対応

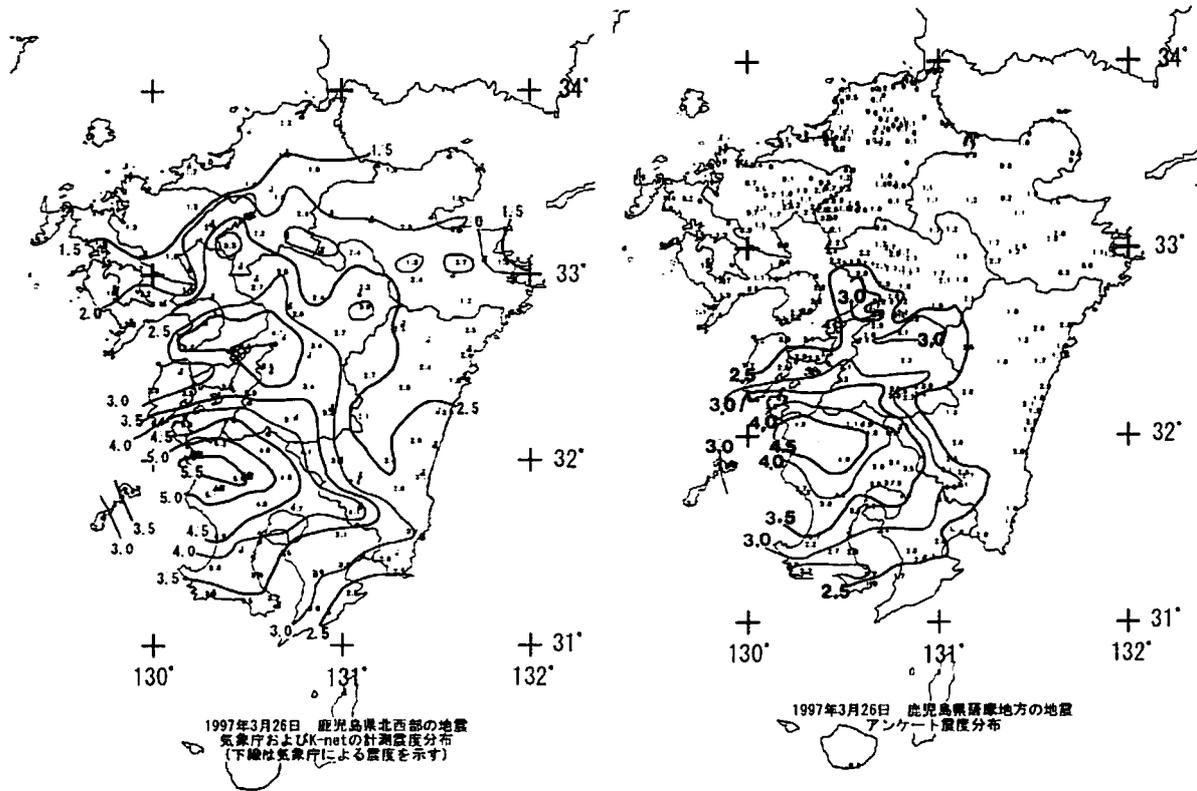


図 2.2.20 1997/03/26 鹿兒島県北西部地震における計測震度とアンケート震度分布の対応

(2) アンケート震度と計測震度の対応

アンケート震度は市町村あるいは大字ごとに集計された面的な震度と定義でき、低震度領域では、有感・無感の混在した震度となる。他方、計測震度は、地震観測場所における点としての震度で、地震計が感知した有感のみを扱った震度といえる。

鶴来ら¹³⁾は、1995年兵庫県南部地震を対象に、大阪府下の高校生および職員を対象としたアンケート震度調査から、アンケート震度と計測震度の対応について検討し、アンケート震度が0.8程度小さくなることを指摘しているが、詳細な検討はなされていない。そこで、本項では、対象とするアンケート震度の多くに低震度領域のデータが含まれているため、アンケート震度算出における無感データの取り扱い方の違いから、アンケート震度と計測震度の対応について検討する。なお、ここでの計測震度は、科学技術庁の加速度計ネットワーク K-NET の記録をフィルター処理（前出 図 2.2.1）した震度であり、この場合は特に、 I_{K-NET} と記す。

アンケート震度算出における有感・無感データの取り扱いについては、宮崎ら¹⁴⁾が1988年および1989年に大分県別府市で発生した地震を対象に実施したアンケート震度調査において、低震度領域の有感・無感データを利用することで、その有効性を示している。また、図 2.2.21 に示すように別府市内の町単位で集計された調査票に含まれる有感枚数の割合が、アンケート震度3でほぼ100%になり、震度が小さくなるに従って、一定の割合で

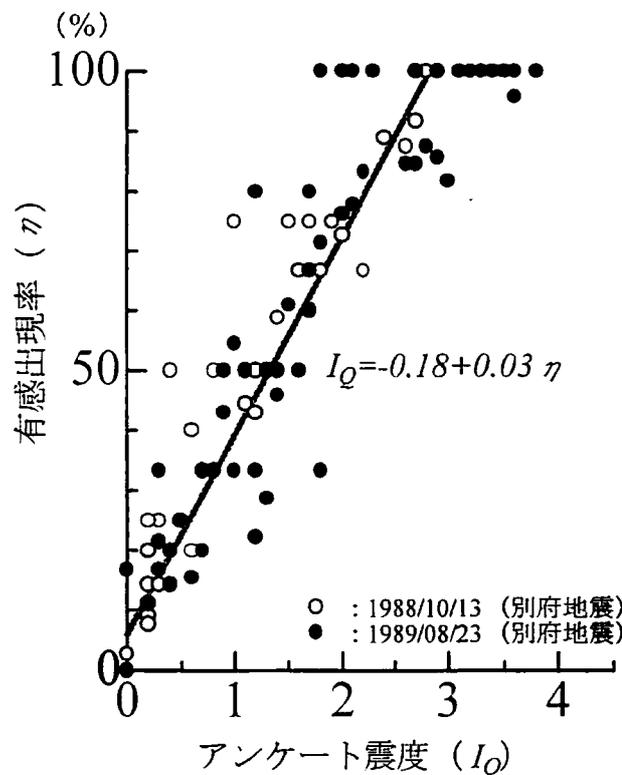


図 2.2.21 アンケート震度と回答者の有感出現率の関係¹⁴⁾

減少することを確認している。このように、低震度領域かつ細かな集計単位でのアンケート震度の算出には、有感・無感を含むデータを用いることで、震度調査票の有効利用と精度の向上を図ることができる。

図 2.2.22 は、計測震度と無感データの有無によるアンケート震度の距離による減衰性を示す。図中の実線は、太田らによる震度の減衰性を表す経験式⁹⁾である。アンケート震度（無感あり）の距離減衰性は、経験式と比較的良好な対応を示すが、他方、計測震度は距離による減衰性がやや鈍い。また、計測震度の距離減衰性とアンケート震度（無感なし）の距離減衰性は両者とも似通った傾向を示すことが分かり、アンケート震度の利用に関して、その目的に応じた震度計算のあり方を示唆するものである。

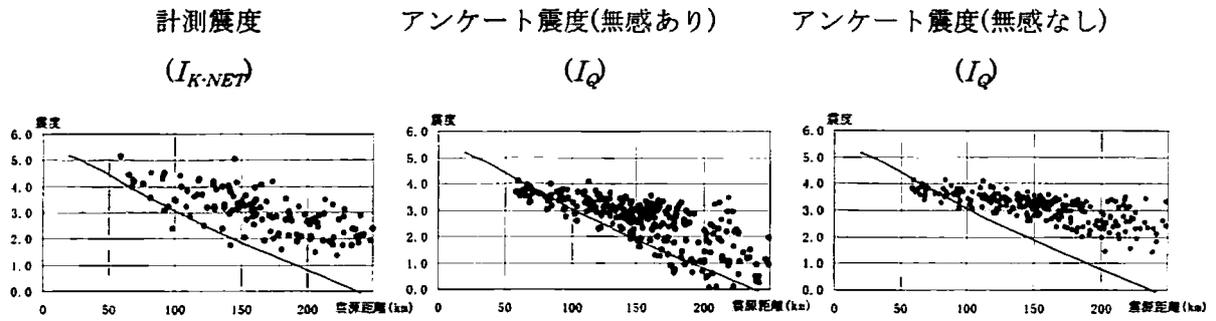
次に、計測震度 (I_{K-NET}) とアンケート調査結果の集計範囲を、K-NET 観測地点から半径 1km の範囲に面積の 5 割以上が含まれる大字の調査票から算出したアンケート震度 (I_Q) との関係について図 2.2.23 に示す。

計測震度とアンケート震度（無感あり）の関係は、全体的に計測震度側へシフトした対応を示すが、無感データを除いたアンケート震度とは、良好な対応を示すことが分かる。また、この関係を傾き 1 の単純な線形関係として式を求めた結果を表 2.2.7 に示す。無感データのあるアンケート震度では、計測震度に比べ 0.54~0.87 の震度差が生じているのに対し、無感データを除いたアンケート震度では、0.15~0.42 の震度差で収まっており、ある程度の誤差を許容できれば、アンケート震度と計測震度の対応は、ほぼ 1 対 1 の関係であることが分かる。

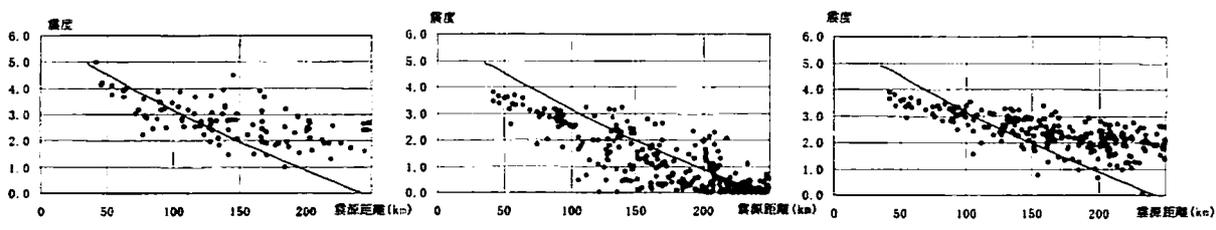
このようにアンケート震度は、その集計方法や無感データの取り扱いなど、詳細な検討を加えることで、計測震度との対応が可能であり、地震観測の無い地点での震度評価、あるいは、地震動強さの検証に有効である。

表 2.2.7 アンケート震度(I_Q)と計測震度(I_{K-NET})の関係

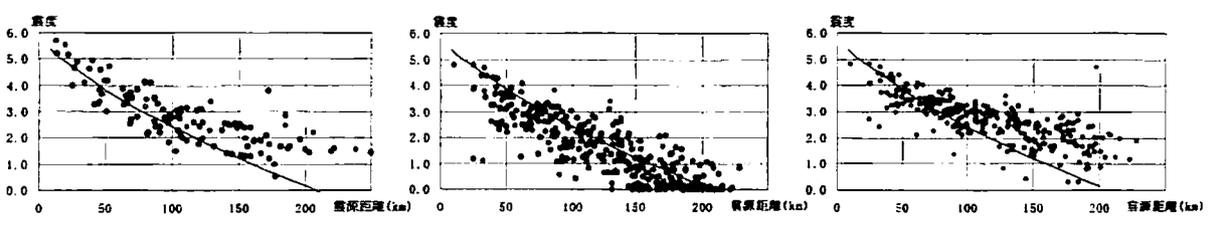
	無感データあり		無感データなし	
	回帰式	相関係数	回帰式	相関係数
1996/10/19 日向灘地震	$I_Q = I_{K-NET} - 0.81$	0.81	$I_Q = I_{K-NET} - 0.22$	0.47
1996/12/03 日向灘地震	$I_Q = I_{K-NET} - 0.87$	0.81	$I_Q = I_{K-NET} - 0.20$	0.54
1997/03/26 鹿児島県北西部地震	$I_Q = I_{K-NET} - 0.70$	0.86	$I_Q = I_{K-NET} - 0.15$	0.73
1997/05/13 鹿児島県北西部地震	$I_Q = I_{K-NET} - 0.54$	0.85	$I_Q = I_{K-NET} - 0.42$	0.71



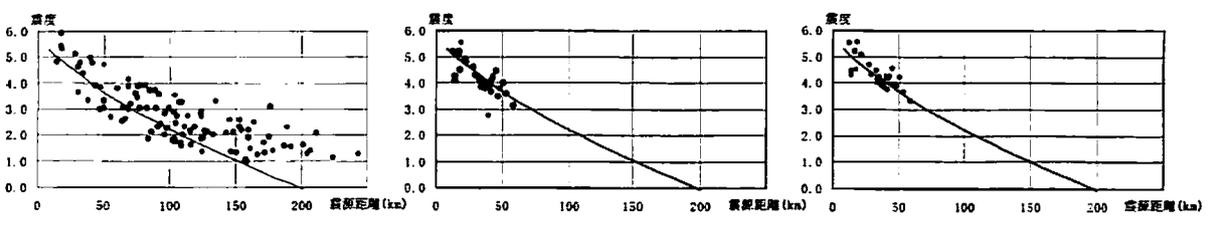
(a) 1996/10/19 日向灘地震



(b) 1996/12/03 日向灘地震

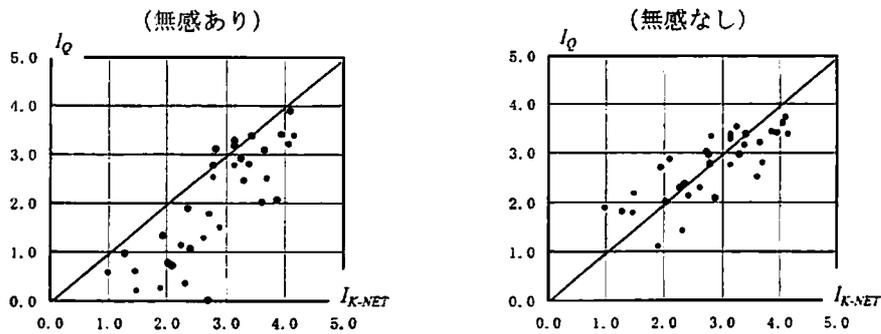


(c) 1997/03/26 鹿児島県北西部地震

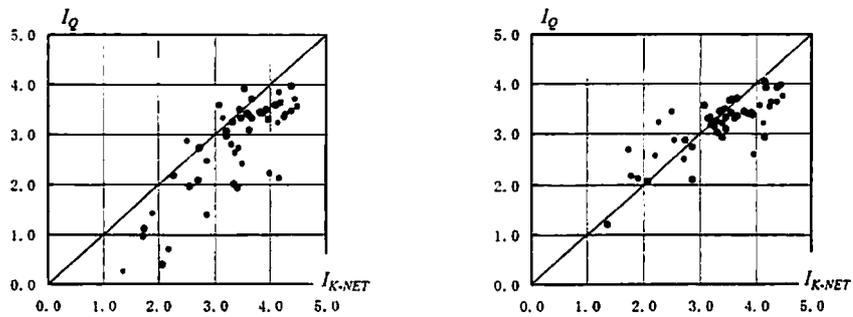


(d) 1997/05/13 鹿児島県北西部地震

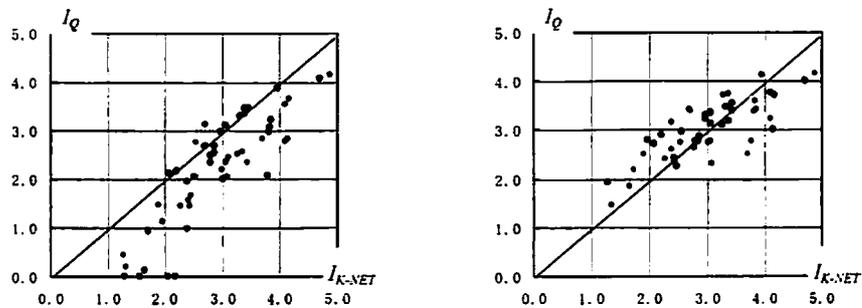
図 2.2.22 震度 (I_{K-NET} および I_Q) の距離減衰性



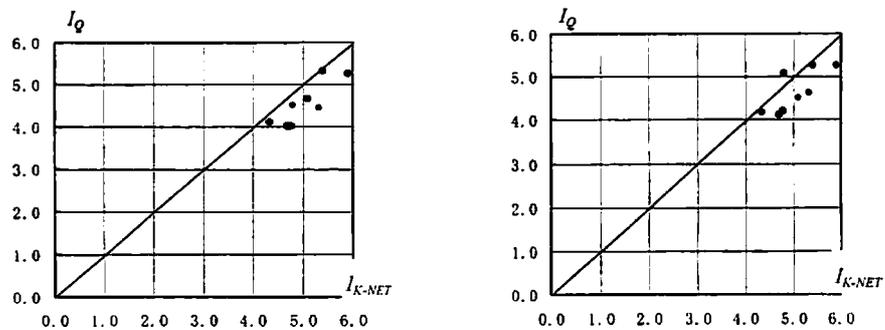
(a) 1996/10/19 日向灘地震



(b) 1996/12/03 日向灘地震



(c) 1997/03/26 鹿児島県北西部地震



(d) 1997/05/13 鹿児島県北西部地震

図 2.2.23 アンケート震度(I_Q)と計測震度(I_{K-NET})の関係

2. 3 1997年鹿児島県北西部地震を対象とした地震動強さと地盤振動特性の関係

2. 3. 1 はじめに

前節では、構造物設計や地震防災資料作成の際に重要な指標となる地表面地震動強さとしての気象庁震度について、強震記録等を基にした解析から検討を行ったが、ここでは、地表面地震動強さに影響を及ぼす地盤振動特性について、実際に被害の発生した地震を対象に考察を行う。本節では、筆者らが被害調査¹⁵⁾を実施した1997年3月と5月に鹿児島県の薩摩地方で発生した地震（以後、鹿児島県北西部地震と称す）を対象として、建物被害と地盤振動特性の関係について、地盤構造の不整形に起因する地震波の増幅特性^{16),17)}との対応から、鹿児島県川内市の事例について検討する。

2. 3. 2 1997年鹿児島県北西部地震の概要

(1) 地震の概要

鹿児島県薩摩地方では、1997年3月から5月にかけて、比較的地震活動が活発化し、同年3月26日に $M=6.5$ 、5月13日に $M=6.2$ の地震が発生して、震央付近および周辺地域では、建物や道路、港湾施設など大きな被害が発生した。構造物や地盤などに被害を及ぼしたと考えられる震度5弱以上を観測した地震の緒元と震央位置を表2.3.1および図2.3.1に示す。3月26日 $M=6.5$ の地震は、北西-南東方向に張力軸を持つ左横ずれの断層運動により発生したと推定されている。また、5月13日の $M=6.2$ の地震はL字型の共役関係にある2つの断層（東西、南北）によるものと推定されている。図2.3.2に断層運動の概念図を示す。

(2) 地震動強さの概要

科学技術庁のK-NET⁷⁾で観測された加速度記録の内、震央域における水平方向の最大加速度分布図、最大速度分布図、最大変位分布図を図2.3.3に示す。観測された最大加速度値は、3月26日の地震で、出水で727gal($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)、阿久根で293gal、宮之城で434gal、川内で211gal、5月13日の地震では、出水で728gal、阿久根で159gal、宮之城で902gal、川内で300galとなっており、観測場所によっては、非常に大きな加速度値を記録しているが、その分布特性は2個の地震いずれも断層の破壊方向に比較して直行する方向で大きい。最大速度値は、30kine($\text{kine}=10^{-2}\text{m/s}$)以上と推定される地点が、3月26日の地震では、阿久根と宮之城、5月13日の地震では宮之城と川内に現れており、断層の破壊進行方向と比較的よく対応した分布となっている。また、最大変位値に関しては、3月26日の地震では、阿久根、5月13日の地震では川内における値が大きく、観測地点の地盤条件に大きく影響されているものと推定される^{18),19)}。

表 2.3.1 鹿児島県北西部地震の諸元

発生日時	1997/03/26 17:31 47.9"	1997/04/03 04:33	1997/04/05 13:24	1997/04/09 23:20	1997/05/13 14:38 27.5"
震央位置	130° 22'E 31° 59'N	130° 19'E 31° 59'N	130° 24'E 31° 58'N	130° 25'E 31° 59'N	130° 18'E 31° 57'N
震源深さ	8km	9km	8km	8km	8km
M _{JMA}	6.5	5.5	4.9	4.8	6.2
気象庁 震度	6 弱				川内市中郷
	5 強	川内市中郷 阿久根市赤瀬川 宮之城町屋地	川内市中郷		宮之城町屋地
	5 弱		阿久根市赤瀬川 宮之城町屋地	川内市中郷 宮之城町屋地	阿久根市赤瀬川

注 3月26日の地震：鶴田町震度6強観測

5月13日の地震：鶴田町震度6強、祁答院町震度6弱を計測 鹿児島県発表

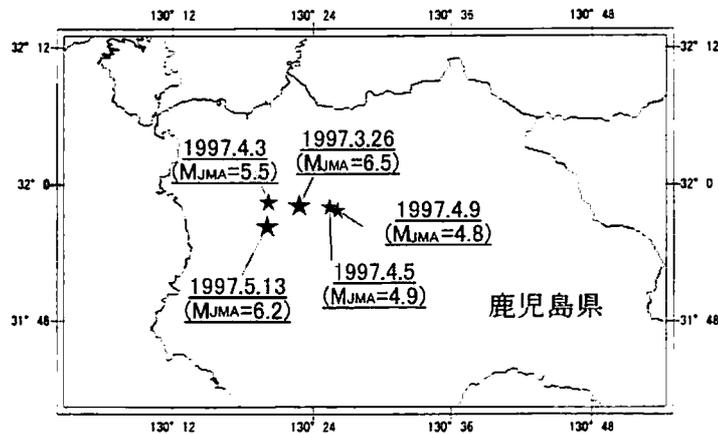


図 2.3.1 震央分布図

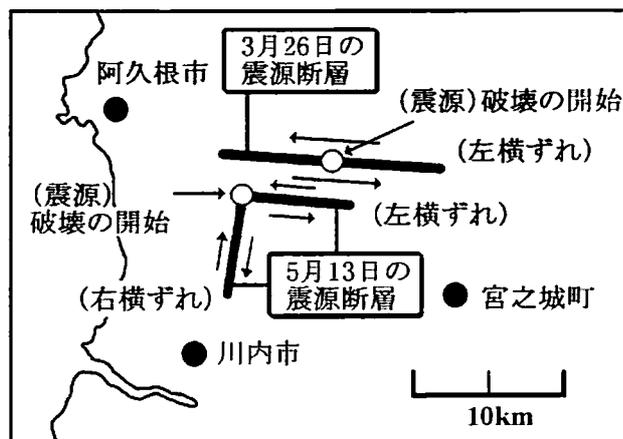
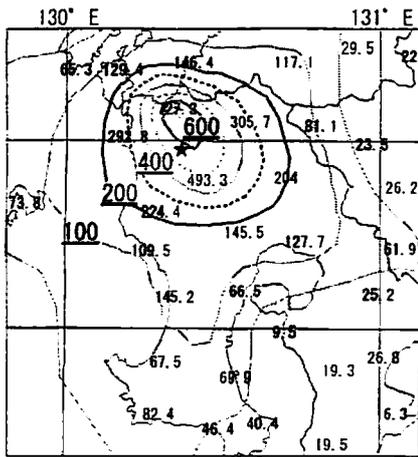
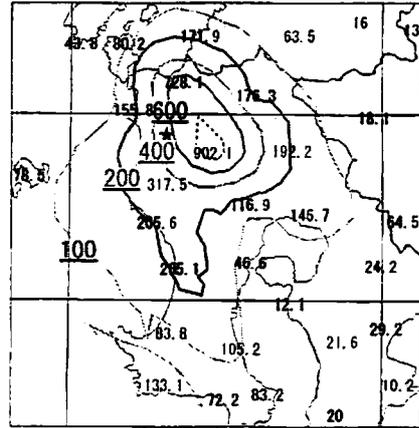


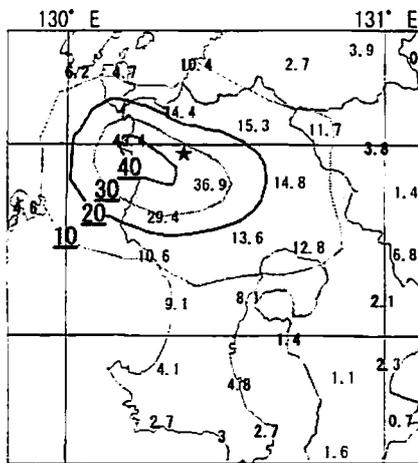
図 2.3.2 断層運動の概念図



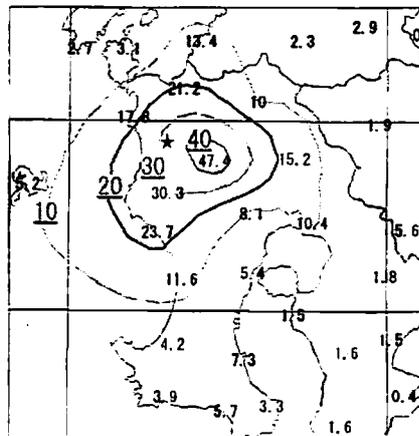
(a)最大加速度($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)



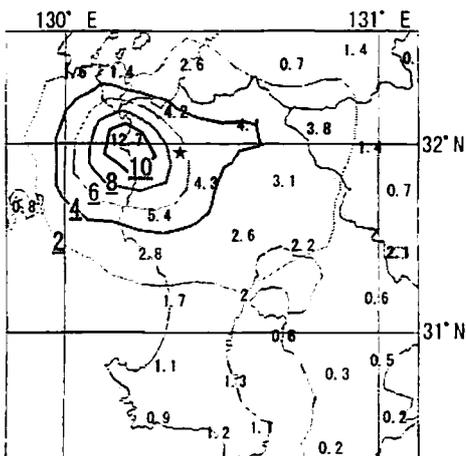
(a)最大加速度($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)



(b)最大速度($\text{kine}=10^{-2}\text{m/s}$)

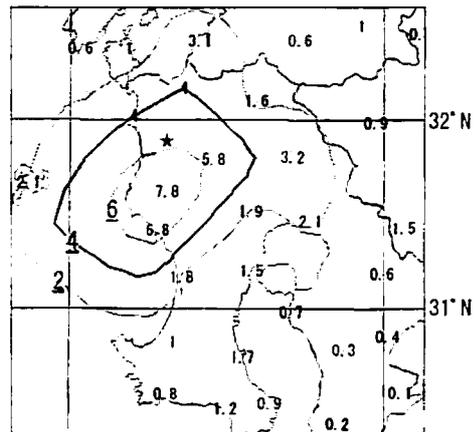


(b)最大速度($\text{kine}=10^{-2}\text{m/s}$)



(c)最大変位($\times 10\text{mm}$)

[(A) 1997/03/26 の地震]



(c)最大変位($\times 10\text{mm}$)

[(B) 1997/05/13 の地震]

図 2.3.3 1997/03/26 および 1997/05/13 鹿児島県北西部地震における最大地動分布図

(K-NET 観測記録より)

(3) 家屋被害の概要

鹿児島県北西部地震では、建物や道路、港湾施設などに被害が発生しているが、詳細な被害状況については、文献 15)、18)に譲り、ここでは、家屋被害の概要について述べる。

各市町村で集計された資料およびこれらを総合的にまとめた鹿児島県発表の資料を基本に、市町村毎の家屋(住家)被害数を表 2.3.2 に示す。被害数からは、3月26日の地震では、鶴田、宮之城町での被害が多く、5月13日の地震では、川内市、宮之城町および鶴田町の被害が多い。これらの地域は、前述の地震断層の破壊進行方向に位置していることが確認できる。また、鶴田、宮之城町に比べ、川内市は川内川下流域の沖積平野に位置しており、地盤特性との関連も指摘できる。

2. 3. 3 建物被害と常時微動計測による地盤振動との対応

(1) 川内市における家屋被害と地盤特性

前項の家屋の被害発生が比較的多く発生し、さらに川内川の下流域に位置する川内市を対象とした。本項で用いる建物被害資料は、1997年5月13日の $M=6.2$ の地震発生後に川内市で実施された被害調査結果に基づく被害者台帳²⁰⁾に記載されている被害数から再集計し直した被害数を用いた。表 2.3.3 に再集計した被害数を示す。

図 2.3.4 に、対象地域における1kmメッシュ毎の被害数を示す。メッシュ内の数字は、上から家屋の全壊数、半壊数、一部破損数および世帯数である。家屋被害数は、川内川を挟む地域で多いことが確認できる。また、被害程度に着目すれば、4-Cメッシュに全壊家屋が8棟発生しており、近接したメッシュに比べ突出しており、地盤特性による影響も考えられる。

(2) 常時微動観測による地盤特性の評価

前述の4通りメッシュについて、常時微動観測を実施した。観測は、周期5秒までフラットな特性を持つ動コイル型の微動計を用いて行った。常時微動の測定点を図 2.3.5 に示す。観測点の間隔は、およそ100mである。また、常時微動に関しては水平動と鉛直動のスペクトル比(以後、H/Vスペクトル比)により表層地盤の増幅特性を検討できることが、中村²¹⁾、時松ら²²⁾、大町ら²³⁾により示されており、ここでもH/Vスペクトル比を用いた。図 2.3.6 に各観測点のH/Vスペクトル比を示す。図の上部(4-Y,4-X)は、0.1秒以下の短周期成分以外は、明瞭な卓越がみられない。また、中部(4-A~4-B)でも、0.2~0.4秒程度に卓越がみられる場所も存在するが、明瞭ではない。下部の4-C~4-Dは、0.5秒から0.7秒へと明瞭な卓越周期が存在しており、4-Eでは、明瞭なコントラストが表れていない。さらに、この卓越周期の増幅率のコンター図と観測地点の標高を図 2.3.7 に示す。川内川を挟む領域で、卓越周期の変化があることがわかり、地表面に表れる地震動強さなどの特性が異なっていた可能性がある。

表 2.3.2 木造家屋の被害集計

市町村	3月26日			4月3日			4月5日			4月9日			5月13日			合計		
	全壊	半壊	一部破損	全壊	半壊	一部破損	全壊	半壊	一部破損	全壊	半壊	一部破損	全壊	半壊	一部破損	全壊	半壊	一部破損
出水市		1	49			18									13		1	8
阿久根市	2	2	130		3	35						28			43	2	5	236
野田町						5									3			8
高尾野町			12			6									5			23
東町			1															1
川内市			85		8	45			18				2	10	2648	2	18	2796
東郷町			18			29									496			543
樋脇町			4			11			1			1			10			27
宮之城町			430			2			1				2	12	1001	2	12	1434
入来町		7	37											2	5		9	42
祁答院町		1	8												24		1	32
鶴田町	2	11	1389											4	480	2	15	1869
薩摩町			15											1	49		1	64
大口市			0												4			4
粟野町															5			5
菱刈町			2												1			3
横川町			3												19			22
吉松町															1			1
牧園町			1															1
始良町															1			1
溝辺町															1			1
串木野市															129			129
東市来町															5			5
財部町															1			1
合計	4	22	2184		11	151			20			29	4	29	4944	8	62	7328

鹿児島県 平成9年6月13日 13:00 発表資料

表 2.3.3 再集計した被害数 (1997/05/13 : 川内市)

	全壊	半壊	一部破損
県発表	2	10	2648
再集計	12	24	1915

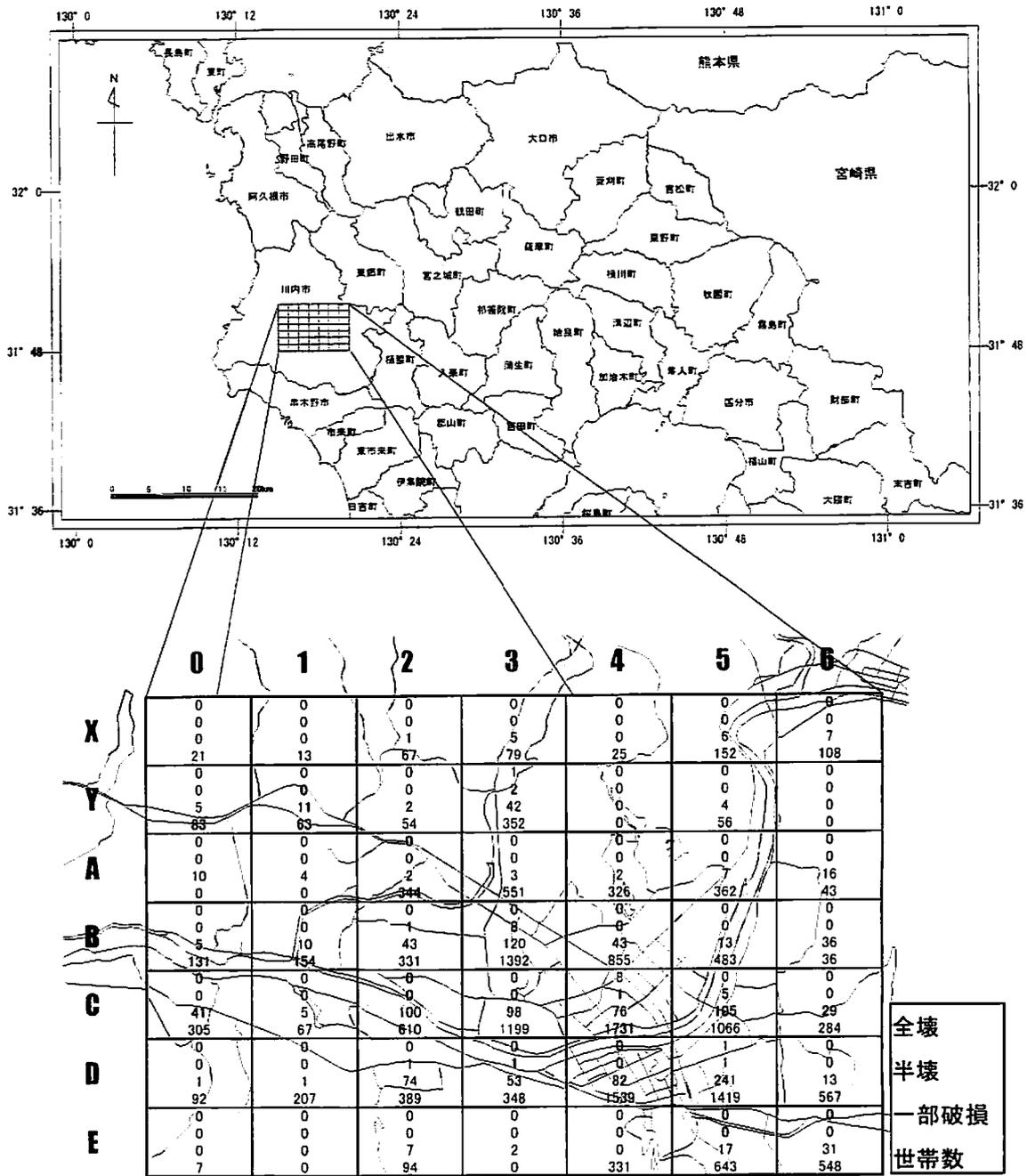


図 2.3.4 メッシュ毎の家屋被害数

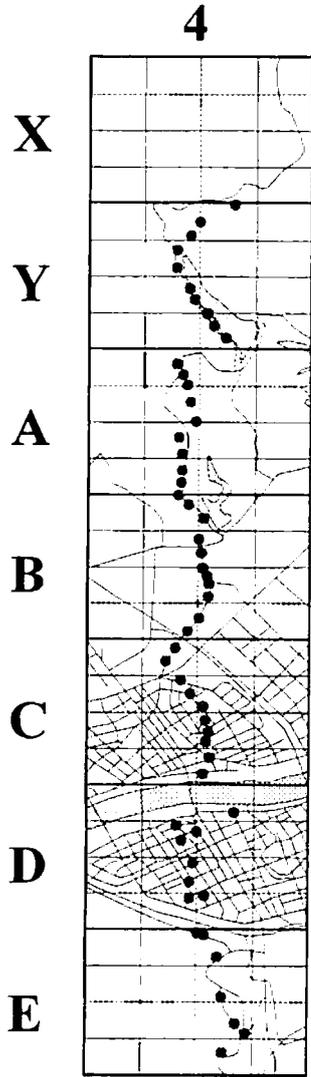


図 2.3.5 常時微動観測地点

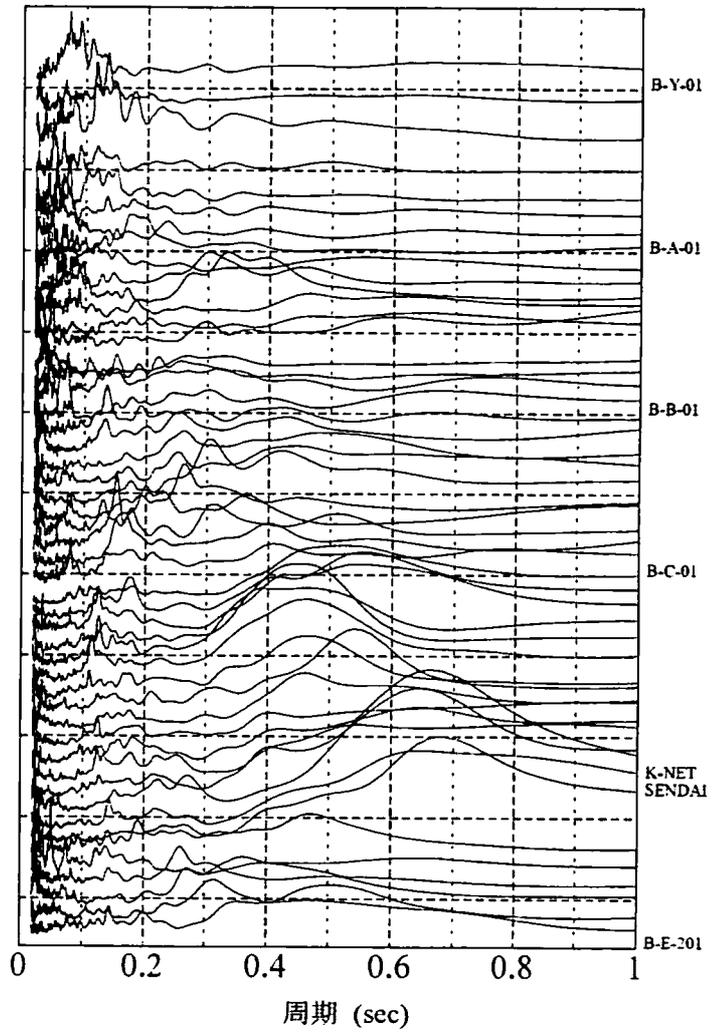


図 2.3.6 H/V スペクトル比

2. 3. 4 表層地盤の地震応答解析

ここでは、前述の地域を対象にして、2相系飽和多孔質媒体について2次元有限要素法により定式化した、非線形有限要素法プログラム「NUW2」²⁴⁾を用いて不整形かつ軟弱な表層地盤の地震応答解析を行う。この解析プログラムは、Biotの2相混合体理論を基に、井合らの構成式^{25),26)}を組み込んだものを、有限要素法により定式化したものである。

単位体積中に占める土粒子および間隙水からなる混相体の動的釣合い方程式と、間隙水の動的釣合い方程式は、次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} [L]^T + \rho \{b\} - \rho \{\ddot{u}\} - \rho_f \{\ddot{w}\} &= 0 \\ -\nabla p + \rho_f \{b\} - \frac{1}{k} \{\dot{w}\} - \rho_f \{\ddot{u}\} - \frac{\rho_f}{n} \{\ddot{w}\} &= 0 \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

ここに、 u と w はそれぞれ固相の変位と間隙水の相対変位で、間隙水の変位 U との関係は $w=n(u-U)$ 、 σ は全応力、 b は体積力、 p は間隙水圧、 n は空隙率、 ρ と ρ_f はそれぞれ固液混相体と間隙水の密度で $\rho=(1-n)\rho_s+\rho_f$ 、 ρ_s は固体粒子の密度、 k は等方透水係数であり、式中のベクトル及びマトリックスは以下のように表される。

$$\begin{aligned} \{\sigma\}^T &= \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}\} \\ \{u\}^T &= \{u_x, u_y, u_z\} \\ \{w\}^T &= \{w_x, w_y, w_z\} \\ \{b\}^T &= \{b_x, b_y, b_z\} \\ \nabla^T &= \{\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z\} \\ [L]^T &= \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \end{aligned}$$

式(2.3.1)の解法は、ここでは省略し、詳細については文献24)、25)に譲る。

また、解析モデルの境界には、線形の飽和多孔質媒体における吸収境界条件を u (固体変位)- w (液体相対変位)で近似的に定式化して、粘性境界条件(粘性ダンパー)となることとその精度についても明らかにされており²⁷⁾、これを無限領域からの寄与を考慮した形で対象領域へのトラクションとして定式化することにより、対象地盤の両境界に適用する。なお、2相系媒体における吸収境界条件の効き方は、P波とS波の伝播速度：

$$\begin{aligned} V_p &= \sqrt{(\lambda + 2G + \alpha^2 Q) / \rho} \\ V_s &= \sqrt{(G / \rho)} \end{aligned}$$

に依存する。このとき、 λ 、 G はLameの定数、 ρ は密度、 α 、 Q は固体と間隙水の体積弾性率に関する定数である。特に、解析上、時間依存となる弾性係数 λ 、 G は、1時刻前のステップの値を用いて非線形解析を行う必要がある。また、秋吉ら²⁸⁾は、上述の手法を

用いて、1995年兵庫県南部地震の震災の帯と称される被害の集中現象についても検証を行っている。

(1) 地盤モデル

解析対象モデルは、前項で常時微動観測を行った地域で、特に、建物の全壊が8棟発生した4-Cメッシュと比較的卓越周期の長い4-Dメッシュとした。また、地盤構造については、図2.3.7のH/Vスペクトル比のコンター図と既存のボーリングデータ²⁸⁾を参照して、図2.3.8のようにモデル化した。水平方向に2000mのモデル地盤で、最下層は基盤として剛体とし、両側の境界には、吸収境界条件を付加した。

地盤条件としては、図2.3.8中のBlockに応じて、液状化解析のための土質パラメータ(井合モデルにおける材料定数²⁵⁾、²⁶⁾)については、文献³⁰⁾を参照して、設定した。また、地盤要素に共通の基本パラメータはとして、ポアソン比 $\nu=0.33$ 、透水係数 $k=1\times 10^{-5}\text{m/s}$ 、間隙水圧の体積弾性係数 $K_r=2\times 10^6\text{kPa}$ 、 $\alpha=1.0$ 、なお、各地層の初期剛性 G_0 は、 N 値から換算している。

入力した地震波は、1997年5月13日の鹿児島県北西部地震で、K-NET川内観測点で記録されたNS方向の加速度波形を、プログラムSHAKE³¹⁾で基盤面まで引き戻した波形をそのまま基盤面から鉛直上方に入射させる。

(2) 表層地盤の震動特性について

図2.3.9は、地表面における最大加速度応答値である。比較的軟弱な地盤であるBlock3に比べ、Block1、Block2の応答値が大きく、さらに、Block2では、加速度が局所的に集中していることが分かる。また、図2.3.10は、200m間隔における地表面の加速度時刻歴である。Block1側では、地盤特性を反映した短周期成分が卓越し、Block3側では軟弱地盤の影響によりやや長周期化した波形となっている。図2.3.10の波形のフーリエスペクトルを図2.3.11に示す。Block3側では、周期0.6~0.8秒程度が卓越しているが、そのピークは明確でない。これに対して、Block1、2では、卓越周期が0.3~0.7秒程度であり、明確なピークを示している。文献³²⁾、³³⁾によれば、在来工法の木造住宅の固有周期が0.2~0.4秒程度となっており、前述の全壊家屋の違いは、地表面の加速度の大小とその周期成分が大きく影響していることが考えられる。

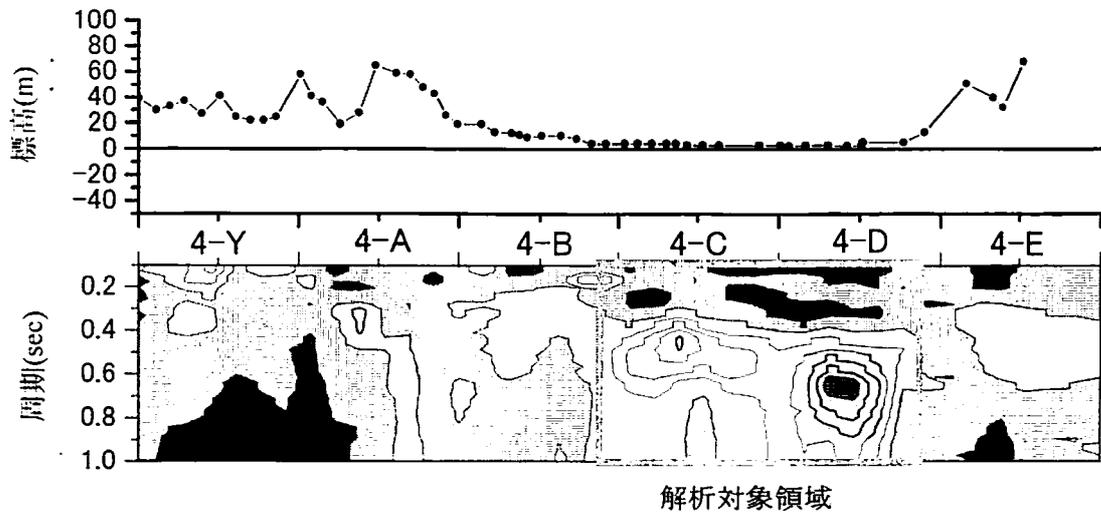


図 2.3.7 H/V スペクトルによる卓越周期の増幅率コンター図

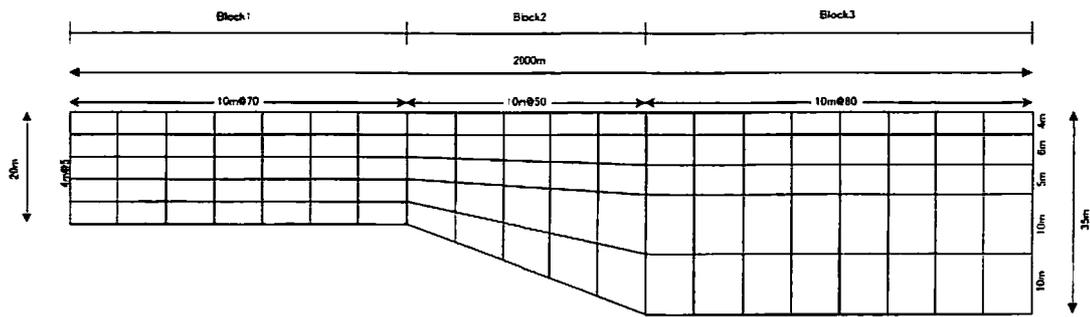


図 2.3.8 解析モデル

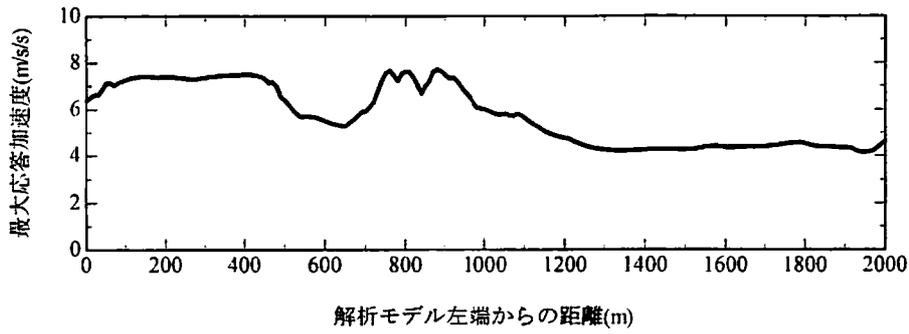


図 2.3.9 最大加速度応答値

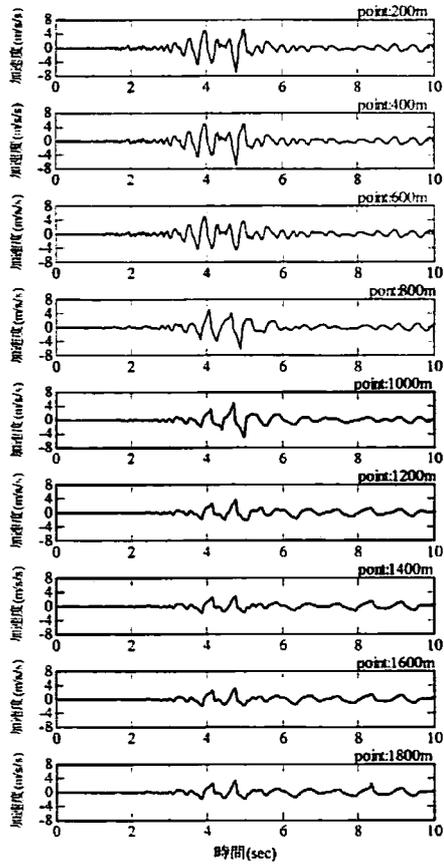


図 2.3.10 加速度時刻歴波形

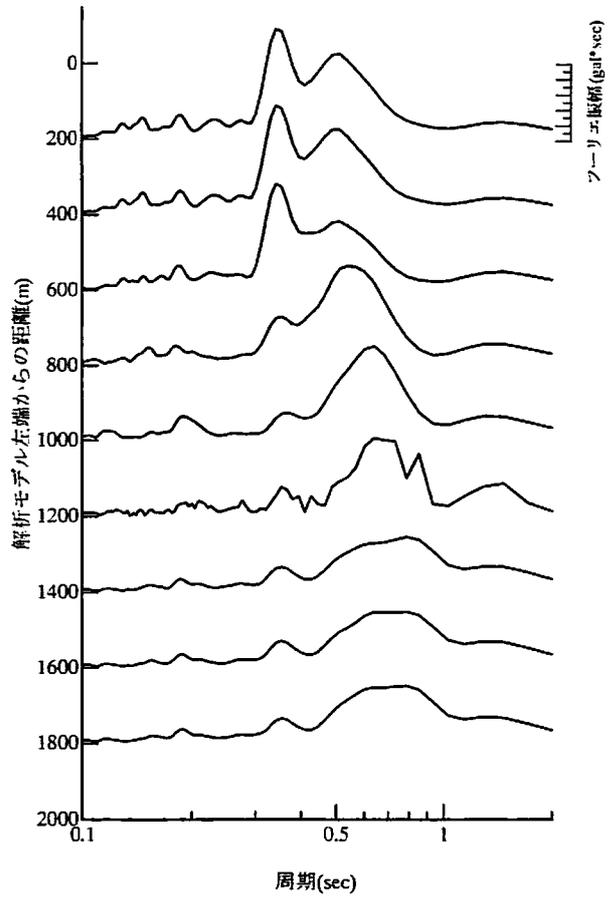


図 2.3.11 フーリエ解析結果

2. 4 まとめ

本章では、地震防災資料策定や構造物設計における地表面地震動強さを表す指標として用いられる気象庁震度と最大加速度や最大速度との対応について検討を行った。また、地震被害事例として、1997年鹿児島県北西部地震によって被災した、川内市の家屋被害について、地盤特性との関係について考察を行った。その結果として得られた知見を示すと、以下のようなになる。

- 1) 気象庁震度（計測震度）と最大加速度との対応は、ばらつきが大きいのが、地震の規模を示すマグニチュード別に分類して比較を行うとばらつきも小さく、比較的良い対応を示すことが分かった。最大速度との対応は、ばらつきも小さく、既往の経験式で評価できることも分かった。
- 2) 従来の体感震度に対応するアンケート震度と計測震度との関係については、アンケート震度の集計範囲を1 km程度と細かくして集計し、さらに、無感データを除いたデータを使用することで、低震度領域までの対応が改善させることが分かった。これらの処理を施すことで、地震観測の無い地点の補間に使用でき、詳細な震度情報および地表面地震動強さの分布を得ることが可能となる。
- 3) 1997年鹿児島県北西部地震の川内市における家屋被害について、地盤特性との対応から検討を行った。常時微動のH/Vスペクトル比を用い、地盤の卓越周期分布とその増幅率の分布を参考に、川内市を縦断する地盤振動特性を明らかにした。
- 4) 既存のボーリングデータと常時微動観測結果を反映したモデル地盤に対して、2次元有効応力解析「NUW2」を用いた地震応答解析を実施した。地盤構造の不整形性の影響から局所的に加速度が増幅する場所と家屋被害発生箇所との対応が良いことが分かり、解析手法の有効性を確認した。

参考文献

- 1) 震度を知る：気象庁監修，ぎょうせい，1996.
- 2) 河角廣：震度と震度階，地震，第15巻，pp.6-12，1943.
- 3) 太田裕・後藤典俊・大橋ひとみ：アンケートによる地震時の震度の算定，北海道大学工学部研究報告，第92号，pp.32-40，1979.
- 4) 北海道地区自然災害科学資料センター：北海道地区自然災害科学資料センター報告，Vol.2，1988.
- 5) 翠川三郎・福岡知久：気象庁震度階と地震動強さの物理量との関係，地震第2輯，第41巻，pp.223-233，1988.
- 6) 童華南・山崎文雄・清水善久・佐々木裕明：計測震度と従来の地震動強さ指標の対応

- 関係、土木学会第 51 回年次学術講演会, I-B299, pp.458-459, 1997.
- 7) 科学技術庁防災科学研究所強震ネット (K-NET) : <http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 8) 宮崎雅徳・尻無濱昭三・秋吉 卓 : 計測震度と最大加速度に関する一考察, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.53-56, 1999.
- 9) 太田裕・鏡味洋史 : 震度分布の簡易予測法—アンケート調査からの成果を利用して—, 第 15 回自然災害科学総合シンポジウム論文集, pp.281-282, 1978.
- 10) 宮崎雅徳・尻無濱昭三 : アンケート調査に基づく地震震度分布と都市地盤危険度(3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.325-326, 1994.
- 11) M. Miyazaki, T. Akiyoshi and S. Shirinashihama : Extraction of ground characteristics based on questionnaire seismic intensity and the applicability to seismic microzonation, Journal of Japan Society for Natural Disaster Science, Vol. 14, No.3, pp.263-276, 1995.
- 12) 宮崎雅徳・秋吉 卓・尻無濱昭三 : 高密度震度調査に基づく局所地盤特性評価とマイクロゾーンへの適用性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.193-198, 1994.
- 13) 鶴来雅人・澤田純男・香川敬生・入倉孝次郎・土岐憲三 : アンケート調査に基づく兵庫県南部地震の大阪府におけるサイト特性, 第 10 回地震工学シンポジウム, pp.1047-1052, 1998.
- 14) 宮崎雅徳・久保寺章・尻無濱昭三 : 高密度震度調査に基づく都市地盤地質構造特性の抽出(2) —別府市に発生した群発地震の震度と表層地盤特性との関係及びその再現性—, 九州東海大学一般教育紀要, 第 3 巻, pp.21-37, 1991.
- 15) 1997 年鹿児島県北西部地震被害調査報告書, 熊本大学工学部環境システム工学科・九州東海大学工学部建築学科, 1997.
- 16) T. Akiyoshi, S. Shirinashihama, K. Fuchida and X. Sun : Site effects on seismic response of nonlinear layered ground, CD-ROM Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.171, 2000.
- 17) T. Akiyoshi, S. Shirinashihama, K. Fuchida and X. Sun : Site effects on nonlinear seismic response of layered grounds. Proceedings of 2nd International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, Catania, Italy, pp.737-746, 1999.6.
- 18) 尻無濱昭三・宮崎雅徳・梅田慎一 : 1997 年鹿児島県北西部地震の建物被害と地震動強さ, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1017-1022, 1998.
- 19) M. Miyazaki, S. Shirinashihama, S. Umeda and T. Akiyoshi : Characteristic of seismic ground motion and building damage during the 1997 northwest Kagoshima earthquake, CD-ROM Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.1881, 2000.
- 20) 鹿児島県川内市役所 : 1997 年鹿児島県北西部地震による被災調査資料, 1997.
- 21) 中村 豊 : 常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定, 鉄道総研報告, Vol.2, No.4, pp.18-27, 1988.

- 22)時松孝次・仲條有二・田村修次：短周期微動の水平鉛直振幅比と地盤特性の関係、日本建築学会構造系論文集、第457号、pp.11-18. 1994.
- 23)大町達夫・紺野克昭・遠藤達哉・年縄 巧：常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定法の改良と適用、土木学会論文集、No.489/ I -27, pp.251-260, 1994.
- 24) T. Akiyoshi, K. Fuchida, H. Matsumoto, T. Hyodo and H. L. Fang, Liquefaction analysis of sandy ground improved by sand compaction piles. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol.12. No.5, pp.299-307, 1993.
- 25) S. Iai, *et al.*. Strain space plasticity model for cyclic mobility. Soils and Foundations, JSSMFE. Vol. 32. No.2. pp.1-15, 1992.
- 26) S. Iai. *et al.*. Parameter identification for a cyclic mobility model. Report of Port and Harbour Research Institute. Vol.20, No.4. pp.28-56, 1990.
- 27)秋吉 卓・孫 遜・淵田邦彦：2相系地盤における波動吸収境界の誤差評価、土木学会論文集、No.619/ I -47, pp.111-120. 1999.
- 28)秋吉 卓・淵田邦彦・尻無濱昭三・田嶋秀一：不整形性と液状化による地盤の局所的増幅特性への影響、第25回地震工学研究発表会講演論文集、pp.189-193, 1999.
- 29)㈱日本地下技術：鹿児島県川内市におけるボーリング資料
- 30)森田年一・井合 進 他：液状化による構造物被害予測プログラムFILPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、No.869. 1997.
- 31) P. B. Schnable, J. Lysmer, H. B. Seed, SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No.72-12. EERC, 1972.
- 32)尾内俊夫・太田外氣晴・諸星史雄：兵庫県南部地震の強振動による枠組壁工法住宅の振動特性と耐震性の評価、日本建築学会構造系論文集、第517号、pp.107-114. 1999.
- 33)入江康隆：常時微動測定に基づく栃木県内に現存する民家の振動特性、日本建築学会構造系論文集、第522号、pp.87-92. 1999.

第3章 地震時の液状化地盤の側方流動と埋設管路の耐震対策

3. 1 概要

1983年の日本海中部地震を契機として、液状化地盤が水平方向へ数 m のオーダーで移動する現象、いわゆる側方流動に関する研究¹⁾が開始された。また、1995年兵庫県南部地震では、神戸市の埋め立て地などを中心に、地盤の液状化現象が発生し、橋梁、護岸、建物などに、甚大な被害をもたらした²⁾。地震後、液状化の判定法および側方流動のメカニズムと変位推定法に関する調査・研究が推進され、その成果が耐震設計規準等の改訂³⁾に反映されてきた。しかし、側方流動に関しては、その発生メカニズムについては、明確な結論が出されていないのが現実であり、その発生メカニズムの解明と変位推定手法を開発すること、および側方流動が構造物、特に基礎構造物や地中構造物に与える影響を解明し、合理的な耐震設計と対策工法の開発が急務となっている。本章では、簡易な側方流動による変位予測手法を提案し、サンドコンパクションパイルによる地盤改良工法とシートパイル工法による側方流動に対する変位抑制効果の検討を行う。また、液状化地盤の側方流動による地盤変位に対して、破損や引き抜けなどの被害を受けやすい地中埋設管に対する解析的手法の提案を行い、液状化対策としての地盤改良を施した地盤における管路の変形抑制効果の検討や地中埋設管路に対する管体補強工法の提案を行い、解析的な検討からその耐震設計上の有効性を考察する。

3. 2 液状化地盤の側方流動の予測

3. 2. 1 はじめに

側方流動の発生メカニズムに関しては、これまでに、1) 液状化地盤の剛性が著しく低下し、重力の影響により大変形が発生する。この場合は地盤を固体として扱うことになる⁴⁾。2) 液状化によって地盤の固体的性質が失われ、流体的な挙動によって大変形が発生する。この場合は、液状化した地盤を粘性流体など液体として取り扱う⁵⁾。3) 粘土層などの不透水層の存在により地盤中に水膜が生じ、それがすべり面となって水膜以浅の地盤が移動する⁶⁾。この3つの研究成果により議論されている。1)、2)の考え方は、地盤の物性が固体か液体の違いはあるが、発生メカニズムに関しては、地盤剛性を著しく低下させる点では共通しており、重力の影響によって地盤全体が水平に近づく変形が発生する点でも同様である。これに対して、3)の考え方は、水膜以浅の地盤ブロックが滑ることにより変位が生ずるもので、深さ方向に変位の不連続面が発生する。実務設計の観点からは、2)の複雑に堆積した地盤を粘性流体などの液体と扱う場合の定数設定の問題、3)の水膜の発生する位置の確定など、問題がある。そこで、本節では、1)の理論による簡易な側方流動の推定法を提案し、以下にその具体的手法を述べる。

3. 2. 2 側方流動の自重解析

液状化地盤における地盤の大変形（永久変位）は、事例調査や模型実験等により、斜面を下る方向に発生していることから、重力が関係している。また、深さ方向の変位分布に関する検討から、永久変位は、液状化時の地盤の軟化に伴って地盤全体がせん断変形を起こすことにより生じると考えられている⁷⁾。また、地盤の側方流動が終了した模型地盤では、その地表面が水平に近づくことから、側方流動は、液状化した地盤が保有しているポテンシャルエネルギーを解放する現象としても捉えることもできる。

本項で提案する手法は、以上のような永久変位の特性から、液状化した地盤が側方流動する現象を、表層地盤のせん断変形によるものと仮定し、更に、液状化した地盤を2次元の弾塑性体の変形解析から側方流動変位を算出するものである⁸⁾。

提案手法は、対象とする地盤の各要素に自重による物体力を、その節点に等配分し節点外力として加える。ただし、単に自重を配分するだけでは、傾斜した地盤のせん断変形が側方流動と見なせるほどの変形は生じない。そこで、液状化した地盤を限りなく水に近い弾性体とみなして、自重に加えて各節点にポテンシャルヘッドを与える。また、地盤のせん断弾性係数は地盤要素ごとに、液状化解析結果に基づく間隙水圧比に応じて低減させて解析に用いる。図3.2.1は、側方流動解析における地盤要素におけるせん断ひずみ-応力の一般的関係を表しており、Bi-linear型の非線形特性を仮定している。図3.2.2は、前図のせん断弾性係数 G_1 、 G_2 の過剰間隙水圧比に対する低減率を示したもので、この低減率は、模型実験結果から次のように定めている。

$$G_1/G_0 = 10^{-2.5 \times (u^*)^3}, G_2/G_0 = 10^{-3.5 \times (u^*)^3} \quad (3.2.1)$$

ここに、 G_0 ：初期せん断弾性係数、 u^* ：過剰間隙水圧比である。

また、ここで用いる液状化解析は、Biotの2相混合体理論に基づき、井合らの構成則⁹⁾を組み込んだ2次元有効応力解析プログラム「NUW2」¹⁰⁾を用いる。また、サンドコンパクションパイル工法による地盤改良工法は、解析プログラム「WAP3」¹¹⁾を用いた。

3. 2. 3 模型振動実験

(1) 実験概要

基本的な側方流動特性の把握およびサンドコンパクションパイル工法による地盤改良と構造的な対策としてシートパイル工法の変位抑制効果の検証を目的に、長さ3m、幅0.5m、高さ1mの砂槽を用いた実験を行った。実験で用いた砂は、熊本市の白川河口より採取した砂をふるい分けにより、0.074mm～2.0mmに粒度調整した比較的均質な砂を用いた。実験で用いた砂の物性値を表3.2.1に、粒径分布を図3.2.3に示す。また、透水係数は、図

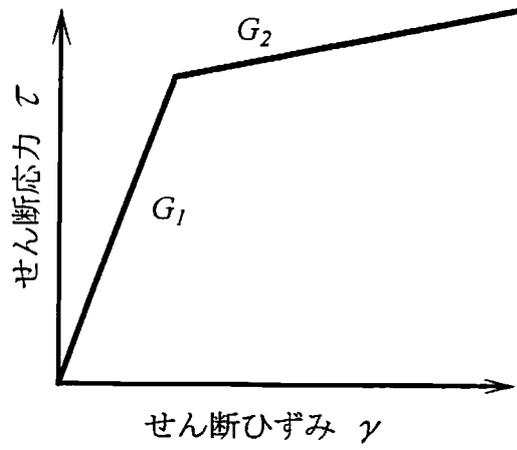


図 3.2.1 せん断応力-せん断ひずみの関係 (液状化地盤)

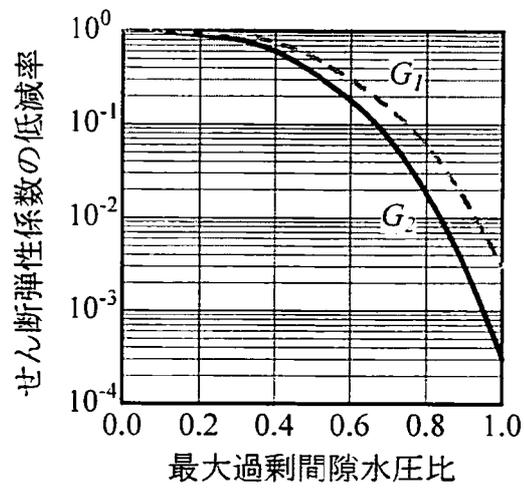


図 3.2.2 せん断弾性係数の低減率 (液状化地盤)

表 3.2.1 試料砂物性値

土粒子密度	2.863t/m ³
最大粒径	2.0mm
最大間隙比	1.007
最小間隙比	0.666
均等係数	2.33

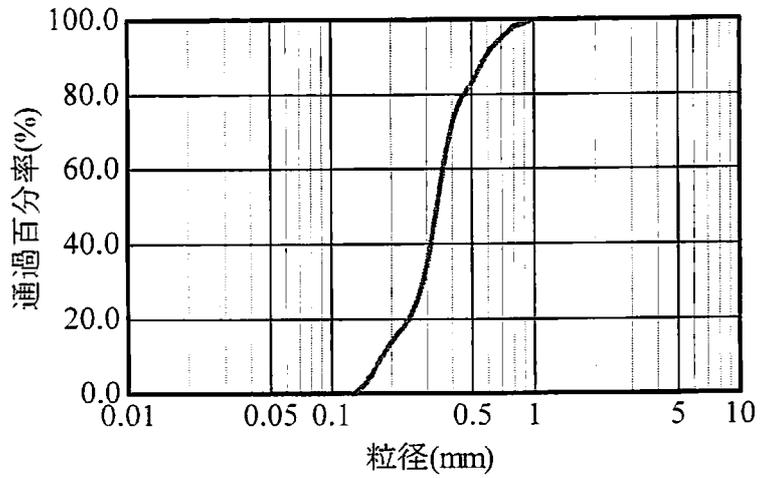


図 3.2.3 試料砂の粒度分布

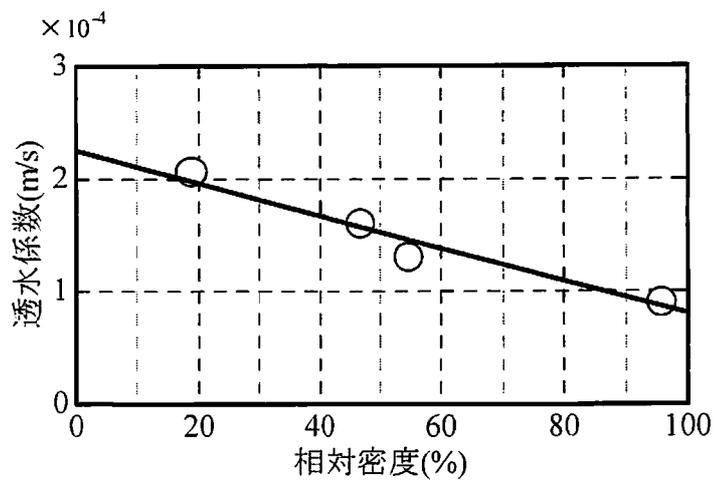


図 3.2.4 試料砂の透水係数

3.2.4 に示す実験結果を用いた。初期地盤は、水中落下法により、地表面勾配 5%、厚さ 0.75 m の飽和砂層を作成した。実験では、最大加速度 200gal (gal=10⁻²m/s²)、振動数 5Hz の正弦波を砂槽長手方向に約 20 秒間加えて、側方流動を発生させた¹²⁾。

実験は無対策の場合とサンドコンパクションパイルによる振動締固めを行った場合およびシートパイルを用いた場合について実施した。サンドコンパクションパイル工法については、現場での施工を模して、ケーシングパイプの静的圧入と加振による動的な締固めを行い、砂杭を打設した。シートパイル工法としては、厚さ 3 mm のアクリル板をシートパイル模型として使用した。図 3.2.5 および図 3.2.6 はそれぞれサンドコンパクションパイル工法とシートパイル工法による実験の概要を示したものである。

(2) 無対策地盤の実験結果

図 3.2.7 および図 3.2.8 は無対策地盤におけるそれぞれの実験および解析結果である。図中の破線は、初期地盤で、実線は側方流動変位が生じた変形後の状態を表している。図 3.2.7 より、側方流動は、表層がある面を滑り面として動いたというよりも、液状化した層がせん断変形しているといえる。図 3.2.8 は、本章で提案する手法により実験モデルの側方流動を解析したものである。深さ方向の変位の分布形状や沈下量に若干の違いはあるものの、実験結果と解析結果は概ね対応している。

(3) サンドコンパクションパイル工法による実験結果

図 3.2.9 は、サンドコンパクションパイル (SCP) 工法を打設した場合の地表面における側方流動変位である。図中の□印および○印は、SCP を 1 列および 3 列施工した場合の実験結果で、△印は無対策地盤の変位を表している。また、破線と一点鎖線は、SCP 施工 1 列と 3 列の場合の解析結果である。SCP 工法の変位抑制効果としては、SCP 施工数の応じて効果があらわれ、1 列施工では、無対策地盤の 1/3 程度に変位を抑制していることが分かる。さらに、SCP を 3 列施工した場合は、側方流動変位をほぼ完全に抑制していることが確認できる。また、実験結果と解析結果は、地盤傾斜の上面 (図中の左側) から 1m 程度までは、変位差が大きいですが、それ以外は比較的良く対応しており、解析手法の妥当性が確認された。

(4) シートパイル工法による実験結果

図 3.2.10 はシートパイルを打設したとこの地表面における変位量の分布である。図中の△印および○印は、それぞれ無対策地盤およびシートパイル打設時の実験結果で、実線および破線は無対策およびシートパイル打設時の解析結果である。シートパイルにより無対策地盤における変位が 1/2 程度に抑制されていることが確認でき、変位抑制効果が期待できる。また、解析結果と実験結果と概ね対応しており、シートパイル工法に関しても解析手法は妥当と判断できる。

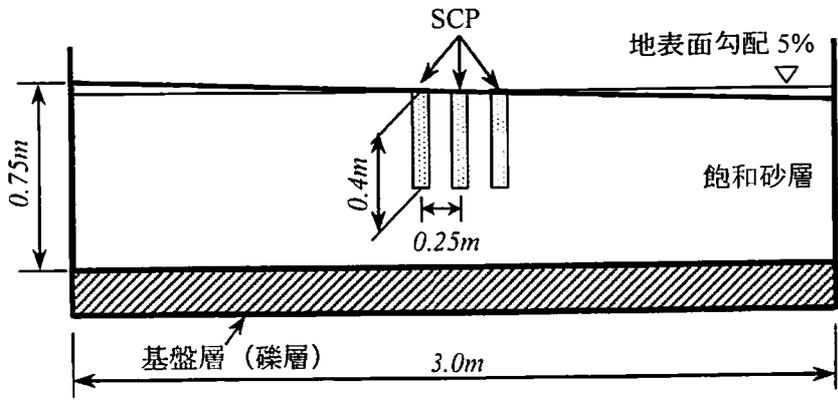


図 3.2.5 SCP 工法の実験概念図

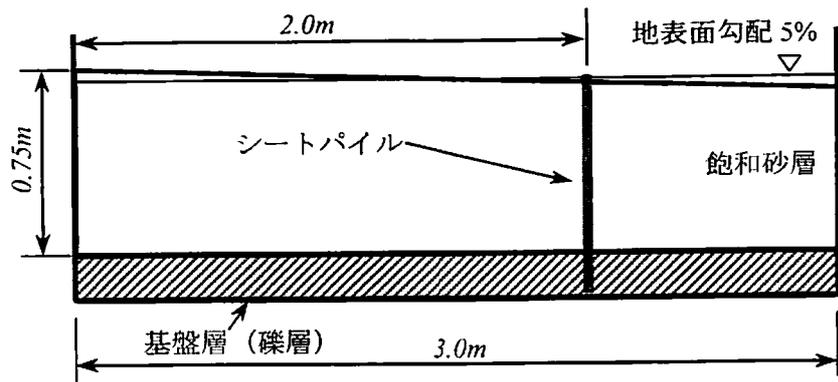


図 3.2.6 シートパイル工法の実験概念図

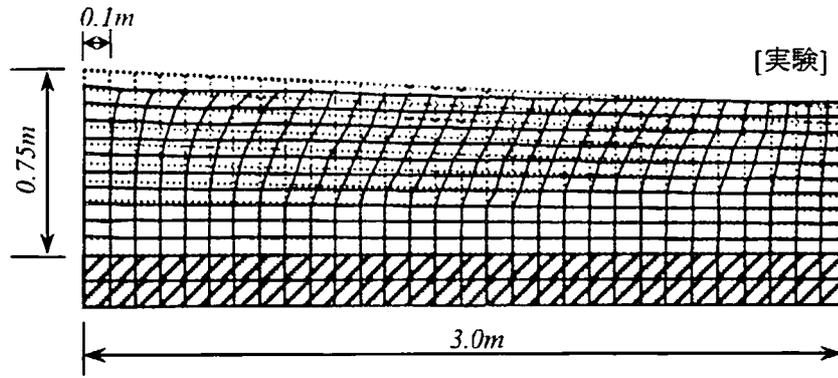


図 3.2.7 実験結果（無対策地盤）

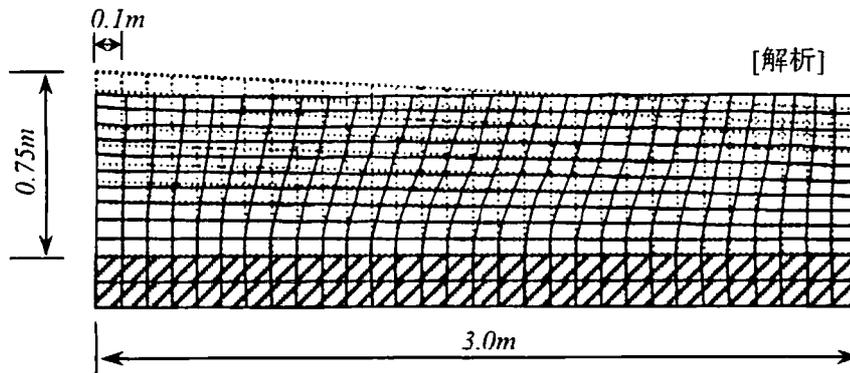


図 3.2.8 解析結果（無対策地盤）

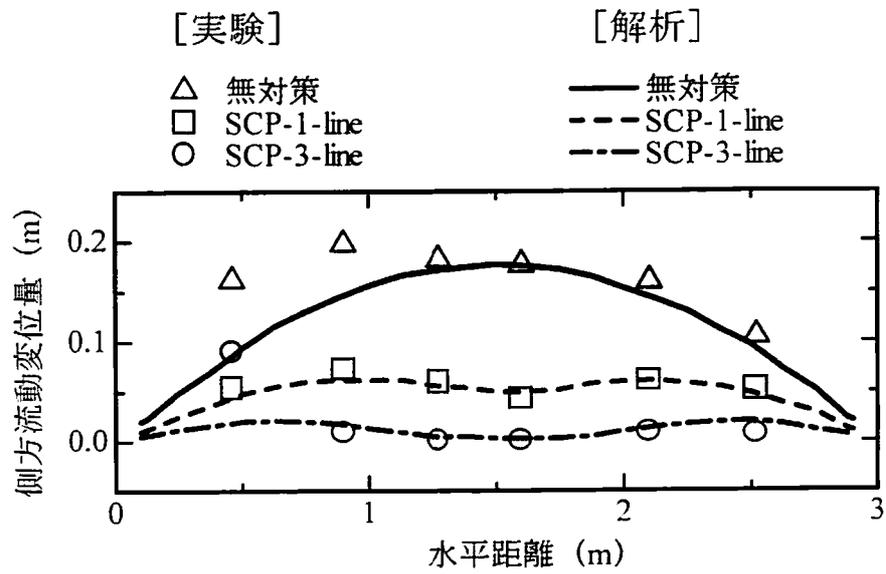


図 3.2.9 地表面における側方流動変位分布 (SCP 工法)

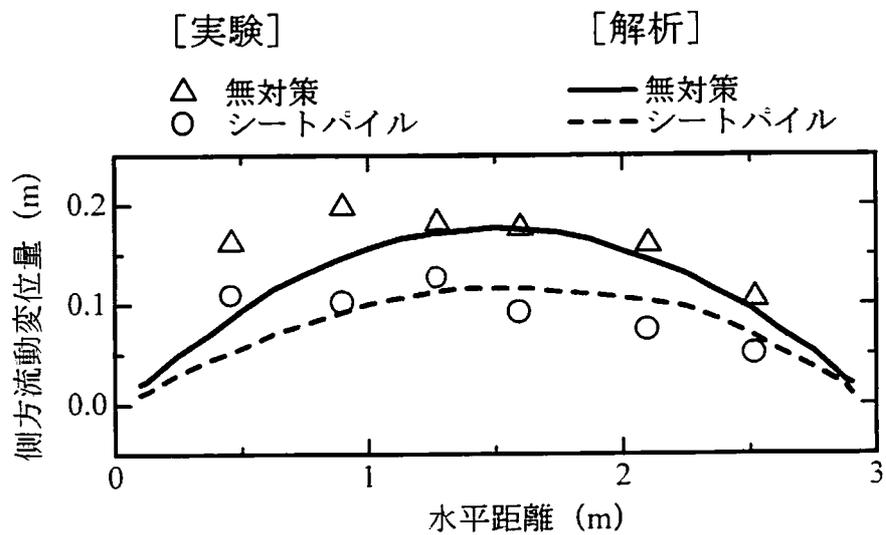


図 3.2.10 地表面における側方流動変位分布 (シートパイル工法)

3. 2. 4 側方流動の実例との比較

(1) 実例および解析の概要

過去の被害地震において側方流動の発生が確認された実例に対して、提案する解析手法を適用して、その対応について検討する。ここでは、1983年日本海中部地震時の秋田県能代市南部¹¹⁾および1995年兵庫県南部地震時の神戸市深江浜¹³⁾の2例を対象とした。解析条件として、各地盤の地層断面から地表面および基盤面の傾斜を算定して、それぞれ図3.2.11、3.2.12に示す地盤モデルを作成した。境界条件としては、左右の両側は、ローラー支持、下端は、ヒンジ支持とした。各地盤の初期せん断弾性係数は、文献1)、13)の地盤柱状図中の N 値からせん断波速度 V_s を求め、せん断弾性係数に換算した N 値とせん断波速度 V_s の関係は、次式¹⁴⁾を用いた。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (3.2.2)$$

解析に用いた地震波は、能代市のモデルに対しては、近傍の地震観測記録が得られていないことから、便宜上、EL Centro波を用い、その振幅は最大加速度を日本海中部地震で観測された最大加速度205gal($\text{gal} = 10^{-2} \text{m/s}^2$)とした。神戸市のモデルでは、ポートアイランドで記録された地震波をそのまま用いた。これらの地震波を入力として、液状化解析を実施して、各要素の最大過剰間隙水圧比に応じて図3.2.2により、地盤のせん断弾性係数を低減して側方流動解析を実施した。

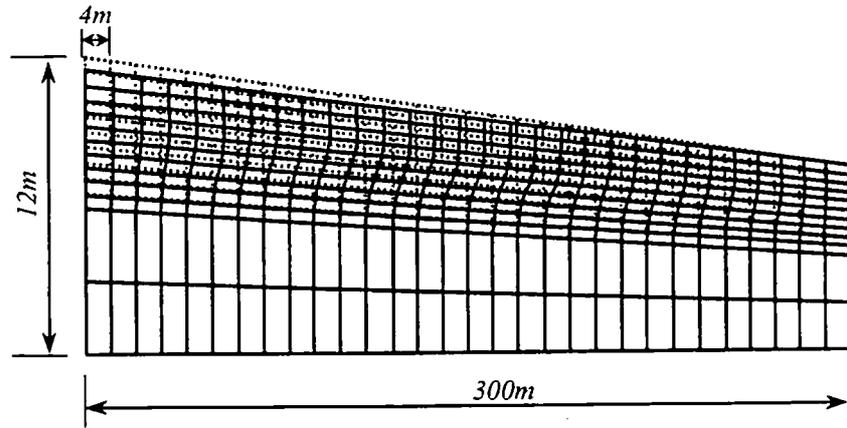
(2) 解析結果

図3.2.11および3.2.12は、能代市南部および神戸市深江浜の各地盤モデルにおける側方流動解析結果である。図中の(a)が地盤の側方流動後の変形状態を表し、破線が変形前、実線が変形後の状態である。また、(b)が地表面における変位の分布を表し、○印が実測結果、実線が解析値である。

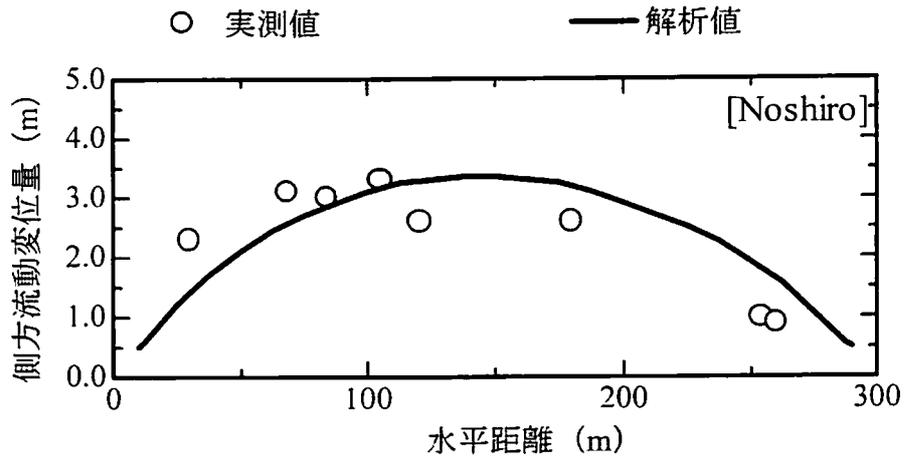
2つの解析結果に共通して、左右端の境界を水平方向に拘束されているため、モデル地盤中の中央部において変形が大きくなる傾向が伺える。しかし、境界条件の影響は、全地盤長の1/6程度に限定されており、中央部の200m区間には及んでいないことが確認できる。

図3.2.11の能代市南部の地盤モデルは、文献1)より、地表面傾斜を約1.5%、基盤面の傾斜を約0.5%、地下水位は、GL-2m程度として表土層下に N 値10以下の厚さ5m程の砂質土層としている。この地盤では、最大3m程度の側方流動による変位が観測されており、(b)の解析結果と良く対応していることが分かる。

図3.2.12の神戸市深江浜の地盤モデルは、文献13)より、表層に N 値10以下で厚さ10m程度の埋土層を、その下に非液状化層として粘土層をモデル化しており、地表面傾斜が約

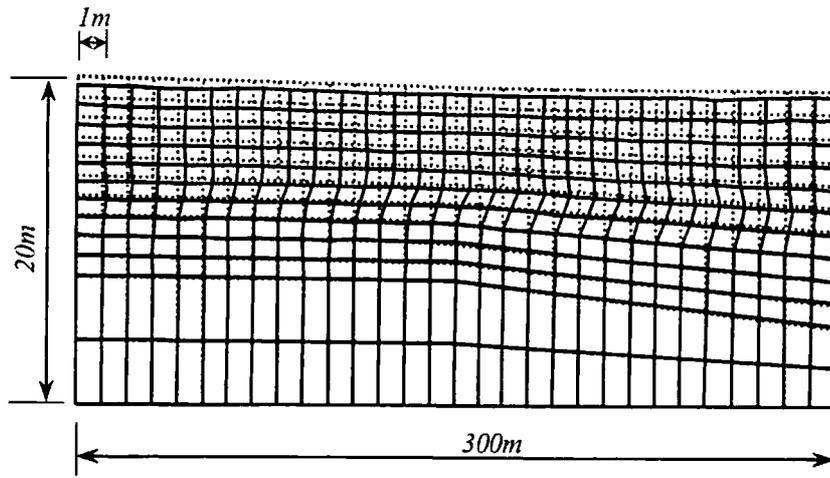


(a)解析結果 (全体)

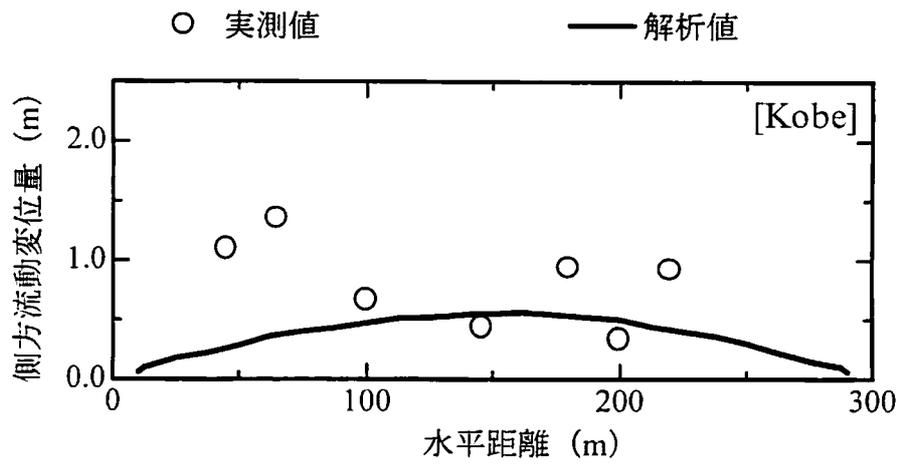


(b)地表面における側方流動変位分布

図 3.2.11 側方流動解析結果 (能代市南部)



(a)解析結果 (全体)



(b)地表面における側方流動変位分布

図 3.2.12 側方流動解析結果 (神戸市深江浜)

0.5%、粘土層の傾斜が約1%程度としている。最大1.4m程度の側方流動変位が観測されているが、(b)の解析値と比較すると、実測値に比べ、モデル地盤の左側でやや変位量が少ないが、中央部および右側部分においては、比較的対応していることが分かる。

3. 2. 5 モデル地盤における側方流動対策工法の効果

これまで、室内模型振動実験および過去の被害例に対して検討を行ってきたが、ここでは、実スケールでの傾斜地盤における側方流動に対するサンドコンパクションパイル工法とシートパイル工法の対策工法の効果について解析的な検討を行う。

(1) モデル地盤の概要

図3.2.13に対象とする地盤モデルを示す。地盤モデルは、表土層、飽和砂層および基盤層の3層構造として、表土層と飽和砂層の層厚を変えた4つの地盤モデルを設定した。各モデルにおける層厚を表3.2.2に示す。また、飽和砂層はN値7程度とし、入力地震波は、EL Centro 波を最大加速度振幅 250gal($gal=10^{-2}m/s^2$)に調整して用いた。

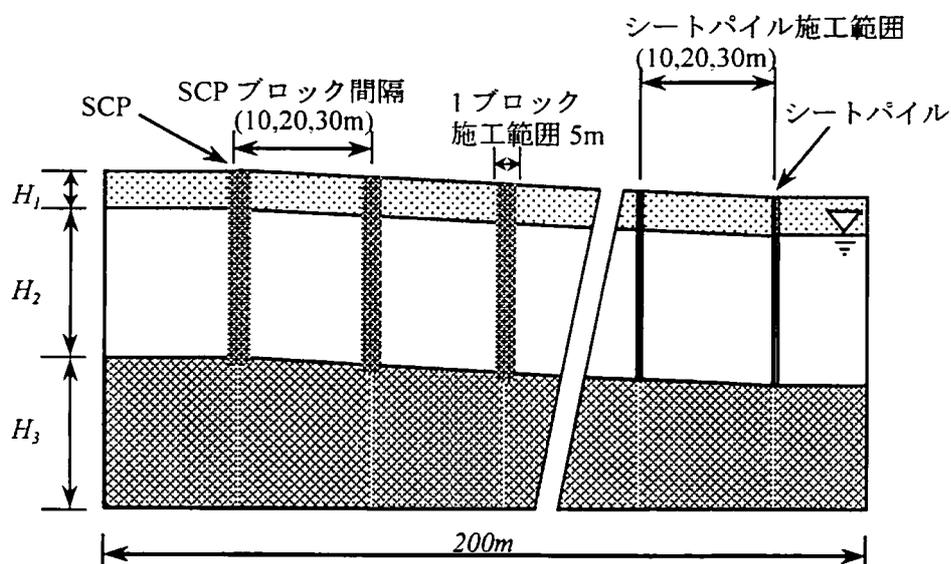


図 3.2.13 解析対象モデル

(2) 対策工法の概要

対策工法としてのサンドコンパクションパイル (SCP) 工法は、表 3.2.3 のような施工条件で実施し、シートパイル (SP) 工法に用いるシートパイルは、表 3.2.4 に示す YSP-VI型を使用した。また、対策工法の施工箇所は、側方流動変位の分散化を図る目的で、地盤全体に打設せず、1 ブロック幅 5m に砂杭 3 本列を用いた多連ブロック施工とする。また、モデル地盤の解析では、SCP とシートパイルの施工間隔をパラメータとした検討を行う。

表 3.2.2 層厚構成

	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
H_1	3m	3m	3m	1m
H_2	8m	10m	12m	10m
H_3	10m	10m	10m	10m

表 3.2.3 SCP の施工条件

項目	施工条件
配置	四角形
砂杭間隔 (m)	2.0
起振力 (kN)	591.9
杭径 (m)	0.4
振動数 (Hz)	9.3
起振時間 (sec)	100

表 3.2.4 U型シートパイル YSP-VIの諸元(幅 1m 当たり)

断面積(m ²)	2.425×10^{-2}
断面2次モーメント(m ⁴)	3.190×10^{-4}
ヤング率(kN/m ²)	2.058×10^8

(3) 解析結果の検討

図 3.2.14 は、表 3.2.2 に示す 4 つの地盤モデルの無対策地盤における側方流動の最大値で、地表面勾配に対して表したものである。各モデルとも勾配に比例して側方流動変位が大きくなるのが分かる。また、飽和砂層 H_2 の厚い Model 3 の変位が大きくなっている。さらに、表層厚 H_1 が薄い Model 4 が最も大きい変位を生じている。このことは、飽和砂層における有効上載圧が最も小さいことによると考えられる。

図 3.2.15 の(a)および(b)は、それぞれ SCP 工法とシートパイル工法を施工した場合の側方流動変位の最大値を図 3.2.14 と同様に地表面勾配について図示したものである。(a)は、SCP 工法のブロック施工間隔をパラメータとしたものであるが、ブロック間隔が最も広い 30m の場合でも側方流動変位量を無対策地盤のそれと 1/3 程度に抑制されている。(b)のシートパイル工法では、その間隔が 30m の場合は、側方流動に対する変位抑制効果はあまり期待できないが、施工間隔を 10m 程度に狭くした場合は、SCP 工法と同程度の変位抑制効果が期待できることが分かる。

以上より、側方流動に対する対策工法としての SCP 工法とシートパイル工法は、適度な施工間隔を採用することで、側方流動変位を抑制することが可能であり、その防止対策として有効である。

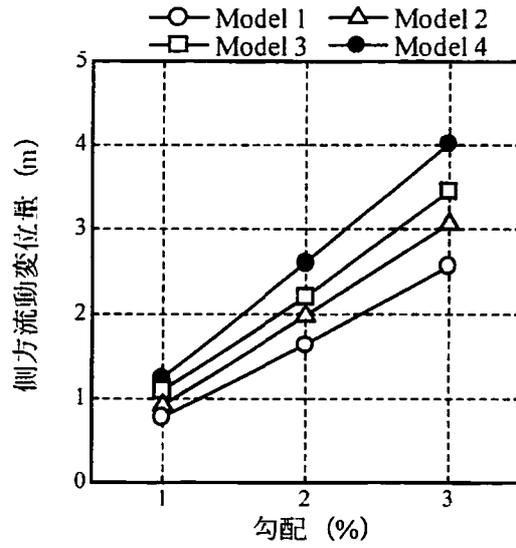


図 3.2.14 地盤モデルの違いによる地表面勾配と側方流動変位量との関係

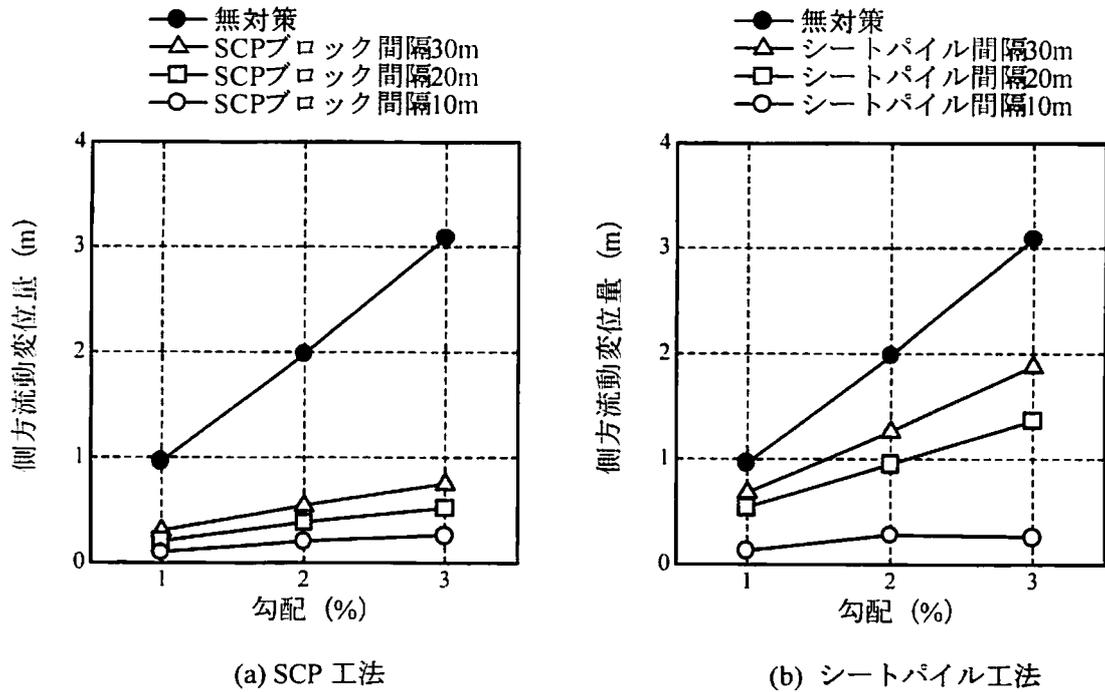


図 3.2.15 対策工法の違いによる地表面勾配と側方流動変位量との関係

3. 3 液状化地盤の側方流動に対する地中埋設管路の耐震対策

3. 3. 1 はじめに

比較的軟弱な地盤における液状化とそれに伴う側方流動は、数mオーダーの地盤の変形を引き起こし、地中埋設管路に対し、折損、引き抜け、押し込み、浮上、沈下などの被害が想定され、何らかの対策が望まれている。筆者らは、これまでに、地中埋設管路に対する解析手法の提案を行い、地盤改良を施した場合¹⁵⁾や液状化による地盤沈下による埋設管の挙動¹⁶⁾を解析的に示している。ここでは、地中埋設管路の解析手法を提案し、液状化対策としての地盤改良を施した地盤における管路の変形抑制効果の検討や地中埋設管路に対する管体補強工法の提案^{17),18),19),20)}を行い、解析的な比較から耐震設計上の有効性を示す。

提案する地中埋設管路に対する対策工法は、図3.3.1の概念図に示すように、地中埋設管(主管)に補強用連続パイプを補強板によって結合することで、管路全体の曲げに対する剛性を増加させ、管体の浮力による浮き上がり、側方流動(永久変位)などによる管の移動など、管体の液状化時の被害を軽減させる対策工法である。管体補強工法の有効性を検討するにあたり、図3.3.2のように、側方流動による強制変位区間と両端の非液状化区間(または構造物)からなる構成で、補強が最も効果的な管配置として、埋設管を2次元の面内モデルとして解析する。

3. 3. 2 地震応答解析手法

液状化に伴う側方流動による地盤の大変形に対する埋設管路(パイプライン)の挙動を解析するため、修正伝達マトリックス法²¹⁾に基づいた解析を行う。地中埋設管路を弾性床上の梁でモデル化し、地盤ばねを介して液状化時の側方流動による地盤変位を入力として、液状化時の地盤の大変形に対する管路挙動を解析する。

解析にあたり、以下のような仮定を用いる。

- 1) 埋設管路を弾性床上の梁に置き換え、管路本体は伸縮ばね、回転ばねによる継手で連結されている。
- 2) 継手位置では管軸方向については、軸力のみを伝え、軸直角方向については、せん断力を伝える。また曲げモーメントについては、回転ばねを介して伝えられる。
- 3) 管路本体と地盤の間の地盤ばねは、非線形特性を持つ。外力としては、地盤の強制変形を任意に与えるものとする。
- 4) 管路本体は、変形後も弾性範囲内にあるものとする。
- 5) 補強管は、溶接鋼管または付き合わせ継手による連続管とする。
- 6) 埋設間の慣性力や減衰力の影響は小さいものとして無視する。

上記の仮定に基づいて、図3.3.3のようにモデル化された埋設管路の軸方向・軸直角方向の基礎方程式はそれぞれ次式のように表される。

$$\text{a) 軸方向} \quad -EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k_{xx} u = k_{xx} u_{sx} \quad (3.3.1)$$

b) 軸直角方向
$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + k_y v = k_y v_y + P \quad (3.3.2)$$

ここに、 E 、 I 、 A =それぞれ埋設管路の弾性定数、断面二次モーメントおよび断面積、 k_{sx} 、 k_{sy} =それぞれ軸方向、軸直角方向の単位長さあたりの地盤ばね定数、 u 、 v および u_s 、 v_s =それぞれ軸方向、軸直角方向の管路および地盤の変位。 P は側方流動などの管路直角方向に作用する力である。

ここででは、一本の管体の端部における u 、 v 、 ϕ (たわみ角)、および N (軸力)、 M (曲げモーメント)、 Q (せん断力) は、図 3.3.3 のようにモデル化し、修正伝達マトリックス法¹⁹⁾ を適用して求めることができる。その詳細は付録-2 に譲る。

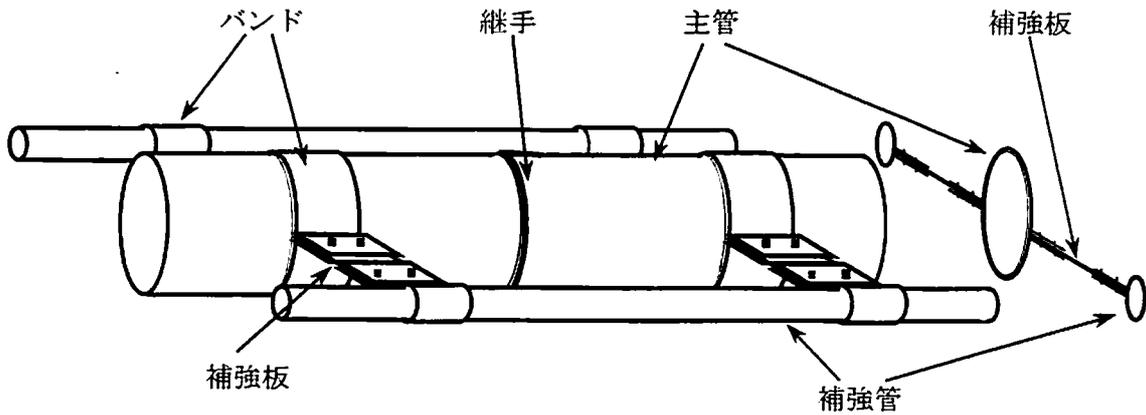
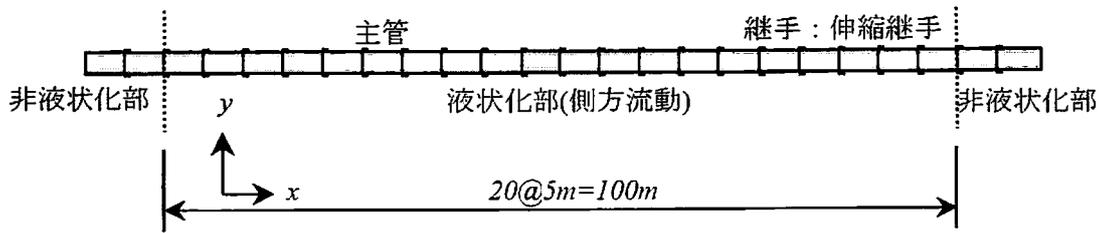
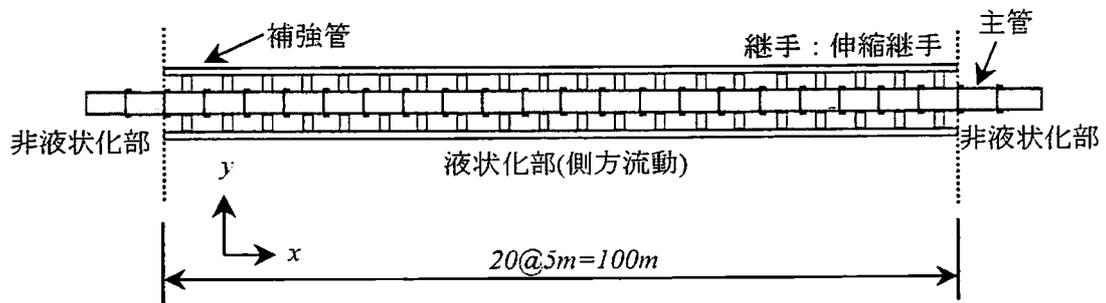


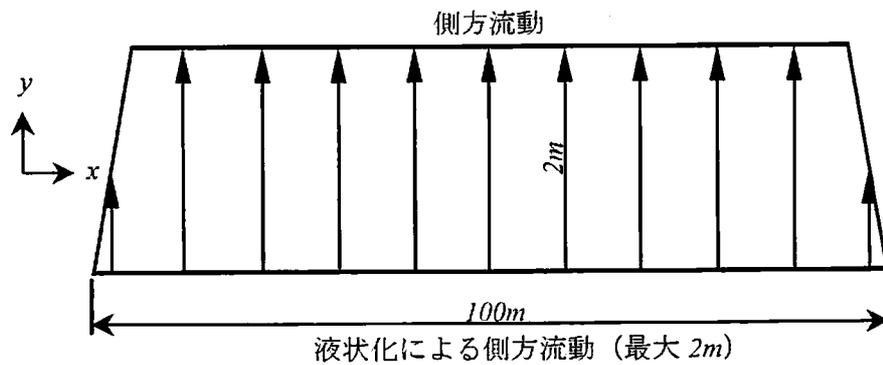
図 3.3.1 提案する管体補強工法



(a)直単管路



(b)補強された直管路



(c)側方流動の分布

図 3.3.2 対象とする管路の概念図

3.3.3 管体補強工法による埋設管路の側方流動対策効果

提案する管体補強工法による効果を検討するために、モデル地盤における各種対策工法による応答の比較を行う。

(1) 埋設管路および地盤の概要

ここで対象とする地盤モデルは、図 3.3.2 に示すような、地盤の一部（100m）区間が液状化による側方流動で、最大 2 m の変形が発生して、管路直角方向に作用するモデルとする。主管は、口径 500mm のダクタイル管、補強管は、口径 100mm の鋳鉄管、更に補強板は、500×500×10mm の鉄板を標準値として採用し、その緒元を表 3.3.1 に示す。

液状化時の地盤のばね定数は、室内実験結果等^{22),23)}を参考にして、平常時の 1%程度として、図 3.3.4 に示すような非線形特性を持たせ、管軸方向、管直角方向のばね定数 k_{sx} 、 k_{sy} は同じものとした。

継手は、S 型〔耐震継手〕と GM 型〔ガス管継手〕の 2 種類について考え、伸縮ばね k_T と回転ばね k_R の復元力特性を図 3.3.5 および 3.3.6 に示す。S 型継手は非常に剛で、GM 型継手は極端に柔らかい特徴を有している^{24),25)}。

埋設管路の作用する外力としては、最大 2m の台形分布を与える（図 3.3.2 参照）。

(2) 応答解析結果

応答解析は、図 3.3.7 のような、単管のみ（ケース 1）、管体補強工法（ケース 2）の他に、比較のために、グラベルドレーン工法（ケース 3）、サンドコンパクションパイル工法（ケース 4）、シートパイル工法（ケース 5）および杭支持工法（ケース 6）を施したケースについても行った。なお、ここでは、GM 型継手の応答解析から検討を行う。

1) 単管と管体補強工法の比較

図 3.3.8 は、主管のみの(ケース 1)と管体補強工法(ケース 2)の側方流動（管軸直角方向）への管路応答を示している。図中の実線、点線、破線は、それぞれ補強した管、単管および地盤の変位に対応している。管体の変位応答 [(a)図] に関しては、剛性の小さい GM 継手では、地盤の変位と同じ 2m の側方変位が生じており、両端の液状化・非液状化境界部付近では、大変形をもたらしている。これに対して、補強した管では、最大変位 28cm と、その効果は顕著である。

継手の回転角 [(b)図]、継手の伸縮量 [(c)図] は、単管の場合は液状化境界部近傍の継手で、継手回転角 10° 近く、伸縮量も 8cm 程度となっており、明らかに破損した状態にあるのに対し、補強した管体では、ほとんど発生しておらず、その効果が認められる。

管体の曲げ応力 [(d)図] は、液状化境界部で発生し、単管継手が降伏しているために、曲げ応力が低下している。また、補強した管では、80MPa と若干増えている。しかし、補強管および補強板を小さくするなどの改良を加えることにより対処できる。

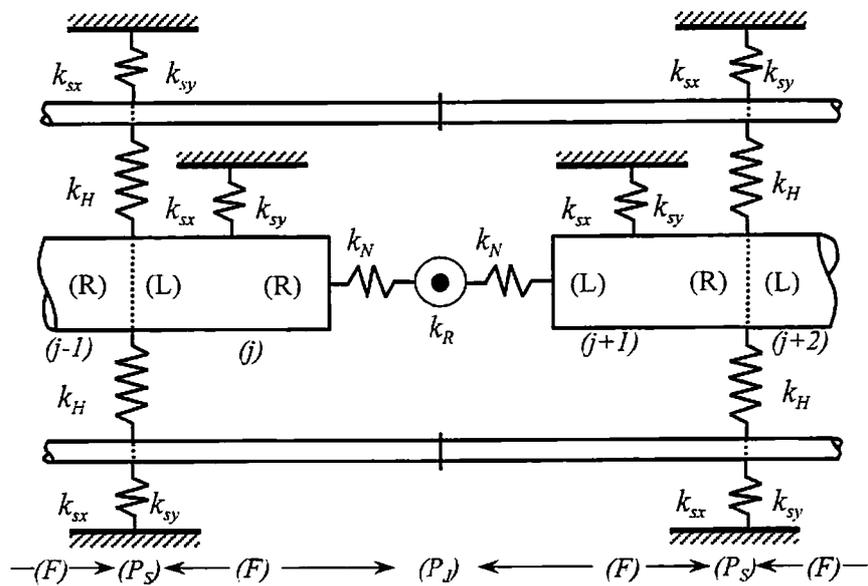


図 3.3.3 管体補強工法の解析モデル（平面）

表 3.3.1 埋設管の諸元

	ϕ_0 (mm)	ϕ (mm)	t (mm)	E (kN/mm ²)
主管	500	528	0.5	1.6×10^2
補強管	100	118	7.5	1.6×10^2
	h (mm)	w (mm)	t (mm)	E (kN/mm ²)
補強板	500	500	10	1.6×10^2

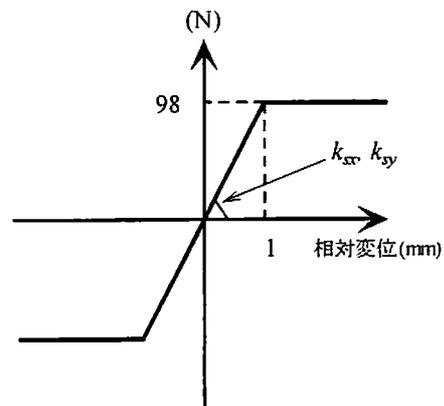
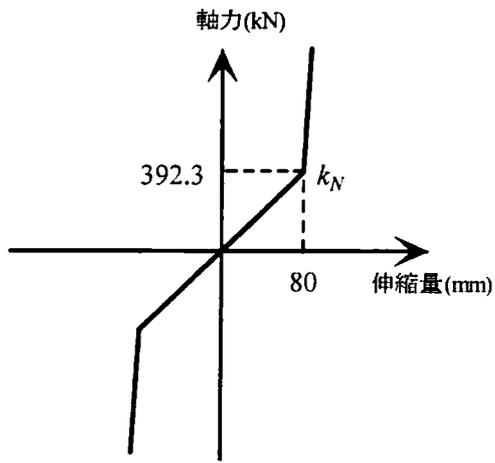
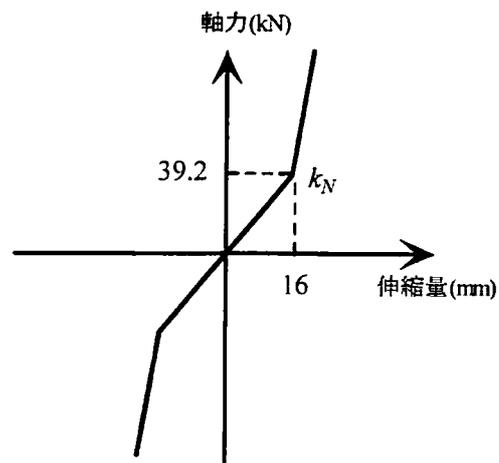


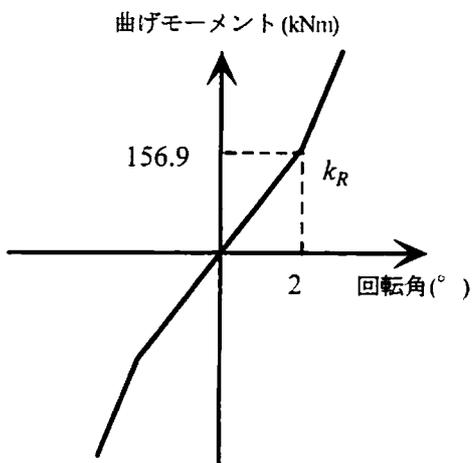
図 3.3.4 地盤ばね定数



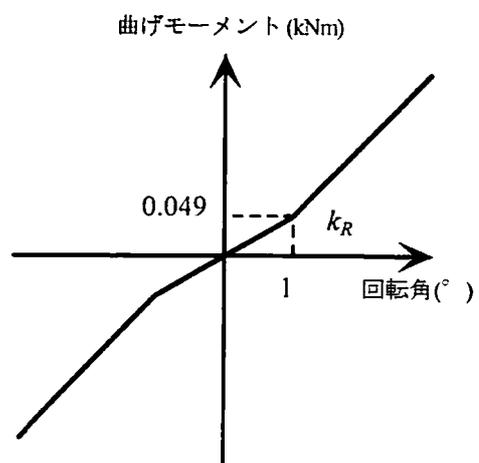
(a)伸縮ばね剛性



(a)伸縮ばね剛性



(b)回転ばね剛性



(b)回転ばね剛性

図 3.3.5 継手の剛性 (S 型)

図 3.3.6 継手の剛性 (GM 型)

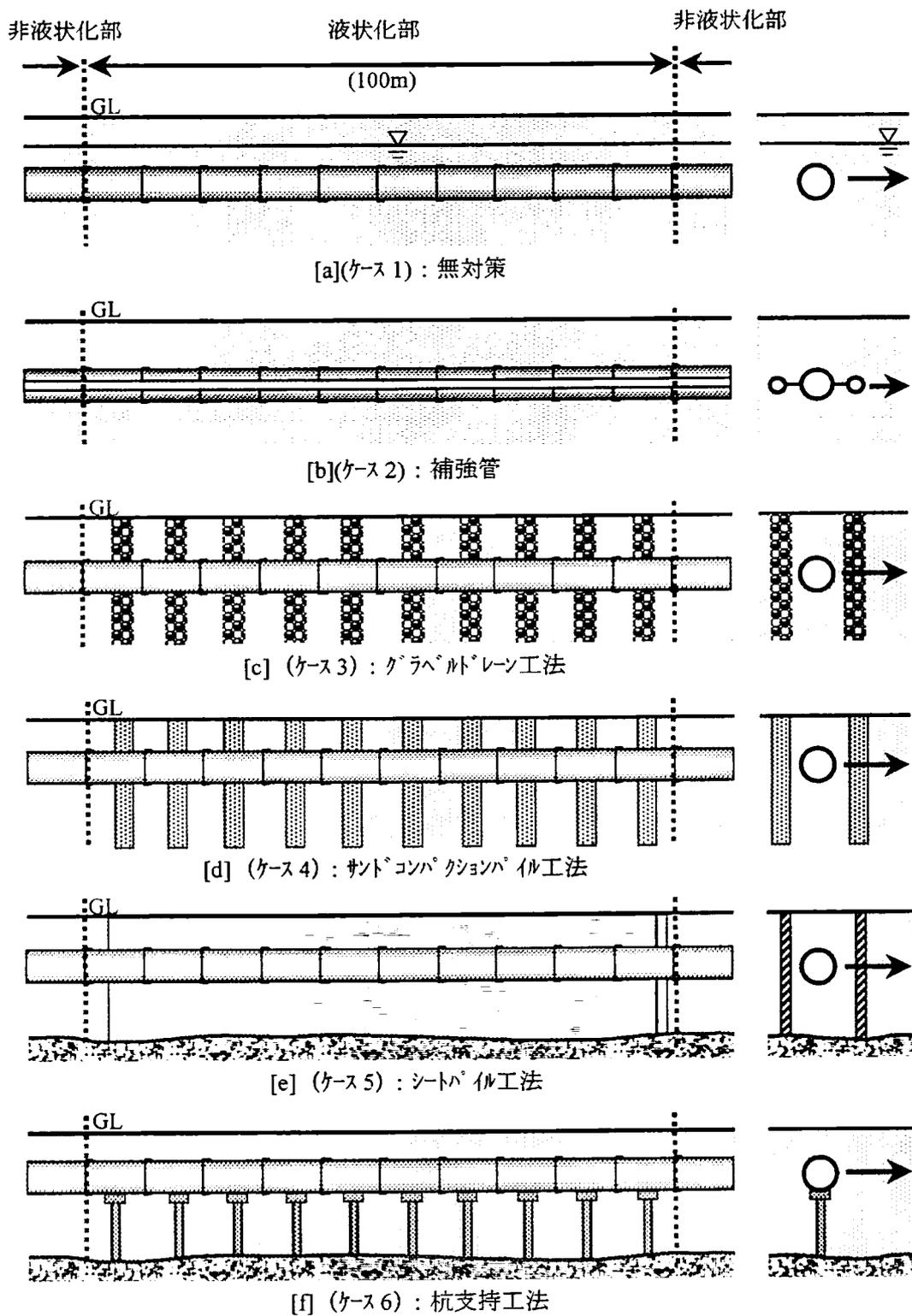


図 3.3.7 解析対象モデル

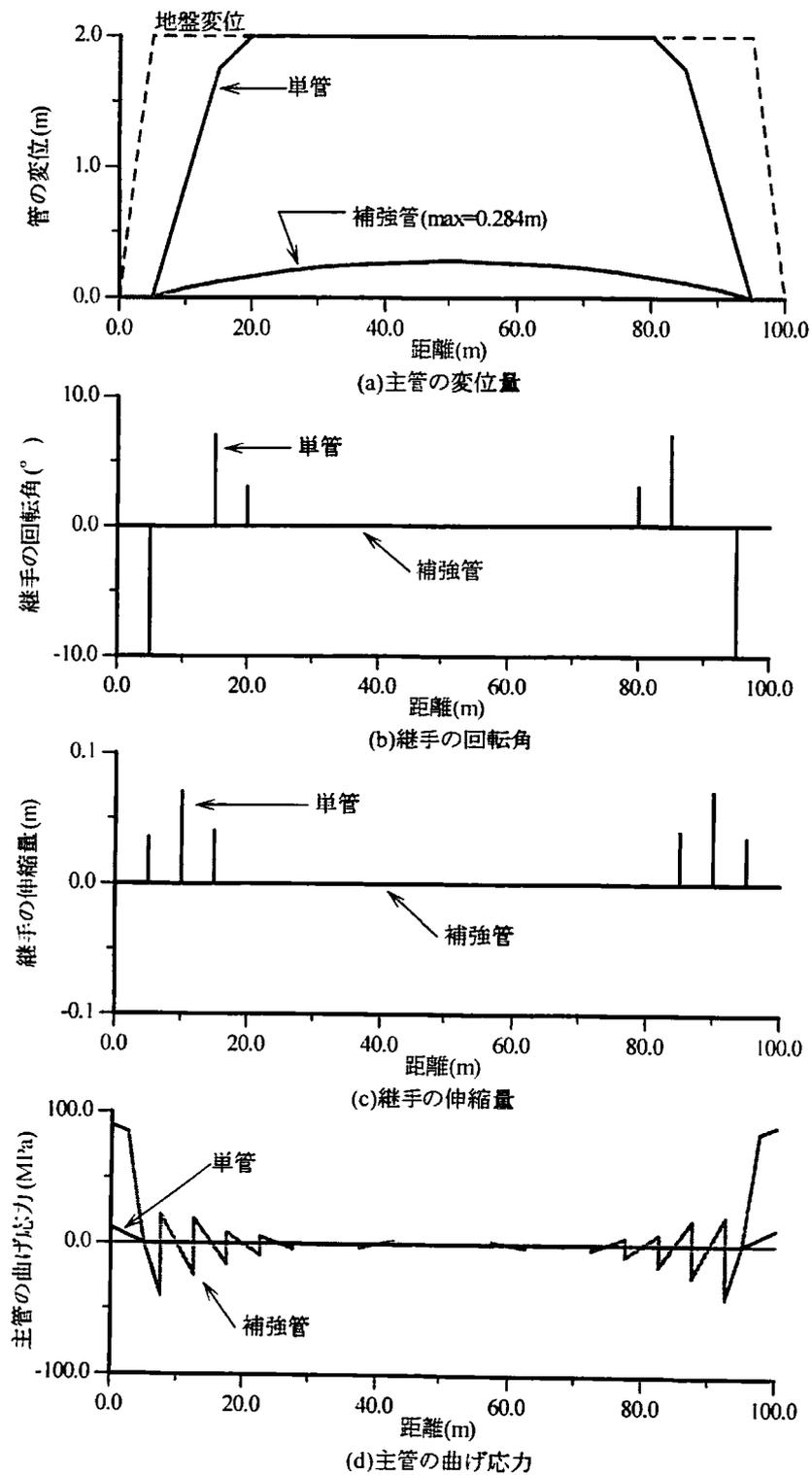


図 3.3.8 側方流動(2m)に対する基本モデル管路の応答

2) 単管と各種対策工法との比較

各種対策工法の解析結果の対応表を表 3.3.2 に示す。図 3.3.9 にグラベルドレーン工法を施した場合について示す。グラベルドレーンの効果で、2m の地盤変位が 75cm 程度に抑制されているが、液状化・非液状化の境界部付近では、管路自体の剛性が、地盤変形に対抗しきれずに曲げ破壊が起こっていることが分かる [(d)図]。

図 3.3.10 にサンドコンパクションパイル (SCP) 工法を施した場合について示す。SCP 工法の変形は、解析的に一様な液状化地盤では、1/4 程度の変位抑制効果が期待できる²⁶⁾ものとしている。回転角[(b)図]、伸縮量 [(c)図] とともに、液状化・非液状化の境界部付近で、やや大きくなる傾向が伺える。また、図 3.3.11 のシートパイルを施した場合でも、管路の変位抑制効果は確認できるが、前述の SCP 工法と同様、回転角、伸縮量とともに、液状化・非液状化の境界部付近で、やや大きくなる傾向が伺えるが、SCP 工法に比べ曲げ応力の発生が小さいことが分かる。

次に、構造的な液状化対策として、杭支持された単管路を取り上げ、無対策の単管路(ケース 1)および管体補強工法(ケース 2)との比較を行う。ここでの杭は、直径 319mm、厚さ 7mm の鋼管杭とし、新潟市川岸町の地盤モデルに対する液状化計算²⁷⁾から求めた有効応力 σ'_v より、杭に対する地盤反力係数 k を、松本らの実験式²⁸⁾ $k(\text{kgf}/\text{cm}^3)=130 \sigma'_v$ (kPa) という関係式から定めた。ただし、この係数 k は、地盤の大変形時には、完全塑性化するものとした。図 3.3.12 は、杭支持された単管路(ケース 6)、無対策の単管路(ケース 1)および管体補強工法(ケース 2)の応答解析結果である。図中の(a)の変位に関しては、杭の根入れ長さ $d=12\text{m}$ の摩擦杭とした場合では、側方からの抵抗力が弱く変位抑制効果が小さい。根入れ長さを $d=24\text{m}$ と基盤層に支持させると、提案する管体補強工法と同程度の効果が発揮できることが分かる。また、根入れ長さが浅いと、管路自体の変形が、杭の拘束を受けるため、滑らかでなく、継手の回転角[(b)図]、伸縮量 [(c)図] とともに、許容値を超えてしまう。しかし、液状化・非液状化の境界部付近での管路の曲げ応力は、杭支持の方が有利な結果となっている。

図 3.3.2 各種対策工法と解析結果の対応表

対策工法	図番号
ケース 3 (グラベルドレーン工法)	図 3.3.9
ケース 4 (SCP 工法)	図 3.3.10
ケース 5 (シートパイル工法)	図 3.3.11
ケース 6 (杭支持工法)	図 3.3.12

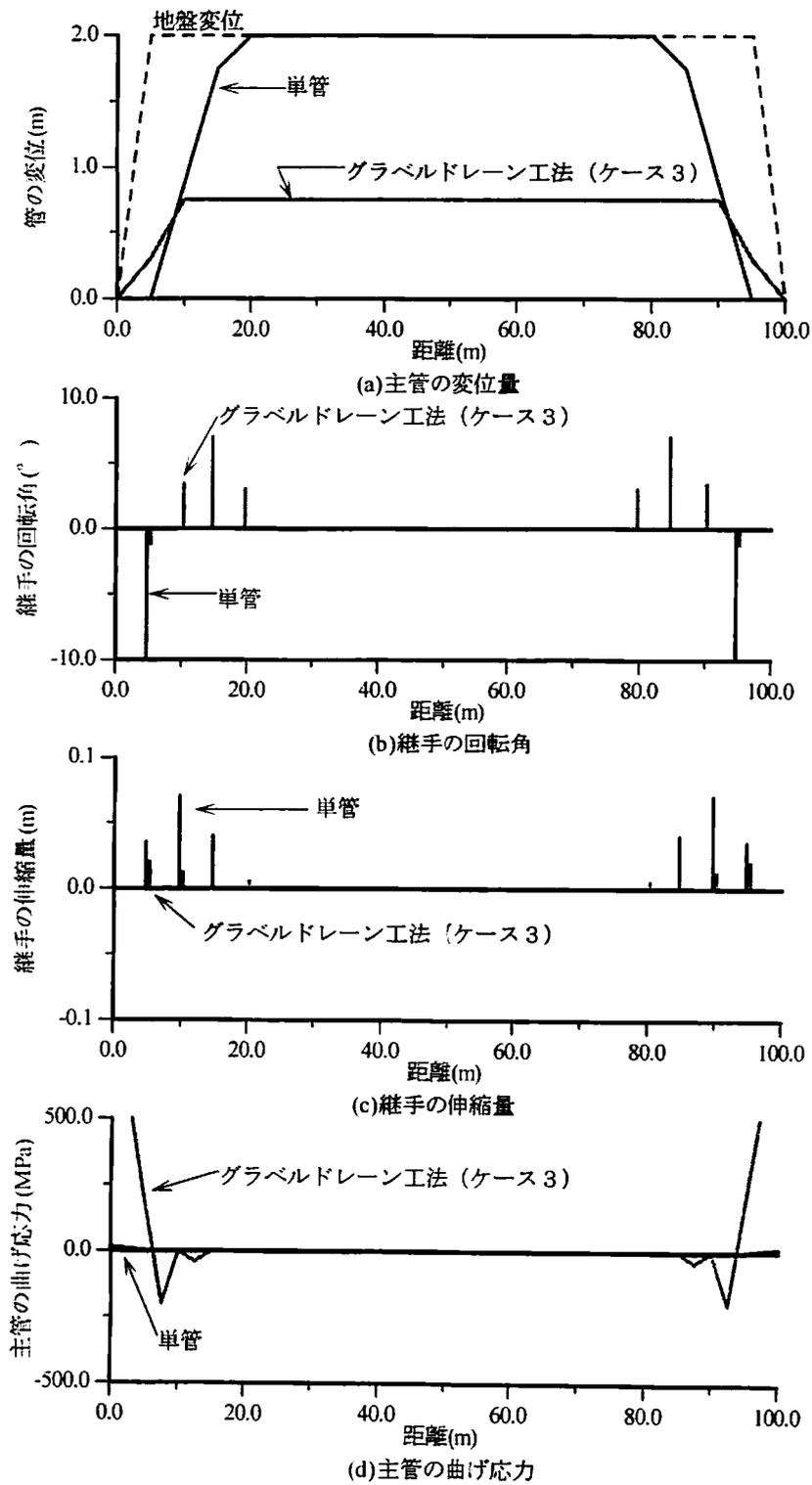


図 3.3.9 側方流動(2m)に対するグラベルドレーン工法を施した単管路の応答

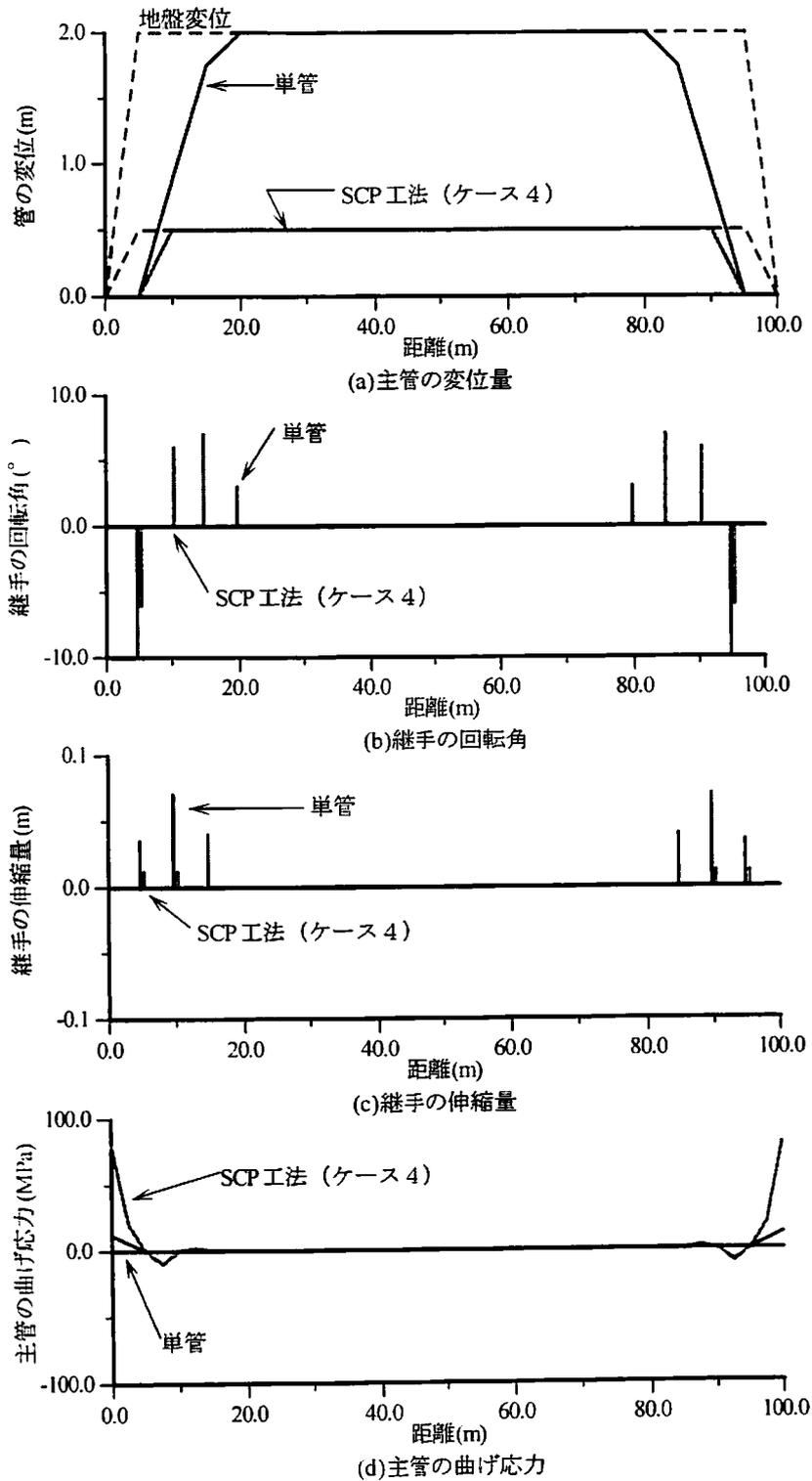


図 3.3.10 側方流動(2m)に対する SCP 工法を施した単管路の応答

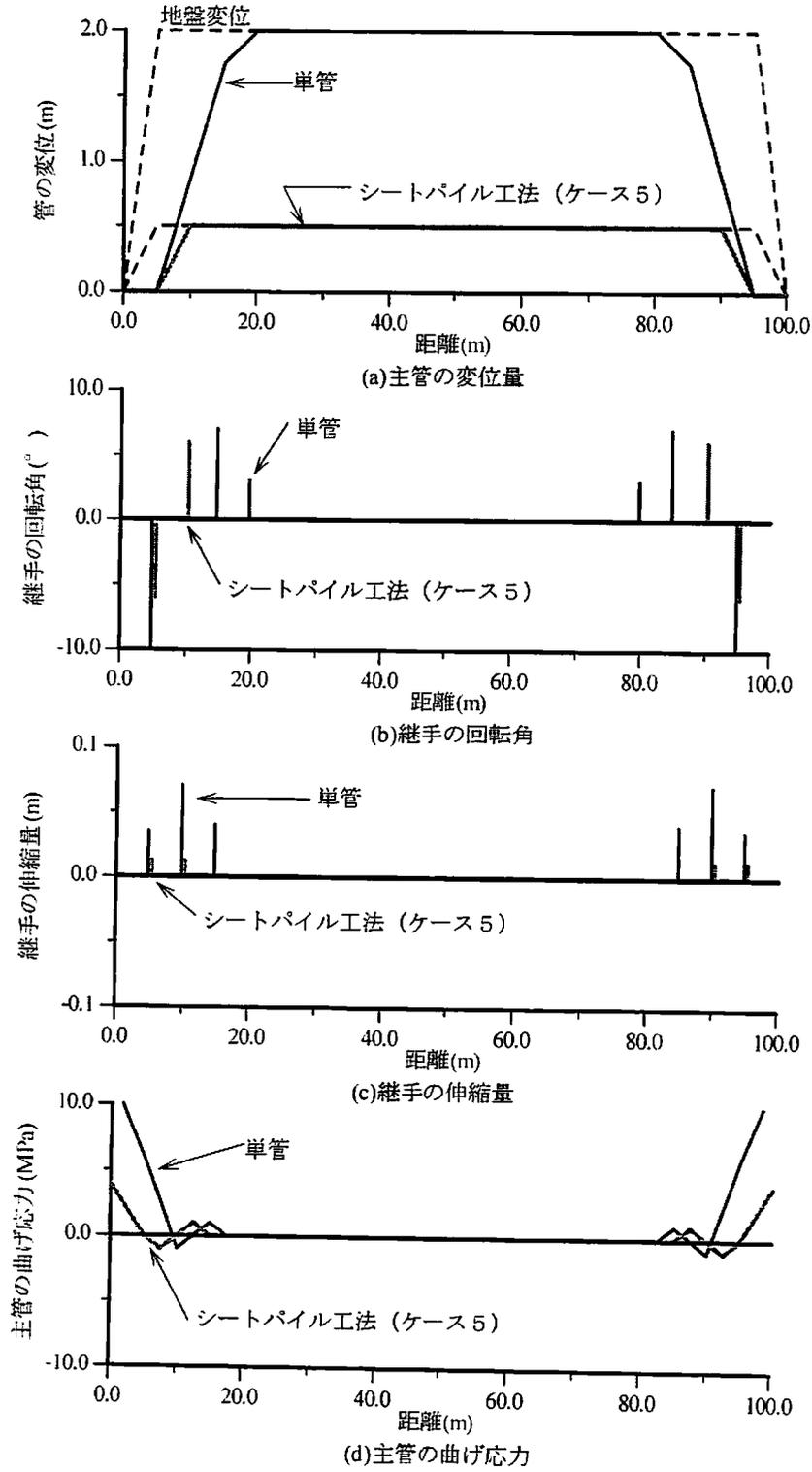


図 3.3.11 側方流動(2m)に対するシートパイル工法を施した単管路の応答

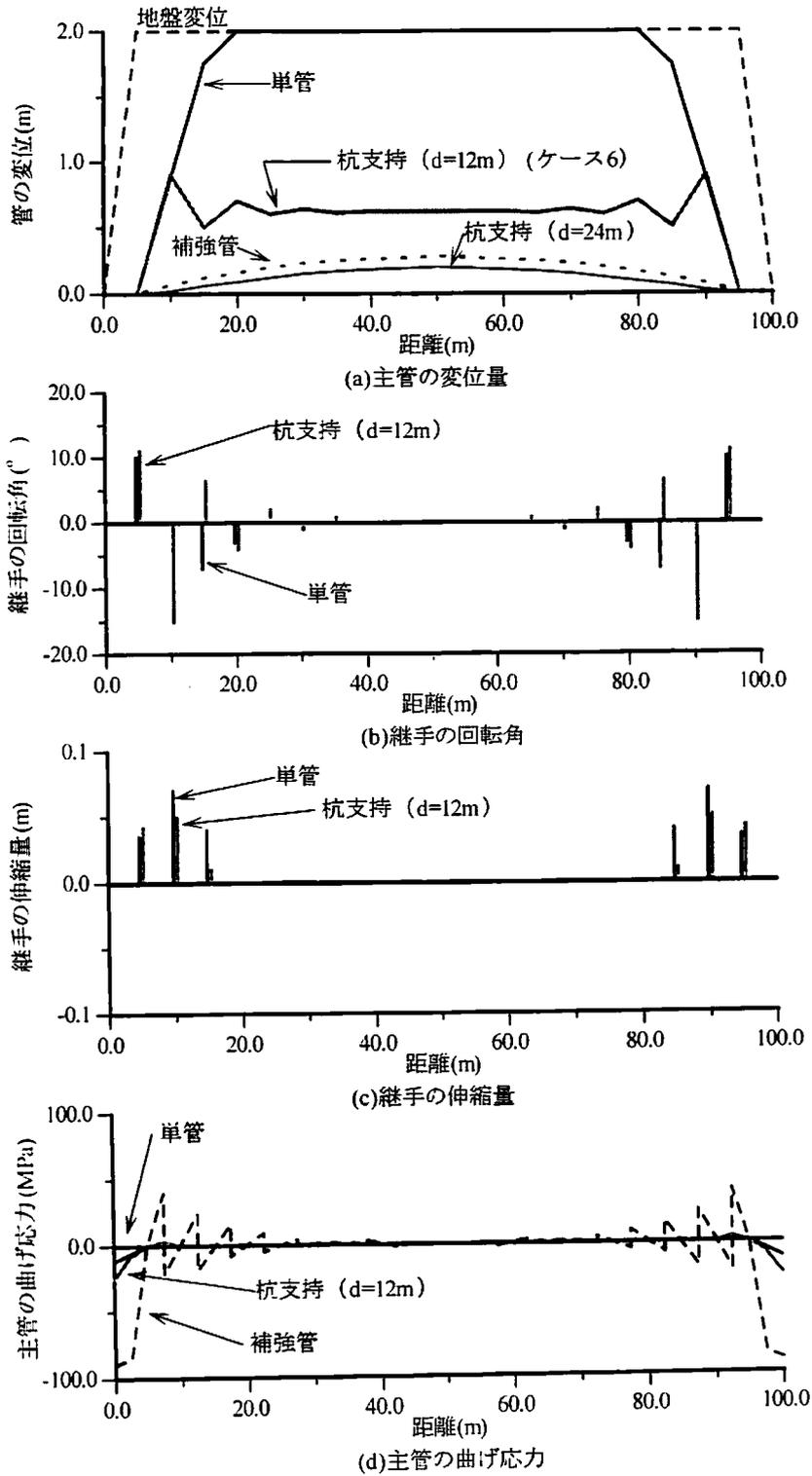


図 3.3.12 側方流動(2m)に対する杭支持された単管路の応答

3) 地盤ばね定数のばらつきが管路応答に与える影響

これまでの解析では、地盤ばね定数を一様として解析を行ってきたが、ここでは、地盤ばねの不均一さに着目した解析を行い、提案する補強工法の有効性に関して考察する。解析的には、与える側方流動変位を一定として、地盤ばね定数の初期剛性を変化させた場合について検討を行った。図 3.3.4 に示す値を基準として、初期剛性のみを 0.5 倍、1.5 倍として、図 3.3.2 に示す解析区間長 100m の中央部 70m 区間で、地盤ばね定数が一様に変化するものとした。

図 3.3.13 は、S 型継手と GM 型継手の両継手について、単管のみと管体補強を施した場合の応答結果を地盤ばね定数のばらつきをパラメータとして示したものである。

継手剛性が低い GM 型継手は、地盤ばね定数のばらつきに対し、単管のみの場合は、変位量、回転角、伸縮量とも大きくなっているが、提案する補強工法を施した場合は、管路の応答は、変位、回転角、伸縮量とも小さく、その有効性が確認できる。また、S 型継手の場合、剛性の高い継手の特性が生かされ、比較的安定した応答を示すことが確認でき、地盤ばね定数の不均一さの影響をあまり受けないことが分かる。これらのことから、GM 型継手への管体補強工法の効果が十分に認められる。

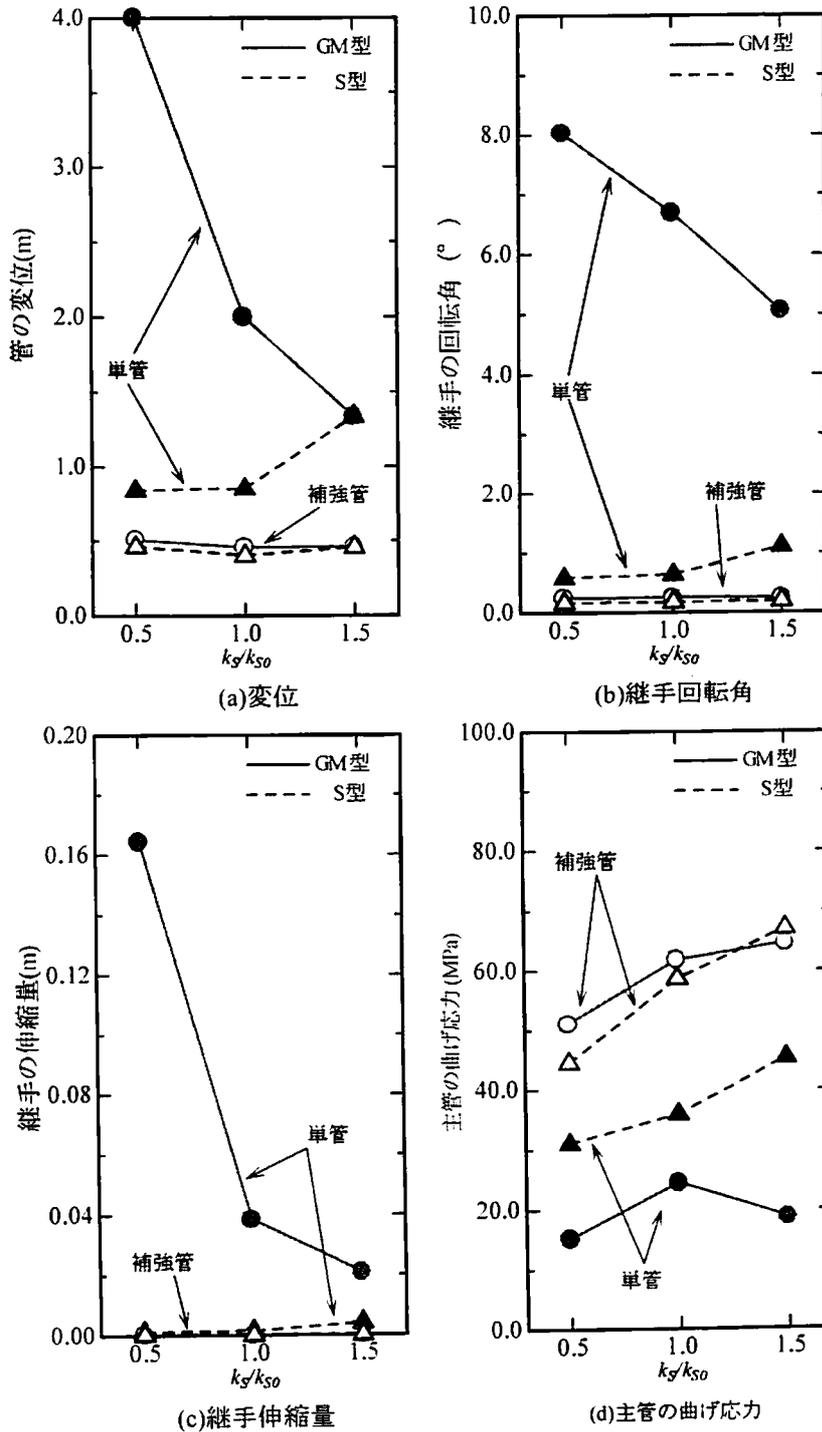


図 3.3.13 地盤ばね定数のばらつきを考慮した管路の応答

3. 4 まとめ

過去の地震被害事例からは、都市の発達した沖積平野や臨海部に発達しているため、地震時に液状化の被害を生じやすい傾向にある。特に、液状化による被害の中には、表層や基盤層の傾斜した地盤が液状化により、広い範囲にわたって側方へ移動する側方流動によって構造物が大きな被害を受ける例も多く報告されている。しかし、この液状化に起因して発生する側方流動に関しては、その発生メカニズムや変位推定方法など不明な点が多く、側方流動に対する対策工法の効果の検証も十分になされていない。また、側方流動を考慮した構造物の合理的な設計手法など確立されたものはない。そこで、本章は、比較的簡易な側方流動変位の推定法の提案し、室内振動実験、被害事例との対応から提案手法の妥当性について検討するとともに、対策工法として、振動締め固めによる地盤改良工法とシートパイル工法の2つを取り上げ、両工法の側方流動防止効果について検討した。さらに、地中埋設管路に対する構造的な対策である管体補強工法の効果について、疑似静的な応答解析からその有効性について検討した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 提案する側方流動解析の推定手法は、室内模型振動実験結果および被害事例の実測値と概ね対応しており、その妥当性ととも、側方流動変位解析への適用性を示した。
- 2) 液状化に伴う表層地盤の側方流動に対して、サンドコンパクションパイル工法およびシートパイル工法は、変位抑制効果があることを室内模型振動実験およびモデル地盤の解析結果から明らかにした。
- 3) 提案する管体補強工法と地盤改良工法、杭支持工法との比較から、側方流動変位に対して、大幅な変形抑止効果があることが確認され、その有用性を示した。
- 4) 平面的に地盤ばね定数が変化する不均一な地盤変形に対する提案手法の効果を解析的に検討した結果、継手剛性の柔らかい管路（GM型継手）への効果は十分あることを確認した。

参考文献

- 1) 濱田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，第376号/III-6，pp.211-220，1986.
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告総集編，社団法人日本建築学会，2000.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
- 4) 安田進・吉田望・安達健司。規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う側方流動の簡易推定法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.
- 5) 濱田政則・若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，No596/III

- 43. pp.189-208. 1998.
- 6) 國生剛治・澤野珠揮・故島哲朗・中野孝蔵・野中のぞみ：液状化砂層の側方流動に及ぼす水膜の影響とその生成条件. 第10回日本地震工学シンポジウム発表論文集. pp.1463-1468, 1998.
 - 7) S. Yasuda, *et al.*, The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*. JSSMFE. Vol.32. No.1. pp.149-160, 1992.
 - 8) 秋吉 卓・尻無濱昭三・瀧田邦彦・松本英敏：液状化土の自重による側方流動の解析について. 第10回日本地震工学シンポジウム発表論文集. pp.1509-1514. 1998.
 - 9) S. Iai. *et al.*. Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Soils and Foundations*. JSSMFE, Vol.32. No.2, pp.1-15. 1992.
 - 10) T. Akiyoshi, K. Fuchida, H. Matsumoto, T. Hyodo and H. L. Fang. Liquefaction analyses of sandy ground Improved by sand compaction pile. *International Journal of Soil dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.12, No.5. pp.299-307, 1993.
 - 11) T. Akiyoshi, *et al.*. Simulation of sand compaction pile method. *Proceedings of 9th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.949-954, 1994.
 - 12) 高畑浩二：液状化対策した地盤の側方流動防止効果に関する研究. 平成6年度熊本大学卒業論文. 1995.
 - 13) M. Hamada, *et al.*. The 1995 Hyogoken-Nanbu (kobe) Earthquake :liquefaction, ground displacement and soil condition in Hanshin area, *Association for Development of Earthquake Prediction*. 1995.
 - 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編. 1990.
 - 15) K. Fuchida, S. Shirinashihama and T. Akiyoshi, Protection of buried pipelines from liquefaction by ground improvements. CD-ROM *Proceedings of 11th World conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico. Paper No. 583. 1996.
 - 16) K. Fuchida, S. Shirinashihama and T. Akiyoshi, Response behavior of pipelines system subjected to subsidence of ground liquefaction. CD-ROM *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland. New Zealand. Paper No.425, 2000.
 - 17) 秋吉 卓・瀧田邦彦・尻無濱昭三・堤 隆：液状化に対する埋設管の補強の効果. 第8回日本地震工学シンポジウム(1990)-国際防災の10年記念-論文集, 東京. pp.2175-2180. 1990.
 - 18) T. Akiyoshi, K. Fuchida, S. Shirinashihama and T. Tsutsumi. Comparison of anti-liquefaction techniques for buried pipelines. *Proceedings of Pressure Vessels and Piping Conference*. PVP-Vol.237-1, *Seismic Engineering*. ASME, New Orleans, pp.81-88. 1992.
 - 19) T. Akiyoshi, K. Fuchida, S. Shirinashihama and T. Tsutsumi. Stiffening effect of anti-liquefaction techniques for buried pipes, *Proceedings of 10th World Conference of Earthquake Engineering*. San Francisco. Vol. 9, pp.5417-5422. 1992.

- 20) T. Akiyoshi, K. Fuchida, S. Shirinashihama and T. Tsutsumi. Effectiveness of Anti-Liquefaction Techniques for Buried Pipelines. Journal of Pressure Vessel Technology, ASME. Vol. 116, No.3. pp.261-266, 1994.
- 21)中村秀治:数値誤差の改善を考慮した伝達マトリックス法の提案, 土木学会論文報告集, 第 289 号. pp.43-53, 1979.
- 22)高田至郎:土木構造物の耐震設計における終局耐力の再配分に関する研究. 昭和 62 年度科学研究費補助金(総合研究A. 代表:土岐憲三)研究成果報告書. pp.239-343, 1988.
- 23)秋吉 卓・淵田邦彦・松本英敏:等価係数による液状化地盤中管路の復元力特性の評価. 土木構造・材料論文集. 第 5 号. pp.39-46. 1990.
- 24)秋吉 卓・淵田邦彦・田中博徳:液状化時大変形を防止するための管体補剛の効果. 第 20 回地震工学研究発表会講演梗概集. pp.601-604. 1989.
- 25)高田至郎・高橋俊二・山部泰男:硬質塩化ビニール管の地震時挙動シミュレーション, 水道協会雑誌. 第 547 号. pp.27-39, 1980.
- 26)尻無濱昭三:液状化による地盤の大変形解析とその対策工法の効果に関する研究. 平成 2 年度熊本大学修士論文, 1993.
- 27)大部菌和久:液状化地盤と埋設管路の地震応答解析に関する研究. 昭和 63 年度熊本大学修士論文. 1989.
- 28)松本秀應・佐々木康・近藤益央:液状化地盤における地盤反力係数, 第 22 回土質工学会発表会講演集, E-8. pp.827-828. 1987.

第4章 応答スペクトルを利用した耐震設計

4.1 概要

地震時には、強い地震動により直接的に構造物が被害を受けるほかに、都市の臨海部などの埋立地や人工島などの比較的軟弱な地盤において、液状化が生じ、地表付近の構造物が地盤変状による被害を受けることがある。実際に1995年の兵庫県南部地震では、強い地震動のため構造物に大きな被害が生じ、ポートアイランドなどの埋立地では液状化の被害も生じた¹⁾。このような液状化現象に対する種々の研究は、1964年の新潟地震以来急速に進められ、液状化のメカニズムや簡易予測手法など多くの成果が耐震基準などに反映されるまでに至っている²⁾。一方、都市直下で発生する地震に対して震源特性までも含めた地上構造物の応答スペクトルに関する研究も行われている³⁾。しかしながら、大きな地震の発生率が低いことから実地震による検証例は極めて少なく、表層地盤の液状化を考慮した地上構造物の耐震設計手法として確立されるまでには至っていない。

本章では液状化を考慮した地盤-杭基礎系の応答特性を反映した地上構造物の応答スペクトルについて検討し、地盤の液状化を防ぎ、かつ、杭基礎使用の場合は、その破壊を防ぐという制約条件の下で、応答スペクトルを引き下げる最適な地盤改良（施工）工法を提案する。解析手法として2次元有効応力解析プログラム「NUW2」⁴⁾を用いて地盤-杭基礎系の地震応答に関する数値計算を行い、表層地盤の液状化特性を把握するとともに、地表面上に線形の1自由度系構造物を想定し、その応答スペクトルを算定する。このとき、液状化対策としてサンドコンパクションパイル工法による地盤改良を施した地盤についても、そのシミュレーション手法を用いて応答解析を行い、地盤及び構造物の動特性と関連付けながら、地盤系の応答と地上構造物系の応答から固有周期をキーパラメータとして総合的に評価する手法^{5),6),7)}を考察する。

4.2 地震応答解析手法の概要

4.2.1 はじめに

本節では、比較的軟弱な地盤上の建設される構造物を対象としており、図4.2.1に示す表層地盤-杭基礎系を2次元平面ひずみで有限要素に分割したモデルとする。まず、表層地盤の地震応答を解析する手法として、Biotの2相混合体理論と井合らの多曲面せん断機構モデル⁸⁾に基づいたもので、2次元有効応力解析プログラム「NUW2」⁴⁾として秋吉らが開発しているものを用いる。

また、地盤の液状化対策工法としては、国内での施工実績が高いサンドコンパクションパイルによる地盤改良を行った場合についても検討を行う。秋吉らはサンドコンパクションパイル（SCP）工法におけるケーシングの圧入過程とケーシングを加振することによる動的締固め過程とをシミュレートするプログラム「WAP3」^{9),10)}を開発しており、ここでは、

地盤改良の解析手法としてこのプログラムを用いる。

さらに、液状化解析により算定した表層地盤の地表面加速度応答を入力として、地表面上の1自由度系構造物の応答スペクトルを算定する¹¹⁾。

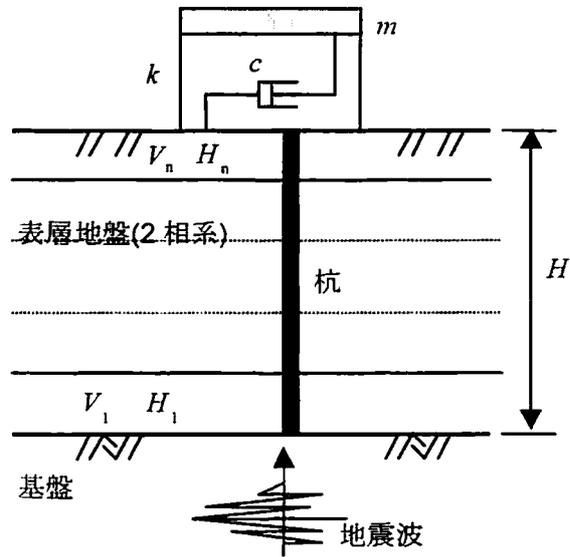


図 4.2.1 解析対象の地盤－杭基礎－構造物系の模式図

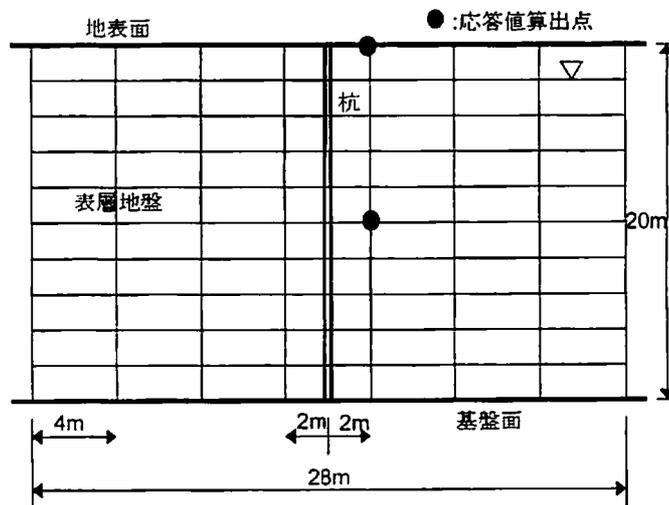


図 4.2.2 地盤－杭基礎系の解析モデル

4. 2. 2 解析モデル

(1) 地盤系のモデル

解析の対象として、図 4.2.2 のように、基盤面上に液状化しやすい砂質性の表層が存在し、それに杭基礎のある地盤モデルを考える。表層地盤は、砂質性で、単位体積重量 18.62kN/m^3 、透水係数 $1.0 \times 10^{-5}\text{m/s}$ 、細粒分含有率 10%とし、水平で一様な成層構造とした。また表層の厚さを 20m、地下水位を 2m とし、地表には液状化しにくい不飽和層を設けた。杭はコンクリート製で、単位体積重量 22.54kN/m^3 、杭径 0.4m、弾性係数 $1.47 \times 10^7\text{kPa}$ とした。このような表層地盤-杭基礎系を、格子状の 2 次元有限要素に分割し、杭は、はり要素でモデル化した。

地盤モデルは、深さ方向のせん断弾性係数の分布が異なる 2 種類の地盤モデルを基本とした。N 値 5 以下の軟弱な地盤でせん断弾性係数が深さ方向に緩やかに増加するような液状化しやすい地盤を Model 1、N 値が深さ方向にほぼ一様な 10 程度の地盤を Model 2 とした。さらに、これら 2 つの地盤モデルにおいて液状化対策としてのサンドコンパクションパイル (SCP) 工法による地盤改良を行った場合についても解析を行った。

SCP 工法による地盤改良によるせん断弾性係数の増加は「WAP3」によるシミュレーション結果を用いた。解析プログラム「WAP3」では、SCP 工法による地盤改良の効果をケーシングの静的圧入効果と、動的締固め効果の和と考える。そのうち、振動締固め効果では、各振動点から波動が伝盤するたびに間隙比 e が次のように変化するものとする。

$$e = (e_0 - e_{\min}) \exp(-z) + e_{\min} \quad (4.2.1)$$

$$z = a\varepsilon^{0.75} N_n \quad (4.2.2)$$

ここに、 e_0 : 初期の間隙比、 e_{\min} : 最小間隙比、 ε : ひずみ、

a : $e - N_n$ 実験による回帰係数、 N_n : 1 ステージあたりの締固め加振(打撃)回数

また、振動締固めにおける振動数として $f=9.3\text{Hz}$ と設定する。これより締固め加振時間 T_n と締固め加振(打撃)回数 N_n との関係は

$$N_n = 9.3T_n \quad (4.2.3)$$

となる。

各ケーシング加振点ごとに間隙比 e の減少分が累積していき、最終的な間隙比 e を Hardin-Richart の提案式¹²⁾により、せん断弾性係数 G に換算することで評価することができる。

「WAP3」に用いたサンドコンパクションパイル工法の諸条件は表 4.2.1 に示す通りである。ここでは、1 ステージあたりの締固め加振時間 (以後、加振時間) T_c を 30sec ずつ増した 5 ケースの地盤改良とし、それぞれの場合におけるせん断弾性係数の鉛直分布を図 4.2.3 に示している。図中の○印は無対策地盤のせん断弾性係数を、他の記号は改良地盤のそれを示している。図より SCP による地盤改良によって地盤が締固められ、せん断弾性係数が増加することと、加振時間を長くするほどその効果が大きいと、間隙縮小が限界に近づき頭打ちになることがわかる。

表 4.2.1 SCP の諸条件

パイルの間隔(m)	3.0	
配置	四角形	
加振力(kN)	600	
パイルの直径(m)	0.4	
加振振動数(Hz)	9.3	
締固め加振時間 T_c (sec) (1 ステージ当たり)	SCP1	30
	SCP2	60
	SCP3	90
	SCP4	120
	SCP5	150

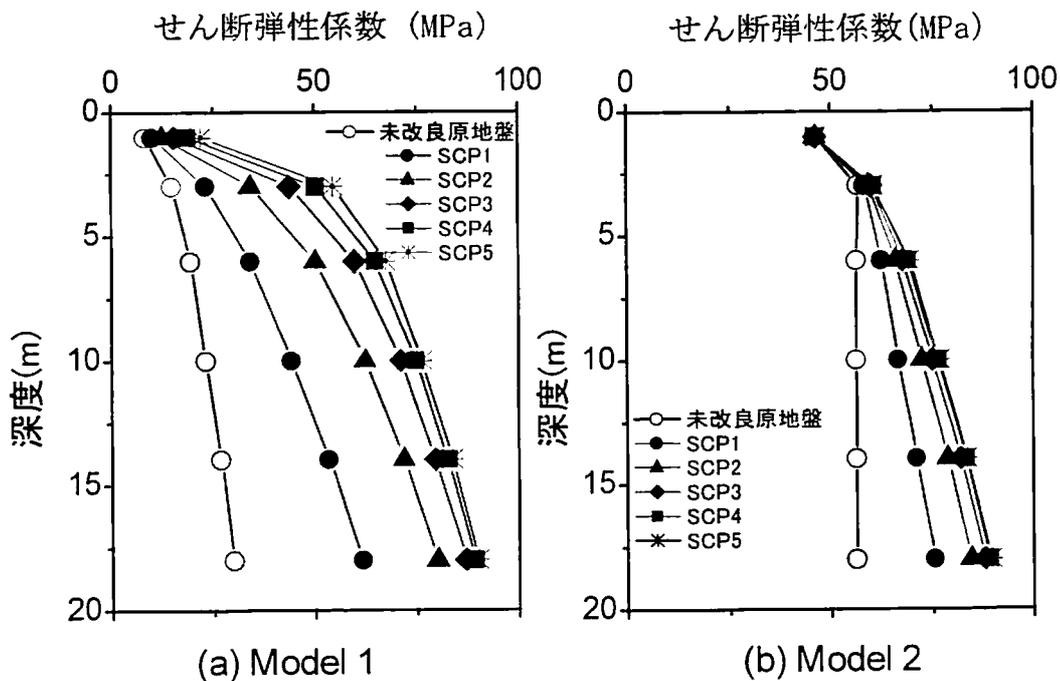


図 4.2.3 地盤モデルのせん断弾性係数の鉛直分布

(2) 入力地震波

解析に用いる入力地震波として、その周波数成分が典型的に異なるものを採用することにして、兵庫県南部地震(1995年)でのポートアイランド記録、千葉県東方沖地震(1987年)の東大生研の記録を用いることとし、それぞれのNS成分の最大加速度を旧規定による震度VからVIにかかる程度の250gal($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)に調整し、地盤モデルの基盤面鉛直下方から入力した。図4.2.4(a)、(b)は、兵庫県南部地震の加速度記録および千葉県東方沖地震であり、それぞれの時刻歴とそのフーリエスペクトルを示している。フーリエスペクトルより、兵庫県南部地震の強震記録には長周期成分が多く含まれており、千葉県東方沖地震の強震記録には短周期成分が多く含まれている。

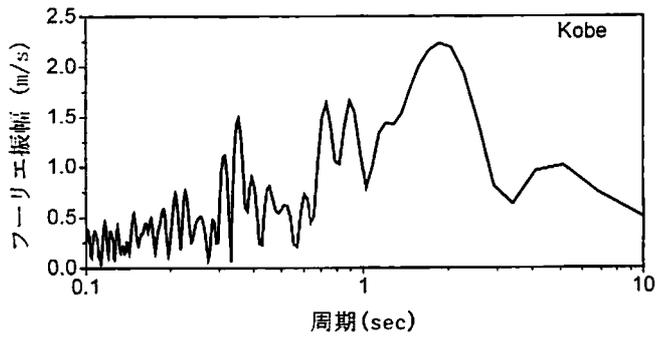
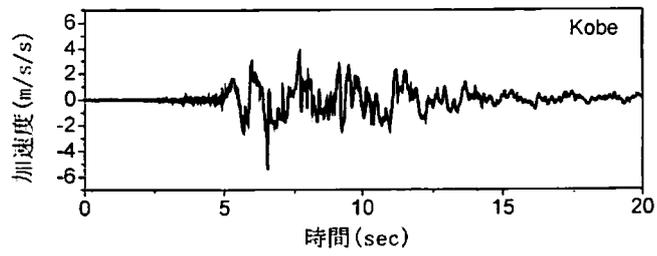
(3) 液状化の判定

モデル地盤の液状化解析においては、各層における過剰間隙水圧が算定されるが、多くの設計基準では、液状化の簡易予測として液状化抵抗係数 F_L による方法を採用して、当該地盤での深さ方向全体での液状化発生の程度を液状化指数 P_L で判定することが行われる¹³⁾。 $P_L < 5$ では、液状化の影響は小さいと判断されるので、ここでは、 $P_L = 5$ を液状化の発生限界とした。NUW2を用いた有効応力解析による過剰間隙水圧比と液状化抵抗係数 F_L との対応関係を図4.2.5に示す。図中の F_L 値は1次元等価線形化プログラムSHAKE¹⁴⁾による地震応答解析結果に基づく地盤内のせん断応力を用いて算出したものである¹⁵⁾。また図中の実線と破線は岩崎らによる結果である¹⁶⁾。NUW2による過剰間隙水圧比0.5が F_L の0.8~1.2に対応しており、両者の対応関係を近似する図中の曲線を用いて、NUW2による過剰間隙水圧比から F_L に換算し液状化指数 P_L を求めることとし、 $P_L = 5$ となる地盤改良条件(加振時間)を算定する。

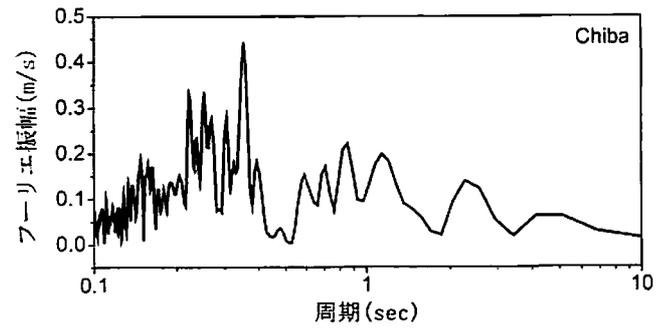
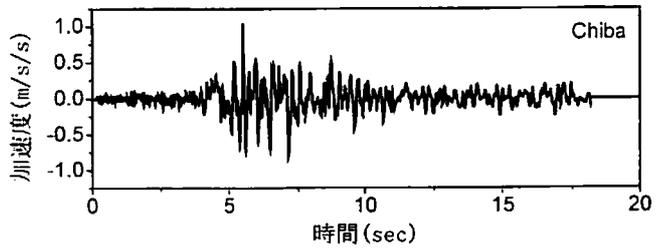
図4.2.6は、図4.2.3に示した地盤モデルの基本固有周期(以後、地盤の固有周期) T_G を地盤改良の条件である締固め加振時間に対して示したものである。図4.2.5の関係から P_L を算定して、 $P_L = 5$ となる締固め加振時間を求め、このときの地盤の固有周期 T_G を液状化発生の限界とし、図中の点線で示してある。図4.2.6はそれぞれの地盤の固有周期 T_G と締固め加振時間 T_C の関係を示したものである。成層地盤における固有周期 T_G を算定する方法として、1/4波長則の関係式(4.2.4)により地盤の特性値として求められる次の固有周期 T_G を用いた¹³⁾。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_i} \quad (4.2.4)$$

ここに、 H_i はi番目層の厚さ、 V_i はi番目層地盤のせん断波伝播速度である。液状化の可能性のある無対策地盤の固有周期は、改良地盤のそれよりも長く、地盤改良の効果によって地盤が締固められると、地盤の固有周期は短くなることがわかる。また、図中の点線から短周期側では、液状化が発生しないことを表している。これより、Model2地盤では、初めから硬く、締固めの効果が限定されることを示している。



(a) 兵庫県南部地震波



(b) 千葉県東方沖地震波

図 4.2.4 地震波の時刻歴とフーリエスペクトル

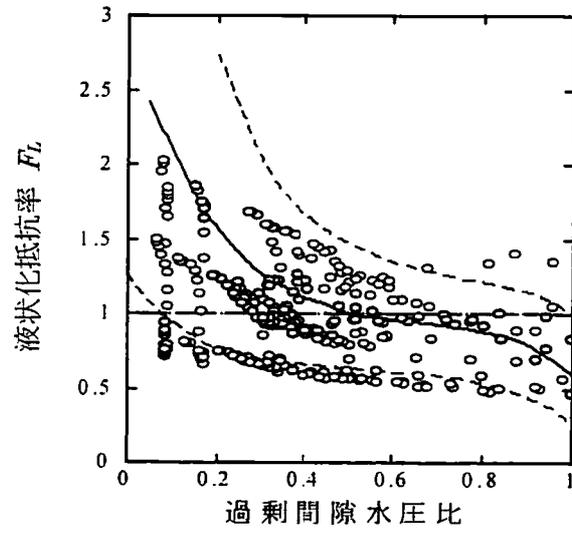


図 4.2.5 液状化抵抗係数 F_L と過剰間隙水圧比との関係

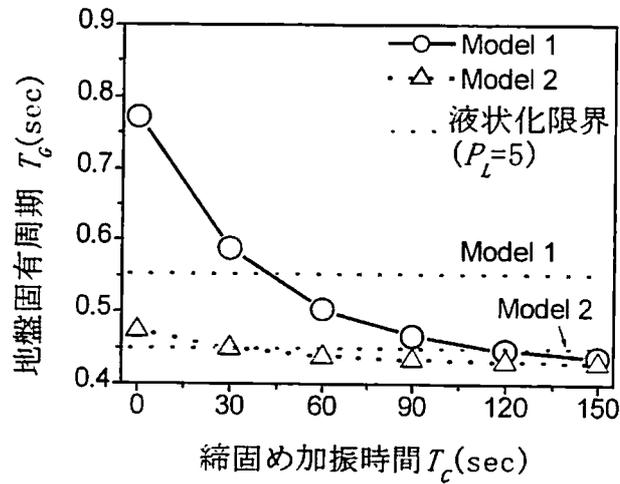


図 4.2.6 地盤の固有周期 T_G と締固め加振時間 T_c との関係

4. 3 地盤—杭基礎系の地震応答

ここでは、杭については、頭部固定・下端自由としたときの、地盤—杭基礎系の地震応答解析結果について、無対策地盤および地盤改良工法の応答特性について述べる

4. 3. 1 表層地盤の地震応答解析

図 4.3.1 は兵庫県南部地震波が入力するときの Model 1 における表層地盤の地震応答であり、(a)、(b)及び(c)はそれぞれ地表面加速度、地表面変位及び地下 10m 地点における過剰間隙水圧の時刻歴を示している。図中の破線は地盤改良をしていない無対策の場合における地震応答を示し、実線は締固め加振時間 150sec で地盤改良した場合の地震応答を示している。無対策時には、過剰間隙水圧が上昇し液状化が生じていると推測できる。そのため地表面の変位応答が大きくなり、加速度応答が若干小さくなっている。地盤改良した場合には、地盤が締固められるため地表面の応答波形は短周期化し、また過剰間隙水圧の上昇が抑制され液状化しにくくなっている。

図 4.3.2 は、図 4.3.1 の地表面応答のフーリエスペクトルであり、(a)に加速度、(b)に変位のそれを、横軸に周期をとって示している。また、図中の線分は図 4.3.1 と同様のものを示している。図より、無対策時の地表面応答の卓越周期が 2.0sec 程度であることに対し、地盤改良した場合には 0.8sec 程度まで卓越周期が短くなっていることがわかる。

図 4.3.3 は表層地盤中に杭基礎がない場合の結果を含めて図 4.3.1 と同様に示したものである。図中の破線は杭のない無対策地盤モデルの地震応答を、実線は杭基礎を有する無対策地盤モデルの地震応答を示している。杭のある場合に比べて、杭基礎のない地盤においては過剰間隙水圧が大きくなっており、また変位応答は大きく、加速度応答は入力地震波よりも減少している。これに対して杭が存在すると、過剰間隙水圧を抑制する効果があり、地表面応答も液状化時の応答特性とやや異なる結果が得られている。

図 4.3.4 は図 4.3.3 の地表面応答のフーリエスペクトルであり、(a)が加速度、(b)が変位のそれを示している。図より、杭基礎の存在のみでは地表面応答の卓越周期は変化しないが、杭基礎が存在することにより、短周期成分が多く含まれるようになっている。

図 4.3.5 および 4.3.6 は千葉県東方沖地震波を入力波として計算した地盤 Model 1 の時刻歴応答およびフーリエスペクトルの結果である。図 4.3.1 に示した兵庫県南部地震の場合に比べて、無対策時に地表面応答変位や過剰間隙水圧も小さくなっている。このことは、入力地震波に含まれる長周期成分の影響によるものと考えられる。図 4.3.6 より、無対策時の地表面応答の卓越周期が 1.5 sec 程度であるのに対し、地盤改良した場合には 0.6sec 程度まで卓越周期が短くなっている。このように、入力地震波の特性により、液状化の程度が異なる場合は、応答レベルに差が生じるが、時刻歴応答特性にはそれほど顕著な差はなく、異なる地震波でも（図 4.3.7 および図 4.3.8）、ほぼ同様の傾向を示している。ただし、地表面応答のフーリエスペクトルを比較すると、入力地震波そのものが持つスペクトル構造の差が反映されていることがわかる。

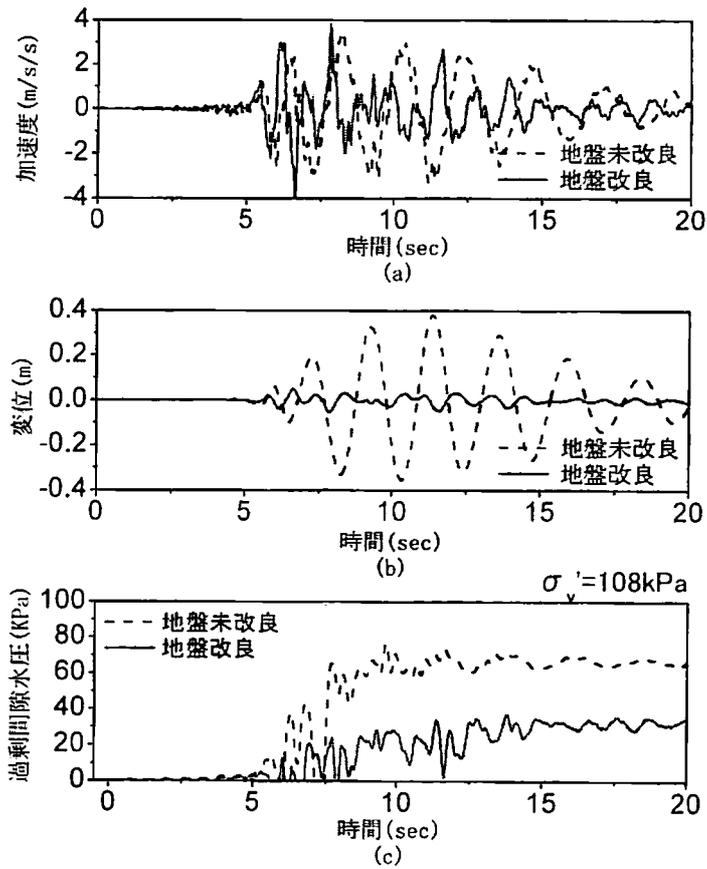


図 4.3.1 地表面の時刻歴応答 (兵庫県南部地震 : Model 1)

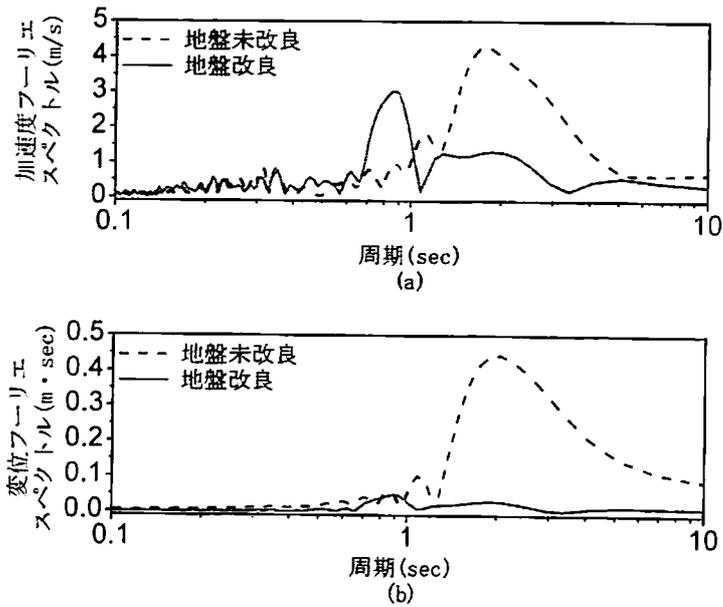


図 4.3.2 地表面応答のフーリエスペクトル (兵庫県南部地震 : Model 1)

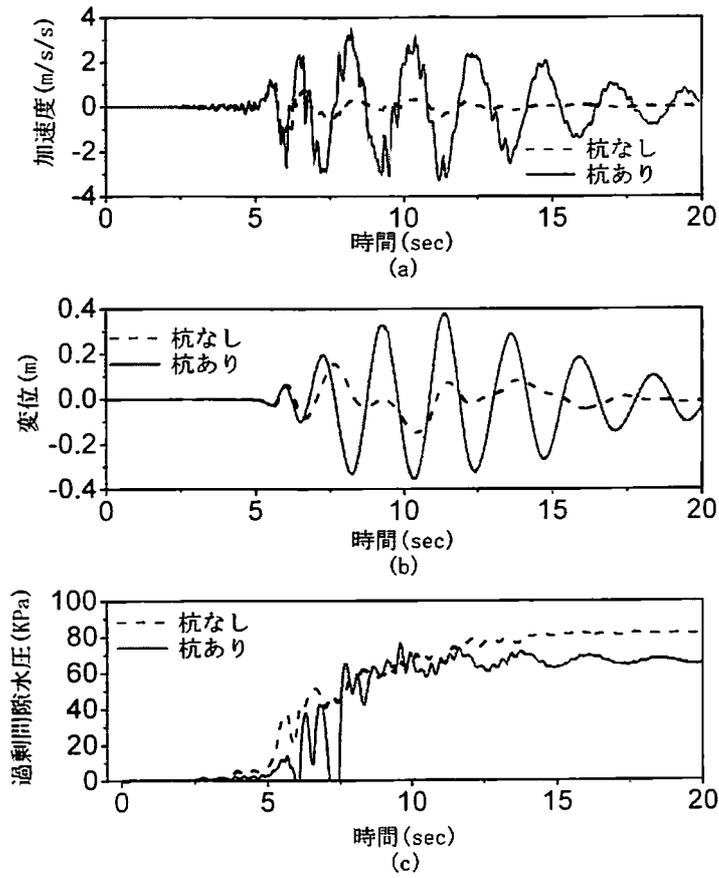


図 4.3.3 地表面の時刻歴応答 (兵庫県南部地震; Model 1)

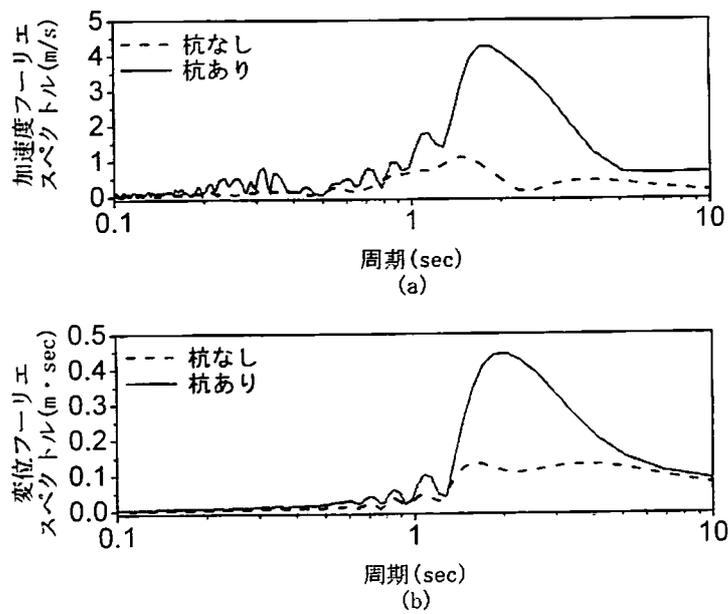


図 4.3.4 地表面応答のフーリエスペクトル (兵庫県南部地震; Model 1)

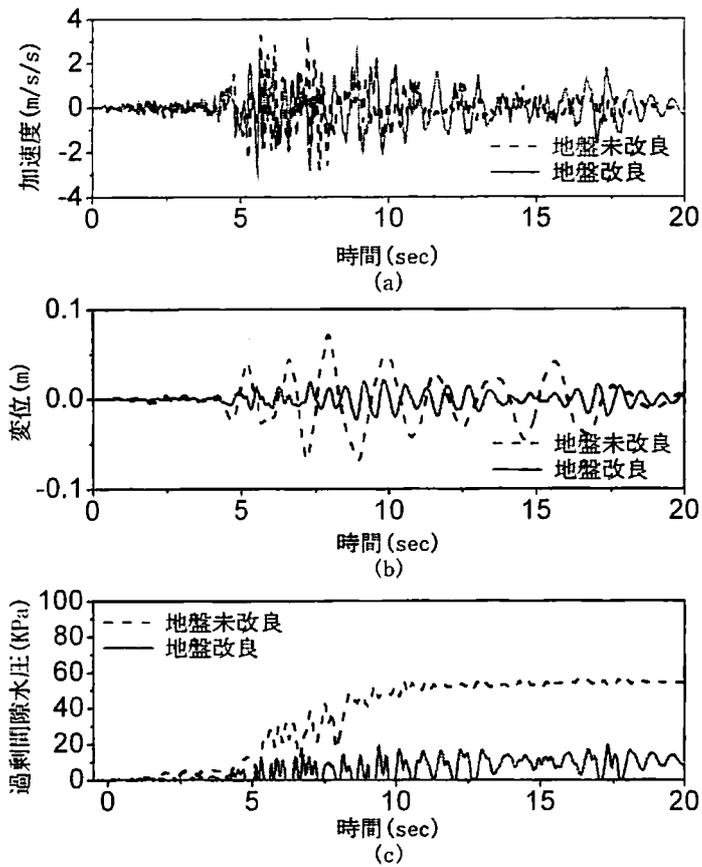


図 4.3.5 地表面の時刻歴応答 (千葉県東方沖地震; Model 1)

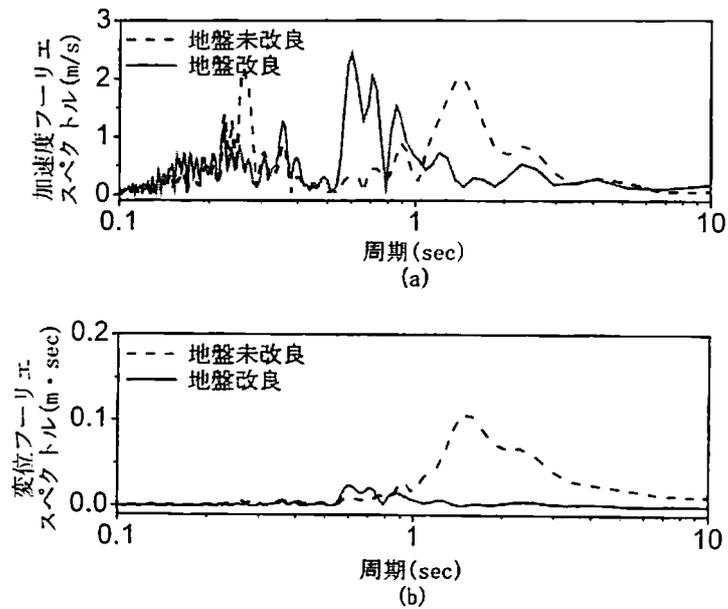


図 4.3.6 地表面応答のフーリエスペクトル (千葉県東方沖地震; Model 1)

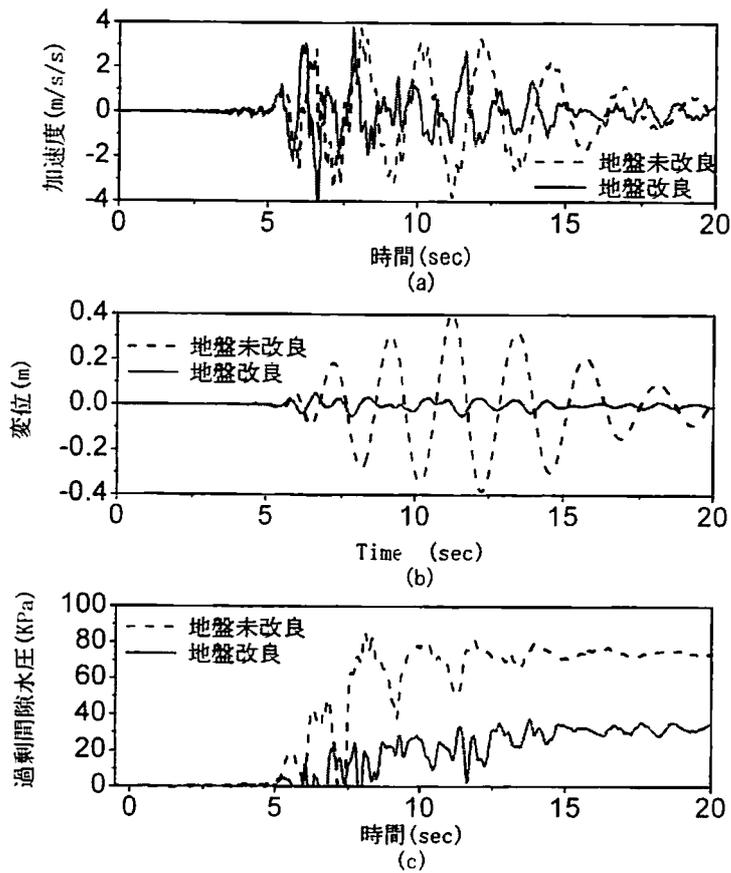


図 4.3.7 地表面の時刻歴応答 (兵庫県南部地震 : Model 2)

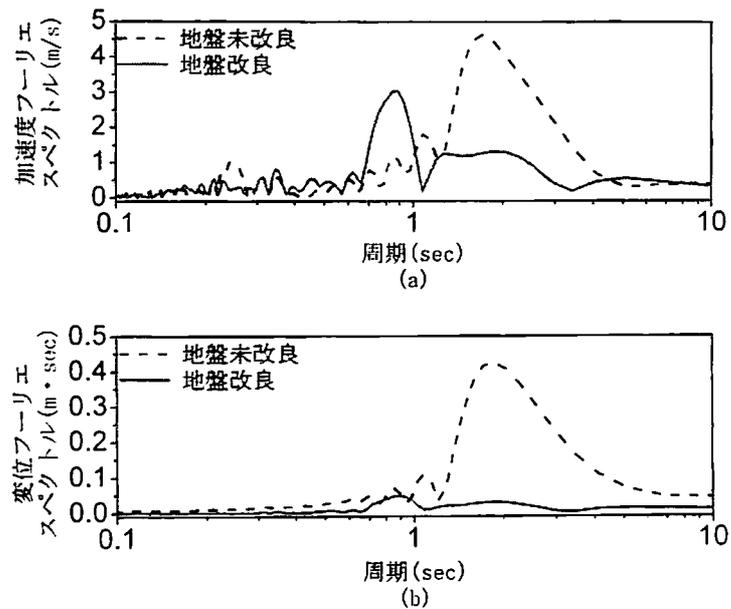


図 4.3.8 地表面応答のフーリエスペクトル (兵庫県南部地震 : Model 2)

4. 3. 2 地上構造物の応答スペクトル

前項では液状化を含めた表層地盤の応答特性についてある程度把握することができた。本研究の目的は、そのような表層地盤の動特性を耐震設計に反映する手法を検討することである。ここでは、耐震設計に用いられる応答スペクトルについて検討する。前項で示したような液状化特性を応答スペクトルに反映するために、図 4.3.1 に示した兵庫県南部地震波を用いた場合の地表面加速度応答を入力として 1 自由度系の応答スペクトルを算定したものが図 4.3.9 であり、このとき 1 自由度系の減衰定数は 0.05 としている。図中の(a)と(b)は、それぞれ加速度と変位の応答スペクトルを示しており、図中の線分は図 4.3.1 と同様のものを示している。両図には、構造物の固有周期が長くなるにつれて、加速度応答スペクトルは小さくなり、変位応答は逆に大きくなるという一般的な応答スペクトルの傾向が表わされている。ここで無対策の場合と地盤改良した場合について比較すると、地盤改良した場合には短周期構造物の応答が無対策の場合より大きくなり、逆に無対策の場合には長周期構造物の応答が地盤改良する場合よりも大きくなっている。これは、地盤改良によって表層地盤が締固まり、加速度応答の短周期成分が増幅されて、特に短周期構造物に影響が及んだものと考えられる。これよりサンドコンパクションパイル工法による地盤改良は、長周期構造物の応答を抑制する効果があるといえるが、短周期構造物に対しては応答を高めることもあり、注意が必要となる。

4. 4 応答スペクトルの耐震設計への応用

4. 4. 1 はじめに

前節では、表層地盤の液状化特性を考慮した応答スペクトルについて検討を行ったが、本節では、地盤系—構造物系の応答スペクトルを利用した耐震設計へ応用する手法について検討する。1995 年兵庫県南部地震の被害調査事例に基づいた地盤—構造物系の両固有周期の最適設計について検討する。

4. 4. 2 地盤—杭基礎系の応答スペクトル

本研究では各地盤モデルごとに改良度合の異なる地盤状態を想定し、SCP の締固め加振時間を 0sec(無対策)から 150sec まで変えた 6 ケースの場合について数値計算を行った。また、締固め加振時間 T_c に対して地盤の固有周期 T_G が図 4.2.6 のように示されることを、4.2 節で述べた。そこで、本項では地盤の固有周期 T_G と 1 自由度系構造物の固有周期 T_s の 2 つの固有周期をキーパラメータとして、応答スペクトルを検討する。

図 4.4.1 および 4.4.2 は地盤 Model 1 を対象に、兵庫県南部地震波を用いた場合について求められた加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを、地盤の固有周期と構造物の固有周期の 2 軸に直交する軸に示したものであり、(a)、(b)はそれぞれ 3 次元表示およびコンター表示であり、地盤改良によって応答スペクトルが変化する様子を理解しやすくなって

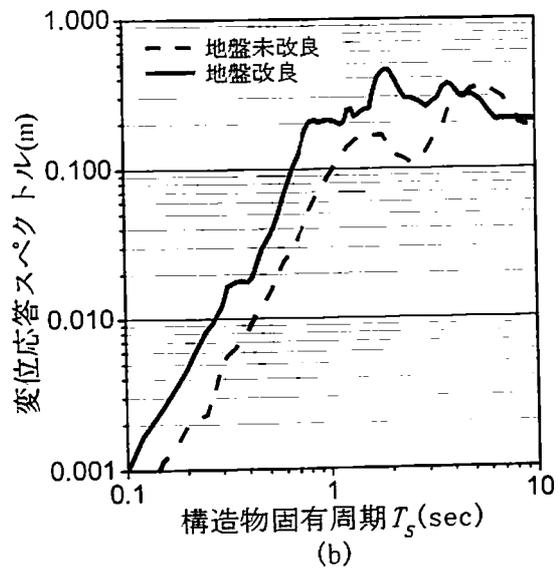
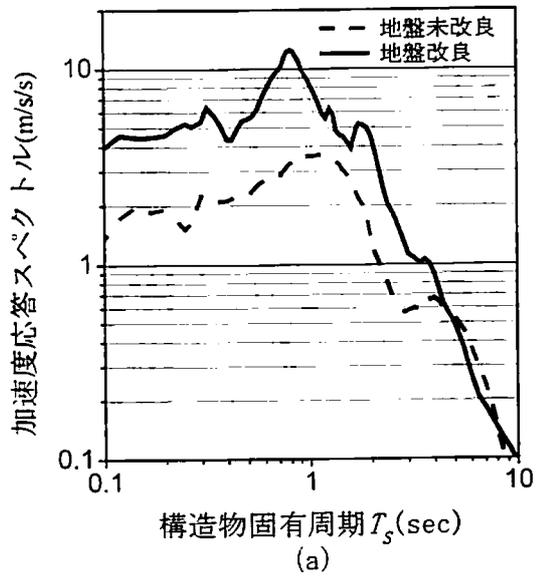
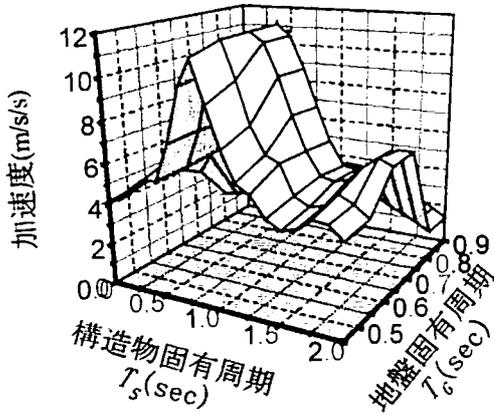
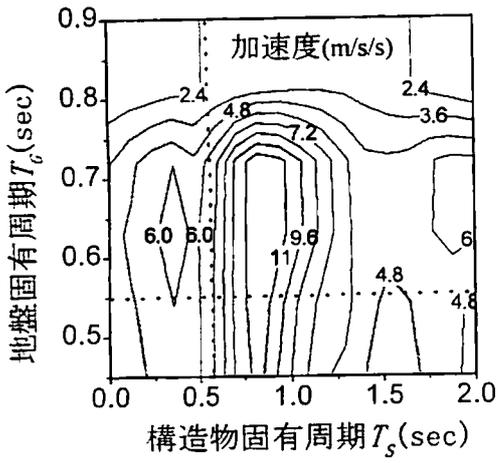


図 4.3.9 地上構造物の応答スペクトル

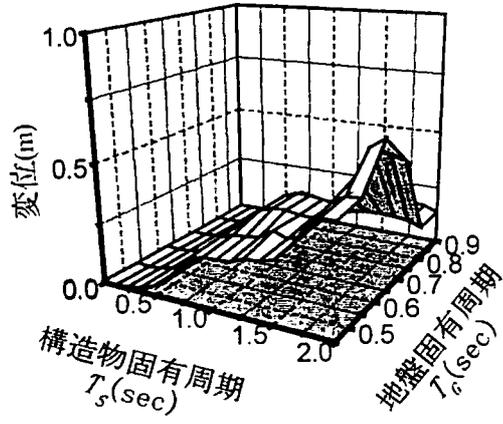


(a) 3次元表示

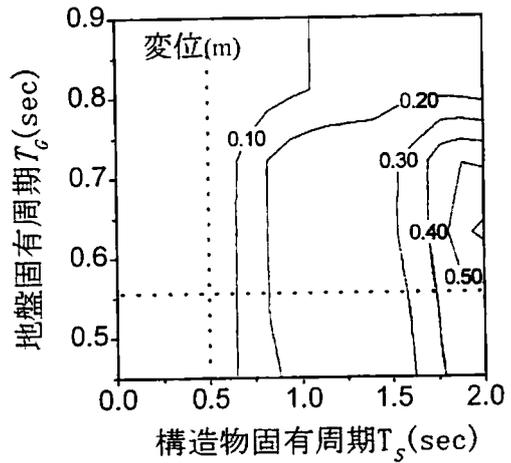


(b) コンター表示

図 4.4.1 加速度応答スペクトル (Model 1)

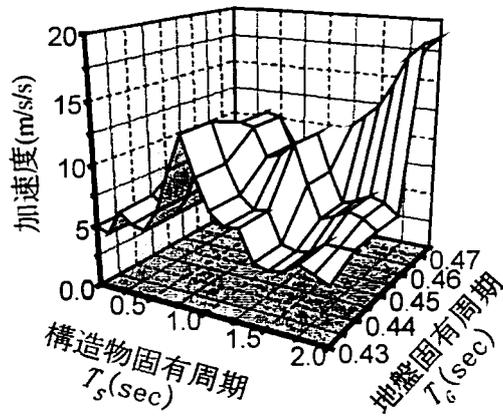


(a) 3次元表示

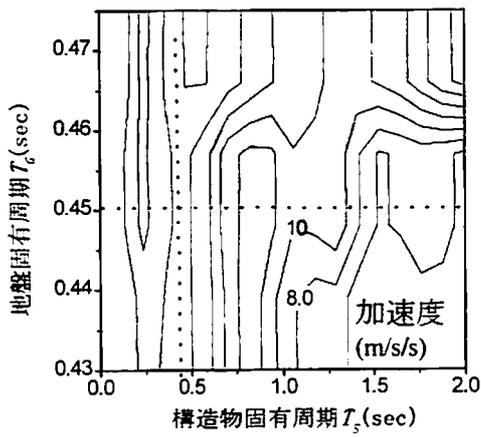


(b) コンター表示

図 4.4.2 変位応答スペクトル (Model 1)

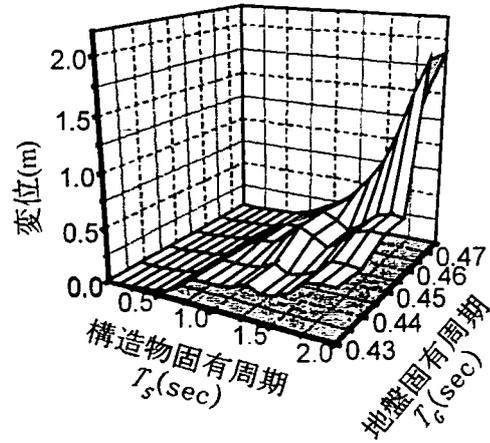


(a) 3次元表示

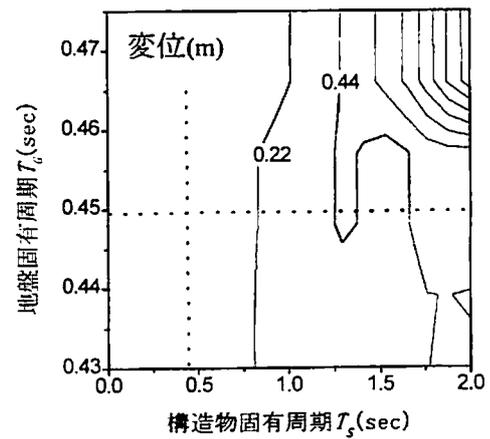


(b) コンター表示

図 4.4.3 加速度応答スペクトル
(Model 2)



(a) 3次元表示



(b) コンター表示

図 4.4.4 加速度応答スペクトル
(Model 2)

いる。図 4.4.3、図 4.4.4 は、兵庫県南部地震波が地盤 Model2 に入力した場合の結果で、前図と同様に、表示している。

図 4.4.1～4.4.4 に示す一連の図は、地上建造物の加速度や変位応答をあるレベル以下に抑制するために、両固有周期を選択するような場合の利用価値は高い。すなわち、液状化を抑制しながら建造物の応答レベルに配慮して、建造物の固有周期と目標とする地盤改良条件を設計することが可能となる。

4. 4. 3 被害事例に基づく最適設計

応答スペクトルによる建造物の耐震設計を行う際に、重要なパラメータとなる地盤系と建造物系の両固有周期の最適決定法について、被害事例に基づいて検討する。

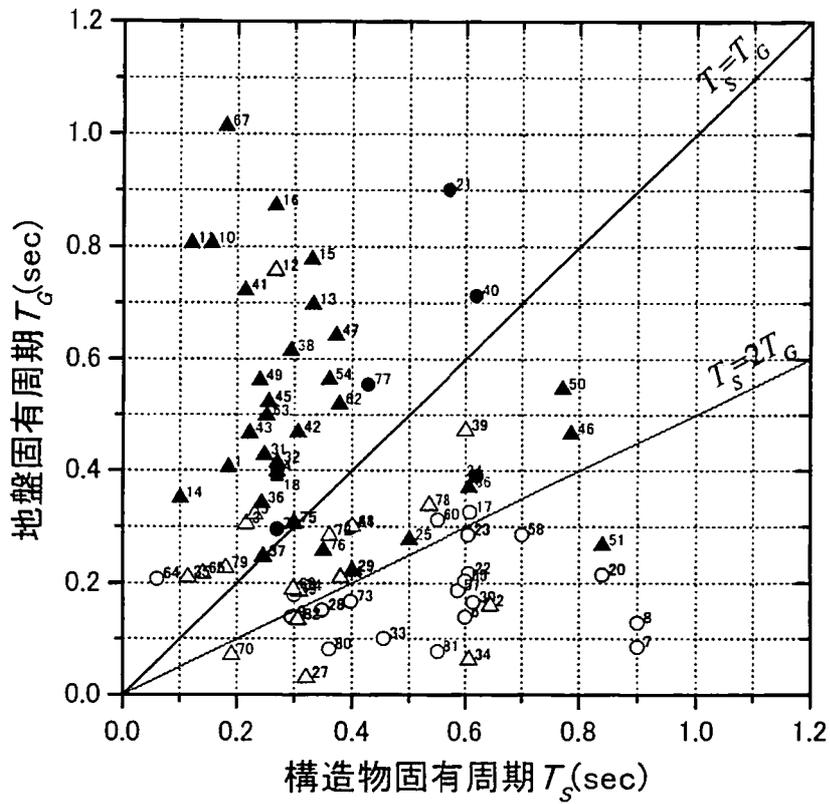
図 4.4.5 は、1995 年兵庫県南部地震により被災した建物被害調査結果¹⁷⁾より、建物の被害場所と地盤の固有周期 T_G と建物の固有周期 T_S との関係を示したものである¹⁸⁾。図中の○印は、建造物の躯体構造の損傷を、△印が建物の傾斜被害を示している。液状化した地盤は、黒塗り（●印、▲印）としている。この調査結果によると、 $T_G < T_S$ の場合には構造躯体に損傷が生じやすく、 $T_G = T_S$ の線より離れるほど構造躯体の被害が大きいことが指摘されている。また、 $T_S < 2T_G$ の範囲にある建物では、液状化による被害発生が見られる。

この結果によると $T_S < T_G$ の範囲で建物の固有周期を選択すると構造躯体の損傷を防ぐことが可能となる。前述の液状化の発生を防ぐには、地盤の固有周期 T_G を液状化限界以下に設定すればよい。これらの条件から、地盤の固有周期 T_G が液状化限界以下で、 $T_S < T_G$ の範囲を両固有周期の選択範囲とする設計方法が提案できる。

そこで、軟弱地盤における被害事例についての耐震設計を検討するために、前出の図 4.4.5 における被害事例番号：No.1、No.42 および No.18 を取り上げる。図 4.4.6、4.4.7 および 4.4.8 の被害事例シートは、それぞれ被害事例 No.1、No.42 および No.18 に対応している。前者の 2 例は、RC 造の PC 杭基礎支持で、後者が S 造の鋼管杭基礎支持である。3 例ともに杭基礎の破壊・傾斜および建物の傾斜が確認されており、さらに、建物周辺では液状化・側方流動等が発生している。地盤の特性は、 N 値 10 以下の飽和砂質土が、No.1 では GL-13m まで、No.42 では GL-16m まで、No.18 では、GL-15m まであり、それ以深は、前者の 2 例が、 N 値 50 にもなる硬い砂礫層で、後者の No.18 が、 N 値 20 程度の砂質土となっている。本事例は、杭基礎支持となっているため、地盤の締固めによる耐震設計は、地盤の液状化防止だけでなく、杭の破壊強度までを加味したものとなる。

杭配置のモデル化については、便宜上、建築面積を正方形と仮定し、杭も均一に正方形に近い配置として、地盤－杭基礎－建造物を 2 次元面内にモデル化した。

地震応答解析における入力地震波は、被害事例地点での波形が不明であるために、兵庫県南部地震(1995 年)のポートアイランド記録(NS 成分)を用いることにして、対象地域の地表面化 20m から入力した。その際の地震動強さとしては、実被害事例を説明できるように、最大振幅を 540gal($\text{gal}=10^{-2}\text{m/s}^2$)として入力した。地盤－杭基礎－建造物系のモデル化は、前



- △：基礎構造損傷による建物傾斜
- ：構造物躯体の損傷
- ▲, ●：地盤の液状化が発生した地点での事例
- 図中の数値は被害事例番号

図 4.4.5 建物被害と固有周期との関係

番号	基礎形式	場所	神戸市垂水区	建物高さ	GL+9.25m
P1	杭基礎 埋込み支持杭	施工時期		敷地面積	--- m ²
		構造規模	RC造, 2F-0F	建築面積	732m ²
基礎深さ	GL- 2.25m	地盤状況	海岸まで約10埋立地	延床面積	1462m ²
基礎仕様	PC杭, 杭径φ=0.4m, 杭長L=15m, 杭本数n=95本			用途	事務所
被害状況および特記機構	<ul style="list-style-type: none"> ・上部構造被害状況 建物傾斜約1/250、水平移動有り。 ・基礎構造被害状況 杭頭破壊、杭の傾斜、基礎からの抜出し。 ・周辺部被害状況 側方流動、液状化、地盤沈下。 ・特記事項 護岸が0.5~1.0m水平移動 				
<p>・概要図</p> <p>既存杭：Ra=90t/本 プレボーリング根固め工法(セメントミルク工法)</p>					

図 4.4.6 兵庫県南部地震建築基礎構造被害事例シート (事例番号: No.1)

番号	基礎形式	場所	神戸市東灘区	建物高さ	GL+15.3m
BB7	杭基礎	施工時期	~1978.3	敷地面積	--- m ²
	打込み支持杭	構造規模	RC造, 4F・0F	建築面積	184m ²
基礎深さ	GL-1.2m	地盤状況	埋立地, 海岸まで約250m	延床面積	746m ²
基礎仕様	PC杭, 杭径φ=0.35m, 杭長L=20m, 杭本数n=37本			用途	事務所
被害状況および特記機構	<ul style="list-style-type: none"> ・上部構造被害状況 中破、不同沈下有り、建物傾斜(1/68)、水平移動：約40cm ・基礎構造被害状況 杭頭破壊 原因：側方流動、液状化 ・周辺部被害状況 側方流動、液状化、地盤沈下、噴砂。 ・特記事項 復旧：解体 				
<p>・概要図</p>					

図 4.4.7 兵庫県南部地震建築基礎構造被害事例シート (事例番号：No.42)

番号	基礎形式	場所	神戸市中央区	建物高さ	GL + 9.0m
O2	杭基礎	施工時期	1964.~	敷地面積	20,000m ²
	打込み支持杭	構造規模	S造, 1F-0F	建築面積	5,200m ²
基礎深さ	GL m	地盤状況	海岸から約 25m の埋立地	延床面積	5,600m ²
基礎仕様	鋼管杭, 杭径 $\phi=0.60\text{m}$, 杭長 $L=40\text{m}$, 杭本数 $n=$ 本			用途	倉庫
被害状況および特記機構	<ul style="list-style-type: none"> ・上部構造被害状況 大破。建物の全体沈下及び不同沈下が有り、建物の傾斜は 1/30。水平移動があり、建物側面と地盤の隙間は 120cm。 ・基礎構造被害状況 杭が 1/10 程度曲げ変形。 ・周辺部被害状況 地盤が液状化、沈下及び側方流動が認められ 1.2m 程度の側方流動有り。 ・特記事項 護岸より離れた建物は無被害。新設基礎（独立フーチング）で復旧予定。 				
<p>・概要図</p>					

図 4.4.8 兵庫県南部地震建築基礎構造被害事例シート(事例番号 : No.18)

節と同様に、格子状の2次元有限要素に分割し、杭は線形のはり要素でモデル化し、サンドコンパクションパイル(SCP)による地盤の締固めシミュレーションは、プログラム WAP3、地震応答解析もプログラム NUW2 によった。

(1) PC杭基礎の事例

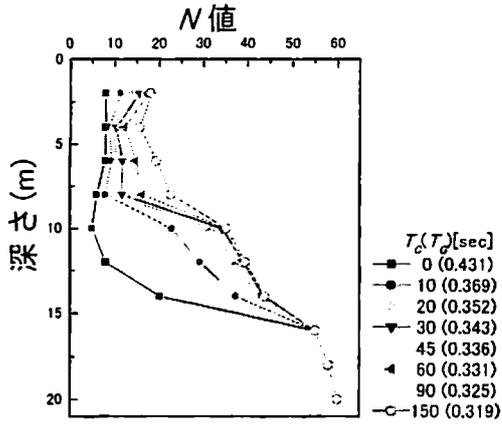
図 4.4.9 および 4.4.10 は、それぞれ被害事例 No.1 および No.42 の応答解析結果である。図中の(a)は、SCP による地盤の締固めによる N 値の変化を示したものである。図中の記号 T_c および T_G は、それぞれ地盤の1ステージ当たりの締固め加振時間(sec)および地盤の固有周期(sec)である。被害事例 No.1 では、SCP による締固め加振時間 T_c の増加に伴い、 N 値の増加および地盤の固有周期 T_G の減少となって、その締固め効果が現れている。また、No.42 の地盤では、深さ 16m 付近の粘土層で細流分含有率が高く、SCP による締固め効果が顕著に現れていないが、それ以浅では、被害事例 No.1 と同様な傾向を示している。

図中の(b)は、SCP による締固め加振時間 T_c と地盤の固有周期 T_G の関係を示したものである。図中(b)の実線は、液状化の発生を抑制できる $P_L=5$ の液状化限界と締固め限界の地盤の固有周期である。被害事例 No.1 では地層構造の影響から、液状化限界($P_L=5$)となる締固め加振時間 T_c が 60sec を超える加振時間が必要となり、解析上は $T_c=90$ sec となる。被害事例 No.42 では、深さ 14m までの比較的単一な砂層であることから、 $T_c=10$ sec で液状化限界($P_L=5$)となっている。

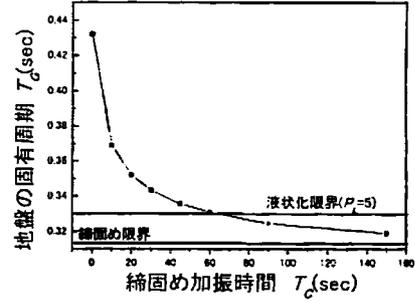
図中(c)は、地盤の最大水平変位分布を示している。未改良の原地盤($T_c=0$ sec)では、それぞれ地表面で、0.35m 程度の変位を示し、深さ方向では、 N 値 50 以上となる地層を境にして、1次モード型の変化をしている。また、SCP による締固め効果は、 T_c の増加に従い、変位が抑制されていることが確認できる。前述の地層構造の影響から、被害事例 No.1 では、 T_c の増加に比例して減少しているのに対し、被害事例 No.42 では、 $T_c=10$ sec で急激に変位が減少し、それ以降の T_c の増加による地盤変位の減少は少ない。

図中(d)および(e)は、杭の曲げ応力の分布およびせん断応力の分布を示している。両事例ともに、未改良の原地盤では、地盤の変位が急激に変化する地層境界部付近で、コンクリートの降伏応力を超え、PC 杭に曲げ破壊が発生していることが分かる。事例 No.1 では、SCP の加振時間 T_c の増加に比例して、地盤の変位が抑制されるのに伴い、地盤変位の食い違いが解消され、杭の曲げ応力の発生場所が、杭中間部から杭頭部へと移動している。コンクリートの降伏応力を 50000kPa とすると、加振時間 $T_c > 45$ sec とすべきである。また、せん断応力についても、曲げ応力と同様な傾向を示し、コンクリートのひび割れ応力を 3000kPa とすると、加振時間 $T_c > 45$ sec となる。従って、この事例での SCP 施工としては、液状化限界の $T_c=90$ sec が制約条件となる。

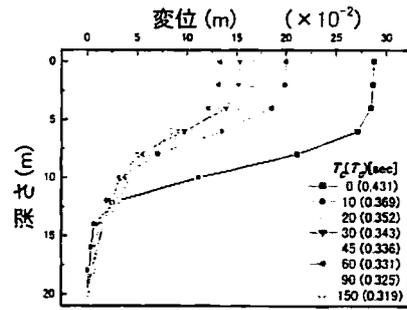
被害事例 No.42 では、コンクリートの降伏応力を 70000kPa およびひび割れ応力 3000kPa とすると、杭の破壊を防止するための締固め加振時間は $T_c > 10$ sec となり、液状化限界の T_c と同様であり、この事例での SCP 施工としての制約条件は、 $T_c=10$ sec となる。



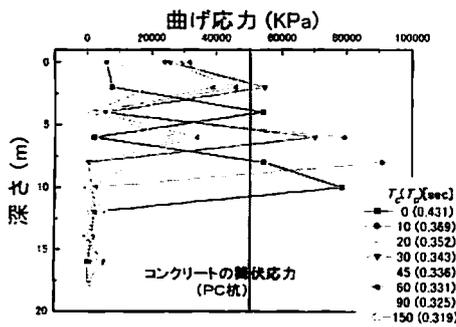
(a) 締固めによる N 値の変化



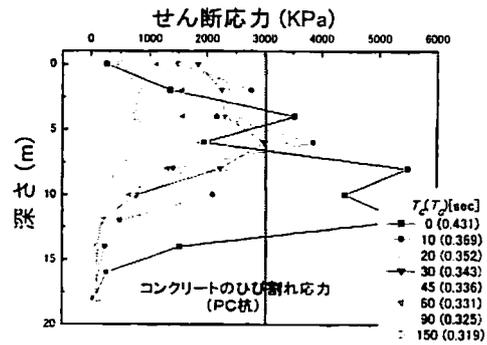
(b) T_c と T_g の関係



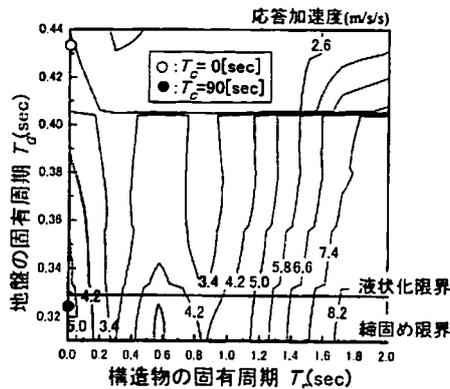
(c) 地盤の最大水平変位分布



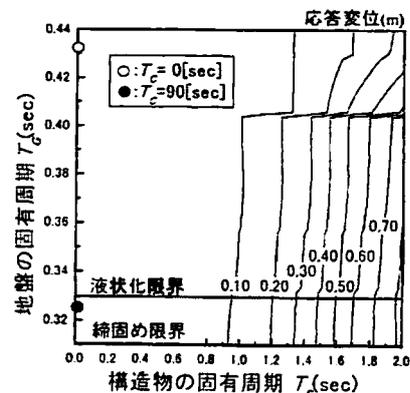
(d) 杭の最大曲げ応力分布



(e) 杭の最大せん断応力分布

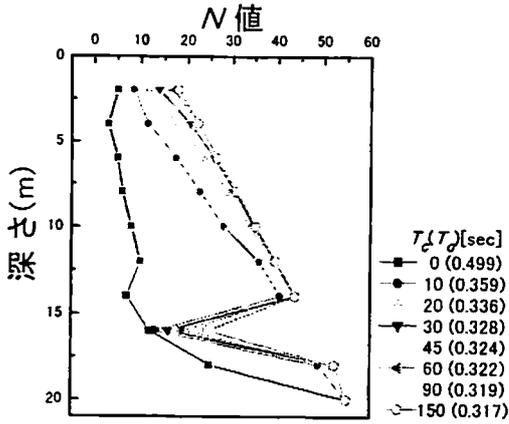


(f) 加速度応答スペクトル

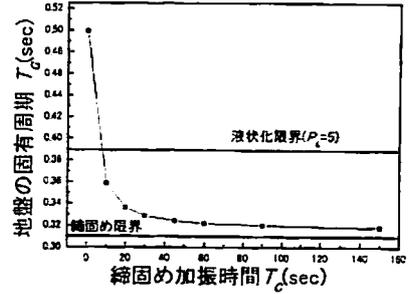


(g) 変位応答スペクトル

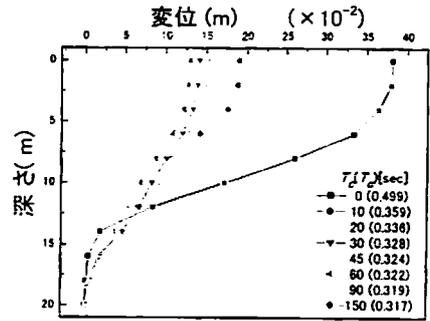
図 4.4.9 応答解析結果 (被害事例 No.1)



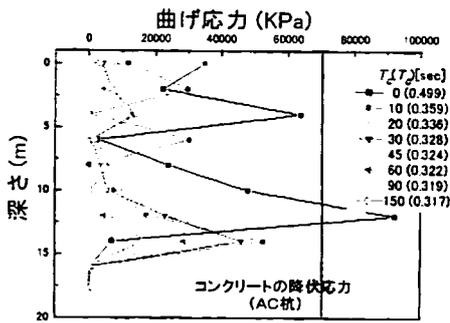
(a) 締固めによる N 値の変化



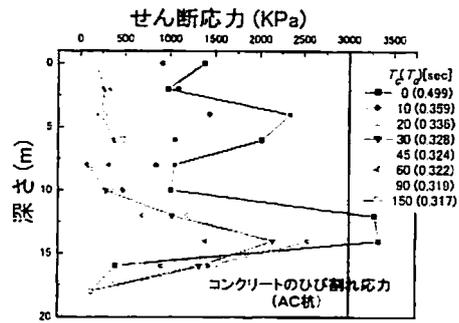
(b) T_C と T_G の関係



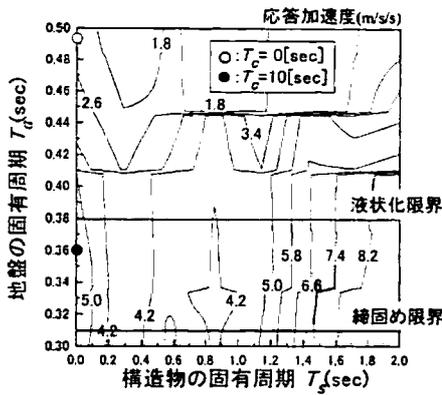
(c) 地盤の最大水平変位分布



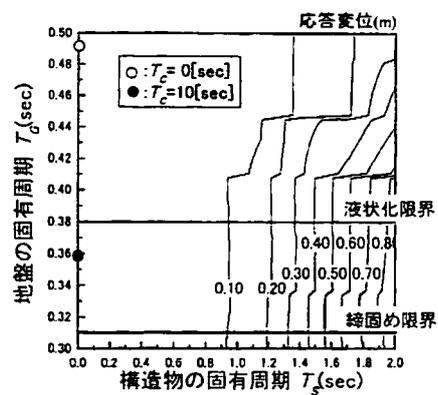
(d) 杭の最大曲げ応力分布



(e) 杭の最大せん断応力分布



(f) 加速度応答スペクトル



(g) 変位応答スペクトル

図 4.4.10 応答解析結果 (被害事例 No.42)

次に、(f)の加速度応答スペクトルでは、地盤の固有周期軸（縦軸）に、原地盤の固有周期（○印）と杭の破壊および液状化を防ぐ地盤の固有周期（●印）で示している。構造物の固有周期軸（横軸）に着目して加速度応答スペクトルを見ると、被害事例 No.1 では、 $T_s=0.3\text{sec}$ 付近を谷として、それより短周期側および長周期側では、増大していることが分かる。また、地盤の液状化限界に近い方が、加速度応答レベルが低いことも分かる。さらに、(g)の変位応答スペクトルでは、構造物の固有周期 T_s が短い方が、変位応答レベルが低いことが分かる。これらの結果から、地盤の締固め時間 $T_c=90\text{sec}$ として、構造物の固有周期については $T_s=0.3\text{sec}$ 程度とすると、杭の破壊防止と構造物の応答も低く抑えられる設計とすることが可能となる。

被害事例 No.42 については、加速度応答レベルは、 $T_s=0.2\text{sec}\sim 0.6\text{sec}$ 付近および地盤の固有周期の液状化限界に近い方（長周期側）が低く、変位応答に関しては、No.1 と同様な傾向を示しており、SCP 施工の経済性を考慮して、地盤の締固め時間 $T_c=10\text{sec}$ で施工し、構造物の固有周期 $T_s=0.3\sim 0.4\text{sec}$ 程度に設定すれば良いことになる。

（２）鋼管杭の事例

図 4.4.11 は、被害事例 No.18 の応答解析結果である。図中の(a)は、SCP による地盤の締固めによる N 値の変化を示したものである。図中の記号は、前述の PC 杭の被害事例と同じである。被害事例 No.18 では、No.1、No.42 と同様に SCP による締固め加振時間 T_c の増加に伴い、 N 値の増加および地盤の固有周期 T_G の減少となって、その締固め効果が現れている。また、GL-20m 付近でも N 値が 20 程度と比較的軟弱であるために、地層の全層にわたって SCP による締固め効果が現れていることが分かる。

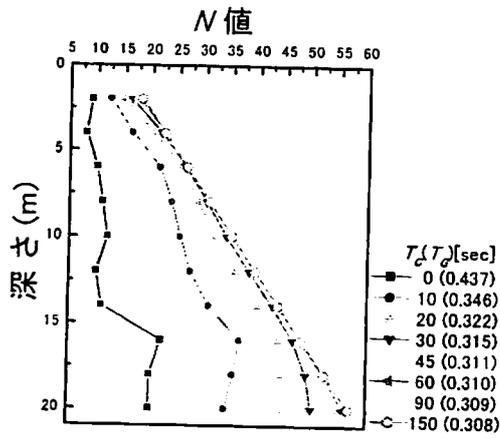
図中(b)の SCP による締固め加振時間 T_c と地盤の固有周期 T_G の関係からは、 $T_c=10\text{sec}$ 未滿で液状化限界($P_L=5$)となっている。また、(c)の地盤の最大変位は、 $T_c=20\text{sec}$ を超える加振時間で未改良地盤の 1/2 程度に抑えられていることが分かる。

図中(d)の杭の曲げ応力分布からは、 $T_c=45\text{sec}$ で鋼管杭の降伏応力を超えることが分かり、杭の破壊を防止と液状化防止のための、SCP 施工としての制約条件は、 $T_c=45\text{sec}$ となる。

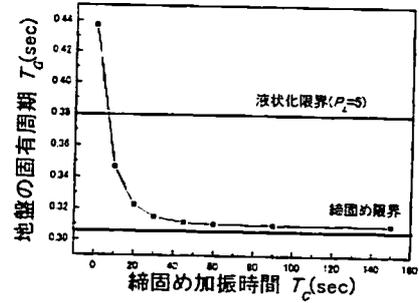
次に、(e)の加速度応答スペクトルは、 $T_c=45\text{sec}$ 時の地盤の固有周期よりやや長周期側で、応答レベルが低下している傾向が伺える。(f)変位応答スペクトルに関しては、前述の No.1、No.42 と同様な傾向を示している。また、構造物設計に際しては、地盤の締固め時間 $T_c=45\text{sec}$ で施工し、構造物の固有周期 $T_s=0.2\sim 0.4\text{sec}$ 程度に設定すれば良いことになる。

（３）地上構造物の弾塑性応答

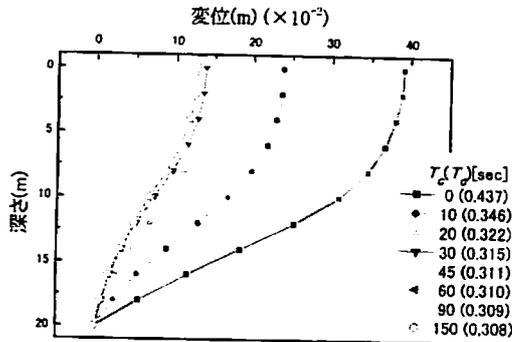
これまでの解析では、地上の構造物の応答を線形の応答スペクトルから検討してきたが、入力地震動の大きさによっては、構造物が非線形化して、固有周期の長周期化、応答加速度の低減や応答変位の増大などが考えられる。そこで、構造物が非線形化（塑性）した場合における構造物の応答は、表 4.4.1 に示す単純な Bi-linear 型の復元力を持つ構造物の



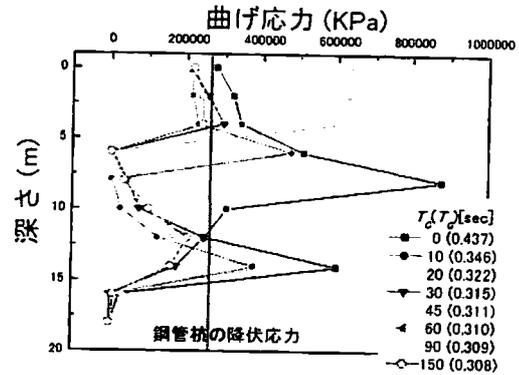
(a) 締固めによる N 値の変化



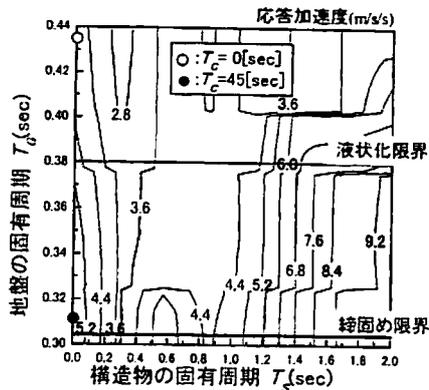
(b) T_c と T_d の関係



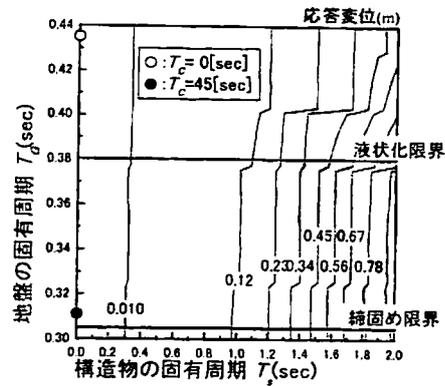
(c) 地盤の最大水平変位分布



(d) 杭の最大曲げ応力分布



(e) 加速度応答スペクトル



(f) 変位応答スペクトル

図 4.4.11 応答解析結果 (被害事例 No.18)

弾塑性応答特性の関係¹⁹⁾から推定することが可能である。

表 4.4.1 弾塑性応答の諸量の関係¹⁹⁾

	エネルギー一定則	変位一定則
最大弾塑性変形 $\delta_N =$	$\frac{1}{2} \left\{ \frac{Q_L}{Q_Y} + \frac{Q_Y}{Q_L} \right\} \delta_L = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \delta_L$ (1)	δ_L (2)
塑性率 $\mu = \frac{\delta_N}{\delta_Y} =$	$\frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{Q_L}{Q_Y} \right)^2 \right\}$ (3)	$\frac{Q_L}{Q_Y}$ (4)
降伏力 $Q_Y =$	$\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} Q_L$ (5)	$\frac{1}{\mu} Q_L$ (6)

ここに、 $\delta_L = S_D(T, h)$: 初期弾性最大変位

$Q_L = k\delta_L = mS_A(T, h)$: 初期弾性せん断力, m : 構造物の質量

$Q_Y = k\delta_Y$: 降伏せん断力, δ_Y : 降伏変位

δ_N : 弾塑性最大変位, μ : 塑性率, k : 初期せん断剛性

比較的短周期側の構造物では、エネルギー一定則の関係から、また、長周期側の構造物では変位一定則の関係から、弾塑性応答を求めることができる。

構造物の降伏力が既知の最大変形の推定は、表中の式(1)、(2)で、塑性率の推定は、表中の式(3)、(4)で可能となり、逆に、許容可能な塑性率における所要降伏力の推定は、表中の式(5)、(6)で行うことができる。また、塑性率によって、構造物の固有周期 T_S は、 $\sqrt{\mu}$ 倍に周期が伸びることになる。

以上が、実被害事例についての SCP 工法による地盤改良を基本とした耐震設計例であるが、概ね首肯できる結果を得た。しかし、杭被害の部位に関しては、被害事例が杭頭部に発生しているのに対して、本解析では杭の中間部に出ており、食い違いが見られるが、対象としている被害事例が、岸壁近傍における地盤の側方流動を起こしていることや、解析で用いた杭のモデル化や位相を考慮した応答の検討および入力地震動の設定などは結果を大きく左右する要因であるので、今後のさらなる検証が必要である。

4. 5 まとめ

地盤－基礎－上部構造物系の震動特性を、地盤系の固有周期と杭基礎構造物系の固有周期をパラメータとして、応答スペクトルを用いる耐震設計手法を提案した。特に、地盤改良（締固め改良）シミュレーションプログラムと有効応力解析プログラムの結合により、任意の地震入力に対して液状化を防止する最適な施工法が得られるので、これより応答スペクトルの小さな応答とする地盤改良の設計が可能となることを示し、さらに、応答スペクトルにおける上部構造物の最適な固有周期で耐震設計を行うことについても検討を行う。また、1995年兵庫県南部地震の被害事例を対象に、提案手法の検証を行い、その有効性を確認した。以下に得られた知見を述べる。

- 1) 本研究で示した応答スペクトルは、地上構造物の応答をあるレベル以下に抑制するための、地盤及び構造物の両固有周期の組み合わせの選択を容易にするものであり、耐震設計への応用も可能である。
- 2) 本研究で示した応答スペクトルは、地盤改良の施工条件を含めて地上構造物の合理的な耐震設計に応用できる可能性がある。その際、入力の適切な選択が必要となる。
- 3) 表層地盤の液状化時の特性として、地盤の軟化に伴い加速度応答が入力地震波より減少し、変位応答が大きくなること、杭基礎が存在する場合は間隙水圧を抑制するが加速度と変位の応答は増大する傾向にあること、振動締固め地盤改良を行うことにより過剰間隙水圧が大きく抑制されるが地盤の加速度応答は増幅され、また変位応答は短周期化されることなどを確認した。
- 4) 1995年兵庫県南部地震の際に、被災した建物を対象に、SCP工法による地盤改良を基本とした地盤－杭基礎－構造物系の応答スペクトルを用いた耐震設計例から、SCPを施すことにより、地震時の地盤の変位が抑制されるのに従い、杭側に発生する応力も低減されることを確認した。また、応答スペクトルからは、SCPの締固め時間に応じて、簡便に構造物の応答を把握できることを示した。しかし、今回対象した事例では、SCP工法による地盤改良効果として地盤の固有周期を0.1sec程度しか見込めず、構造物への対策（例えば、制振装置の付加など）や施工コストなどを考慮した総合的な判断が必要となる。

参考文献

- 1) 土木学会編：阪神大震災震災調査第2次報告会資料。土木学会、1995。
- 2) 土質工学会編：地盤の液状化。土質工学会、pp.10-50、1989。
- 3) 佐藤忠信・他：兵庫県南部地震における強震域での加速度応答スペクトルの推定、土木学会論文集、No.564/I-39、pp.149-159、1997。

- 4) T. Akiyoshi, K. Fuchida, H. Matsumoto, T. Hyodo and H. L. Fang, Liquefaction analysis of sandy ground improved by sand compaction piles, *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.12, No.5, pp.299-307, 1993.
- 5) 秋吉 卓・尻無濱昭三・淵田邦彦：液状化特性を考慮した応答スペクトルの耐震設計への応用, *土木構造・材料論文集*, 第 16 号, pp.117-124, 2000.
- 6) K. Fuchida, S. Shirinasihama and T. Akiyoshi. Aseismic design method using response spectra including liquefaction and ground improvement, *Proceeding 2nd International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures 99*, pp.457-466, 1999.
- 7) 尻無濱昭三・孫 遜・秋吉 卓・淵田邦彦：応答スペクトルを利用した地盤の耐震改修について, *第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集*, 横浜, pp.3319-3324, 1998.
- 8) S. Iai, *et al.*, Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 9) T. Akiyoshi, K. Fuchida, H. Matsumoto, T. Hyodo and T. Ueda, Simulation of Sand Compaction Pile Method, *Proceedings of 9th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.949-954, 1994.
- 10) 秋吉 卓・淵田邦彦・松本英敏・兵頭武志・方 火浪：サンドコンパクションパイル工法による地盤剛性改良の動的評価について, *土木構造・材料論文集*, 第 8 号, pp.51-60, 1992.
- 11) 土岐憲三：新体系土木工学 11 構造物の耐震解析, 技報堂出版株式会社, pp.101-144, 1981.
- 12) F. E. Richart, J. R. Hall and R. D. Woods, *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall Inc., 1970.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.
- 14) P. B. Schnable, J. Lysmer, H. B. Seed, SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.72-12, EERC, 1972.
- 15) 研究分科会編：九州・山口地域における地盤振動特性, KABSE 耐震分科会, pp.1-36, 1993.
- 16) 岩崎敏男・他：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究, *土木研究資料*, 第 1729 号, pp.99-108, 1981.
- 17) 日本建築学会近畿支部：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書, 日本建築学会近畿支部基礎構造部会・兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会, 1996.
- 18) 妹尾史朗・他：兵庫県南部地震における建物・基礎被害の略算固有周期により検討, *日本建築学会学術講演梗概集*, B-2, pp29-32, 1999.
- 19) 柴田明德：最新建築学シリーズ 9 最新耐震構造解析, 森北出版, pp. 129-139, 1981.

第5章 結論

構造物の耐震安全性に関しては、一般的な地表面地震動強さの問題から、建設場所における地盤特性を評価した地震動強さの問題および地震時に予測される様々な現象に対応した検討が求められている。本論文では、前半で、一般的な地表面地震動強さとしての気象庁震度の問題と地盤構造の不整形性を考慮した地震動強さに関して検討した。後半では、比較的軟弱な地盤を対象に、側方流動に対する簡易変位推定法の提案を行い、実験および数値解析から検討した。また、側方流動による地中埋設管路の地震応答解析手法を提案し、耐震対策としての管体補強法の有効性を解析的に検討した。さらに、応答スペクトルを利用した地盤－構造物系の両固有周期から構造物の耐震性を評価する手法を示した。

各章を以下に総括する。

第1章は、本研究における目的と意義を述べた。

第2章では、地表面付近構造物への設計震度として用いられることの多い気象庁震度が、兵庫県南部地震以後は、体感震度から計測震度への変更に伴う多少の混乱があることから、その要因を分析し、地盤特性と地震動強さの関係を含む地震動問題について検討した。地震動強さに関しては、加速度・速度等の物理量の他、震度（計測震度、アンケート震度）について、それぞれの関係を明らかにした。また、地盤特性に関しては、1997年鹿児島県北西部地震を対象に、2次元有効応力解析を用いた被害事例の検証を行い、地表面地震動強さと地震被害の関係を地層の不整形性や液状化を含んだ地盤特性の検討を行い、地震動強さの局所的傾向の発生と家屋被害発生場所が比較的良く対応することを示した。

第3章では、地震時の液状化地盤の側方流動に関して、対象地域全域の有限要素への2次元有効応力解析結果から過剰間隙水圧比の関数として全要素の地盤剛性を算出し、外力として、ポテンシャルヘッドを考慮した自重解析による傾斜地盤のせん断変形より側方流動変位を推定する簡易かつ汎用的・実用的な手法を提案した。また、過去の地震における被害事例とその解析結果や実験結果との対応からその有効性を示し、さらに、地中埋設管に対する解析手法の提案を行い、液状化対策としての地盤改良を施した地盤における管路の変形抑制効果の検討や地中埋設管路に対する管体補強工法の提案を行い、解析的な比較から耐震設計上の有効性を示した。

第4章は、地盤－基礎－上部構造物系の震動特性を、地盤－杭基礎系の固有周期と上部構造物の固有周期をキーパラメータとした応答スペクトルを用いる耐震設計手法を提案した。特に、地盤改良（締固め改良）シミュレーションプログラムと液状化解析プログラム

の結合により、液状化を防止する最適な施工法が得られるので、構造物の応答を制御できる地盤改良の設計が可能となった。さらに、応答スペクトルを用いて上部構造物を最適な固有周期で耐震設計を行う設計手法を提案した。また、1995年兵庫県南部地震の被害事例を対象に、本提案手法の検証を行い、その有効性について示した。

[14] すわりの悪いもの、たとえばコケシ・花瓶とか、棚においた品物、ビン類などの動きは認められましたか。

1. ほとんど認められなかった
2. わずかに動いた
3. かなり激しく動いた
4. 一部倒れたり、ズリ落ちたりした
5. ほとんど全部が倒れ、または落ちた

[15] タンス・戸棚・本箱など、重い家具の動きは認められましたか。

1. 動かなかった
2. わずかにゆれ動いた
3. かなりゆれた
4. 多少ズリ動いた
4. 大きくズレたり、たおれたものもあった
6. ほとんど全部倒れた

[16] 家（建物）全体としてのゆれはいかがでしたか。

1. 認められなかった
2. わずかにゆれた
3. かなりゆれた
4. 激しくゆれた
5. 非常に激しくギンギンゆれた
6. 倒れんばかりにゆれた

[17] 家（建物）には、なんらかの被害がありましたか。

1. 幸い、全然なかった
2. 額がはずれたり掛物が傾いたりした
3. 壁掛け、額などが落ち、または花瓶・ガラス器具が割れた
4. わずかながら壁にひび割れが入った
5. かなりひび割れが入り、柱の継ぎ目の食い違いも目につく程度
6. 被害はかなり大きく、修理の必要がある
7. 家の傾きが目立った

[18] あなたは、地震のゆれている時間をどのように感じましたか。

1. 非常に短かった
2. 短かった
3. どちらともいえない
4. 長かった
5. 非常に長かった
6. いつ終わるとも知らなかった

[19] あなたが、地震をもっとも強く感じたのは、どのようなゆれのときですか。

1. ドンと突き上げてくる感じのゆれ
2. かなり速い繰り返しの横ゆれ
3. ゆっくりとした横ゆれ
4. 特に区別できなかった
5. その他（ ）

[20] あなたは地震に気がついたとき驚きましたか。

1. 全然驚かなかった
2. 少々驚いた
3. かなり驚いた
4. 非常に驚いた
5. このうえなく驚いた

[21] それでは、こわさの程度はいかがでしたか。

1. なんともなかった
2. 少々こわいと思った
3. かなりこわいと思った
4. 非常にこわかった
5. 絶望的になった

[22] あなたはそのときどのような行動に出ましたか。

1. なにもする必要を感じなかった
2. 意識的に身の安全を考えた
3. 意識して戸外へ逃れた
4. ほとんど知らない間に戸外へとびだしていた
5. 全く本能的に行動したので、よく覚えていない

[23] あなたは、地震のとき火気（ガスコンロ、石油ストーブなど）をどうしましたか。

1. 使用していなかった
2. 使っていたが消す必要を感じなかった
3. 危険だと思ったので消した
4. 無意識のうちに消していた
5. とても余裕がなかった

[24] 地震のとき、家（勤め先）で、ねていた方にうかがいます。

1. 他に眠っていなかった（または、他に誰もいなかった）のでこたえられない
2. 目覚めた人は少数
3. かなりの人が目覚めた
4. ほとんどの人が目覚めた
5. 全部の人が目覚めた

[25] 地震のとき動いていた方にうかがいます。

1. 行動に少しも支障を感じなかった
2. やや支障を感じた
3. 動き続けるのは困難であった
4. 立つてもおれない程であった
5. はいつくばってしまった
6. 体をすくわれて倒れた

[26] 戸外にいた方にうかがいます。樹木とか近くに停車中の自動車の、地震による動きを認めましたか。

1. 注意を向けなかった
2. 見たが動きは認められなかった
3. かすかにゆれていた
4. かなり激しくゆれていた
5. 音がする程ゆれうごいていた

[27] 自動車を運転していた方にうかがいます。運転に支障を感じましたか。

1. 全然なんともなかった
2. やや支障を感じた
3. かなり困難を感じた
4. 運転不能を感じて止まった
5. 事故（道路をはずれる、ぶつかる）を起こした

[28] 停車中の自動車に乗っていたかたにうかがいます。

1. かすかなゆれを感じた
2. かなり激しくゆれるのを感じた
3. 音がする程ゆれ動いた
4. 車がこわれんばかりにゆれ動いた

[29] あなたのまわりで地震に気がついた人がいますか。

1. 他にだれもいなかった
2. わずかな人が気がついた
3. かなりの人が地震をわかった
4. ほとんどの人が気がついた
5. 全員が確実に地震だと感じた

[30] あなたのまわりで板塀、ブロック塀、石垣、集合煙突、サイロなどの被害がありましたか。

1. 全くなかった
2. 塀のねじれ、継ぎ目にそった割れ、石垣、煙突、サイロのゆるみなどがわずかにみられた
2. 塀のねじれ、割れ目、石垣、煙突、サイロのゆるみなどがかなり目立ち、くずれ落ちそうなものもあった
3. 一部割れたり、ズリ落ちたりしたものもあった
4. かなりのものが壊れた
5. ほとんど壊れた

[31] あなたのまわりで家屋の大きな被害（半壊、全壊）とか、地変（地割れ、地滑り、道路のキレツ）などありましたか。

1. 全くなかった
2. わずかにあった
3. かなり目についた
4. 非常に多かった

[32] あなたのまわりでこの地震が原因の停電、給水停止などありましたか。

1. 全くなかった
2. 短時間あった
3. かなり長時間にわたった

[33] あなたの年齢は、いくつですか。

1. 19才以下
2. 20～29才
3. 30～39才
4. 40～49才
5. 50～59才
6. 60才以上

[34] あなたは

1. 男性
2. 女性

付録－2 修正伝達マトリックス法による管体補強工法の定式化

1 基礎方程式

本論文第3章の3.3.2の基本仮定に基づいて、弾性域にある一本の管路の基礎方程式は次に示すようになる¹⁾。

a) 管軸方向釣合い (軸方向変形；圧縮を正とする)

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k_{sx} \cdot u = k_{sx} \cdot u_{sx} = p(x) \quad (1)$$

b) 管軸直角方向釣合い (曲げ変形)

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + k_{sy} \cdot v = k_{sy} \cdot v_{sy} = q(x) \quad (2)$$

ここに、 u ：管の軸方向変位

v ：管の軸直角方向変位

E ：管体の弾性定数

I ：管体の断面2次モーメント

A ：管体の実断面積

k_{sx} ：地盤の管軸方向単位長さ当りのばね定数

k_{sy} ：地盤の管軸直角方向単位長さ当りのばね定数

u_{sx} ：管軸方向の地盤変位

v_{sy} ：管軸直角方向の地盤変位

$p(x)$ ：軸方向に作用する力 (単位長さ当り)

$q(x)$ ：浮力または側方流動などの管軸直角方向に作用する力 (単位長さ当り)

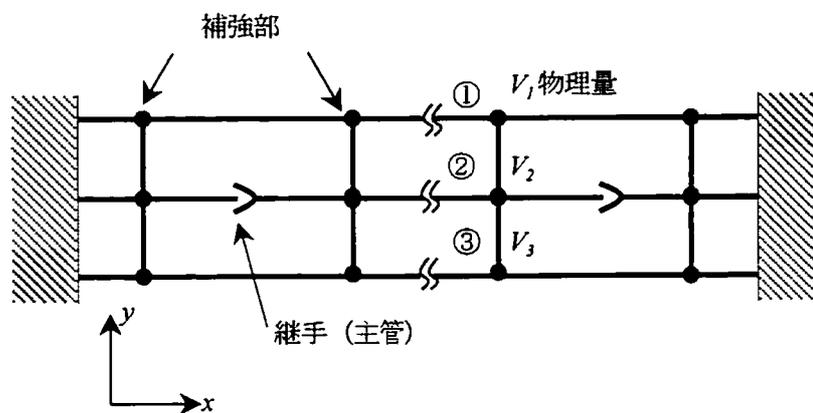


図1 地中管路の2次元面内モデルの概念図

2 修正伝達マトリックス法²⁾

各点での物理量は偶数個 ($2n$ 個) 存在するので、それらを適当に半分ずつ二群に分けて、それぞれ n 元のベクトル y, z で表す。 $(n \times n)$ のマトリックスを α, β 、 n 元のベクトルを γ とすれば、各格点での物理量 y と z の間に次式が成立する。

$$\begin{aligned} \bar{\alpha}y + \bar{\beta}z &= \bar{\gamma} \\ \alpha y + \beta z &= \gamma \end{aligned} \quad (3)$$

矢印 \rightarrow は左から右への伝達を意味しており、 \leftarrow は逆方向への伝達計算を意味する。まず、 $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}, \alpha, \beta, \gamma$ を始点から終点まで伝達させる。さらに、それらを用い各格点ごとに式(3)の連立方程式を解いて各格点の物理量 y, z を求める。このとき、初期値となる左端での $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ 、右端での α, β, γ は境界条件により決定される。また、方法でも伝の過程においても、 $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ の成分のノルムが増大するので、ある基準を設けてノルムがそれを越えた場合に式(3)の両辺に $\bar{\alpha}$ または $\bar{\beta}$ の逆行列を掛けて $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ ノルムを下げ計算による誤差の増加に伴う精度の低下を防いでいる。

(格間伝達法)

構造要素の常微分方程式は次のように表される³⁾。

$$\frac{dV}{dx} = AV + W \quad (4)$$

ここに、
 V : 未知の物理量ベクトル ($2n$) $= [y, z]^T$
 A : 係数マトリックス ($2n \times 2n$)
 W : 荷重ベクトル ($2n$)

係数マトリックスが一定の時、式(4)の一般解は、次のようになる。

$$V(x) = e^{Ax}V(0) + e^{Ax} \int_0^x e^{-As}W(s)ds \quad (5)$$

ここで、 e は梁の伝達マトリックスを表す。

この式を解いて、未知の物理量ベクトルの漸化式表示を行うと

$$[\bar{\alpha}(x + \Delta x), \bar{\beta}(x + \Delta x)] = [\bar{\alpha}(x), \bar{\beta}(x)] e^{-\Delta x} \quad (6)$$

$$\bar{\gamma}(x + \Delta x) = \bar{\gamma}(x) + [\bar{\alpha}(x), \bar{\beta}(x)] \begin{Bmatrix} q(x) \\ r(x) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$[\alpha(x - \Delta x), \beta(x - \Delta x)] = [\alpha(x), \beta(x)] e^{\Delta x} \quad (8)$$

$$\gamma(x - \Delta x) = \gamma(x) + [\alpha(x), \beta(x)] \begin{Bmatrix} s(x) \\ t(x) \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$\text{ここに、} \begin{Bmatrix} q(x) \\ r(x) \end{Bmatrix} = \int e^{-As}W(x+s)ds, \begin{Bmatrix} s(x) \\ t(x) \end{Bmatrix} = - \int e^{As}W(x-s)ds$$

よって、 $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ および $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ の初期値 (境界値) を与えてやれば、式(6)、式(7)より、ある連続弾性体の左から右へ $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ を伝達させていくことができる。同様に、式(8)、式(9)より各格間の右から左へ $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, \bar{\gamma}$ を伝達させることができる。

(格点伝達法)

本解析で用いる格点伝達マトリックスは、提案する補強された管路については二種類ある。すなわち、前出の図1を参照すると、一つは主管の継手部と補強管の仮想継手部を伝達されるマトリックスで、もう一つは管路中央部の補強板が連結された部分を伝達させるマトリックスである。これらについては後で説明することにする。まず、図2のように格点 i では左から右への伝達と、右から左への伝達がある。その関係はつぎのようになる。

$$\begin{aligned} V_{i,R} &= \bar{P}_i V_{i,L} \\ V_{i,L} &= \bar{P}_i V_{i,R} \end{aligned} \quad (10)$$

左への伝達がある。その関係はつぎのようになる。

ここに、 \bar{P}_i, \bar{P}_i は格点伝達マトリックスで、それぞれ左から右へ、右から左への伝達を表しており、それらの非対角要素の符号が互いに逆である。

ここで各間と同様な伝達形式を仮定しており、格間の伝達式を式(3)のように次式で表す。

$$\left[\bar{\alpha}_{i,R} \bar{\beta}_{i,R} \right] V_{i,R} = \bar{\gamma}_{i,R} \quad (11)$$

$$\left[\bar{\alpha}_{i,L} \bar{\beta}_{i,L} \right] V_{i,L} = \bar{\gamma}_{i,L}$$

ただし、

$$\left[\bar{\alpha}_{i,R} \bar{\beta}_{i,R} \right] = \left[\bar{\alpha}_{i,L} \bar{\beta}_{i,L} \right] \bar{P}_i \quad (12)$$

$$\left[\bar{\alpha}_{i,L} \bar{\beta}_{i,L} \right] = \left[\bar{\alpha}_{i,R} \bar{\beta}_{i,R} \right] \bar{P}_i$$

各格点での物理量は

$$\left[\begin{array}{c} \bar{\alpha}_{i,L} \bar{\beta}_{i,L} \\ \bar{\alpha}_{i,L} \bar{\beta}_{i,L} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} y_{i,L} \\ z_{i,L} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \bar{\gamma}_{i,L} \\ \bar{\gamma}_{i,L} \end{array} \right\} \quad (13)$$

$$\left[\begin{array}{c} \bar{\alpha}_{i,R} \bar{\beta}_{i,R} \\ \bar{\alpha}_{i,R} \bar{\beta}_{i,R} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} y_{i,R} \\ z_{i,R} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \bar{\gamma}_{i,R} \\ \bar{\gamma}_{i,R} \end{array} \right\} \quad (14)$$

となる。よって、この連立方程式を解いて格点 i の両側の全物理量が求められる。すなわち、物理量の伝達関係式を表す定数マトリックス、 α, β, γ の左右方向別の値を定めてやれば、各管体の端部の全物理量はその端部ごとに独立に求まることになる。

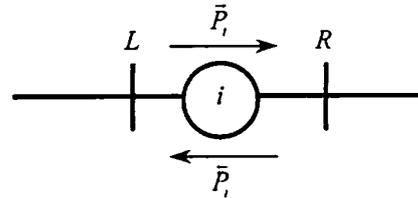


図2 格点伝達関係

3 格間伝達関係と格点伝達関係の定式化

格間伝達関係の定式化を行う前に、本解析で考えている物理量と座標系について説明する。本解析では、図3に示すように、個々の格点は基本座標系 X 、 Z に対して定義される。また、部材の性質は各々部材に付随する部材座標系 x 、 z に関する断面定数として定義される。本解析では X 方向と Z 方向を考えているので前述の y 、 z の物理量としては、軸方向変位 u 、軸直角方向変位 v 、たわみ角 ϕ 、軸力 N 、曲げモーメント M 、せん断力 Q の6つを考えているので、式(15)のようになる。

$$y = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \phi \end{Bmatrix}, \quad z = \begin{Bmatrix} N \\ M \\ Q \end{Bmatrix} \quad (15)$$

また、全体の状態のベクトル V は次のようになる。

$$V = \begin{Bmatrix} y \\ z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \phi \\ M \\ N \\ Q \end{Bmatrix} \quad (16)$$

式(16)における変位と断面力の正の向きは、図3のように定める。

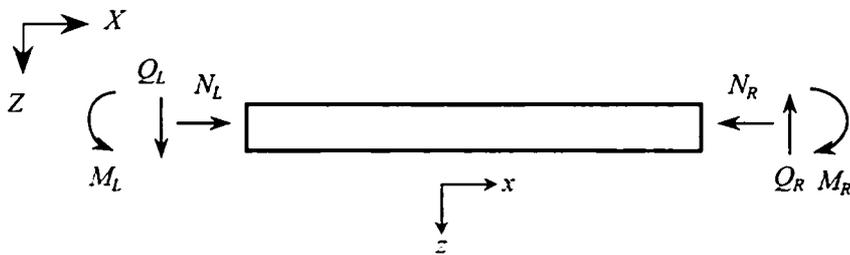


図3 断面力の正の方向

(格間伝達マトリックスの誘導)

2 の格間伝達には、 $e^{-Ax}, e^{Ax}, [q(x), r(x)]^T, [s(x), t(x)]^T$ を具体的に求めなければならない。よって、1 で表した管軸方向、管軸直角方向の基礎運動方程式から 6 つの物理量に対して具体的に格間伝達のためのマトリックス、ベクトルを表すことにする。この時、求められるマトリックス、ベクトルは、ある基準に対して無次元化された $V = [u, v, \phi, M, N, Q]^T = [y, z]^T$ に対して表した。さらに、 $\Delta x = x$ と置きなおしている。

$$e^{Ax} = \begin{bmatrix} B_3(x) & 0 & 0 & -\alpha B_6(x) / \overline{EA} \overline{\beta}_2 & 0 & 0 \\ 0 & B_1(x) & -B_2(x) / 2 \overline{\beta}_1 & 0 & B_2(x) / 2 \overline{\beta}_1^2 \overline{I} & -B_4(x) / 4 \overline{\beta}_1^3 \overline{EI} \\ 0 & -\overline{\beta}_1 B_2(x) & B_1(x) & 0 & -B_3(x) / 2 \overline{\beta}_1 \overline{I} & -B_2(x) / 2 \overline{\beta}_1 \overline{EI} \\ -EA \overline{\beta}_2 B_6(x) / \alpha & 0 & 0 & B_5(x) & 0 & 0 \\ 0 & -2 \overline{EI} \overline{\beta}_1^2 B_2(x) & -\overline{\beta}_1 \overline{EI} B_4(x) & 0 & B_1(x) & B_3(x) / 2 \overline{\beta}_1 \\ 0 & -2 \overline{\beta}_1^3 \overline{EI} B_2(x) & 2 \overline{\beta}_1^2 \overline{EI} B_4(x) & 0 & \overline{\beta}_1 B_4(x) & B_1(x) \end{bmatrix} \quad (17)$$

ただし、各文字のバー (—) は、その無次元量を表しており、以後同様とする。

$$\begin{cases} p(x) \\ q(x) \end{cases} = \begin{cases} \overline{u}_{sx2} B_5(x) - \overline{u}_{sx1} + (\overline{u}_{sx2} - \overline{u}_{sx1})(x B_5(x) - B_6(x) / \overline{\beta}_2) / \overline{L} \\ -\overline{p}(B_1(x) - 1) / 4 \overline{\beta}_1 \overline{EI} \\ \overline{P} B_4(x) / 4 \overline{\beta}_1 \overline{EI} \\ \overline{EA} [(u_{sx2} - u_{sx1}) / \overline{L} (\overline{\beta}_2 x B_6(x) - (B_5(x) - 1)) + \overline{\beta}_2 u_{sx1} B_6(x)] / \alpha \\ -P B_2(x) / 2 \overline{\beta}_1 \\ P B_3(x) / 2 \overline{\beta}_1 \end{cases} \quad (18)$$

一方、 e^{-Ax} は、式(18)において x のかわりに $-x$ と置き、さらに $r(x)$ の符号を逆にすることで求まる。

ここで、

$$\begin{aligned} B_1(x) &= \cos \beta_1 x \cosh \beta_1 x \\ B_2(x) &= \sin \beta_1 x \sinh \beta_1 x \\ B_3(x) &= \cos \beta_1 x \sinh \beta_1 x + \sin \beta_1 x \cosh \beta_1 x \\ B_4(x) &= \cos \beta_1 x \sinh \beta_1 x - \sin \beta_1 x \cosh \beta_1 x \\ B_5(x) &= \cosh \beta_2 x \\ B_6(x) &= \sinh \beta_2 x \end{aligned}$$

さらに、物理量の無次元化は、基準量 E_0 ; (弾性定数)、 I_0 ; (断面 2 次モーメント)、 P_0 ; (単位長さ当りの外力)、 L_0 ; (長さ) を用いて以下のように行われている。

$$\begin{aligned} \bar{v} &= E_0 I_0 v / P_0 L_0^4, \bar{u} = E_0 I_0 u / P_0 L_0^4, \bar{\phi} = E_0 I_0 \phi / P_0 L_0^3, \bar{N} = N / P_0 L_0 \\ \bar{M} &= M / P_0 L_0^2, \bar{Q} = Q / P_0 L_0, \bar{I} = I / I_0, \bar{x} = x / L_0, \bar{L} = L / L_0, \bar{E} = E / E_0 \\ \bar{\beta}_1 &= \beta_1 / L_0, \bar{\beta}_2 = \beta_2 / L_0, \bar{p} = p / L_0, \bar{q} = q / P_0, \bar{\alpha} = I_0 / A_0 x_0^2 \\ \bar{u}_{xx1} &= E_0 I_0 u_{xx1} / P_0 L_0^4, \bar{u}_{xx2} = E_0 I_0 u_{xx2} / P_0 L_0^4 \\ \bar{k}_{xx} &= K_{xx} L_0^4 / E_0 I_0, \bar{k}_{yy} = k_{yy} L_0^4 / E_0 I_0 \\ E_0, I_0, L_0, P_0, A_0 &: \text{ある基準値} \end{aligned}$$

(格点伝達マトリックスの誘導)

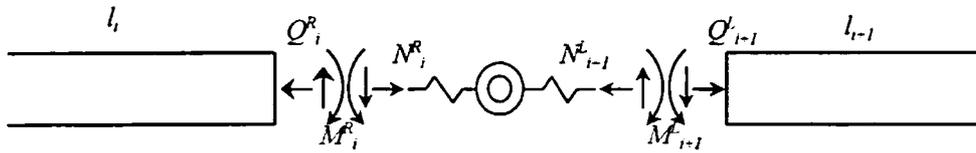
本解析では、格点伝達は2つある。先述のように1つは継手（主管）での伝達であり、もう1つは補強部での伝達である。継手での伝達においては、補強管は連続だから、左右の伝達により物理量の値は変わらない。しかし、主管の場合（前出図1参照）は、継手での伝達は、図4のように応力、変形量のつり合いから決定される。

単管（主管1本）の各点伝達（格点*i*を左から右向き伝達）：

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ \phi \\ N \\ M \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1/\bar{k}_T & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -1/\bar{k}_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \phi \\ N \\ M \\ Q \end{Bmatrix} \quad (19)$$

\bar{k}_T ：無次元伸縮ばね剛性、 \bar{k}_R ：無次元回転ばね剛性

$$\bar{k}_T = k_T L_0^3 / E_0 I_0, \bar{k}_R = k_R L_0 / E_0 L_0$$



$$\begin{aligned} \phi_{i+1}^L &= \phi_i^R - M_i^R / k_R, & V_{i-1}^L &= V_i^R, & U_{i+1}^L &= U_i^L - U_i^R / k_T \\ M_{i+1}^L &= M_i^R, & Q_{i+1}^L &= Q_i^R, & N_{i-1}^L &= N_i^R \end{aligned}$$

図4 継手部における断面力・変形量の釣合い³⁾

次に、補強されている管路（図1）の補強された3本の管路について考える。格点での変位の適合条件と力のつりあいより、3本の管の物理量を $V_1 = [y_1, z_1]^T$ （補強管）、 $V_2 = [y_2, z_2]^T$ （主管）、

$V_3 = [y_3, z_3]^T$ (補強管) とすると、 $V = [V_1, V_2, V_3]^T$ に対する、格点伝達マトリックス

P_J (継手部) および P_S (補強部) は、次のように表される。

$$P_J = \begin{matrix} & \begin{matrix} (\bar{y}_1) & (\bar{y}_2) & (\bar{y}_3) & (\bar{z}_1) & (\bar{z}_2) & (\bar{z}_3) \end{matrix} \\ \begin{matrix} I & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & P_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I \end{matrix} \end{matrix} \quad (20)$$

$$P_S = \begin{matrix} & \begin{matrix} (\bar{y}_1) & (\bar{y}_2) & (\bar{y}_3) & (\bar{z}_1) & (\bar{z}_2) & (\bar{z}_3) \end{matrix} \\ \begin{matrix} -1/\bar{k}_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/\bar{k}_R \end{matrix} \\ \begin{matrix} I & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & 0 & 0 \\ -\bar{K}_{11}^* & -\bar{K}_{12}^* & 0 & I & 0 & 0 \\ \bar{K}_{21}^* & \bar{K}_{22}^* - \bar{K}_{11}^* & -\bar{K}_{12}^* & 0 & I & 0 \\ 0 & \bar{K}_{21}^* & \bar{K}_{22}^* & 0 & 0 & I \end{matrix} \end{matrix} \quad (21)$$

ただし、

$$\bar{K}_{11}^* = \begin{bmatrix} 12EI_Y/h^3 & 0 & -6EI_Y/h^2 \\ -6EI_Y/h^2 & 0 & 4EI_Y/h \\ 0 & EA/\alpha h & 0 \end{bmatrix} \quad \bar{K}_{12}^* = \begin{bmatrix} -12EI_Y/h^3 & 0 & -6EI_Y/h^2 \\ 6EI_Y/h^2 & 0 & 2EI_Y/h \\ 0 & -EA/\alpha h & 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_{21}^* = \begin{bmatrix} 12EI_Y/h^3 & 0 & -6EI_Y/h^2 \\ 6EI_Y/h^2 & 0 & -2EI_Y/h \\ 0 & EA/\alpha h & 0 \end{bmatrix} \quad \bar{K}_{22}^* = \begin{bmatrix} -12EI_Y/h^3 & 0 & -6EI_Y/h^2 \\ -6EI_Y/h^2 & 0 & -4EI_Y/h \\ 0 & -EA/\alpha h & 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_{22}^* - \bar{K}_{11}^* = \begin{bmatrix} 24EI_Y/h^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -8EI_Y/h \\ 0 & -2EA/\alpha h & 0 \end{bmatrix}$$

I_Y : 補強板のY軸に対する断面2次モーメント

h : 補強板の高さ (補強管-主管の距離)

$h = h/h_0$: h_0 は高さの基準

$\alpha = I_0/A_0L_0^2$

両端境界条件：

また、本解析では埋設管の両端は完全固定と考えているので、単管（主管1本）の場合は、式(3)の関係式はマトリックス表示すると次のようになる。

$L(\text{左}) \rightarrow R(\text{右})$ ：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \\ \bar{\phi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 1/\bar{K}_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M} \\ \bar{Q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_L \\ \bar{v}_L \\ \bar{\phi}_L \end{Bmatrix}$$

$R(\text{右}) \rightarrow L(\text{左})$ ：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \\ \bar{\phi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -1/\bar{K}_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M} \\ \bar{Q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_R \\ \bar{v}_R \\ \bar{\phi}_R \end{Bmatrix}$$

(22)

3本の場合も同様に、表すことができる。

$L(\text{左}) \rightarrow R(\text{右})$ ：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \\ \bar{\phi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 1/\bar{K}_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M} \\ \bar{Q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_L \\ \bar{v}_L \\ \bar{\phi}_L \end{Bmatrix}$$

$R(\text{右}) \rightarrow L(\text{左})$ ：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \\ \bar{\phi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -1/\bar{K}_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M} \\ \bar{Q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_R \\ \bar{v}_R \\ \bar{\phi}_R \end{Bmatrix}$$

(23)

参考文献

- 1)中村秀次：数値誤差を改善した伝達マトリックス法の提案. 土木学会論文報告集. 第 289 号, pp.43-53, 1979.
- 2)高田至郎・高橋俊二・山部泰男：硬質塩化ビニール管の地震時挙動シミュレーション. 水道協会雑誌, 第 547 号. pp.27-39, 1980.
- 3)成岡昌夫・遠田良喜：伝達マトリックス法 コンピューターによる構造工学講座 1-2-B, 倍風館, 1970.

謝辞

本論文は、著者が熊本大学大学院工学研究科修士課程修了後に継続して行ってきた研究と平成11年から平成13年まで在学した熊本大学大学院自然科学研究科での研究成果を取り纏めたものです。

研究の初期から現在にいたるまで、熊本大学工学部環境システム工学科の秋吉 卓教授からは、研究の進め方や論文の作成など終始懇切な御指導をいただき、本研究の遂行および本論文の取り纏めにあって多大な御尽力を賜りました。建築学科を卒業し、地盤の液状化などの知識の乏しい筆者を、大学院(修士課程)の研究室に快く引き受けていただき、また、就職した後、今日まで研究を続けることができましたのは、ひとえに秋吉先生の御厚情によるものと感謝いたします。

本論文を纏めるにあたり、熊本大学工学部環境システム工学科の鈴木敦巳教授、滝川 清教授および最相元雄教授には、副査として論文を審査していただき、また、大谷 順助教授には、研究指導委員会において、それぞれの御専門の立場から多くの貴重な御意見と御指示ならび御検討を賜りました。ここに深甚なる謝意を表します。

九州東海大学工学部建築学科の宮崎雅徳教授には、大学卒業以来、地震動強さに関する研究に関して、特に、アンケート震度調査解析や常時微動観測など貴重な研究機会を与えていただきました。また、日頃より研究に対する御討議をいただきますとともに、暖かい励ましの御言葉を賜りました。心より御礼申し上げます。

本論文で実施した数値解析や振動台実験などは、八代工業高等専門学校の湊田邦彦助教授と熊本大学工学部環境システム工学科の松本英敏技官から、御指導、御意見をいただきました。御礼申し上げます。

熊本大学工学部環境システム工学科秋吉研究室と九州東海大学工学部建築学科宮崎研究室の諸兄には、有形無形で御助力をいただきました。秋吉研究室では、数値解析や振動台実験で、宮崎研究室では、アンケート震度調査票の整理、解析や常時微動観測など協力してもらいました。心より感謝申し上げます。

鉄建建設株式会社取締役エンジニアリング本部長本間 勉氏、同エンジニアリング本部技術研究所森本 仁所長をはじめ関係各位の方々には、本研究の機会と環境を与えていただくとともに多大な御尽力を賜りました。ここに、心より感謝の意を表します。

本論文は、その他にも多くの方々の御助力により纏めることができました。関係の皆様へ深く感謝の意を表します。