



耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書（その4）

平成元年8月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

(株)	間			組
東	急	建	設	(株)
不	動	建	設	(株)
(株)	大		林	組
(株)	竹	中	工	務
(株)	竹	中	土	店
				木

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書

耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書(その4)

建設省土木研究所機械施工部動土質研究室長 古賀泰之
(株)間組技術本部技術企画課長 辻田満
東急建設(株)技術研究所土木研究部長 黒田栄三
不動建設(株)特殊工法事業部研究室長 水野恭男
(株)大林組技術研究所土木第2研究室長 西林清茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長 津吉秀一
(株)竹中土木工事本部海洋技術部長 杉山一徳
(いずれも代表者のみを記す)

要旨：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その4)

本報告は、建設省土木研究所と上記6社との共同研究として昭和60年度から平成元年度までの予定で研究を進めている「耐震地盤改良工法に関する研究」について、昭和63年度実施分の成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、各種の地盤強化対策工法のうち、耐震対策上有効であると思われるものについて、それらの耐震対策効果を明らかにし、設計法を確立すること、および施工環境等に制約のある場合にも適応し得る新しい施工法を開発することを主な目的としている。

ここでは、そのような耐震対策工法として、締固め工法、グラベルドレーン工法、固化工法、および排水補強杭工法をとりあげ研究の対象としている。本共同研究ではこれら4工法を3つのワーキンググループに分けてそれぞれ研究を進めているが、本報告書はこれらの研究成果を一冊にとりまとめている。

キーワード：耐震対策、軟弱地盤、液状化、締固め、グラベルドレーン、固化処理、排水補強杭、設計法、施工法、掘削道路、盛土

ま え が き

世界有数の地震国である我国において、各種構造物の耐震性を向上させる方策の一環として、軟弱地盤の耐震対策工法の開発が要請されている。

本共同研究は、建設省土木研究所による共同研究公募課題「耐震地盤改良工法に関する研究」として3課題について民間企業5社の参加を受けて、昭和60年11月より開始したものである。本報告書は昭和63年度分の成果をとりまとめたものである。

本研究の実施にあたり、数多くのご協力を賜った建設省土木研究所企画課及び関係各位、ならびに(財)土木研究センターに対して感謝の意を表すものである。

平成元年8月

建設省土木研究所動土質研究室長	古 賀 泰 之
(株)間組技術本部技術企画課長	辻 田 満
東急建設(株)技術研究所土木研究部長	黒 田 栄 三
不動建設(株)特殊工法事業部研究室長	水 野 恭 男
(株)大林組技術研究所土木第二研究室長	西 林 清 茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長	津 吉 秀 一
(株)竹中土木工事本部海洋技術部長	杉 山 一 徳

耐震地盤改良研究会名簿（昭和63年度）

氏 名	所 属	締 固 め 排水工法 W. G.	固化工法 W. G.	排水補強 杭 工 法 W. G.
古 賀 泰 之	建設省土木研究所動土質研究室長	○	○	○
松 尾 修	〃 主任研究員	○	○	○
伊 藤 良 弘	〃 研 究 員			○
古 関 潤 一	〃 〃	○	○	○
森 下 義	〃 動土質研究室		○	
島 津 多賀夫	〃 〃			○
鷺 田 修 三	〃 〃	○		
辻 田 満	(株)間組技術本部技術企画課長	○		
大 野 睦 雄	〃 技術研究所第1部課長	○		
三 原 正 哉	〃 第1部係長	○		
松 原 勝 己	〃 第1部研究員	○		
黒 田 栄 三	東急建設(株)技術研究所土木研究部部長			○
岡 本 正 広	〃 主任研究員			○
越 智 健 三	〃 研 究 員			○
遠 藤 修	〃 〃			○
水 野 恭 男	不動建設(株)特殊工法事業部研究室長		○	
川 上 高 弘	〃 機械センター所長		○	
出 口 敏 博	〃 〃 課長		○	
磯 田 知 広	〃 開 発 室 長		○	
三 好 郎 弘	〃 開発室課長		○	
深 田 久	〃 開 発 室		○	
西 林 清 茂	(株)大林組技術研究所土木第二研究室長		○	
松 尾 龍 之	〃 土木第二研究室		○	
細 谷 芳 巳	〃 〃		○	
後 藤 洋 三	〃 土木第五研究室長		○	
松 田 隆	〃 土木第五研究室		○	
久保寺 家 光	〃 〃		○	
津 吉 秀 一	(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長		○	
鈴 木 善 雄	竹中技術研究所主任研究員		○	
鈴 木 吉 夫	〃 〃		○	
山 本 光 起	(株)竹中工務店特殊構造本部		○	
杉 山 一 徳	(株)竹中土木工事本部海洋技術部部長		○	
下 田 喜 一	〃 〃 課長		○	
奥 村 良 介	〃 〃 〃		○	
中 島 秀 晃	〃 〃		○	
西 岡 成	〃 〃		○	

目 次

まえがき

名 簿

1. 研究目的	1
2. 研究開発の全体計画及び今年度の研究概要	3
2.1 締固め・排水工法グループ	3
2.2 固化工法グループ	4
2.3 排水補強杭工法グループ	6
2.4 耐震地盤改良研究会	8
3. 締固め・排水工法グループの研究成果	10
3.1 概 説	10
3.2 掘割道路の地震時浮上がりの判定法の検討	10
3.2.1 検討目的	10
3.2.2 検討方法	10
3.2.3 検討結果	12
3.2.4 ま と め	22
3.3 掘割道路周辺地盤の締固め改良効果に関する解析的検討	22
3.3.1 解析目的	22
3.3.2 既往の研究	22
3.3.3 解析内容	22
3.3.4 解析方法	23
3.3.5 解析結果	29
3.3.6 ま と め	43
3.4 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その2）	44
3.4.1 はじめに	44
3.4.2 実験方法	44
3.4.3 実験結果	46
3.4.4 ま と め	48
3.5 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討（その3）	49

3.5.1 解析目的	49
3.5.2 解析方法	49
3.5.3 道路幅、側壁高等の影響に関する検討	50
3.5.4 地震動および地盤条件の影響に関する検討	67
3.6 締固め・排水工法の設計法に関する検討	88
3.7 全体のまとめ	89
3.8 今後の課題および次年度の研究計画	90
4. 固化工法グループの研究成果	92
4.1 概 説	92
4.2 等価線形応答解析法を用いた模型振動実験の数値シミュレーション (その2)	92
4.2.1 解析目的	92
4.2.2 解析内容	92
4.2.3 解析方法	92
4.2.4 解析結果	95
4.2.5 ま と め	98
4.3 盛土の両脇を固化改良した模型振動実験の動的外力に関する検討	99
4.3.1 目 的	99
4.3.2 検討方法	99
4.3.3 検討結果	100
4.3.4 ま と め	190
4.4 固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法に関する検討	191
4.4.1 概 説	191
4.4.2 設計法の概要	191
4.4.3 課題と今後の予定	202
4.5 固化工法による盛土の液状化対策の設計法に関する検討	204
4.5.1 概 説	204
4.5.2 設計法の概要	205
4.5.3 課題と今後の予定	211
4.6 固化工法の施工法に関する検討	212
4.6.1 目 的	212
4.6.2 現 地 調 査	212
4.6.3 施工検討のための調査	214
4.6.4 施工方法検討	214
4.6.5 ま と め	220

4.7 全体のまとめ	220
4.7.1 設計法に関して	220
4.7.2 施工法に関して	221
4.8 今後の課題および次年度研究計画	221
5. 排水補強工法グループの研究成果	223
5.1 今年度の研究の概要	223
5.2 半地下構造物を対象とした排水補強杭に関する模型振動台実験	224
5.2.1 実験目的	224
5.2.2 実験方法	224
5.2.3 実験結果および考察	230
5.2.4 累積損傷度理論による実験結果の解析	235
5.2.5 ま と め	241
5.3 棒状補強材に生じる伸びひずみと補強効果に関する検討	242
5.3.1 研究目的	242
5.3.2 試験方法	242
5.3.3 試験結果および考察	246
5.3.4 ま と め	249
5.4 排水補強杭工法の設計法について	249
5.5 全体のまとめ	249
6. ま と め	253
6.1 締固め・排水工法グループの研究成果	253
6.2 固化工法グループの研究成果	253
6.3 排水補強杭工法グループの研究成果	253

1. 研究目的

過去の地震における各種構造物の地震災害の多くは、地盤強度の不足によって生じたものと見なされる。このような被害軽減・防止のための方法として、軟弱地盤の強度を改善する地盤改良工法が有効であろう。従来より軟弱粘性土地盤については、構造物施工時、完成後の常時におけるすべり、沈下、側方移動等の問題が生ずることがあるため、数多くの工法が提案・実施されてきている。しかし、それらの工法が地震時にどの程度の耐震効果を有するかは必ずしも明確ではない。一方、地震時に液状化を生ずるようなゆるい砂質地盤については、従来より主として締固めにより密度増大を図ることが、最も有効な方法として実用化されてきた。しかし、近年においては建設時の騒音・振動公害の見地から、締固め工法の適用が次第に制限されつつある。

地盤耐震対策・地盤改良工法の適用が主となるのは、構造的又は経済的に各種の基礎工法が適切でない河川堤防・道路盛土等の盛土構造物及びその土留構造物、掘割道路や共同溝等の半地下及び地中構造物等の土構造物である。

橋梁等の基礎構造に対しても通常行われているように基礎構造寸法の増加によってのみ対処するのではなく、地盤改良と併用することによって、より経済的になる場合も考えられる。本研究では、当面、盛土構造物と半地下構造物とを対象に耐震地盤対策を研究する。

又、地震時に問題となる軟弱地盤の種類は、通常、粘性地盤及び砂質地盤とに分けられる。

構造物及び地盤の種類を上のように分けることによりそれぞれの組合せにより研究すべき課題は多様なものとなる。本共同研究でとり上げる研究課題及び、それぞれの目的は以下のようなものである。

(A) 地盤改良工法の耐震設計・計算法の確立

(1) 例えば、砂質地盤の液状化防止のために地盤の締固めを行うことは、既に実用的に行われているが、その場合においても、構造物との位置関係において耐震効果を有する適切な施工範囲を決める合理的な方法は未だ確立したとは言えない。このような改良範囲の合理的設定の問題は、他のすべての地盤改良工法について言えることであるが、本研究では特に、締固め工法、グラベルドレーン工法等について、その適切な改良範囲を定める設計手法を確立する。

(2) 粘性地盤について、固化処理による地盤改良は近年よく行われてきているが、ブロック状に改良した場合、地震力が大きくなると受働土圧が計算できなくなるといった不合理な点があり、この改良工法についても耐震計算法を確立する必要がある。

(B) 地盤・施工環境条件を考慮した新しい耐震地盤改良工法の開発

新しい耐震地盤改良工法に要請される条件は以下のようなものである。

(a) 低公害型であること。したがって、振動・騒音を伴う締固め等は積極的には用いられない。

(b) 既設構造物に対しても有効に活用できるものであること。したがって、構造物周辺のみならず、構造物直下をも施工できる工法の開発が必要になる可能性もある。

これらの要件を考慮し、当面以下の工法の開発・検討を図る。

(1) 近年粘性地盤に多く適用されてきている固化処理工法を砂質地盤に用いて液状化対策とすること。こ

のためには、砂質地盤に対して固化処理工法が施工できる機械を検討すること、液状化対策として有効な改良土の配置法を確立すること等が必要である。

(2) 小口径パイルを砂地盤中に多数削孔施工することにより液状化対策とすること。このために、パイルの施工密度と液状化防止効果の関係を確認し設計法を確立すること。このような小径パイルを多数迅速に施工する機械の開発が必要である。

(3) (1)(2)等の工法を、対象構造物周辺のみならず、既設構造物直下においても有効に実施できるように工法の拡張を図ること。

(C) 地盤の耐震性を評価するための原位置調査法の開発

地盤改良仕様の設計のためには、原地盤の動的特性を把握することが必須である。又、改良工の効果の確認のためには、出来上った改良工が設計仕様通りに施工されていること及び改良工が施工された地盤全体として必要改良水準を満たしていることの確認が必要である。この目的を達するためには、地盤特性の把握を採取試料について行うことも考えられるが、可能な限り現地で簡易・迅速かつ正確に調査・評価する手法の開発が必要とされる。

(D) 耐震地盤対策工マニュアルの作成

本共同研究の成果を「耐震地盤対策工マニュアル(仮称)」としてとりまとめる。

(建設省土木研究所)

2. 研究開発の全体計画および今年度の研究概要

2.1 締固め・排水工法グループ

(1) 目 的

盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成すること。

ここで締固め工法としては、サンドコンパクションパイル工法に代表される原地盤を対象とした締固め工法を指している。

また、グラベルドレーン工法としては、ドレーン形状がパイル状のもの、マット状のもの、壁状のもの、及びそれらが組合わされたものを対象としている。

(2) 全体計画

本グループの研究開発は、当初昭和 63 年度に終了することを目標としてスタートしたが、締固め地盤の改良効果の評価手法について、現場試験の必要性が議論され、1 年延長することとなった。

研究計画の概略を表 2.1.1 に示す。その主な項目は以下の通りである。

1) 締固め工法・グラベルドレーン工法の効果・適用性に関する振動台実験と解析

締固め工法・グラベルドレーン工法の効果・適用性を評価するため、構造物の幅、改良工の配置、改良範囲などに着目した振動台実験と実験結果の解析を行う。

2) 掘割道路に用いたグラベルドレーン工法のパラメトリックスタディ

実規模の掘割道路モデルに対し、グラベルドレーンが設置された時の道路周辺の間隙水圧分布を求め、対策効果を評価するため構造物の幅やドレーン配置、地下水位などをパラメータとした数値解析を実施する。

表2.1.1 研究の全体計画（締固め・排水工法グループ）

項目	昭和 60年度	昭和 61年度	昭和 62年度	昭和 63年度	平成 1 年度
1. 現状の把握	←→				
2. グラベルドレーン工法・締固め工法の効果・適用性に関する振動台実験と解析	←→				
3. 掘割道路に用いたグラベルドレーン工法のパラメトリックスタディ	←→				
4. 締固め地盤の原位置試験法に関する室内実験			←→		
5. 締固め地盤の改良効果に関する現場試験					←→
6. 液状化対策としての締固め工法グラベルドレーン工法の設計法の作成		←→			

3) 締固め地盤の原位置試験法に関する室内実験

締固め地盤の原位置液状化強度を求めるための基礎データを得るため、圧力土槽を用いた室内実験を実施する。

4) 締固め地盤の改良効果に関する現場試験

締固め地盤における改良効果の評価手法を検討するため、現場試験を行い、種々の地盤特性の変化を調査する。

5) 液状化対策としての締固め工法、グラベルドレーン工法の設計法の作成

1)～4)の検討結果をもとに、液状化対策としての締固め工法、グラベルドレーン工法の設計法を作成する。

(3) 63年度研究項目

- 1) 掘割道路の地震時浮上りの判定法に対する検討
- 2) 掘割道路周辺地盤に締固め改良を行った場合の効果に関する解析的検討
- 3) 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討 (その2)
- 4) 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討 (その3)

(間 組)

2.2 固化工法グループ

(1) 目 的

固化工法グループの研究目的は、

- 1) 砂層の液状化対策として、固化工法を用いる場合の耐震設計法を作成すること。
- 2) 既設の掘割道路や盛土の直下に液状化の可能性のある砂層が存在する場合に、固化工法によって地盤改良できる新しい工法を開発すること。

の2点である。

ここで、固化工法は現地盤をセメントで現地混合化する深層混合処理工法を指している。

(2) 全体計画

共同研究開始に先立ち策定された当初の全体計画を、表2.2.1に示す。本グループの研究開発は、当初昭和63年度に終了することを目指していた。しかし、改良地盤の設計法を組立てるにあたり、大型模型振動実験の必要性が議論され、1年間延長することとなった。表2.2.1には、延長年月度の計画内容もあわせて示されている。

この計画にもとづき、昭和60年度は

- ① 固化工法の現状調査 (実験, 解析, 施工等)
- ② 改良形式 (ブロック状, 壁状, 格子状, 杭状) の相違による液状化実験
- ③ 掘割および盛土へ固化工法を適用した場合の効果に関する2次元有限要素応答解析

を実施した。

そして、昭和61年度は、対象を深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に限定し、新たに施工機械、

表2.2.1 固化工法ワーキンググループの研究計画

年 度 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度	昭 和 63 年 度	平 成 1 年 度
(a) 既設の掘割道路・盛土の直下の地盤改良工法の開発					
1. 現状の把握、新しい工法の検討	↔				
2. 基本構想の作成		↔			
3. 振動台実験および解析による効果の確認		↔			
4. 模型機的设计・製作、模型機を用いた地盤改良の実施、適用性の確認(現場実験)			↔		
5. 試作機的设计・製作、試作機を用いた地盤改良の実施、適用性の確認(現場実験)				↔	
(b) 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法による地盤改良の設計法の開発					
1. 現状の把握	↔				
2. 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法効果に関する振動台実験、遠心力载荷実験、および解析		↔	↔		↔
3. 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法の効果に関する現場実験および解析			↔		
4. 改良地盤の動的土質定数の設定法のため、複合地盤のせん断弾性係数、減衰定数、K値等の設定法について室内実験、現場実験		↔	↔	↔	
5. 深層混合処理工法による地盤改良の耐震設計の作成				↔	↔

施工法研究のためのワーキンググループを設け、

- ① 格子改良形式の耐震効果、および掘割・盛土模型への適用効果に関する振動実験
- ② 仮想実物大格子モデルの3次元有限要素地震応答解析
- ③ 現行の深層混合処理工法施工機の実力調査
- ④ 砂質改良土の力学的性質に関する調査

に主眼をおいて研究した。

昭和62年度においては

- ① 昭和61年度に実施した模型実験結果における数値シミュレーション解析
- ② 盛土へ固化工法を適用した場合の効果に関する模型振動実験
- ③ 地盤液状化対策工としての深層混合処理工法の設計法の検討
- ④ 砂質地盤に対する深層混合処理工法の施工方法の検討

を実施した。

(3) 今年度の研究概要

前年度までの調査・実験・解析結果をもとに、今年度は主に以下のような内容について実施した。

1) 模型振動実験結果の数値シミュレーション解析

液状化に伴う地盤の剛性低下を考慮した2次元等価線形応答解析の手法により、改良体に作用する動土圧、改良体内部に生じる動的応力を算定できるかどうかを検討した。

2) 地盤液状化対策工としての深層混合処理工の設計法に関する検討

- ① 盛土耐震強化法として本工法を適用した場合に地震時に改良体に作用する動的外力を模型振動台実験（昭和61年度実施）の結果を用いて詳細に調べた。

本工法を盛土、掘割道路に対し液状化対策工として適用する場合の設計法の骨子を作成した。

3) 固化工法の施工法に関する検討

本工法を既設の盛土、掘割道路の基礎地盤に施工する方法について具体事例を用いて検討した。

（竹中工務店）

2.3 排水補強杭工法グループ

(1) 目 的

本研究グループの研究目的は、地盤に補強土工法の一つというべき排水性小口径杭を群状に打設することによって地盤の耐震性を改良する工法を開発することにある。

ここに、排水性小口径杭とは、細長比が大きく、材料自体の曲げ剛性は高くなく、かつ、排水機能のあるような杭（直径10～20 cm程度を想定）を指す。なお、ここでは排水性小口径杭を排水補強杭と呼ぶ。排水機能を有する杭とは、芯材の周辺に碎石等の排水性の材料を充填した杭のことである。

排水性を持たせた大きな理由としては以下の通りである。

棒状補強材にはその補強機構の違いにより、圧縮補強材、引張り補強材、曲げ補強材、せん断補強材等に分けられるが、引張り補強材の場合には、通常、土塊や岩塊の変形に伴って補強材表面にせん断応力が発生

し、その結果補強材に受動的に引張り力が発生する。

そこで、補強材の表面は、土との間にせん断力が発生するように粗でなければ、補強材周面と地盤との間に摩擦力が十分発揮されず、補強効果も期待できなくなる。また、この補強材と土との摩擦力は、地震時のように過剰間隙水圧が上昇してきて、地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態では十分発揮されず、地盤のせん断変形に伴って生じるはずの補強材力が生じなくなる恐れもある。

しかしながら、地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態を生じさせない、あるいは、もし生じようとしても速やかに過剰間隙水圧を消散させる排水機能のある補強材であれば、上述したような問題は生じないであろう。

そこで、このような排水機能を有する補強材を、地震による繰返しせん断応力によって伸びひずみが生じる方向に設置するならば、地盤の液状化防止対策として補強土工法を有効に活用できるものと想定できる。

(2) 全体計画

排水補強杭工法グループの全体計画の概略を表2.3.1に示す。

その主な項目は以下の通りである。

① 棒状補強材による補強効果に関する基本原理について

棒状補強材を挿入した土の補強効果を明らかにする。本共同研究で対象としている既設の構造物の耐震補強を考える場合、その構造物の直下を改良する必要がある。そのためには地表面より補強材を傾斜打設する必要があることから、まず簡単な単純せん断モデルについての鉛直に打設した場合について検討を行い、次に、傾斜打設した場合の補強効果について理論的考察を行う。

ついで、有限要素解析による簡易モデルの検証を行う。

② 棒状補強材による補強効果に関する室内要素試験

排水補強杭工法の液状化防止対策としての有効性をまず室内の要素試験から把握する。そのため、排水機能のない補強材による補強効果に関して、以下の実験を行い、棒状補強材による補強効果について実験的に検討する。

- ・ねじり単純せん断試験：棒状補強材を鉛直にした場合の補強効果

表2.3.1 全体計画（排水補強杭工法グループ）

年度	基本原理	室内要素試験		模型実験台座試験		数値解析	設計法	施工法
		ねじり単純せん断	直接単純せん断	せん断工槽	中型工槽			
60	・単純せん断モデル	・棒状補強材による基本的補強効果の把握 ・鉛直打設 ・豊浦砂		・水平地盤 ・補強材の種類 ・補強率 ・水				
61	・鉛直打設による補強効果	・砂の種類による補強効果の把握 ・茂間山砂		・排水効果に与える相似則 ・グリセリン ・水平地盤			・設計法の骨格	・施工法の概略
62	・傾斜打設角度による補強効果		・傾斜打設角度の影響 ・ $i=0^\circ, \pm 15^\circ$ ・豊浦砂		・掘削道路を対象 ・豊浦砂 ・鉛直打設		・設計法の骨格	・排水補強杭の構成例 ・施工手順
63			・補強材の伸びひずみ ・定着係数	・掘削道路を対象 ・改良範囲、補強率 ・補強材の種類		・棒状補強材の補強効果	・掘削道路、盛土等の構造物を考慮	・施工機械の選定

- ・大型二方向単純せん断試験：棒状補強材を傾斜打設した場合の補強効果

棒状補強材に生じる伸びひずみの算定

また、①によって理論的に導かれた補強材の補強効果と比較して、理論値の妥当性について検証する。

- ③ 掘割道路・盛土の耐震地盤改良工法としての排水補強杭工法の材料特性、充填率、および改良範囲に関する模型振動台実験

排水補強杭工法を掘割道路・盛土の耐震対策として用いる場合に必要とされる改良の程度（杭材の種類・充填率・配置方法）・範囲などについて模型振動台実験を行って検討するとともに、数値解析によってそれらの最適な方法を選定する。

- ④ 排水補強杭工法の液状化対策としての設計法の作成

排水補強杭工法を掘割道路・盛土の液状化対策として用いる場合、それらの構造物の存在を考慮した実用的な設計法を確立する。

- ⑤ 施工法の開発

細長比の高い補強材を効率よく、かつ経済的に打設可能な施工方法を開発する。

(3) 今年度の研究の概要

今年度の研究の概要を以下に示す。

- ① 半地下構造物を対象とした排水補強杭工法に関する模型振動台実験

グリセリン溶液を用いた小型のせん断土槽による模型振動台実験は、昭和 61 年度において一度実施しているが、この時は水平地盤を対象としており、掘割道路等の半地下構造物については検討していなかった。掘割道路等の半地下構造物を対象とした実験は、昨年、中型の剛性土槽を用いて行ったが、脱気水を用いた実験であったために排水性に関する相似則は満足されておらず、排水性能が強調された結果となってしまった。

そこで、今年度は排水性に関する相似則をある程度満足させた模型振動台実験を行って、排水補強杭工法を掘割道路等の半地下構造物に適用した場合の有効性を検討した。

- ② 補強材に生じる伸びひずみと補強効果に関する検討

排水補強杭工法の基本となる棒状補強材による補強効果を設計にとり入れるためには、せん断に伴って発生する補強材の伸びひずみを把握する必要がある。

そこで、棒状補強材を挿入した砂の直接せん断試験を行って、棒状補強材による補強効果を確認するとともに補強材に生じる伸びひずみを直接測定して、補強効果と伸びひずみとの関係を検討した。

- ③ 排水補強杭工法の設計法に関する検討

排水補強杭工法を水平地盤に適用する場合の簡易設計法について、新たに有効せん断応力比という概念と累積損傷度理論を組み合わせる振動台実験結果に適用して検討した。

(東 急 建 設)

2.4 耐震地盤改良研究会

耐震地盤改良研究会は、上記の 3 つのワーキンググループ間の活動の調整・情報の交換、研究成果の全体的なとりまとめを行う目的で設けている。

研究会の 63 年度における活動は以下のようであった。

- (1) 63 年度における各ワーキンググループの研究計画・研究成果についての意見交換
- (2) 63 年度における研究成果の全体的なとりまとめ及び報告書の作成

(土木研究所)

3. 締固め・排水工法グループの研究成果

3.1 概 説

締固め、排水工法グループでは、盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することを最終目的として、昭和 60 年度より研究開発を進めている。

本年度は、以下の項目について検討を実施した。

① 掘割道路の地震時浮上り判定法に関する検討

昨年度実施した模型振動実験結果に基づき、掘割道路に対する二種の浮上り安定性の判定法の妥当性を検討した。浮上りの判定方法としては、浮上り安全率を求める方法と円弧すべり安全率に基づく方法を用いた。

② 掘割道路周辺地盤に締固め改良を行なった場合の効果に関する解析的検討

掘割道路周辺地盤に締固め改良を行なった場合を対象として、締固め改良幅、掘割道路幅と深さおよび地盤の層厚等の条件が掘割道路の浮上りに対する安定性に及ぼす影響を調べるため、定常・非定常浸透流解析と浮上り安全率・円弧すべり安全率の算定を行なった。

③ 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その 2）

昨年度豊浦標準砂を対象として、圧力土槽を用いた室内動的貫入試験を実施し、 Dr 、 σ_v' がほぼ同一の場合でも側圧係数 (K 値) が大きいほど N 値が増加すること等が判明したが、本年度は、他の砂質材料に対しても昨年度得られた結果が同様に成立するかどうかを確認するため、浅間山砂を用いて昨年度と同様の実験を実施した。

④ 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討（その 3）

昨年度に引き続き、①掘割道路の大きさおよび地下水位、②入力地震動の振幅および地盤条件 が掘割道路に対するグラベルドレーン工法の対策効果に及ぼす影響を解析的に検討するため、実規模モデルに対する有限要素解析を実施した。

（間 組）

3.2 掘割道路の地震時浮上りの判定法の検討

3.2.1 検討目的

掘割道路のような半地下構造物は、地震時にまわりの地盤が液状化すると、浮上りに対する安定に問題が生じることが予想される。ここでは、昨年度報告した中型の模型振動実験を対象に、浮上り安全率と円弧すべり安全率の 2 通りの判定法による計算を行い、両者の適用性を比較した。また、既往の大型の模型振動実験を対象に円弧すべり安全率を計算した結果もあわせて報告する。

3.2.2 検討方法

(1) 中型模型振動実験

中型の模型振動実験で用いた模型地盤を図 3.2.1 に、地盤条件を表 3.2.1 に示す。計 6 種類の模型地盤を

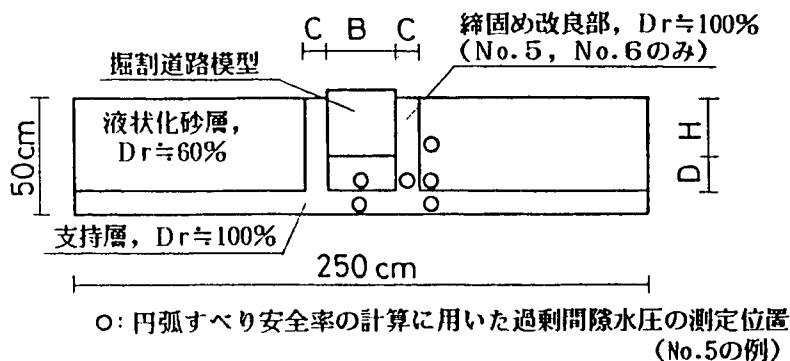


図3.2.1 中型模型振動実験で用いた模型地盤

表3.2.1 中型模型振動実験の地盤条件

模型No.	掘割模型幅 B (cm)	埋込み深さ H (cm)*	液状化層厚 D (cm)	側方改良幅 C (cm)
模型1	30.0	24.6	25.5	0
模型2	30.0	24.7	15.2	0
模型3	30.0	24.2	5.4	0
模型5	30.0	23.8	15.9	10.0
模型6	30.0	24.0	15.5	20.0

* 加振前の初期値

用いて、5 Hz の正弦波 20 波による水平方向のステップ加振を行った。加振加速度は 80, 100, 150, 200, 300, 500 gal (模型 1, 2 では 300 gal まで) の順に大きくした。模型 5 と模型 6 は、掘割道路の側方地盤を締固め改良した場合を想定している。

浮上がり安定性の判定方法として、浮上がり安全率を求める方法と、円弧すべり面を仮定した安定計算による安全率 (円弧すべり安全率と称する) を求める方法を用いた。

浮上がり安全率 Fu は、掘割道路模型の底面に働く鉛直方向の力の釣合から次式により求めた。

$$Fu = \frac{W + Q}{Us + Ud + F} \quad (3.2.1)$$

ここに、 W : 掘割道路模型の自重、 Q : 掘割道路模型側壁の摩擦抵抗 (=0 とした)

Us : 静水圧による浮力、 Ud : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透水力に起因する力 (計算の結果、全てのケースで 0 となった)

円弧すべり安全率 Fs は、図 3.2.2 のようなすべり面を仮定して図中の式により求めた。Md1~Md3 と Mr1 はそれぞれすべり土塊の自重と掘割道路模型の自重より求め、Mr2~Mr4 はすべり面上でのせん断抵抗応力 τ_f が次式で表されるものとして求めた。

$$\tau_f = (1 - Ru) \sigma_{no'} \cdot \tan \phi' \quad (3.2.2)$$

ここに、 Ru : 過剰間隙水圧比 (地盤をいくつかのブロックに分けて、それぞれのブロック内での過剰間隙水圧の実測値を用いた)

$\sigma_{no'}$: すべり面に対して法線方向の初期有効直応力 (地盤の静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として計算した)

ϕ' : 地盤の内部摩擦角

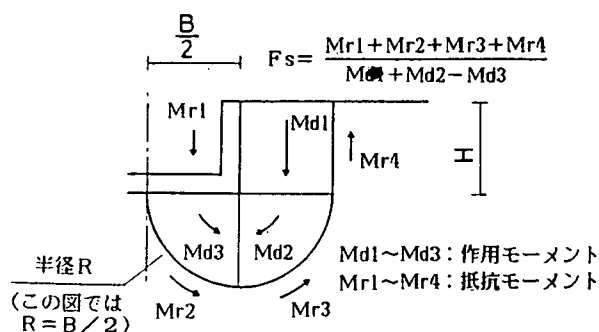


図3.2.2 円弧すべり安全率の計算法

表3.2.2 中型模型振動実験の計算に用いた地盤定数

項目	液状化砂層	支持層，締固め改良部
飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}(gf/cm^3)$	1.93	2.01
内部摩擦角 $\phi' (^{\circ})$	39	48

* 掘割道路模型の加振前の見かけの単位体積重量は1.52 gf/cm³

表3.2.3 大型模型振動実験の計算に用いた地盤定数

	液状化砂層	砕石ドレーン	掘割道路模型
飽和単位体積重量 $\gamma_{sat} (gf/cm^3)$	1.92	1.92	1.03
内部摩擦角 $\phi' (^{\circ})$	36.6	36.6 * 45.0	—

(注) * 砕石ドレーンの剛性を考慮しない場合は、36.6度とし、剛性を考慮する場合は、45.0度とする。

Ru および σ_{vo}' を計算するのに必要な初期有効上載圧 σ_{vo}' は、掘割道路模型の自重と地盤の単位体積重量を用いて一次的に求めた。 Fs の計算はすべり円弧の半径を変えながら行ったが、最小安全率を与える半径 R は、模型4、模型4'以外のケースでは図3.2.2に示すように $R=B/2$ であった。模型4、模型4'では、すべり円弧が最大るとき（すべり円弧が土槽の底面に接するとき）に最小安全率となった。計算に用いた地盤定数を表3.2.2に示す。

なお、掘割道路模型の見かけの単位体積重量（掘割道路模型の全重量を地盤中での体積で除した値）は地盤作成時に1.52 gf/cm³となるように調整したが、模型4では計量ミスのために目標値よりもかなり小さい値であった可能性があり、これを1.26 gf/cm³とした場合を模型4'として計算を行った。

(2) 大型模型振動実験

大型の模型振動実験に用いた模型地盤を図3.2.3に示す。模型5以外の模型は、掘割道路の周辺地盤に砕石ドレーンを打設した場合を想定している。加振は、模型5と模型6では5 Hz、200 galの正弦波300波、模型8～11では2 Hz、150 galの正弦波60波を用いて行った。前者では加振開始2秒、20秒、360秒後について、後者では2秒、20秒、300秒後について円弧すべり安全率を計算した。計算方法は(1)と同様である。計算に用いた地盤定数を表3.2.3に示す。砕石ドレーンの剛性を考慮する場合と考慮しない場合の2通りについて、砕石ドレーンの内部摩擦角を変えて計算を行った。

3.2.3 検討結果

(1) 中型模型振動実験

模型5の200 gal加振時の Fu と Fs 及び掘割道路模型の浮上がり量の時刻歴を図3.2.4に示す。地盤内に発生する過剰間隙水圧のために Fu と Fs は急激に低下し、それぞれ0.9及び1.0程度まで下がったときに掘割道路模型が浮上がり始めている。掘割道路模型が浮上がっている間の Fu と Fs はほぼ一定値であるが、

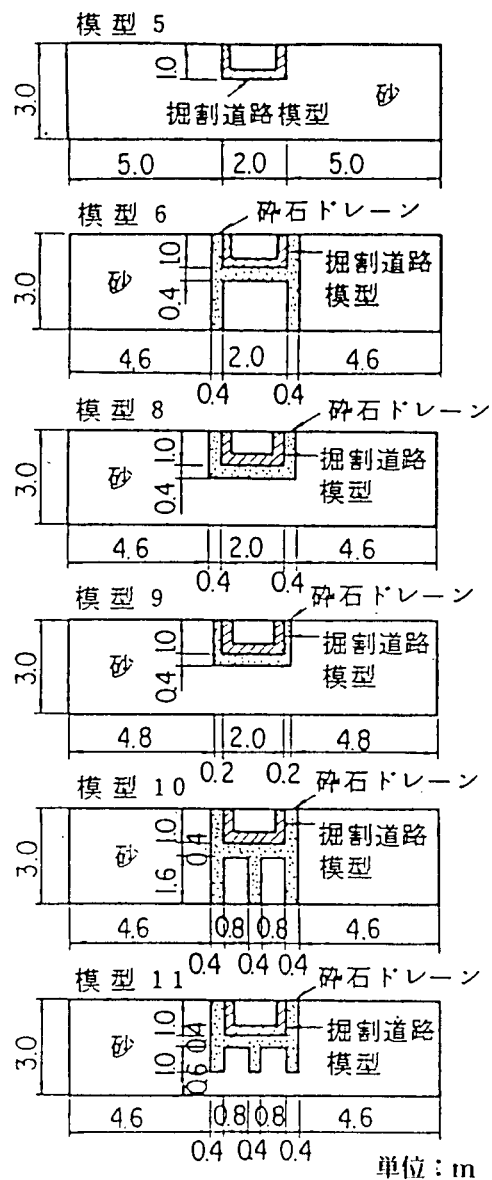


図3.2.3 大型模型振動実験で用いた模型地盤

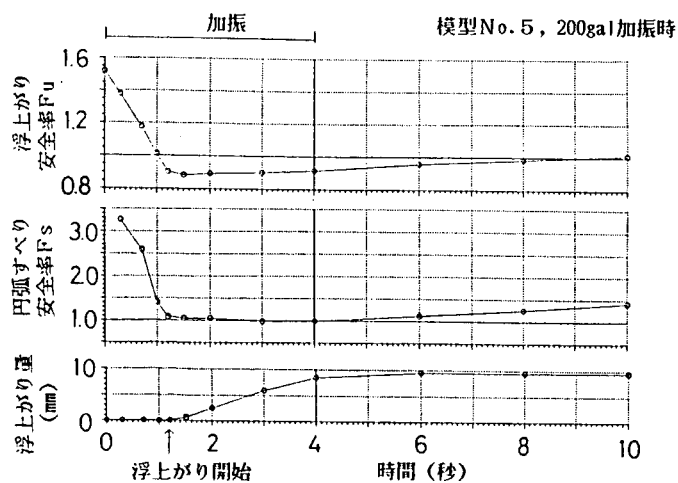


図3.2.4 F_s , F_u と浮上がり量の時刻歴

細かくみると F_u はほぼ浮上がり開始時に、 F_s は加振終了時に最小となっている。

各ケースの F_u 、 F_s の計算結果を掘割道路模型の浮上がり量の実測値とあわせて表 3.2.4 に示す。 F_u は、掘割道路模型が浮上がった場合は浮上がり開始時、浮上がらなかった場合は掘割道路模型の底面に作用する過剰間隙水圧が最大になったときの値とし、 F_s は F_u を計算した時点と加振終了時の 2 時刻について計算した。これらの計算値と、掘割道路模型の加振毎の最終浮上がり量の関係を図 3.2.5～3.2.7 に示す。模型 3 では浮上がりはほとんど生じていないが、 F_u は 1.0 を下回っている場合があるのに対し、 F_s は常に 1.0 を上回っており、 F_s のほうが実験結果とうまく対応している。模型 4 では、浮き上がりが生じたときの F_u と F_s が他の模型と比べてかなり大きな値となっており、先に述べた掘割道路模型の単位体積重量の設定ミスの可能性を裏付けている。模型 4' では、 F_u と F_s は多少小さくなったものの、他の模型よりは依然として大きめであり、実際の掘割道路模型の見かけの単位体積重量は模型 4' よりもさらに小さな値であった可能性を示している。

模型 4、4' を除く全ケースの F_u 、 F_s と掘割道路模型の加振毎の最終浮上がり量の関係をまとめて図 3.2.8、図 3.2.9 に示す。 F_s は F_u を計算した時点と加振終了時のうちの小さいほうの値とした。それぞれの図より、掘割道路模型が浮上がるときの F_u は 0.9 程度、 F_s は 1.0 程度であることがわかる。 F_u が 1.0 以下まで下がるのは、掘割道路模型側壁の摩擦抵抗 (Q) と、土槽と掘割道路模型の間の摩擦抵抗を無視していることによると考える。また、図 3.2.9 では F_s が 1.0 を下回っても浮上がりの生じていないデータが 2 点あるが、これらは模型 5 と模型 6 の 500gal 加振時のものである。これは、500gal 以前の加振ステップで掘割道路模型が浮上がった際に土槽との間に引っかかったような状態になり、それ以上の浮上がりが生じなくなったためと考えている。

上記の F_u と F_s の関係を図 3.2.10 に示す。掘割道路模型の浮上がりの有無と浮上がり量の大小により異なる記号を用いた。浮上がり量が 0.5 mm 以下の場合の F_s は 1.5 程度、1.0 mm 以上の場合の F_s は 1.0 程度のものが多く、浮上がり量の大小による違いが F_s にある程度現れている。 F_u にはこのような違いはみられない。 F_s では掘割道路の底面への土砂のまわり込みにくさがすべり面上でのせん断抵抗として考慮されるために、浮上がり量との対応が F_u よりも良かったものとする。

(2) 大型模型振動実験

各模型の F_s の計算結果を掘割道路模型の浮上がり量とあわせて表 3.2.5 に示す。無改良の模型 5 では、加振開始 360 秒後（加振終了 300 秒後）の値が、加振開始 20 秒後（加振中に掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が最大値まで上昇したときにほぼ対応する）の値よりも小さい。一方、碎石ドレーンを打設した他の模型では加振開始 20 秒後の値のほうが小さい。これは、無改良の場合には加振終了後に地盤の深い部分で発生した過剰間隙水圧が上方へ伝播して安全率の低下が進むのに対し、碎石ドレーンがあると加振終了後の過剰間隙水圧の消散が進んで安全率が早く回復するためと考える。

各時刻における F_s と掘割道路模型の最終浮き上がり量の関係を図 3.2.11 に示す。無改良の模型 5 のみ F_s が 1.0 を下回っており、他の模型よりもかなり浮上がり量が多いこととうまく対応している。模型 5 以外の模型の加振開始 20 秒後の F_s と最終浮上がり量の関係を見ると、 F_s の大きい模型ほど浮上がり量が小さくなっており、浮上がりやすさの違いが F_s によりうまく表現されている。

表3.2.4 中型模型振動実験の F_u , F_s の計算結果

実験CASE	加速度 レベル (gal)	浮上り 時刻 (sec)	加振時の 浮上り 安全率 F_u	変位計による 浮上り量		標尺による 加振後の累 積浮上り量 (mm)	円弧すべり安全率	
				最大値 (mm)	最終値 (mm)		浮上り時	加振終了時
CASE 1-1	80	(1.0)	(1.424)	0	0	-1.7	3.30	3.34
CASE 1-2	100	(4.0)	(0.918)	0.3	0.2	-1.0	1.72	1.72
CASE 1-3	150	0.6	0.891	9.4	7.0	9.2	1.05	1.02
CASE 1-4	200	0.7	0.918	7.2	5.0	11.7	1.10	1.11
CASE 1-5	300	1.9	0.934	2.9	0.3	16.3	1.26	1.23
CASE 2-1	80	(1.0)	(1.408)	0	0	-0.5	3.19	3.27
CASE 2-2	100	2.5	0.871	1.1	0.5	0.3	1.38	1.47
CASE 2-3	150	0.6	0.838	7.6	5.5	6.2	1.03	0.85
CASE 2-4	200	0.3	0.885	5.2	2.9	8.5	1.14	1.15
CASE 2-5	300	0.3	0.892	3.8	1.0	9.2	1.14	1.12
CASE 3-1	80	(1.0)	(1.409)	0	0	0	4.02	4.02
CASE 3-2	100	(3.0)	(1.177)	0	0	0.5	3.53	3.54
CASE 3-3	150	1.2	0.900	1.0	0.4	0.8	1.54	1.77
CASE 3-4	200	0.6	0.879	0.7	0.3	1.0	1.63	1.88
CASE 3-5	300	0.5	0.869	0.6	0.3	2.0	1.75	1.34
CASE 3-6	500	0.5	0.846	1.2	0.3	2.0	1.84	1.33
CASE 4-1	80	(3.0)	(1.374)	0	0	0	4.80	4.76
CASE 4-2	100	2.2	1.103	0.7	0	1.0	3.03	3.29
CASE 4-3	150	0.7	1.065	7.8	6.5	6.2	7.06	1.71
CASE 4-4	200	0.5	1.068	6.0	4.8	9.5	1.55	1.54
CASE 4-5	300	0.5	1.070	5.1	3.8	12.7	1.56	1.70
CASE 4-6	500	0.5	1.032	2.7	1.6	12.3	1.54	1.42
CASE 5-1	80	(2.0)	(1.493)	0	0	0	3.65	3.65
CASE 5-2	100	(2.0)	(1.455)	0	0	0.7	3.58	3.65
CASE 5-3	150	(4.0)	(1.127)	0	0	0.7	2.85	2.85
CASE 5-4	200	1.2	0.903	9.6	7.5	7.2	1.08	0.99
CASE 5-5	300	0.4	0.901	6.6	4.0	11.3	0.98	1.00
CASE 5-6	500	0.6	0.901	2.7	0.3	8.8	0.94	1.05
CASE 6-1	80	(2.0)	(1.449)	0	0	0	3.88	3.88
CASE 6-2	100	(2.0)	(1.346)	0	0	0	3.65	3.65
CASE 6-3	150	1.0	0.890	2.7	1.6	0.7	1.48	1.48
CASE 6-4	200	0.4	0.880	6.1	4.0	3.3	1.40	0.80
CASE 6-5	300	0.5	0.863	6.1	3.5	7.2	1.03	1.10
CASE 6-6	500	0.5	0.833	2.9	0.3	6.8	0.80	1.33
CASE 4'-1	80	(3.0)	(1.138)	0	0	0	4.26	4.22
CASE 4'-2	100	2.2	0.918	0.7	0	1.0	2.50	2.77
CASE 4'-3	150	0.7	0.882	7.8	6.5	6.2	1.61	1.42
CASE 4'-4	200	0.5	0.885	6.0	4.8	9.5	1.27	1.24
CASE 4'-5	300	0.5	0.886	5.1	3.8	12.7	1.27	1.43
CASE 4'-6	500	0.5	0.855	2.7	1.6	12.3	1.24	1.16

(注) ・浮上り時刻の () は、浮上りが微小なため道路模型底面に作用する過剰間隙水圧が最大値をとった時刻を示す。

・CASE 1-2: 模型1の2回目の加振であることを示す。

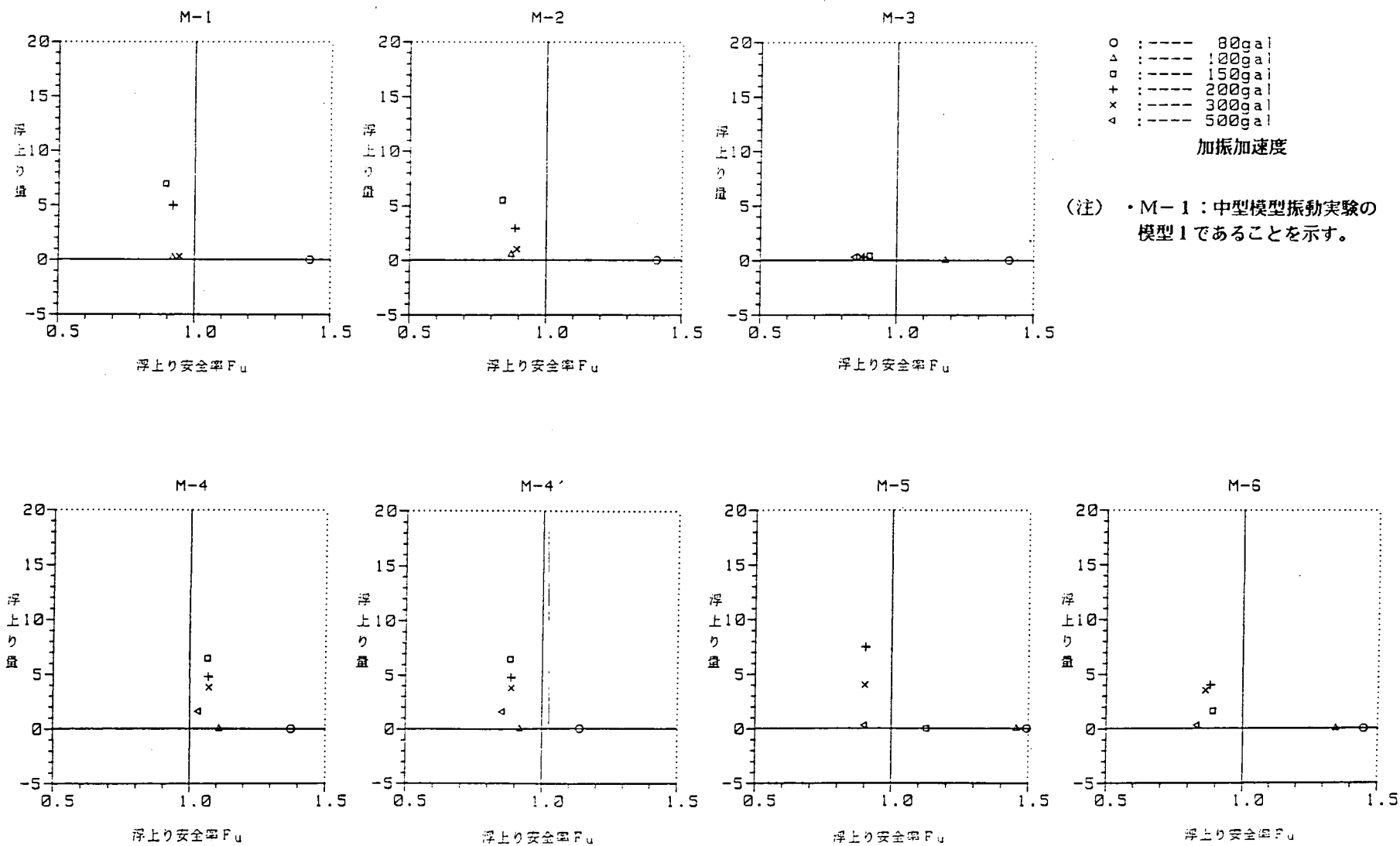


図3.2.5 浮上がり安全率 F_u と浮上がり量の関係

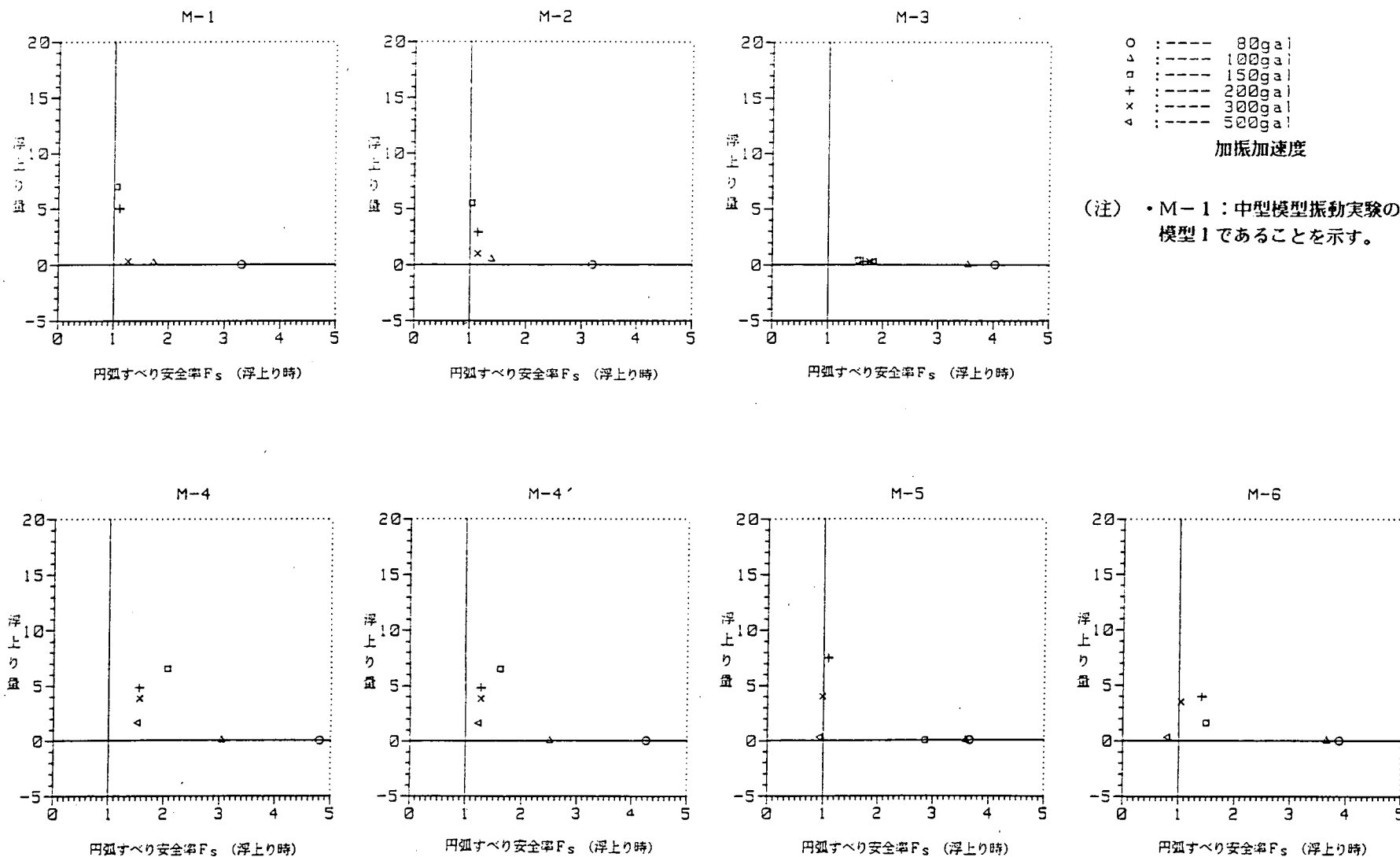


図3.2.6 円弧すべり安全率 F_s (浮上がり時) と浮上がり量の関係

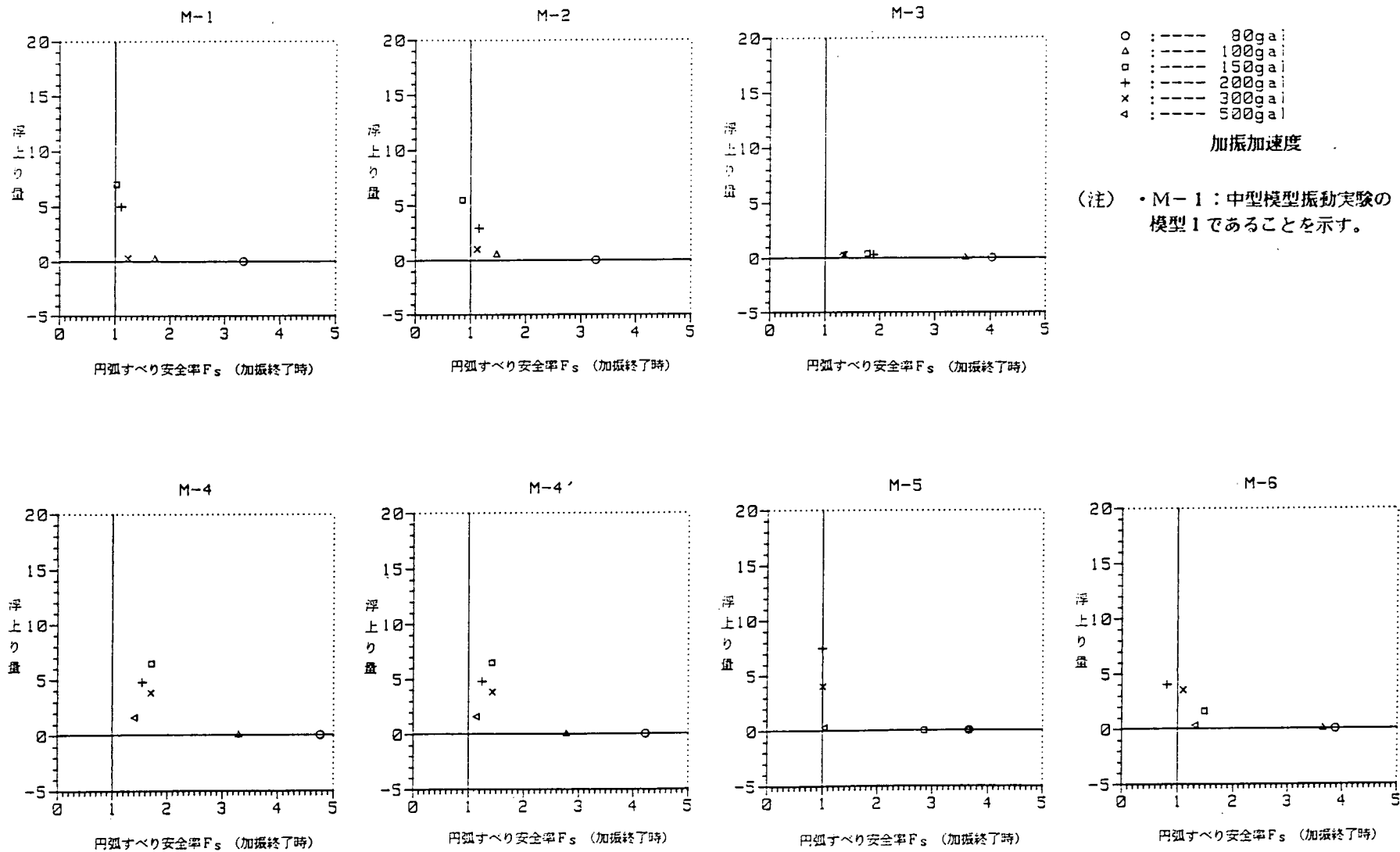


図3.2.7 円弧すべり安全率 F_s (加振終了時) と浮上がり量の関係

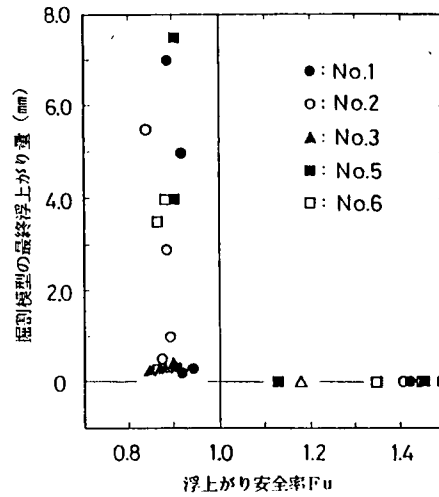


図3.2.8 F_u と浮上がり量の関係
(模型 1, 2, 3, 5, 6)

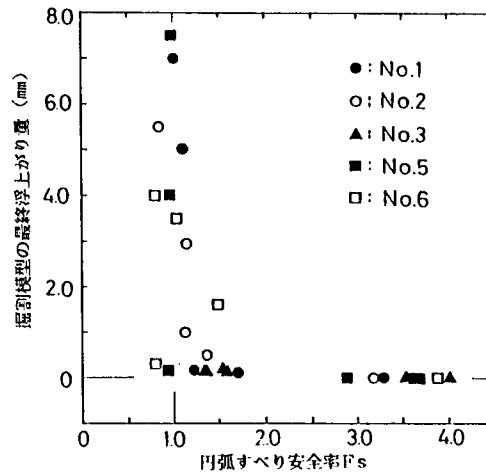


図3.2.9 F_s と浮上がり量の関係
(模型 1, 2, 3, 5, 6)

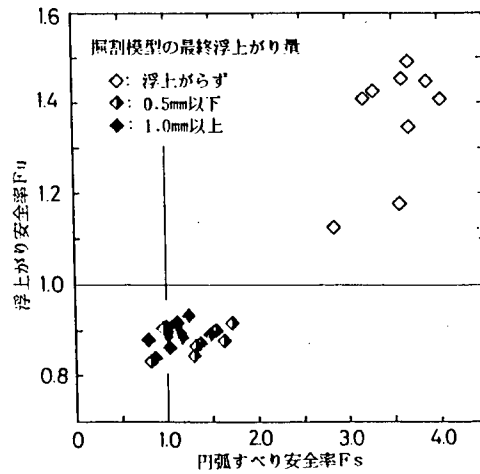


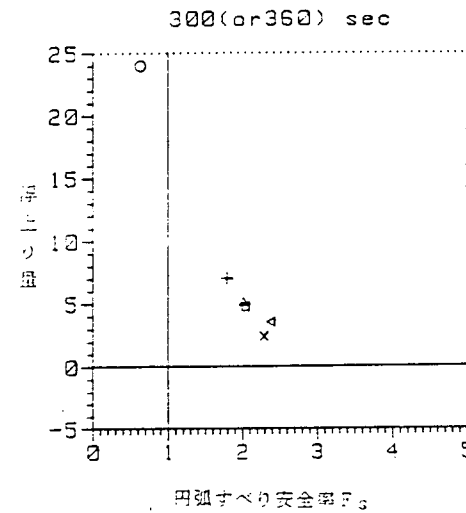
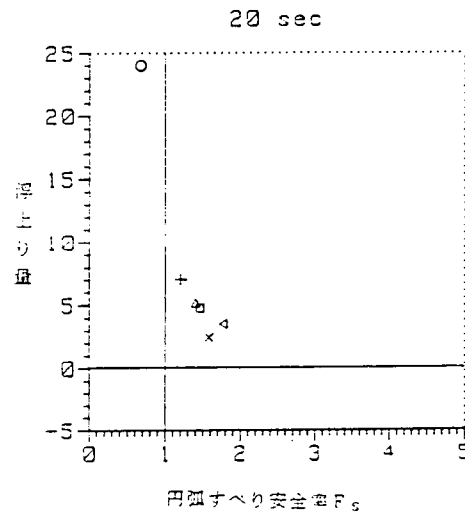
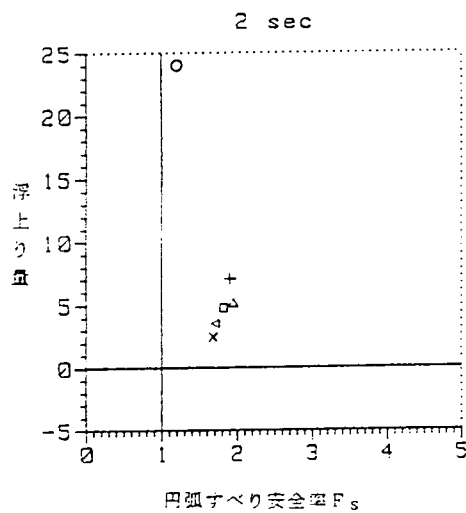
図3.2.10 F_u と F_s の関係

表3.2.5 大型模型振動実験の F_s の計算結果

実験ケース	時 間 sec	浮 上 り 量 (cm)	最終浮上り量 (cm)	円弧すべり安全率		備 考
				グラベルの 剛性無視	グラベルの 剛性考慮	
L-05	2	—	24.0	1.20	1.20	5 Hz
	20	—		0.67	0.67	60 秒間
	360	—		0.63	0.63	200 gal
L-06	2	—	5.0	1.95	2.13	5 Hz
	20	—		1.40	1.58	60 秒間
	360	—		2.01	2.22	200 gal
L-08	2	0.55	4.7	1.82	1.83	2 Hz
	20	3.075		1.46	1.47	30 秒間
	300	3.96		2.04	2.05	150 gal
L-09	2	-0.1	7.0	1.90	1.91	2 Hz
	20	4.75		1.20	1.21	30 秒間
	300	6.55		1.79	1.80	150 gal
L-10	2	-0.1	2.4	1.68	1.85	2 Hz
	20	2.55		1.58	1.77	30 秒間
	300	2.375		2.29	2.49	150 gal
L-11	2	0.325	3.5	1.73	1.90	2 Hz
	20	3.125		1.79	1.98	30 秒間
	300	3.275		2.40	2.60	150 gal

(注) ・L-05：大型模型振動実験の模型5であることを示す。

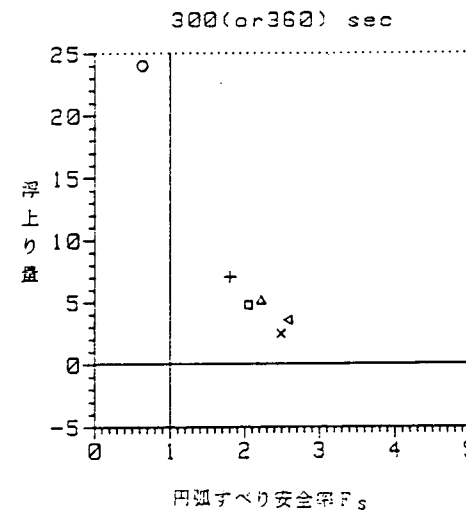
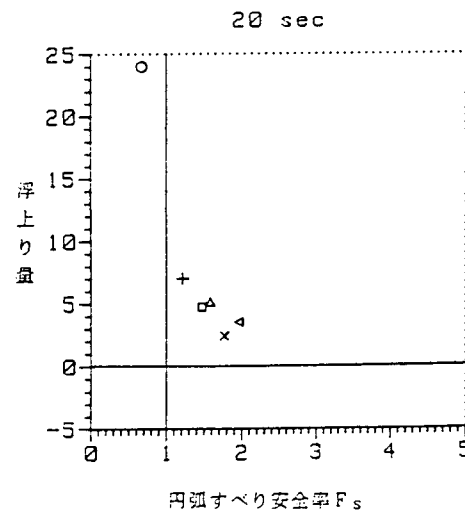
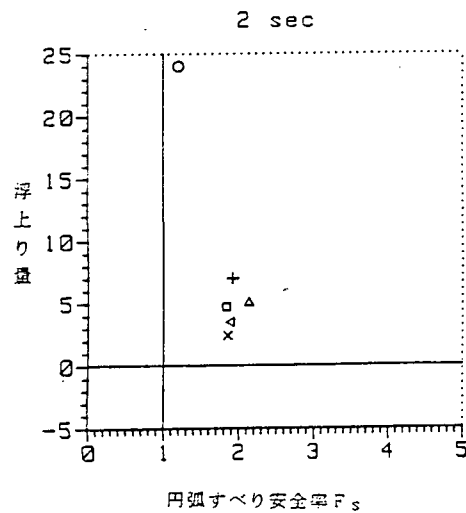
大型模型では、 F_s が1.2~2.0程度のときに2 cm~7 cm程度の浮上がりが生じている。一方、中型模型では、同様の F_s に対応する浮上がり量は最大2 mm程度で、模型全体の相対的な大きさの違いを考慮しても大型模型に比べてかなり小さい。この違いは、加振周波数、加振時間、掘割道路の見かけの単位体積重量等の条件の違いによるものと考えられる。実際の掘割道路がこの程度の F_s になった場合の浮上がり量も上記の条件の影響を受けるものと考えられる。実際の設計における F_s の許容値の設定に関する検討を行うことが今後の課題である。



O : --- L-05
 Δ : --- L-06
 □ : --- L-08
 + : --- L-09
 x : --- L-10
 △ : --- L-11

(注) ・L-05: 大型模型振動実験の模型5であることを示す。

(a) グラベルの剛性無視



(b) グラベルの剛性考慮

図3.2.11 F_s と浮上がり量の関係

3.2.4 ま と め

模型振動実験を対象に、掘割道路の浮上がり判定法に関する検討を行った結果をまとめると以下のようになる。

- ① 中型模型振動実験で、掘割道路模型が浮上がりするときの浮上がり安全率 F_u と円弧すべり安全率 F_s は、それぞれ0.9、1.0程度であった。ただし F_u の計算では、掘割道路模型側壁の摩擦抵抗を無視している。
- ② 中型模型振動実験で、掘割道路模型の浮上がり量との対応は、 F_s のほうが F_u よりも良かった。掘割道路底面への土砂のまわり込みにくさが、すべり面上でのせん断抵抗として考慮されるためと考える。
- ③ 大型模型振動実験で、 F_s が1.0を下回った場合の浮上がり量は、1.0以上の場合よりもかなり大きかった。また、 F_s が1.0以上の場合の浮上がり量は、 F_s が大きくなるほど小さかった。
- ④ 実際の設計における F_s の許容値の設定に関する検討を行うことが今後の課題である。

(土木研究所)

3.3 掘割道路周辺地盤の締固め改良効果に関する解析的検討

3.3.1 解 析 目 的

図3.3.1のように掘割道路の周辺地盤に締固め改良を行った場合を対象に、外側の未改良部が地震時に液状化したときの過剰間隙水圧の分布を計算し、締固め改良幅、掘割道路の幅と側壁高さ、及び地盤の層厚等の条件が掘割道路の浮上がりに対する安定性に及ぼす影響を調べることが本解析の目的である。

3.3.2 既往の研究

井合ら²⁾は、締固めた部分とゆる詰めの部分をもつ飽和砂層を長さ5m、高さ1.5m、奥行き1.5mの振動箱の中に作成し、振動実験を行った。その結果として、十分に締固めた地盤であっても、これに隣接する未改良地盤が液状化すると、浸透流によって過剰間隙水圧が伝達されることを示した。また、実験模型を対象とした定常浸透流解析と非定常浸透解析を行い、締固めた地盤の過剰間隙水圧の最大値が、おおまかには定常浸透流解析結果と一致することを示した。(図3.3.2参照)これらの結果をもとに、液状化対策としての地盤の締固め改良範囲を、地盤の主働崩壊角と受働崩壊角から決定する考え方を提案している。(図3.3.3参照)

3.3.3 解 析 内 容

本解析は以下の項目からなる。

- (1) 定常浸透流解析による締固め地盤内の過剰間隙水圧分布の計算

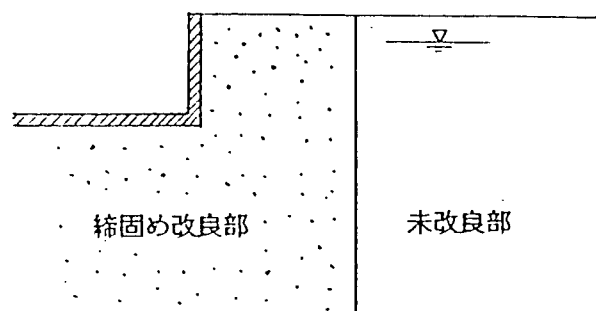
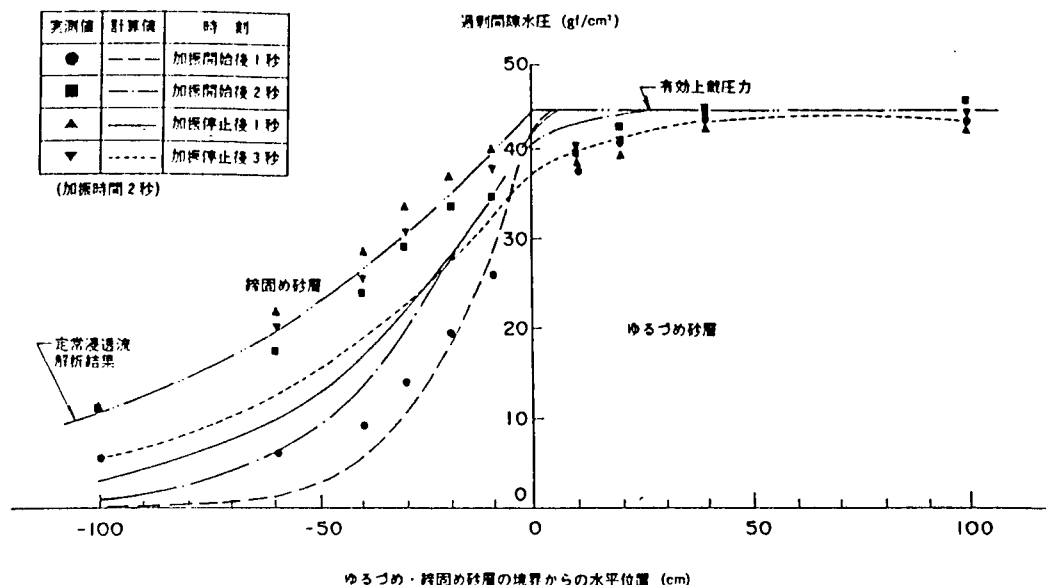
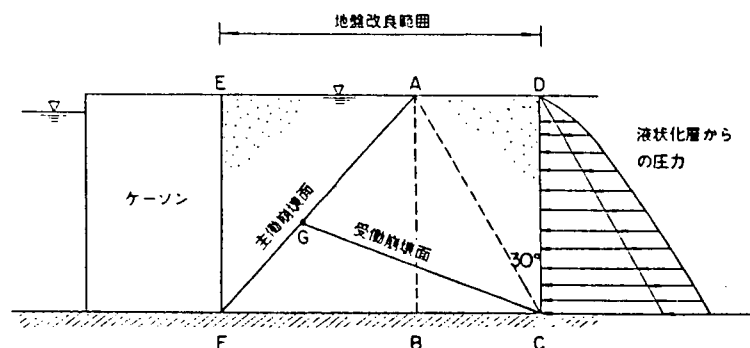


図3.3.1 対象とした掘割道路



加振加速度 206 Gal の場合 (加振開始後1秒より加振停止後3秒まで)

図3.3.2 実験結果と解析結果の比較



液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図

図3.3.3 締固め改良範囲の設定法
(井合ら²⁾による)

- (2) 非定常浸透流解析による締固め地盤内の過剰間隙水圧分布の計算
- (3) 掘割道路の浮上がりに対する安定性の計算

3.3.4 解析方法

定常・非定常浸透流解析は2次元有限要素解析プログラム“SIGNAS”を用いて行った。また、掘割道路の浮上がりに対する安定性の計算として浮上がり安全率と円弧すべり安全率の算定を行った。それぞれの計算方法と計算条件を以下に示す。

(1) 定常浸透流解析

締固め地盤(半断面)を図3.3.4のようにモデル化し、モデルの右側境界の外側にある未改良部が完全に液状化したときの過剰間隙水圧が境界に作用するものとして、締固め地盤内の過剰間隙水圧分布の計算を行った。境界に作用させる過剰間隙水圧 Δu として次式を用いた。締固め地盤の繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生はないものとして扱っている点が、井合らの解析方法と一致している。

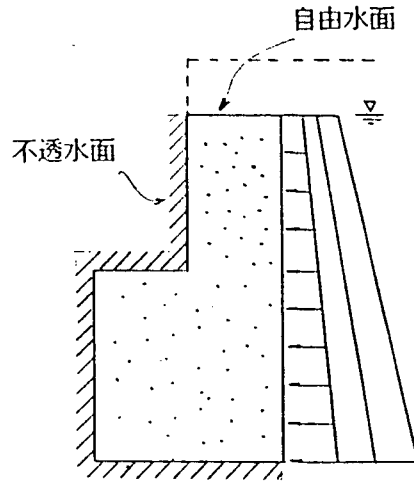


図3.3.4 定常浸透流解析モデルおよび非定常浸透流解析モデル (STEP1, 加振中)

$$\Delta u = \sigma_{vo}' \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$\sigma_{vo}' = \gamma_t \cdot WL + \gamma' \cdot (Z - WL) \quad \dots\dots\dots (3.3.2)$$

ここに, σ_{vo}' : 初期有効上載圧

γ_t : 地下水位より上の地盤の単位体積重量

WL : 地表面から地下水位までの距離

γ' : 地下水位より下の有効単位体積重量

Z : 考えている地点の地表面からの深度

(2) 非定常浸透流解析

地震動により未改良部で過剰間隙水圧が上昇する過程(ステップ1)と, 地震動が終了後に過剰間隙水圧が消散する過程(ステップ2)の2つのステップに分けて計算を行った。

ステップ1では, 地震動を一定振幅の正弦波に置き換えて, 定常浸透流解析と同じモデルを用いて境界に作用させる過剰間隙水圧 $\Delta u(t)$ を次式³⁾により徐々に上昇させた。

$$\Delta u(t) = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left\{ \left(\frac{f \cdot t}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \right\} \cdot \sigma_{vo}' \quad \left(t \leq \frac{N_L}{f} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3.3)$$

$$\Delta u(t) = \sigma_{vo}' \quad \left(t > \frac{N_L}{f} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3.4)$$

ここに, N_L : 液状化が生じるまでの繰返し回数 (=10回とした。)

f : 正弦波の周波数 (=2Hzとした。)

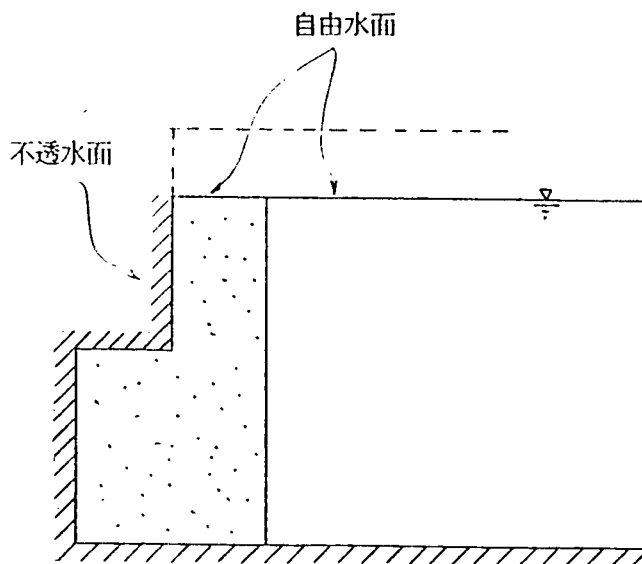
α : 過剰間隙水圧の上昇のしやすさを表す定数 (=0.7とした。)

ステップ2では, 未改良部も含めて図3.3.5のようにモデル化し, 締固め地盤はステップ1の終了時の結果を初期値として, 未改良部は完全に液状化したものとして式(3.3.1)による値を初期値として与えた。

(3) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率の計算

浮上がり安全率 Fu は, 掘割道路模型の底面に働く鉛直方向の力の釣合から次式により求めた。

$$Fu = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad \dots\dots\dots (3.3.5)$$



- STEP 1の結果を初期値として与える。
- 追加要素の初期値は過剰間隙水圧比 = 1 とする。

図3.3.5 非定常浸透流解析モデル (STEP 2, 加振終了後)

$$Q = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot (WL)^2 \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots (3.3.6)$$

ここに, W : 掘割道路の単位奥行き当りの自重

Q : 掘割道路側壁と地盤の間の単位奥行き当りの摩擦抵抗(地下水位より上の地盤について考慮した。)

U_s : 静水圧による浮力

U_d : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透水力に起因する力(計算の結果, 全てのケースで0となった)

K_o : 地盤の静止土圧係数 (=0.5とした。)

ϕ' : 地盤の内部摩擦角

円弧すべり安全率 F_s は, 図 3.3.6 のようなすべり面を仮定して図中の式により求めた。Md1~Md3とMr1はそれぞれすべり土塊の自重と掘割道路模型の自重より求め, Mr2, Mr3はすべり面上でのせん断抵抗応力 τ_t が次式で表されるものとして求めた。計算はすべり円弧の半径を変えながら行い, 最小安全率をその場合の F_s とした。

$$\tau_f = (1 - Ru) \sigma_{no}' \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots (3.3.7)$$

ここに, Ru : 過剰間隙水圧比 ($= \Delta u / \sigma_{vo}'$, 上限を 1.0 として, 各要素の過剰間隙水圧から計算した。掘割道路の下の地盤の σ_{vo}' は掘割道路の自重と地盤の単位体積重量から1次元的に求めた。)

σ_{no}' : すべり面に対して法線方向の初期有効直応力(地盤の静止土圧係数 $K_o=0.5$ として計算した。)

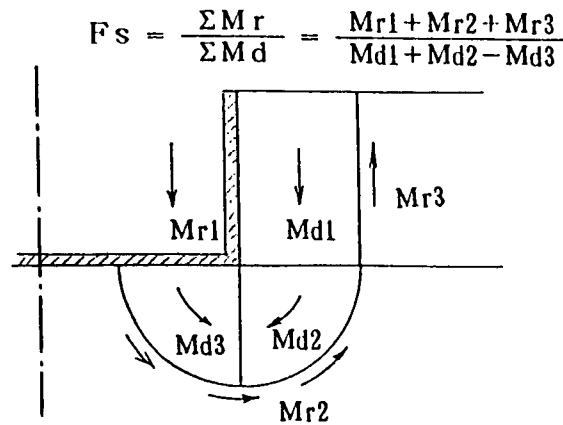


図3.3.6 円弧すべり安全率の考え方

(4) 計算条件

地盤の幾何学的な条件として表 3.3.1 に示す 12 通りの条件を設定し、また地盤の透水係数等の条件として表 3.3.2 に示す 5 通りの条件を設定した。浸透流解析は、表 3.3.3 に示す条件の組合せで行った。条件 1-2 の計算に用いた要素分割図を図 3.3.7, 図 3.3.8 に示す。他の条件の計算は、これらの図の要素の大きさを変えて行った。

F_u 及び F_s の計算に用いた地盤定数を表 3.3.4 に、次式による掘割道路の見かけの単位体積重量 γ_{eq} の条件を表 3.3.5 に示す。 γ_{eq} の設定は、 $Q=0$ としたときの常時の浮き上がり安全率 ($=W/U_s$) が各ケースで同一となるようにした。

$$\gamma_{eq} = \frac{W}{B \cdot H} \dots\dots\dots (3.3.8)$$

ここに、 H : 側壁高さ (地表面から掘割道路の底面までの距離)

F_s の計算で、すべり円弧が締固め地盤と未改良地盤よりも下を通る場合には、その部分が締固め地盤と同じ物性を持ち過剰点隙水圧の発生しない支持層として計算を行ったが、最小安全率はすべり円弧が支持層に接する場合に得られた。他の場合には、すべり円弧の半径が最大 (掘割道路幅の半分) の時に最小安全率となった。

表3.3.1 解析ケース(1)

解 析 ケース	掘 割 道 路 幅			側壁高さ		締 固 め 地 盤 幅			掘割道路下の 液状化層厚		地下水位		備 考
	B (m)			H (m)		L _s (m)			H _s (m)		WL (m)		
	10	20	30	5	10	2.5	5	10	5	10	2	5	
1-1	●				●	●				●	●		基本モデル
1-2	●				●		●			●	●		
1-3	●				●			●		●	●		
2-2		●			●		●			●	●		
2-3		●			●			●		●	●		
3-2			●		●		●			●	●		
3-3			●		●			●		●	●		
4-2	●				●		●		●		●		
4-3	●				●			●	●		●		
5-2	●			●			●			●	●		
5-3	●			●				●		●	●		
1-4	●				●		●			●		●	

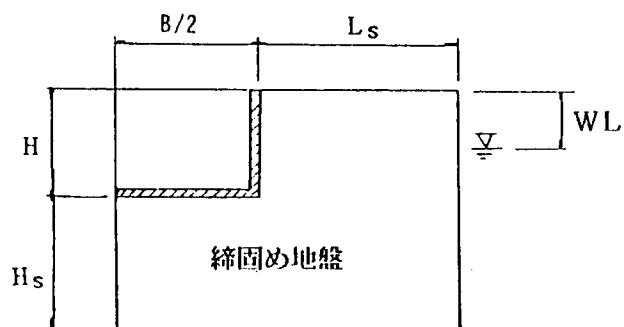


表3.3.2 解析ケース(2)

解 析 ケ ー ス	未 改 良 部			締 固 め 改 良 部			繰返し 回数比 * N _e g/N _g
	透 水 係 数 K (cm/sec)	体 積 圧 縮 係 数 m _v (cm ³ /kgf)	圧 密 係 数 C _v (cm/sec)	透 水 係 数 K (cm/sec)	体 積 圧 縮 係 数 m _v (cm ³ /kgf)	圧 密 係 数 C _v (cm/sec)	
A-1	1.0×10 ⁻²	0.1	100	0.5×10 ⁻²	0.02	250	2
A-2	1.0×10 ⁻²	0.1	100	0.5×10 ⁻²	0.1	50	2
B	1.0×10 ⁻¹	0.1	1000	0.5×10 ⁻¹	0.02	2500	2
C	1.0×10 ⁻³	0.1	10	0.5×10 ⁻³	0.02	25	2
A-1'	1.0×10 ⁻²	0.1	100	0.5×10 ⁻²	0.02	250	4

* N_eg = f · t_d, t_d : 加振時間, f = 2 Hz, N_g = 10回

表3.3.3 解析ケース

解析方法	幾何学的条件	透水係数等の条件
定常浸透流解析	表3.3.1に示す全てのケース	A-1 (他の条件でも全て同じ答えとなる。)
非定常浸透流解析	1-2	表3.3.2に示す全てのケース
	1-3, 3-2, 5-2	A-1

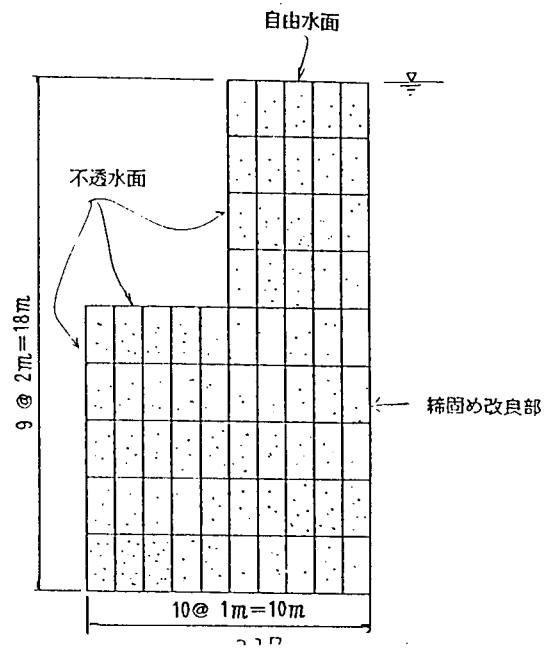


図3.3.7 解析モデル(1) (定常解析モデル, 非定常解析モデル STEP1)

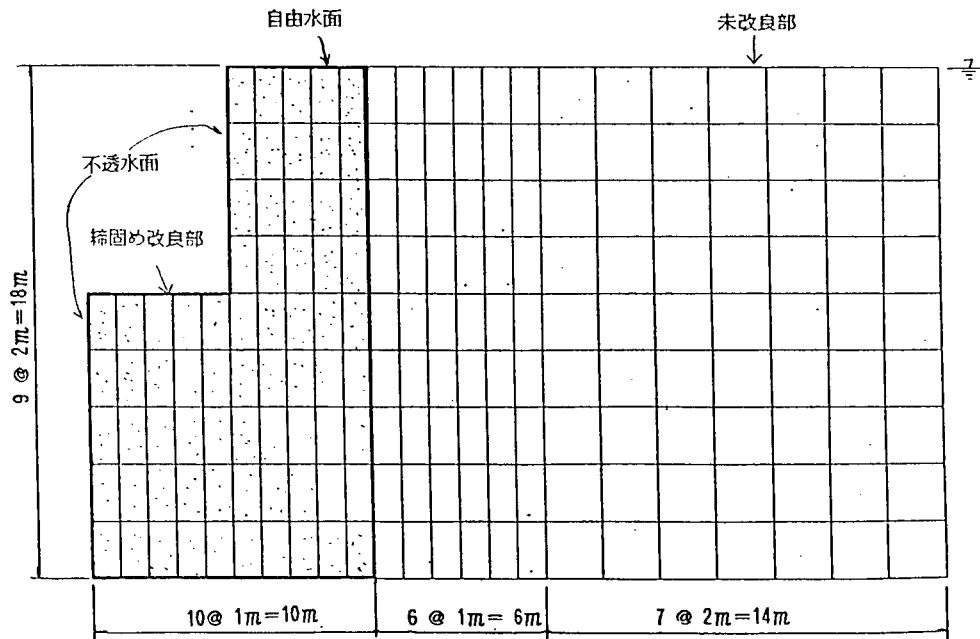


図3.3.8 解析モデル(2) (非定常解析モデル STEP 2)

表3.3.4 計算に用いた地盤定数

	液状化層	締め固め層	支持層
飽和単位体積重量 $\gamma_{sat} (gf/cm^3)$	1.9	2.1	
湿潤単位体積重量 $\gamma_t (gf/cm^3)$	1.8	2.0	
内部摩擦角 (°)	—	32.3 *	32.3 *

* $\phi = 15 + \sqrt{15N}$, $N=20$ とした

表3.3.5 掘割道路の見かけの単位体積重量

単位: tf/m^3

解 析 ケ ー ス	$W/U_s = 1.25$	$W/U_s = 1.375$	$W/U_s = 1.5$
1-1, 1-2, 1-3 2-2, 2-3 3-2, 3-3 4-2, 4-3	1.0	1.1	1.2
5-2, 5-3 *1	0.75	0.825	0.9
1-4 *2	0.625	0.6875	0.75

*1, 2 これらのモデルでは、 $\gamma_{eq}=1.0, 1.1, 1.2$ についても計算している。

3.3.5 解析結果

(1) 定常浸透流解析と非定常浸透流解析の比較

非定常浸透流解析結果の一例として、条件1-2, A-1のもとでのステップ2における過剰間隙水圧のコンターを図3.3.9に示す。図中に示した時間 t は加振終了時を0としている。 $t=4000$ 秒程度のときに、掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が最大となっている。

図3.3.9の条件に対応する定常解析結果を図3.3.10に示す。掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が掘割道路の中心線に近くなるほど大きくなっている点が、非定常解析で $t=4000$ 秒以降の結果と定性的に一致している。

図3.3.11に、それぞれの解析でいくつかの測線における過剰間隙水圧の深度方向分布の比較を示す。定常解析は締固め地盤のみをモデル化しているため、結果は図の左側の2本の測線にあるが、過剰間隙水圧の分布形状は非定常解析結果と似ている。この条件(A-1)の非定常解析における過剰間隙水圧の最大値は、定常解析の60%程度である。

非定常解析で地盤の透水系数等の条件を変えた場合の計算結果として、条件A-2と条件Bの過剰間隙水圧の深度方向分布をそれぞれ図3.3.12, 3.3.13に示す。条件A-2は、締固め地盤の圧密係数を条件A-1の1/5とした場合であるが、この場合の過剰間隙水圧の最大値は、定常解析の40%程度である。締固め地盤の圧密係数が小さいために、締固め地盤内での過剰間隙水圧の変化が生じにくくなったものとする。条件Bは、締固め地盤と未改良部の圧密係数を、それぞれ条件A-1の10倍とした場合であるが、圧密係数の比は条件A-1と変わらないため、過剰間隙水圧の最大値と分布形状は条件A-1と等しく、時間軸のみを全体的に1/10に縮めた結果となっている。条件Cも、条件Bと同様な理由により、条件A-1の時間軸を変えただけの結果が得られている。条件A-1'は加振時間を条件A-1の2倍とした場合であるが、加振中に未改良部から締固め地盤に伝播する過剰間隙水圧はごくわずかであるため、結果は条件A-1とほとんど変わらなかった。

以上より、定常解析では、締固め地盤内の過剰間隙水圧の分布状況はある程度似ているものの、値自身は非定常解析よりもかなり大きめになることがわかった。また、非定常解析では、締固め地盤と未改良部の圧密係数の比によって過剰間隙水圧の最大値が変化し、未改良部が完全に液状化する場合には、地震動の継続時間の影響はほとんどないことがわかった。

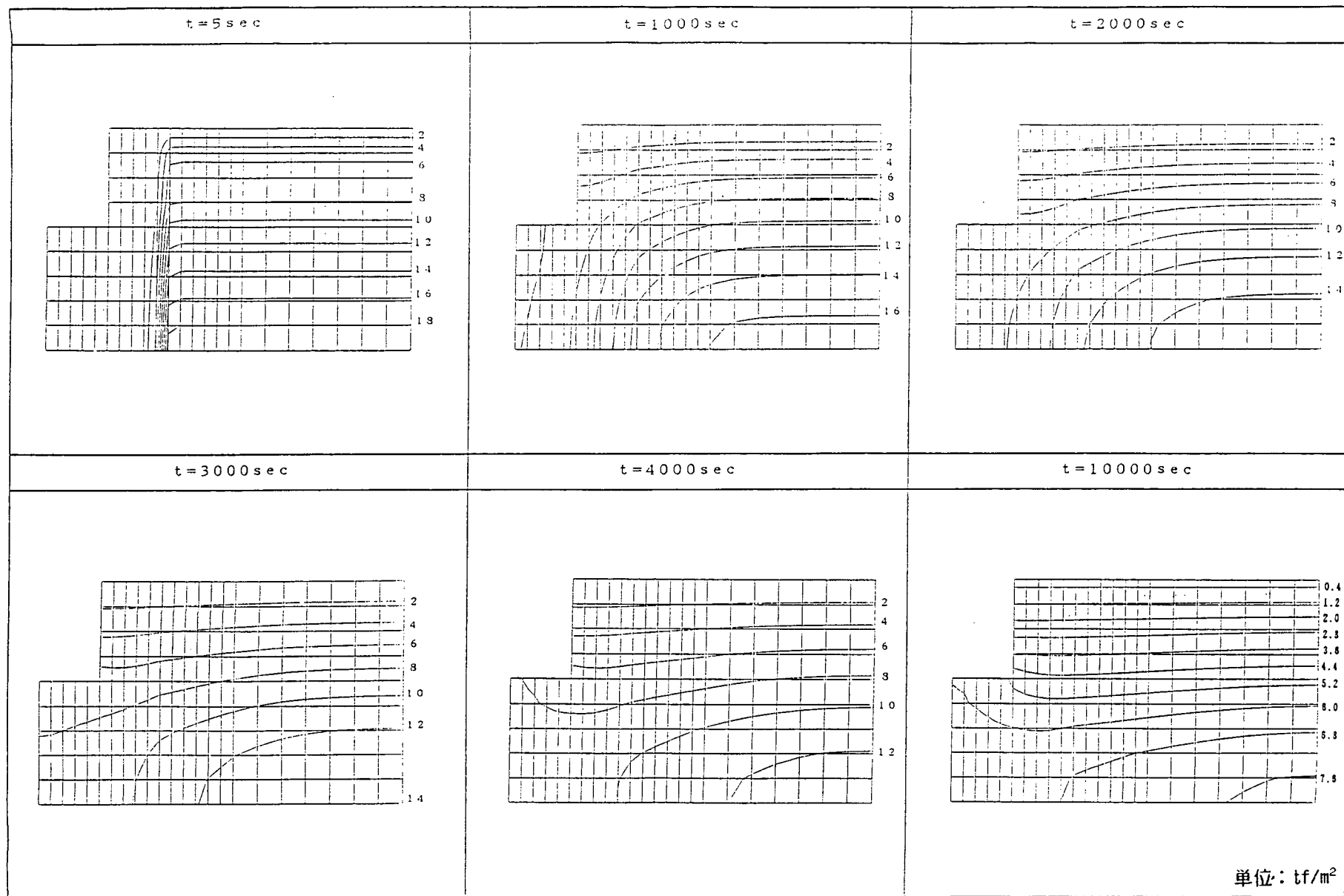
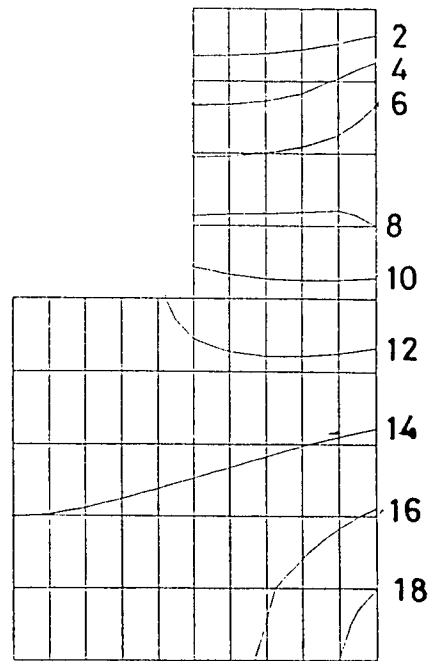


図3.3.9 過剰間隙水圧のコンター(非定常: STEP 2: 1—2, A-1)



単位: tf/m^2

図3.3.10 過剰間隙水圧のコンター (定常: 1-2)

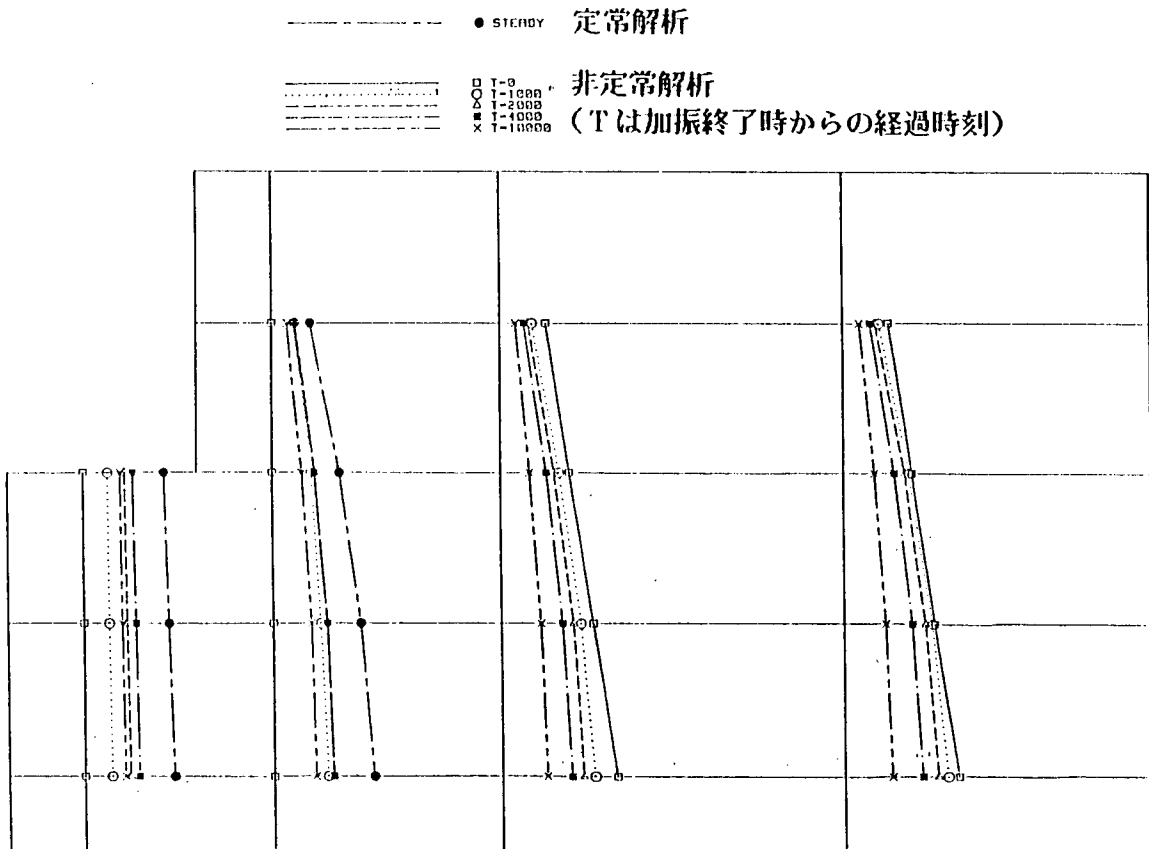


図3.3.11 過剰間隙水圧の深度方向分布 (1-2, A-1)

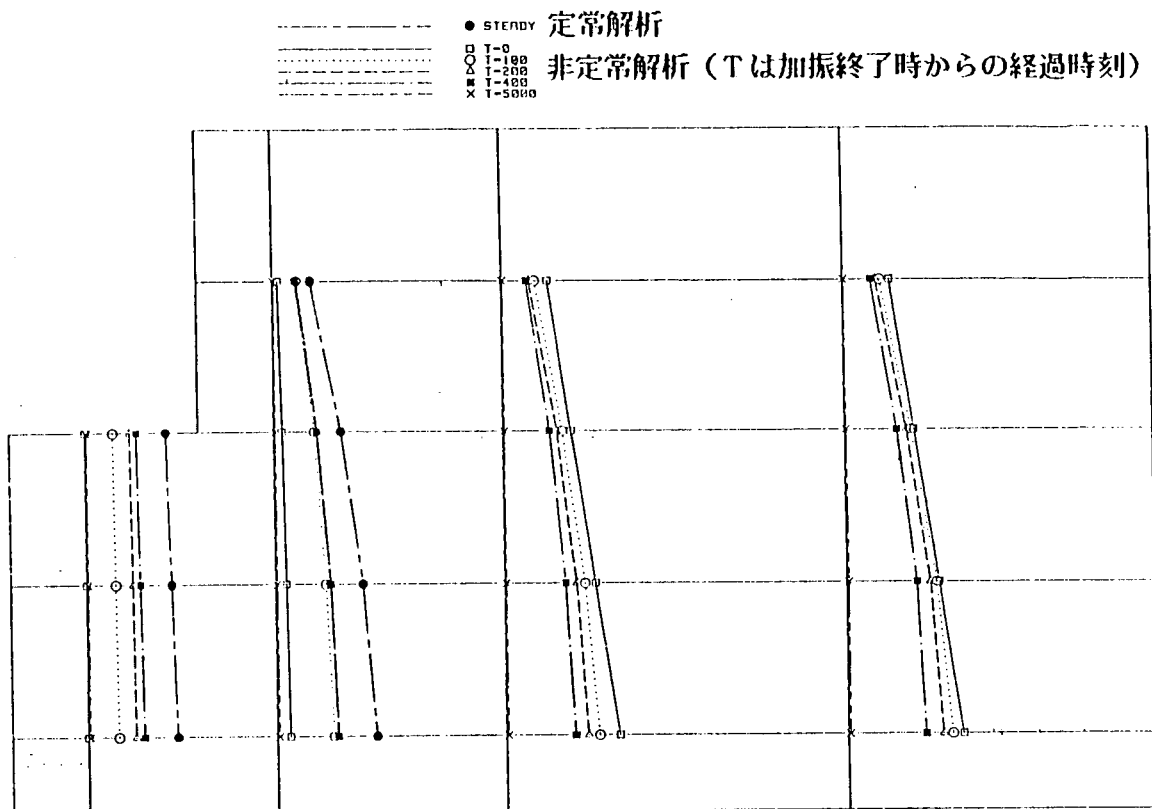


図3.3.12 過剰間隙水圧の深度方向分布 (A-2)

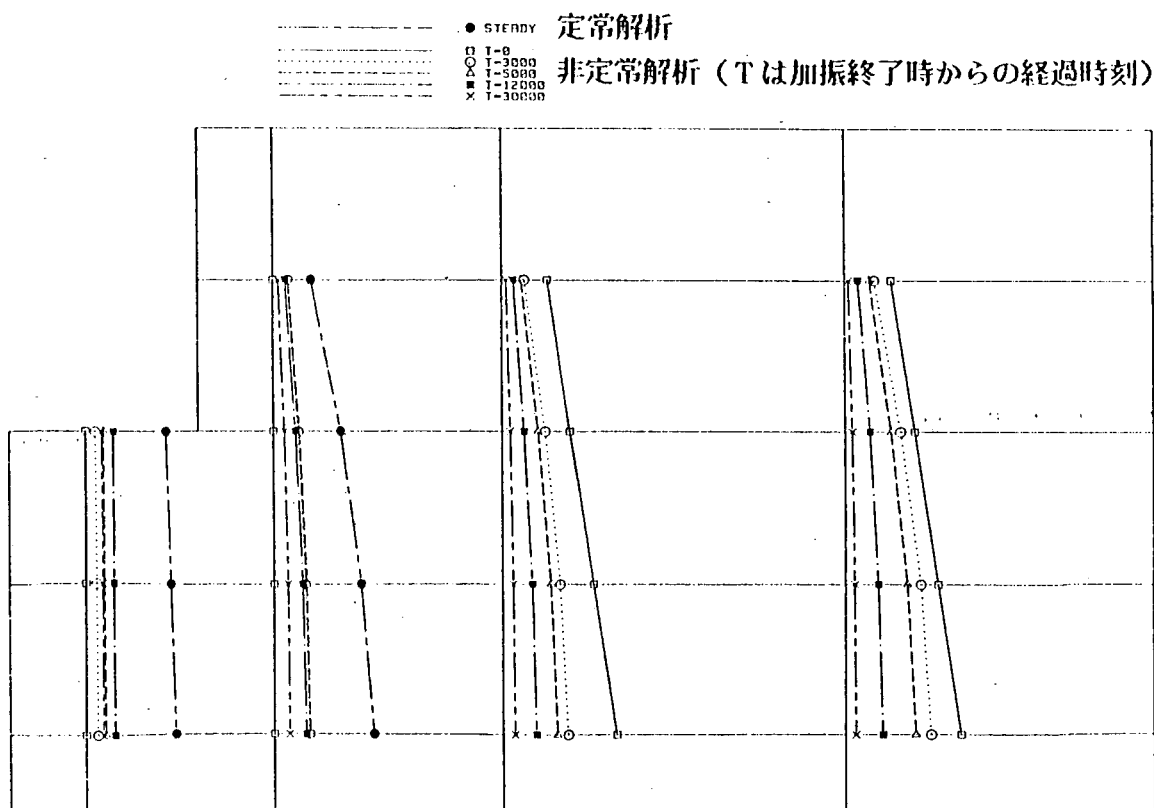


図3.3.13 過剰間隙水圧の深度方向分布 (B)

(2) 定常浸透流解析によるパラメトリックスタディ

締固め改良幅、掘割道路の幅と側壁高さ、及び地盤の層厚等の幾何学的な条件を変えて定常解析を行った結果を図 3.3.14 に過剰間隙水圧のコンター図として示す。(条件 1-2 の結果は図 3.3.8 に示した。)また、いくつかの要素の過剰間隙水圧の分布を図 3.3.15 に示す。

締固め幅を変えた条件 1-1, 1-2, 1-3 の結果を比べると、改良幅が大きくなるほど掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧が小さくなっており、締固め改良地盤が過剰間隙水圧の伝播を抑制する効果が現れている。

掘割道路の幅を変えた条件 1-2, 2-2, 3-2, 及び条件 1-3, 2-3, 3-3 の結果をそれぞれ比べると、過剰間隙水圧の大きさにあまり変化はなく、掘割道路幅の影響は小さい。

地盤の層厚を変えた条件 1-2, 4-2, 及び条件 1-3, 4-3 の結果をそれぞれ比べると、層厚の小さいほうが掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなっている。これは、未改良部の深部で発生する過剰間隙水圧の影響が、掘割道路直下の地盤に現われていることを示している。

側壁高さを変えた条件 1-2, 5-2, 及び条件 1-3, 5-3 の結果をそれぞれ同深度の点 (例えば図 3.3.15 で、条件 1-2 の掘割道路底面の点は、条件 5-2 の下から 1 番目と 2 番目の点の中間上方に相当する。)について比べると、側壁高さの小さいほうが掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなっている。これは、本計算条件では掘割道路より下の地盤層厚を一定としているため、側壁高さの小さいほうが全体の地盤層厚が小さくなり、先に述べた地盤層厚の違いの影響を受けたものと考ええる。

地下水位の深さを変えた条件 1-2 と 1-4 を比べると、地下水位の浅いほうが全体的に過剰間隙水圧が小さくなっている。これは、式 (3.3.1), (3.3.2) による未改良部の過剰間隙水圧が、同じ深度では地下水位の浅いほうが小さくなることによると考える。このとき、初期有効上載圧も同時に小さくなるため、過剰間隙水圧比は必ずしも小さくなるとは限らず、実際に計算してみるとあまり変わりのない結果となっている。

以上より、定常浸透流解析における掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧を小さくする要因として、締固め幅の増大、地盤層厚の減少、地下水位の上昇があることがわかった。ただし、地下水位の影響については、初期有効上載圧も同時に変化するため、過剰間隙水圧比はあまり変わりがなかった。

なお、一部の解析ケースについては、表 3.3.3 に示したように、非定常解析もあわせて行っている。締固め幅と側壁高さの影響に関しては、定常解析と同様の傾向が得られた。一方、掘割道路幅については、定常解析ではあまり影響はみられなかったが、非定常解析では掘割道路幅の大きいほうが、掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなった。このとき、過剰間隙水圧の最大値が発生する時刻が遅くなっており、掘割道路幅が大きくなったことにより、側方の未改良部で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下方にまわり込みにくくなったと考える。

(3) 掘割道路の浮上りに対する安定性に及ぼす各要因の影響

透水係数等の条件を変えて行った非定常解析による F_u 及び F_s の算定結果を表 3.3.6 に示す。若干の違いはあるが、条件 A-1, B, C, A-1' の結果はほぼ同じで、条件 A-2 のみ大きめの安全率となっている。これらは、(1) で比較した過剰間隙水圧分布の相違を反映している。

非定常解析結果を用いた浮上り安全率 F_u 及び円弧すべり安全率 F_s の時間変化の算定例として、条件 A-1 (地盤の幾何学的な条件は 1-2) の場合の結果を図 3.3.16 に示す。 F_u は加振終了後 3000 秒程度で、 F_s

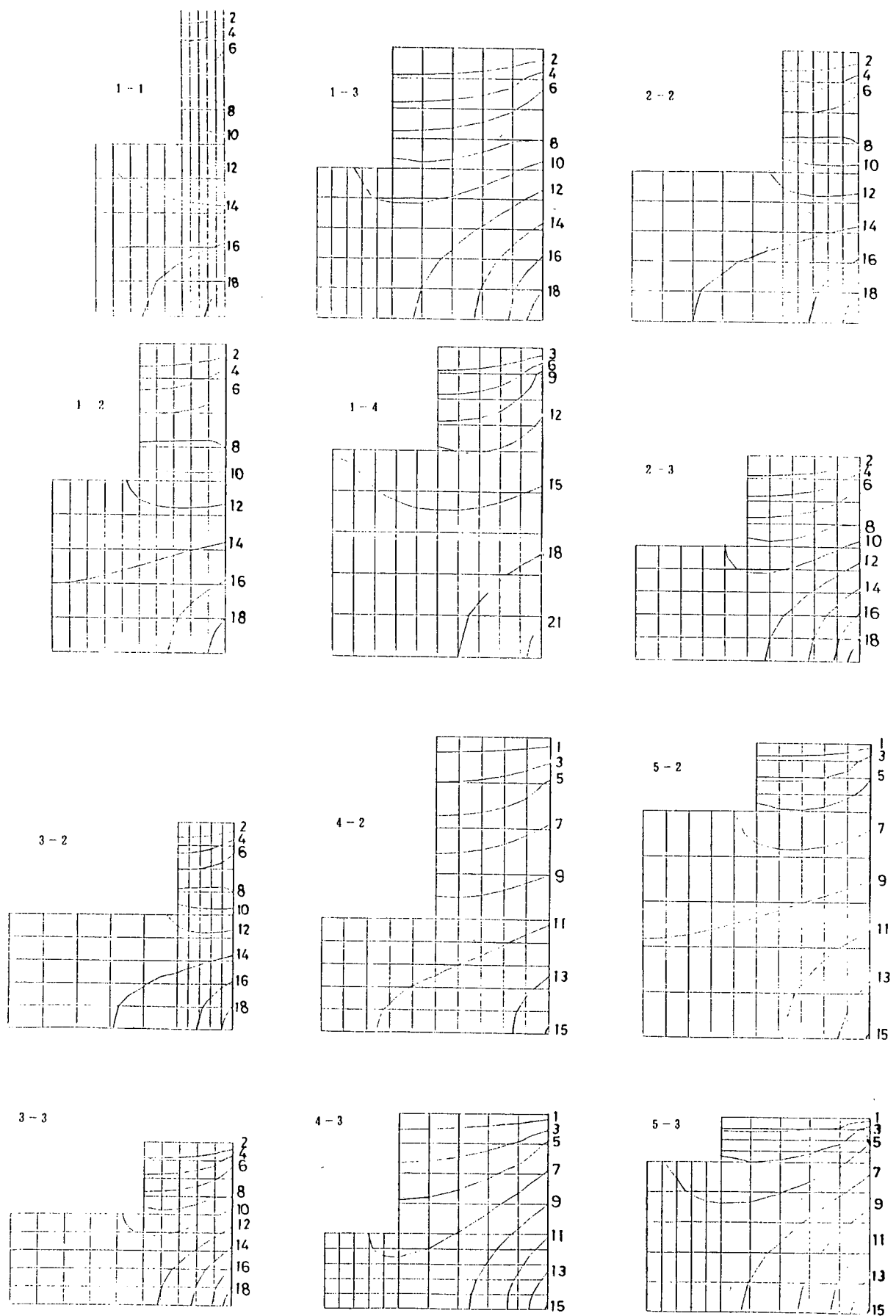
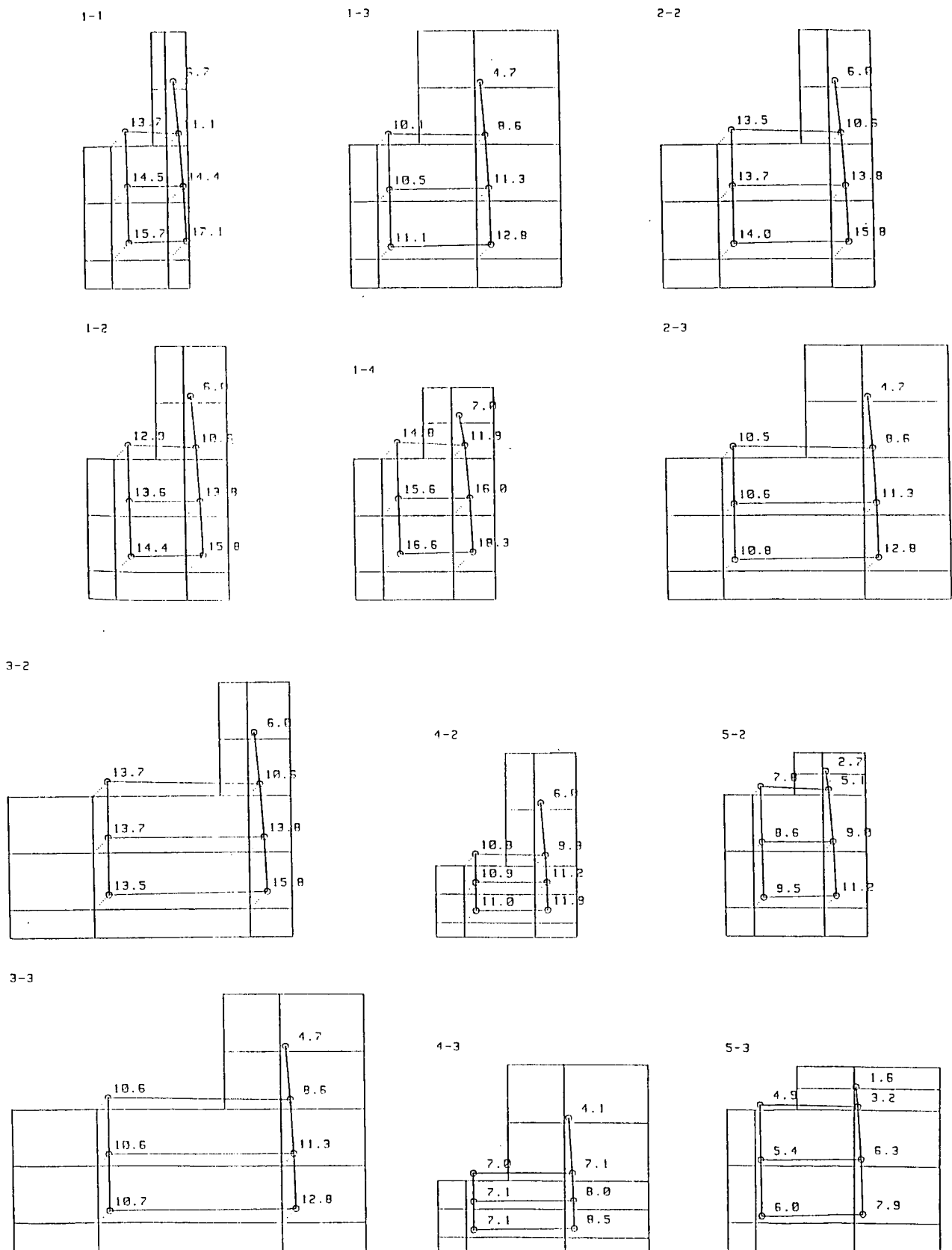


図3.3.14 過剰間隙水圧のコンター (定常)

(t/m^2)



単位： tf/m^2

図3.3.15 過剰間隙水圧の分布（定常解析）

表3.3.6 非定常浸透流解析モデルの F_s , F_u の計算結果

解 析 ケース	時 間	円 弧 す べ り 安 全 率 F_s			浮 上 り 安 全 率 F_u		
		$W/u_s=1.25$	$W/u_s=1.375$	$W/u_s=1.5$	$W/u_s=1.25$	$W/u_s=1.375$	$W/u_s=1.5$
A-1 (1-2)	常 時	2.53	2.65	2.77	1.28	1.41	1.53
	0	2.01	2.13	2.25	1.28	1.41	1.53
	1000	1.42	1.49	1.55	0.84	0.93	1.01
	2000	1.29	1.34	1.39	0.70	0.77	0.84
	3000	1.30	1.35	1.40	0.66	0.72	0.79
	4000	1.33	1.38	1.42	0.65	0.71	0.78
	10000	1.59	1.64	1.69	0.75	0.82	0.89
A-2	10000	1.78	1.84	1.90	0.85	0.93	1.01
	12000	1.81	1.87	1.94	0.84	0.93	1.01
B	200	1.26	1.31	1.36	0.68	0.75	0.81
	400	1.31	1.36	1.41	0.64	0.70	0.77
C	20000	1.29	1.34	1.39	0.70	0.77	0.84
	40000	1.33	1.38	1.43	0.65	0.72	0.78
A-1	2000	1.29	1.34	1.39	0.70	0.76	0.83
	4000	1.32	1.37	1.42	0.65	0.71	0.78

* 時間は、STEP 2からの結果時刻

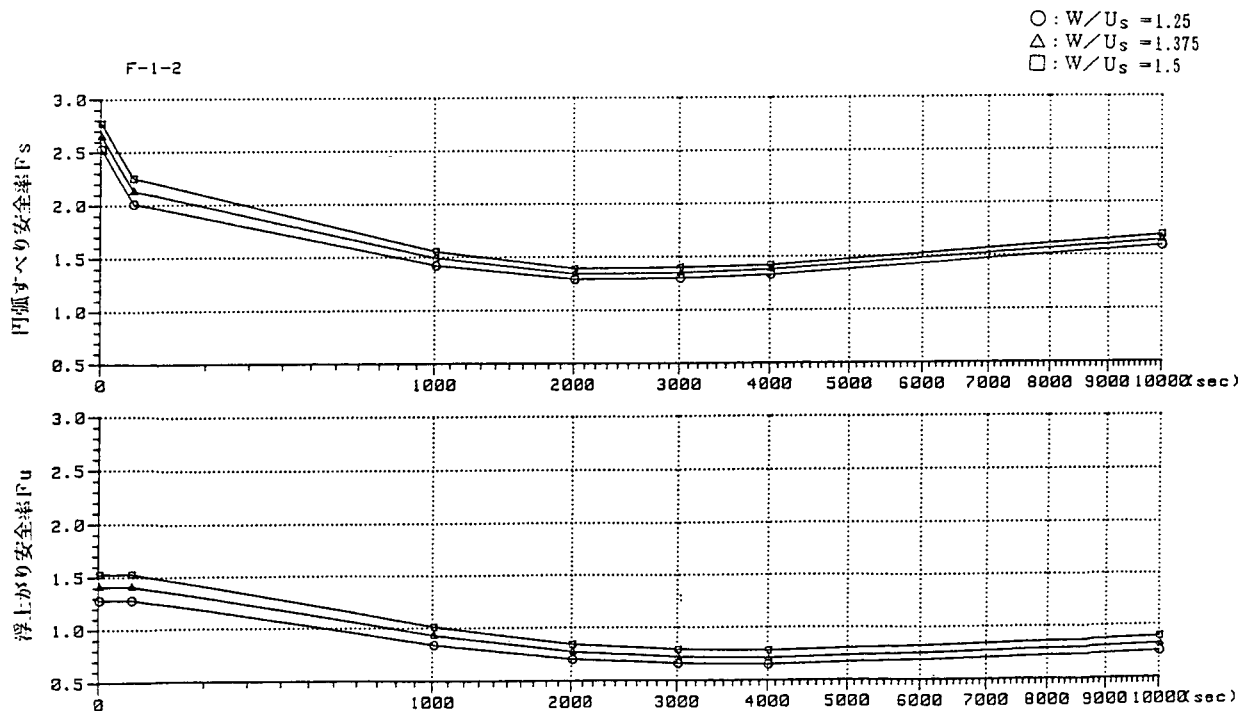


図3.3.16 円弧すべり安全率 F_s , 浮上り安全率 F_u の時間変化
(1-2, A-1)

は 2000 秒程度で最小値をとる。非定常解析については、これらの最小値を用いて以下の比較を行う。

W/U_s が同じ場合に、締固め改良幅、掘割道路の幅と側壁高さ、及び地盤の層厚等の幾何学的な条件が F_u 及び F_s に及ぼす影響をそれぞれ図 3.3.17, 3.3.18 に示す。これらよりわかることを以下に列挙する。

- ・締固め幅を大きくすると、 F_u も F_s もともに大きくなるが、 F_s のほうが変化が大きい。定常解析も非定常解析も同様な傾向を示す。これは 3.3 節でも述べたように、 F_s の計算では締固め地盤の変形抵抗が考慮されるため、より明確に締固め改良の効果が現れたものと考ええる。
- ・掘割道路幅が 30 m の場合は、10 m, 20 m の場合に比べて F_s が急に大きくなる。これは、掘割道路直下の層厚が 10 m であるために、掘割道路幅が 20 m まではすべり円弧が最大のときにもすべり円弧は締固め地盤と未改良部内を通り最小安全率を与えるが、掘割道路幅がこれ以上大きくなると大きなすべり円弧が支持層を通り安全率が大きくなってしまいうためと考える。掘割道路幅がある程度以上大きくなると、掘割道路が浮上がる際の土砂の回り込みが生じにくくなる状況を、 F_s はうまく表現していると考えることができる。一方、 F_u では土砂の回り込みやすさを考慮できないため、 F_u に及ぼす掘割道路幅の影響はほとんどない。
- ・地盤の層厚が大きくなると、 F_s も F_u もともに低下する。これは、(2)で述べたように、層厚の大きいほうが掘割道路の周辺地盤に発生する過剰間隙水圧が大きくなるためと考える。
- ・側壁高さが大きくなった場合は、(2)で述べた理由によれば、地盤の層厚が大きくなった場合と同様の傾向を示すはずである。非定常解析結果（締固め幅が 5 m の場合のみ）は、このような傾向を示しており、掘割道路が深くなると F_s も F_u もともに低下している。締固め幅が 10 m の場合の定常解析による F_s も同様である。一方、他の定常解析結果は、側壁高さが大きくなると安全率が逆に若干増加している。これは、次のような理由によるものと考ええる。

掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧が十分大きく、すべり面上の抵抗モーメントを無視することができ、さらに円弧部分の地盤の自重によるモーメントが左右つり合う場合には、すべり円弧の半径が掘割道路幅の半分のときの F_s は次式で表される。これは、 F_s の計算上の最小値であり、地盤と掘割道路の初期条件によって決まる値である。

$$F_s = \frac{Mr_1}{Md_1} = \frac{\gamma_{eq} \cdot H}{(\sigma_{vo}')_b + u_s} = \frac{W/U_s}{1 + (\sigma_{vo}')_b / u_s} \dots\dots\dots (3.3.9)$$

$$u_s = \gamma_w \cdot (H - WL) \dots\dots\dots (3.3.10)$$

ここに、 $(\sigma_{vo}')_b$: 掘割道路底面と同深度の側方地盤における初期有効上載圧（式（3.3.2）において $Z=H$ としたときの値）

u_s : 掘割道路底面における静水圧（ $U_s = u_s \cdot B$ ）

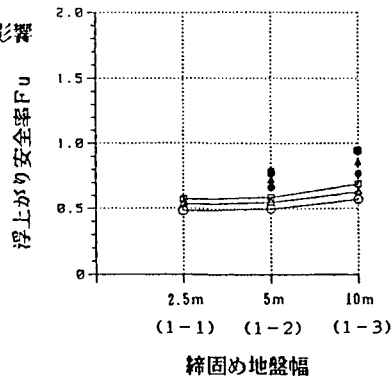
γ_w : 水の単位体積重量

W/U_s と地下水位が同じ条件のもとでは、式(3.3.9)による F_s は側壁高さ H が大きくなるほど大きくなる。締固め幅が 5 m の場合の定常解析では、掘割道路周辺地盤に発生する過剰間隙水圧が大きいために、このような状態に近づいたものと考ええる。

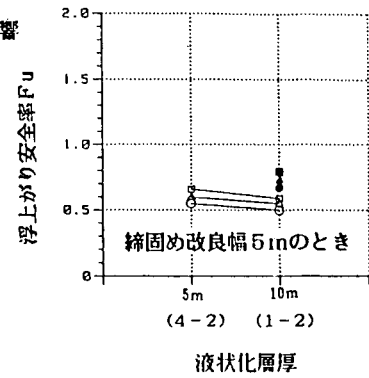
F_u についても F_s と同様なことが言える。掘割道路底面と同深度の側方地盤が完全に液状化したときの過

○ : $W/U_s = 1.25$ ● : $W/U_s = 1.25$
 定常 △ : $W/U_s = 1.375$ 非常 ▲ : $W/U_s = 1.375$
 □ : $W/U_s = 1.5$ ▣ : $W/U_s = 1.5$

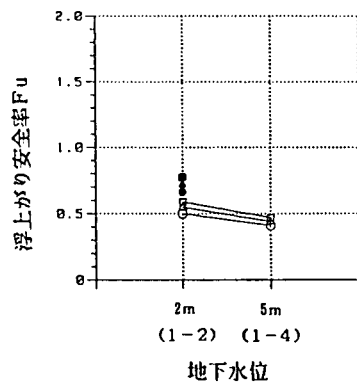
(a) 締固め地盤幅の影響



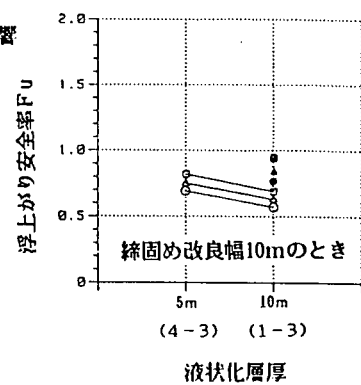
(e) 液状化層厚の影響



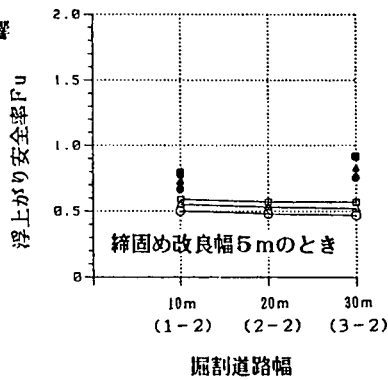
(b) 地下水位の影響



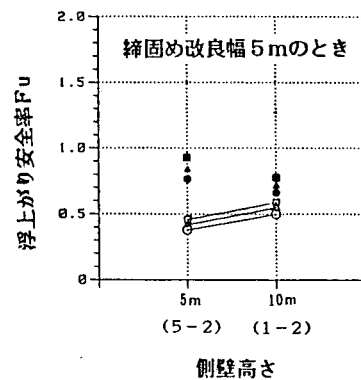
(f) 液状化層厚の影響



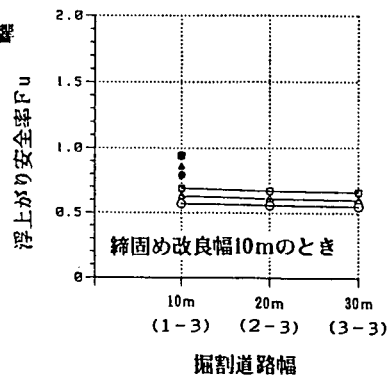
(c) 掘割道路幅の影響



(g) 側壁高さの影響



(d) 掘割道路幅の影響



(h) 側壁高さの影響

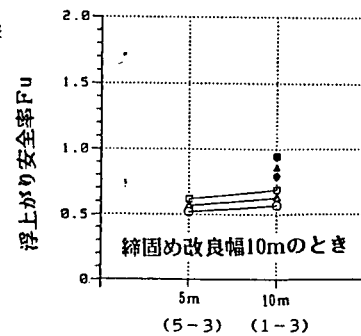
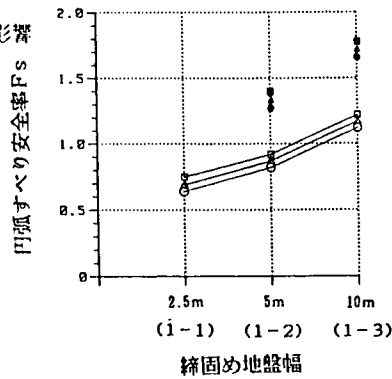


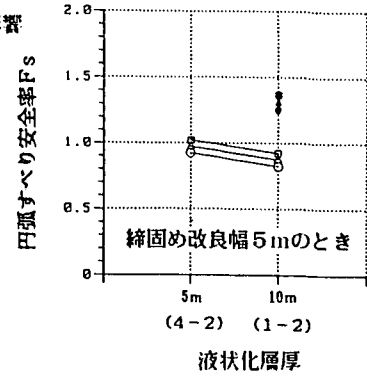
図3.3.17 F_u に及ぼす諸要因の影響

○ ; $W/U_s = 1.25$ ● ; $W/U_s = 1.25$
 定常 △ ; $W/U_s = 1.375$ 非常 ▲ ; $W/U_s = 1.375$
 □ ; $W/U_s = 1.5$ ■ ; $W/U_s = 1.5$

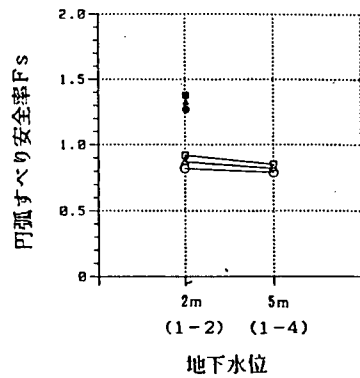
(a) 締固め地盤幅の影響



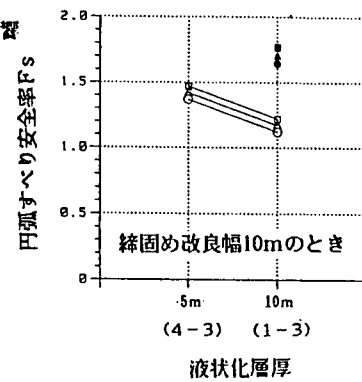
(e) 液状化層厚の影響



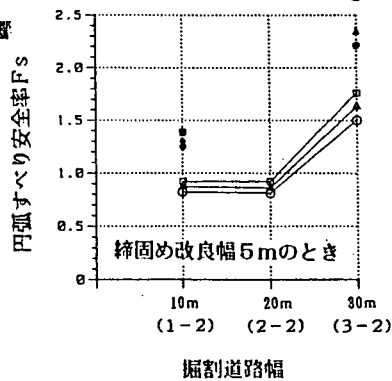
(b) 地下水位の影響



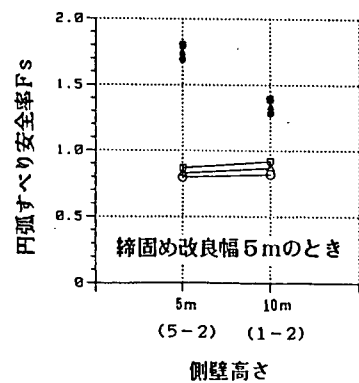
(f) 液状化層厚の影響



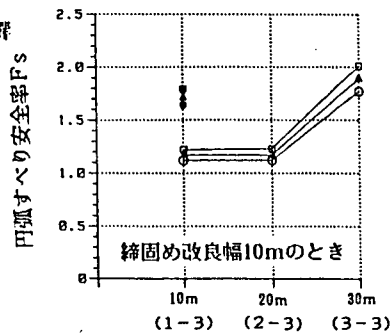
(c) 掘削道路幅の影響



(g) 側壁高さの影響



(d) 掘削道路幅の影響



(h) 側壁高さの影響

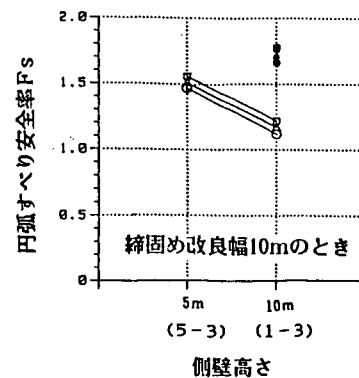


図3.3.18 F_s に及ぼす諸要因の影響

剰間隙水圧（上の $(\sigma_{vo}')_0$ に等しい）が、掘割道路底面に作用した場合の Fu は、式 (3.3.5) において $Q=F=0$ とすると式 (3.3.9) と全く同じ値となる。この場合の Fu は、側壁高さ H が大きくなるほど大きくなる。掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が大きくなるような解析ケースでは、このような状態に近づいていたものとする。

- 地下水位が深くなると、 Fs も Fu もともに低下する傾向があり、 Fu のほうが変化の程度が大きい。これらは締固め幅が 5 m のときの定常解析で、かなりの過剰間隙水圧が発生した場合の結果である。 W/U_s と側壁高さが同じ条件のもとでは、式 (3.3.9) による Fs は地下水位が深くなるほど (WL が大きくなるほど) 小さくなるので、解析結果はこのような状態に近づいていたものとする。 Fu についても同様である。

(4) 掘割道路の底面に作用する揚力の比較

共同溝設計指針⁴⁾ では、周辺地盤が液状化した場合に共同溝の底面に作用する揚力 Ud を次式により求めている。

$$Ud = \Delta u \cdot B = \left(\frac{\Delta u}{\sigma_v'} \right) \cdot \sigma_v' \cdot B \quad \dots\dots\dots (3.3.11)$$

ここに、 σ_v' : 静水圧状態における共同溝底面と同じ深さの土中 (図 3.3.19 の A 点) の有効上載圧 (式 (3.3.9) 中の $(\sigma_{vo}')_0$ に等しい)

B : 掘割道路幅

ここでは、周辺地盤が完全に液状化した場合 ($\Delta u/\sigma_v' = 1.0$) の上式による Ud (σ_v' は未改良部の単位体積重量を用いて計算した。以下では $Ud0$ とする。) と、浸透解析結果から計算した Ud ($Ud1$ とする) の比較を行う。

締固め改良幅、掘割道路の幅と側壁高さ、及び地盤の層厚を変えた場合の $Ud0$, $Ud1$ を図 3.3.20 に示す。また、これらの要因が $Ud1$ と $Ud0$ の比 (揚力比と称する) に及ぼす影響を図 3.3.21 に示す。これらよりわかることを以下に列挙する。

- 締固め幅が大きくなるほど、 $Ud1$ は減少する。 $Ud0$ は締固め幅に関係で一定のため、揚力比は締固め幅が大きくなるほど減少する。
- 掘割道路幅が大きくなると、式 (3.3.11) より $Ud0$ は掘割道路幅に比例して大きくなる。定常解析の $Ud1$ は $Ud0$ とほぼ同様な傾向を示すため、この場合の揚力比は掘割道路幅の影響をほとんど受けない。一方、非定常解析では (2) で述べたように、掘割道路幅が大きくなると側方の未改良部で発生した過剰間隙水圧

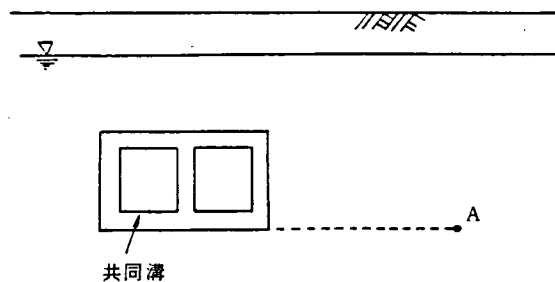
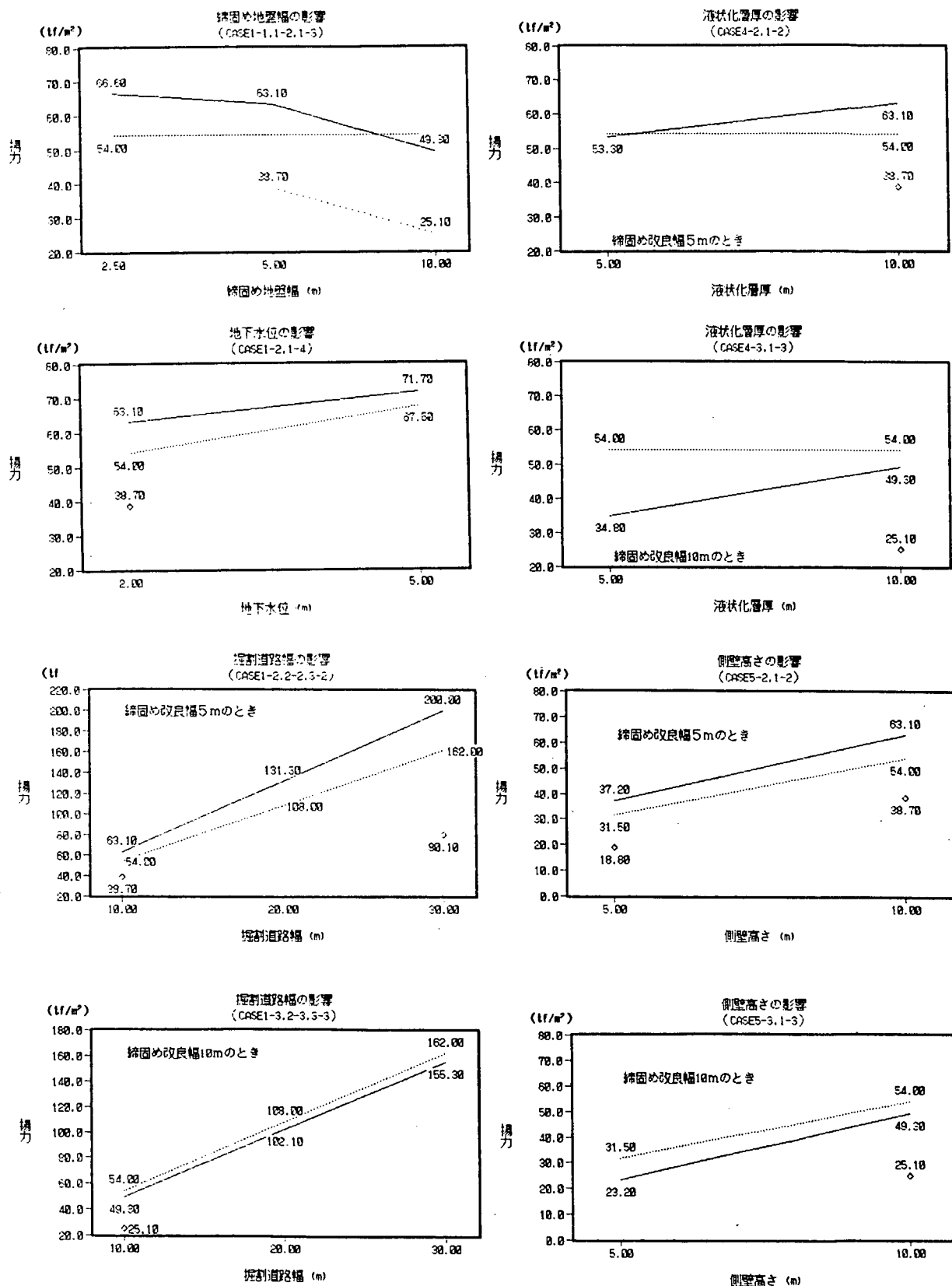
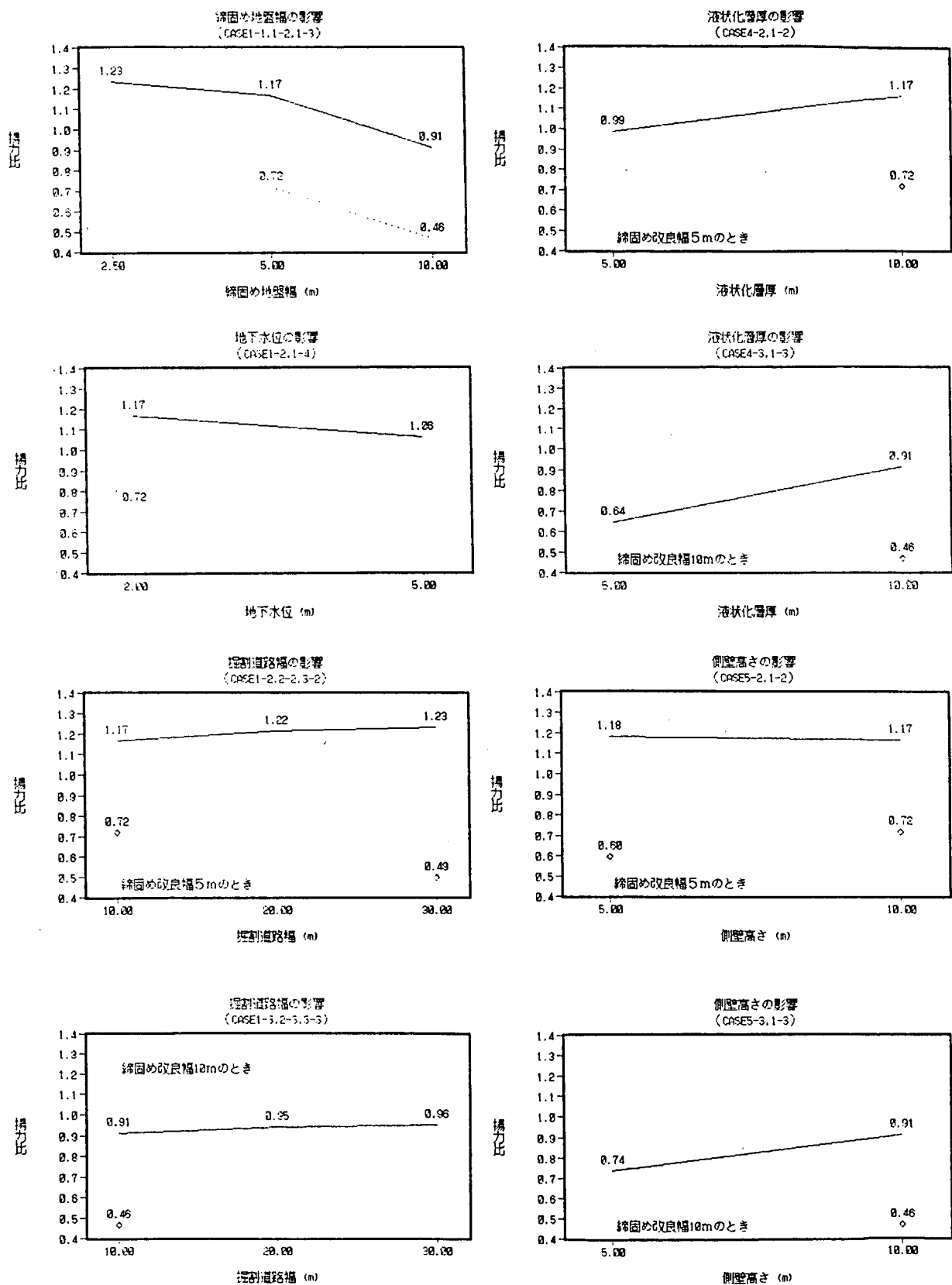


図 3.3.19 σ_v' を算定する位置 (共同溝設計指針による)



— 浸透解析 (定常) --- σ_{vo}' からの計算値
 ◇ 浸透解析 (非定常)

図3.3.20 揚力に及ぼす諸要因の影響



— 浸透解析 (定常)
 ◇ 浸透解析 (非定常)

図3.3.21 揚力比に及ぼす諸要因の影響

が掘割道路の下方にまわり込みにくくなるために、 $Ud1$ は $Ud0$ ほど増加せず、その結果揚力比が減少する。

- 地盤の層厚が大きくなると、(2)で述べた理由により、定常解析の $Ud1$ は増加する。 $Ud0$ は変化しないため、地盤の層厚が大きくなるほど揚力比も大きくなる。非定常解析の場合も同様な傾向を示すものと考えられる。
- 側壁高さが大きくなると、 $Ud0$ も $Ud1$ もともに大きくなる。その結果、揚力比は大きくなる場合も小さくなる場合もある。(2)で述べたように、本計算条件では側壁高さが大きくなると全体の地盤層厚も大きくなるため、これらの結果のなかには地盤層厚の変化の影響も含まれている。
- 地下水位が深くなると、 $Ud0$ と定常解析の $Ud1$ はともに大きくなる。この場合の揚力比は地下水位の深いほうが小さくなる。
- 定常解析による揚力比は0.6～1.2程度で、非定常解析による揚力比は0.4～0.7程度である。無対策時の揚力が式(3.3.11)で表され、締固め改良を行った場合の揚力が非定常解析により表されるものとするれば、本計算条件では、締固め改良を行うことにより揚力が無対策時の40～70%程度に低下したことになる。

3.3.6 ま と め

掘割道路の周辺地盤に締固め改良を行った場合を対象に浸透解析を行い、掘割道路の浮上がりに対する安定性を算定した結果をまとめると以下ようになる。

- ① 締固め地盤内の過剰間隙水圧について定常浸透流解析結果と非定常浸透流解析結果を比べると、分布状況は似ているが、大きさは定常解析結果のほうがかなり大きい。非定常解析では、締固め地盤と未改良部の圧密係数の比によって過剰間隙水圧の最大値が変化し、未改良部が完全に液状化する場合には、地震動の継続時間の影響はほとんどない。
- ② 定常浸透流解析における掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧を小さくする要因として、締固め幅の増大、地盤層厚の減少、地下水位の上昇がある。ただし、地下水位の影響については、初期有効上載圧も同時に変化するため、過剰間隙水圧比はあまり変化しない。
- ③ 非定常浸透流解析における締固め幅と側壁高さの影響は、定常解析の場合と同様である。掘割道路幅については、定常解析ではあまり影響はみられなかったが、非定常解析では掘割道路幅の大きいほうが、掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなった。
- ④ 締固め幅を大きくすると、浮上がり安全率 Fu も円弧すべり安全率 Fs もともに大きくなるが、 Fs のほうが変化が大きい。 Fs の計算では締固め地盤の変形抵抗が考慮されるため、より明確に締固め改良の効果が現れたものとする。また、掘割道路幅がある程度以上大きくなると、掘割道路が浮上がる際の土砂の回り込みが生じにくくなる状況を、 Fs はうまく表現しているのに対し、 Fu にはこのような条件の影響が現れない。
- ⑤ 地盤の層厚が大きくなると、過剰間隙水圧が増加するために Fs も Fu もともに低下する。一方、側壁高さや地下水位の影響については、過剰間隙水圧の発生量が大きい場合の Fs と Fu の変化は、地盤と掘割道路の初期条件を反映したものとなる。

- ⑥ 掘割道路の底面に作用する揚力は、共同溝設計指針により計算される値と比べて、定常解析では 0.6～1.2 倍程度、非定常解析では 0.4～0.7 倍程度であった。締固め幅が大きくなるほど、あるいは液状化層厚が小さくなるほど、この比率が大きくなる。

(土木研究所)

3.4 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その2）

3.4.1 はじめに

昨年度、締固めた地盤の改良効果の評価手法を検討するための1ステップとして、圧力土槽を用いた室内実験により動的貫入試験結果に及ぼす側圧係数 ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$) の影響を調査した。その結果、以下のことが得られた。

- ① K 値が一定の場合には、 N 値 $\sim \sigma'_v \sim D_r$ はよい相関を示すこと。
- ② D_r , σ'_v がほぼ同一の場合でも、 K 値が大きい程 N 値も大きくなること。
- ③ 締固めた地盤のように K 値が種々変化すると考えられる場合には、 N 値と σ'_m が D_r を推定するうえでのよい指標になると思われること。

*しかしながら、昨年度は一種類の材料（豊浦標準砂）についてしか実験を実施しておらず、他の砂質材料についても同様なことが成り立つかを確認しておく必要性を指摘した。

そこで、今年度は、昨年度得られた結果が他の砂質材料に対しても成り立つかを明らかにするため、浅間山砂を用いて同様の実験を実施した。

3.4.2 実験方法

既に述べたように、今年度は砂質材料として浅間山砂を使用した。使用した浅間山砂の物理的性質、粒度分布を表3.4.1、図3.4.1に示す。なお、比較のため、昨年度使用した豊浦標準砂についても図表には示している。

実験に用いた土槽は、昨年度と同じ図3.4.2に示す三軸土槽であり、ベロフラムシリンダーを用いて軸力

表3.4.1 使用材料の物理的性質

	浅間山砂	豊浦砂
土粒子の比重 G_s	2.66	2.64
最大粒径 D_{max} (mm)	2.0	0.42
平均粒径 D_{sa} (mm)	0.36	0.21
不均係数 U_c	2.5	1.3
細粒分含有率 F_c (%)	2.7	0
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.685	1.645
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.353	1.322

*また、山肩ら⁵⁾は、0.5, 1.0の2種類の K 値に対し同様な試験を実施し、 $K=0.5$ と1.0の場合の比較より、上載圧が同じでも側方圧の増大によって貫入抵抗が増加することを指摘している。

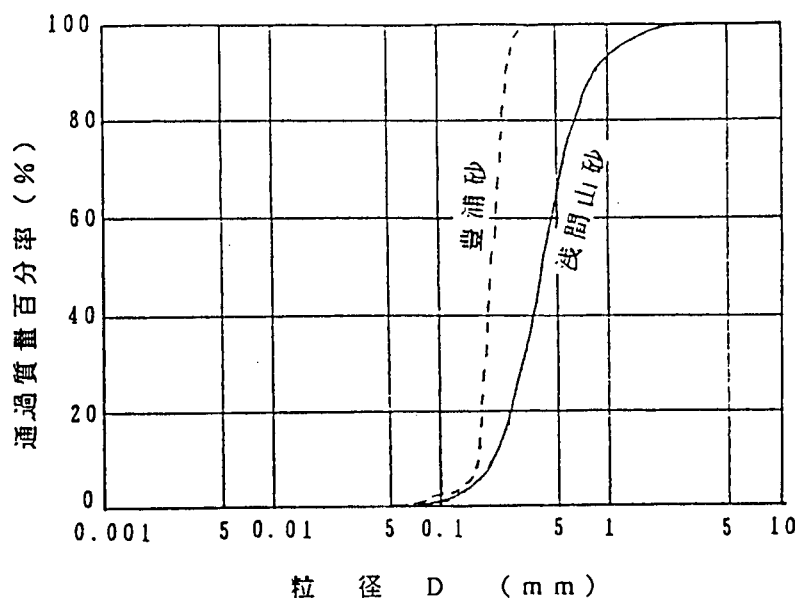


図3.4.1 粒度分布

を制御することにより種々の異方圧密状態を可能にしている。供試体の相対密度 (D_r) は3種類とし、最も相対密度が小さいものは多重ふるい法により、他の2つは円形タンパーを取り付けた電動ハンマ (1,400 rpm) を用いて締固め時間を変えて作成した。その結果得られた相対密度は、約25%、約65%、約90%となった。作成した供試体は、 0.3 kgf/cm^2 の負圧で自立させ、この状態を初期状態とした。

試験ケースは全部で30ケースであり、試料の状態は全て乾燥状態である。表3.4.2に試験条件の一覧を示すが、有効上載圧 (σ'_v)、有効側方圧 (σ'_h) は $0.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に、 K 値は $0.5 \sim 2.0$ の範囲にある。

動的貫入試験は、標準貫入試験用器具を用いて実施したが、予備打ちは5 cm、本打ちは30 cmを越えるまでとした。また、重錘落下法はトンビ法である。

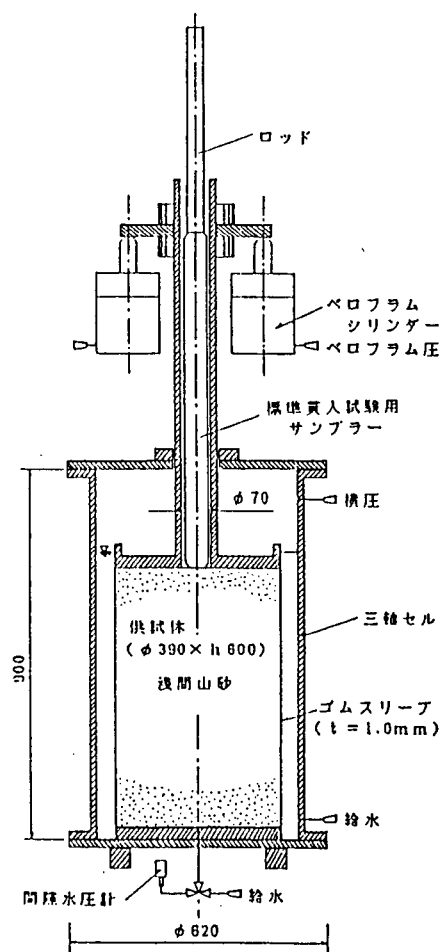


図3.4.2 試験装置

表3.4.2 試験条件および結果の一覧（浅間山砂）

NO.	Drl (%)	Drc (%)	σ_v' (kgf/cm ²)	σ_h' (kgf/cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	K 値	N 値	試料 状 態
1	28	—	0.5	0.5	0.5	1.0	2.8	乾燥
2	25	—	1.0	1.0	1.0	1.0	5.9	乾燥
3	17	—	1.5	1.5	1.5	1.0	8.4	乾燥
4	24	—	2.0	2.0	2.0	1.0	10.7	乾燥
5	24	—	1.0	0.5	0.67	0.5	3.6	乾燥
6	26	—	1.0	1.5	1.33	1.5	7.8	乾燥
7	26	—	1.0	2.0	1.67	2.0	10.7	乾燥
8	22	—	0.5	1.0	0.83	2.0	5.8	乾燥
9	21	—	1.5	1.0	1.17	0.67	6.8	乾燥
10	20	—	2.0	1.0	1.33	0.5	7.1	乾燥
11	56	—	0.5	0.5	0.5	1.0	4.8	乾燥
12	62	—	1.0	1.0	1.0	1.0	9.6	乾燥
13	75	—	1.5	1.5	1.5	1.0	15.9	乾燥
14	59	—	2.0	2.0	2.0	1.0	17.9	乾燥
15	71	—	1.0	0.5	0.67	0.5	6.7	乾燥
16	70	—	1.0	1.5	1.33	1.5	14.5	乾燥
17	64	—	1.0	2.0	1.67	2.0	16.0	乾燥
18	63	—	0.5	1.0	0.83	2.0	9.4	乾燥
19	67	—	1.5	1.0	1.17	0.67	11.3	乾燥
20	70	—	2.0	1.0	1.33	0.5	11.4	乾燥
21	95	—	0.5	0.5	0.5	1.0	10.7	乾燥
22	91	—	1.0	1.0	1.0	1.0	19.3	乾燥
23	96	—	1.5	1.5	1.5	1.0	27.2	乾燥
24	94	—	2.0	2.0	2.0	1.0	30.5	乾燥
25	95	—	1.0	0.5	0.67	0.5	12.2	乾燥
26	94	—	1.0	1.5	1.33	1.5	24.1	乾燥
27	92	—	1.0	2.0	1.67	2.0	24.6	乾燥
28	96	—	0.5	1.0	0.83	2.0	17.2	乾燥
29	93	—	1.5	1.0	1.17	0.67	19.7	乾燥
30	94	—	2.0	1.0	1.33	0.5	19.9	乾燥

Drl: 初期相対密度 Drc: 加圧後の相対密度 $\sigma_a' = (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$ $K = \sigma_h' / \sigma_v'$

3.4.3 実験結果

試験結果の一覧は表3.4.2に合わせて示す。ここで、 N 値は 30 cm 貫入させるのに必要な打撃回数として比例的に換算したものである。

試験結果を図化したものを図3.4.3～図3.4.6に示す。これらは、全て昨年度と同様な方法で整理したものであり、図3.4.3は全ての試験に対する N 値と σ_v' の関係である。図3.4.4は図3.4.3に示したデータのうち $K=1.0$ に限定した場合の N 値と σ_v' の関係を、また、図3.4.5は図3.4.3に示したデータのうち σ_v' を 1.0 kgf/cm² に限定した場合の N 値と K 値の関係を示す。さらに、図3.4.6は全てのデータに対し N 値と有効平均主応力 (σ_m') の関係を示している。また、比較のため、図3.4.7には昨年度実施した豊浦標準砂に対する N 値と σ_m' の関係を示す。

図3.4.3～図3.4.6より、今年度用いた浅間山砂に対しても、昨年度用いた豊浦砂とほぼ同様の以下に示す傾向が認められる。

- ① K 値が一定の場合には、 N 値 $\sim \sigma_v' \sim D_r$ はよい相関を示すこと。

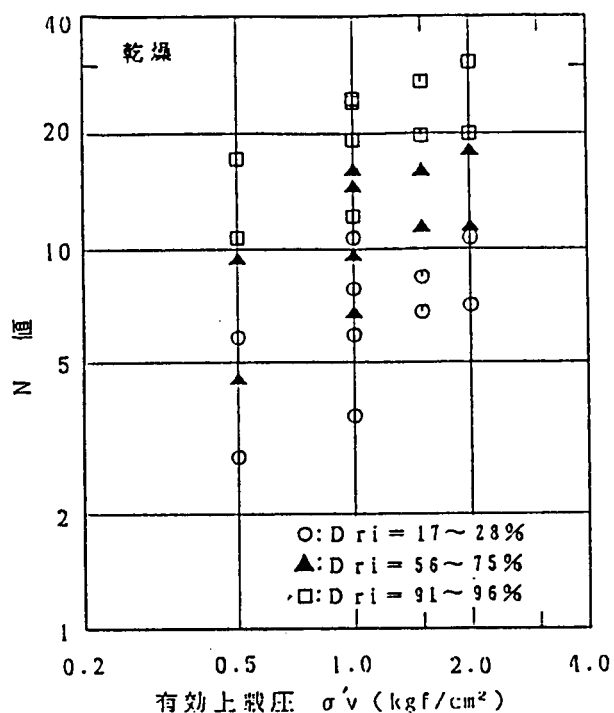


図3.4.3 N 値 $\sim\sigma'_v$ の関係
(浅間山砂)

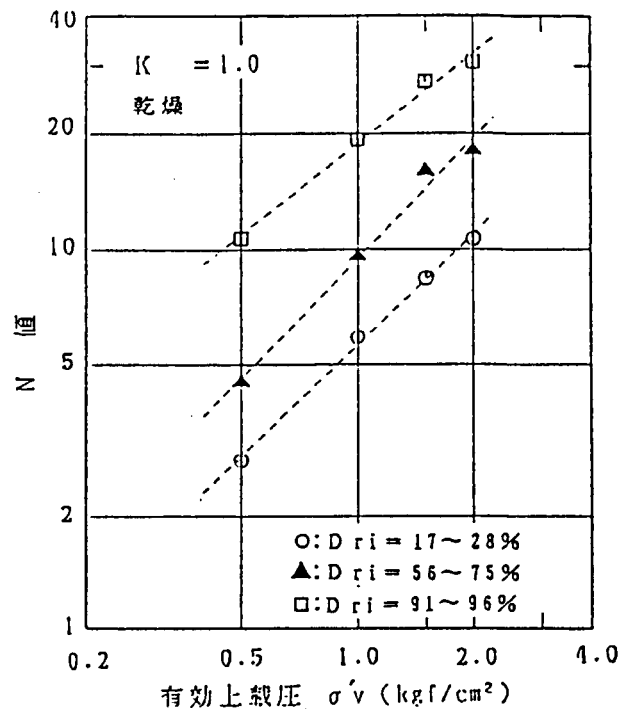


図3.4.4 N 値 $\sim\sigma'_v$ の関係 (K=1.0)
(浅間山砂)

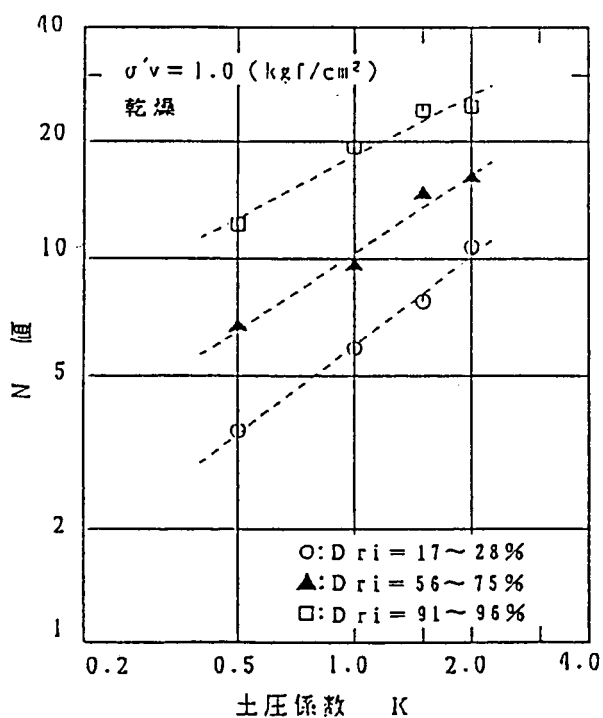


図3.4.5 N 値 $\sim K$ 値の関係 ($\sigma'_v = 1.0$)
(浅間山砂)

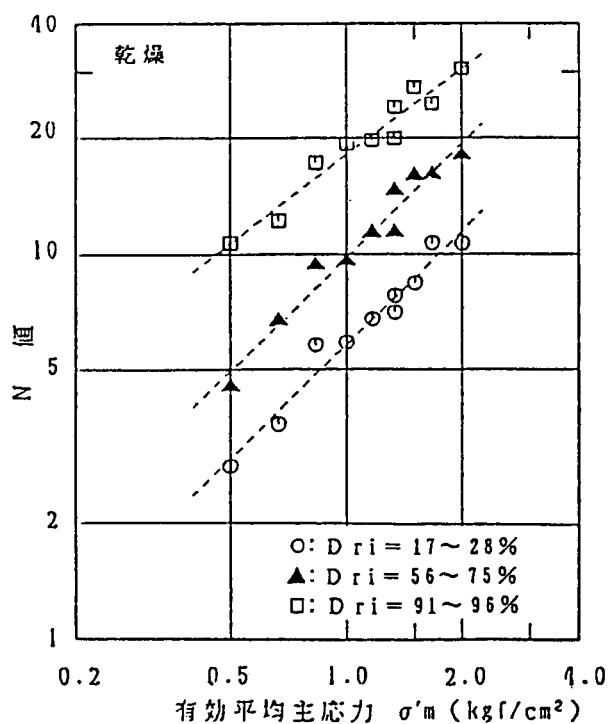


図3.4.6 N 値 $\sim\sigma'_m$ の関係
(浅間山砂)

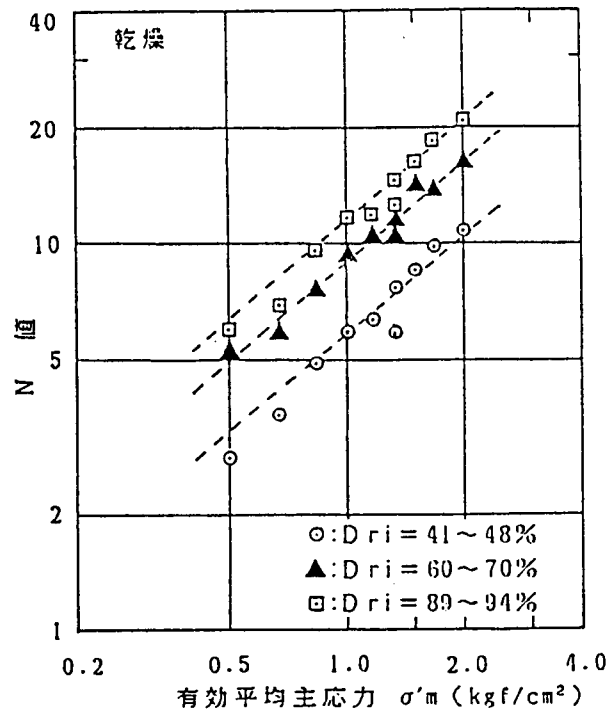


図3.4.7 N 値 $\sim\sigma'_m$ の関係
(豊浦砂)

② D_r , σ'_v がほぼ同一の場合でも, K 値が大きい程 N 値も大きくなること。

③ K 値が種々変化すると考えられる場合には, N 値と σ'_m が D_r を推定するうえでのよい指標となると思われること。

一方, 図 3.4.6 と図 3.4.7 を比較すると, $D_r \sim \sigma'_m \sim N$ 値の関係は両者でやや異なり, 浅間山砂の方が, D_r , σ'_m が等しいとき高目の N 値を与えている。このことから, D_r を N 値と σ'_m から推定する式を検討する場合, 材料特性 (粒度分布など) も考慮する必要があることがわかる。

しかしながら, 本研究の最終目標である締固め地盤の液状化強度を評価するという観点から考えれば, 各土質材料ごとに $D_r \sim \sigma'_m \sim N$ 値の関係式を求めるのは困難である。したがって, ある代表的な $D_r \sim \sigma'_m \sim N$ 値の関係式を求め, 材料特性の影響による相対密度への上記関係式との差分および材料特性による相対密度以外の液状化強度に及ぼす影響はまとめて材料特性の影響として液状化強度を評価するのが妥当と思われる。

3.4.4 ま と め

締固め地盤の改良効果の評価手法を検討するための 1 つとして, 動的貫入試験結果に及ぼす土圧係数の影響を把握することを目的として, 今年度は浅間山砂を用いた実験を昨年と同様な方法で実施した。

その結果, 昨年度実施した豊浦砂に対するものと同様な結果が得られた。

また, これまでの実験は小型の圧力土槽を用いたものであり, 境界条件等かならずしも現地盤に適合していない点もあると考えている。そこで, 来年度は, 大型圧力土槽による同種の実験, および実際に締固め工法で地盤改良された地点での現地調査を行う予定である。

(間 組)

3.5 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討（その3）

3.5.1 解析目的

今年度の解析の目的は、昨年度に引き続き、グラベルドレーンの配置を一様にした場合について、①掘割道路の道路幅、側壁高さ、地下水位等の影響を検討すること、および②入力地震動の加速度振幅と地盤の透水係数・液状化強度定数の影響を検討することにある。

3.5.2 解析方法

解析には、2次元の非線型動的有限要素解析プログラム「SADAP」を用いた。解析のフローを、図3.5.1に示す。

初期応力解析を三段階に分けて行った後、Hardin-Drnevich モデルを用いて動的応答解析を行った。動的解析時の減衰マトリックスには、次式で表わされる Rayleigh タイプのものを用いた。

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K] \quad (\alpha_0, \alpha_1; \text{定数}) \dots\dots\dots (3.5.1)$$

動的応答解析結果から各要素に発生する過剰間隙水圧 u_g を、Seed の過剰間隙水圧発生モデルを用いて求めた。

このようにして求めた u_g は、非排水条件下で繰返しせん断を受けた時に発生する過剰間隙水圧である。地表面およびグラベルドレーンによる排水効果を考慮するために、次式のように過剰間隙水圧発生項を付加した2次元圧密方程式を用いて浸透解析を行い、各要素の間隙水圧 u を求めた。

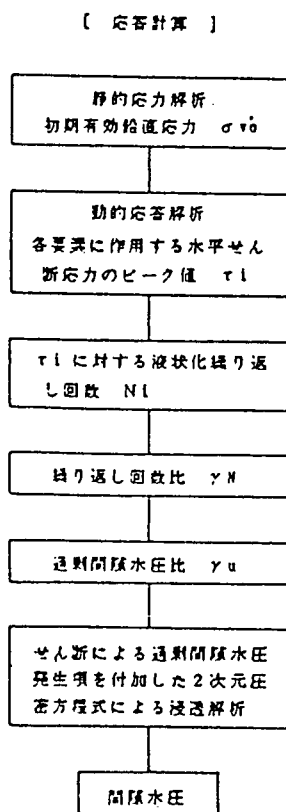


図3.5.1 SADAP による解析フロー

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{1}{\gamma_w} k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{\gamma_w} k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、 k_z : 鉛直方向の透水係数

k_x : 水平方向の透水係数

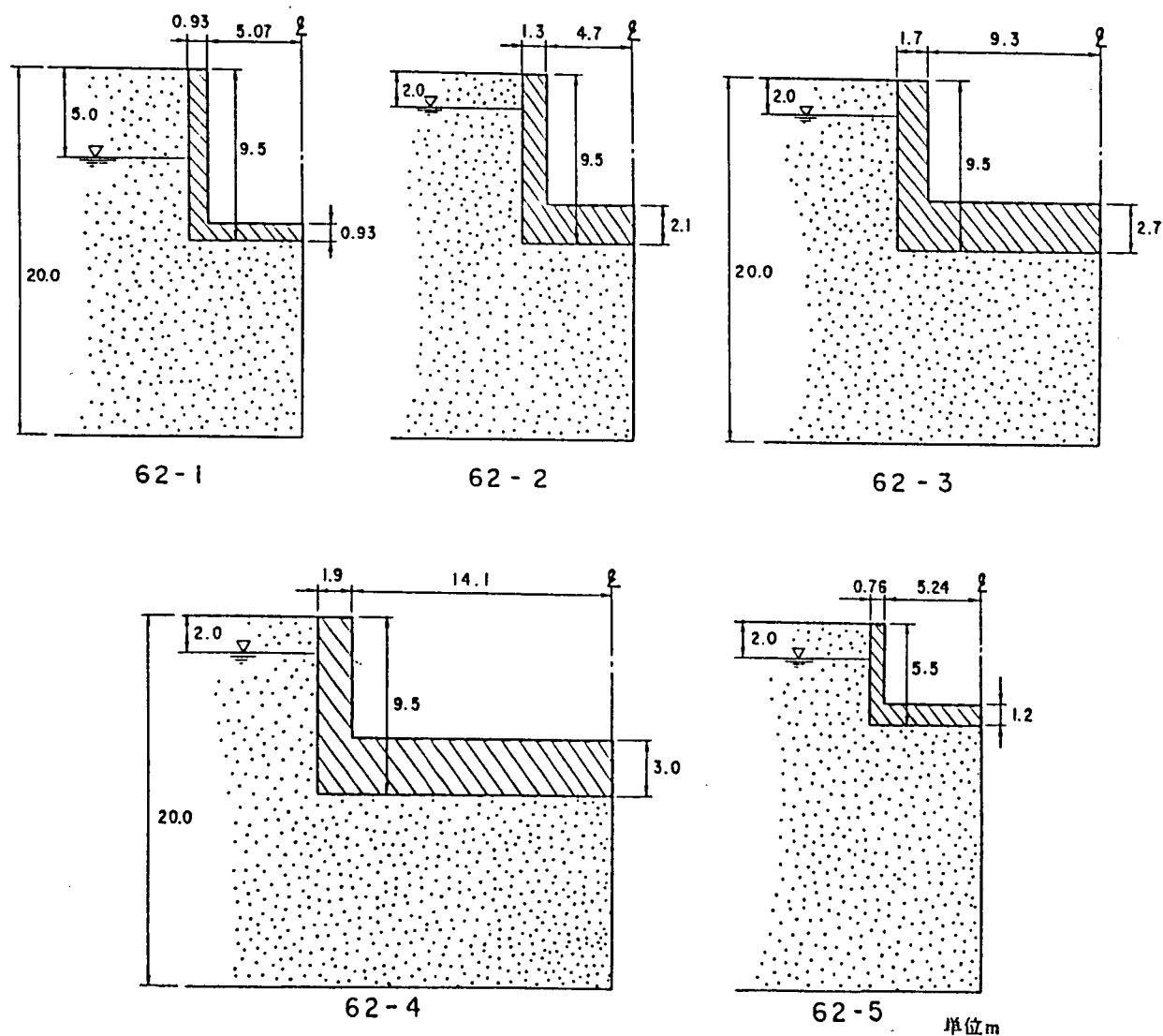
m_v : 体積圧縮係数

γ_w : 水の単位体積重量

3.5.3 道路幅、側壁高等の影響に関する検討

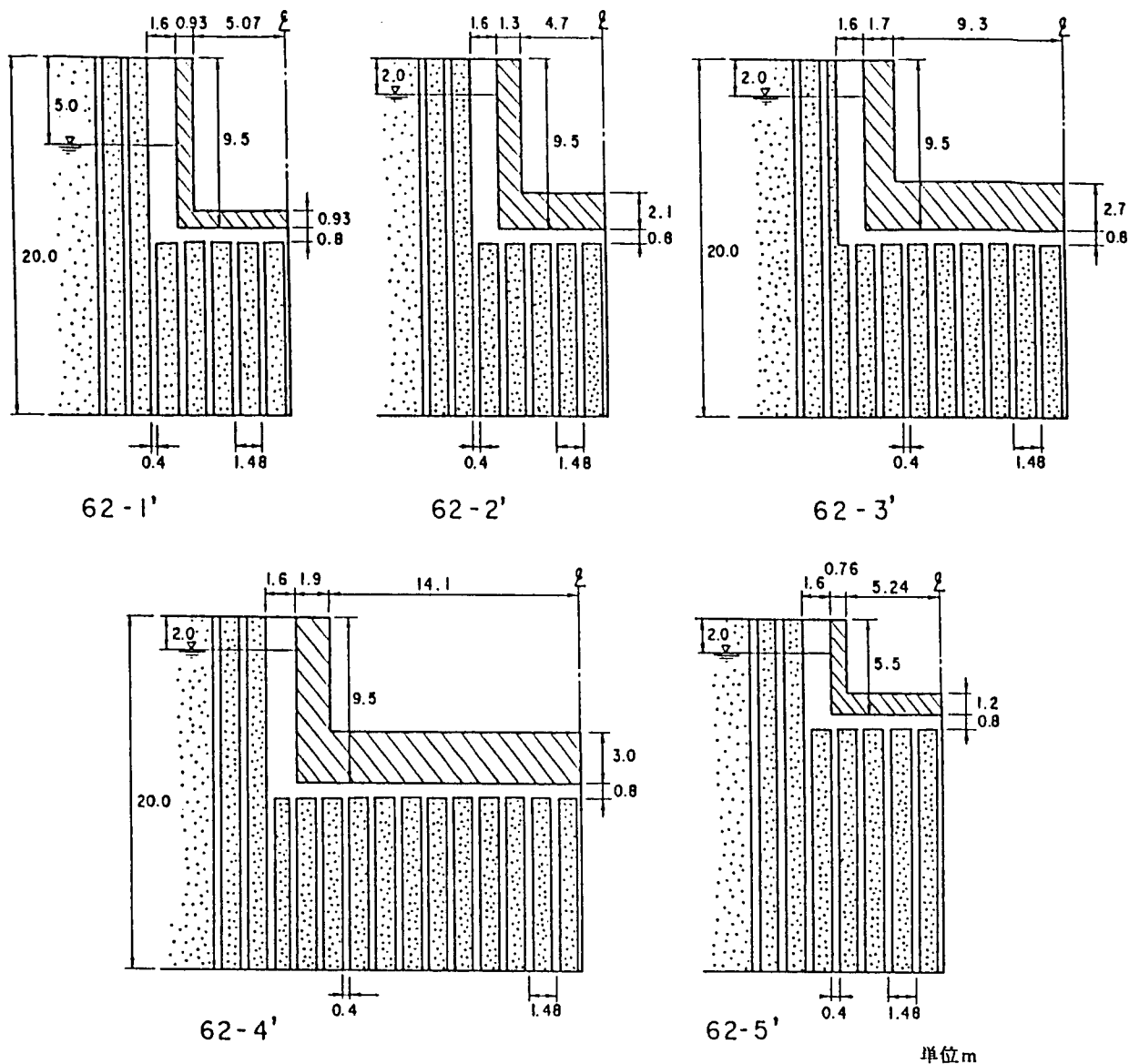
(1) 解析条件

解析モデルを図3.5.2に示す。モデル名にダッシュの付いたものは、同じモデル名の無対策地盤に対して、グラベルドレーンを設置したものである。



(1) ドレーンなし

図3.5.2(1) 解析モデル



(2) ドレーンあり

図3.5.2(2) 解析モデル

解析モデルの条件を表3.5.1に示す。地下水位 $W.L.$ は2mを標準とした。また、掘割道路の見かけの比重 W/U_s が1.2となるように、掘割道路の床板と側壁の厚さ t_b , t_s を決めた。62-1と62-2の比較によって地下水位の影響を、62-2~62-4の比較によって掘割道路幅の影響を、62-2と62-5の比較によって側壁高の影響を調べることを目的としている。

加振条件は、2 Hz の正弦波 15 波を、基盤水平方向に入力した。基盤加速度は 70 gal とした。

計算に用いた材料定数を、表3.5.2に、ジョイント要素の材料定数を表3.5.3に示す。

地盤の液状化強度として側方地盤部の深度 10 m の位置で N 値が 10 となる均質地盤を想定し、これから砂の相対密度と弾性係数を算出して、Seed の間隙水圧発生モデルのパラメータ A , B と体積圧縮係数 m_v を表3.5.4のように求めた。

表3.5.1 解析モデルの条件

注) モデル	地下水位 W.L. (m)	掘割道路の大きさ				掘割道路 重量 W (tf/m)	静水圧に よる浮力 Us (tf/m)	W/Us
		B (m)	H (m)	tb (m)	ts (m)			
62-1 62-1'	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	54	1.20
62-2 62-2'	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	90	1.19
62-3 62-3'	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	165	1.20
62-4 62-4'	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	240	1.21
62-5 62-5'	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	42	1.20

注) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありは
ドレーンありを意味する。

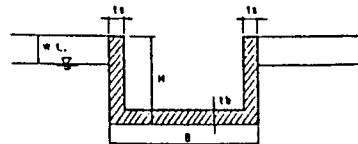


表3.5.2 材料定数の標準値

材 料		砂	砕 石	コンクリート
物 性	静的解析時の第1ステップ目の 初期せん断弾性係数 G_i (tf/m ²)	5800	5800	1160000
	単位体積重量 γ_i (tf/m ³)	1.93	1.90	2.40
粘 着 力 C (tf/m ²)		0.0	0.0	450.0
内部摩擦角 ϕ (度)		36.6	45.0	0.0
静止土圧係数 K_0		0.5	0.5	0.5
ポアソン比 ν	静的 ν_i	0.33	0.33	0.167
	動的 ν_d	0.49	0.49	0.167
$G_0 = K \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)^n$ を定める定数	K	2200	5200	1160000
	n	0.5	0.5	0.0
Hardin-Drnevich モデル定数 α		1.0	1.0	0.0
透水係数 k (cm/sec)	鉛直 k_v	1×10^{-2}	10.0	1×10^{-8}
	水平 k_h	1×10^{-2}	10.0	1×10^{-8}
体積圧縮係数 m_v (m ³ /tf)		本文参照	本文参照	1×10^{-8}

表3.5.3 ジョイント要素の材料定数

材料定数 \ ジョイントの位置	掘割道路と地盤の間
接線剛性係数 k_s (tf/m)	960
垂直剛性係数 k_n (tf/m)	1.0×10^6
粘着力 C (tf/m)	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	45.0
残留接線剛性係数 k_{sr} (tf/m)	0.0
引張強度 σ_{tf} (tf/m)	0.0
動的時の接線剛性係数 k_{sd} (tf/m)	1.0×10^6
動的時の垂直剛性係数 k_{nd} (tf/m)	1.0×10^6

表3.5.4 液状化強度定数と体積圧縮係数

モデル	N 値	相対密度 Dr (%)	$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}\right)_{20}$	液状化強度定数		体積圧縮係数 m_v (cm ³ /kgf)
				A	B	
62-1 62-1'	10	54.5	0.266	-0.123	-0.415	0.010
62-2 62-2'	10	57.0	0.276	-0.123	-0.399	0.010
62-3 62-3'	10	56.9	0.276	-0.123	-0.399	0.010
62-4 62-4'	10	56.8	0.275	-0.123	-0.401	0.010
62-5 62-5'	10	54.1	0.264	-0.123	-0.418	0.010

動的応答解析に用いた Rayleigh 減衰の定数 α_1 については、固有値解析結果から得た 1 次固有周期 T_1 を用いて次式により求めた。表 3.5.5 に、 T_1 と α_1 を示す。

$$\alpha_1 = \frac{h_1 T_1}{\pi} \quad (h_1; 1 \text{ 次モードに対応する粘性減衰, } h_1=4\%) \quad \dots\dots\dots (3.5.3)$$

表3.5.5 1次固有周期と減衰定数

モデル	T_1 (sec)	α_1
62-1	0.3957	0.0050
62-1'	0.3879	0.0049
62-2	0.4129	0.0053
62-2'	0.4037	0.0051
62-3	0.4089	0.00521
62-3'	0.3966	0.0050
62-4	0.4049	0.0052
62-4'	0.3910	0.0053
62-5	0.4193	0.0053
62-5'	0.4107	0.0052

(2) 過剰間隙水圧時刻歴

図 3.5.3 に、過剰間隙水圧時刻歴を出力した掘割道路の底面直下の要素を示す。また、それらの要素の過剰間隙水圧時刻歴を図 3.5.4 に示す。図中には、過剰間隙水圧比の最大値 $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ も合わせて示した。

各モデルでグラベルドレーンのない場合とある場合を比較すると、グラベルドレーンによる加振終了後の過剰間隙水圧の消散効果、および加振中の過剰間隙水圧の抑制効果が現われていることがわかる。

地下水位の影響については、グラベルドレーンのない 62-1 と 62-2 を比較すると水平地盤部に近い要素（要素番号 106）の過剰間隙水圧の発生速度が、地下水位の浅い 62-2 の方で速くなっており、グラベルドレーンのある場合についても、地下水位の浅い 62-2' の方が水平地盤に近い要素の $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ が大きくなっている。これは、地下水位が浅くなると、水平地盤上の地下水位より上部の上載圧の効果が小さくなり、結果的に動的せん断応力比が大きくなるためと考えられる。また、掘割道路の中心線に近い要素（要素番号 90）でみると、グラベルドレーンのない場合もある場合も、地下水位の浅い 62-1, 62-1' の方が $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ が大きくなっており、水平地盤部に近い要素とは逆の傾向を示している。水平地盤部での動的せん断応力比の違いの影響が、掘割の中心線付近までは現われていないが、この原因については現在のところ不明である。

掘割道路幅の影響については、グラベルドレーンのない場合で 62-2~62-4 を比較すると、水平地盤側の要素での $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ は余り差はないが、中心線側の要素の $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ は幅が広くなるほど大きくなっている。しかし、 $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ の値は、中心線側の要素では、幅が広くなるほどに逆に小さくなっている。グラベルドレーンのある場合は、水平地盤側の要素も中心線側の要素とともに、幅が 12 m の 62-2' よりも幅が 22 m の 62-3', 32 m の 62-4' のほうが $u_{\max}/\sigma'_{v0}$, $u_{\max}$ とも大きくなっている。

側壁高の影響についてグラベルドレーンのない場合の 62-2 と 62-5 を比較すると、最も水平地盤側の要

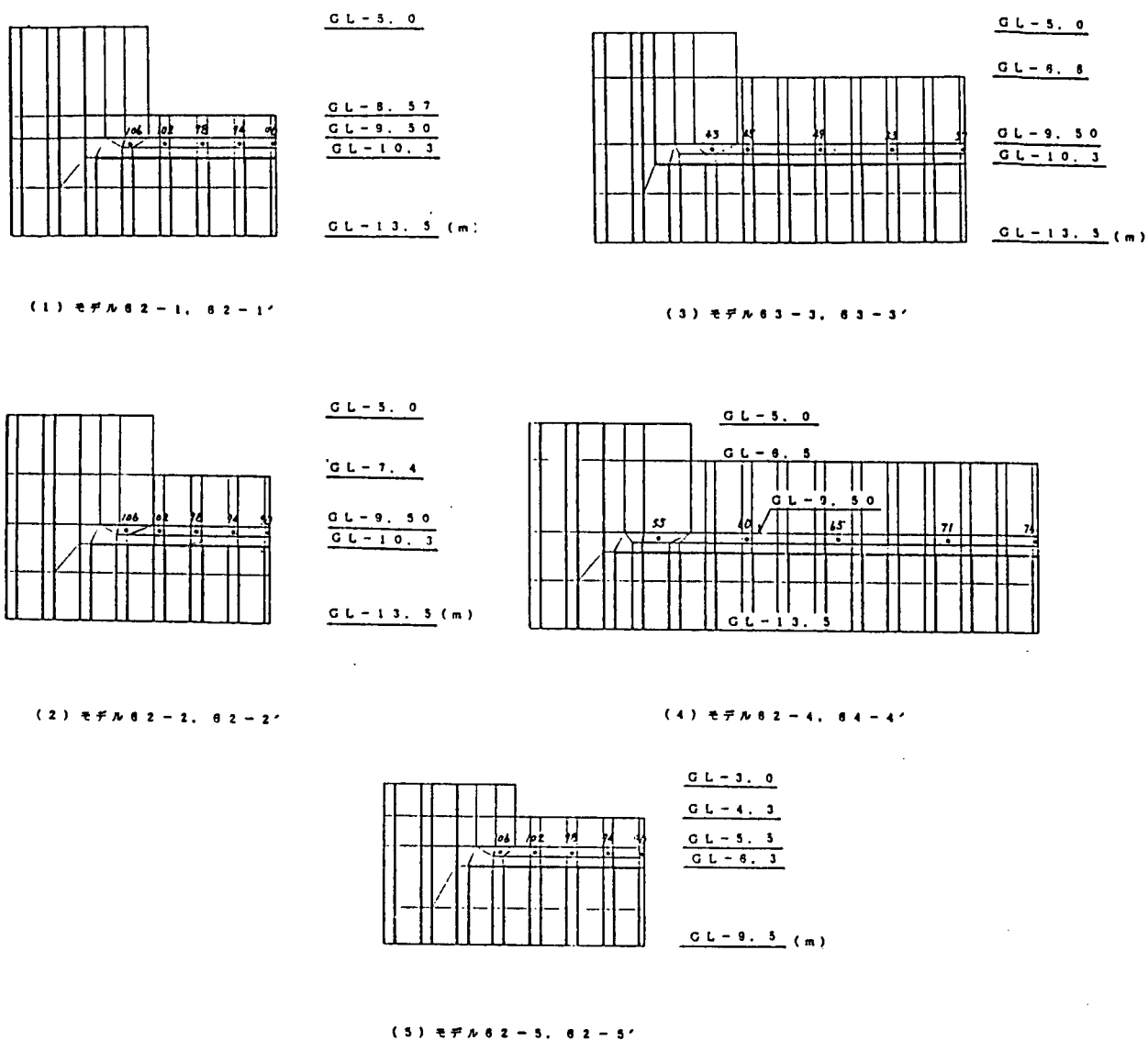


図3.5.3 過剰間隙水圧時刻歴を出力した要素番号

【凡例】

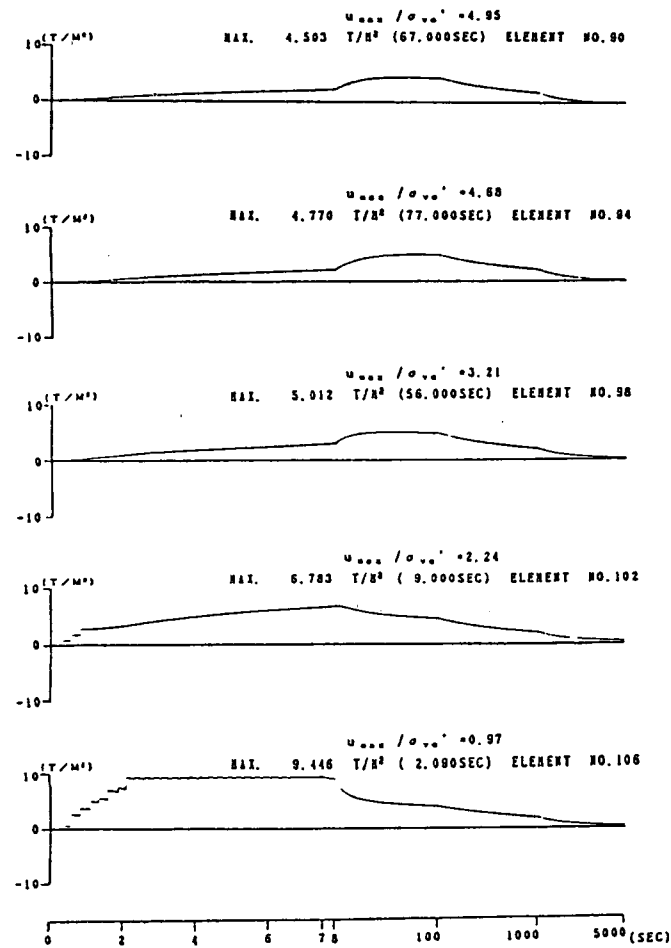
MAX. 0.445 T/M² (6.400 SEC) ELEMENT NO.31

→ 最大値 (tf/m²)

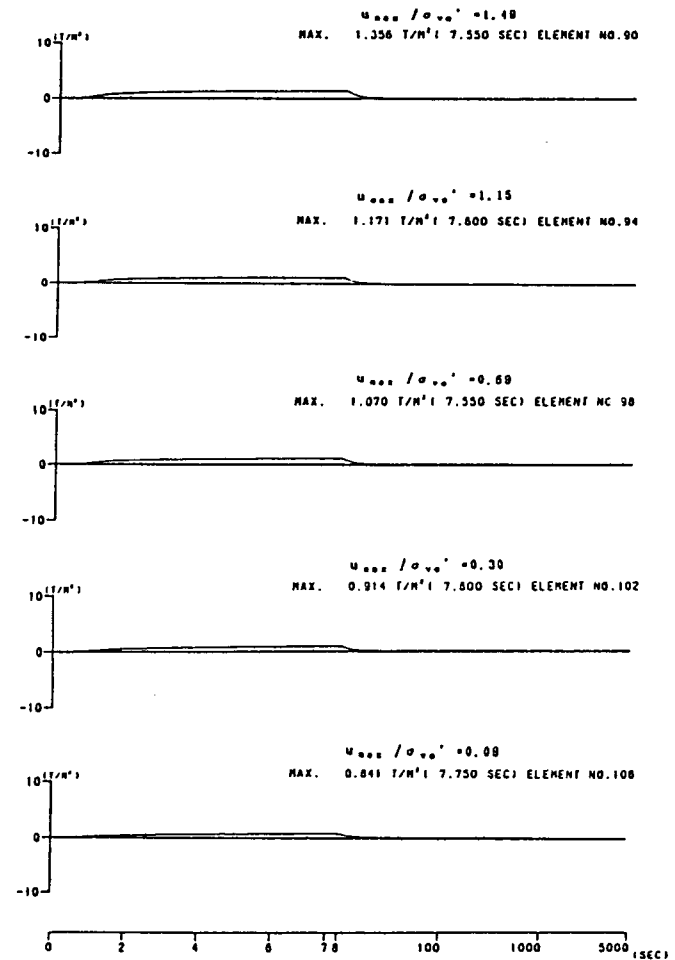
→ 最大値の生じる時刻

→ 要素番号

図3.5.4の凡例

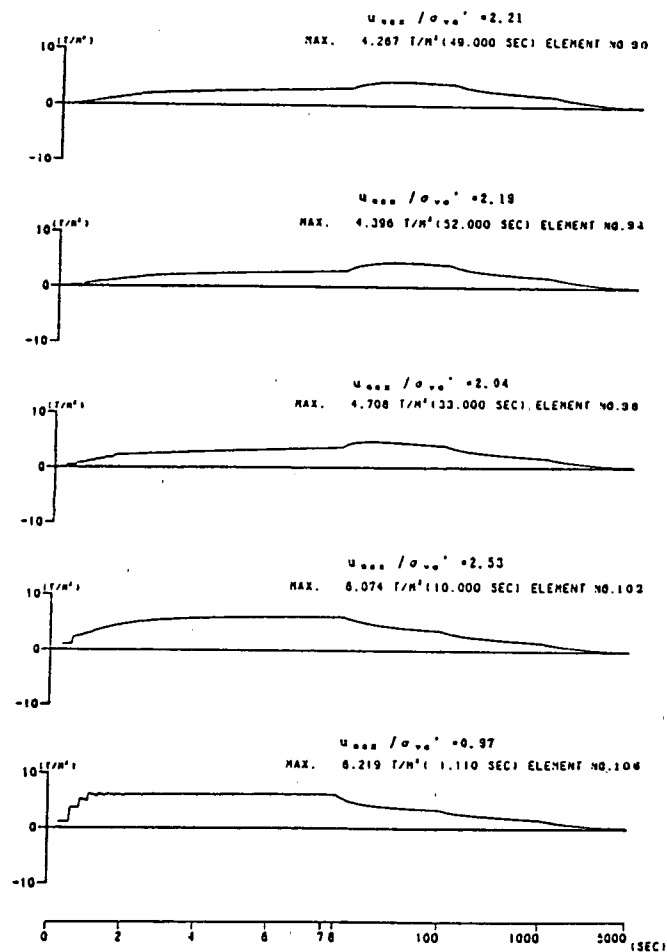


(1) モデル 82-1

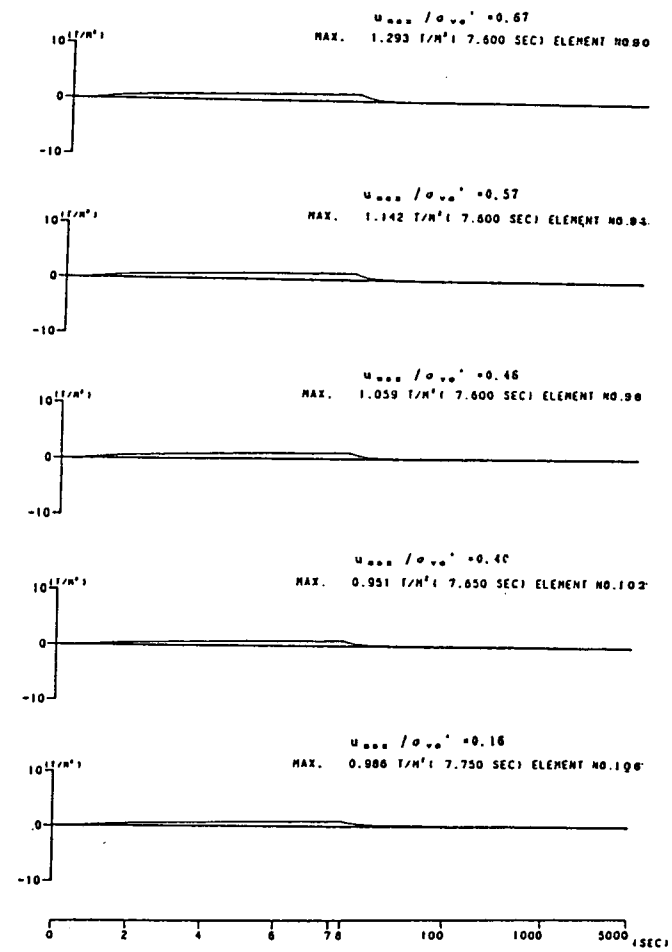


(2) モデル 82-1'

図3.5.4(1)(2) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

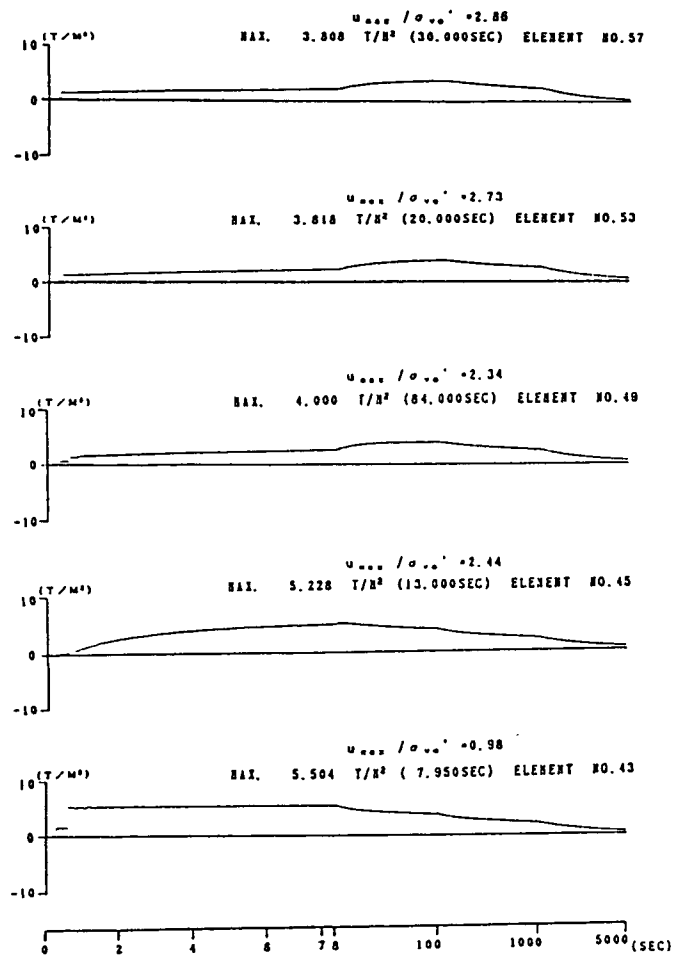


(3) モデル 62-2

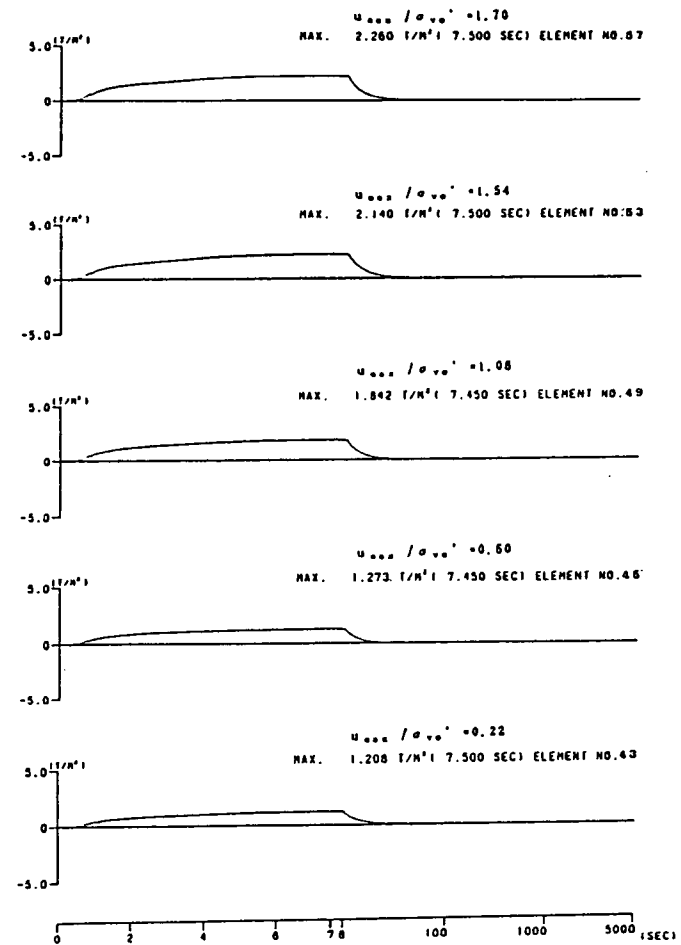


(4) モデル 62-2'

図3.5.4(3)(4) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

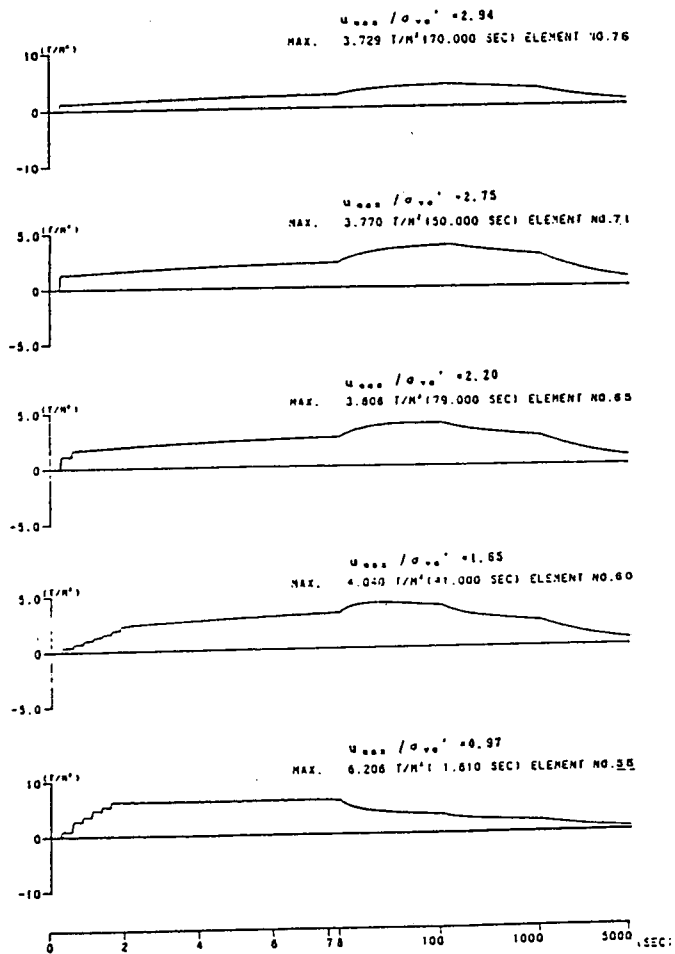


(5) モデル 62-3

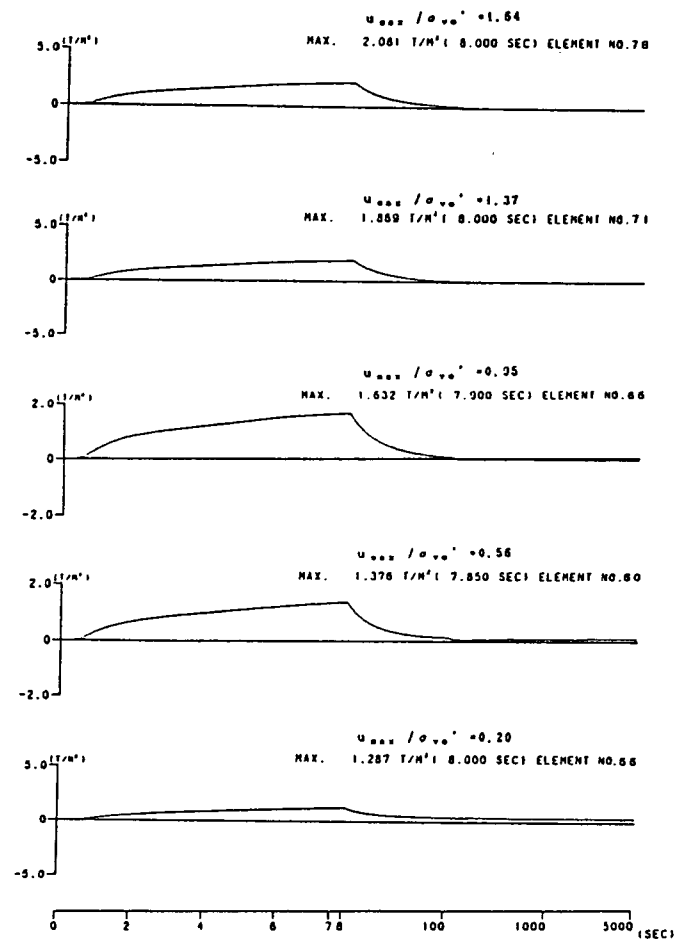


(6) モデル 62-3'

図3.5.4(5)(6) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

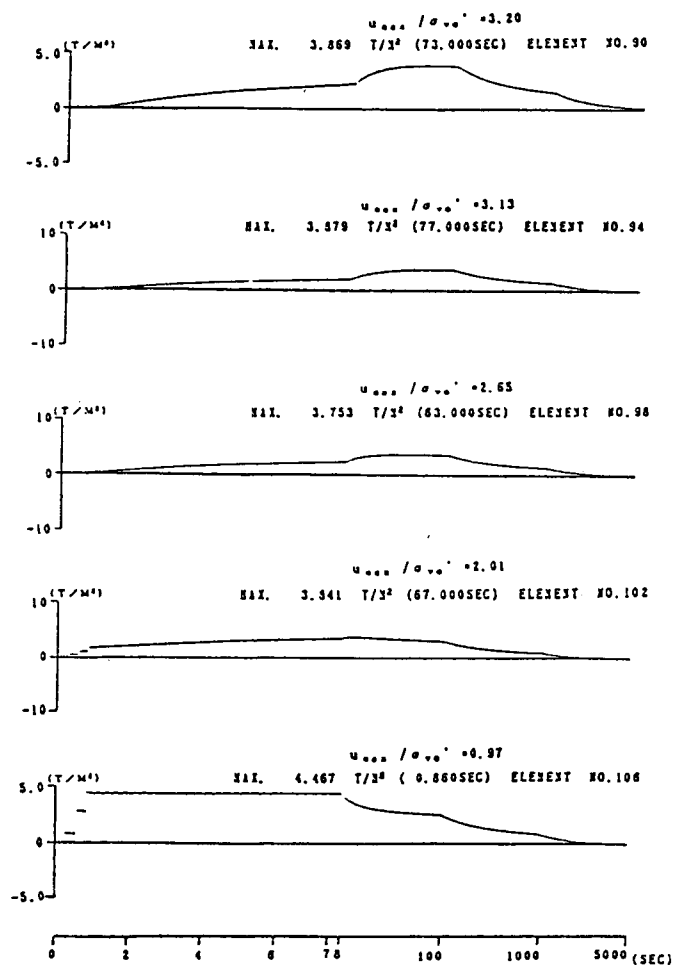


(7) モデル 62-4

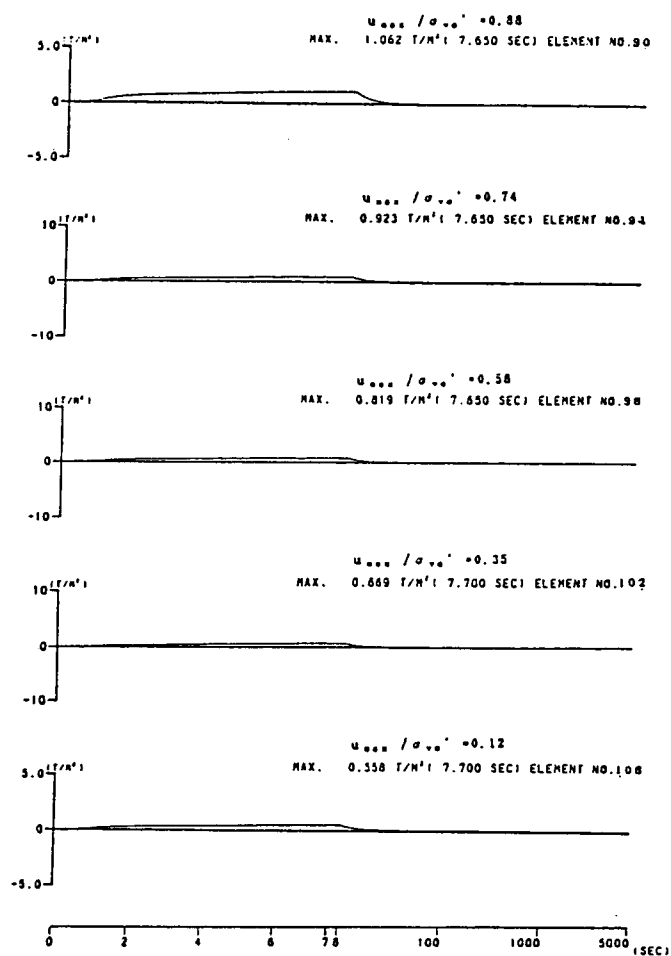


(8) モデル 62-4'

図3.5.4(7)(8) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)



(9) モデル 62-5



(10) モデル 82-5'

図3.5.4(9)(10) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

素の $U_{\max}/\sigma'_{v0}$ は余り変らないが、中心線側の要素の $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ は側壁高の小さい 62-5 の方が大きい。また、それと同様の傾向がグラベルドレーンがある場合の 62-2' と 62-5' についても認められる。次に、側壁高が同じで地下水位の異なるケース、62-1 と 62-2 を比較すると、62-1 の方が中心線側の要素で $u_{\max}/\sigma'_{v0}$ の値が大きくなっていることがわかる。以上より、地下水位一定で側壁高を小さくすることと、側壁高一定で地下水位を深くすることは、同様の影響が現われるものと考えられる。

(3) 浮上り安全率

各モデルの浮上り安全率 F_u の算定結果を表 3.5.6 に示す。 F_u の算定の方法としては、以下のように考えた。

- ① グラベルドレーンのない場合は、加振終了時 ($N_{eq}=15$, $t_d=7.5\text{sec}$) の F_u を計算する。
- ② グラベルドレーンのある場合は、まず、各地盤要素の最大値を用いて過剰間隙水圧による揚圧力 U_d を計算する。浸透水力に起因する力 F については、 $F=0$ とする。

F_u の算定式としては、次式を用いている。

$$F_u = (W + Q) / (U_s + U_d + F) \quad \dots\dots\dots (3.5.4)$$

ここに、 W ：掘割道路の自重

Q ：掘割道路と地盤の摩擦力

U_s ：静水圧による浮力

U_d ：加振時の過剰間隙水圧による揚圧力

F ：浸透水力による揚圧力

なお、①の場合は、掘割道路幅が広くなると必ずしも加振終了時に F_u が最小値をとらないことに注意する必要がある。

地下水位と F_u の関係を図 3.5.5 に示す。以下の図において用いる記号を表 3.5.7 に示す。図 3.5.5 によれば、グラベルドレーンのない場合は地下水位の影響が小さくグラベルドレーンのある場合は地下水位の浅い方が F_u が小さくなっている。この原因としては、以下の様に考えている。浮上り安全率の定義式 (3.5.4) より、 $\alpha = W/U_s$ と置けば、 $F_u = (\alpha + Q/U_s) / \{1 + (U_d + F)/U_s\}$ が得られるが、いま、すべてのケースで α は一定であるから、地下水位が深くなった場合は、 U_s が小さくなり Q が増加するため Q/U_s と $(N_0 + F)/U_s$ とともに大きくなる傾向がある。しかしながら、 $U_d + F$ が小さい場合には、 Q/U_s の F_u への影響が大きく、逆に $U_d + F$ が大きい場合には、 Q/U_s の F_u への影響が小さくなると考えられる。したがって、地下水位が深くなった時の F_u の傾向は $U_d + F$ の発生量の大きさによって異なり、 $U_d + F$ が小さい場合には、 F_u が大きくなり、 $U_d + F$ が大きい場合には、 F_u が小さくなる傾向がある。以上より、グラベルドレーンのある場合には、 $U_d + F$ が小さかったため、地下水位の深い 62-1' で F_u が大きくなり、グラベルドレーンのない場合は、 $U_d + F$ がかなり大きい値を示したため、地下水位の深い 62-1 で F_u が若干小さくなったものと考えている。

掘割道路幅と F_u の関係を図 3.5.6 に示す。グラベルドレーンのない場合は、幅が大きくなるほど F_u が大きくなる。これは、前項で述べた幅が大きくなるほど掘割中心線側の要素の $U_{\max}$ が小さくなる傾向を反映したものであるが、この原因としては、幅の小さい方が過剰間隙水圧がまわり込みやすいという点を挙げるこ

表3.5.6 浮上り安全率算定結果一覧

注1) モデル	地下水位 $W.L.$ (m)	掘割道路の大きさ				W (tf/m)	Q (tf/m)	U_s (tf/m)	W/U_s	N_{eq} (回)	注2) F	注2) U_d	注2) U_d+F	注2) U_s+U_d+F	注2) 浮上り 安全率 F_u
		B (m)	H (m)	t_b (m)	t_s (m)						(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	
62-1	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	17.92	54	1.20	15	10.63	46.72	57.35	111.35	0.745
62-1'	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	"	54	1.20		0	10.87	10.87	64.87	1.278
62-2	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	2.87	90	1.19	15	3.61	47.92	51.53	141.53	0.774
62-2'	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	"	90	1.19		0	11.23	11.23	101.23	1.082
62-3	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	"	165	1.20	15	3.13	67.78	70.91	235.91	0.851
62-3'	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	"	165	1.20		0	39.45	39.45	204.45	0.982
62-4	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	"	240	1.21	15	0	98.42	98.42	338.42	0.865
62-4'	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	"	240	1.21		0	50.38	50.38	290.38	1.008
62-5	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	"	42	1.20	15	0.99	32.64	33.63	75.63	0.702
62-5'	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	"	42	1.20		0	8.43	8.43	50.43	1.052

注1) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありはドレーンありを意味する。

注2) ドレーンありの場合は各要素の過剰間隙水圧の最大値（同時刻とは限らない）について計算した。

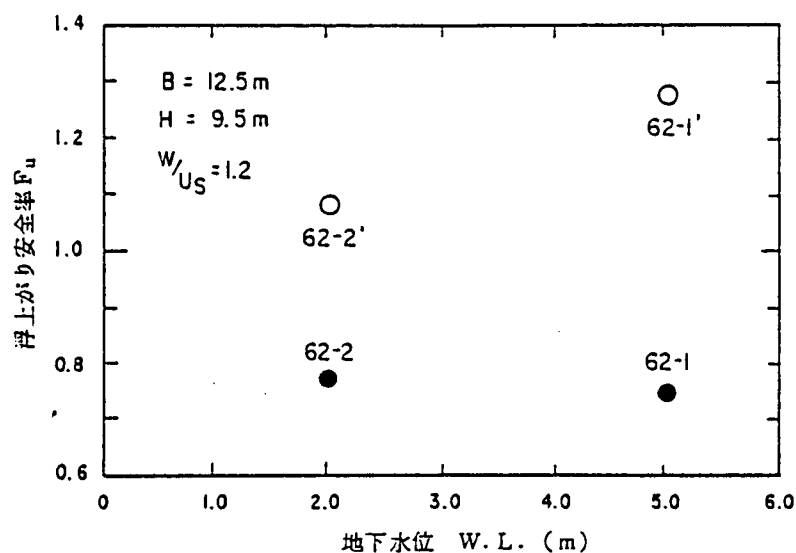


図3.5.5 地下水位と浮上がり安全率の関係

表3.5.7 図中の記号の意味 (図3.5.5～図3.5.10)

掘割道路幅 $B = 12m$		掘割道路の見かけの比重 W/U_s		
のときの記号		1.2	1.4	1.6
浮上がり	ドレーンあり	○ *	△	□
安全率 F_u	ドレーンなし	●	▲	■
低減係数 α		◐	◑	◒
安全率比 β		◑	◒	◓

※ $B = 22m$ のとき: ◐, 以下同様

$B = 32m$ のとき: ◑, 以下同様

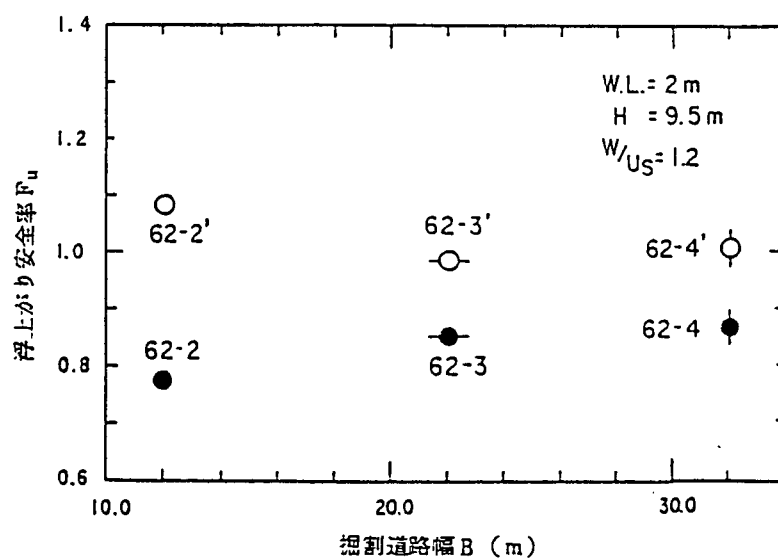


図3.5.6 掘割道路幅と浮上がり安全率の関係

とができる。一方、グラベルドレーンのある場合は、幅が大きいほど F_u が小さくなっており、これは、前項で述べた幅が大きくなるほど掘割底面での過剰間隙水圧が大きくなる傾向を反映している。この原因は、掘割道路幅が大きくなったことによる排水距離の増大によるものと考えている。

側壁高と F_u の関係を図 3.5.7 に示す。グラベルドレーンのない場合をある場合ともに、側壁高の大きい方が F_u が大きくなっている。同一地下水位で側壁高が大きいことと同一側壁高で地下水位が浅いことは、同様の傾向を示すと考えられるが、図 3.5.5 と図 3.5.7 を比較するとグラベルドレーンのある場合で逆の傾向が現われている。これは、前述のごとく図 3.5.5 では $U_d + F$ に対する Q の影響が支配的であったのに対し、62-5' の場合には $U_d + F$ に対する Q の影響が小さかったことが一つの原因と考えられる。

(4) 低減係数と安全率比

低減係数 α および安全率比 β を次式で定義する。

$$\alpha \equiv \frac{(U_d + F)_1}{(U_d + F)_0} \dots\dots\dots (3.5.5)$$

ここに、 $(U_d + F)_0$: グラベルドレーンがない場合の過剰間隙水圧による揚力と浸透水力に起因する力の和

$(U_d + F)_1$: 同一の解析条件でグラベルドレーンがある場合の過剰間隙水圧による揚力と浸透水力に起因する力の和

$$\beta \equiv \frac{F_{u1}}{F_{u0}} = \frac{U_s + (U_d + F)_0}{U_s + (U_d + F)_1} \dots\dots\dots (3.5.6)$$

ここに、 F_{u0} : グラベルドレーンがない場合の浮上り安全率

F_{u1} : グラベルドレーンがある場合の浮上り安全率

α は、地震時に地盤内で発生する過剰間隙水圧によって、新たに掘割道路の底面に作用する上向きの力が、グラベルドレーンを設置した時にどの程度低減されるかを示す指標である。一方、 β は、地震によって生じる動的な揚力に静的な浮力をも考慮した時の指標である。 α が小さいほど、また β が小さいほどグラベルドレーンの効果が大きくなる。

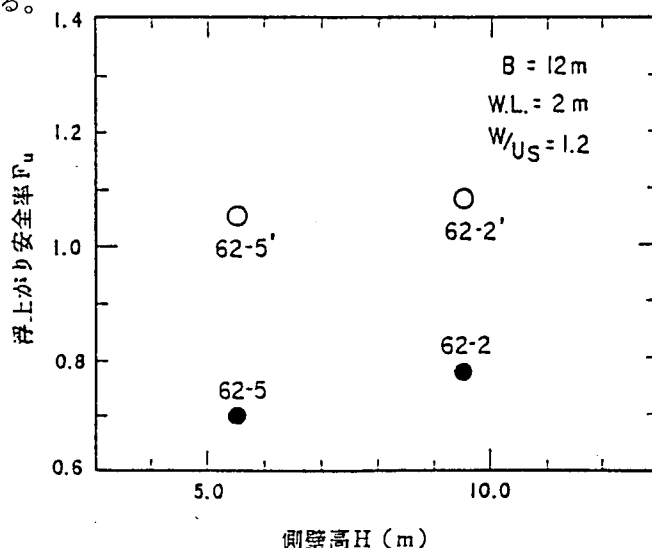


図3.5.7 側壁高と浮上り安全率の関係

表 3.5.8 に、低減係数 α と安全率比 β の算定結果を示す。 α および β と地下水位、掘割道路幅、側壁高との関係をそれぞれ図 3.5.8, 3.5.9, 3.5.10 に示す。地下水位の深い方、掘割道路幅の小さい方および側壁高の小さい方がグラベルドレーンの効果が相対的に大きくなっていることがわかる。

表3.5.8 低減係数と安全率比の算定結果一覧

碎石ドレーン のあるモデル	$(Ud+F)_1$ tf/m	Fu_1	碎石ドレーン のないモデル	$(Ud+F)_0$ tf/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
6 2 - 1'	64.87	1.278	6 2 - 1	111.35	0.745	0.583	1.715
6 2 - 2'	101.23	1.082	6 2 - 2	141.53	0.774	0.715	1.398
6 2 - 3'	204.45	0.982	6 2 - 3	235.91	0.851	0.867	1.154
6 2 - 4'	290.38	1.008	6 2 - 4	338.42	0.865	0.858	1.165
6 2 - 5'	50.43	1.052	6 2 - 5	75.63	0.702	0.667	1.499

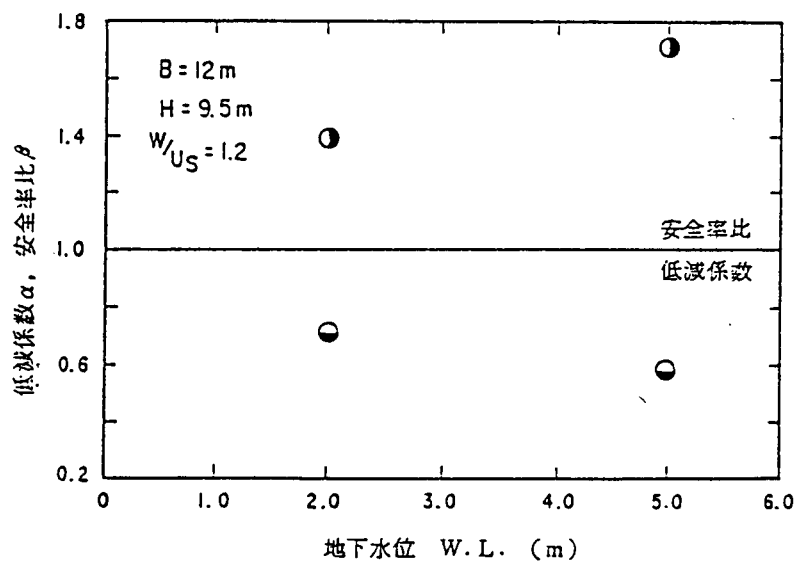


図3.5.8 地下水位と低減係数、安全率比の関係

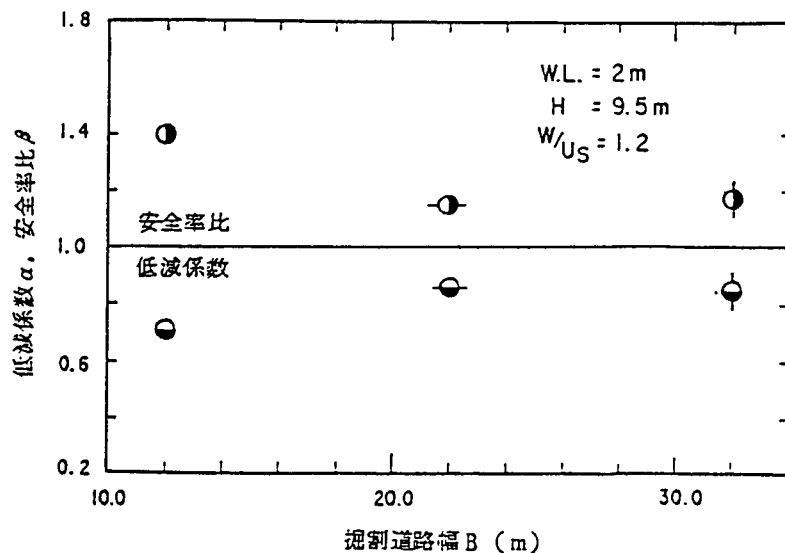


図3.5.9 掘割道路幅と低減係数、安全率比の関係

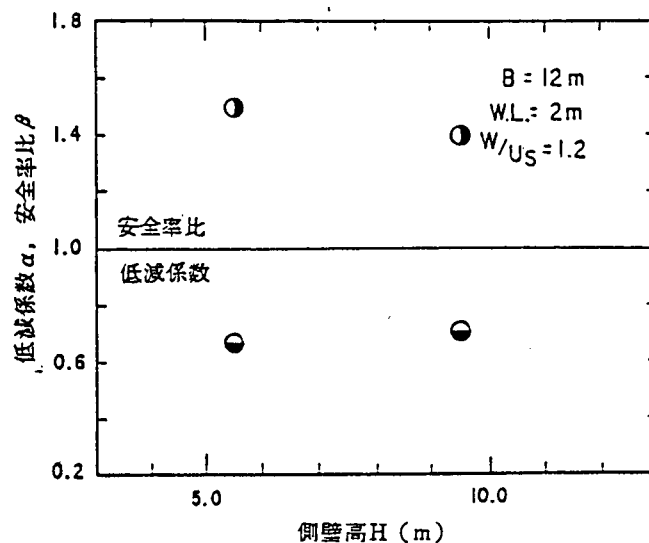


図3.5.10 側壁高と低減係数、安全率比の関係

(5) ま と め

掘割道路の大きさと地下水位の影響について、グラベルドレーンのない場合とある場合の検討を行い、以下の結果を得た。

- ① 地下水位の影響に関しては、地下水位が浅くなって上載圧が小さくなった影響として掘割道路底面の地盤の要素で過剰間隙水圧が発生しやすくなったが、掘割道路中心線側の要素では逆の傾向が現われた。このため、地下水位の違いによる動的な揚圧力は余り差がなく、結果的に地下水位の深い方が若干浮上り安全率が小さくなる傾向を示した。また、グラベルドレーンのある場合は、動的な揚圧力が小さいため、地下水位以上の地盤の摩擦抵抗が支配的となり、地下水位の浅い方が F_u が小さくなった。さらに、グラベルドレーンの効果は、地下水位の深い方が相対的に大きい。
- ② 掘割道路幅の影響に関しては、グラベルドレーンのない場合は掘割道路の直下の地盤で中心線側の要素の過剰間隙水圧が道路幅が大きいほど増大する。また、グラベルドレーンのある場合はその逆の傾向を示した。この結果、浮上り安全率が、グラベルドレーンのない場合で、幅の広いほど大きい値を示し、グラベルドレーンのある場合で、幅の広いほど小さい値を示した。さらに、グラベルドレーンの効果は掘割道路幅が小さい方が相対的に大きい。
- ③ 側壁高の影響については、側壁高を大きくした場合、相対的に側壁高を一定にした時に地下水位を浅くした場合と同様の影響が、過剰間隙水圧の発生量に現われる。グラベルドレーンのない場合は浮上り安全率も同様の関係にあるがグラベルドレーンのある場合は、地下水位より土の地盤の摩擦抵抗が小さくなり、地下水位を変えた結果とは一致せず、側壁高が大きい方が浮上り安全率が大きい。さらに、グラベルドレーンの効果は、側壁高が小さい方が大きくなる。

3.5.4 地震動および地盤条件の影響に関する検討

(1) 解析条件

解析モデルの条件を表 3.5.9 に示す。砂と碎石の透水係数と砂の液状化強度定数を変えて、グラベルドレーンのない場合とある場合のそれぞれについて各 11 モデルを設定した。掘割道路の大きさと地下水位およびグラベルドレーンの配置は、各モデルとも図 3.5.11 に示す通りの同一条件とした。各モデルの目的を表 3.5.10 に示す。

加振条件は、2 Hz の正弦波 15 波を基盤水平方向に入力した。基盤加速度は、63-1, 63-1' では 30 gal, 50 gal および 70 gal の 3 通りに変え、他のモデルでは 70 gal とした。

砂と碎石の透水係数と砂の液状化強度定数以外の材料定数は、表 3.5.2 の値を用いた。ジョイント要素の材料定数は、表 3.5.3 の値を用いた。砂の透水係数は、 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ (細砂相当), $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ (微細砂相当) および $1 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ (中砂相当) を用いた。また、碎石の透水係数は、 10cm/s (碎石 6 号相当) と 100cm/s の場合を考えた。砂の液状化強度定数は、 N 値を 5, 10 および 20 の 3 通りに設定して決めた。ここで、液状化強度曲線の傾き A の値を、それぞれの N 値に対して 2~3 通りに変えた。この A の値で -0.123 以外のは、豊浦砂の一斉試験⁶⁾で密度が高い場合と低い場合の結果を参考にして定めたものである。各モデルで用いた液状化強度曲線を、図 3.5.12 に示す。なお、 N 値が変化しても体積圧縮係数 m_v は変らないものとし、

表3.5.9 解析モデルの条件

注1) モデル	砂の 透水係数 (cm/s)	碎石の 透水係数 (cm/s)	N 値	液状化強度に関する定数		入 力 波	
				A	B	振幅 (gal)	周波数 (Hz)
63-1 1'	1×10^{-2}	10.0	10	-0.123	-0.415	30, 50, 70	2
63-2 2'	1×10^{-3}	10.0	10	-0.123	-0.415	70	2
63-3 3'	1×10^{-1}	10.0	10	-0.123	-0.415	70	2
63-4 4'	1×10^{-1}	100.0	10	-0.123	-0.415	70	2
63-5 5'	1×10^{-2}	100.0	10	-0.123	-0.415	70	2
63-6 6'	1×10^{-2}	10.0	10	-0.223	-0.284	70	2
63-7 7'	1×10^{-2}	10.0	10	-0.073	-0.480	70	2
63-8 8'	1×10^{-2}	10.0	5	-0.073	-0.598	70	2
63-9 9'	1×10^{-2}	10.0	5	-0.123	-0.532	70	2
63-10 10'	1×10^{-2}	10.0	20	-0.123	-0.282	70	2
63-11 11'	1×10^{-2}	10.0	20	-0.223	-0.152	70	2

注1) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありはドレーンありを意味する。

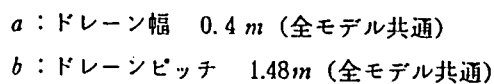


表3.5.10 解 析 目 的

モ デ ル	目 的
63 - 1	入力波の振幅の影響を調べる。
63 - 2 ~ 5	砂および碎石の透水係数の影響を調べる。
63 - 6 ~ 11	砂の液状化強度定数の影響を調べる。



全てのモデルで $m_v=0.010\text{cm}^2/\text{kgf}$ (N 値 10 相当) と一定にした。

Rayleigh 減衰の定数 α_1 は, 62-1 および 62-1' のモデルで求められた一次固有周期 T_1 を用いて, 式 (3.5.3) を用いて算定した。

(2) 過剰間隙水圧時刻歴

掘割道路の底面直下の図 3.5.13 に示す地盤要素の過剰間隙水圧の時刻歴を図 3.5.14 に示す。

63-1 および 63-1' について基盤加速度の影響をみると, それぞれ基盤加速度が大きくなるほど過剰間隙水圧の発生速度と最大値が大きくなっている。グラベルドレーンのない 63-1 では, 基盤加速度が 30 gal のときの過剰間隙水圧の最大値は, 70 gal のときの 2/3 以上となっているのに対し, グラベルドレーンのある 63-1' では 1/2 程度になっており, グラベルドレーンの効果が現われていることがわかる。

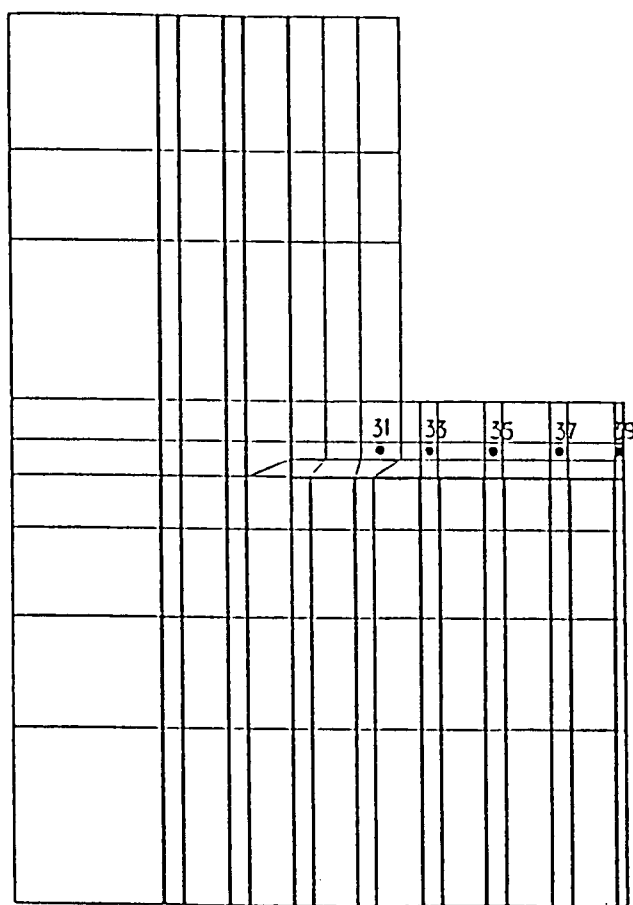


図3.5.13 過剰間隙水圧を出力した要素番号

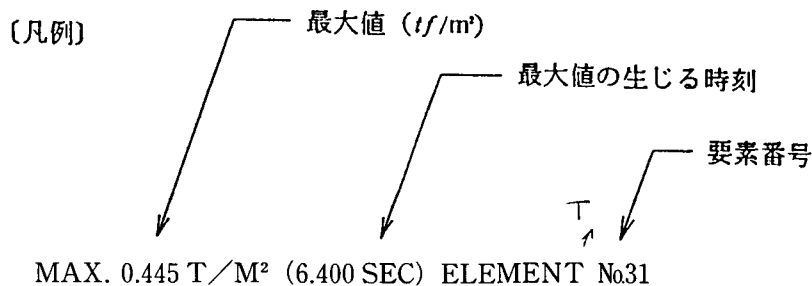
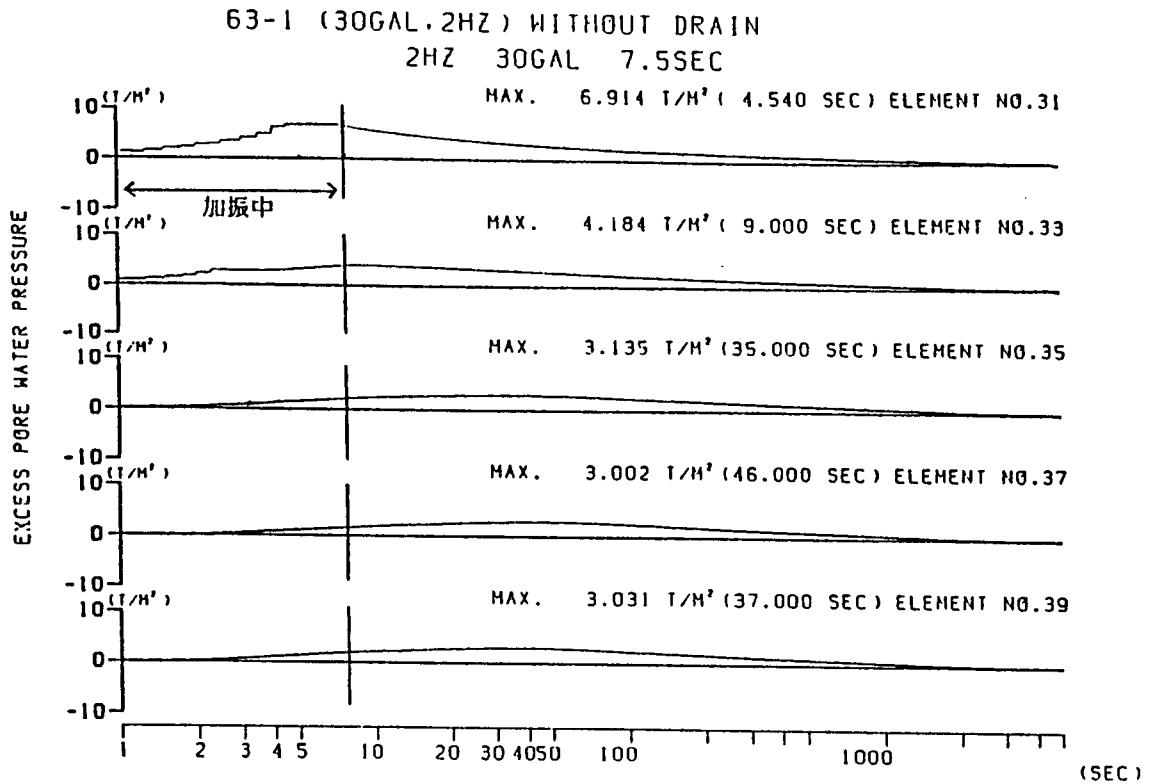
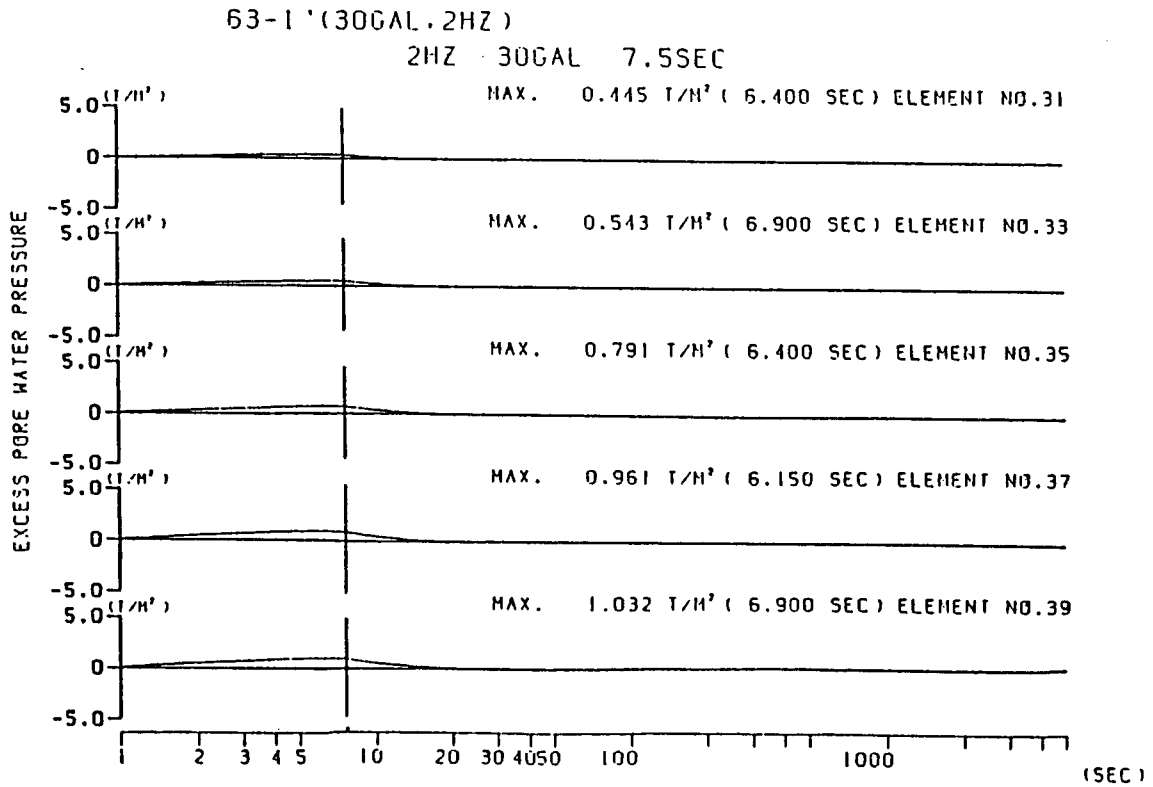


図3.5.14の凡例



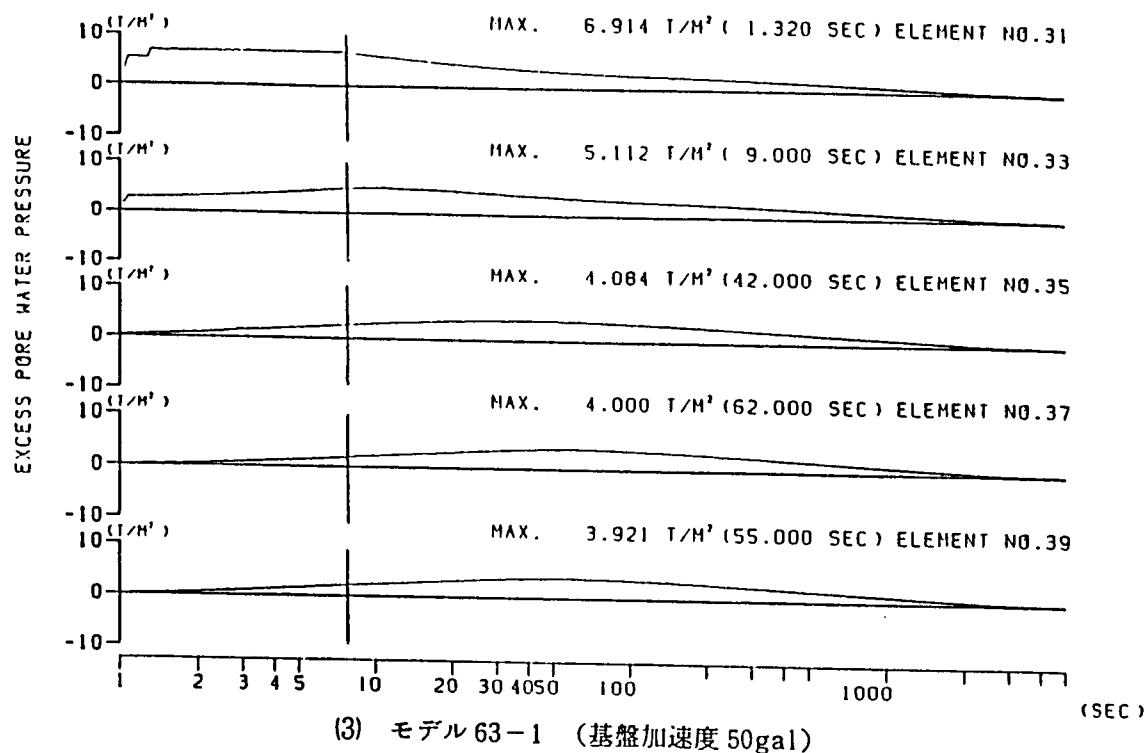
(1) モデル 63-1 (基盤加速度 30gal)



(2) モデル 63-1' (基盤加速度 30gal)

図3.5.14(1)(2) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-1 (50GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 50GAL 7.5SEC



63-1 (50GAL.2HZ)

2HZ 50GAL 7.5SEC

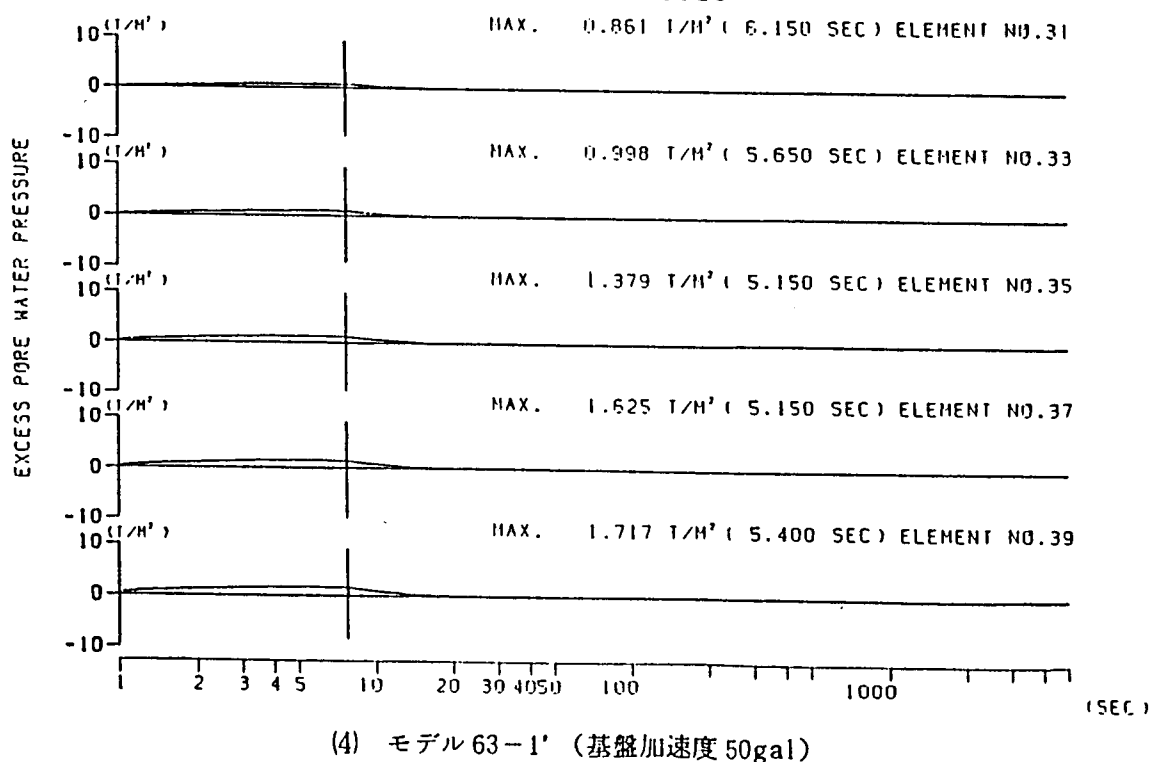
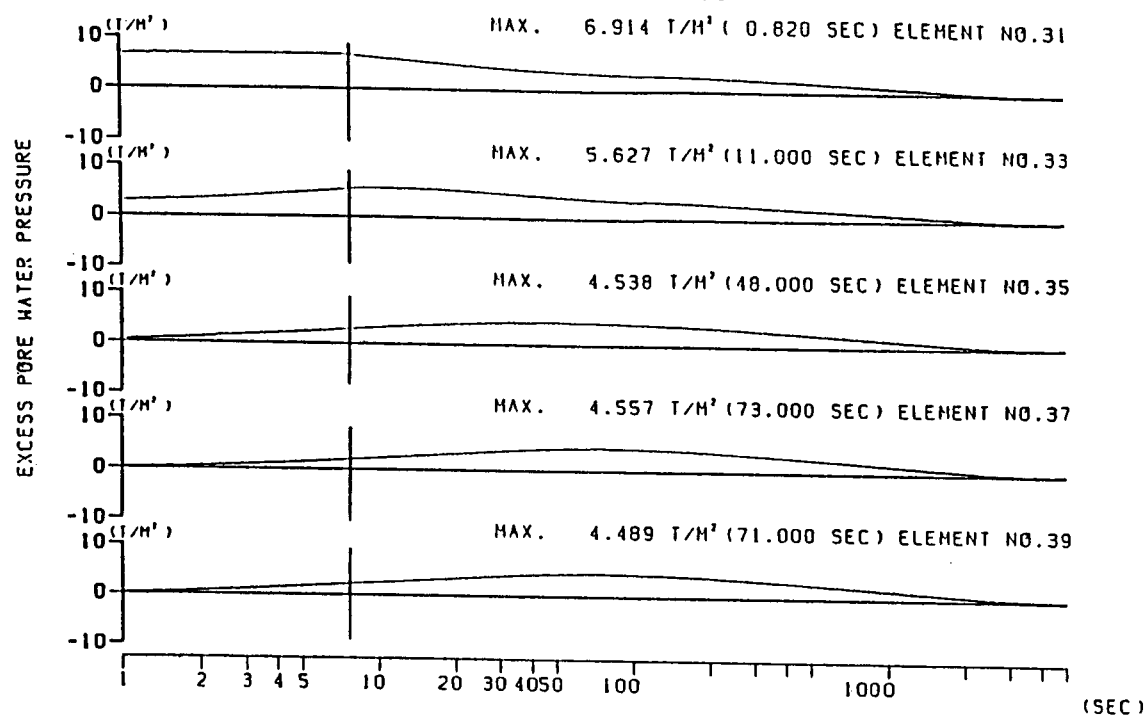


図3.5.14(3)(4) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-1 (70GAL. 2HZ) WITHOUT DRAIN

2HZ 70GAL 7.5SEC



63-1 (70GAL. 2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

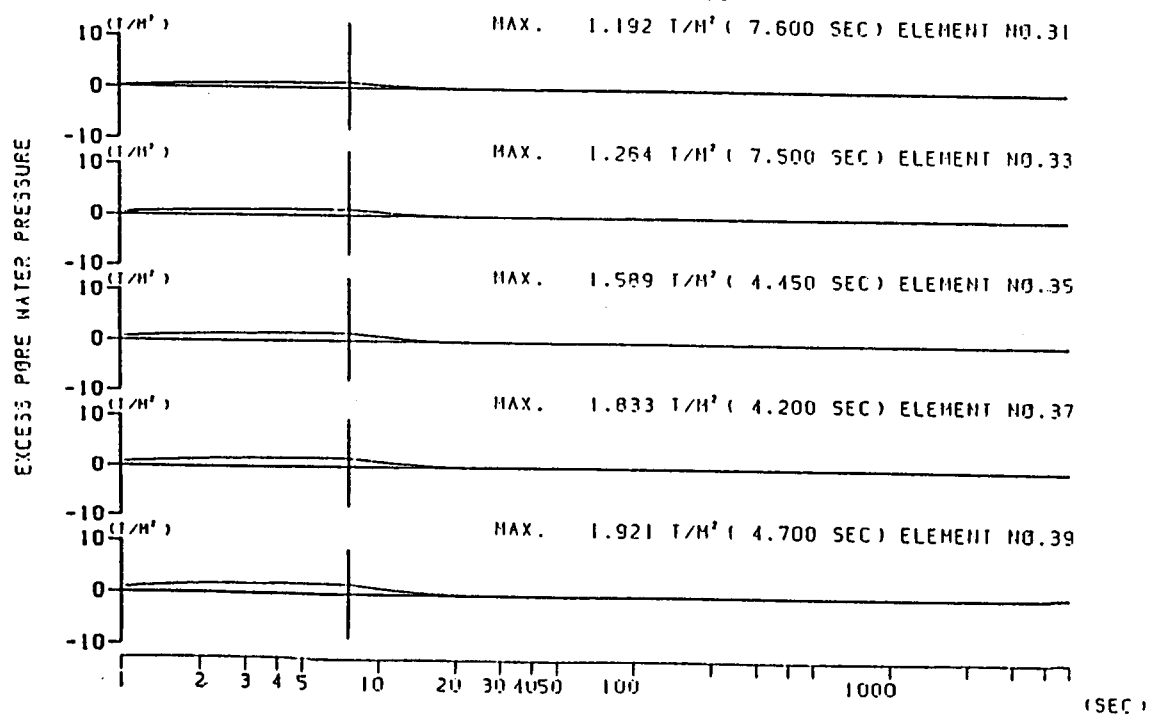
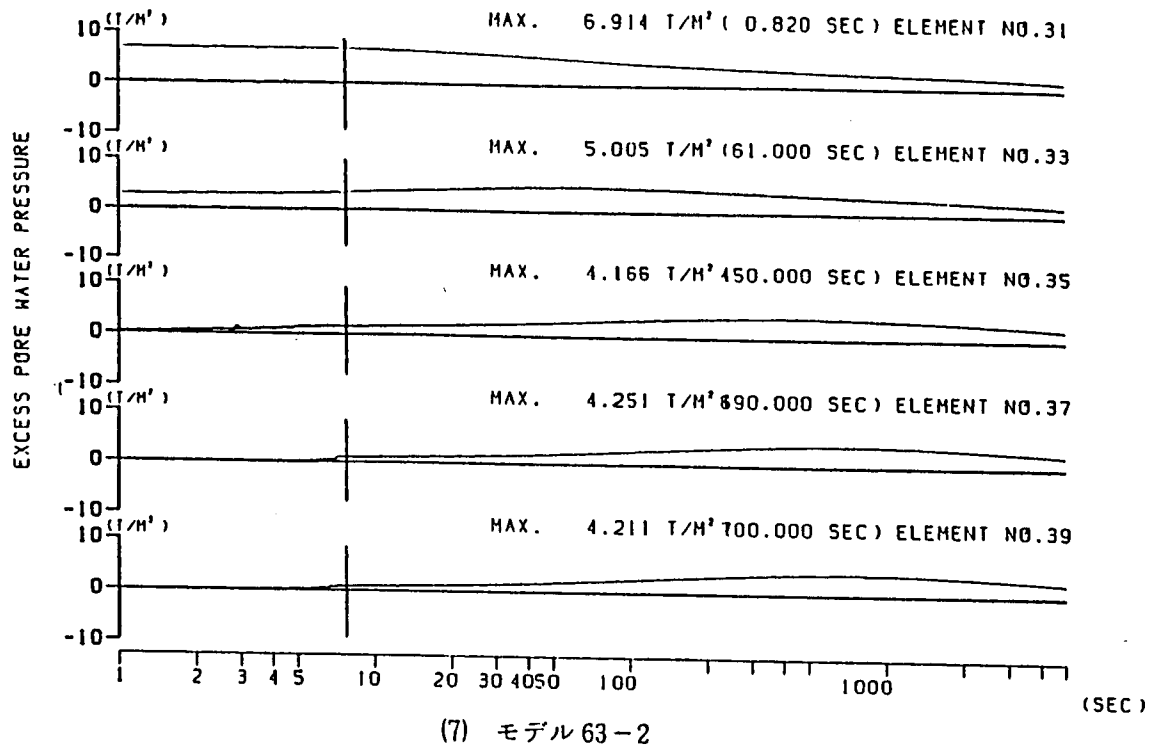


図3.5.14(5)(6) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-2 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-2' (70GAL.2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

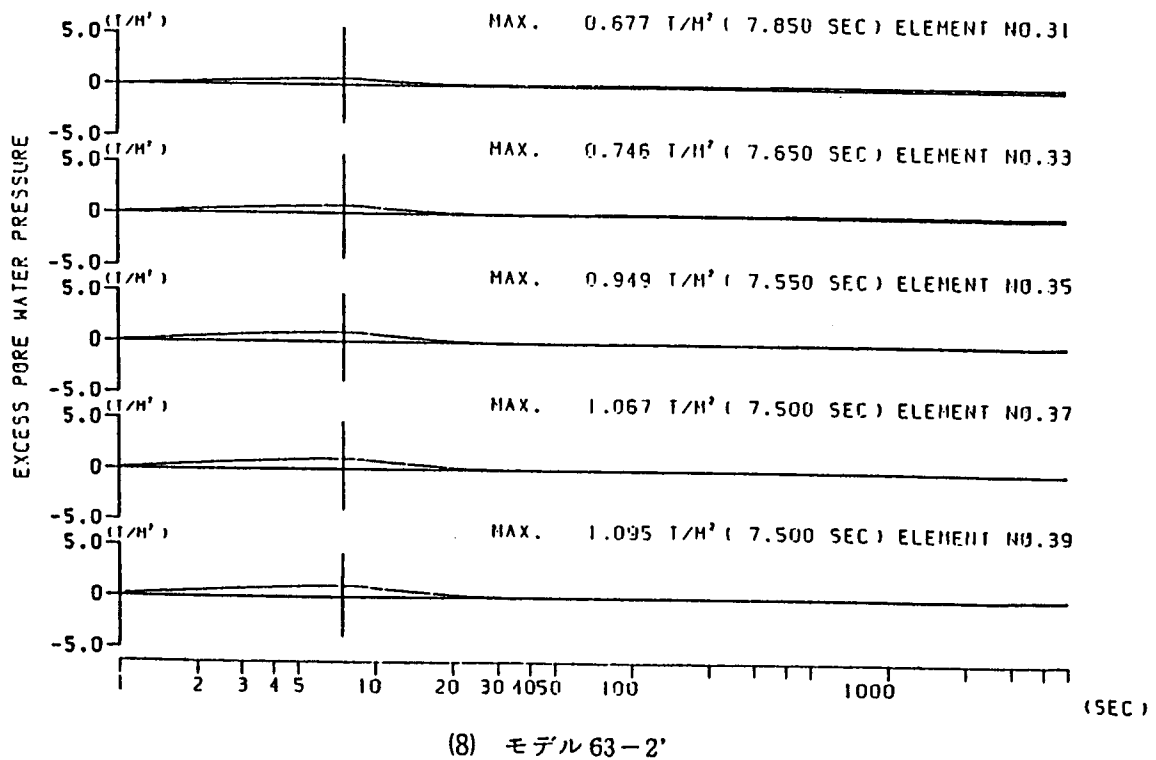
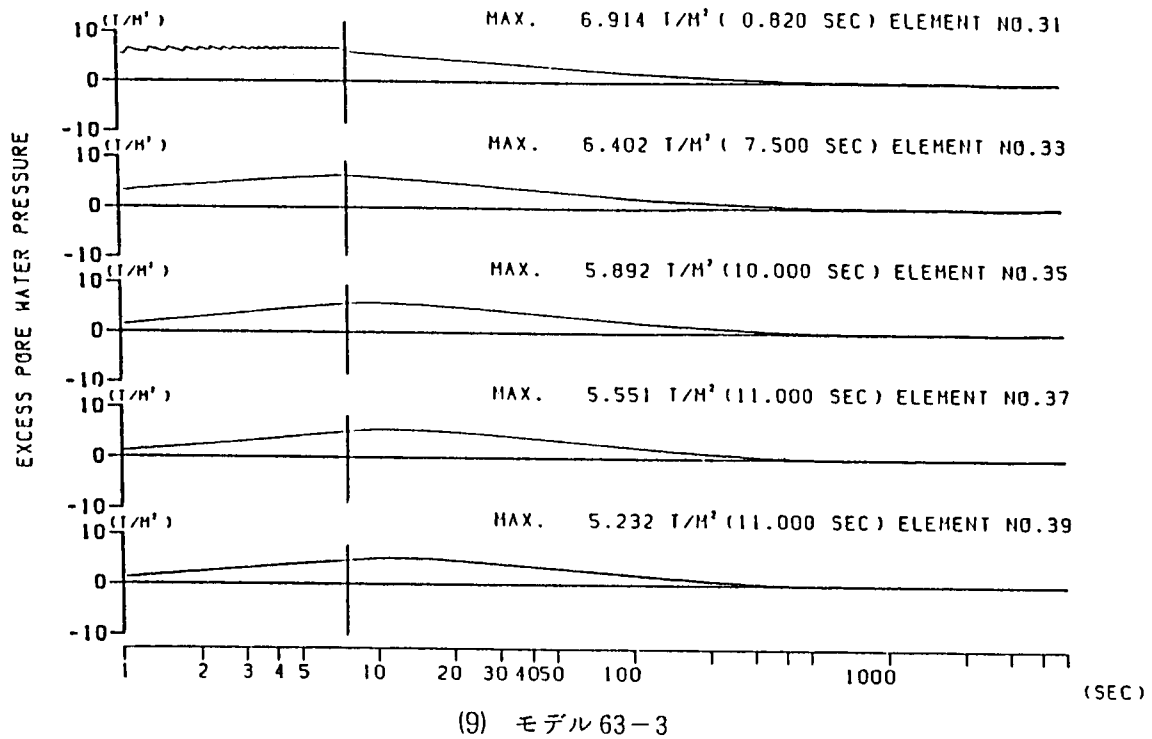


図3.5.14(7)(8) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-3 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-3' (70GAL.2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC

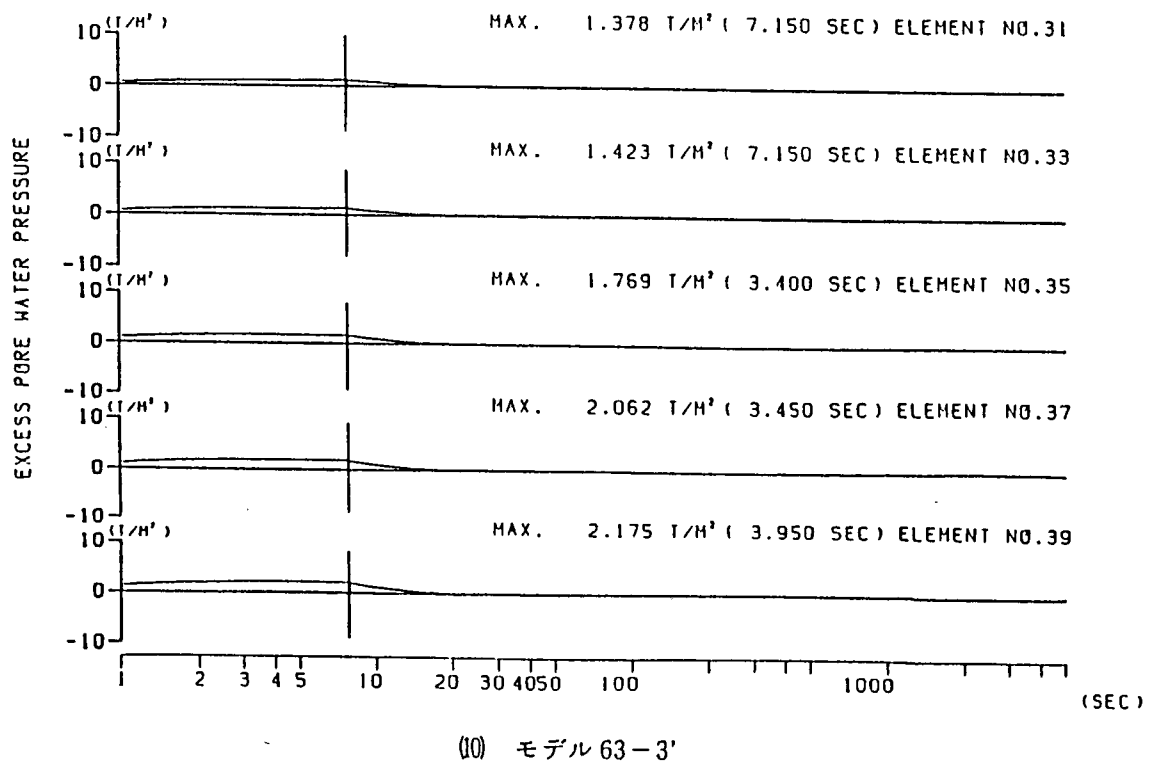
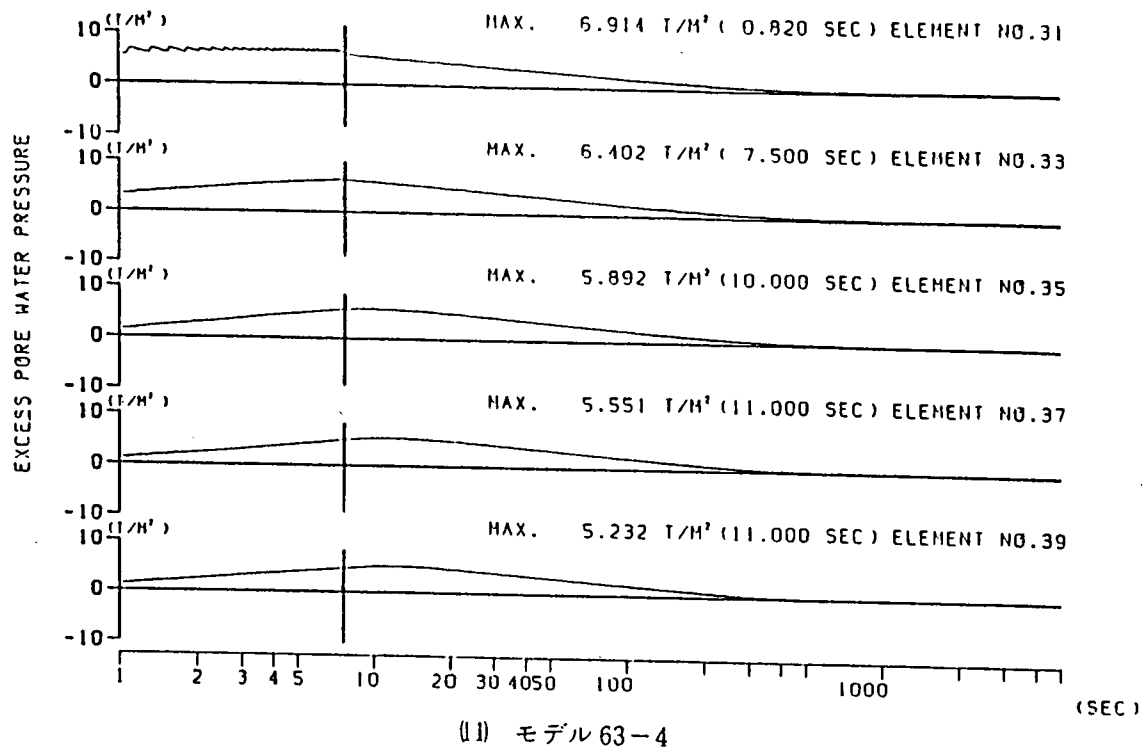


図3.5.14(9)(10) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-4 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-3 (70GAL.2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC

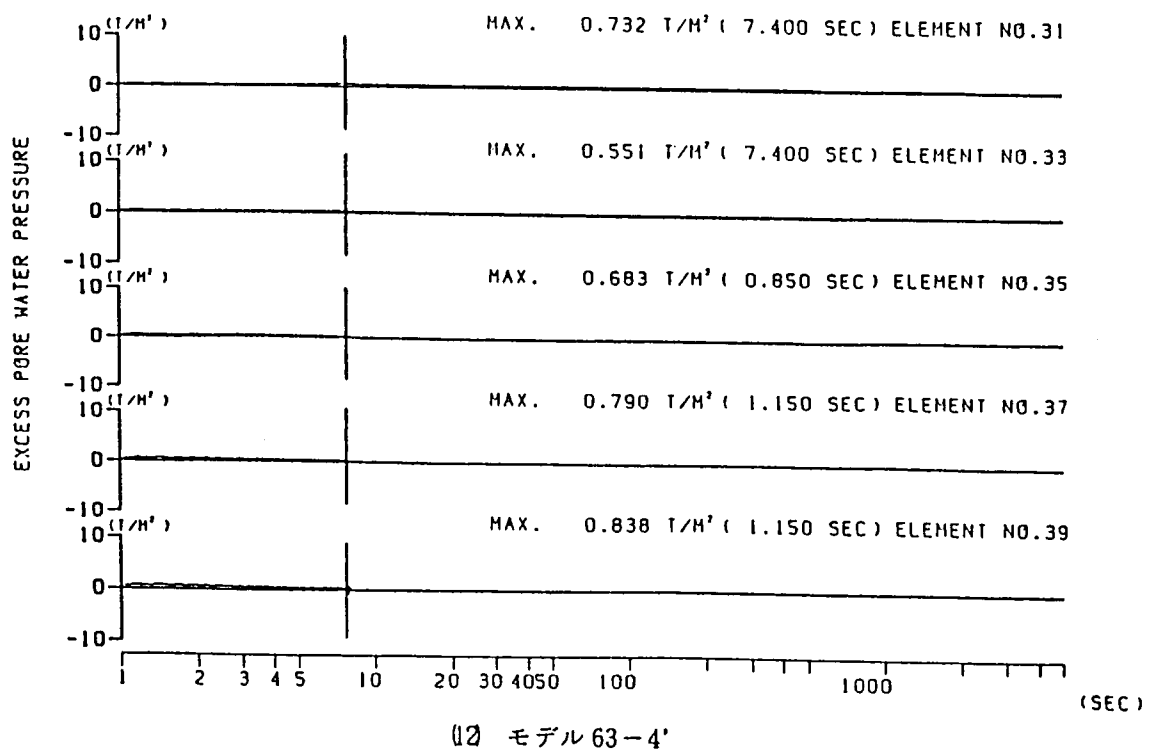


図3.5.14(1)(2) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

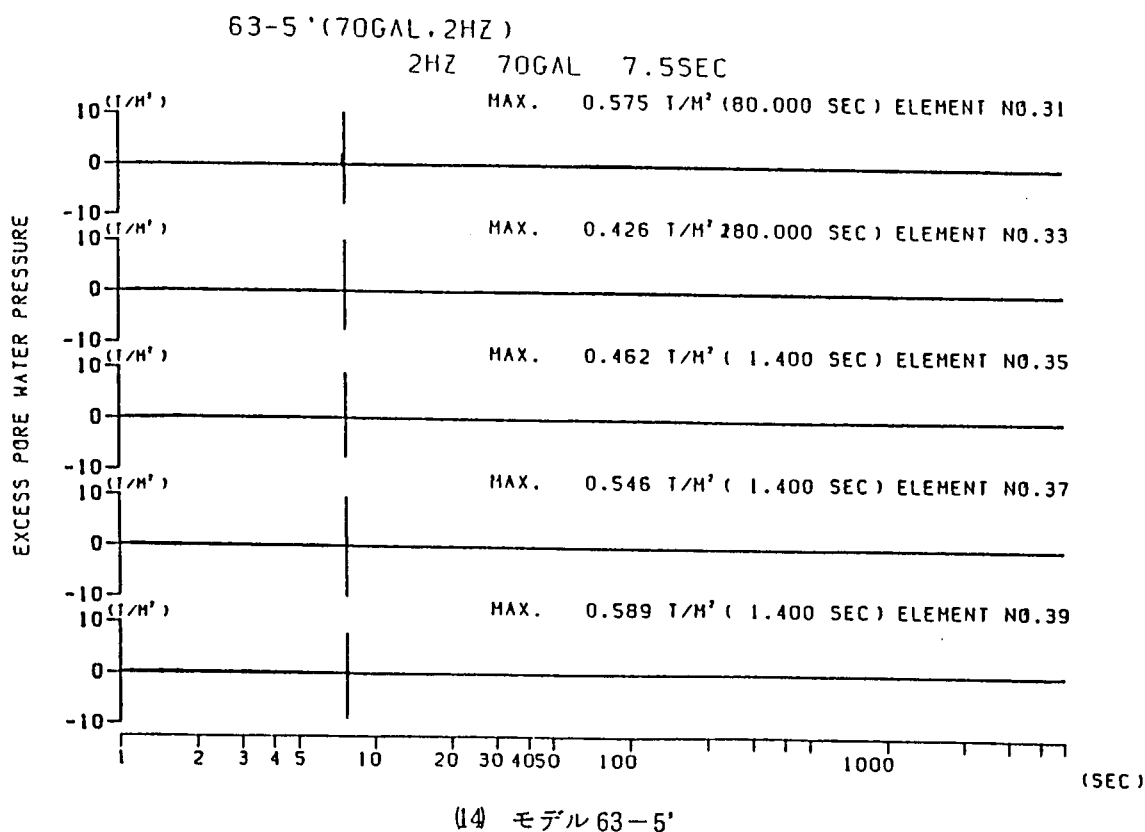
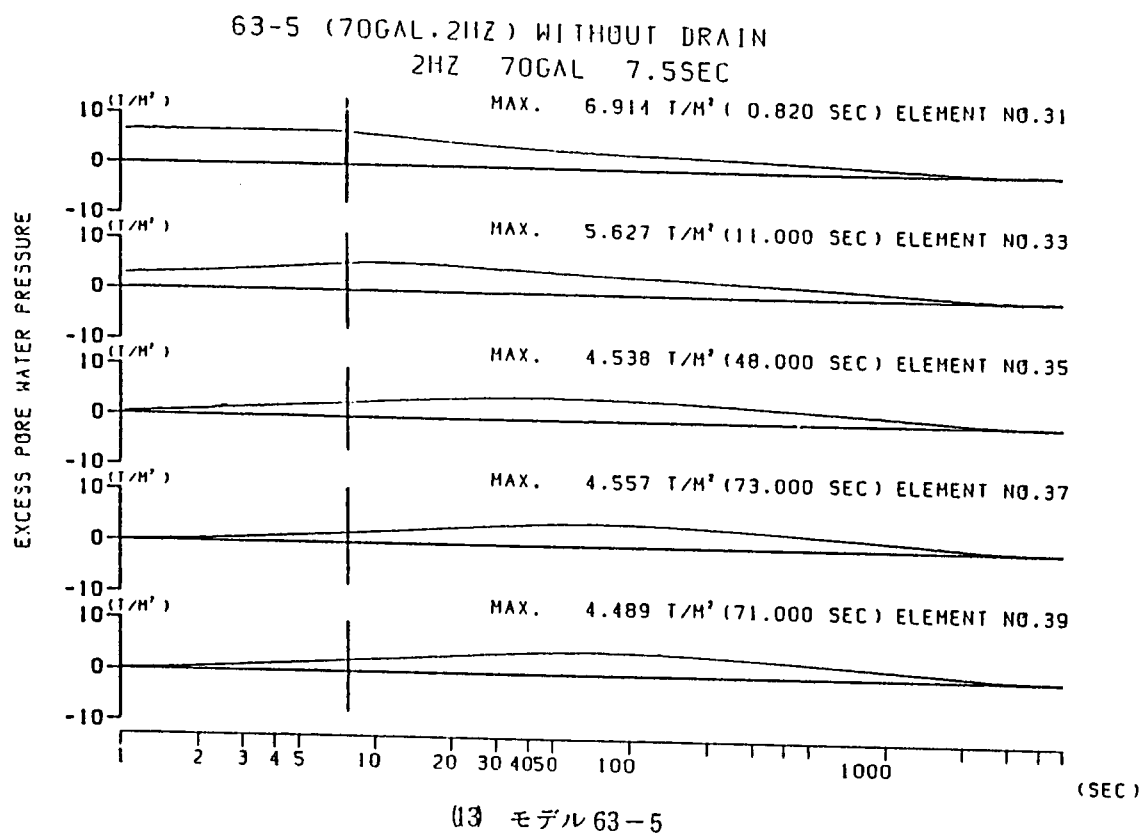
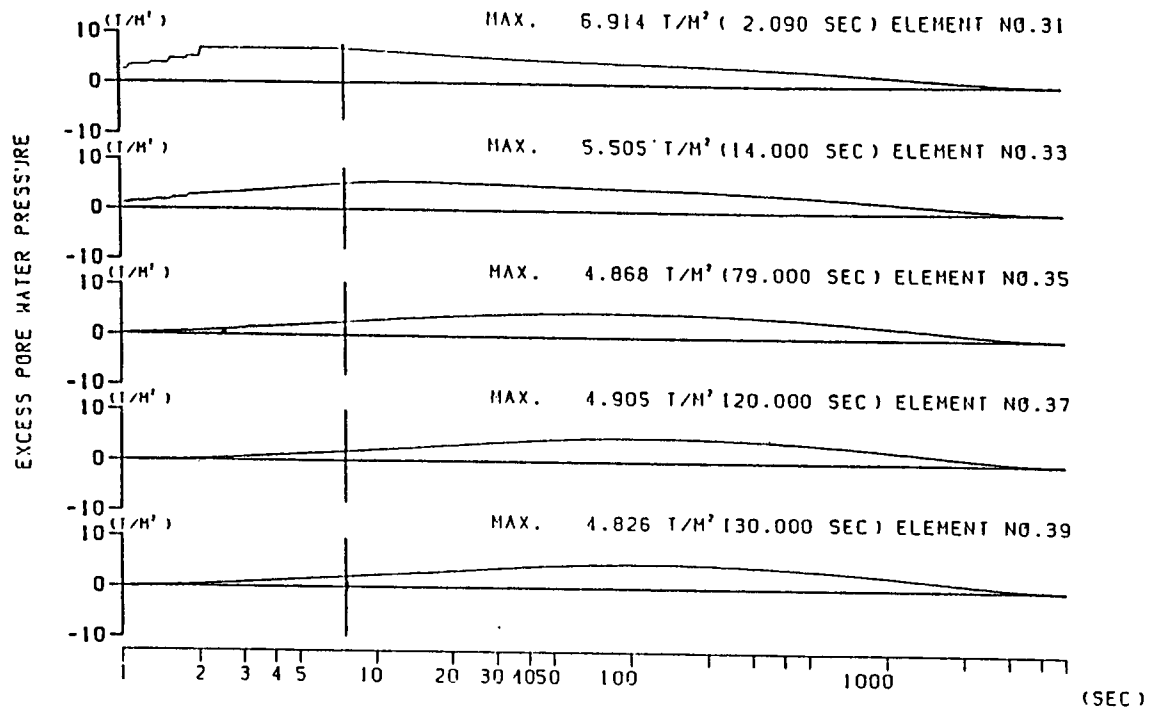


図3.5.14(13)(14) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-6 (70GAL, 2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-6' (70GAL, 2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

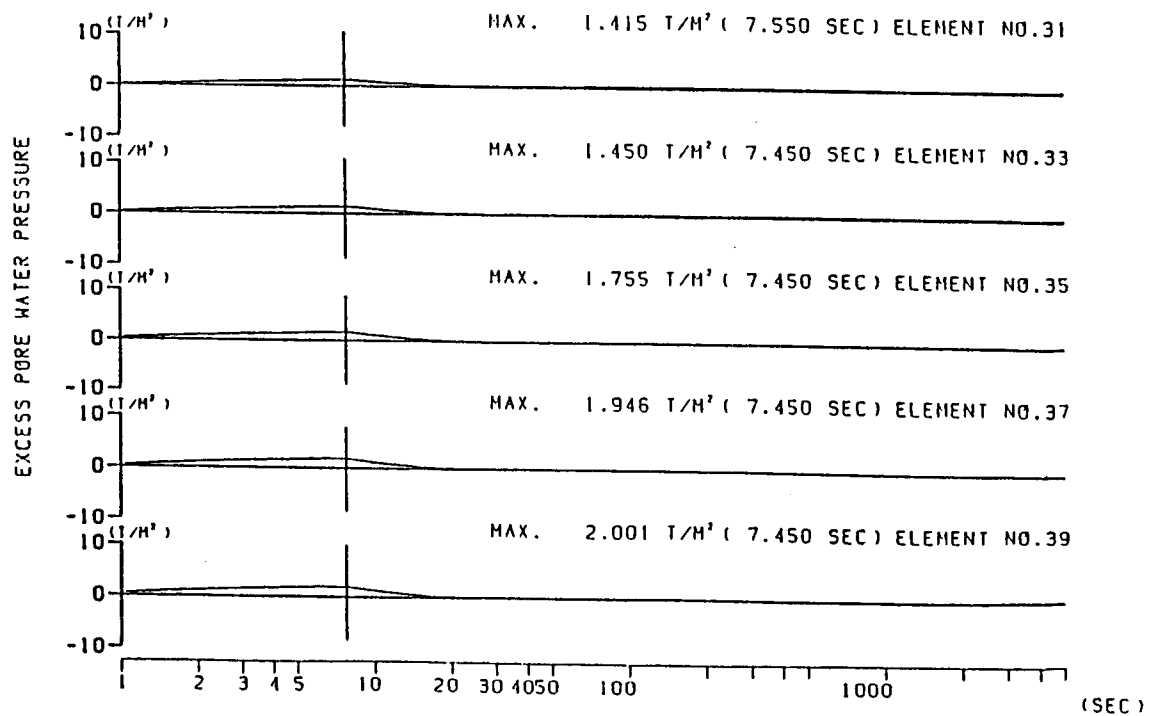


図3.5.14(15)(16) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

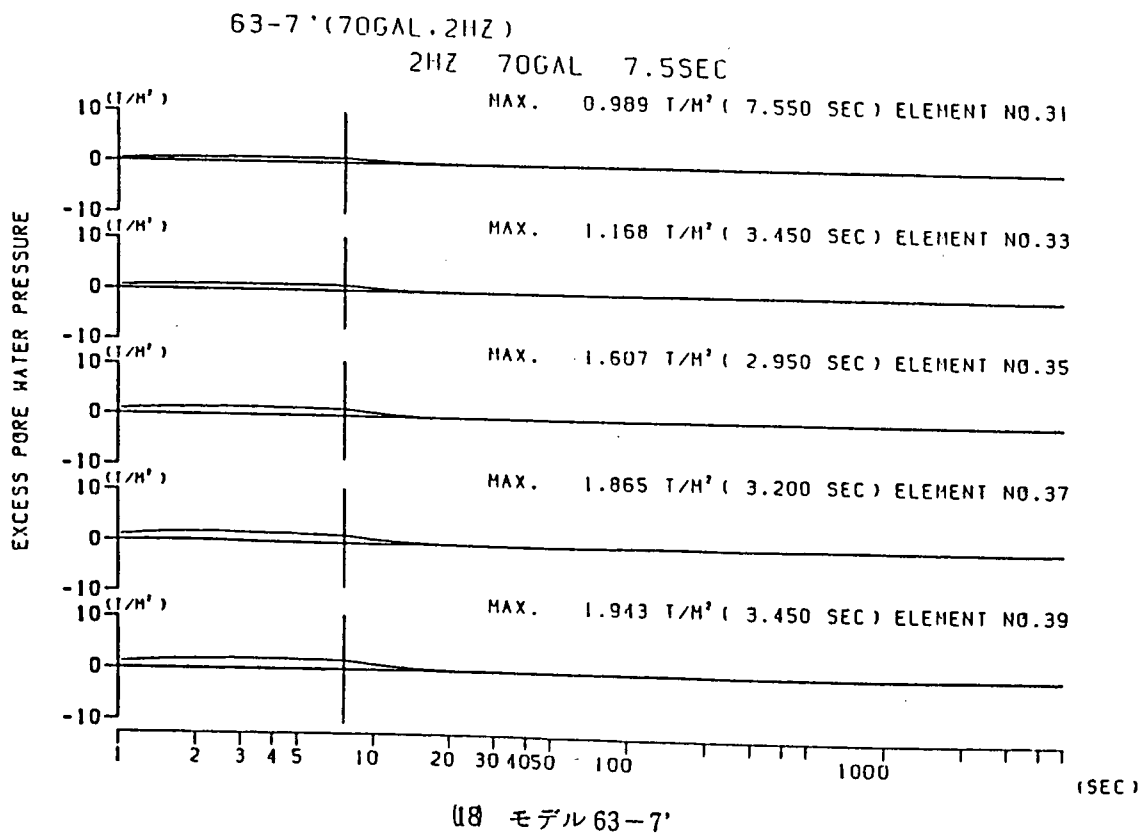
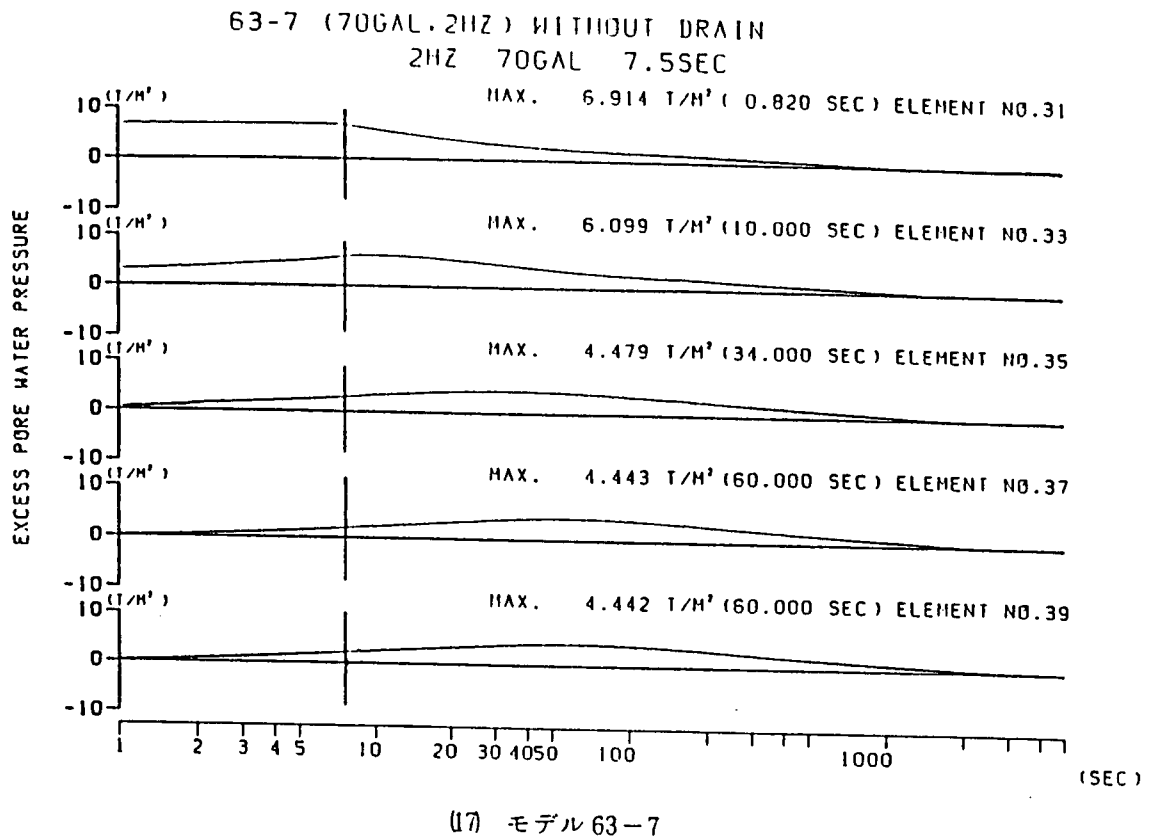
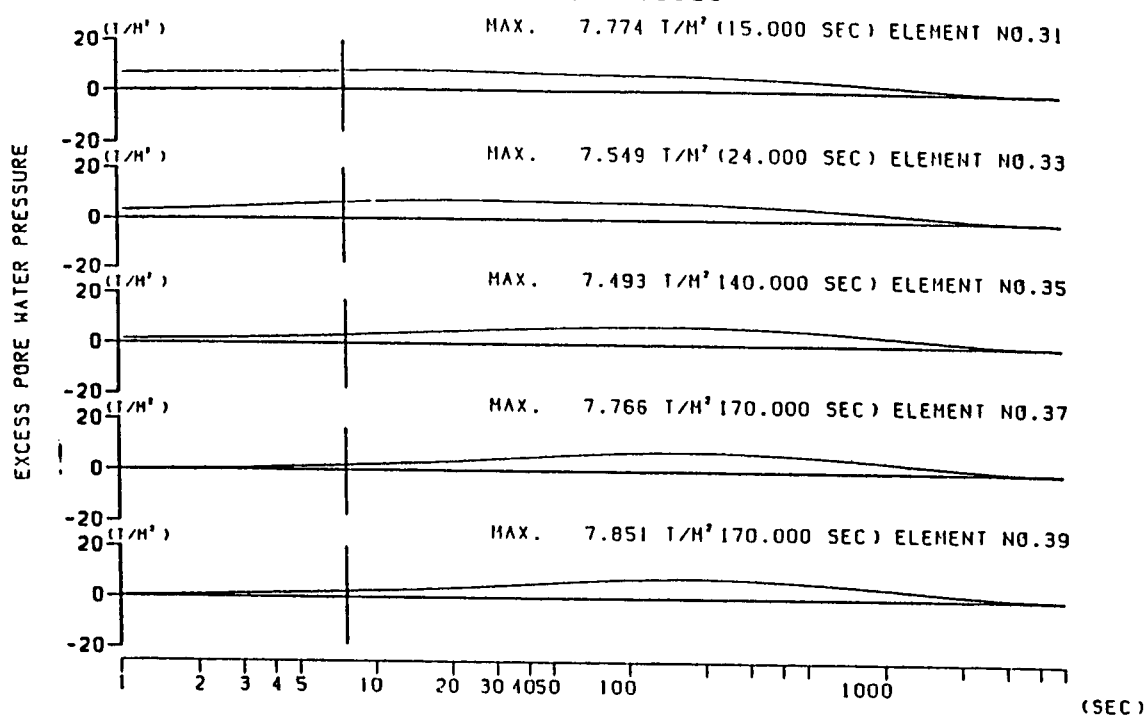


図3.5.14(17)(18) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-8 (70GAL, 2HZ) WITHOUT DRAIN

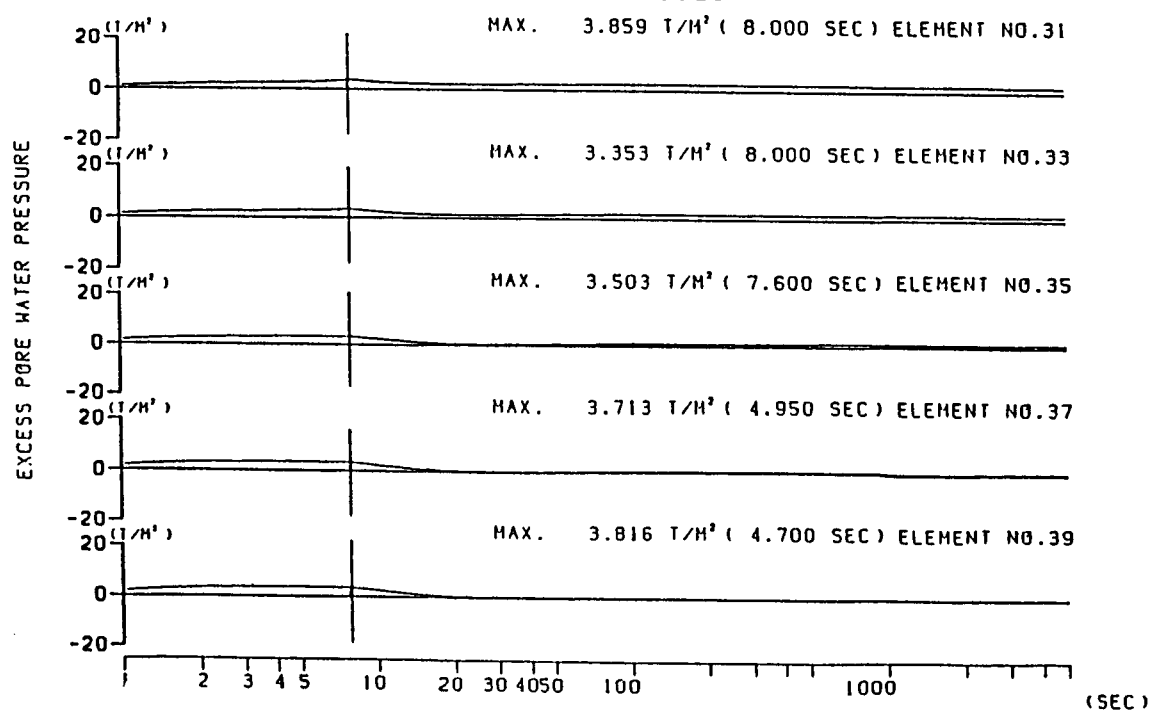
2HZ 70GAL 7.5SEC



(19) モデル 63-8

63-8' (70GAL, 2HZ)

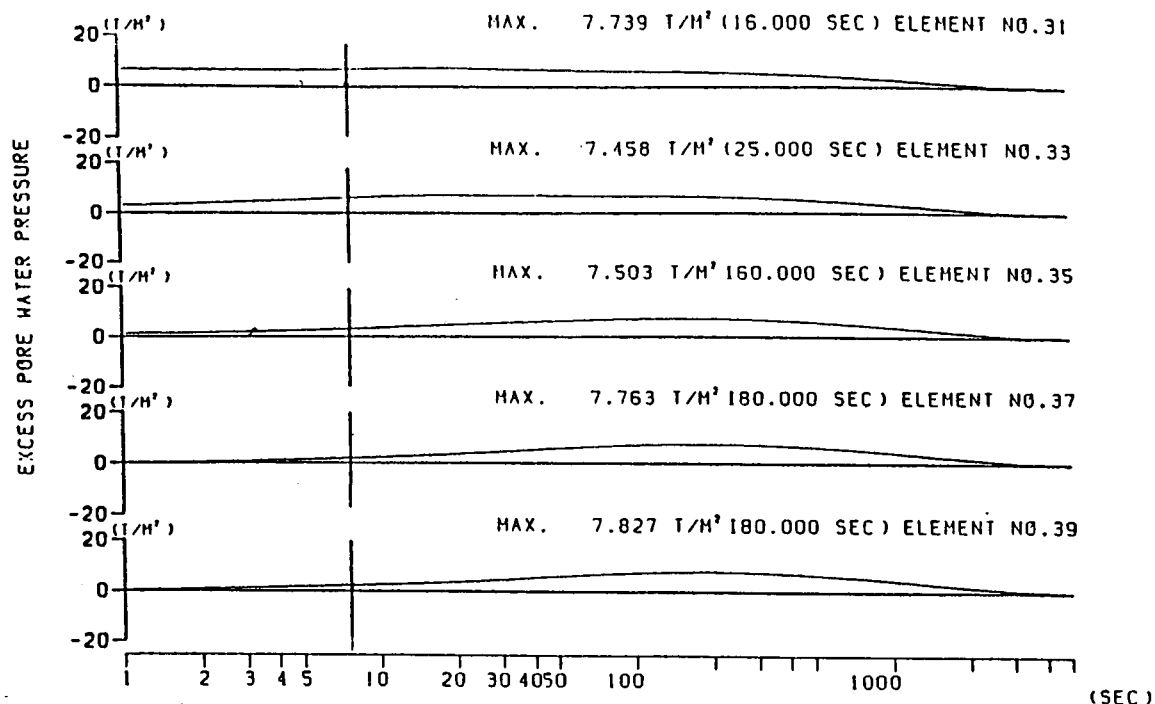
2HZ 70GAL 7.5SEC



(20) モデル 63-8'

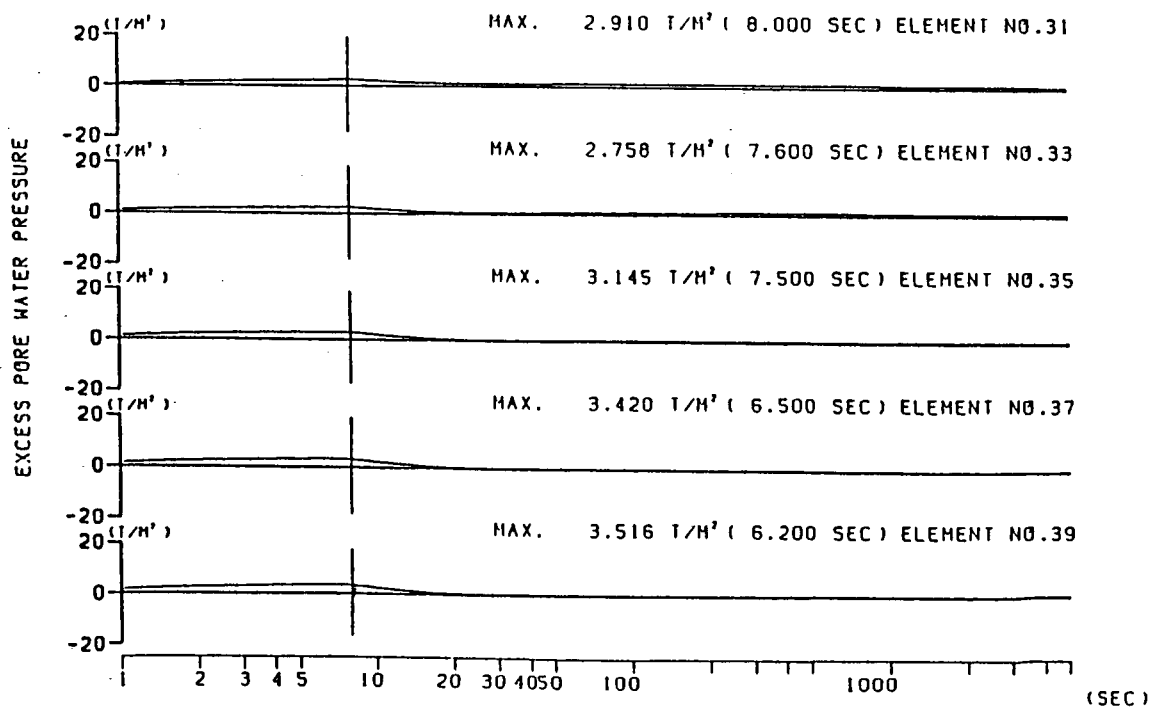
図3.5.14(19/20) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-9 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



②1) モデル 63-9

63-9' (70GAL.2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC

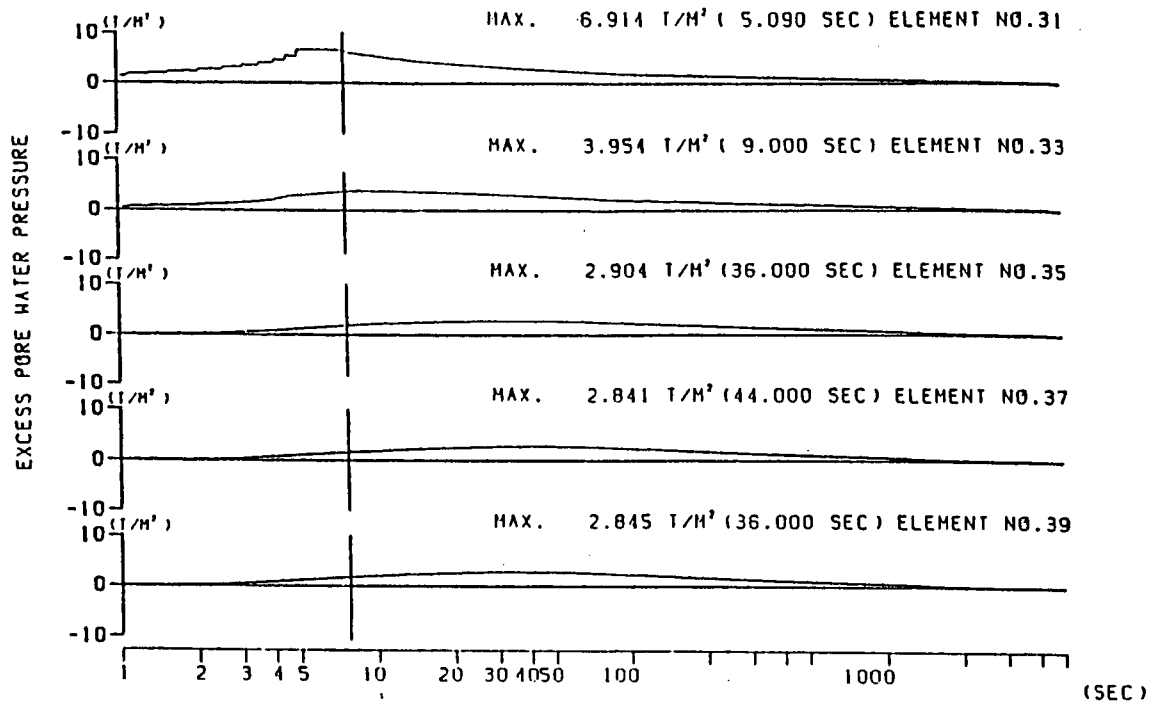


②2) モデル 63-9'

図3.5.14(21)(22) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-10 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN

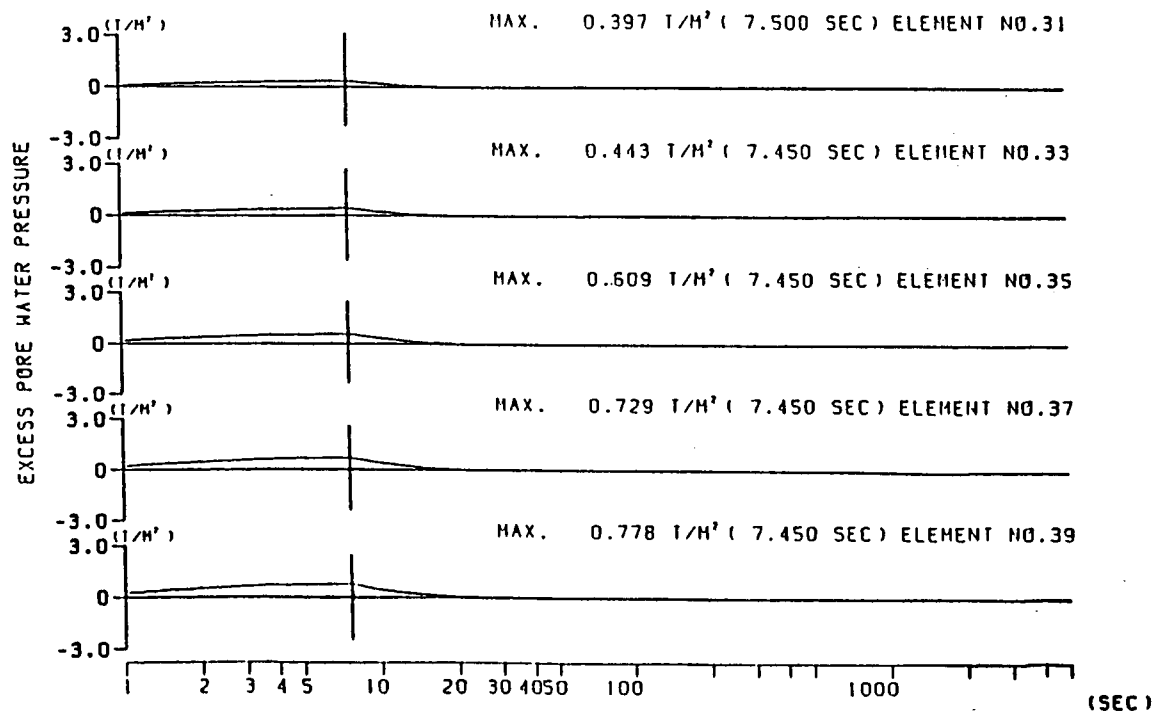
2HZ 70GAL 7.5SEC



23 モデル 63-10

63-10' (70GAL.2HZ)

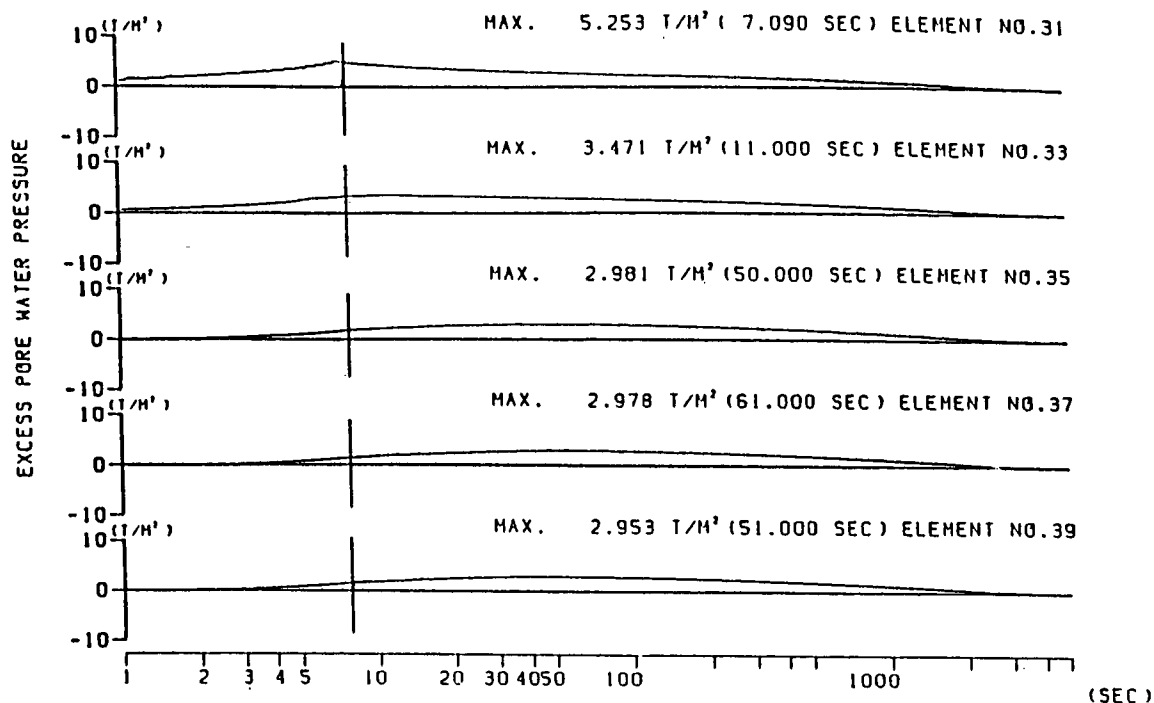
2HZ 70GAL 7.5SEC



24 モデル 63-10'

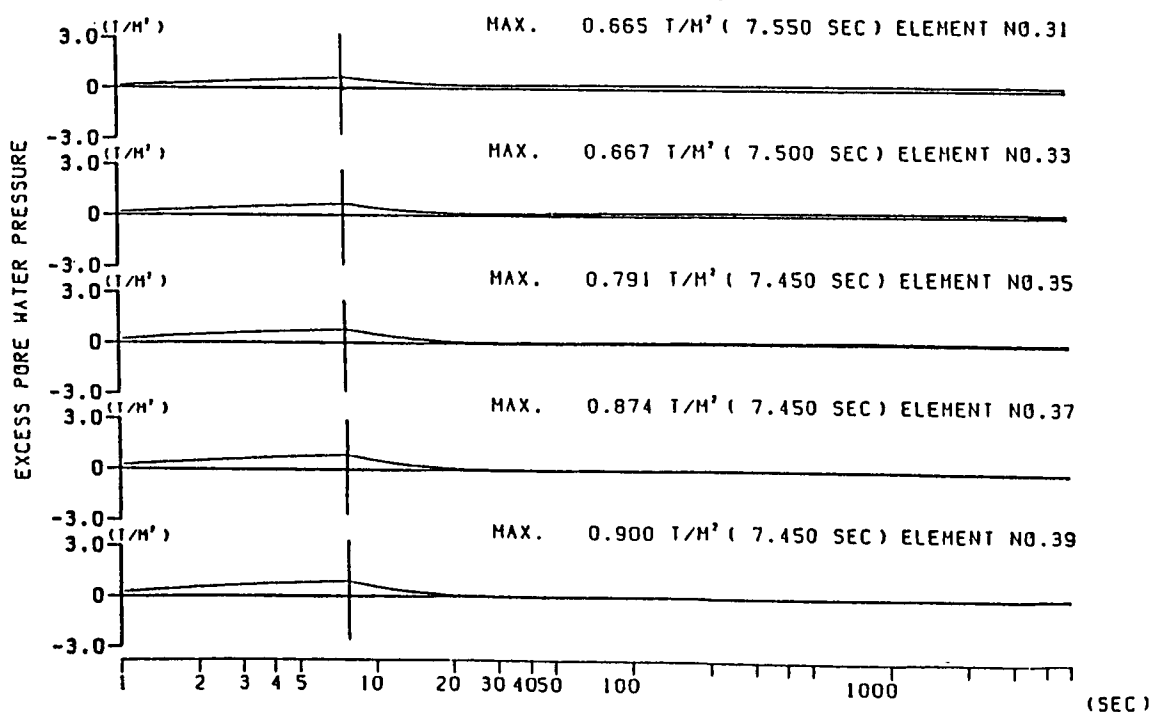
図3.5.14(23)(24) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-11 (70GAL. 2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



25 モデル 63-11

63-11' (70GAL. 2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC



26 モデル 63-11'

図3.5.14(25)(26) 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

砂の透水係数 k_s の影響に関して、グラベルドレーンのない 63-1 (基盤加速度 70 gal) ~ 63-3 を比較すると、 k_s が大きくなるほど過剰間隙水圧の発生速度と最大値が大きい。グラベルドレーンのある場合も、過剰間隙水圧の最大値は k_s が大きくなるほど大きくなる。これらは、 k_s が大きくなると、下方または周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の底面に伝わりやすくなるためと考える。

碎石の透水係数 k_d の影響に関して 63-3' と 63-4' を比較すれば、 k_d の小さい 63-3' の過剰間隙水圧の最大値が 63-4' の 2~3 倍程度になっている。これは、 k_s を無限大として得られた設計図表を用いると、過剰間隙水圧をかなり過少評価する可能性があることを示唆している。

液状化強度定数の影響に関して、 N 値の等しい 63-1, 63-6 および 63-7 を比較すると、過剰間隙水圧の発生速度にあまり差はなく、最大値も 10% 程度しか違わない。グラベルドレーンのある場合は、最大値の相違が 50% 程度になっているが、絶対値としては差が小さい。次に、液状化強度曲線の傾きの等しい 63-1, 63-9 および 63-10 を比較すると、 N 値が大きくなるほど過剰間隙水圧の最大値が小さくなる。グラベルドレーンがある場合も同様の傾向を示している。

(3) 浮上り安全率

各モデルの浮上り安全率 F_u の算定結果を表 3.5.11 に示す。

基盤加速度と F_u の関係を図 3.5.15 に示す。また、過剰間隙水圧による揚力 U_d と浸透水力に起因する力 F の和 $U_d + F$ と、基盤加速度の関係を、図 3.5.16 に示す。グラベルドレーンのない場合もある場合も、基盤加速度が大きくなるほど F_u は小さくなる。グラベルドレーンのない場合は、基盤加速度 30 gal では F がほとんど生じないが、50 gal および 70 gal では無視できない大きさの F が生じている。

砂および碎石の透水係数と F_u および U_d , $U_d + F$ との関係をそれぞれ図 3.5.17, 図 3.5.18 に示す。グラベルドレーンのない場合は、砂の透水係数 k_s が大きくなるほど U_d が大きくなるが、 F が逆に小さくなる。その結果、 F_u は $k_s = 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ のときに最大となっているが、差は余りない。 k_s の小さいときほど F が無視できなくなることがわかる。グラベルドレーンのある場合は、碎石の透水係数 k_d が同じときには k_s が大きくなるほど U_d が大きくなり F_u は小さくなる。これは、掘割周辺地盤で生じた過剰間隙水圧の伝わりやすさによるものと考えられる。一方、 k_d が大きくなると、同じ k_s では U_d が小さくなり F_u が大きくなる。 k_s の影響とは逆の傾向を示すが、この場合は、掘割道路底面付近の過剰間隙水圧をマット部およびウォール部を通して消散させる効果が効いているためと考えている。

液状化強度定数と F_u , および U_d , $U_d + F$ との関係をそれぞれ図 3.5.19, 図 3.5.20 に示す。図 3.5.19 をみるとわかるように、同一の N 値の場合には液状化強度曲線の傾き A が F_u に及ぼす影響はほとんどない。同様に A が U_d と F に及ぼす影響も小さいので、図 3.5.20 では $A = -0.123$ の時の結果を示した。グラベルドレーンのない場合もある場合も、 N 値が大きくなるほど U_d と F が小さくなり、 F_u が大きくなる。 N 値が小さく、液状化が急激に進む場合には、グラベルドレーンのないときの F がかなり大きくなっている。これは基盤加速度を変えた時の傾向と一致している。

表3.5.11 浮上がり安全率算定結果一覧

注1) モデル	加振 加速度 (gal)	透水係数		液状化強度に 関する定数		W (tf)	Q (tf)	Us (tf)	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)
		砂 (cm/sec)	砕石 (cm/sec)	A	B				F (tf)	Ud (tf)	Ud+ F (tf)	Us+Ud + F (tf)	浮上がり 安全率 Fu
63-1	3 0	1×10 ⁻²		-0.123	-0.415	65.0	17.92	54.0	0.28	36.91	37.19	91.19	0.909
	5 0	"		"	"	"	"	"	5.83	40.62	46.45	100.45	0.825
	7 0	"		"	"	"	"	"	6.93	42.60	49.53	103.53	0.801
63-1'	3 0	"	10.0	"	"	"	"	"	0	9.73	9.73	63.73	1.301
	5 0	"	"	"	"	"	"	"	"	16.32	16.32	70.32	1.179
	7 0	"	"	"	"	"	"	"	"	18.98	18.98	72.98	1.136
63-2	7 0	1×10 ⁻¹		"	"	"	"	"	21.66	30.31	51.97	105.97	0.782
63-2'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	11.03	11.03	65.03	1.275
63-3	"	1×10 ⁻¹		"	"	"	"	"	0.34	56.97	57.31	111.31	0.745
63-3'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	1.55	21.55	75.55	1.098
63-4	"	"		"	"	"	"	"	0.34	56.97	57.31	111.31	0.745
63-4'	"	"	100.0	"	"	"	"	"	0	8.84	8.84	62.84	1.320
63-5	"	1×10 ⁻²		"	"	"	"	"	6.93	42.60	49.53	103.53	0.801
63-5'	"	"	100.0	"	"	"	"	"	0	6.60	6.60	60.6	1.368
63-6	"	"		-0.223	-0.284	"	"	"	6.09	41.07	47.16	101.16	0.820
63-6'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	19.56	19.56	73.56	1.127
63-7	"	"		-0.073	-0.480	"	"	"	9.41	44.16	53.57	107.57	0.771
63-7'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	19.03	19.03	73.03	1.135
63-8	"	"		"	-0.598	"	"	"	18.60	50.57	69.17	123.17	0.673
63-8'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	40.78	40.78	94.78	0.875
63-9	"	"		-0.123	-0.532	"	"	"	18.08	49.20	67.28	121.28	0.684
63-9'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	43.01	43.01	97.01	0.855
63-10	"	"		"	-0.282	"	"	"	0.20	34.88	35.08	89.08	0.931
63-10'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	7.49	7.49	61.49	1.349
63-11	"	"		-0.223	-0.152	"	"	"	0.43	29.82	30.25	84.25	0.984
63-11'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	8.83	8.83	62.83	1.320

注1) ダッシュなしはドレーンなし (モデルは 61-4 と同じ)。

ダッシュありはドレーンあり (モデルは 62-2 と同じ) を意味する。

注2) ドレーンなしの場合は加振終了時 ($N_{eq}=15$) について、ドレーンありの場合は各要素の過剰間隙水圧の最大値 (同一時刻とは限らない) について計算した。

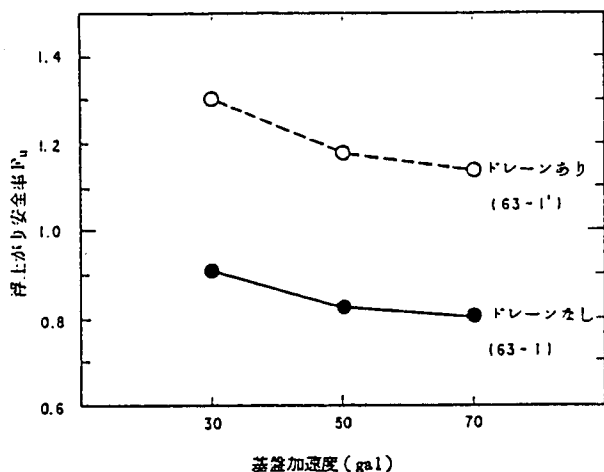


図3.5.15 基盤加速度と浮上がり安全率の関係

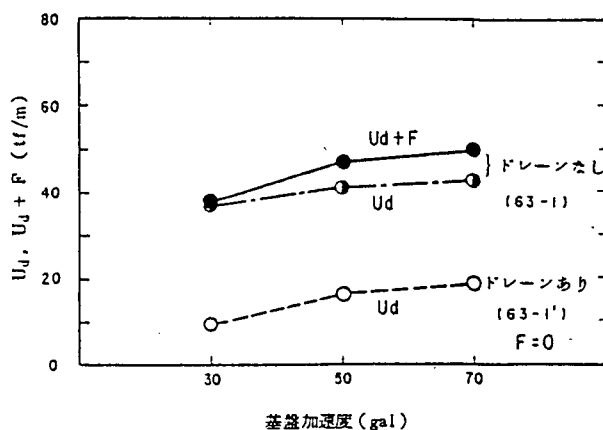


図3.5.16 基盤加速度と動的な揚力の関係

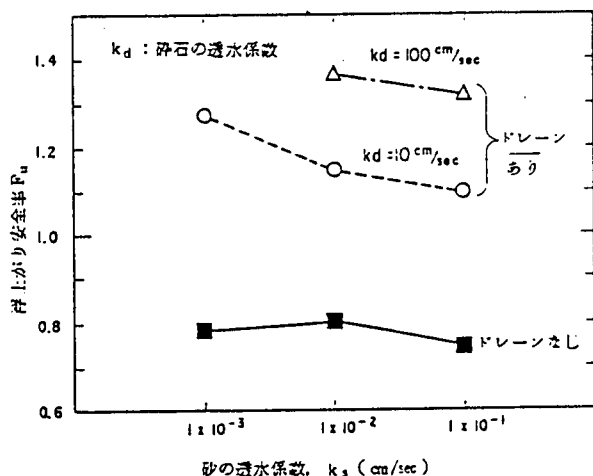


図3.5.17 透水係数と浮上がり安全率の関係

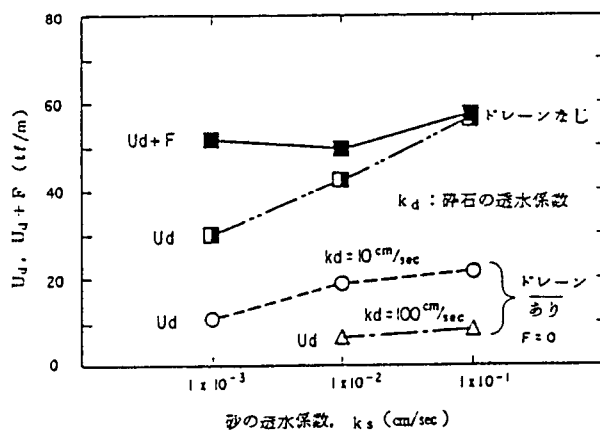


図3.5.18 透水係数と動的な揚力の関係

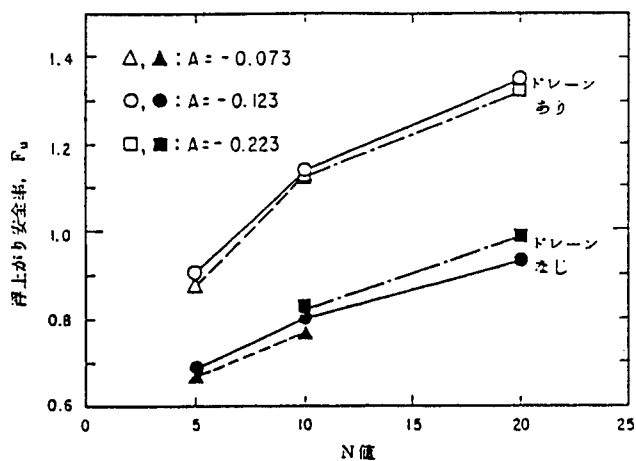


図3.5.19 液状化強度定数と浮上がり安全率の関係

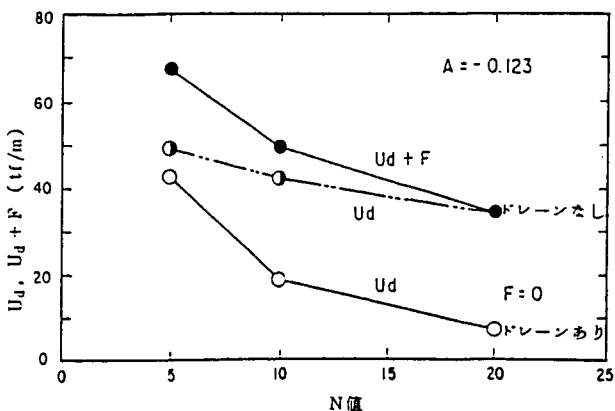


図3.5.20 液状化強度定数と動的な揚力の関係

(4) 低減係数と安全率比

低減係数 α と安全率比 β の算定結果を、表 3.5.12 に示す。

基盤加速度と α , β の関係を図 3.5.21 に示す。 β は余り変らないが、 α は基盤加速度が大きくなるほど増加している。

砂と碎石の透水係数と α , β の関係を、図 3.5.22 に、また、碎石を透水係数の比 k_d/k_s と α , β の関係を図 3.5.23 に示す。碎石の透水係数 $k_d=100\text{cm/s}$ のときのグラベルドレーンの効果が大きくなっていると同時に、 $k_d=10\text{cm/s}$ でも砂の透水係数が $1/10000$ まで小さくなるとグラベルドレーン効果が相対的に大きくなっている。 k_d/k_s が同一の場合には、 k_d と k_s のそれぞれが大きいくちの方が相対的な効果が大きい。

液状化強度曲線の傾き $A=-0.123$ のときの N 値と α , β の関係を図 3.5.24 に示す。 N 値が大きくなるほどグラベルドレーンの相対的な効果が大きくなる。

表3.5.12 低減係数と安全率比の算定結果一覧

碎石ドレーン のあるモデル	$(Ud+F)_1$ t/m	Fu_1	碎石ドレーン のないモデル	$(Ud+F)_0$ t/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
63-1'(30gal)	9.73	1.301	63-1(30gal)	37.19	0.909	0.262	1.431
63-1'(50gal)	16.32	1.179	63-1(50gal)	46.45	0.825	0.351	1.429
63-1'(70gal)	18.98	1.136	63-1(70gal)	49.53	0.801	0.383	1.418
63-2'	11.03	1.275	63-2	51.97	0.782	0.212	1.630
63-3'	21.55	1.098	63-3	57.31	0.745	0.376	1.474
63-4'	8.84	1.320	63-4	57.31	0.745	0.154	1.772
63-5'	6.60	1.368	63-5	49.53	0.801	0.133	1.708
63-6'	19.56	1.127	63-6	47.16	0.820	0.415	1.374
63-7'	19.03	1.135	63-7	53.57	0.771	0.355	1.472
63-8'	40.78	0.875	63-8	69.17	0.673	0.590	1.300
63-9'	43.01	0.855	63-9	67.28	0.684	0.639	1.250
63-10'	7.49	1.349	63-10	35.08	0.931	0.214	1.449
63-11'	8.83	1.320	63-11	30.25	0.984	0.292	1.341

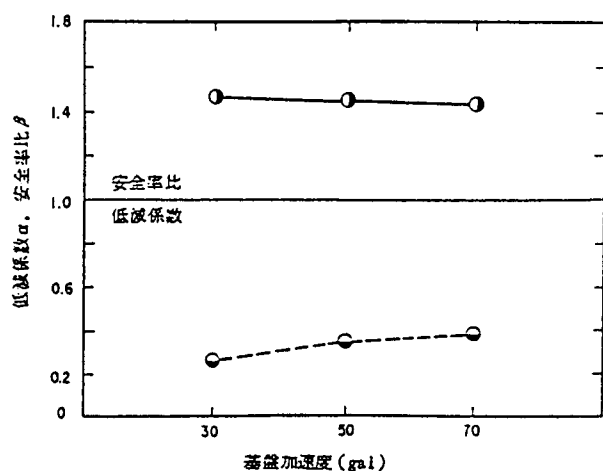


図3.5.21 基盤加速度と低減係数，安全率比の関係

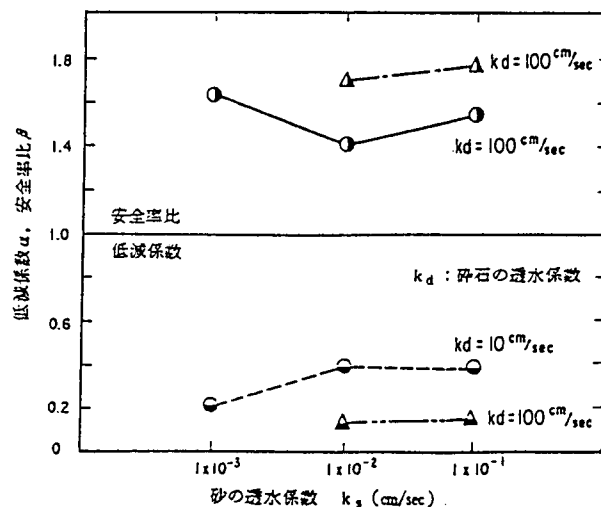


図3.5.22 透水係数と低減係数，安全率比の関係

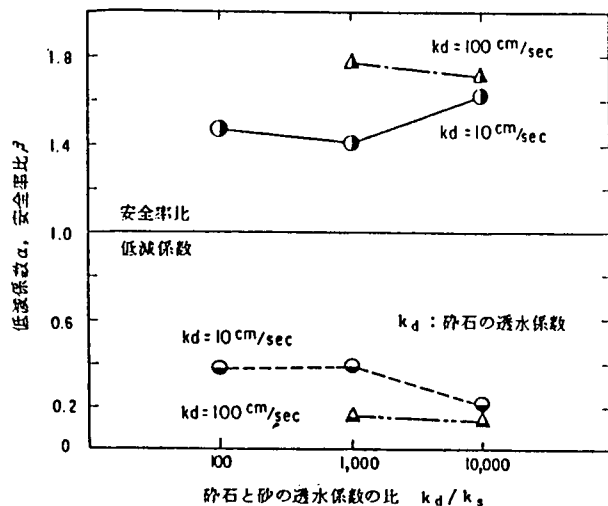


図3.5.23 透水係数比と低減係数, 安全率比の関係

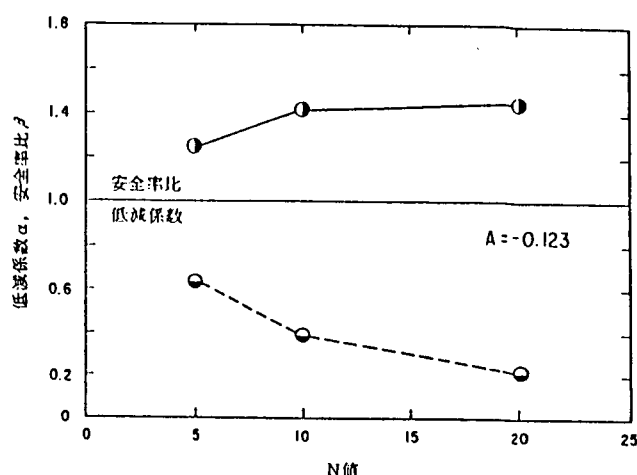


図3.5.24 液状化強度定数と低減係数,
安全率比の関係

(5) ま と め

地震動の大きさと地盤条件を影響を検討した結果, 以下の結論を得た。

- ① 基盤加速度が小さくなるほど浮上り安全率は大きくなるが, 本解析条件では, 基盤加速度を 30 gal にしても地盤の応答が大きくグラベルドレーンのない場合はかなりの過剰間隙水圧が発生した。基盤加速度を大きくして液状化を急激に生じさせると, グラベルドレーンのない場合は浸透水力に起因する力が発生する。
- ② 砂の透水係数の大きい場合, 周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路底面に伝わりやすくなるために, 過剰間隙水圧による揚力が大きくなる。グラベルドレーンのある場合は, 砂の透水係数が大きくなると浸透水力に起因する力が小さくなり, それらの和としての動的な揚力は, 砂の透水係数の違いによる差が小さい。グラベルドレーンのある場合は, 砂の透水係数の大きい方が, 浮上り安全率が小さくなる。一方, 碎石の透水係数が大きくなるほど掘割道路底面の過剰間隙水圧を消散させる効果が大きくなって, 浮上り安全率も大きくなる。
- ③ 地盤の N 値が同じ場合には, 液状化強度曲線の傾きの影響はほとんどない。また, N 値が大きくなるほど浮上り安全率が大きくなる。 N 値が小さくなると基盤加速度を大きくした時と同様に, グラベルドレーンのない場合に浸透水力に起因する力が発生する。グラベルドレーンの相対的な効果は N 値が大きくなるほど大きい。

(土木研究所, 間組)

3.6 締固め・排水工法の設計法に関する検討

盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することを最終目標として、研究を実施している。

昨年度は、半地下構造物に対するグラベルドレーン工法の設計法について報告した。今年度は、その中の詳細解析法としての、構造物を含めた応答解析における各パラメーターの影響について報告した。今までに得られているグラベルパイル単体の設計図表を利用して計算を行う簡易解析手法の開発をすすめることが、今後の課題である。

半地下構造物に対する締固め工法の設計法として、今年度までに報告した成果をもとに、図3.6.1のようなフローが適用できるものと考えている。各項目について以下に述べる。

- ① 半地下構造物周辺地盤の過剰間隙水圧は、締固め改良を行った地盤と未改良地盤のそれぞれで地震中に発生する量を予測し、さらに未改良地盤から締固め地盤への過剰間隙水圧の伝播を考慮して求める。締固め地盤の液状化強度が十分に大きく、地震中の過剰間隙水圧の発生が無視できる場合には、今年度報告した浸透解析による計算手法が有効である。

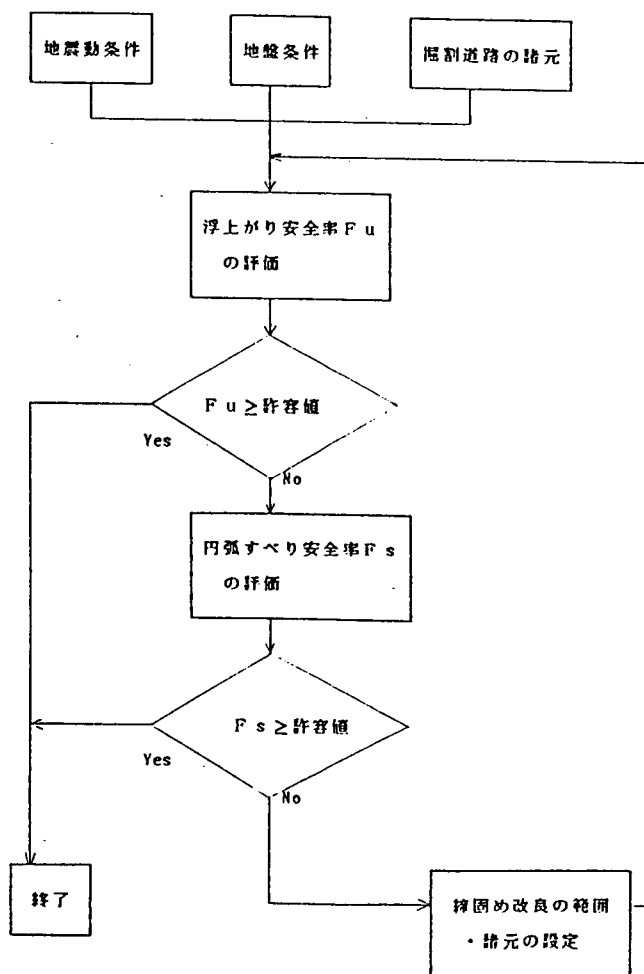


図3.6.1 半地下構造物に対する締固め工法の設計法

- ② 締固めを行った地盤の液状化強度を予測する際には、締固めによる密度の増加に加えて、静止土圧係数 K_0 の増加も考慮する必要がある。 K_0 の評価法として、原位置試験により直接求める方法と、密度と N 値の増加から間接的に求める方法の 2 通りについて今後検討する予定である。
- ③ 浮上がり安全率が許容値を下回っても、半地下構造物の底面への土砂の回り込みが生じにくい条件のときには、半地下構造物の浮上がりが生じないか、または浮上がっても浮上がり量が小さく抑えられる場合がある。そこで、このような土砂の回り込みにくさを考慮できる方法として、円弧すべり安全率による評価をあわせて行うものとする。締固め改良を行った地盤は、未改良部に比べて半地下構造物の浮上がりに対する変形抵抗が大きくなっていることが予想され、これを考慮して妥当な締固め幅を設定するうえで、円弧すべり安全率による評価が有効なものと考えている。

(土木研究所)

3.7 全体のまとめ

液状化対策工法としての締固め工法、グラベルドレーン工法について、今年度は、(i)掘割道路の地震時浮上り判定法に関する検討、(ii)掘割道路周辺地盤に締固め改良を行った場合の効果に関する解析的検討、(iii)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討(その2)、(iv)掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討(その3)の4つの項目を中心に、研究を進めた。その結果得られた成果を以下に示す。

- ① 浮上り安全率 F_u による方法と円弧すべり面を仮定した安定計算に基づく円弧すべり安全率 F_s による方法で、模型振動実験の浮上り時の値を評価した結果、 F_u および F_s はそれぞれ 0.9, 1.0 程度であることがわかった。さらに、掘割道路模型の浮上り量との対応が、 F_s の方がよく、これは土砂のまわり込みを考慮できるためと考えている。
- ② 掘割道路周辺を締固め改良した時の浮上り安定性の検討として、浮上り安全率 F_u と円弧すべり安全率 F_s を算定したが、締固め改良幅で掘割道路幅を大きくした場合に、 F_u よりも F_s が大きく変化する。この原因としては、改良幅を大きくした場合は締固め部の変形抵抗が考慮され、道路幅を大きくした場合は土砂の回り込みが生じにくくなる状況が表わされ、いずれも F_u よりも F_s の方がより明確に締固め改良の効果を表わすものと考えている。
- ③ 今年度用いた浅間山砂に対しても、昨年度用いた豊浦砂とほぼ同様の結果として、(i) K 値が一定の場合には、 N 値 $\sim \sigma'_v \sim D_r$ は良い相関を示すこと、(ii) D_r , σ'_v がほぼ同一の場合でも、 K 値が大きいほど N 値も大きくなること、(iii) K 値が種々変化すると考えられる場合は、 N 値と σ'_m が D_r を推定するうえでのよい指標となると思われることを確認した。
- ④ 掘割道路周辺の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いた際の対策効果に及ぼす要因に関して、(i)地下水位が深くなるとグラベルドレーンのない場合で浮上り安全率が小さくなり、グラベルドレーンのある場合で逆の傾向を示す、(ii)道路幅が大きくなると、グラベルドレーンのない場合で浮上り安全率が大きくなり、グラベルドレーンのある場合でその逆の傾向を示す、(iii)側壁高が大きくなると、グラベルドレーンのない場合およびある場合ともに浮上り安全率が大きくなる、ということがわかった。

- ⑤ 掘割道路周辺の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いた際の対策効果に及ぼす要因に関して、(i)基盤加速度が小さくなるほど浮上り安全率が大きくなる、(ii)砂層の透水係数が小さいほど、碎石の透水係数が大きくなるほど、浮上り安全率が大きくなる、(iii)地盤の N 値が大きくなるほど浮上り安全率が大きくなるが、液状化強度曲線の傾きの影響は余りない。
- ⑥ 今年度までに得られた成果をもとに、半地下構造物に対する締固め工法の設計法の概略フローを作成した。

3.8 今後の課題および次年度の研究計画

本共同研究は平成元年度までの予定であり、次年度は最終年度である。これまで数多くの振動台実験や圧力土槽実験、および数値シミュレーションを実施してきたが、本共同研究の最終目的である盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することに向かって、これまでの成果をまとめていく必要がある。

しかしながら、まだ検討が不十分な点もいくつかあり、それらを検討するための実験の実施も計画している。

次年度の研究計画は以下の通りである。

(実施項目)

① 改良地盤の動的強度の評価法に関する大型圧力土槽実験

大型の圧力土槽を用いて地盤の応力状態と N 値の関係を調べ、小型の圧力土槽を用いた昨年度および今年度の実験結果と比較することによりスケール効果の影響を検討する。

② 締固め改良地盤における現場試験の実施

締固め改良地盤の改良効果の評価法を検討するため、改良前後で地盤調査を実施する。調査項目として、標準貫入試験、コーン貫入試験、 K_0 値の測定、不攪乱試料の採取および室内液状化試験を計画している。

③ 締固め改良地盤の改良効果の評価法の提案

これまでの研究成果、および上記①、②の結果をもとに、締固め地盤の改良効果の評価法を提案する。

④ 掘割道路（半地下構造物）のグラベルドレーン工法および締固め工法の設計法の提案

これまでの研究成果をもとに、掘割道路（半地下構造物）に対するグラベルドレーン工法および締固め工法の設計法を提案する。

⑤ 盛土構造物のグラベルドレーン工法および締固め工法の設計法の提案

これまでの研究成果をもとに、盛土構造物に対するグラベルドレーン工法および締固め工法の設計法を提案する。

(間 組)

参考文献

- 1) 佐々木康：地盤液状化に対する砕石ドレーン工法の有効性に関する研究，土木研究所資料第 2194 号，1980
- 2) 井倉 進，小泉勝彦，倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討，港湾技研資料，No. 590, 1987
- 3) De Alba, P., Seed, H. B. and Chan, C. K. : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Proc. A SCE, GT9, pp. 909-927, 1976
- 4) 共同溝設計指針，日本道路協会，pp. 64-68, 1986
- 5) 山肩邦男，伊藤淳志，下平祐司：三軸加圧状態の砂地盤における標準貫入試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 2517-2518, 昭和 59 年 10 月
- 6) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., and Makihara, Y., Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative Test Program, Soils and Foundation, Vol. 26, No. 3, pp. 117-128, 1986

4. 固化工法グループの研究成果

4.1 概 説

固化工法グループは、掘割道路や河川堤防などの盛土に対する耐震対策工法として固化工法を実用化するための研究を実施している。すなわち、構造物下部あるいは周辺の軟弱な地盤にセメントを注入・攪拌混合して固化する深層混合処理工法（共同研究ではこれを「固化工法」と呼んでいる）の耐震対策工としての設計法、特に液状化対策工としての設計法の確立と施工法の開発を目的として、1985年11月から一連の研究を進めてきている。

今年度は4年目であり、液状化対策の効果の確証用に実施された中型模型振動実験の結果の詳細なデータ解析およびその数値シミュレーション、掘割道路および盛土の液状化対策の設計法に関する検討および前年度に引き続き砂地盤に対する本工法の施工性の検討を行った。

以下に固化工法グループが今年度実施した研究成果を報告する。

(竹中工務店)

4.2 等価線形応答解析法を用いた模型振動実験の数値シミュレーション（その2）

4.2.1 解 析 目 的

地震時に改良体のまわりの地盤が液状化した場合の、改良体に作用する土圧と改良体の内部応力を算定するうえで、等価線形応答解析法がどの程度適用可能であるかを検証するために、模型振動実験を対象とした数値解析を行った。

前年度は、等価線形応答解析と累積損傷度理論を組み合わせることで過剰間隙水圧の発生に関する数値シミュレーションを行い、その適用性を検討した。今年度は、数値シミュレーションの内容を動的な土圧と内部応力とし、過剰間隙水圧の発生を考慮して地盤定数を設定している点が前年度と異なっている。

4.2.2 解 析 内 容

対象とした模型振動実験は、昭和61年度に実施した模型振動実験（その2）のBモデルである。図4.2.1に模型の断面図を、表4.2.1に実験条件を示す。加振加速度が150 gal, 244 galの場合を対象として、それぞれ10ケース程度の計算を試行的に行ったが、ここではそれらのうち合計5ケースについて結果を報告する。着目点は以下の3点である。

- ① 地盤が液状化した場合の改良体に作用する動的な土圧の分布と大きさが、解析でも表現できるか。
- ② 地盤が液状化する前後での動的な土圧の変化が、解析でも表現できるか。
- ③ 改良体の内部応力の算定法として、等価線形応答解析は適用可能か。

4.2.3 解 析 方 法

解析は、2次元等価線形応答解析プログラム“FLUSH”を用いて行った。解析モデルを図4.2.2に示す。

(1) 材 料 定 数

液状化砂層と支持層の材料定数は、過剰間隙水圧の発生を考慮しない場合(条件A)、過剰間隙水圧比 ($\Delta u/$

-
- Figure 1: Plan view of the improved structure (改良体). The diagram shows a cross-section of a foundation with a central pile (A18) and surrounding piles (A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, A11, A12, A13, A14, A15, A16, A17, A19, A20). The structure is divided into three main layers: 砂層 (sand layer), 液状化砂層 (liquefied sand layer), and 支持層 (support layer). Dimensions are given in meters (m). The total width is 250m, with a central section of 5m and side sections of 47m. The height of the structure is 10m. The diagram also shows the locations of various components like A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, A11, A12, A13, A14, A15, A16, A17, A18, A19, A20, and the improved structure (改良体).

图4.2.1 模型断面图

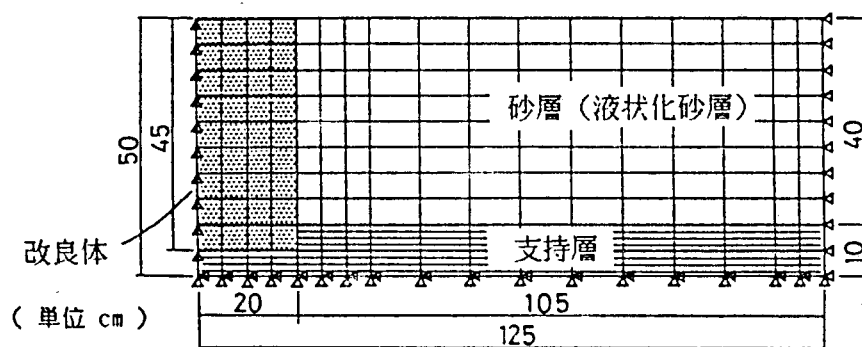


図4.2.2 解析モデル

地盤の密度	液状化砂層：Dr=63% 支持層：Dr=80%
加振条件	5 Hzの正弦波20波，最大 振幅47,150,244,251gal (251galのみ100波)

加振加速度	解析条件
150gal	A, B, C
244gal	A, B'

— 93 —

① 液状化砂層

条件 A, B, B' では、応答特性が非線型な Hardin-Drnevich モデルで表されるものと仮定し、規準ひずみ γ_{ref} を次のようにして求めた。

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_f}{G_0} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$\tau_f = \left[\left\{ \left(\frac{1+K_0}{2} \right) \sin \phi' \right\}^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \right)^2 \right]^{1/2} \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right) \sigma'_{v0} \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

$$G_0 = \alpha \cdot \left\{ \frac{1+2K_0}{3} \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \sigma'_{v0} \right\}^{0.4} \quad \dots\dots\dots (4.2.3)$$

ここに、 τ_f ：静的せん断強度

G_0 ：初期せん断剛性

K_0 ：静止土圧係数（=0.5 とした）

ϕ' ：内部摩擦角（=42° とした）

Δu ：過剰間隙水圧

σ'_{v0} ：初期有効上載圧

α ：定数（前年度の結果より、 tf, m の単位を用いたときの $\alpha=4180$ とした）

τ_f と G_0 の求め方は、基本的には前年度と同じであるが、過剰間隙水圧の発生を考慮できるようになっている点が異なっている。条件 A では $\Delta u/\sigma'_{v0}=0$ 、条件 B, B' では $\Delta u/\sigma'_{v0}=0.9$ とした。

せん断ひずみ γ とせん断剛性 G および減衰定数 h の関係は次式で表される。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{ref}} \quad \dots\dots\dots (4.2.4)$$

$$h = h_{max}(1 - G/G_0) \quad \dots\dots\dots (4.2.5)$$

ここに、 h_{max} ：ひずみが無限大のときの減衰定数（=0.2 とした）

条件 C では、せん断剛性 G を条件 B, B' で収束した値の 1/10 として、線型計算を行った。減衰定数 h は条件 B, B' で収束した値をそのまま用いた。

動的なポアソン比 ν_d は、加振中の体積変化はほとんど生じないものとして、条件 A, B, B' では 0.49、条件 C では 0.499 とした。

② 支持層

条件 A, B では、 G_0 を液状化砂層の最下層の値の 2 倍とした。その他の値は液状化砂層の最下層と同じにした。

条件 B' では、条件 A で支持層に対して設定した値をそのまま用いた。条件 B では支持層でも過剰間隙水圧の発生を間接的に考慮しているのに対して、条件 B' では過剰間隙水圧が発生しないものとしている。

条件 C では、 G を液状化砂層の最下層の値の 2 倍とし、その他の値はそのまま用いた。

各条件における ν_d の設定値は液状化砂層と同じである。

③ 改良体

各条件とも改良体は $G_0=100,000(tf/m^2)$ とし、その他の値は各条件で支持層に対して設定した値をそのまま用いた。 G_0 を極めて大きくしたため、改良体の $G \div G_0$ で、ほぼ線型計算に近い。

以上の条件を表 4.2.3 に、各部分の単位体積重量を表 4.2.4 に示す。改良体の単位体積重量は、実際には $1.9 \sim 2.0 \text{ gf/cm}^3$ 程度の大きさであったが、解析では 1.5 gf/cm^3 とした。この程度の違いは解析結果にあまり影響を及ぼさないことが、予備解析によりわかっている。

(2) 計算条件

基盤入力波として、台加速度の実測値を用いた。データの時間きざみは 0.01 秒とし、496 点の入力波に 528 点の Quiet ゾーンをつけて計 1,024 点で計算した。 G 、 h を決める有効せん断ひずみ γ_{ref} は、最大せん断ひずみ γ_{max} の 0.65 倍とし、 G 、 h の収束誤差が 5% 以内になるまで反復計算を行った。

4.2.4 解析結果

(1) 土圧の実測値との比較

ここでは、土圧の実測値のうち動的な変動成分の最大片振幅(図 4.2.3)と、解析で得られた最大値とを比較する。

図 4.2.4 は、改良体側方に作用する水平方向土圧の比較である。図中には、Westergaard の動水圧公式を完全液状化時に拡張して適用した計算値¹⁾も合わせて示した。動水圧公式による計算値と実測値が分布形状、

表4.2.3 解析条件

	条件A	条件B	条件B'	条件C
ポアソン比	0.49	0.49	0.49	0.499
液状化砂層	非線形 ($\Delta u / \sigma'_{v0} = 0$)	非線形 ($=0.9$)	同左	線形、 G を条件Bの1/10とする。
支持層	G_0 を液状化砂層の最下部の2倍とする。	同左	条件Aで用いた値とする。	G を液状化砂層の最下部の2倍とする。
改良体	G_0 または $G=100,000 (tf/m^2)$ 、他は支持層と同じ。			

表4.2.4 単位体積重量

液状化砂層	$\gamma_{sat} = 1.96 (\text{gf/cm}^3)$
支持層	$\gamma_{sat} = 2.0 (\text{gf/cm}^3)$
改良体	$\gamma_t = 1.5 (\text{gf/cm}^3)$

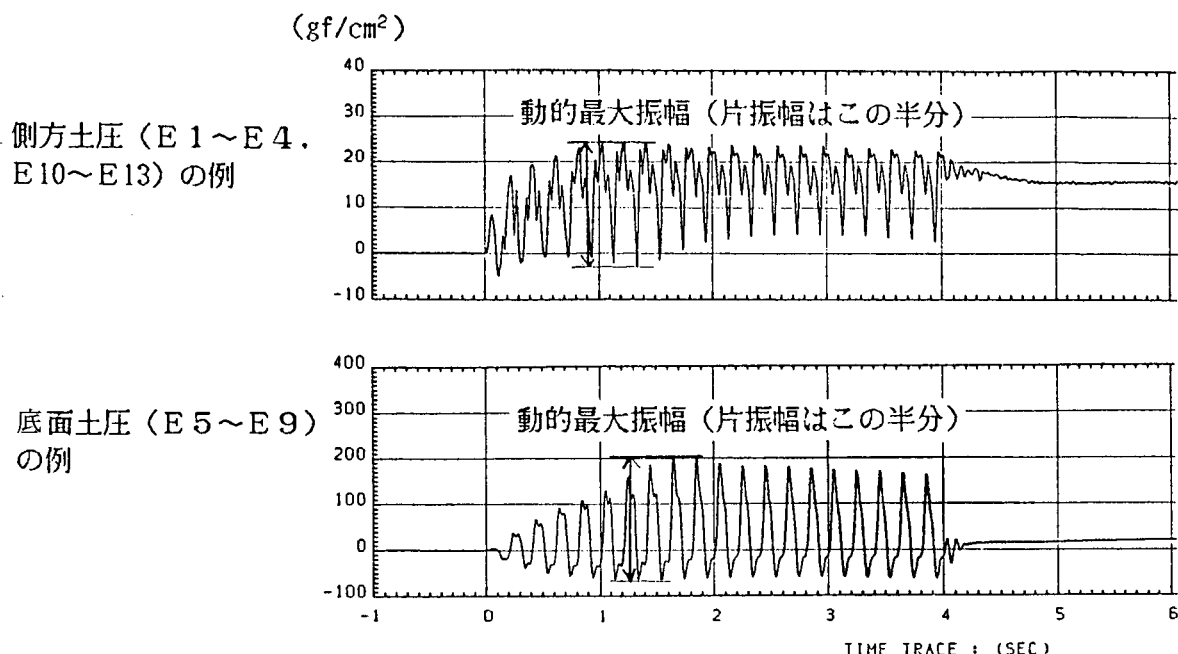


図4.2.3 動的土圧振幅

大きさともに比較的良く一致している。FLUSH による計算値は、液状化砂層の最下層が著しく小さい分布となる点が他と異なるが、全体的には条件 B, B' の場合に実測値に近い大きさとなっている。

図 4.2.5 は、改良体底面に作用する鉛直方向土圧の比較である。実測値のほうが FLUSH による計算値よりもかなり大きい。実測値は改良体の底面に土圧計を埋め込んで測定しているため、底面と支持層の接触状況の影響を受けている可能性があり、必ずしも正しい値とは言えない。図中には、拡張した動水圧公式と改良体に作用する慣性力から計算した値もあわせて示したが、FLUSH による計算値に比較的近い大きさとなっている。

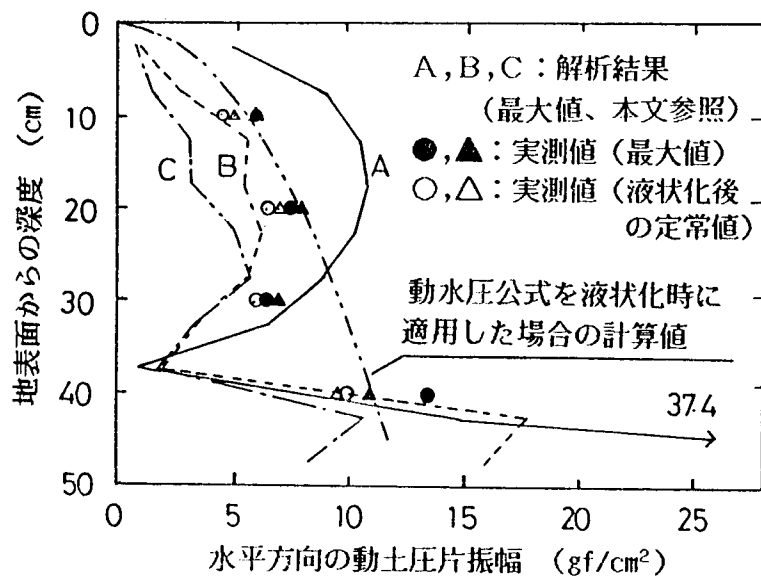
(2) 液状化に伴う土圧の変化

図 4.2.3 より、実測値では過剰間隙水圧の発生とともに動的な土圧振幅が大きくなる。一方、図 4.2.4, 図 4.2.5 を見ると、過剰間隙水圧の発生を考慮した条件 B, B', C のほうが、これを考慮しない条件 A よりも動的な土圧振幅が小さくなる。条件 A が液状化する前に、他の条件が液状化した後に対応しているものとすれば、実測値と計算値は逆の傾向を示していることになる。

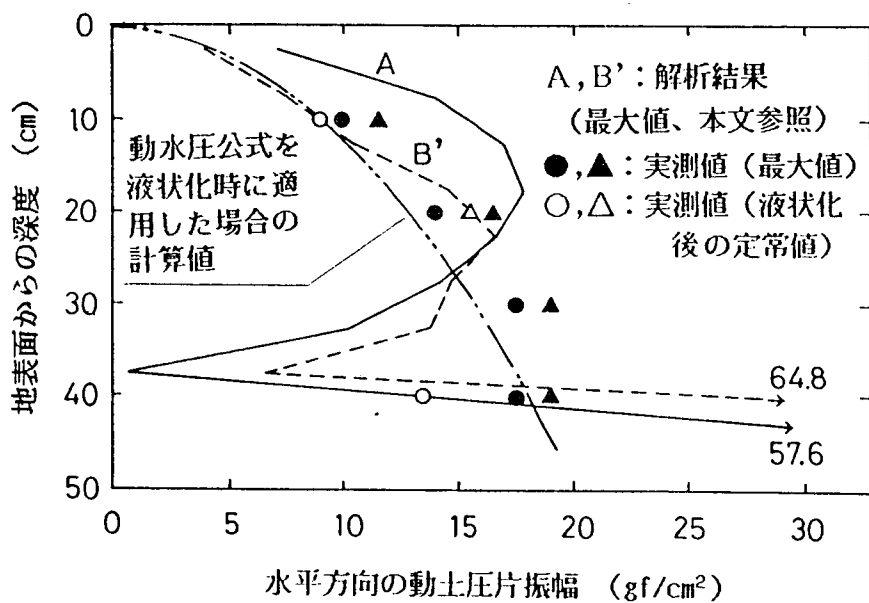
(3) 改良体の内部応力

図 4.2.6 は、FLUSH で改良体の側面に沿った要素の動的な最大せん断応力の最大値の深度方向分布である。深くなるほど内部応力が大きくなり、液状化層と支持層の境界付近の深度で最大値をとる。条件 A よりも条件 B, B' のほうが、条件 B よりも条件 C のほうが内部応力の大きさが全体的に小さい。(1)より、条件 B, B' の側方土圧の計算値は液状化時の実測値に比較的近かったため、この時の改良体の内部応力も条件 B, B' の結果に近いことが予想される。一方、液状化に伴う改良体の内部応力の変化に関しては、(2)より条件 A と他の条件の結果がそれぞれ液状化前後に対応しているとは言いがたい。

改良体の内部応力の照査を行う場合には、各サイクル毎の動的な変動成分に加えて、過剰間隙水圧の発生

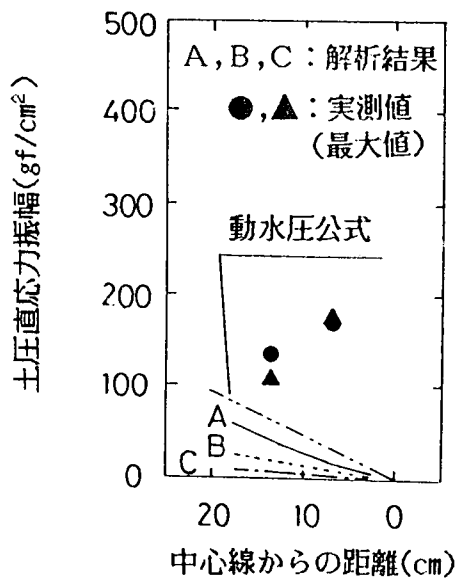


(a) 150gal加振時

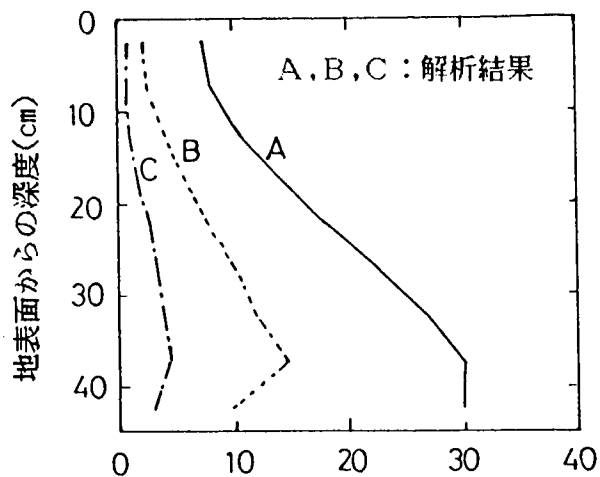


(b) 244gal加振時

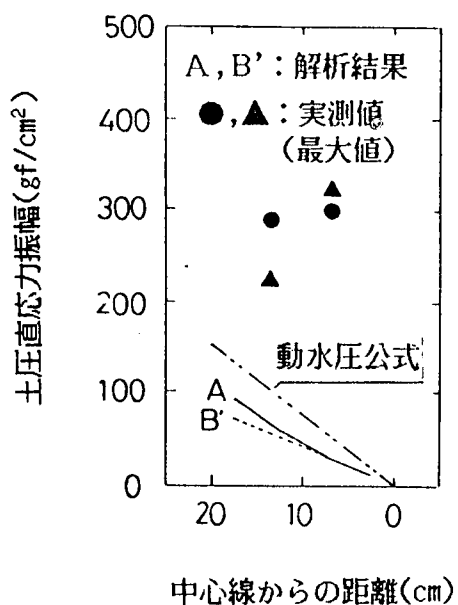
図4.2.4 側方土圧の比較



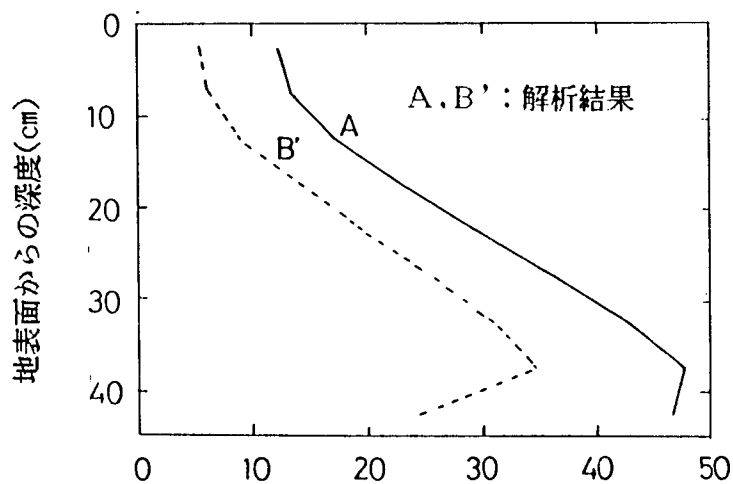
(a) 150gal加振時



(a) 150gal加振時



(b) 244gal加振時



(b) 244gal加振時

図4.2.5 底面土圧の比較

図4.2.6 改良体の内部応力

に伴う静的な変動成分も合わせて考慮する必要がある。

4.2.5 ま と め

等価線型応答解析を用いて、改良体に作用する土圧と改良体の内部応力に関する検討を行った結果をまとめると以下のようになる。

- ① 地盤が液状化した場合の改良体に作用する動的な土圧は、過剰間隙水圧の発生を考慮して地盤定数を設定することにより、等価線形応答解析である程度表現可能である。
- ② ただし、地盤が液状化する前後での動的な土圧の変化まで、この解析方法で表現できるとはいえない。
- ③ 改良体の内部応力についても、本解析方法の適用性に関しては①、②と同様のことが言える。深度が大きくなるほど動的な内部応力が大きくなるようである。

今後の課題として、より大規模な模型で測定点数の多い実験データを対象とした数値シミュレーションを行い、解析手法の検証の精度を上げるとともに、材料定数の設定法や解析手法自身の改良をすすめていくことが挙げられる。

(土木研究所)

4.3 盛土の両脇を固定改良した模型振動実験の動的外力に関する検討

4.3.1 目 的

盛土の液状化対策として、固化工法を用いた場合の改良体に作用する慣性力、地震時土圧、水圧および改良体と盛土の挙動や特性を模型振動実験を通して把握する。

4.3.2 検 討 方 法

昭和 63 年に実施した盛土モデルを用いた固化工法に関する模型振動実験（その 3）の中から、表 4.3.1 に

表4.3.1 盛土モデルの加振条件

実験モデル	入力波形	入力加速度最大値 (g a l)
モデル 2	正弦波 5 Hz 2 0 波	1 1 8
		2 0 2
		3 1 3
モデル 3		1 1 2
		1 9 1
		3 0 1
モデル 4		1 1 2
		1 9 1
		3 0 1

* モデル 3、モデル 4 は同じ振動台で同時に加振している。

表中の値は台加速度 (A 0 2) の実測値。

示す実験ケースに対して、改良体の水平変位、盛土の沈下、側圧、水圧および加速度のそれぞれの位相関係を検討した。また、加速度計、側圧計で得られた値から全慣性力、全側圧を換算し、これらの合力である動的外力と共にその関係を検討した。さらに、簡便な設計法の構築を最終目標とした上で滑動破壊に着目し、滑動前、滑動後において改良体に作用する外力を定性的・定量的に検討した。

ところで、これらの検討を全ての実験ケースで行っているが、施工性を考慮した上で実用化の可能性が最も高いモデル4について詳細に検討し、モデル2とモデル3については主にモデル4との特異点にのみコメントを行っている。

図4.3.1(a)~(c)に、検討に用いた盛土モデルと設置した計器の正・負の方向を示す。

4.3.3 検討結果

(1) 位相関係と動的外力

1) 加速度、側圧、水圧、変位の位相関係

i) 加 速 度

① 図4.3.2に、モデル4の112 gal入力における入力加速度と各水平加速度の波形の重ね描きを示す。

図4.3.3はモデル4の191 gal入力について、図4.3.4はモデル4の301 gal入力について図4.3.2と同じ整理をしたものである。

a. 112 gal入力では、入力加速度と各水平加速度計の波形の重ね描き、あるいはそれぞれの加速度計の波形の重ね描きは、全時刻において同位相、同振幅である。したがって、左右の改良体、盛土、軟弱層共に一体として運動している。

b. 入力加速度と各水平加速度計の波形の重ね描きより、191 gal入力の非液状化時では同位相、同振幅であるが、準液状化時、液状化時と時間を経るにつれて応答加速度の位相が段々遅れてくる。ただし、支持層はどの状態においても常に同位相であり液状化はしていない。

c. 入力加速度と各水平加速度計の波形の重ね描きより、301 gal入力では準液状化時、液状化時と時間を経るにつれて応答加速度の位相が段々遅れてくる。またその遅れは191 gal入力より大きい。

② 図4.3.5に、モデル4の191 gal入力における左右の改良体底面にある水平加速度計の波形の重ね描きを示す。

図4.3.6はモデル2の202 gal入力について、図4.3.7はモデル3の191 gal入力について図4.3.5と同じ整理をしたものである。

モデル2、モデル4では時間の経過と共に右側改良体の位相が少し遅れてくる。また水平加速度の応答値は、モデル4に比べるとモデル2が若干大きい。

一方モデル3では、左向きの加速度が最大を示す時刻では右側改良体の加速度応答が卓越しており、且つ位相が若干遅れている。右向きの加速度が最大を示す時刻では、逆に左側改良体の加速度応答が卓越しており、且つ位相が若干遅れている。したがって、各モデル共に左右の改良体は一体的な運動をしていないと言える。

③ 図4.3.8(a)(b)は、モデル4の191 gal・301 gal入力における右側改良体の上面と下面の水平加速度計の波形の重ね描き、および同じ改良体の上面の左右にある鉛直加速度計の重ね描きである。

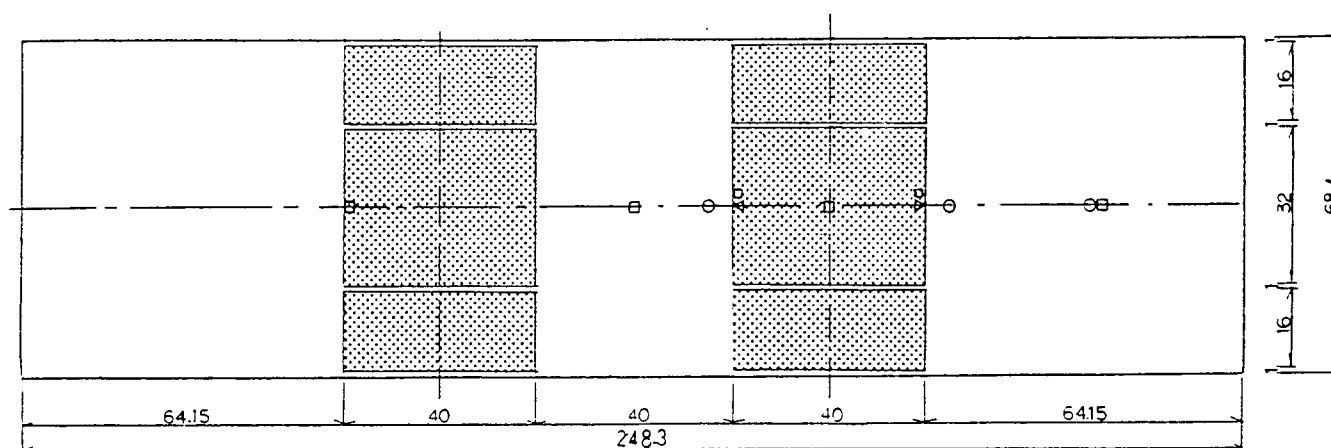
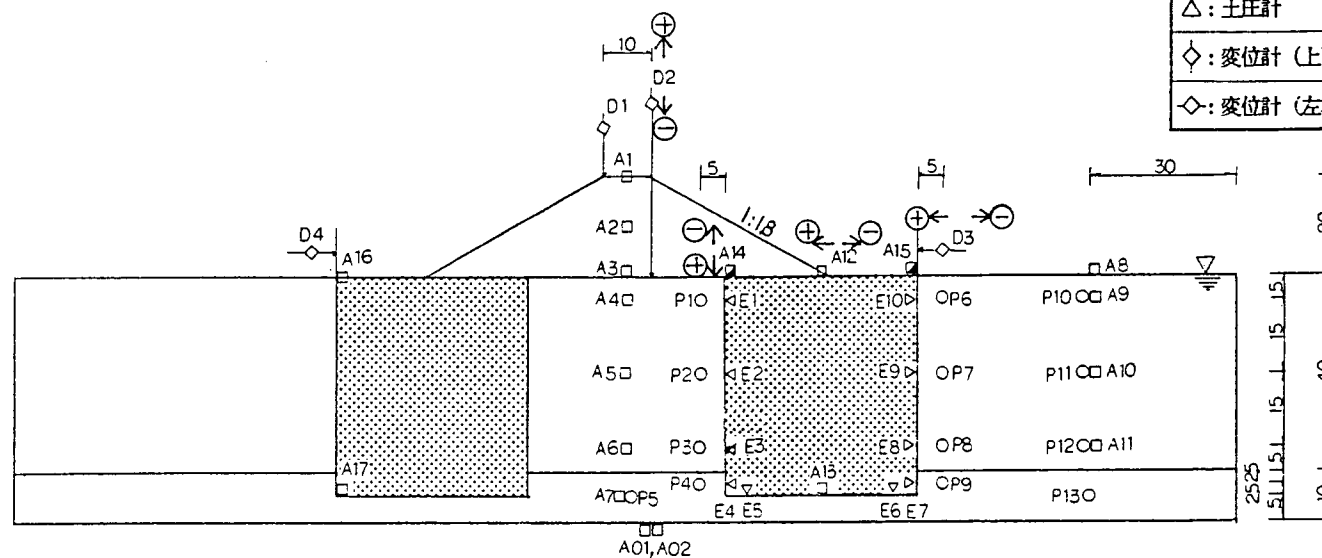


図4.3.1(a) 計器配置図 (モデル2)

	計 器 数	+の方向
○：間隙水圧計 (P)	19	圧縮
□：加速度計 (A)	17 (+2)	左 (下)
△：土圧計 (E)	10	圧縮
◇：変位計 (上下) (D)	2	上
◇：変位計 (左右) (D ₂)	2	左

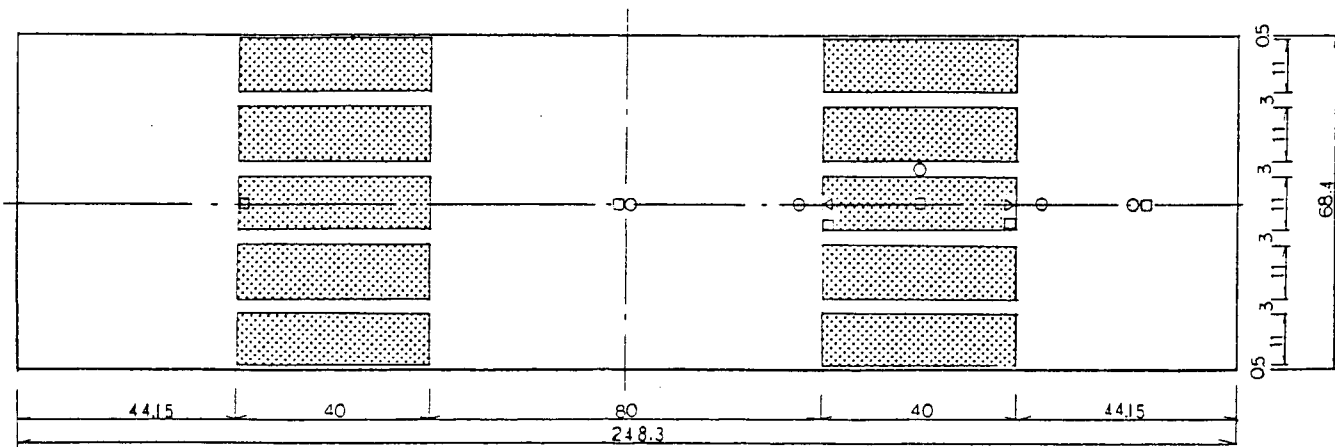
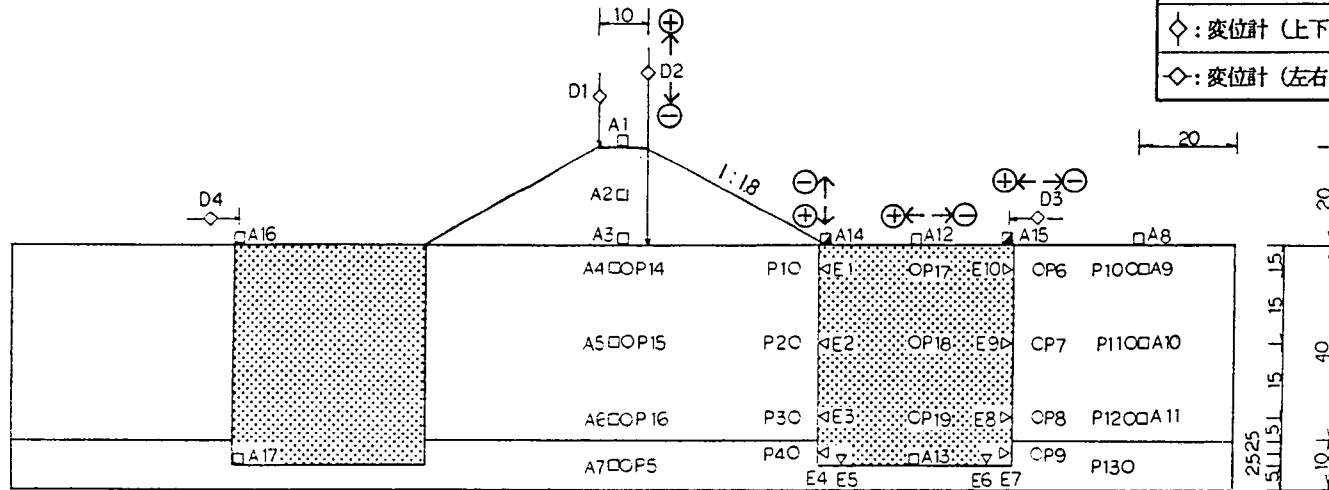


図4.3.1(b) 計器配置図 (モデル3)

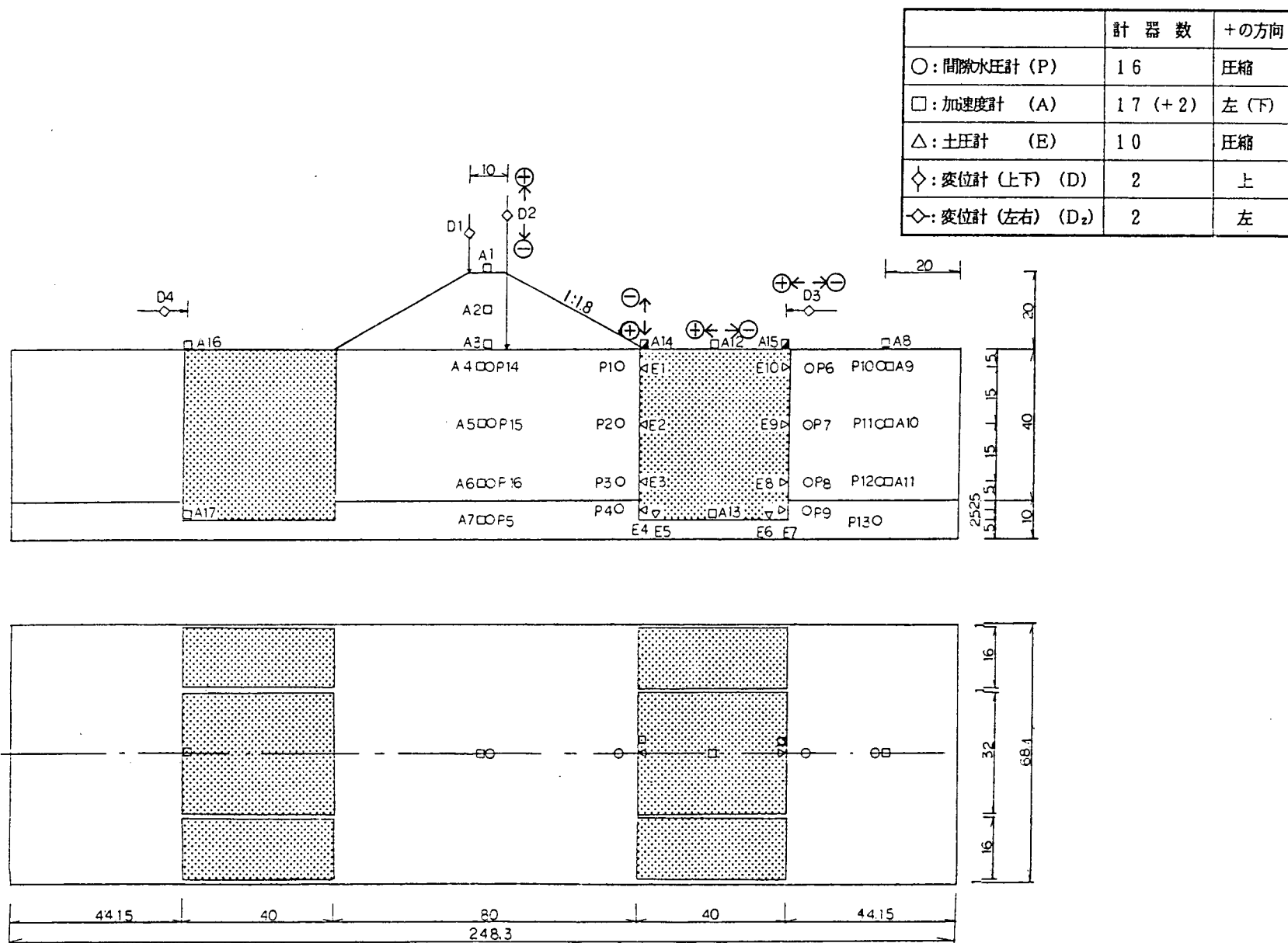
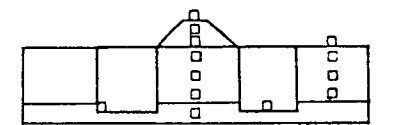
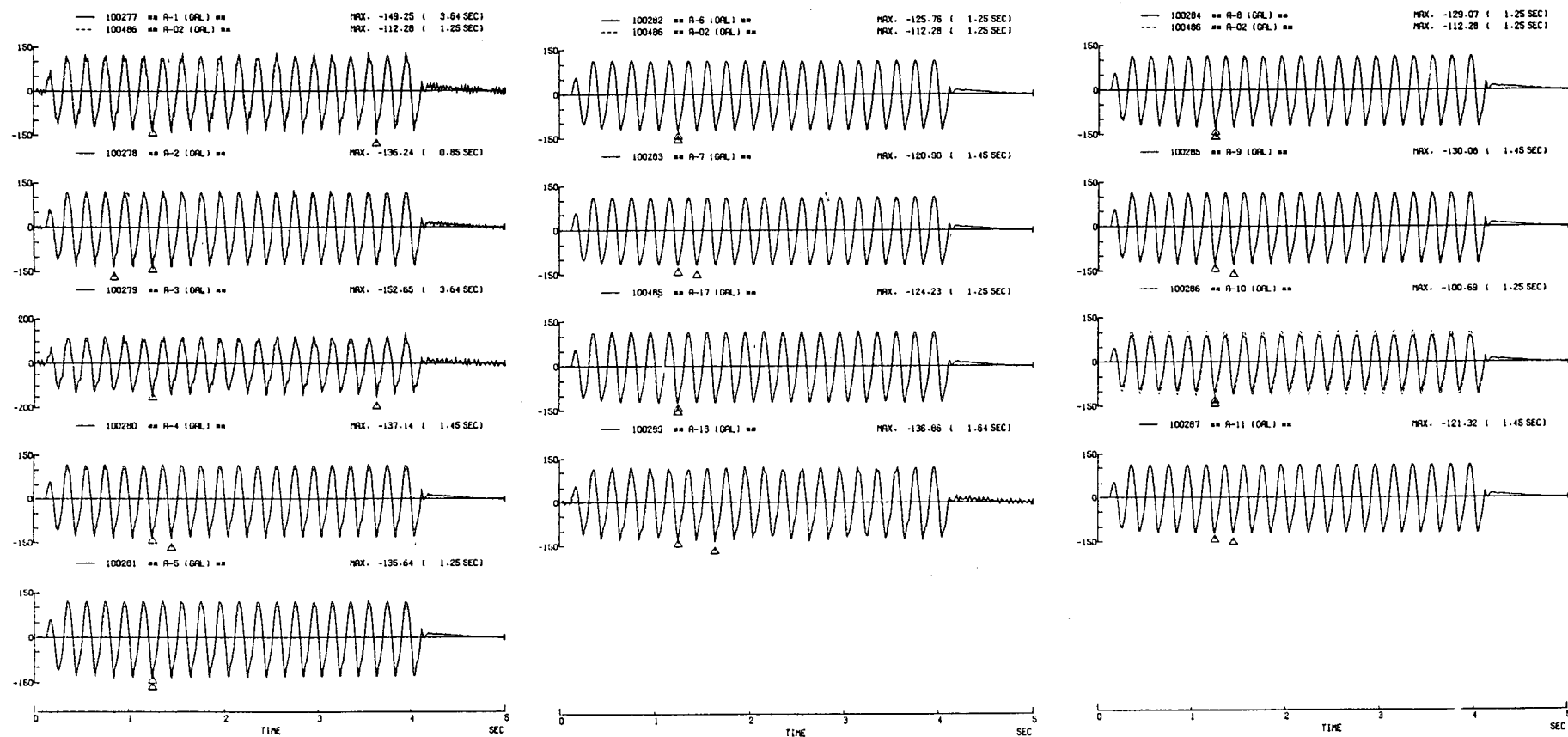
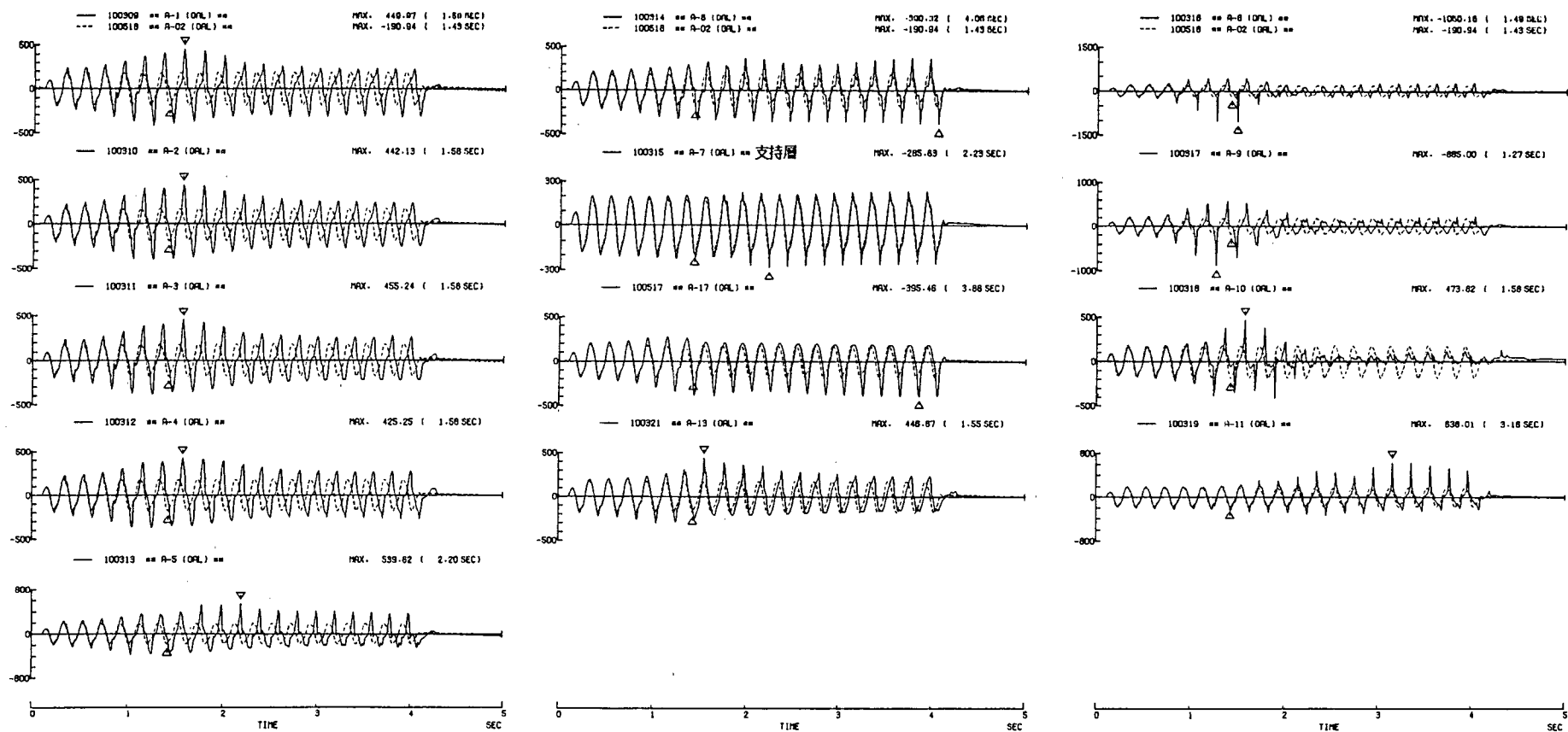


図4.3.1(c) 計器配置図 (モデル4)



A02: 台加速度

図4.3.2 入力加速度と水平加速度 (モデル4 112gal 入力)



A02: 台加速度

図4.3.3 入力加速度と水平加速度 (モデル4 191gal 入力)

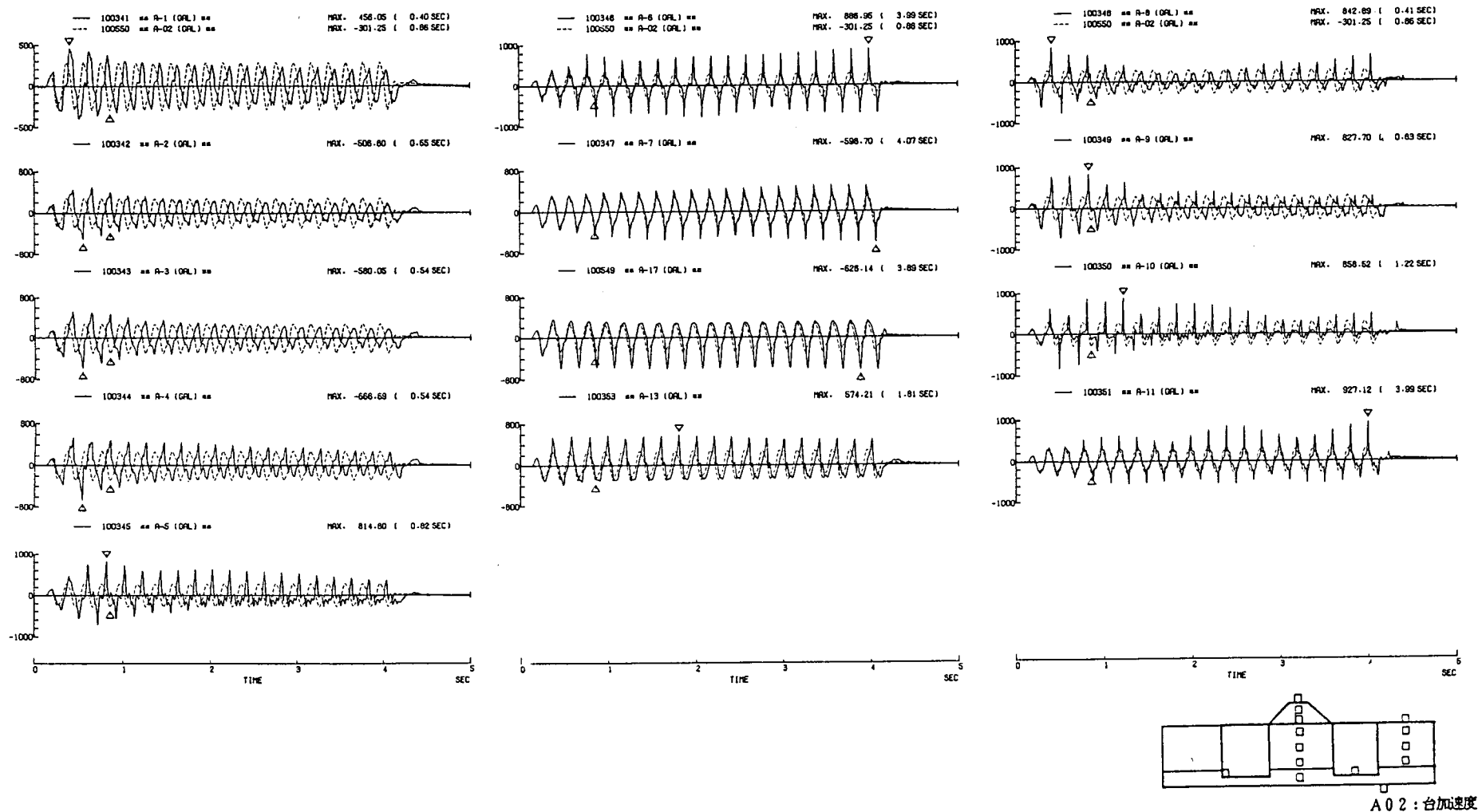


図4.3.4 入力加速と水平加速度 (モデル4 301gal 入力)

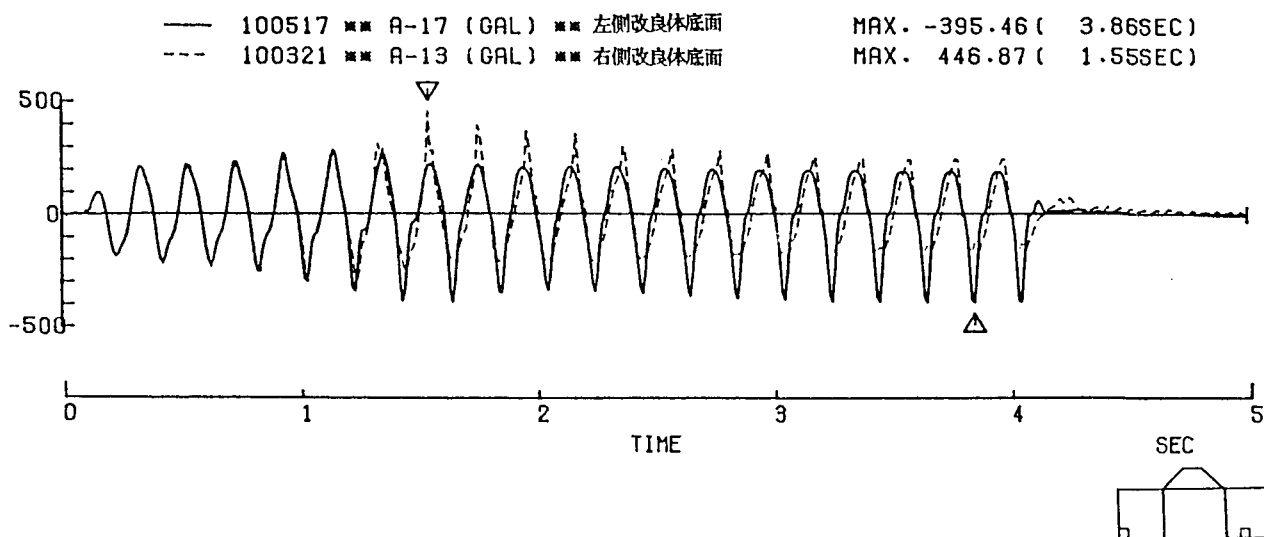


図4.3.5 改良体底面の水平加速度波形 (モデル4 191gal 入力)

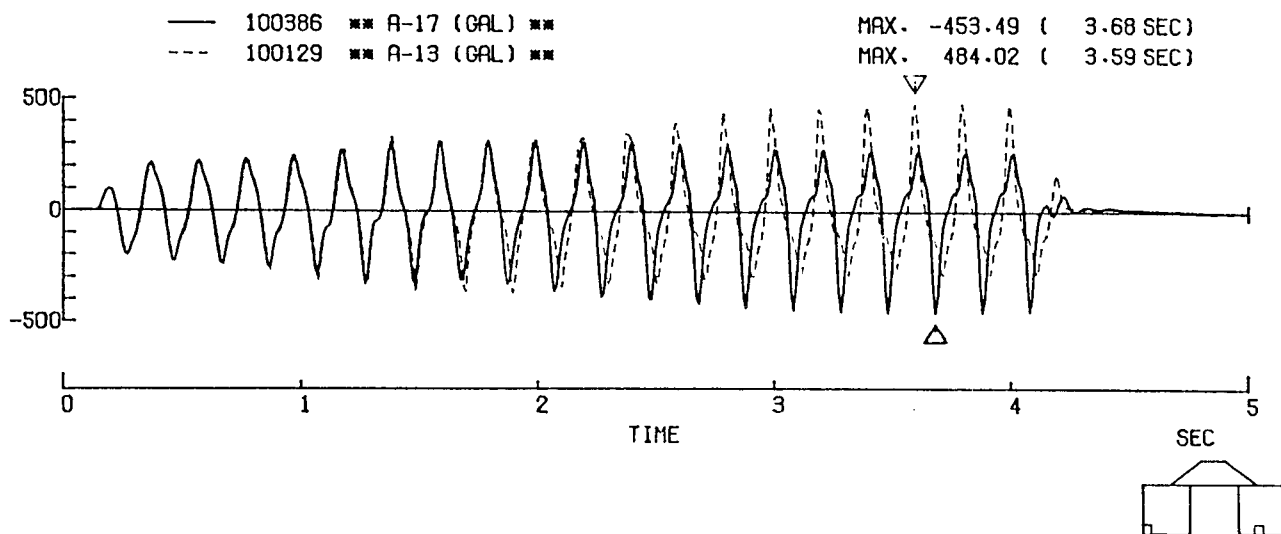


図4.3.6 改良体底面の水平加速度波形 (モデル2 202gal 入力)

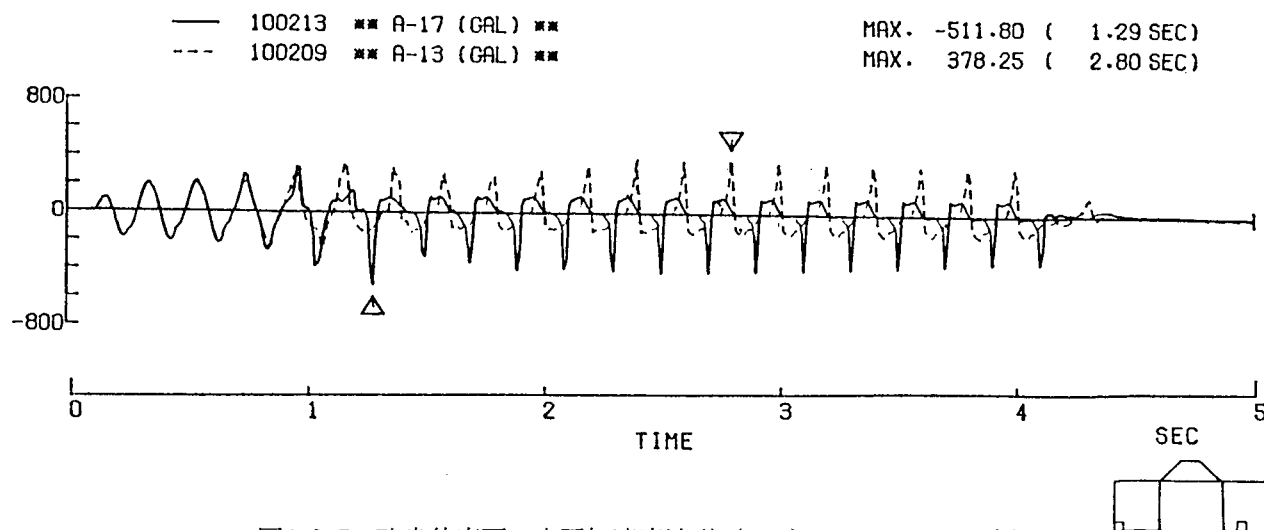


図4.3.7 改良体底面の水平加速度波形 (モデル3 191gal 入力)

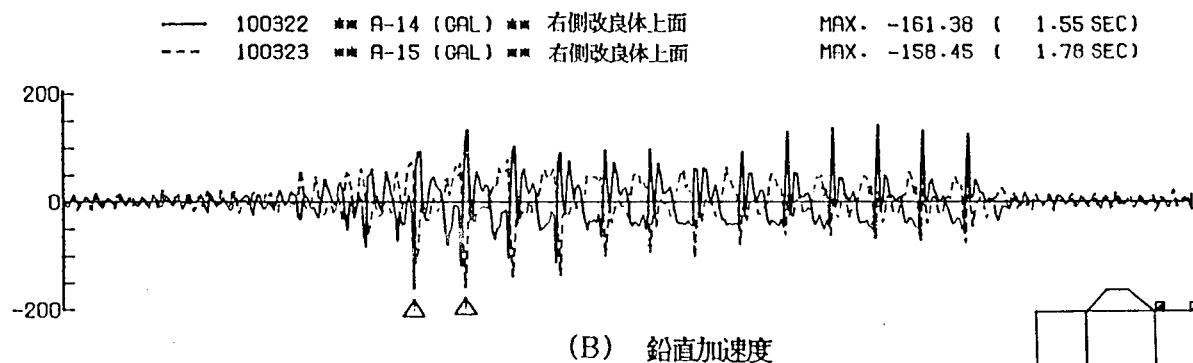
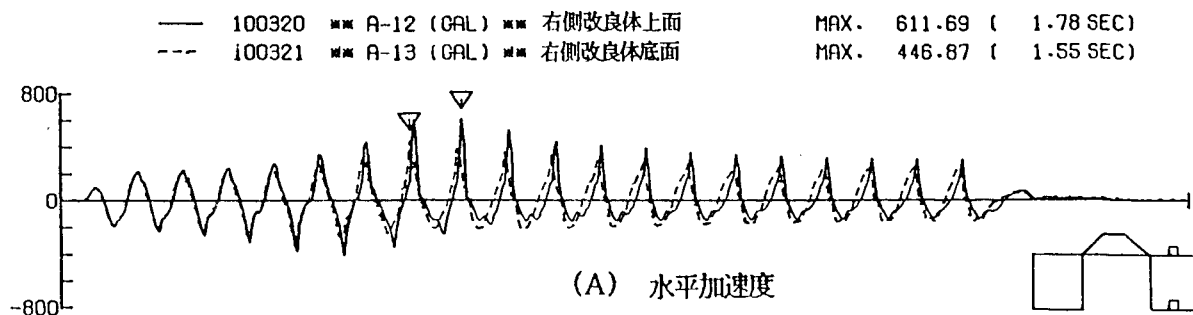


図4.3.8(a) 改良体の加速度波形 (モデル4 191gal 入力)

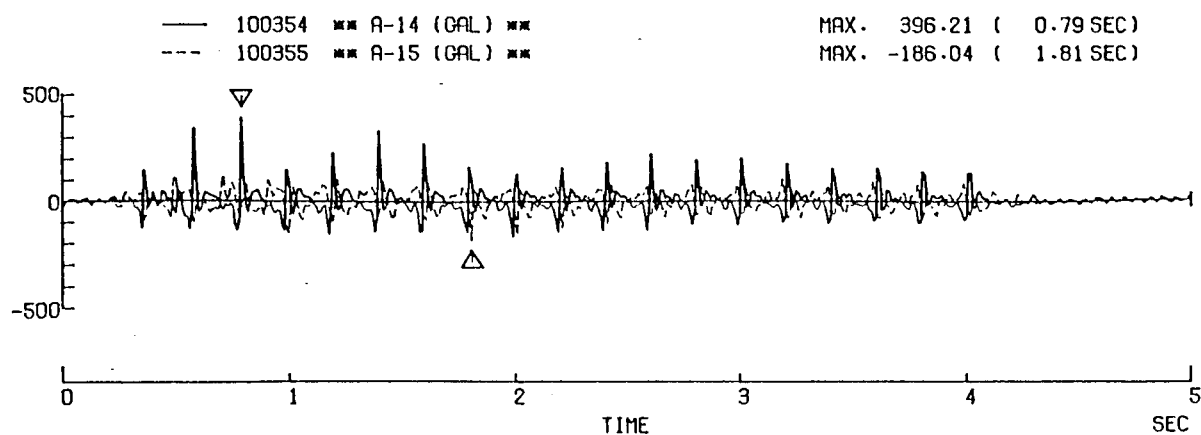
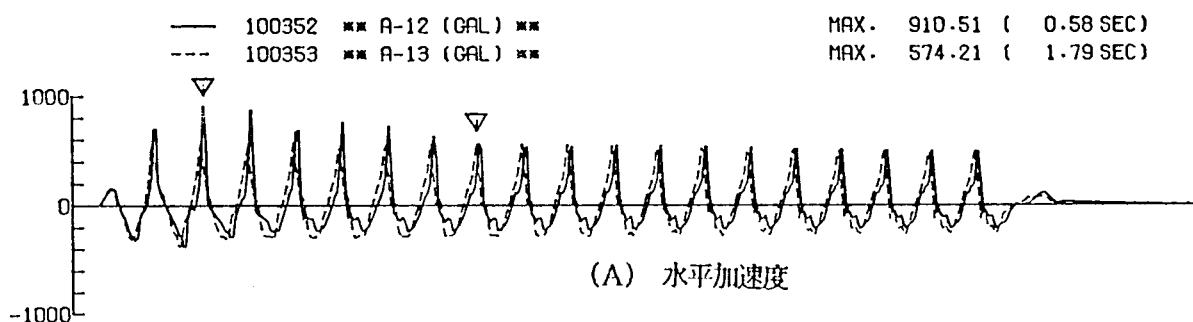


図4.3.8(b) 改良体の加速度波形 (モデル4 301gal 入力)

図 4.3.9 (a)(b) はモデル 2 の 202 gal・313 gal 入力について、図 4.3.10 (a)(b) はモデル 3 の 191 gal・301 gal 入力について図 4.3.8 と同じ整理をしたものである。

- a. モデル 4 において改良体上面の左右にある鉛直加速度計の波形は互いに逆位相である。また、改良体の上面、下面にある水平加速度計の波形はほぼ同位相であるが、下面に比べて上面の応答値が若干大きい。したがって、液状化時において右側改良体はロッキング運動を行っていると言える。

モデル 2 においてもほぼ同じ傾向を示しているが、改良体上面の水平加速度計の波形はさらに増幅されており、ロッキングモードは一層顕著に表れている。

モデル 3 では、改良体の上面、下面にある水平加速度計の波形はほぼ同位相である。またその応答値は、液状化の初期ではモデル 2、モデル 4 と同じく改良体の上面で大きい。時間の経過と共に改良体の下面の方が大きくなる。したがって、まず改良体の下部を支点としたロッキングモードが生じるが、液状化領域では改良体の上部を支点としたロッキングモードに変わってくることが言える。

- b. また各モデルの右側改良体上面の鉛直加速度計の波形の重ね描きより以下のことが言える。

モデル 4 では時間の経過と共に応答値は急激に増加しているが、自由地盤側と盛土側での応答にはあまり差が見られない。

これに対してモデル 2 では、応答値は時間の経過と共に比較的緩やかに増加している。また盛土側の応答値と自由地盤側の応答値を比較すると、202 gal 入力では盛土側で下向きの加速度が、313 gal 入力では同じく盛土側で上向きの加速度が常に大きく出ている。このような差は、モデル 2 が盛土により改良体の一部が上面で拘束されていることによる影響であると考えられる。

またモデル 3 では、盛土側は加速度の方向に拘らず自由地盤側より常に大きな応答値を示している。

- ④ 図 4.3.11 に、モデル 4 の 191 gal 入力における盛土上面の水平加速度計の波形と右側改良体上面の水平加速度計の波形の重ね描きを示す。

図 4.3.12 はモデル 2 の 202 gal 入力について、図 4.3.13 はモデル 3 の 191 gal 入力について図 4.3.11 と同じ整理をしたものである。

各モデル共に 4～5 波目までは同位相、同振幅であるが、時間の経過と共に、つまり液状化状態が顕著になるにつれて盛土の水平加速度計の波形が少しずつ遅れてくる。また、各加速度計の最大値とその発生時刻は、モデル 2 の改良体上面においてその値が若干小さく、かつその発生時刻が遅い以外はほぼ似た傾向を示している。

なおモデル 3 では、盛土上面、改良体上面の水平加速度が最大を示した後の減衰が大きく、モデル 4 がそれに続くが、モデル 2 ではその傾向は小さい。

- ⑤ 図 4.3.14 (a)～(c) にモデル 2 の各入力加速度における応答倍率を示す。ここで最大値の倍率とは、入力の最大値で各加速度計の最大値を割ったものであり、定常値の倍率とは、各加速度計の最大値の後の一定振幅期の片振幅の平均的な値を入力の最大値で割ったものである。

- a. 118 gal 入力では最大値の倍率と定常値の倍率は、どの部分を採用しても 0.9～1.2 であり、地盤は液状化していないと判断される。

- b. 202 gal 入力では、盛土およびその直下の地盤に設置した加速度計 (A 1～A 6) の最大値の倍率

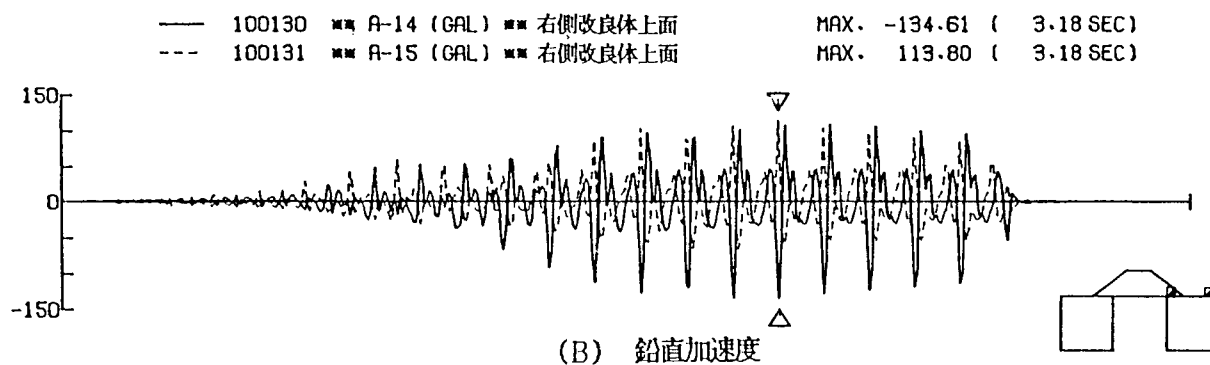
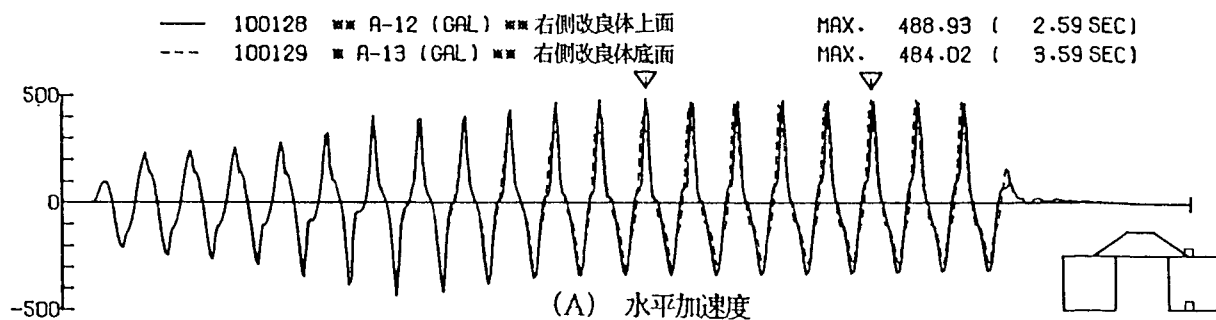


図4.3.9(a) 改良体の加速度波形 (モデル2 202gal 入力)

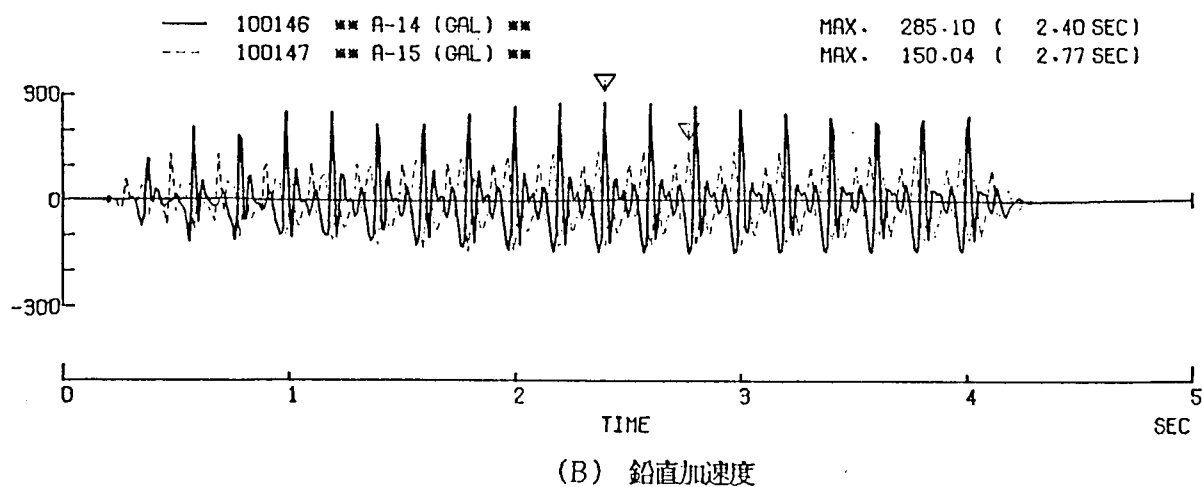
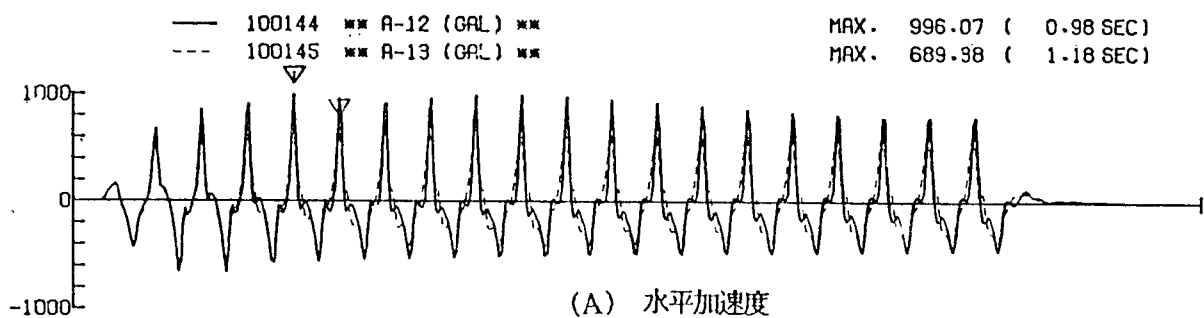


図4.3.9(b) 改良体の加速度波形 (モデル2 313gal 入力)

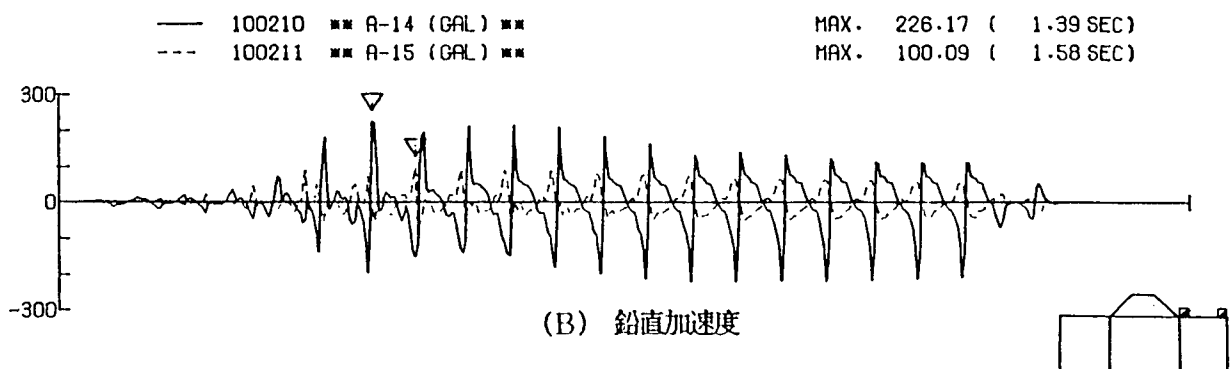
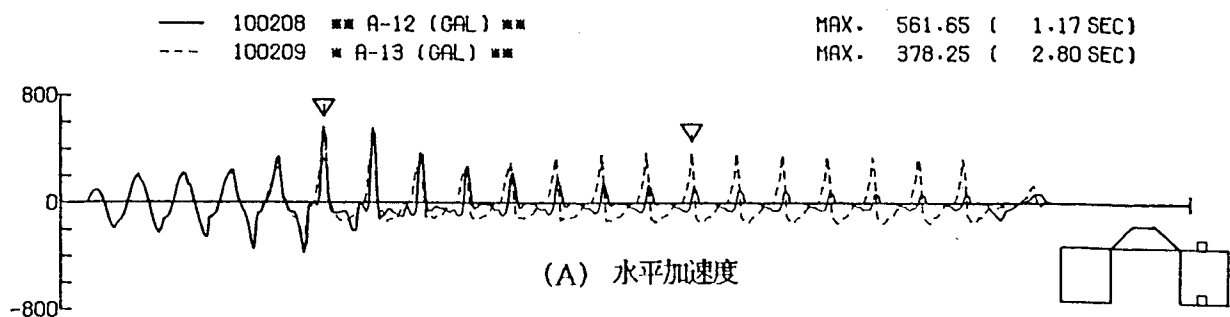


図4.3.10(a) 改良体の加速度波形 (モデル 3 191gal 入力)

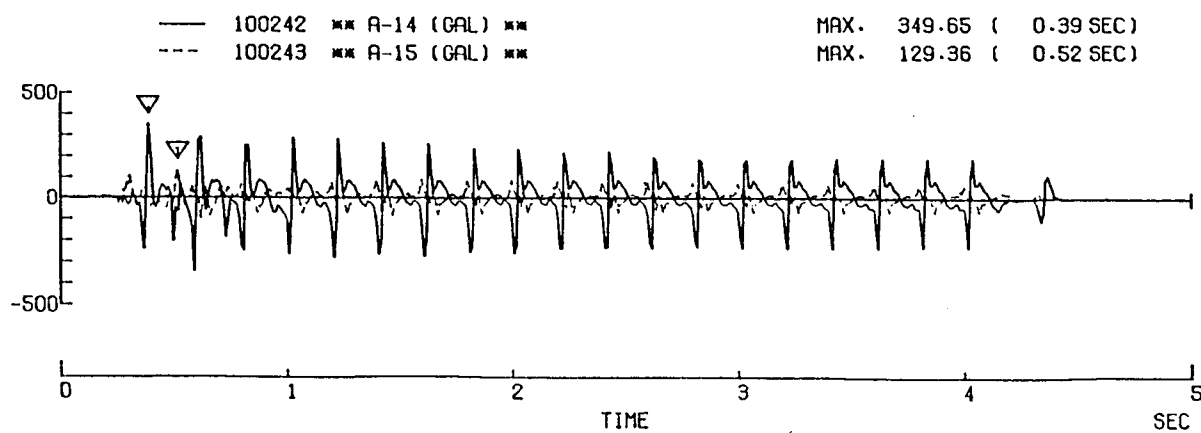
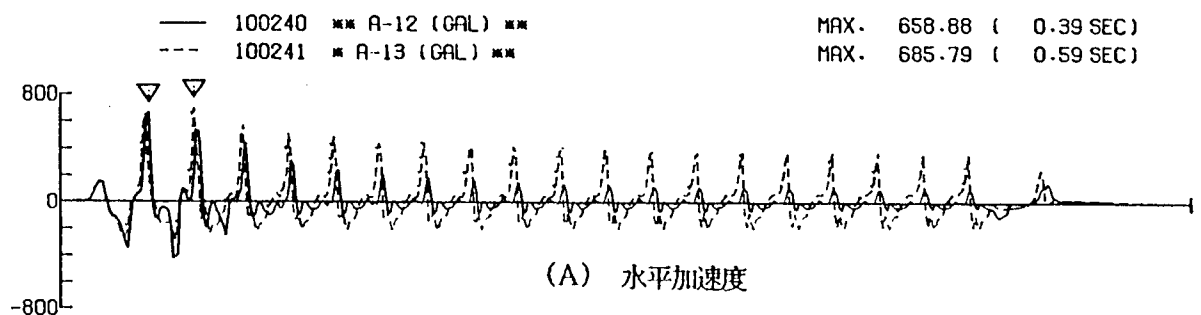


図4.3.10(b) 改良体の加速度波形 (モデル 3 191gal 入力)

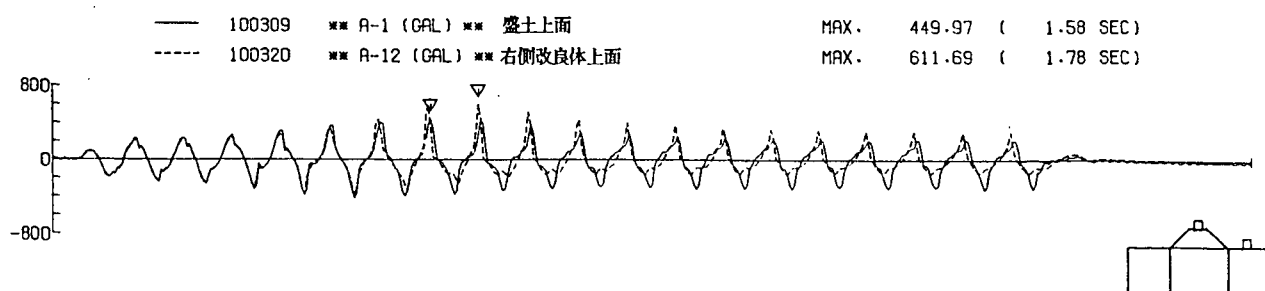


図 4.3.11 盛土上面と改良体上面の加速度波形 (モデル 4 191 gal 入力)

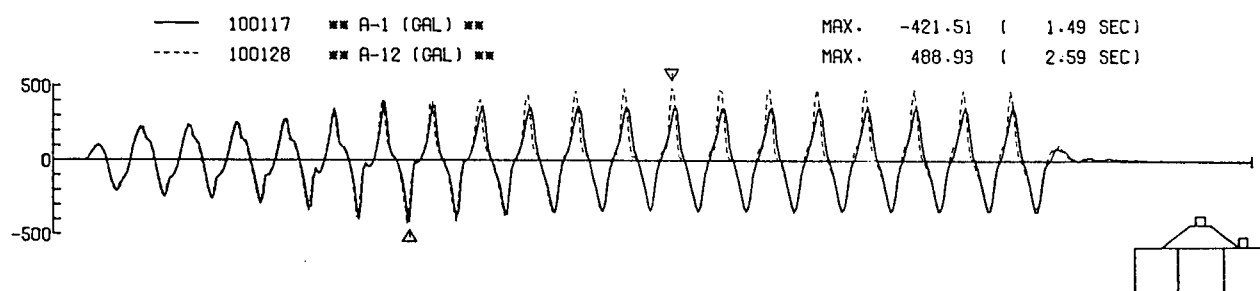


図4.3.12 盛土上面と改良体上面の加速度波形 (モデル 2 202gal 入力)

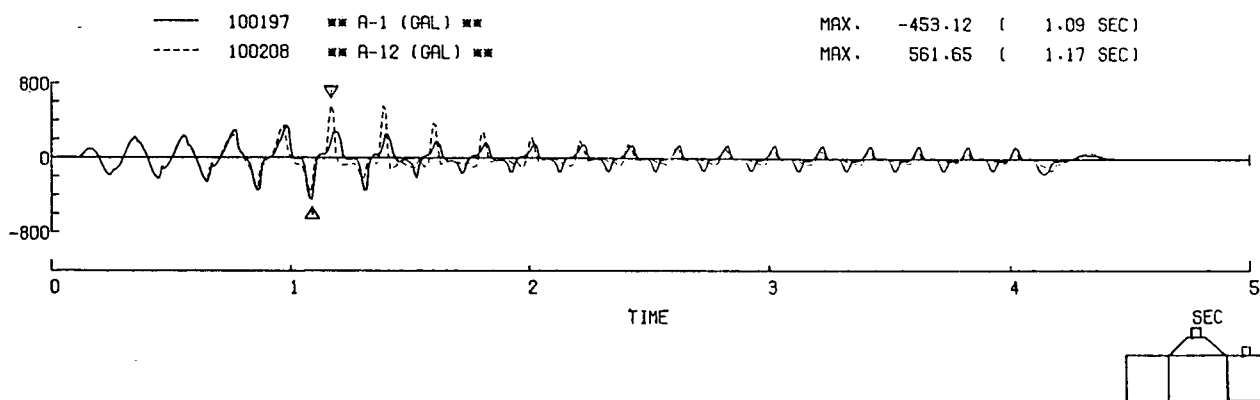


図4.3.13 盛土上面と改良体上面の加速度波形 (モデル 3 191gal 入力)

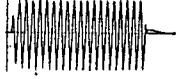
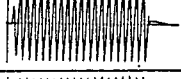
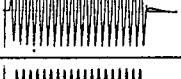
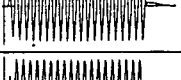
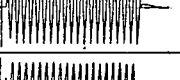
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		-118	1.25	1.0	—	—	—		A-9		-140	0.85	1.2	135	4.0	1.1	
A-1		-137	1.06	1.2	135	4.0	1.1		A-10		-108	0.85	0.9	103	4.0	0.9	
A-2		-140	2.25	1.2	139	4.0	1.2		A-11		-132	0.85	1.1	128	4.0	1.1	
A-3		-135	3.85	1.1	135	4.0	1.1		A-12		-138	0.85	1.2	133	4.0	1.1	
A-4		-144	0.85	1.2	139	4.0	1.2		A-13		-131	0.85	1.1	128	4.0	1.1	
A-5		-140	0.85	1.2	135	4.0	1.1		A-14		-2	1.77					
A-6		-133	0.85	1.1	128	4.0	1.1		A-15		-3	4.13					
A-7		-129	0.85	1.1	125	4.0	1.1		A-16		-133	2.45	1.1	131	4.0	1.1	
A-8		-146	0.85	1.2	139	4.0	1.2		A-17		-133	0.86	1.1	126	4.0	1.1	

図4.3.14(a) 加速度応答倍率（モデル2 118gal 入力）

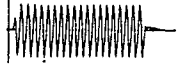
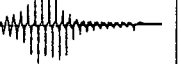
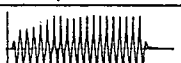
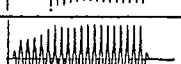
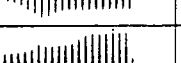
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		-202	1.06	1.0	—	—	—		A-9		-909	1.30	4.5	75	4.0	0.4	
A-1		-422	1.49	2.1	339	4.0	1.7		A-10		-480	1.69	2.4	125	4.0	0.6	
A-2		-430	1.28	2.1	394	4.0	2.0		A-11		-307	4.07	1.5				
A-3		-443	1.49	2.2	421	4.0	2.1		A-12		489	2.59	2.4	328	4.0	1.6	
A-4		-463	1.48	2.3	418	4.0	2.1		A-13		484	3.59	2.4				
A-5		-445	1.48	2.2	394	4.0	2.0		A-14		-135	3.18	0.7				
A-6		-352	1.48	1.7	331	4.0	1.6		A-15		114	3.18	0.6				
A-7		-337	2.26	1.7	288	4.0	1.4		A-16		-567	3.09	2.8				
A-8		-1051	1.58	5.2	79	4.0	0.4		A-17		-458	3.68	2.3				

図4.3.14(b) 加速度応答倍率（モデル2 202gal入力）

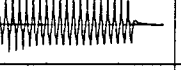
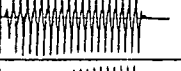
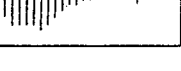
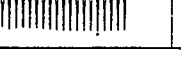
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		313	0.36	1.0	—	—	—		A-9		1063	1.02	3.4	150	4.0	0.5	
A-1		-536	0.49	1.7	368	4.0	1.2		A-10		-895	0.89	2.9	220	4.0	0.7	
A-2		-651	0.70	2.1	580	4.0	1.9		A-11		-548	1.86	1.8	480	4.0	1.5	
A-3		762	2.22	2.4	660	4.0	2.1		A-12		996	0.98	3.2	778	4.0	2.5	
A-4		778	1.79	2.5	760	4.0	2.4		A-13		689	1.18	2.2	614	4.0	2.0	
A-5		744	0.78	2.4	630	4.0	2.0		A-14		285	2.40	0.9	239	4.0	0.8	
A-6		758	4.07	2.4					A-15		150	2.77	0.5	133	4.0	0.4	
A-7		634	3.96	2.0					A-16		-961	1.48	3.1	938	4.0	3.0	
A-8		-1071	1.34	3.4	75	4.0	0.2		A-17		-648	3.28	2.1	640	4.0	2.0	

図4.3.14(c) 加速度応答倍率 (モデル2 313gal 入力)

(1.7~2.3) と定常値の倍率 (1.6~2.1) は殆んど変わらない。一方、自由地盤側に設置した加速度計 (A 8, A 9, A 10) では、最大値の倍率 (2.4~5.2) ≧ 定常値の倍率 (0.4~0.6) である。したがって、盛土およびその直下にあたる改良体で挟まれた地盤は液状化していないが、自由地盤側では液状化していると考えられる。

c. 313 gal 入力では 202 gal 入力と同様の事が言える。つまり、盛土およびその直下の地盤では最大値の倍率 (1.7~2.5) と定常値の倍率 (1.2~2.4) はほぼ等しく液状化に至っていないと考えられるが、自由地盤側では、最大値の倍率 (2.9~3.4) ≧ 定常値の倍率 (0.2~0.7) であり液状化していると考えられる。

⑥ 図 4.3.15 (a)~(c) にモデル 3 の各入力加速度における応答倍率を示す。

a. 112 gal 入力では最大値の倍率と定常値の倍率は、どの部分を探っても 1.0~1.1 であり、地盤は液状化していないと考えられる。

b. 191 gal 入力では、支持層に設置した加速度計 (A 7) の最大値の倍率 (1.1) は定常値の倍率に等しいが、その他はどの部分を探っても最大値の倍率 (1.8~3.0) ≧ 定常値の倍率 (0.4~1.6) であり、支持層を除いて液状化していると判断される。

c. 301 gal 入力では、支持層の最大値の倍率 (1.3) は定常値の倍率 (1.2) とほぼ等しく、その他の層では最大値の倍率 (1.3~3.0) > 定常値の倍率 (0.3~1.5) となる。したがって 191 gal 入力と同様に支持層を除いて液状化しているといえることができる。

⑦ 図 4.3.16 (a)~(c) にモデル 4 の各入力速度における応答倍率を示す。

a. 112 gal 入力では最大値の倍率は 0.9~1.4 であり、定常値の倍率は 0.8~1.2 とどの部分を探っても殆ど変わらず、液状化していないと判断される。

b. 191 gal 入力では、支持層は最大値の倍率 (1.5) ≧ 定常時の倍率 (1.2) であるが、その他はどの部分を探っても最大値の倍率 (1.0~5.5) ≧ 定常値の倍率 (0.6~1.9) であり、支持層を除いて液状化していると判断される。

c. 301 gal 入力では、盛土および軟弱層は最大値の倍率 (1.5~3.0) ≧ 定常値の倍率 (0.5~1.6) であり、液状化していると考えられる。また支持層は最大値の倍率が 2.0 と大きいので、少なくとも準液状化の状態にあると考えられる。

ii) 変 位

図 4.3.17 (a)~(c) はモデル 4 の 191 gal 入力における盛土の上面と下面の沈下計の波形の重ね描き、盛土上面の沈下計と右側改良体上面の水平変位計の波形の重ね描き、および左右の改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きである。

図 4.3.18 (a)~(c) はモデル 2 の 202 gal 入力について、図 4.3.19 (a)~(c) はモデル 3 の 191 gal 入力について図 4.3.17 と同じ整理をしたものである。

これらより以下の事が言える。

① モデルの違いに拘らず盛土の沈下は直線的に進行し、その沈下量は盛土上面の方が盛土下面に比較して大きい。また、盛土直下の地盤が液状化していない〔i〕⑤参照〕モデル 2 の盛土上面の沈下計の波形

NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		-115	1.42	1.0	—	—	—		A-9		-127	3.62	1.1	123	4.0	1.1	
A-1		-131	2.62	1.1	127	4.0	1.1		A-10		-123	1.82	1.1	120	4.0	1.0	
A-2		-131	2.62	1.1	125	4.0	1.1		A-11		-123	1.22	1.1	120	4.0	1.0	
A-3		-130	2.62	1.1	124	4.0	1.1		A-12		-128	2.62	1.1	124	4.0	1.1	
A-4		-130	2.62	1.1	124	4.0	1.1		A-13		-122	1.42	1.1	117	4.0	1.0	
A-5		-128	2.62	1.1	123	4.0	1.1		A-14		-9	2.02					
A-6		-123	1.82	1.1	120	4.0	1.0		A-15		5	2.62					
A-7		-121	1.42	1.1	117	4.0	1.0		A-16		-128	1.82	1.1	123	4.0	1.1	
A-8		-125	1.22	1.1	120	4.0	1.0		A-17		-123	1.22	1.1	119	4.0	1.0	

図4.3.15(a) 加速度応答倍率 (モデル 3 112gal 入力)

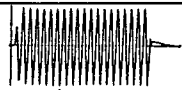
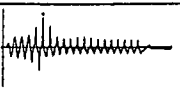
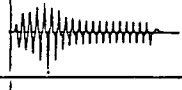
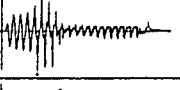
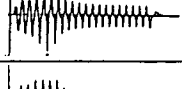
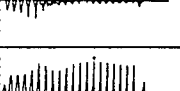
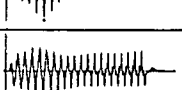
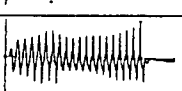
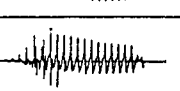
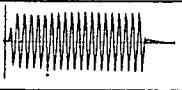
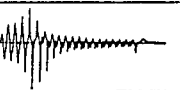
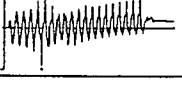
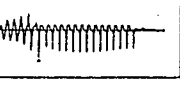
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-01		-195	1.43	1.0	—	—	—		A-9		589	1.18	3.0	140	4.0	0.7	
A-1		-453	1.09	2.3	131	4.0	0.7		A-10		-486	1.06	2.5	88	4.0	0.5	
A-2		-434	1.09	2.2	136	4.0	0.7		A-11		345	1.76	1.8	304	4.0	1.6	
A-3		-430	1.09	2.2	125	4.0	0.6		A-12		562	1.17	2.9	58	4.0	0.3	
A-4		-409	1.09	2.1	128	4.0	0.7		A-13		378	2.80	1.9	328	4.0	1.7	
A-5		-380	1.31	1.9	188	4.0	1.0		A-14		226	1.39	1.2	113	4.0	0.6	
A-6		399	3.97	2.0					A-15		100	1.58	0.5	56	4.0	0.3	
A-7		-216	1.23	1.1	210	4.0	1.1		A-16		-493	1.06	2.5	39	4.0	0.2	
A-8		-442	1.08	2.3	85	4.0	0.4		A-17		-512	1.29	2.6	334	4.0	1.7	

図4.3.15(b) 加速度応答倍率 (モデル3 191gal 入力)

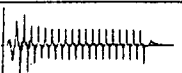
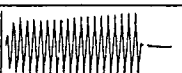
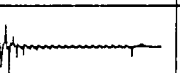
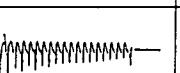
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		-309	0.85	1.0	—	—	—		A-9		-855	0.73	2.8	190	4.0	0.6	
A-1		396	0.42	1.3	99	4.0	0.3		A-10		-910	0.49	2.9	125	4.0	0.4	
A-2		-459	0.55	1.5	114	4.0	0.4		A-11		590	1.57	1.9	462	4.0	1.5	
A-3		-500	0.55	1.6	105	4.0	0.3		A-12		659	0.39	2.1	96	4.0	0.3	
A-4		547	0.43	1.8	122	4.0	0.4		A-13		686	0.59	2.2	358	4.0	1.2	
A-5		-710	0.50	2.3	298	4.0	1.0		A-14		350	0.39	1.1	186	4.0	0.6	
A-6		918	0.57	3.0					A-15		129	0.52	0.4	59	4.0	0.2	
A-7		-417	0.64	1.3	373	4.0	1.2		A-16		-639	0.50	2.1	40	4.0	0.2	
A-8		707	3.39	2.3					A-17		-691	0.49	2.2	180	4.0	0.6	

図4.3.15(c) 加速度応答倍率 (モデル3 301gal 入力)

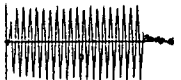
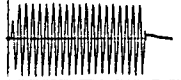
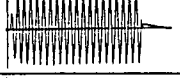
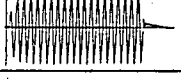
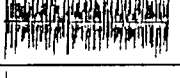
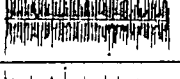
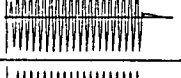
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備 考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備 考
		値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率				値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	
A-02		-112	1.25	1.0	—	—	—		A- 9		-130	1.45	1.2	116	4.0	1.0	
A- 1		-149	3.64	1.3	131	4.0	1.2		A-10		-101	1.25	0.9	89	4.0	0.8	
A- 2		-136	0.85	1.2	115	4.0	1.0		A-11		-121	1.45	1.1	111	4.0	1.0	
A- 3		-153	3.64	1.4	137	4.0	1.2		A-12		-130	1.22	1.2	114	4.0	1.0	
A- 4		-137	1.45	1.2	120	4.0	1.1		A-13		-137	0.85	1.1	119	4.0	1.1	
A- 5		-136	1.25	1.2	120	4.0	1.1		A-14		19	3.78	0.2				
A- 6		-126	1.25	1.1	113	4.0	1.0		A-15		-22	3.18	0.2				
A- 7		-121	1.45	1.1	112	4.0	1.0		A-16								
A- 8		-129	1.25	1.2	114	4.0	1.0		A-17		-124	1.25	1.1	118	4.0	1.1	

図4.3.16(a) 加速度応答倍率（モデル4 112gal 入力）

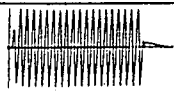
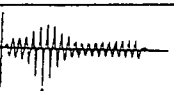
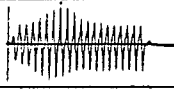
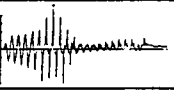
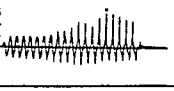
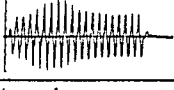
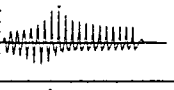
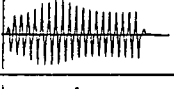
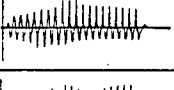
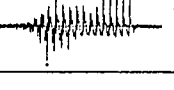
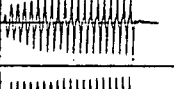
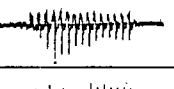
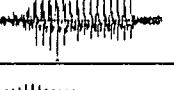
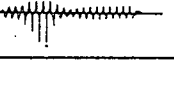
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備考
		値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率				値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	値 (GAL)	時刻 (sec)	倍率	
A-02		-191	1.43	1.0	—	—	—		A-9		-885	1.27	4.6	247	4.0	1.3	
A-1		450	1.58	2.4	223	4.0	1.2		A-10		474	1.58	2.5	120	4.0	0.6	
A-2		442	1.58	2.3	237	4.0	1.2		A-11		638	3.16	3.3				
A-3		455	1.58	2.4	263	4.0	1.4		A-12		612	1.78	3.2	299	4.0	1.6	
A-4		425	1.58	2.2	273	4.0	1.4		A-13		447	1.55	2.3	213	4.0	1.1	
A-5		540	2.20	2.8	368	4.0	1.9		A-14		-161	1.55	0.8				
A-6		-390	4.05	2.0					A-15		-158	1.78	0.8				
A-7		-286	2.23	1.5	234	4.0	1.2		A-16								
A-8		-1050	1.49	5.5	300	4.0	1.6		A-17		-395	3.86	2.1	180	4.0	0.9	

図4.3.16(b) 加速度応答倍率 (モデル4 191gal 入力)

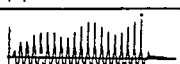
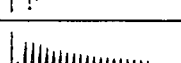
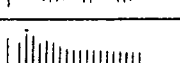
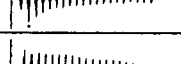
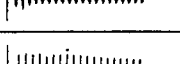
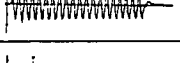
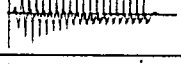
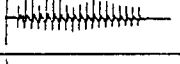
NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備 考	NO	時刻歴パターン	最大値			定常値			備 考
		値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率				値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	値 (GAL)	時 刻 (sec)	倍 率	
A-02		-301	0.86	1.0	—	—	—		A- 9		828	0.83	2.7	267	4.0	0.9	
A- 1		456	0.40	1.5	193	4.0	0.6		A-10		859	1.22	2.9				
A- 2		-507	0.55	1.7	181	4.0	0.6		A-11		927	3.99	3.1				
A- 3		-580	0.54	1.9	160	4.0	0.5		A-12		911	0.58	3.0	473	4.0	1.6	
A- 4		-667	0.54	2.2	267	4.0	0.9		A-13		574	1.81	1.9				
A- 5		815	0.82	2.7	347	4.0	1.2		A-14		396	0.79	1.3				
A- 6		887	3.99	2.9					A-15		-186	1.81	0.6				
A- 7		-599	4.07	2.0					A-16								
A- 8		843	0.41	2.8					A-17		-626	3.89	2.1				

図4.3.16(c) 加速度応答倍率 (モデル4 301gal 入力)

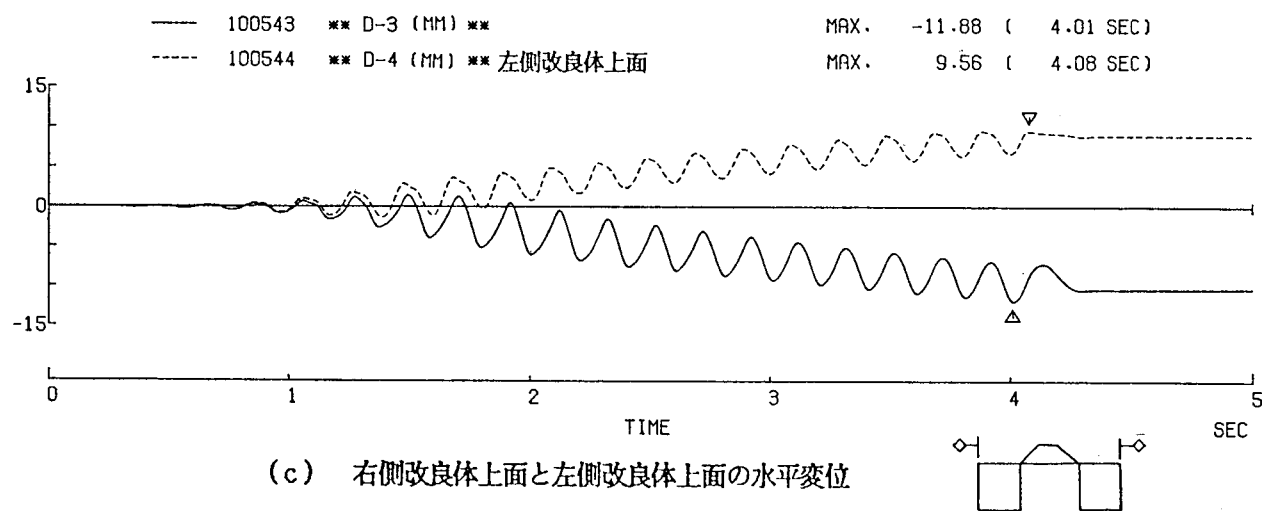
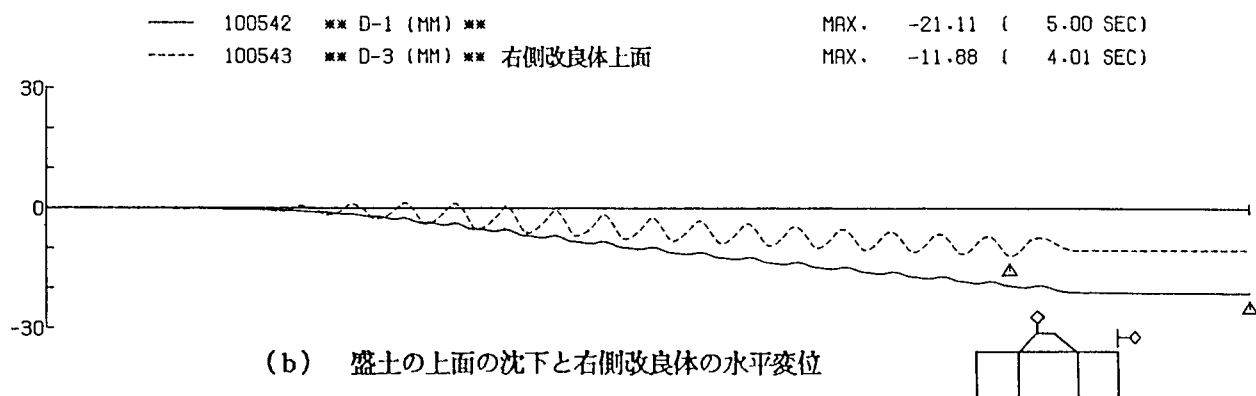
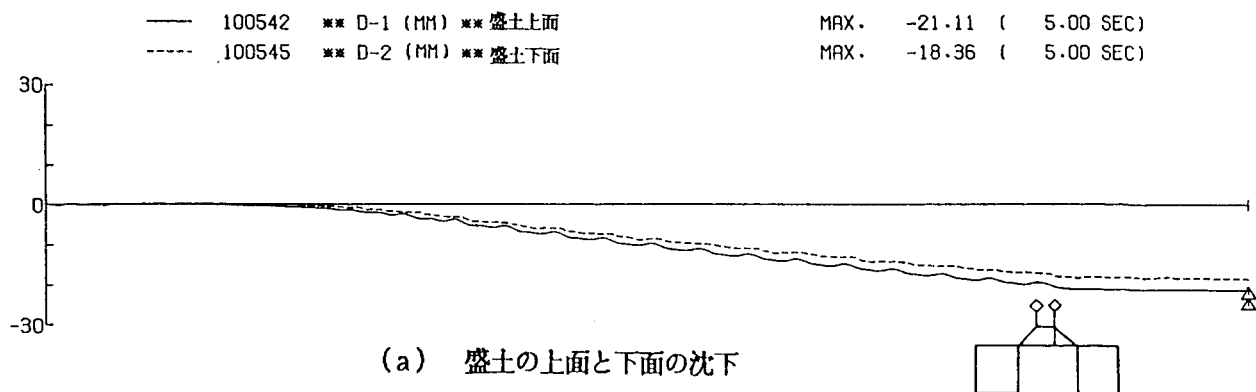


図4.3.17 盛土と改良体の変位 (モデル4 191gal 入力)

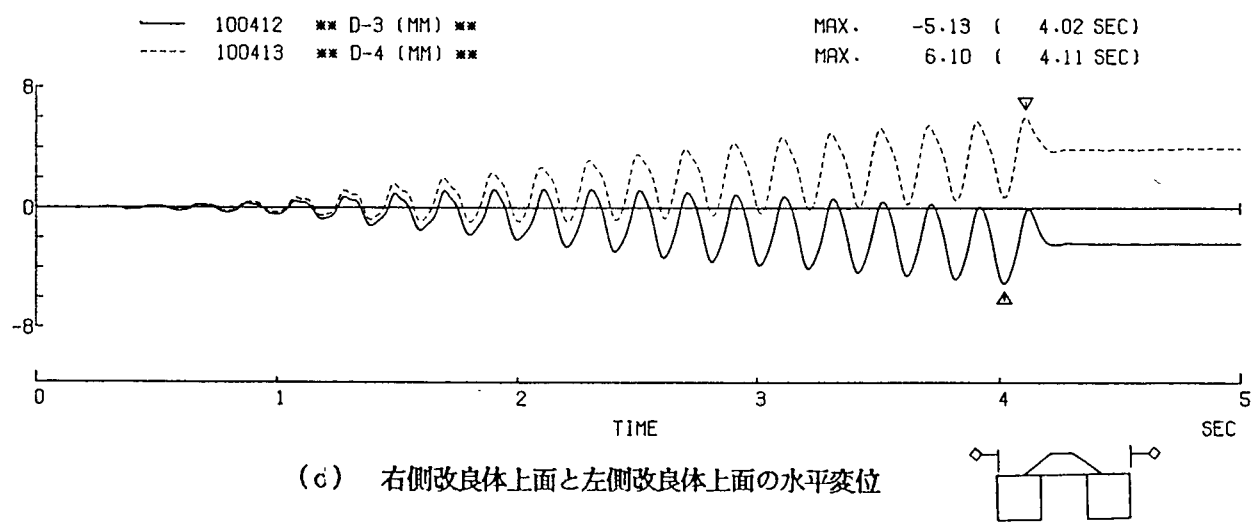
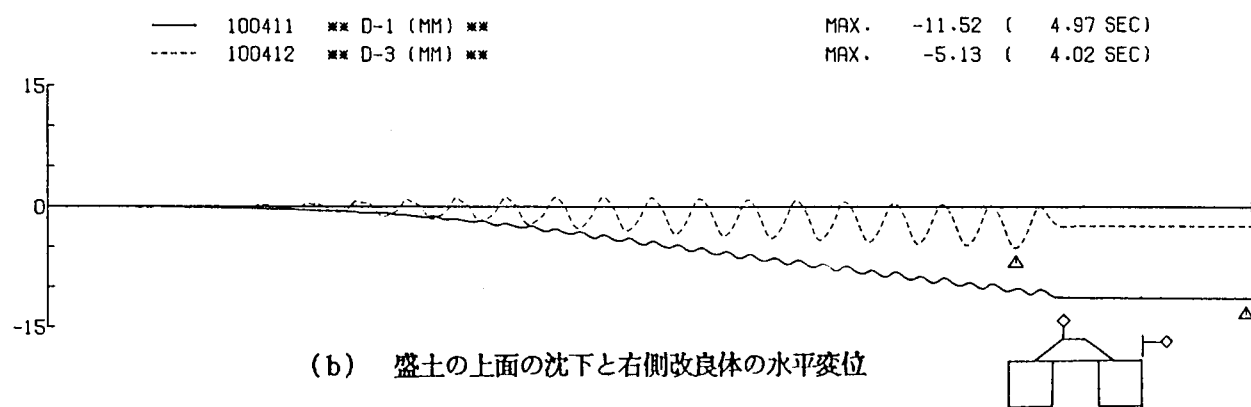
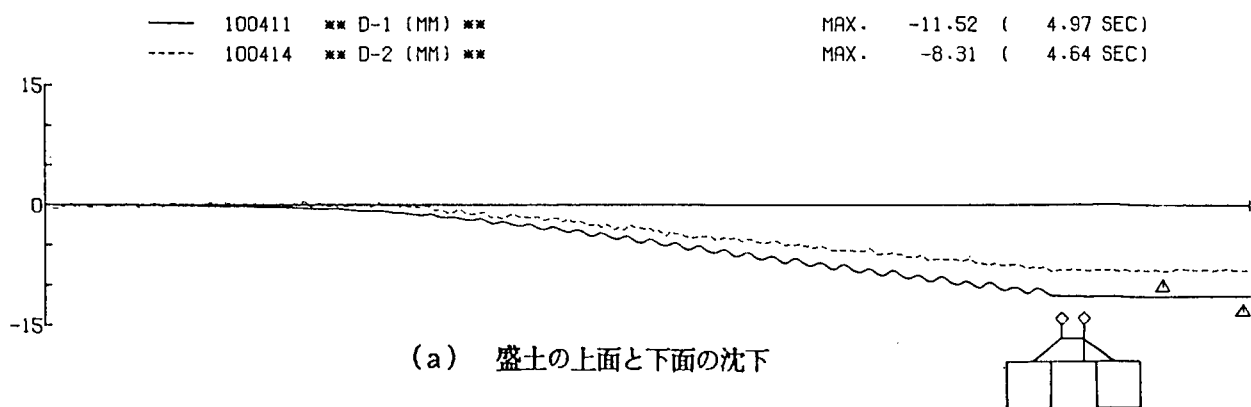


図4.3.18 盛土と改良体の変位 (モデル2 202gal 入力)

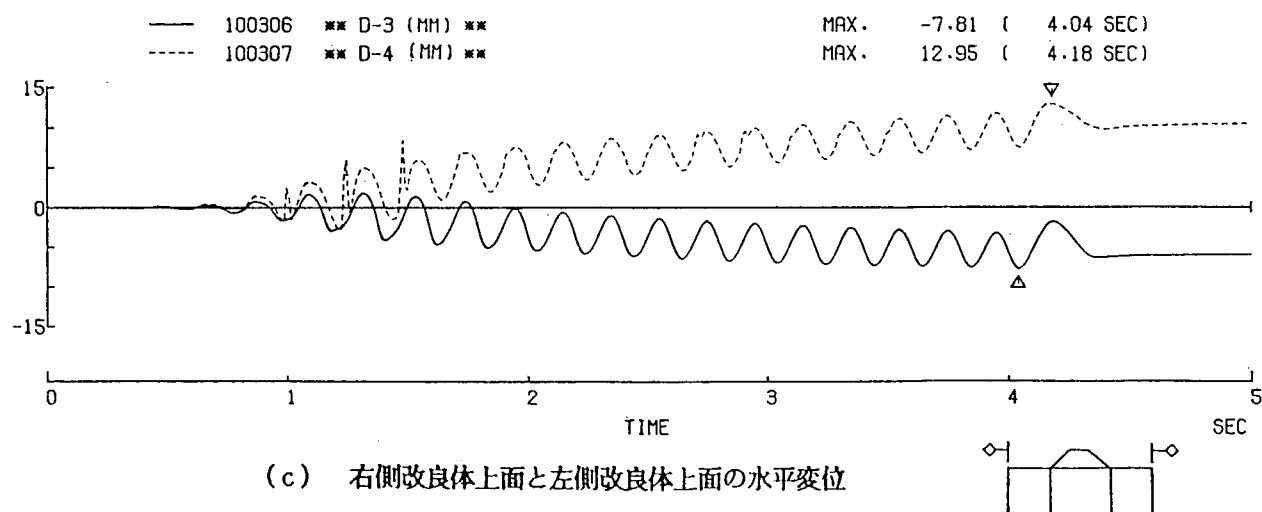
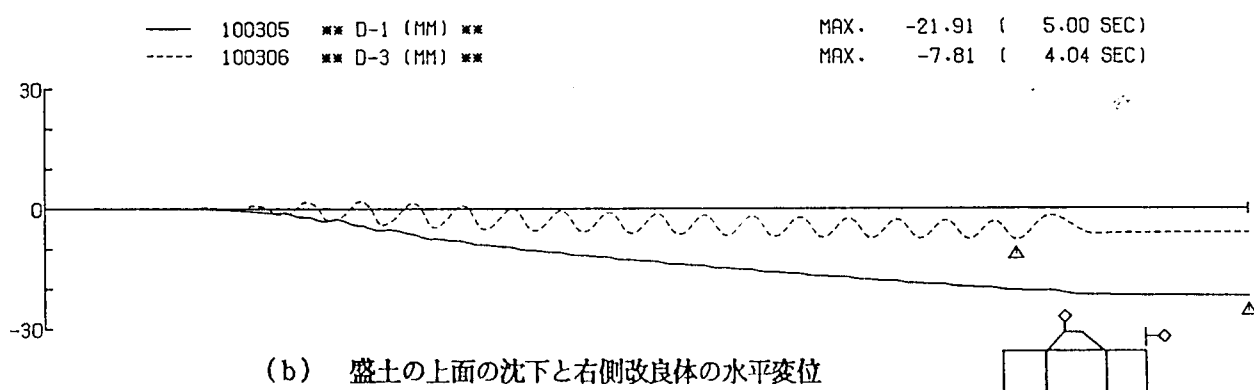
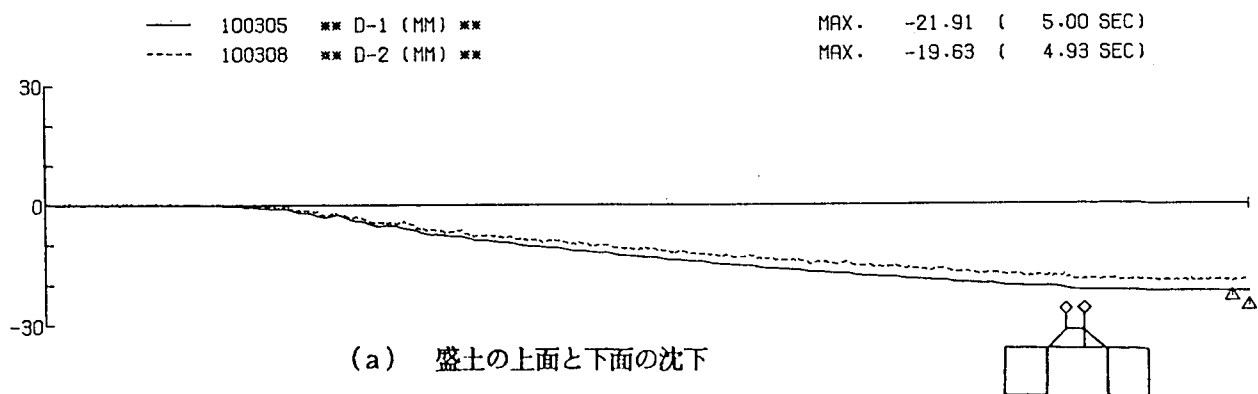


図4.3.19 盛土と改良体の変位 (モデル3 191gal 入力)

は、この部分が液状化しているモデル3、モデル4の同じ波形に比べると周期が短く、振幅が若干大きい。

- ② モデル3、モデル4では、右側改良体が最も盛土側に傾く直前に盛土の上面では若干の隆起が生じるが、モデル2では、さらに改良体が最も自由地盤側に傾く直前にも同じ現象が見られる。
- ③ モデル2、モデル3では、左右の改良体の上面に設置された水平変位計の波形は同位相である。つまり、改良体は同時刻に最も右あるいは最も左に傾くという事が言える。これは、i)②で述べた事とは相反する結果となっているが、ここで述べている変位は回転式変位計で計測したものであり、加速度計では測定できた微妙な動きを変位計では追従できなかったという理由によるものと考えられる。なおモデル4では、改良体が最も左に傾く時刻では右側改良体の水平変位の位相が若干遅れている。

iii) 水 圧

- ① 図4.3.20に、モデル4の191 gal入力における右側改良体の盛土側と自由地盤側の同一深度に設置した水圧計の波形の重ね描きを示す。

図4.3.21はモデル2の202 gal入力について、図4.3.22はモデル3の191 gal入力について図4.3.20と同じ整理をしたものである。

モデル2、モデル4においては地表面から5 cm、モデル3では地表面から5 cm および20 cmの所に設置した水圧計の最大値は、自由地盤側に比べると盛土側の方が大きい。それ以深では盛土側、自由地盤側に関係なくほぼ同じ大きさを示す。したがって今回の実験では、盛土による増分荷重が直下の軟弱地盤に十分伝達していない様である。

- ② モデル3、モデル4において、盛土側の液状化層上段に設置した水圧計の波形振幅は、モデル3では時間の経過と共に小さくなり収束していくが、モデル4ではほぼ一定である。しかし、液状化層中段以深では、モデルの違いや改良体の盛土側・自由地盤側の違いによる波形の違いは見ることができなかった。

iv) 水圧と側圧の位相関係

図4.3.23(a)(b)は、モデル4の191 gal及び301 gal入力における右側改良体の側圧計の波形と、側圧計と同じ深度に設置した水圧計の波形の重ね描きである。

図4.3.24(a)(b)はモデル2の202 galおよび313 gal入力について、図4.3.25(a)(b)はモデル3の191 galおよび301 gal入力について図4.3.23と同じ整理をしたものである。

なお、以下に述べている側圧とは水圧と有効土圧の合力からの動的な増減を意味している。

- ① モデルの違い、入力加速度の違い、盛土側や自由地盤側の違いに拘らず、右側改良体の液状化層に設置した側圧計、水圧計の波形は同位相であり、また互いによく相似しており、水圧の動的増分が側圧によく反映されていると言える。
- ② 支持層に着目すると、モデル3の盛土側、モデル4の盛土側と自由地盤側では上記①と同じ事が言えるが、モデル2の自由地盤側は202 gal入力では同位相であるが、313 gal入力では逆位相である。また、モデル3の自由地盤側は191 gal、301 gal入力において共に逆位相を示している。

v) 側圧と改良体の水平変位の位相関係

- ① 図4.3.26(a)~(c)は、モデル4の112 gal、191 gal、301 gal入力における右側改良体上面の水平変位計の波形と、同じ改良体の盛土側に設置した側圧計の波形の重ね描きである。

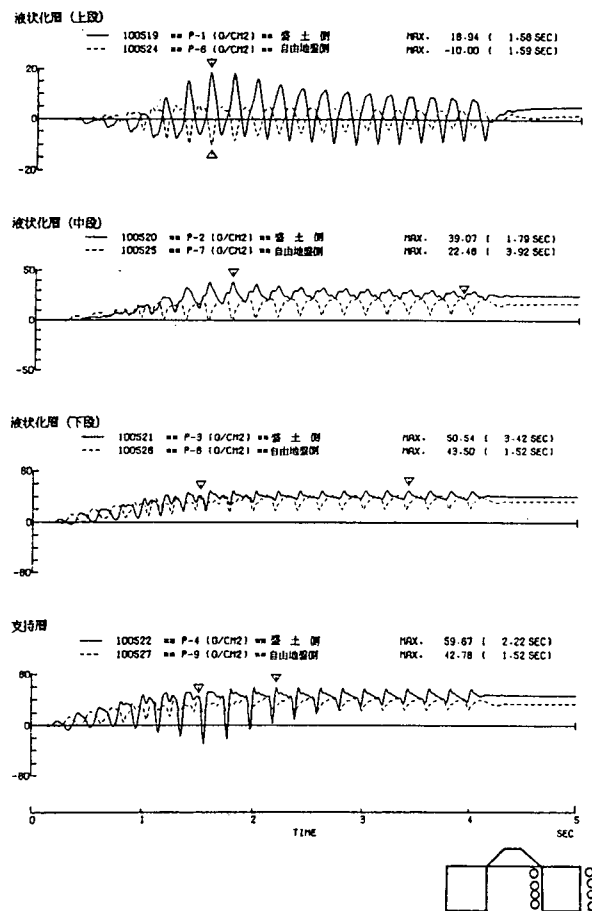


図4.3.20 右側改良体近傍地盤の水圧波形
(モデル4 191gal 入力)

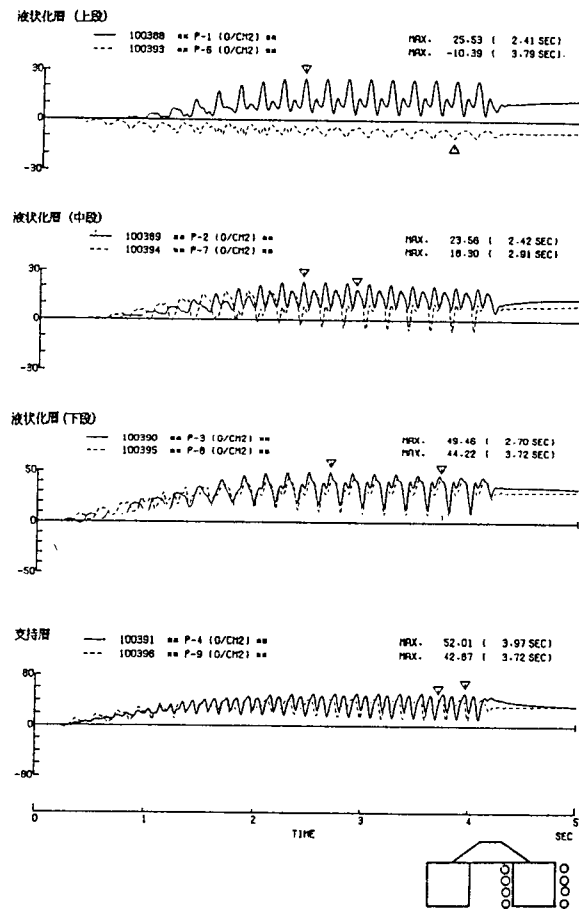


図4.3.21 右側改良体近傍地盤の水圧波形
(モデル2 202gal 入力)

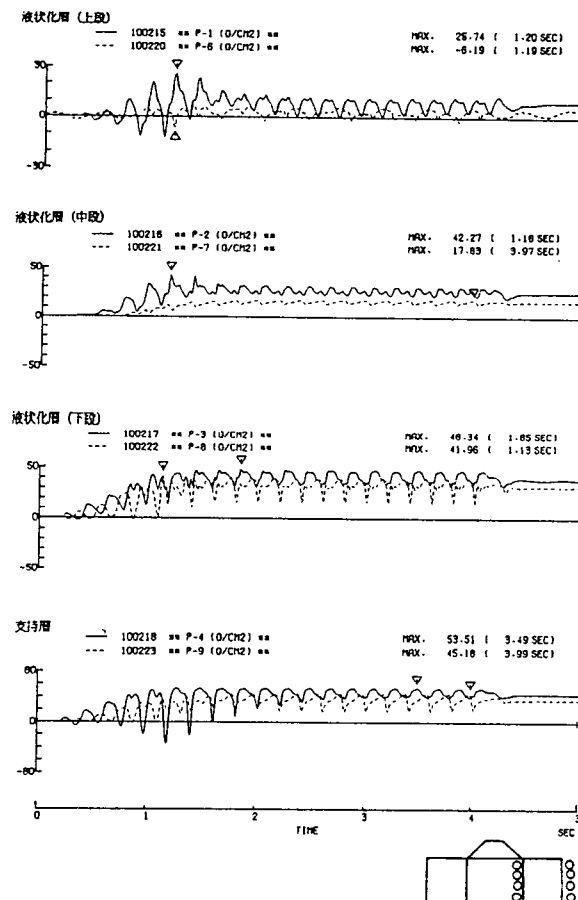


図4.3.22 右側改良体近傍地盤の水圧波形
(モデル3 191gal 入力)

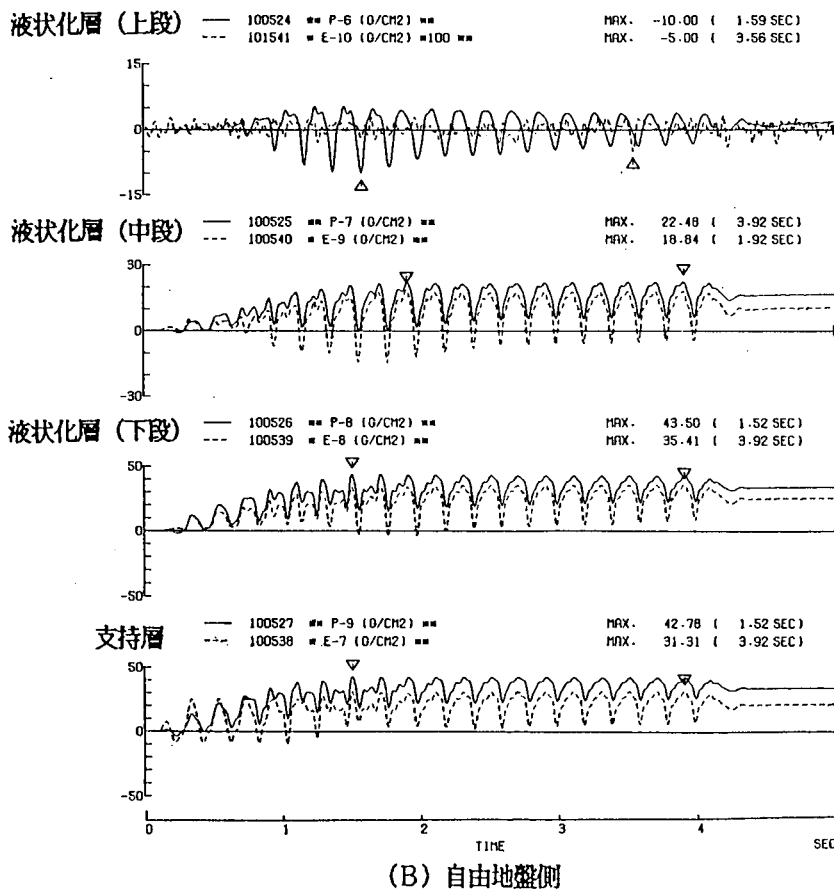
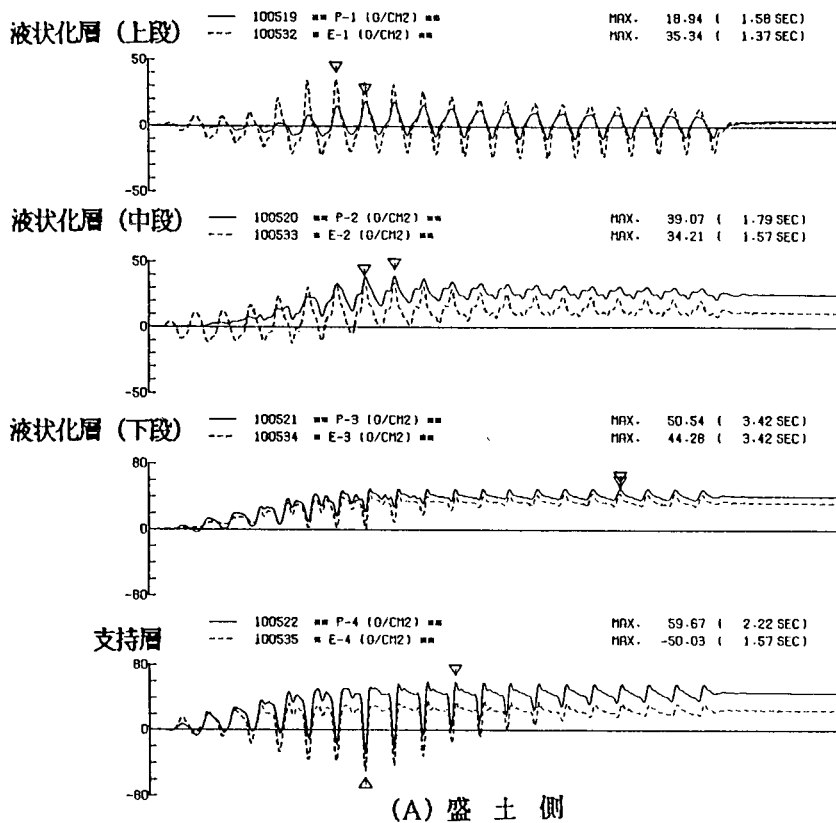


図4.3.23(a) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル4 191gal 入力)

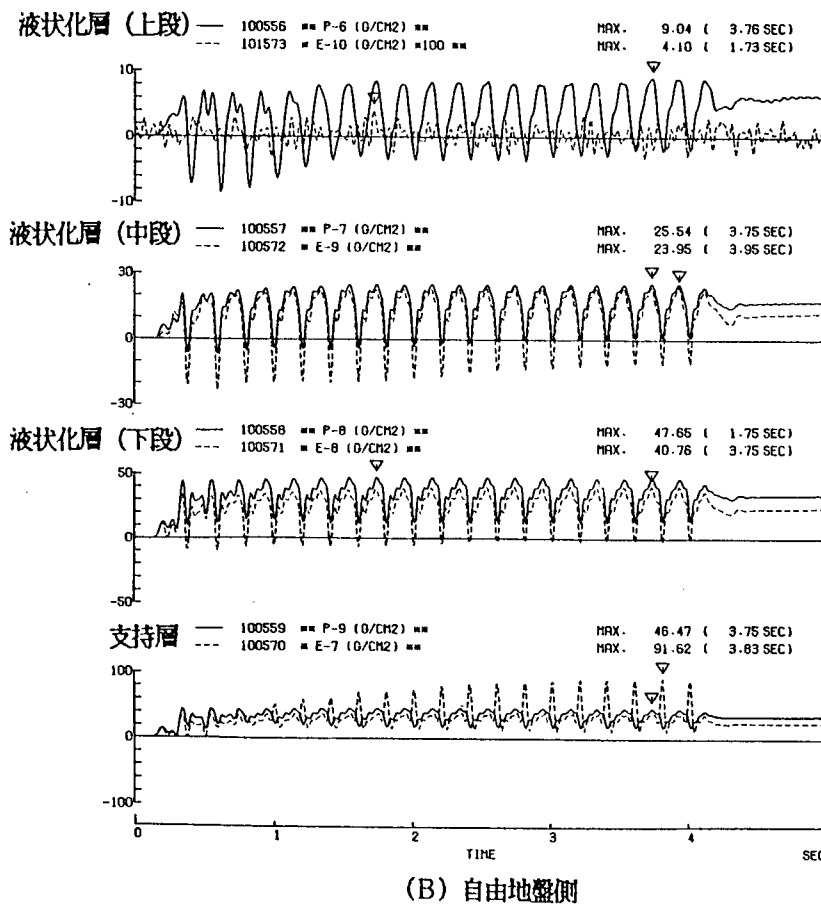
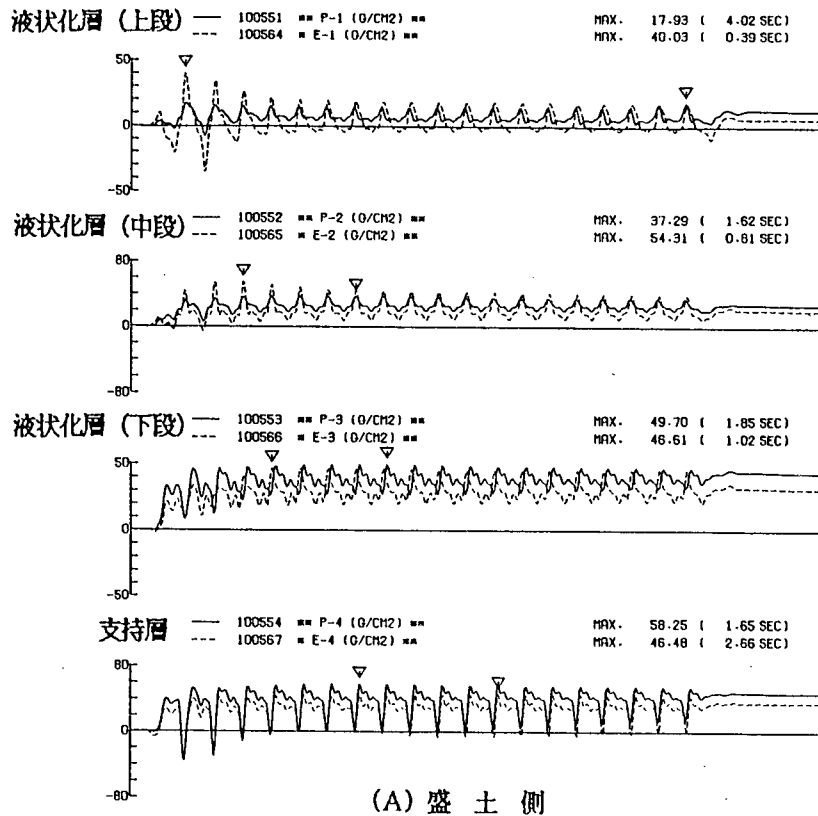


図4.3.23(b) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル4 301gal 入力)

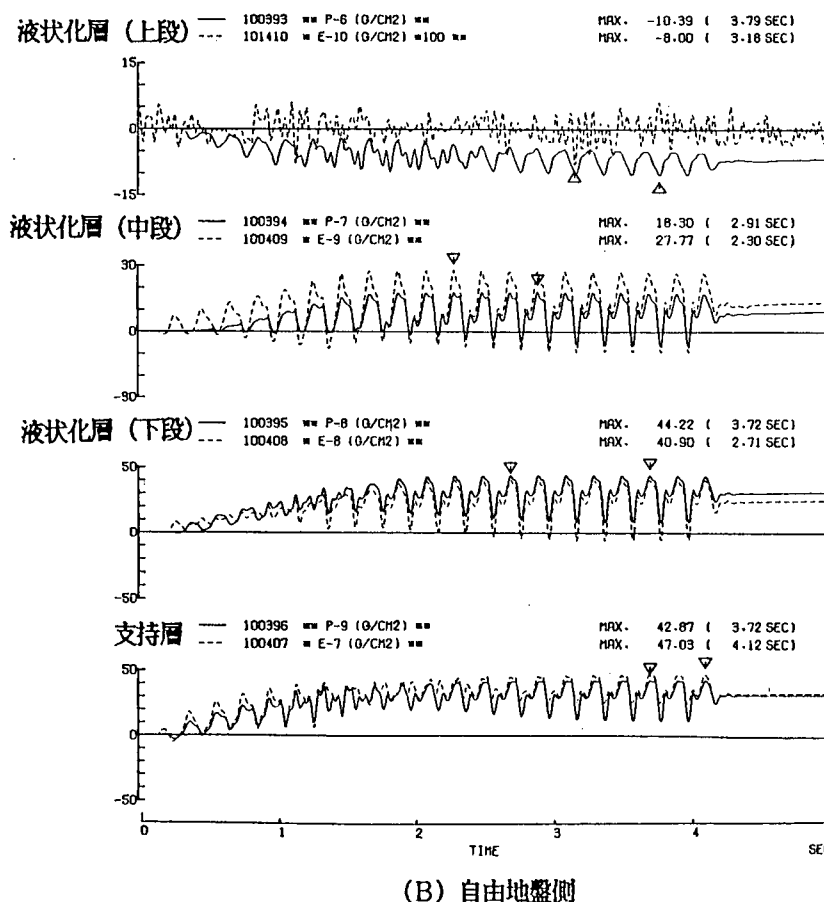
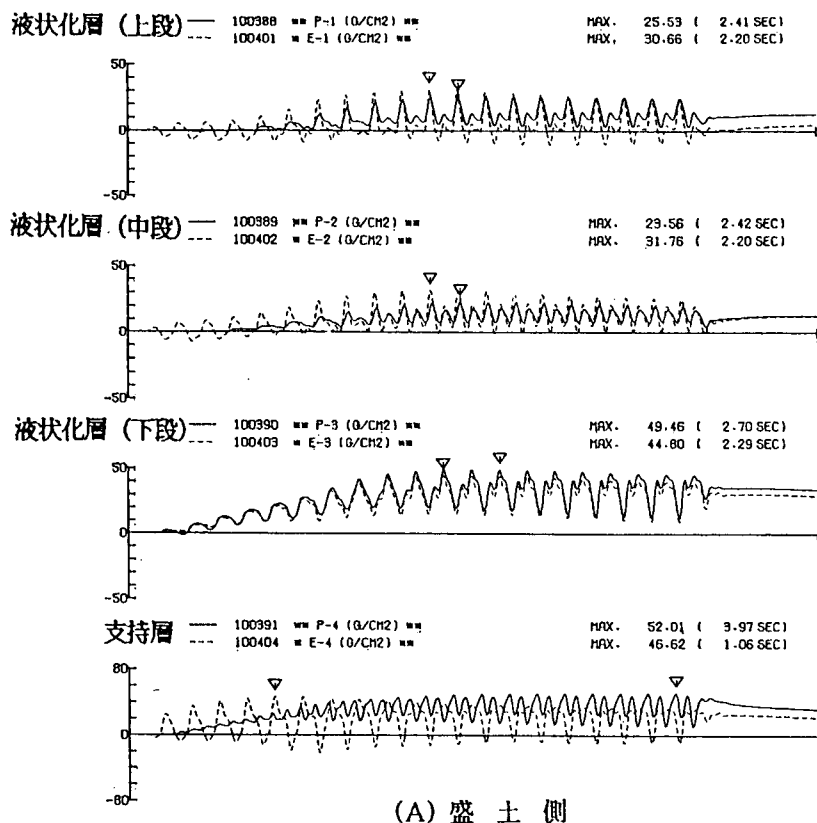


図4.3.24(a) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル2 202gal 入力)

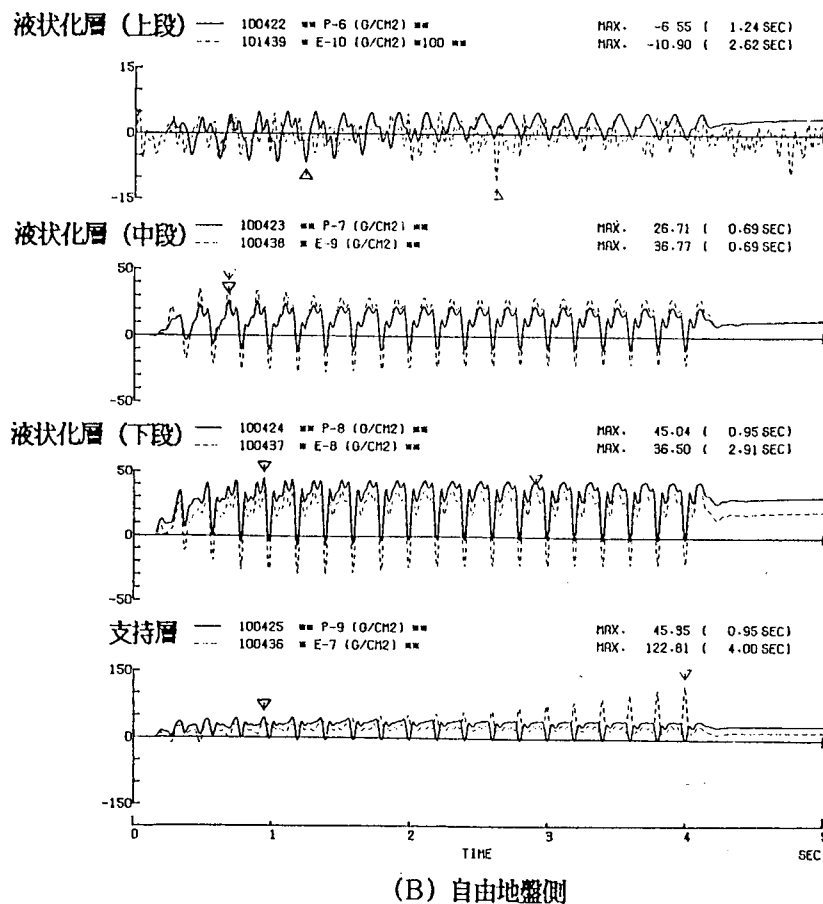
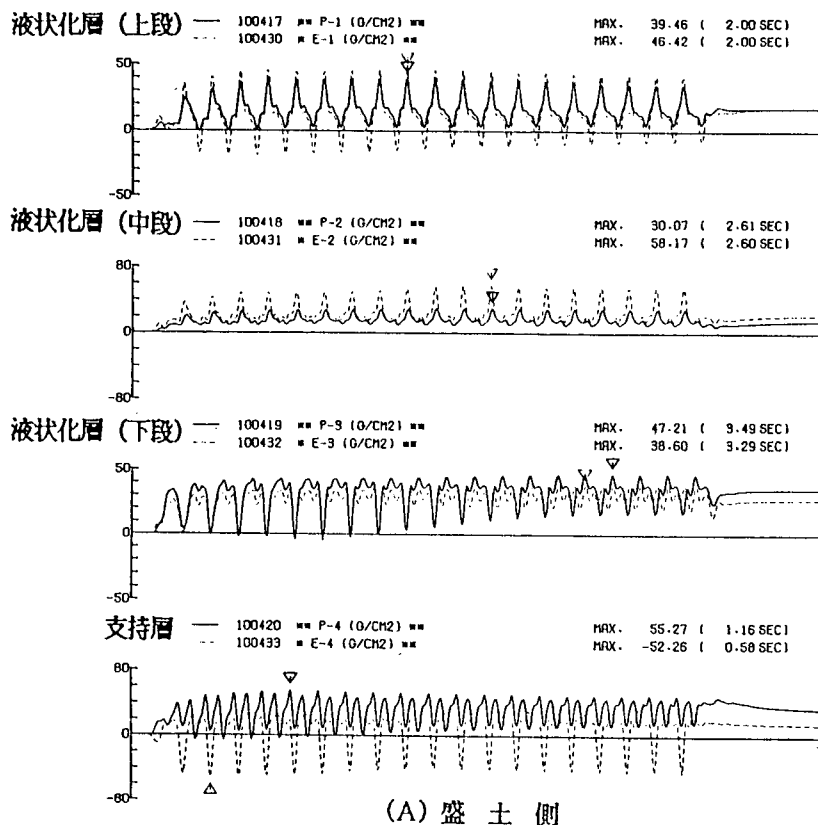


図4.3.24(b) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル2 313gal 入力)

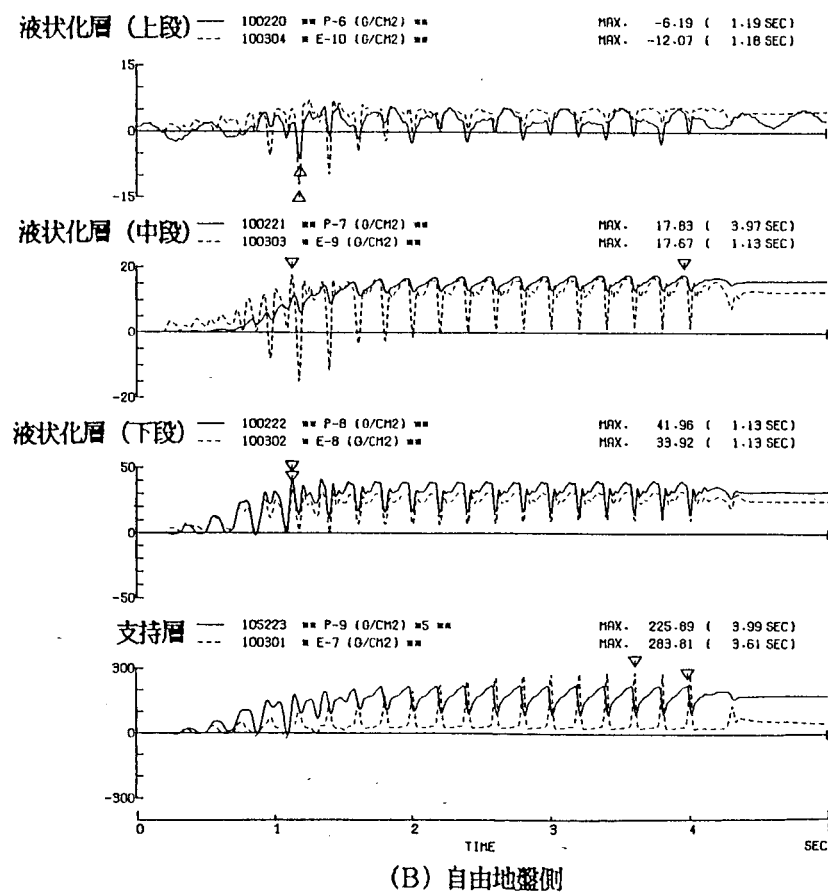
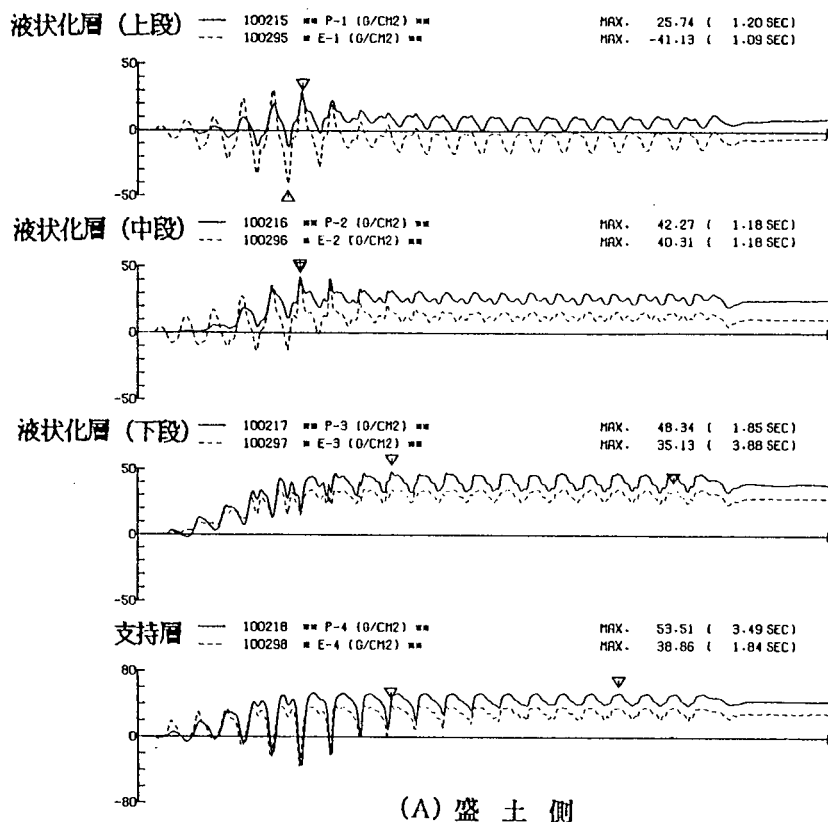


図4.3.25(a) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル3 191gal 入力)

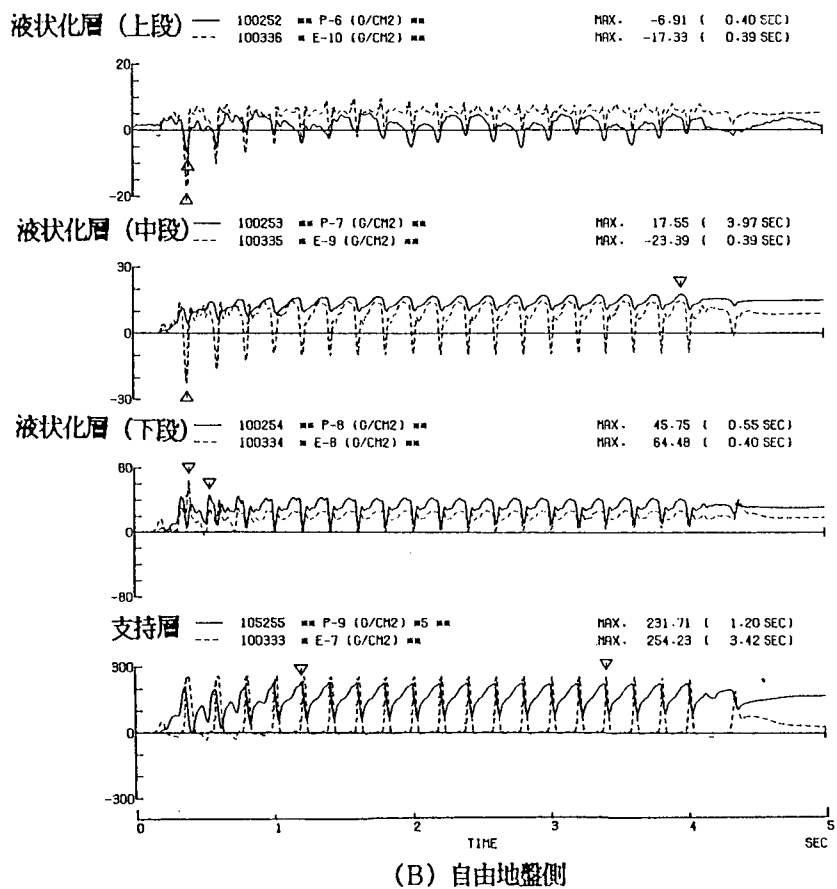
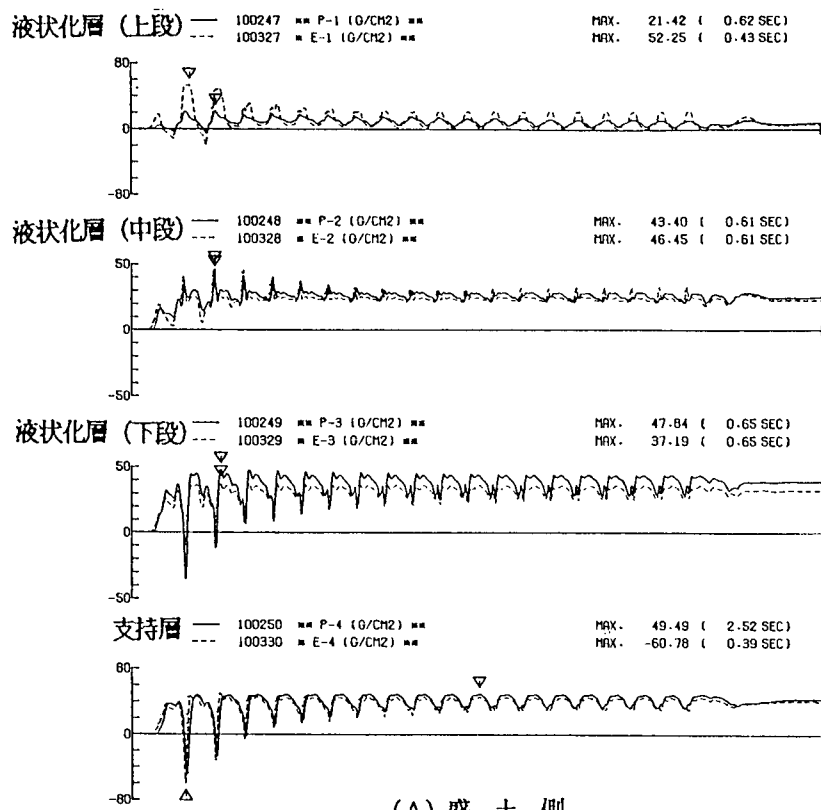


図4.3.25(b) 右側改良体の側圧波形と水圧波形(モデル3 301gal 入力)

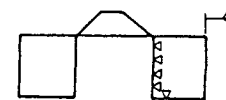
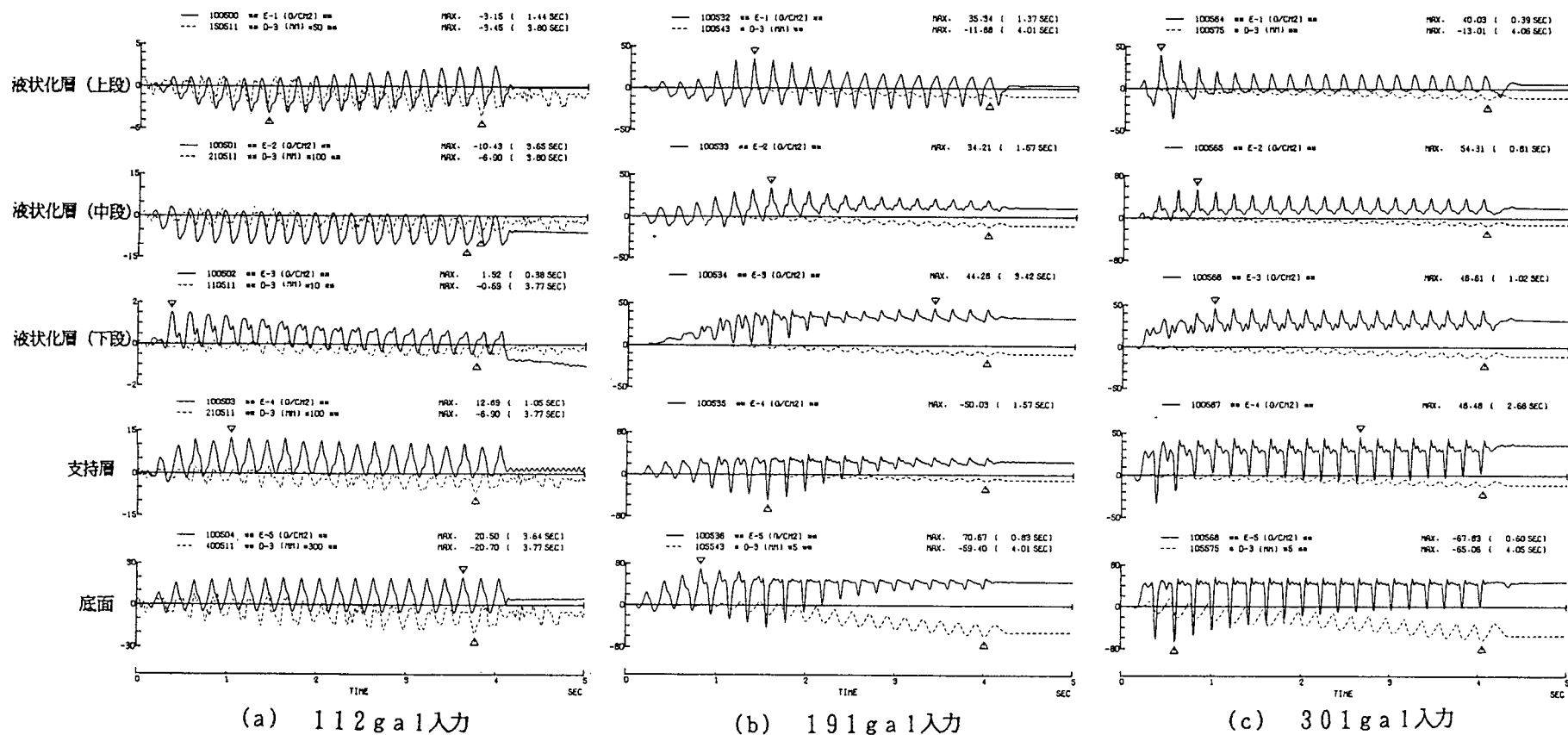


図4.3.26 右側改良体盛土側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル4)

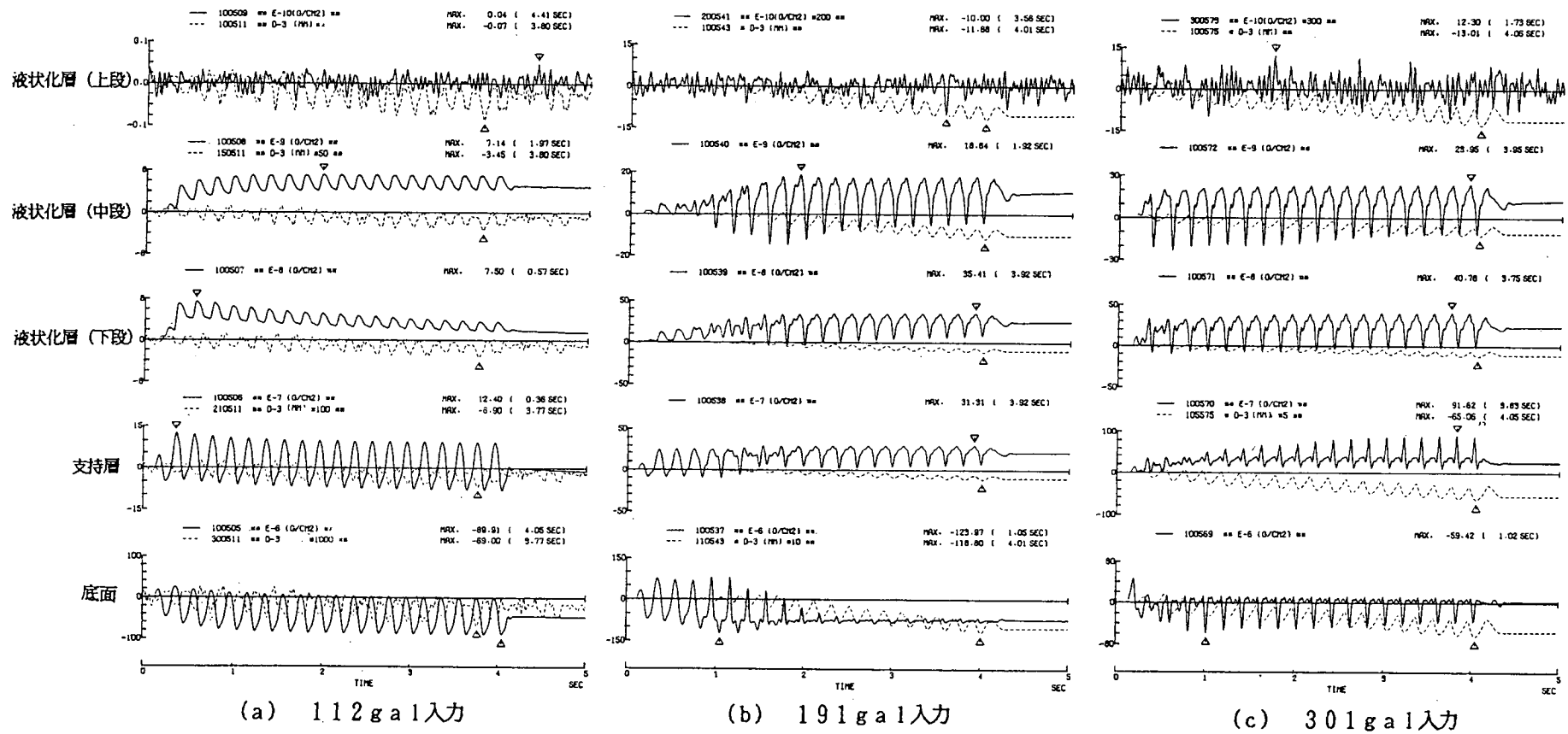


図4.3.27 右側改良体自由地盤側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル 4)

図 4.3.27 (a)～(c)は、同じくモデル 4 の 112 gal, 191 gal, 301 gal 入力における右側改良体上面の水平変位計の波形と同じ改良体の自由地盤側に設置した側圧計の波形の重ね描きである。

これらより以下の事が言える。

- a. 液状化非液状化に拘らず、盛土側液状化層の上 (E 1)・中 (E 2)・下段 (E 3) の側圧計の波形は水平変位計の波形に対し逆位相であり、支持層の側圧計の波形は同位相である (但し、191 gal 入力の下段の側圧計の波形は、最初は同位相を示すが時間の経過と共にずれてくる)。
- b. 自由地盤側の側圧計の波形は、液状化層・支持層共に水平変位計の波形に対し 112 gal 入力では逆位相であり、191 gal, 301 gal 入力では同位相である。
- c. 液状化非液状化に拘らず、改良体底面の盛土側に設置した側圧計 (以後反力計と称する) の波形は同じ改良体の水平変位計の波形に対して同位相であるが、自由地盤側の反力計の波形は非液状化時 (121 gal 入力, 191 gal 入力前半) においては逆位相であり、液状化時 (191 gal 入力後半, 301 gal 入力) においては同位相である。

以上の関係をまとめると図 4.3.28 のようになる。従って液状化時には、改良体の変位した前面の側圧が減少し、背面において増加しているが、これは剛体に作用する動水圧と同じである。

また、底面反力は非液状化時では改良体が傾く前面で増加し、背面で減少する。

一方、液状化時では改良体が自由地盤側へ傾く時に盛土側、自由地盤側で共に反力が減少し、盛土側へ傾く時に反力が共に増加する (図 4.3.28)。

- ② 図 4.3.29 (a)～(c), 図 4.3.30 (a)～(c)はモデル 2 の 118 gal, 202 gal, 313 gal 入力において図 4.3.26, 図 4.3.27 と同じ整理をしたものである。

これらより以下の事が言える。

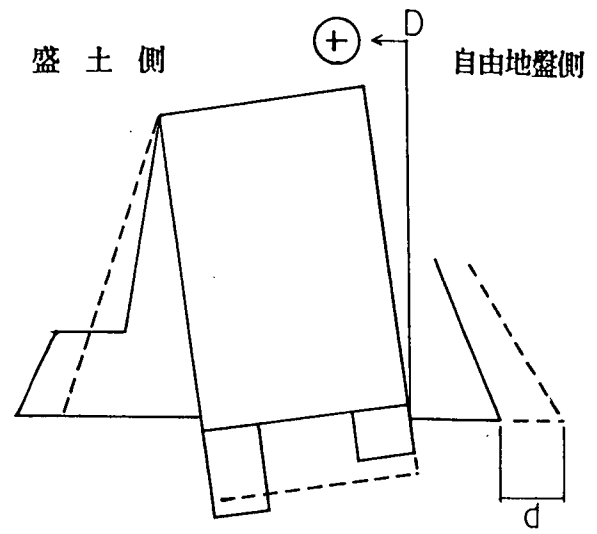
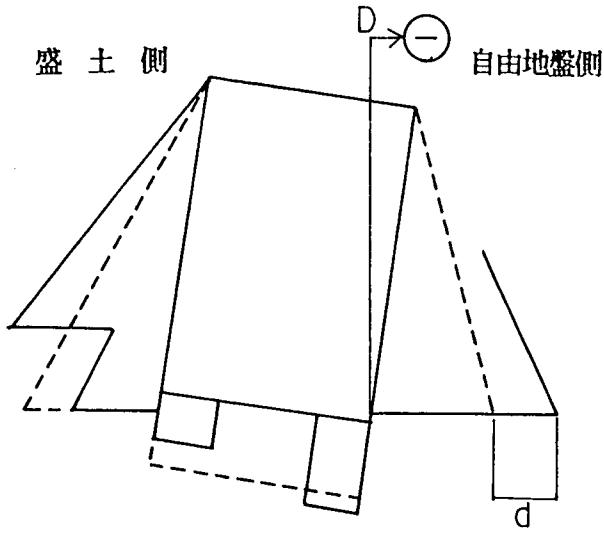
- a. 右側改良体の盛土側に設置した側圧計の波形と、同じ改良体上面の水平変位計の波形は、モデル 4 と同様に液状化層では逆位相であり、支持層では同位相である。但し、202 gal, 313 gal 入力における液状化層の下層 (E 3) では同位相を示す。
- b. 右側改良体の自由地盤側に設置した側圧計の波形と、同じ改良体上面の水平変位計の波形は、液状化層では入力加速度にかかわらず同位相であるが、モデル 4 と比較すると 118 gal 入力で位相が逆転していることが判る。また、支持層ではモデル 4 と同様に非液状化時で逆位相であり、液状化時で同位相である。
- c. 右側改良体底面に設置した反力計の波形と、同じ改良体上面の水平加速度計の波形は、モデル 4 と同様の位相関係である。但し 202 gal 入力の自由地盤側では、初めは逆位相であるが、時間の経過と共に位相がずれて同位相になる。

以上の関係をまとめたのが図 4.3.31 である。

従って、モデル 4 の 112 gal 入力ではみられなかった動水圧がモデル 2 の 118 gal 入力で作用していると考えられる。

- ③ 図 4.3.32 (a)～(c), 図 4.3.33 (a)～(c)はモデル 3 の 112 gal, 191 gal および 301 gal 入力において図 4.3.26, 図 4.3.27 と同じ整理をしたものである。

非 液 状 化 時



液 状 化 時

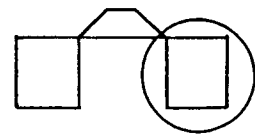
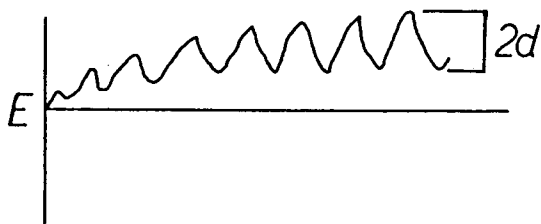
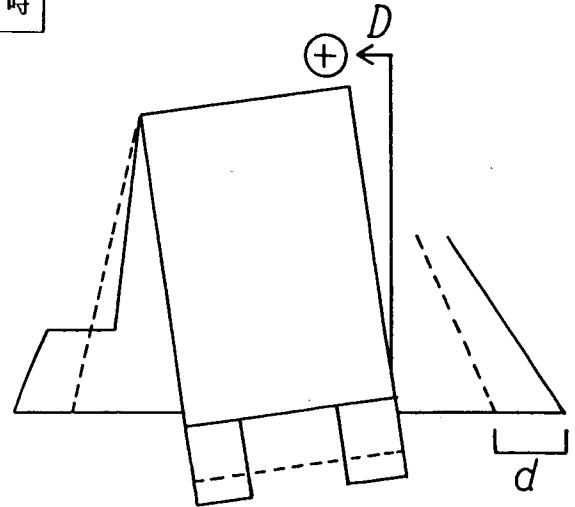
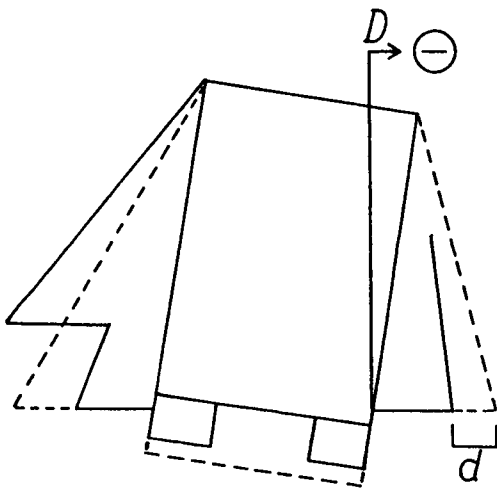


図4.3.28 右側改良体の側圧と同じ改良体上面の水平変位の位相関係 (モデル4)

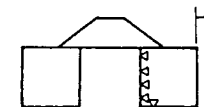
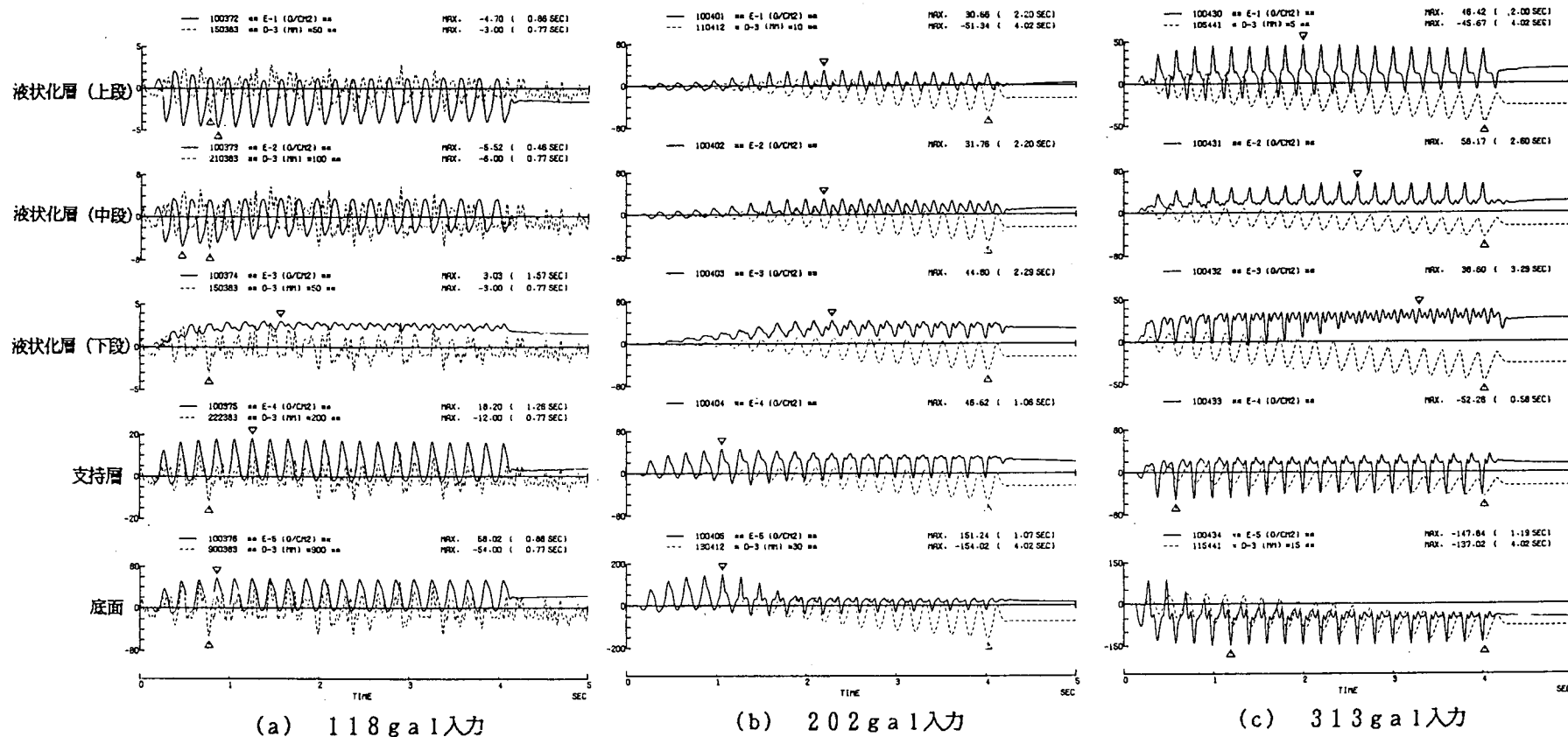


図4.3.29 右側改良体盛土側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル2)

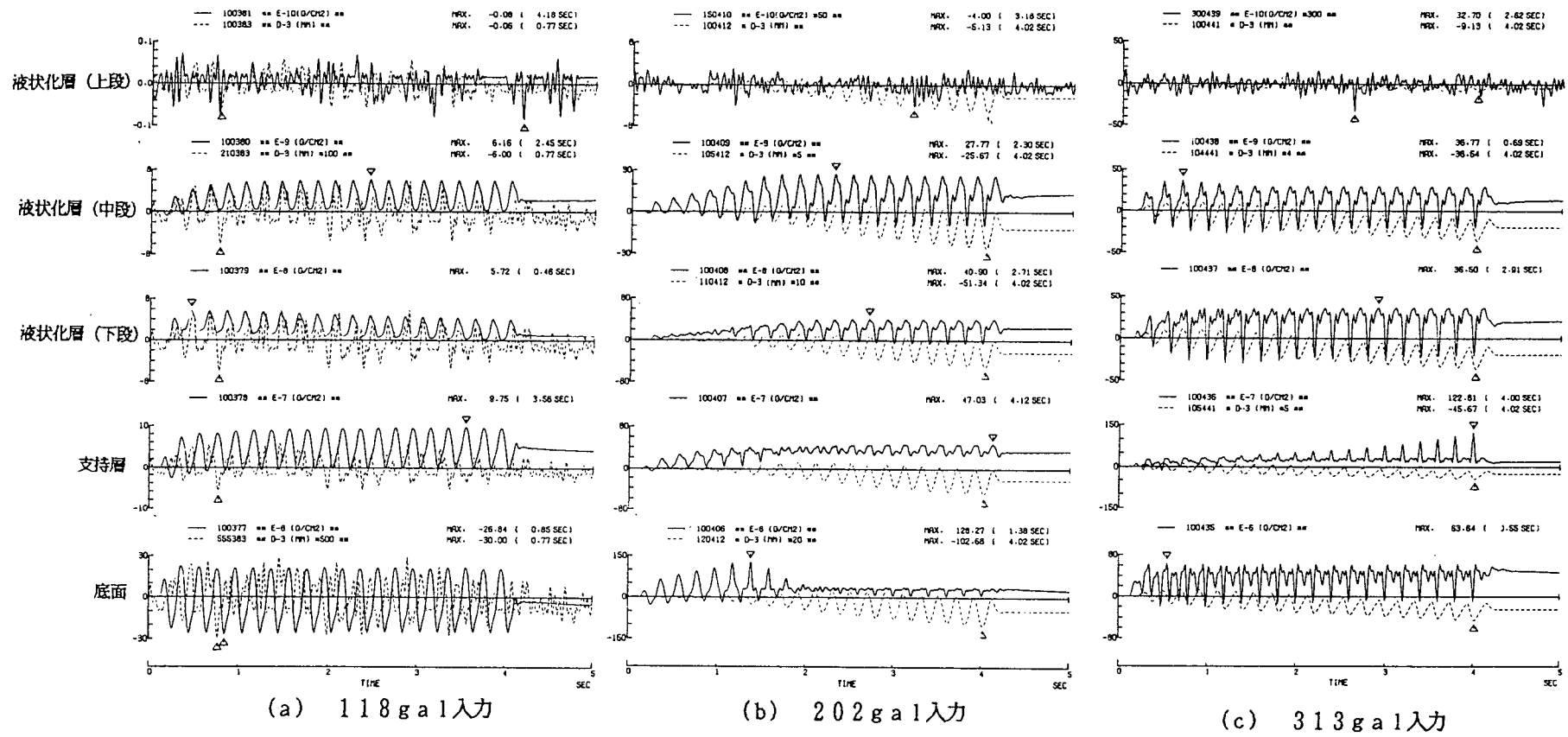
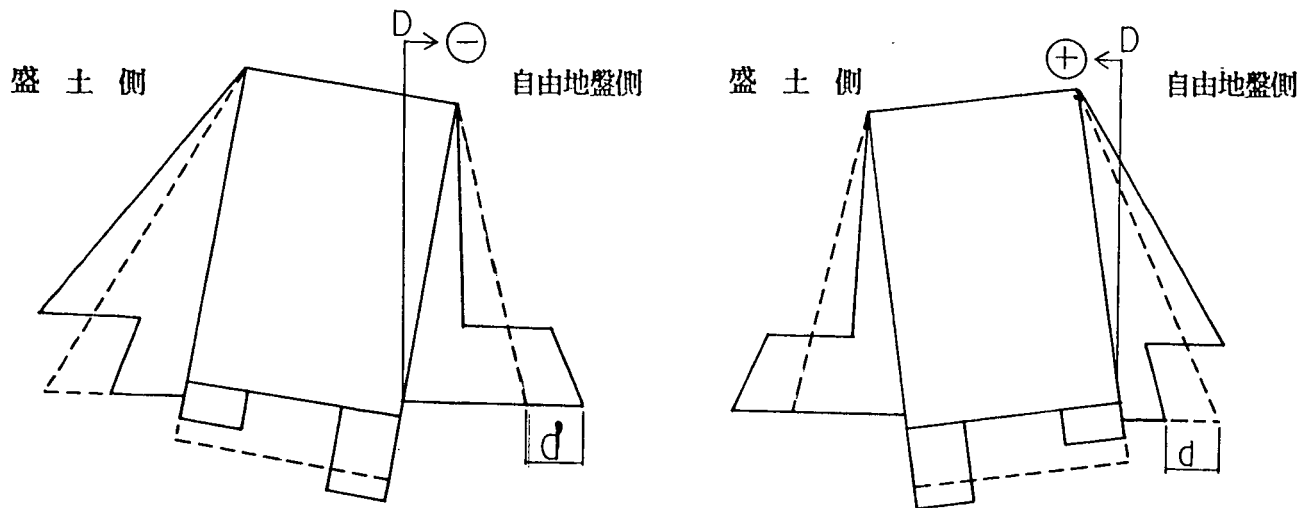


図4.3.30 右側改良体自由地盤側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル2)

非 液 状 化 時



液 状 化 時

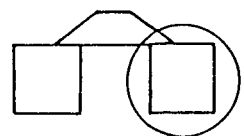
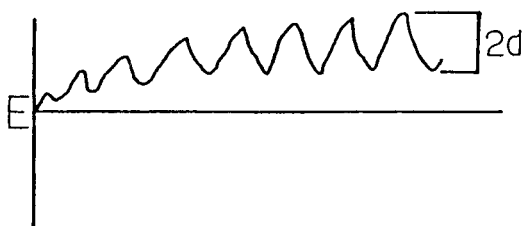
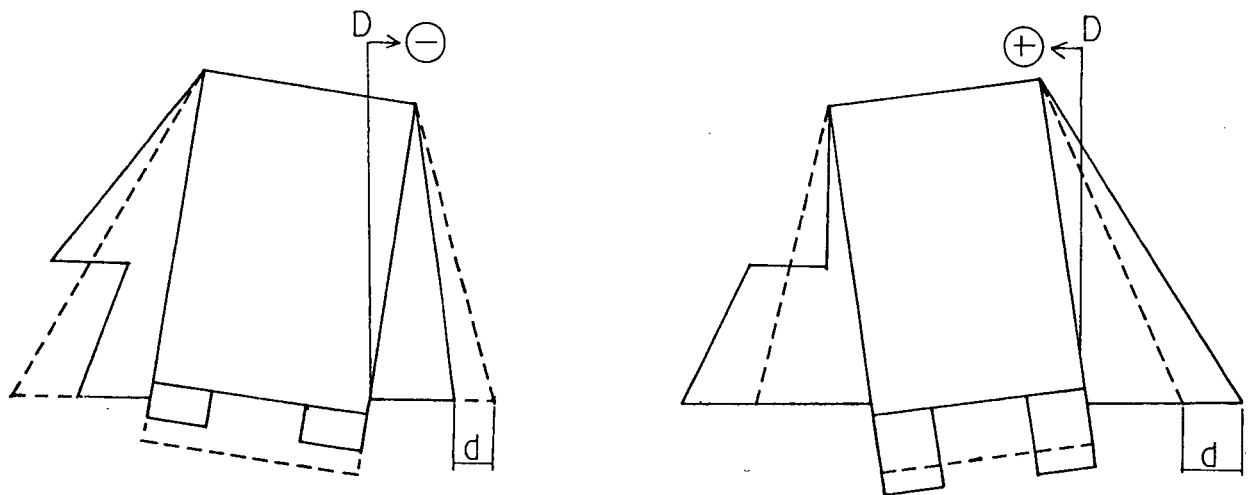


図4.3.31 右側改良体の側圧と同じ改良体上面の水平変位の位相関係 (モデル2)

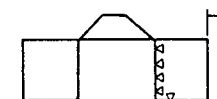
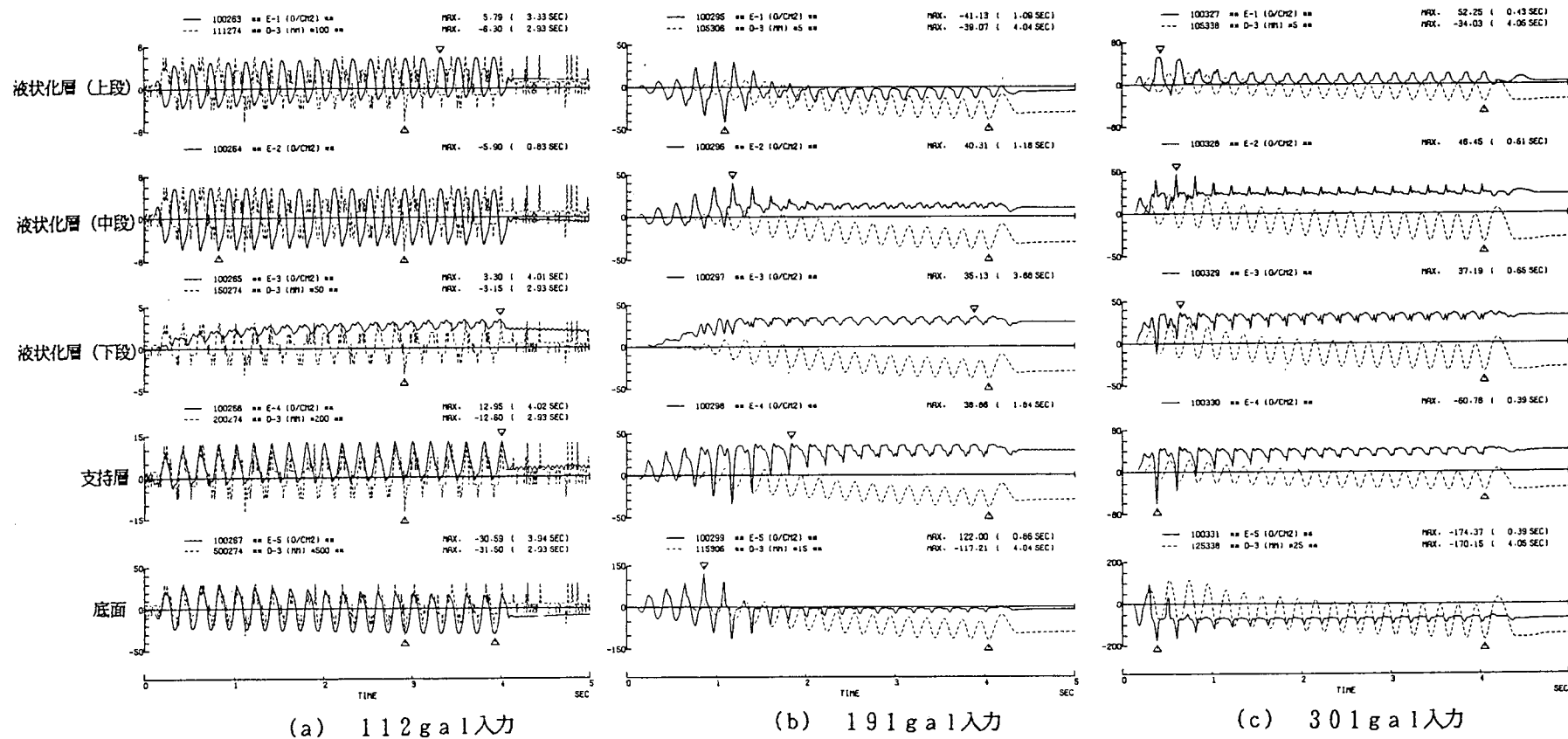


図4.32 右側改良体盛土側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル3)

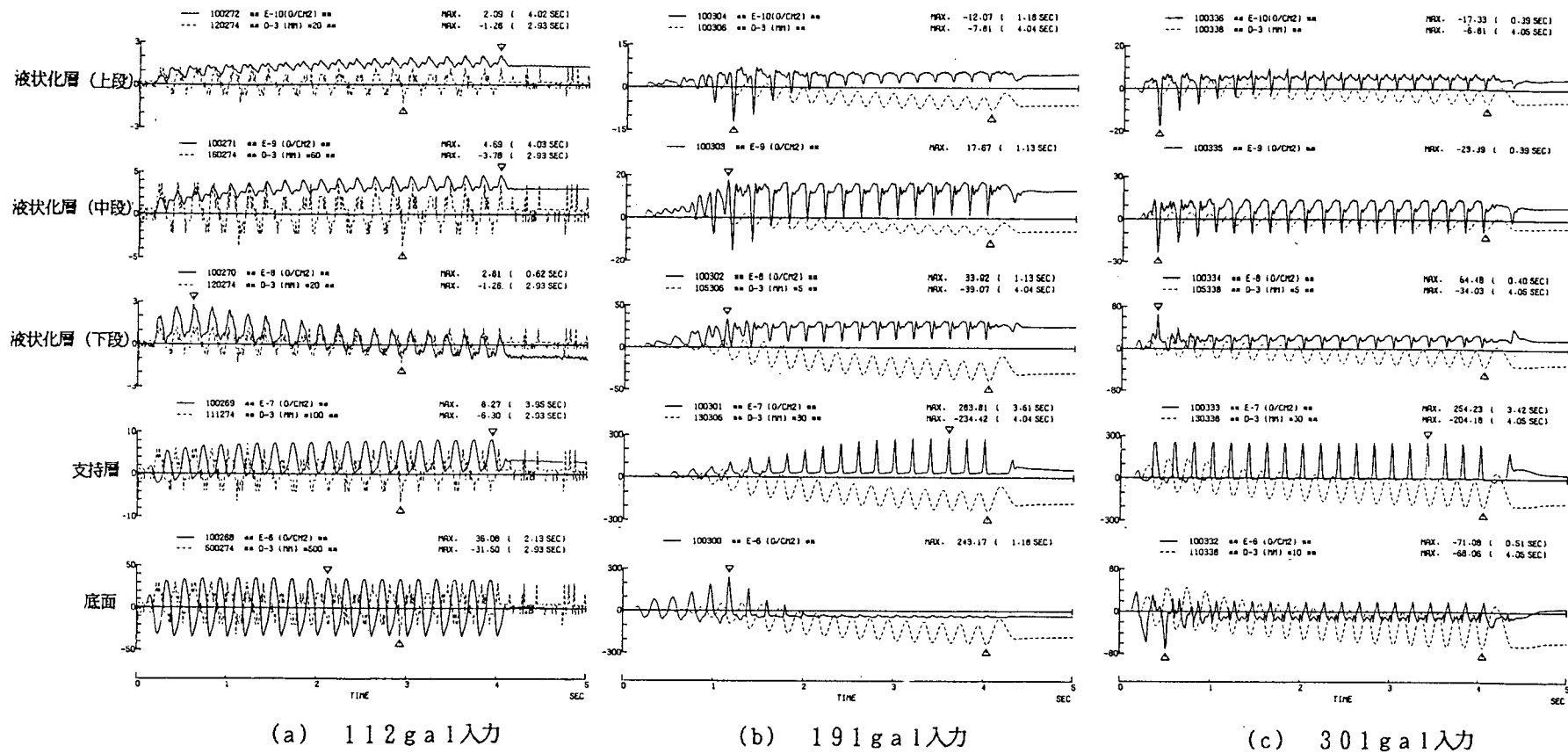


図4.3.33 右側改良体自由地盤側の側圧波形と改良体の水平変位 (モデル3)

これらより以下の事が言える。

- a. 右側改良体の盛土側に設置した側圧計の波形と、同じ改良体上面の水平変位計の波形はモデル 4 と同様に、入力加速度に拘らず液状化層ではほぼ逆位相であり、支持層ではほぼ同位相である。但し、301 gal 入力における液状化層の下層 (E 3) では同位相を示す。
- b. 右側改良体の自由地盤側に設置した側圧計の波形と、同じ改良体上面の水平変位計の波形はモデル 2 と同様に、入力加速度に拘らず同位相である。また、支持層では入力加速度にかかわらず逆位相であり、モデル 2 およびモデル 4 と比べると液状化時 (191 gal 後半, 301 gal) において位相が逆転している。
- c. 右側改良体底面の反力計の波形と改良体の水平変位計の波形は入力加速度に拘らず盛土側で同位相であり、自由地盤側では逆位相である。これはモデル 2, モデル 4 における非液状化時の位相と同じである。

以上の関係をまとめると図 4.3.34 のようになる。

vi) 加速度と改良体の水平変位の位相関係

- ① 図 4.3.35 (a)~(c)にモデル 4 の各入力加速度における右側改良体上面の水平変位計の波形と、同じ場所の水平加速度計の波形の重ね描きを示す。

これらより以下の事が言える。

- a. 改良体の残留変形は、加速度の方向にかかわらず直線的に進行する (モデル 2, モデル 3 と共通)。
- b. 非液状化時 (112 gal 入力, 191 gal 入力前半) の位相は逆位相である。これは慣性力の方向が水平変位の位相と一致していることを示す (モデル 3 と共通)。
- c. 液状化時 (191 gal 入力後半, 301 gal 入力) は位相が逆位相よりさらに 90° ずれている。これは、右向きの慣性力の最大値が右に向かう改良体の水平変位の中立点付近であり、左向きの慣性力の最大値が左に向かう改良体の水平変位の中立点付近である。また、慣性力がゼロの所では改良体が最も右に傾いている、あるいは最も左に傾いていることを示している。

なお、右向きの慣性力は、左向きの慣性力に比べると常に大きな値を示しているが、これは改良体が残留変位をする方向と一致している。

- ② 図 4.3.36 (a)~(c)はモデル 2 の各入力速度において図 4.3.35 と同じ整理をしたものである。

これらより以下の事が言える。

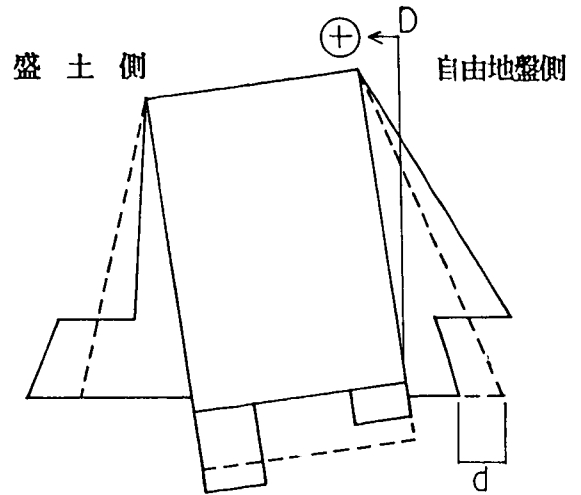
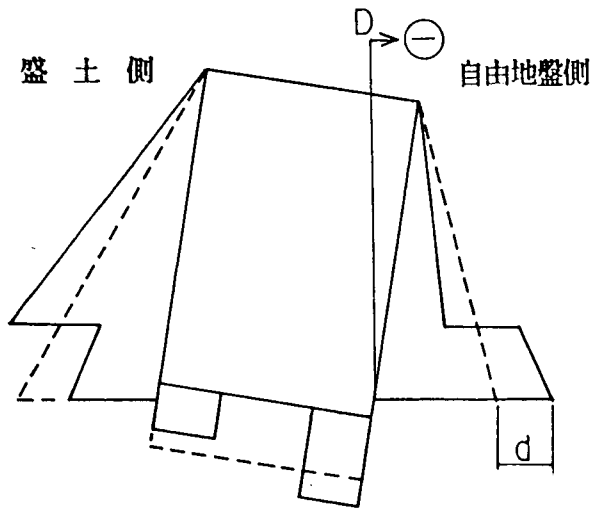
- a. 118 gal, 202 gal 入力における位相は全時刻歴ではほぼ逆位相を示す。
- b. 313 gal 入力では改良体の水平変位の位相は、改良体の水平加速度の位相に対して逆位相よりさらに若干遅れている。従って、慣性力として考えると、改良体が最も自由地盤側 (右側) に傾く直前に右向きの慣性力が最大となり、改良体が最も盛土側 (左側) に傾く直前に左向きの慣性力が最大となる。

また、モデル 4 と同様に、右向きの慣性力は左向きの慣性力より常に大きな値を示している。

- ③ 図 4.3.37 (a)~(c)はモデル 3 の各入力加速度において図 4.3.35 と同じ整理をしたものである。

また、図 4.3.38 (a)~(c)にモデル 3 の各入力加速度における右側改良体上面の水平変位計の波形と、同じ改良体下面の水平加速度計の波形の重ね描きを示す。

非 液 状 化 時



液 状 化 時

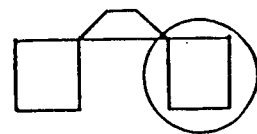
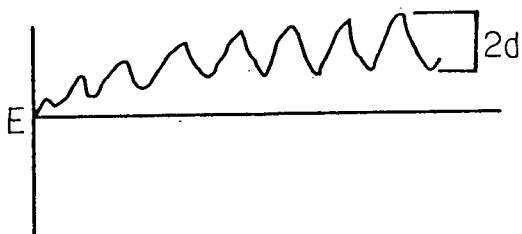
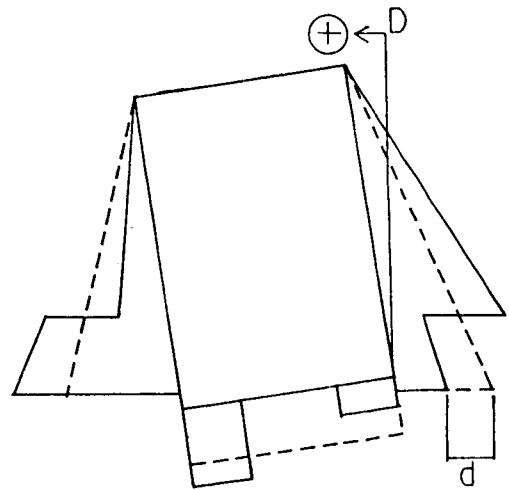
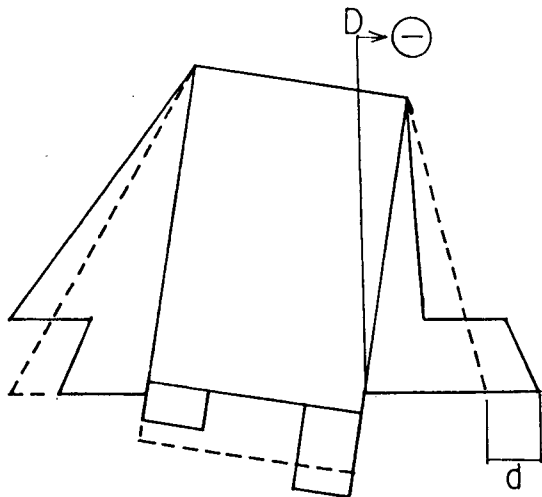


図4.3.34 右側改良体の側圧と同じ改良体上面の水平変位の位相関係 (モデル3)

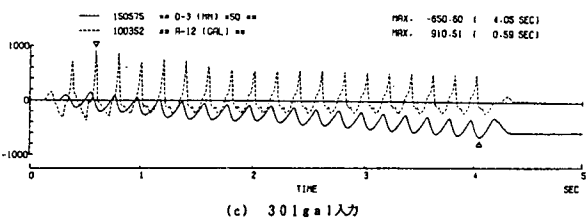
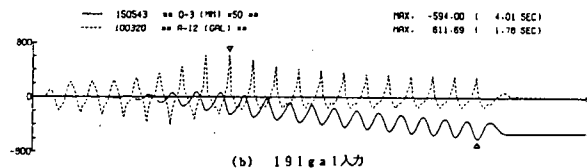
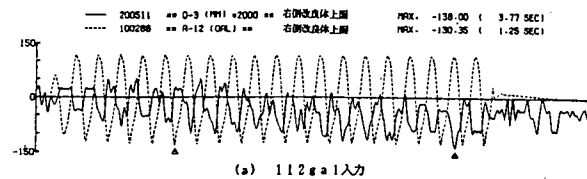


図4.3.35 右側改良体上面の水平変位と
同じ場所の水平加速度波形
(モデル 4)

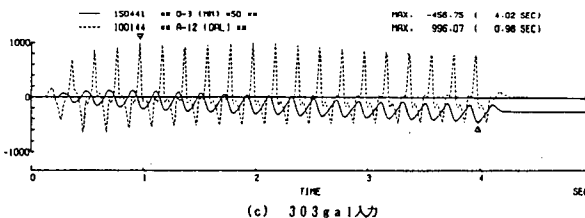
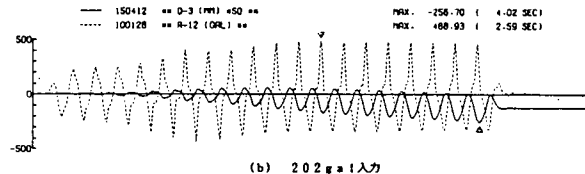
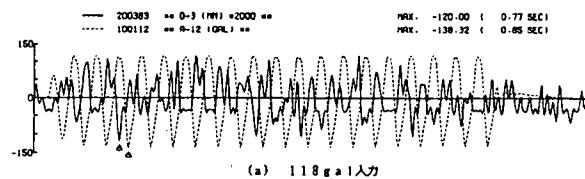


図4.3.36 右側改良体上面の水平変位と
同じ場所の水平加速度波形
(モデル 2)

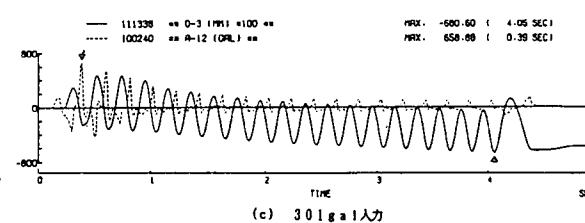
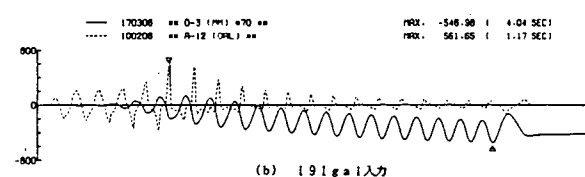
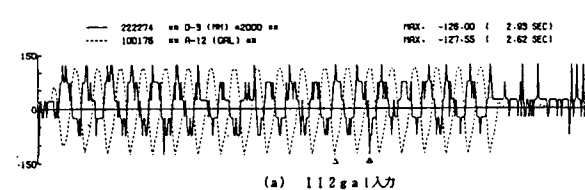
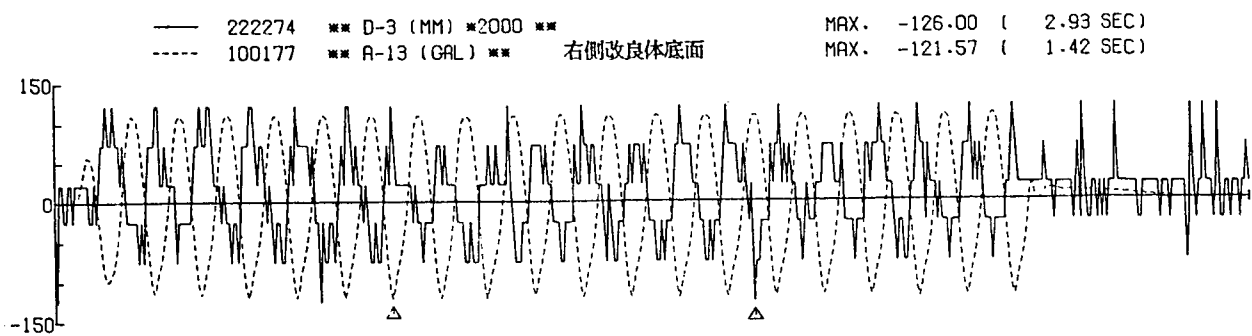
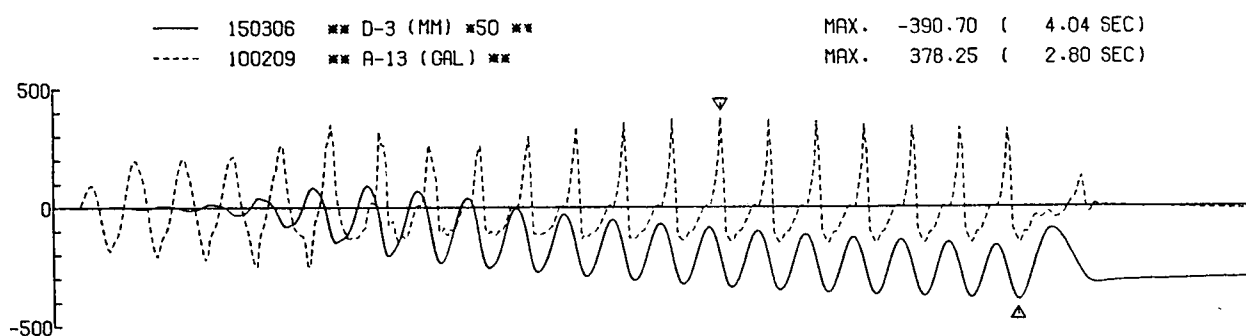


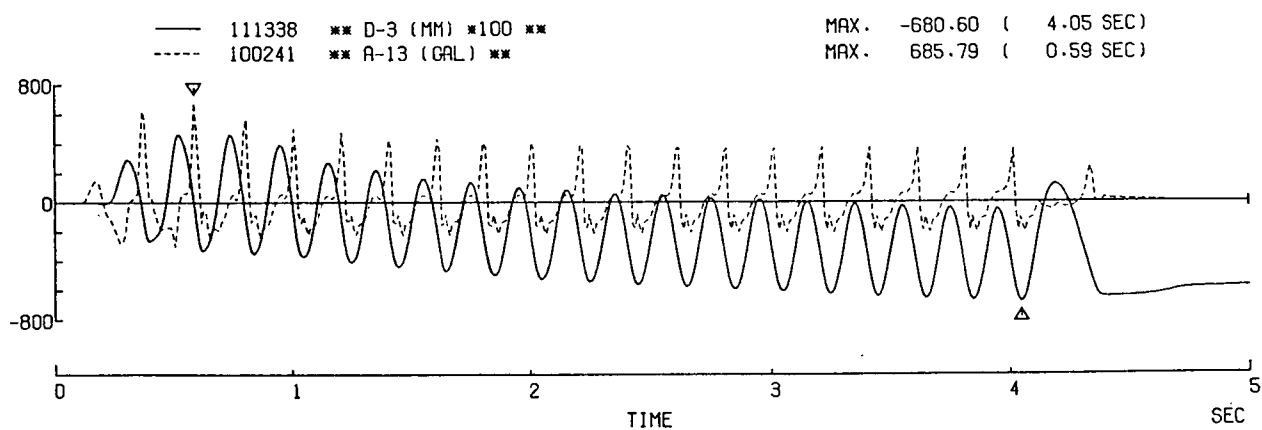
図4.3.37 右側改良体上面の水平変位と
同じ場所の水平加速度波形
(モデル 3)



(a) 112 gal 入力



(b) 191 gal 入力



(c) 301 gal 入力



図4.3.38 右侧改良体上面の水平変位と同じ
改良体下面の水平加速度波形 (モデル3)

これらより以下の事が言える。

a. 液状化時(191 gal 入力後半, 301 gal 入力)では, 改良体の水平変位は改良体上面の水平加速度に対して逆位相からさらに遅れが生じているが, 水平加速度は大きく減衰しているため, 改良体上面に作用している慣性力は小さい。

b. 図 4.3.38 (a)~(c)に着目すると液状化時では右側改良体が最も盛土側に傾く時は, 改良体下面にはほとんど慣性力が作用せず, 改良体が最も自由地盤側に傾く時は左向きの慣性力が最大となる。

なお, 右向きの慣性力が最大となるのは, 改良体が盛土側から自由地盤側へ向かう中立点付近である。

また, 改良体下面に作用する慣性力は上面に作用する慣性力より大きく, かつ右向きの慣性力は左向きの慣性力より大きい。

vii) 水平加速度と沈下の位相関係

① 図 4.3.39 (a)(b)はモデル 4 の 191 gal, 301 gal 入力における盛土上面および右側改良体上面の水平加速度計の波形と, 盛土上面の沈下計の波形の重ね描きである。

これらより以下のことが言える。

a. 盛土の残留沈下は加速度の方向に拘らず直線的に進行する (モデル 2, モデル 3 と共通)。

b. 液状化状態では, 盛土上面の沈下計の波形は同じ場所の水平加速度計, あるいは右側改良体上面の水平加速度計の波形に対し, 逆位相よりさらに 90° ずれている。

これは, 右向きの慣性力がゼロから最大に対応して沈下が発生し, 左向きの慣性力が最大からゼロに対応して若干の隆起が生じていることを示している。

② 図 4.3.40 (a)(b)はモデル 2 の 202 gal, 313 gal 入力において, 図 4.3.39 と同じ整理をしたものである。

これらより以下の事が言える。

盛土上面あるいは右側改良体上面に作用する慣性力の方向に関係なく, その値が最大を示す時に盛土天端は隆起している。これは, 加速度波形の 1 サイクルの中で盛土は隆起・沈下を示すサイクルが 2 つある事を示している。

③ 図 4.3.41 (a)(b)はモデル 3 の 191 gal, 301 gal 入力において, 図 4.3.39 と同じ整理をしたものである。

これらより以下の事が言える。

a. モデル 2, モデル 4 のような明確な隆起領域は見られない。

b. 盛土上面に作用する慣性力が左向きの最大値からゼロになる間で盛土上面は比較的沈下量が大きい。この関係は, 右側改良体上面に作用する慣性力と盛土上面の沈下の関係でも同じである。

2) 動的水平外力

今回の検討に用いる動的外力としては, 慣性力と右側改良体の盛土側および自由地盤側に作用する側圧力がある。ここでは, モデル 2 の 118 gal, 202 gal, 313 gal 入力, モデル 3 の 112 gal, 191 gal, 301 gal 入力, およびモデル 4 の 112 gal, 191 gal, 301 gal 入力について以下に述べる方法で実験結果を整理して考察を加える。

まず, 図 4.3.42 に示すように各水平加速度計, 側圧計を含むエレメントに分割する。次に, 測定値 (E_i)

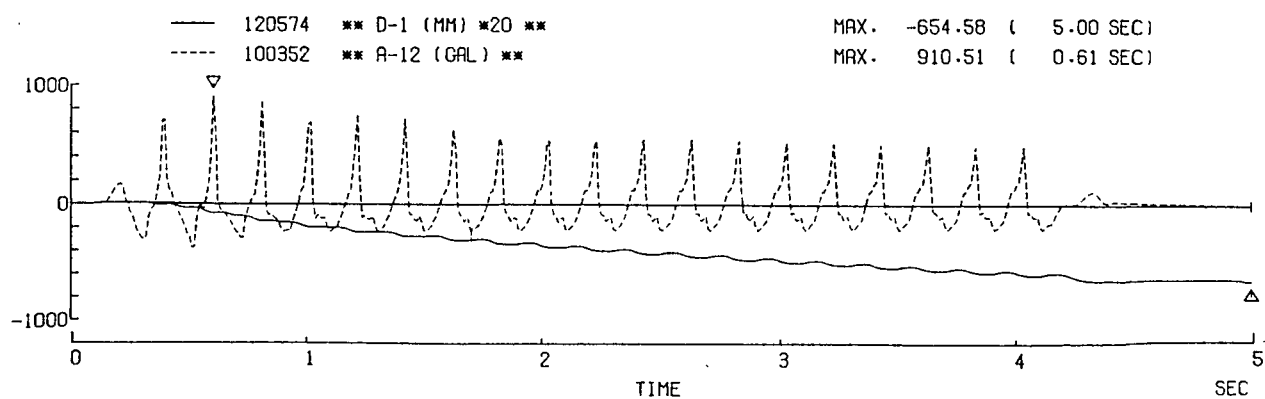
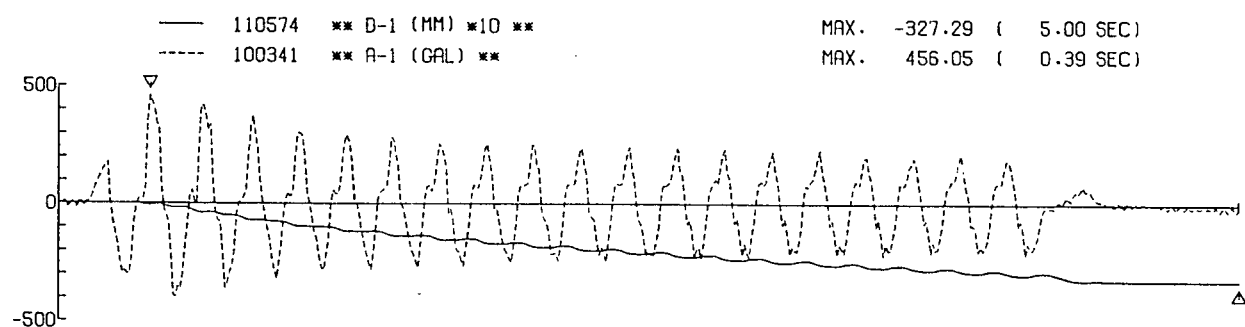
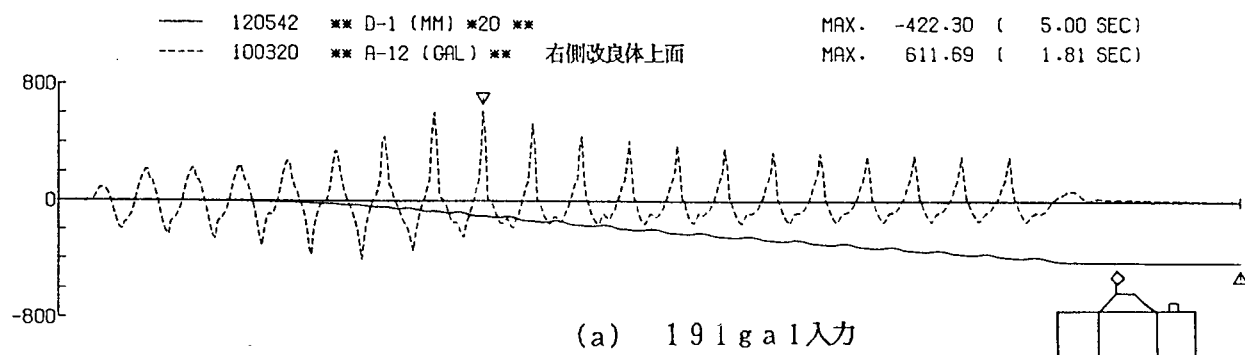
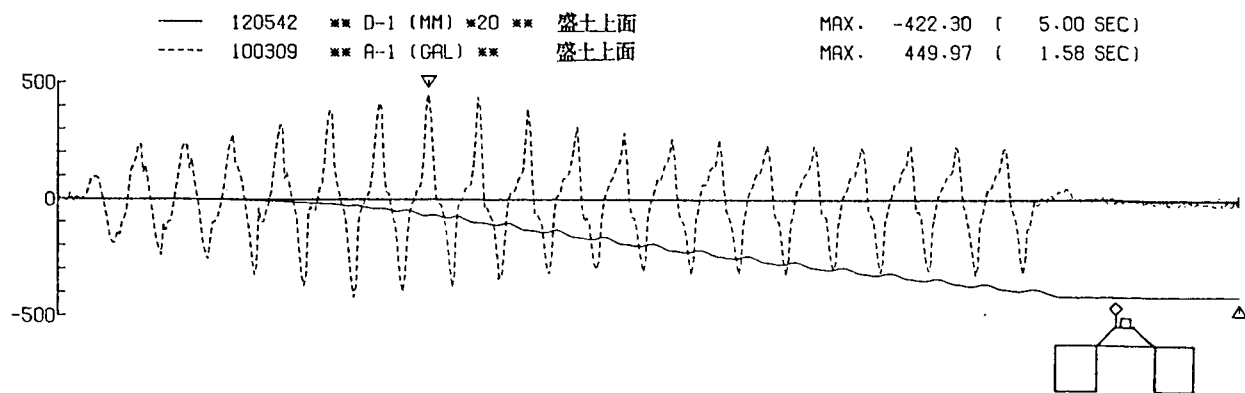


図4.3.39 盛土上面・右侧改良体上面の水平加速度波形と盛土の沈下（モデル4）

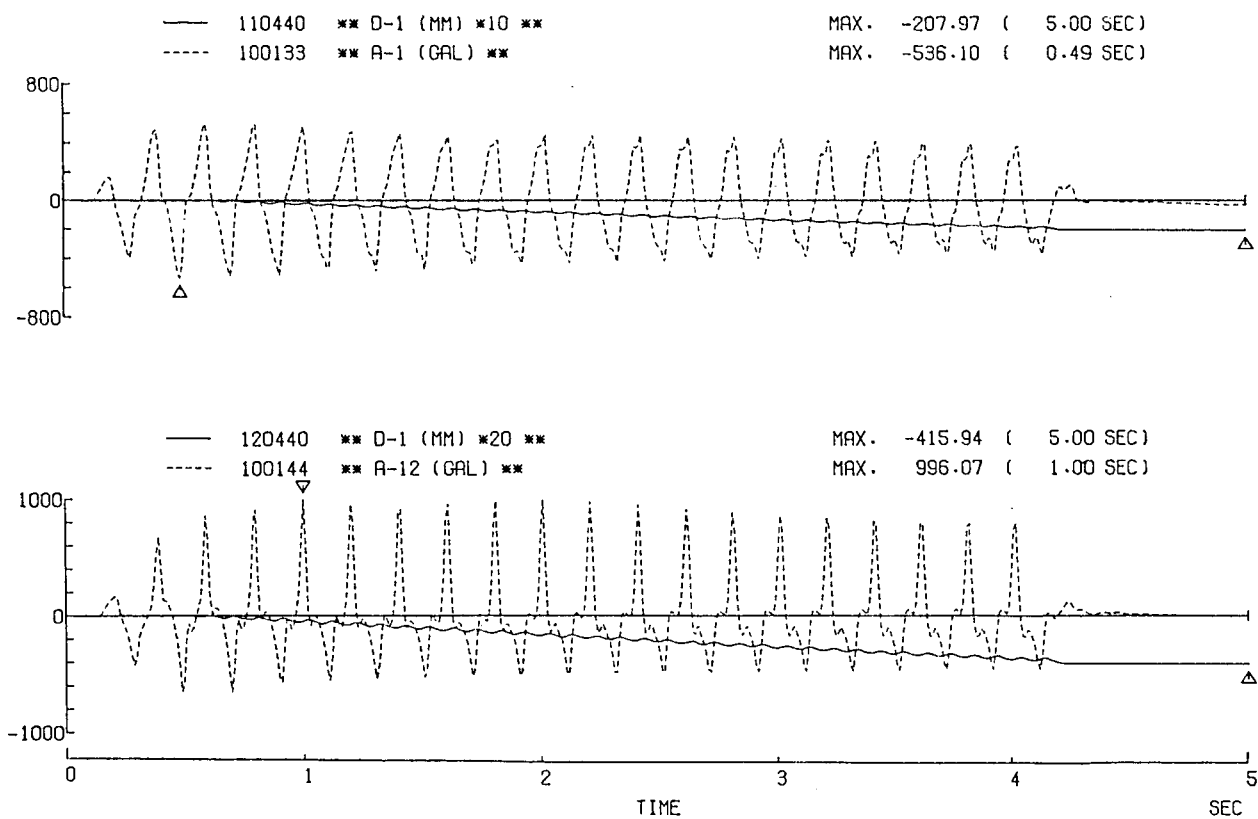
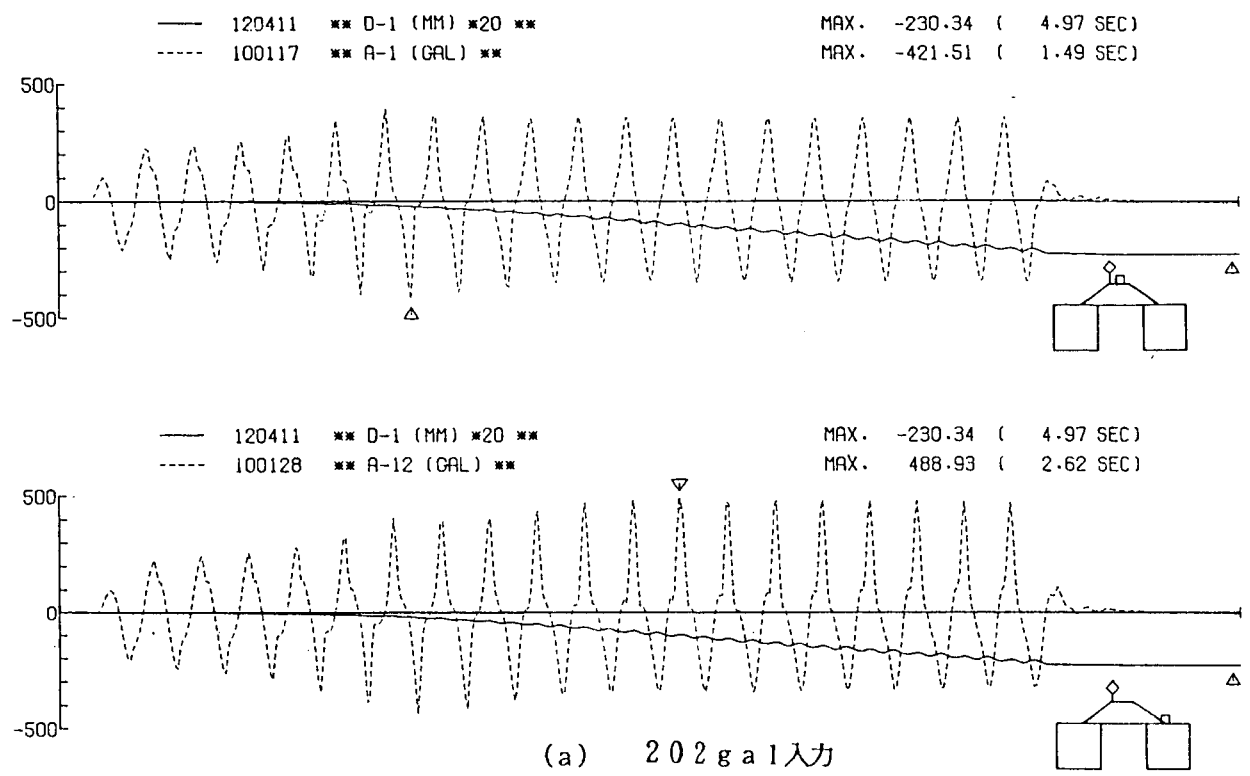
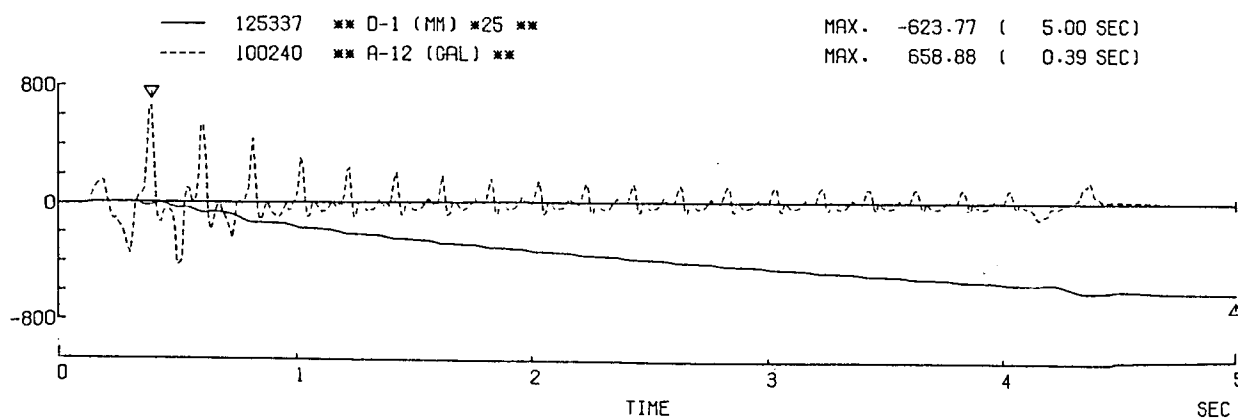
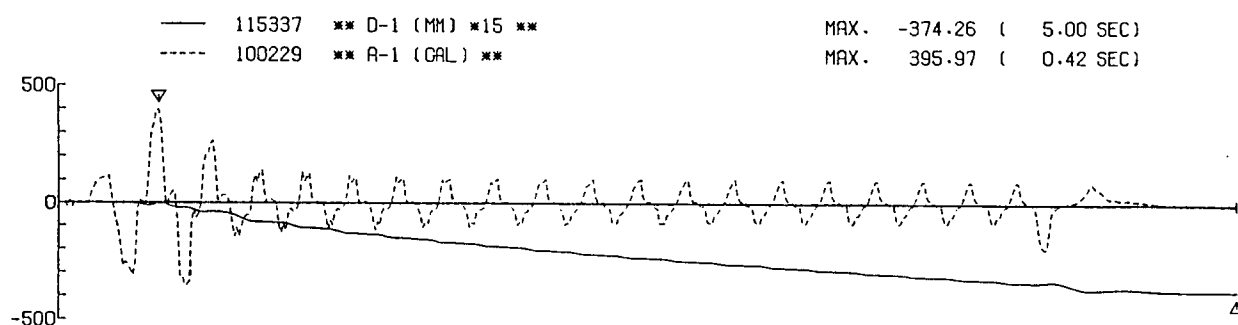
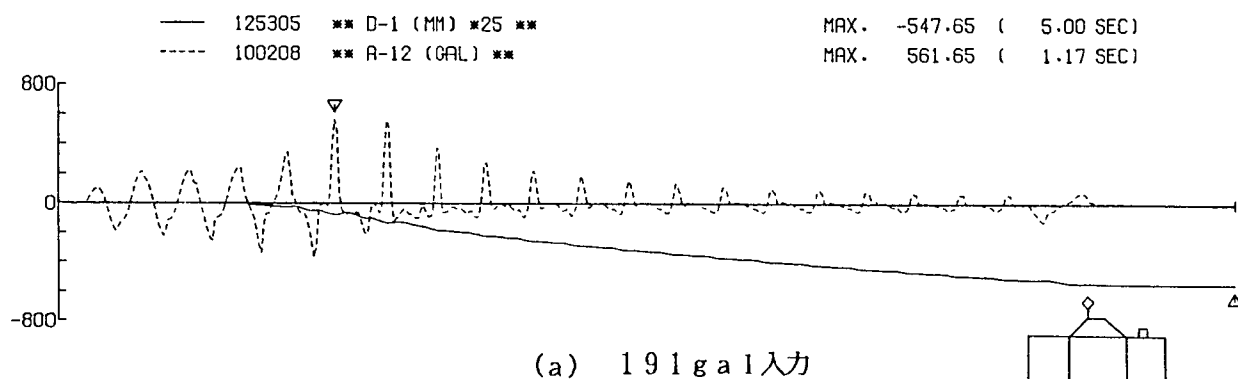
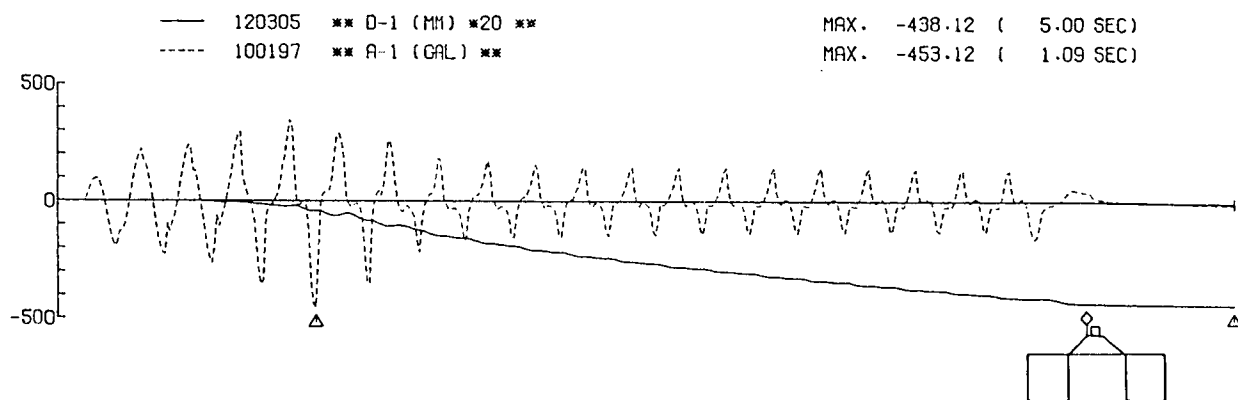
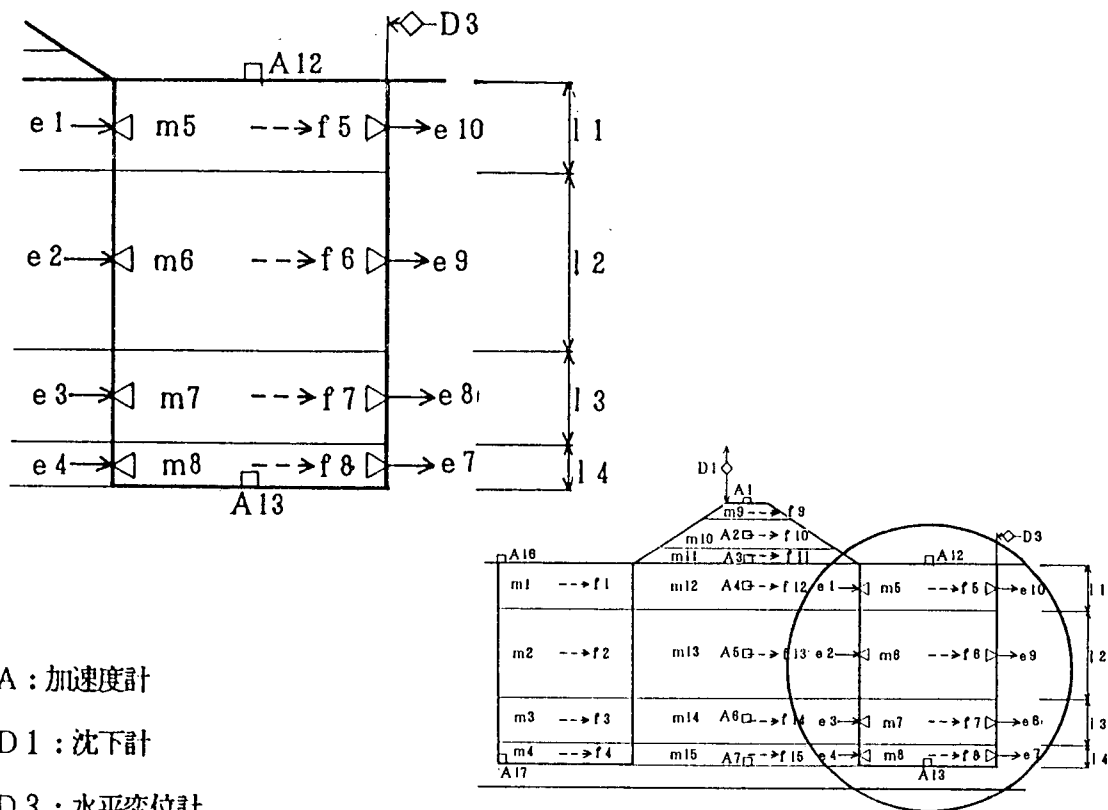


図4.3.40 盛土上面・右側改良体上面の水平加速度波形と盛土の沈下（モデル2）



(b) 301 gal 入力

図4.3.41 盛土上面・右側改良体上面の水平加速度波形と盛土の沈下 (モデル3)



A : 加速度計

D1 : 沈下計

D3 : 水平変位計

e : 各エレメントの分担する側圧力

f : 各エレメントの分担する慣性力

m : 各エレメントの重量

ここで、

$$\text{全側圧力} = \sum e_i = \sum E_i \cdot l_i$$

$$\text{全慣性力} = \sum f_i = -\sum \alpha_i \cdot m_i$$

$$\text{全動的外力 (底面抵抗力)} = \text{全側圧力} + \text{全慣性力}$$

注)

1. 側圧力は図面右向きを正とする。また水平加速度は図面左向きを正とし、慣性力は図面右向きを正とする。
2. 水平加速度は、各エレメントの上・下の加速度計より線形補完して、重心点の加速度として求める。
3. モーメント計算時のアーム長は、改良体下面より各エレメントの重心までの距離とする。

図4.3.42 慣性力・側圧力・動的外力の関係

に分担面積 (li) を掛け、各エレメントの分担する側圧力 (ei) とし、また各エレメントの分担する慣性力 (fi) はエレメント重心の水平加速度 (ai) に分担重量 (mi) を掛けたものとする (なお、エレメント重心に加速度計がないものは、上・下の加速度計より線形補完して求めている)。

全側圧力 (Σei) は各エレメントの分担する側圧力 (ei) の合計であり、全慣性力 (Σfi) は各エレメントの分担する慣性力 (fi) の合計である。

全動的外力は全側圧力と全慣性力の合計となる。

図 4.3.43 (a)~(c) にモデル 4 の各入力加速度における右側改良体の盛土側の側圧力、自由地盤側の側圧力および全側圧力の重ね描きを示す。

図 4.3.44 (a)~(c) はモデル 2 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

図 4.3.45 (a)~(c) はモデル 3 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

図 4.3.46 (a)~(c) にモデル 4 の各入力加速度における右側改良体の全側圧力 (E-TOTAL)、全慣性力 (IF-5+6+7+8)、全動的外力 (SLIDING FORCE) の重ね描きを示す。

図 4.3.47 (a)~(c) はモデル 2 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

図 4.3.48 (a)~(c) はモデル 3 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

表 4.3.2~表 4.3.4 に各モデルにおいて盛土の全慣性力と右側改良体の全慣性力、全側圧力、全動的外力のそれぞれの値が最大値を示す時刻における各動的外力の値とその寄与率を示す。

i) モデル 4

- ① 112 gal 入力において、右側改良体の盛土側の側圧力の合力と自由地盤側の側圧力の合力は共に負圧を示している。従って、これらの合力である全側圧力は常に自由地盤側方向に向いていることが判る (図 4.3.43 (a))。

一方、191 gal, 301 gal 入力における盛土側の全側圧力と自由地盤側の全側圧力は互いに圧縮する方向に向いており、その振幅は時間の経過とともにほぼ一定となる (図 4.3.43 (b)(c))。

- ② 入力加速度に拘らず、右側改良体の全慣性力、全側圧力、全動的外力のそれぞれの波形の重ね描きは同位相である (図 4.3.46 (a)~(c))。

- ③ 全動的外力の絶対値の最大値は 112 gal, 191 gal 入力では全体の間近付にあるが、301 gal 入力では前半部に移ってきている (表 4.3.2)。

- ④ 全動的外力の絶対値が最大となる時刻における全動的外力に占める全慣性力と全側圧力の割合は入力加速度に拘らず、全慣性力で 54~65%、全側圧力で 35~46% である (表 4.3.2)。

- ⑤ 入力加速度に拘らず、盛土の慣性力が最大になる時刻は全動的外力が最大になる時刻よりも早い (表 4.3.2)。

- ⑥ 301 gal 入力では、全動的外力が最大になる時刻と全慣性力および全側圧力が最大になる時刻とが一致する。また、この時刻における盛土の慣性力は非常に小さい。逆に盛土の慣性力が最大となる時刻では、全動的外力の中に占める全慣性力の割合は小さく、全側圧力の占める割合が大きい (表 4.3.2)。

ii) モデル 2

- ① 入力加速度に拘らず、右側改良体の盛土側の全側圧力と自由地盤側の全側圧力は互いに圧縮する方向

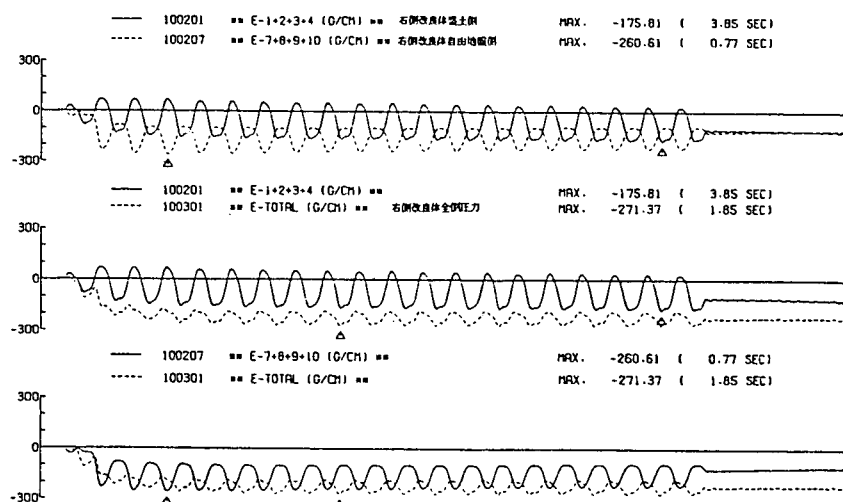


図4.3.43(a) 右侧改良体の側圧力 (モデル4 112gal 入力)

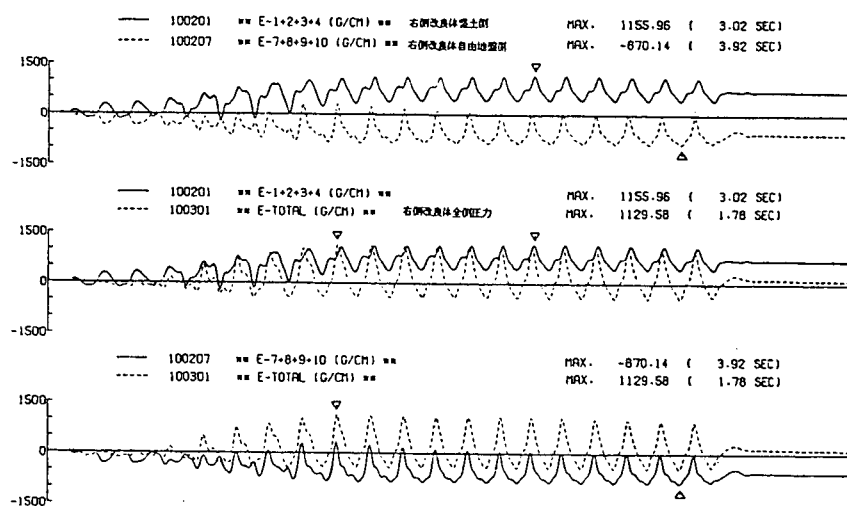


図4.3.43(b) 右侧改良体の側圧力 (モデル4 191gal 入力)

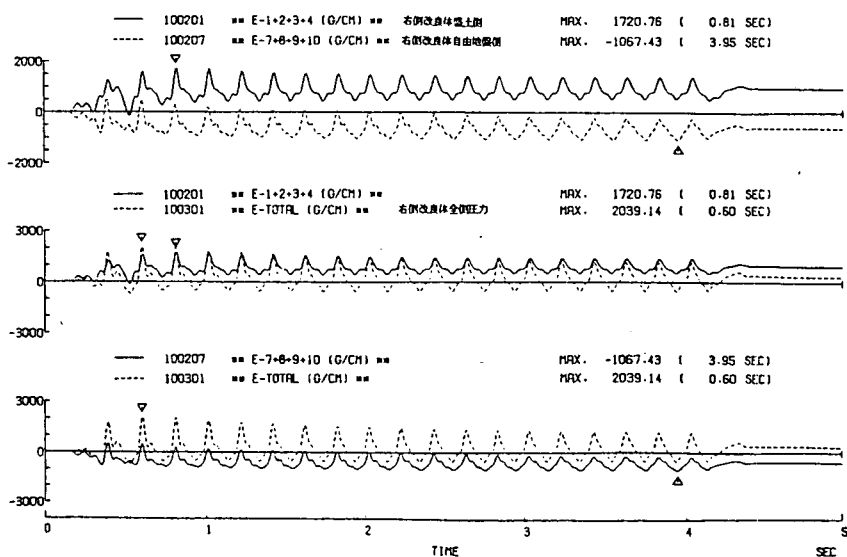


図4.3.43(c) 右侧改良体の側圧力 (モデル4 301gal 入力)

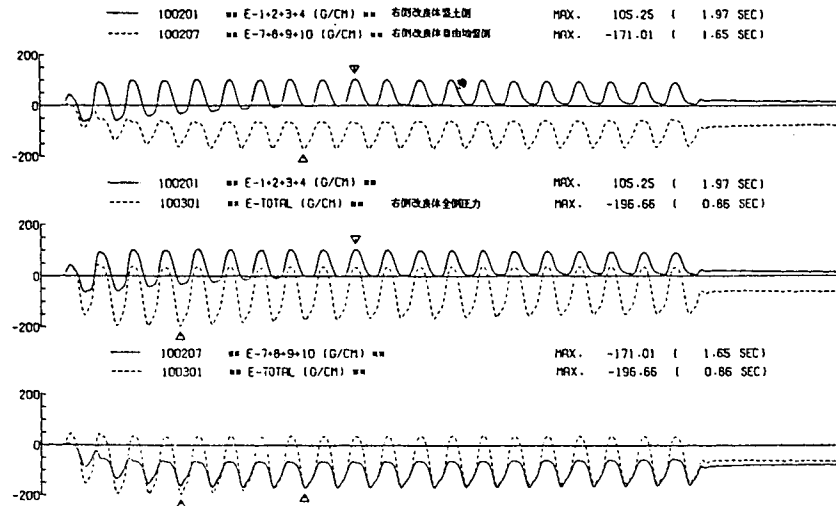


図4.3.44(a) 右侧改良体の側圧力 (モデル2 118gal 入力)

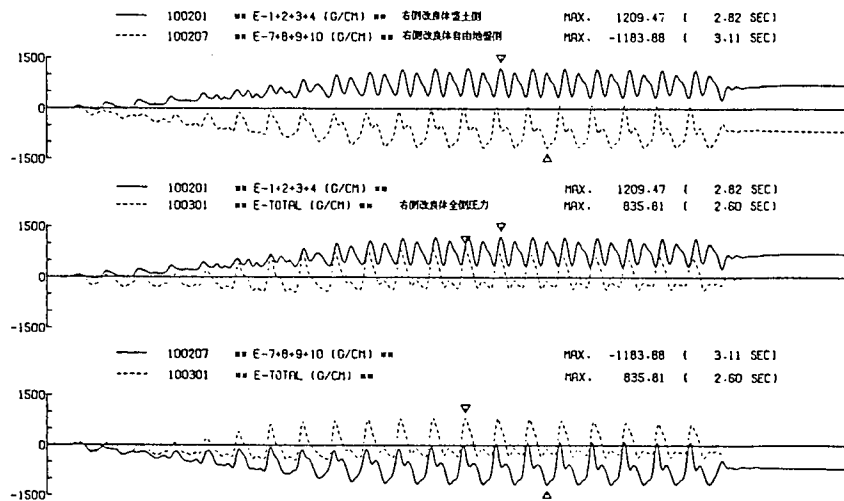


図4.3.44(b) 右侧改良体の側圧力 (モデル2 202gal 入力)

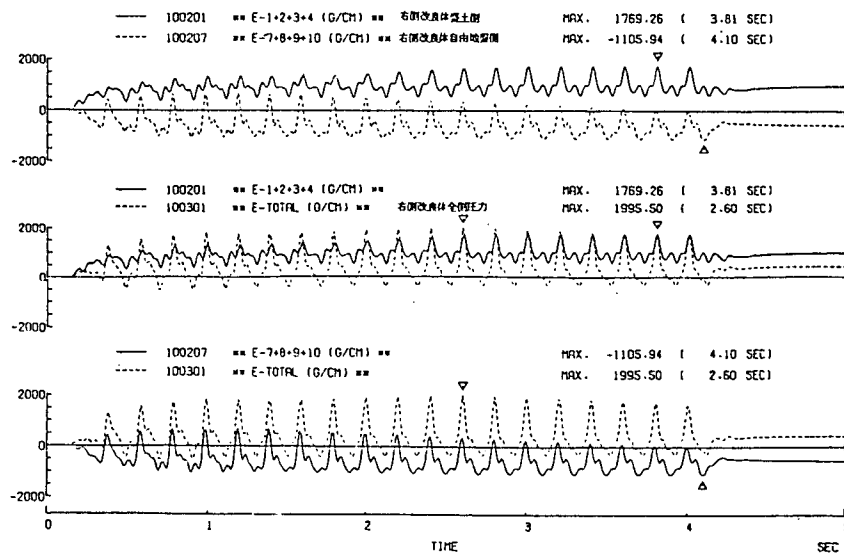


図4.3.44(c) 右侧改良体の側圧力 (モデル2 313gal 入力)

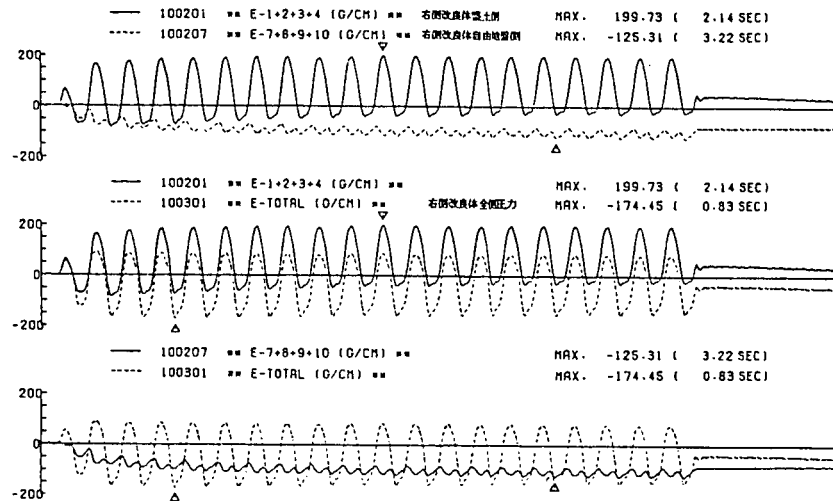


図4.3.45(a) 右侧改良体の側圧力 (モデル3 112gal 入力)

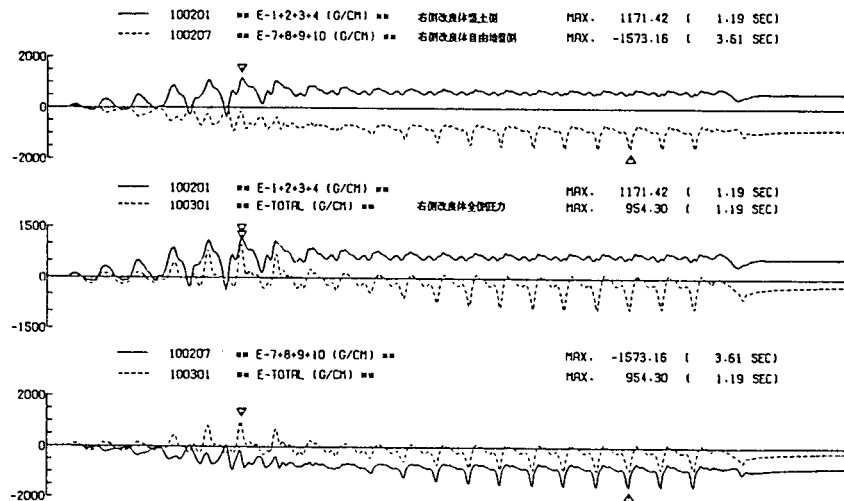


図4.3.45(b) 右侧改良体の側圧力 (モデル3 191gal 入力)

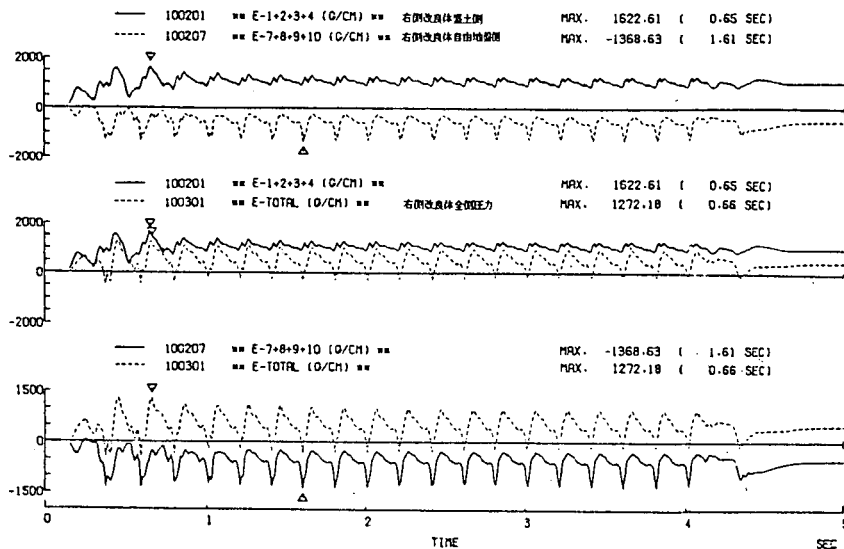


図4.3.45(c) 右侧改良体の側圧力 (モデル3 301gal 入力)

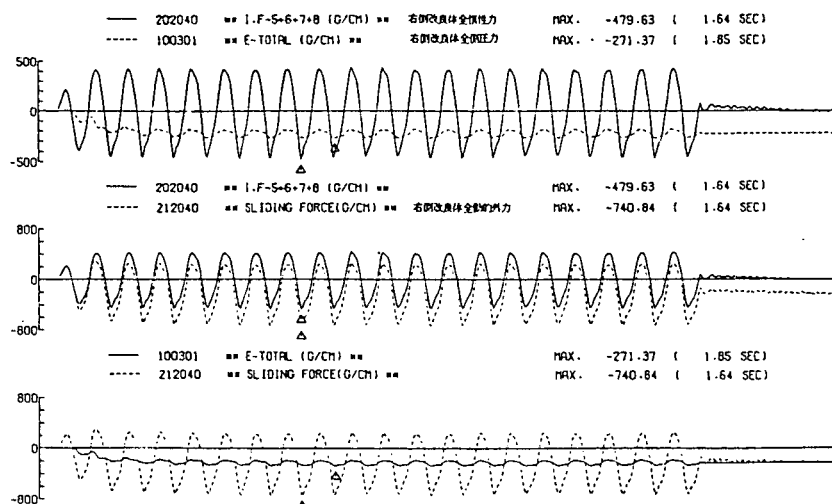


図4.3.46(a) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル4 112gal 入力）

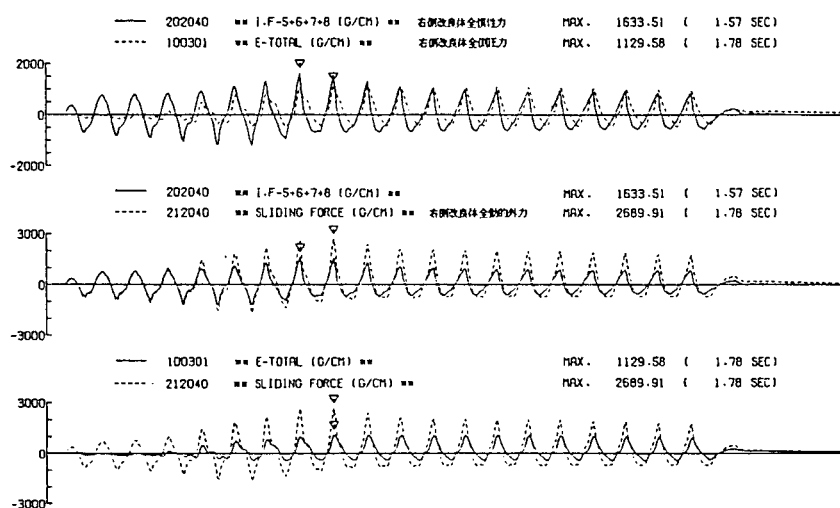


図4.3.46(b) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル4 191gal 入力）

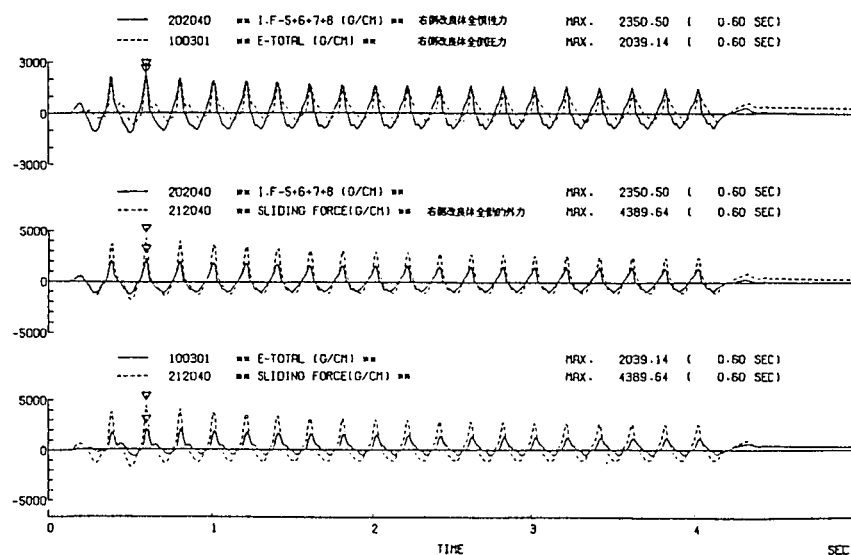


図4.3.46(c) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル4 301gal 入力）

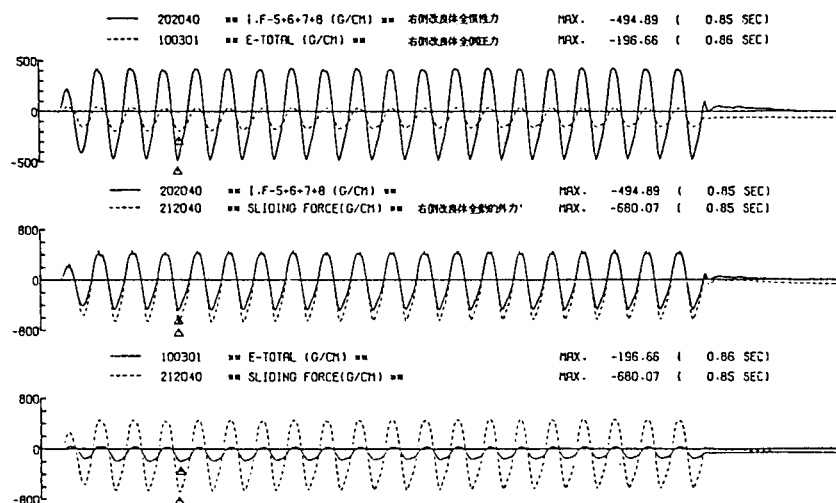


図4.3.47(a) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル2 118gal 入力）

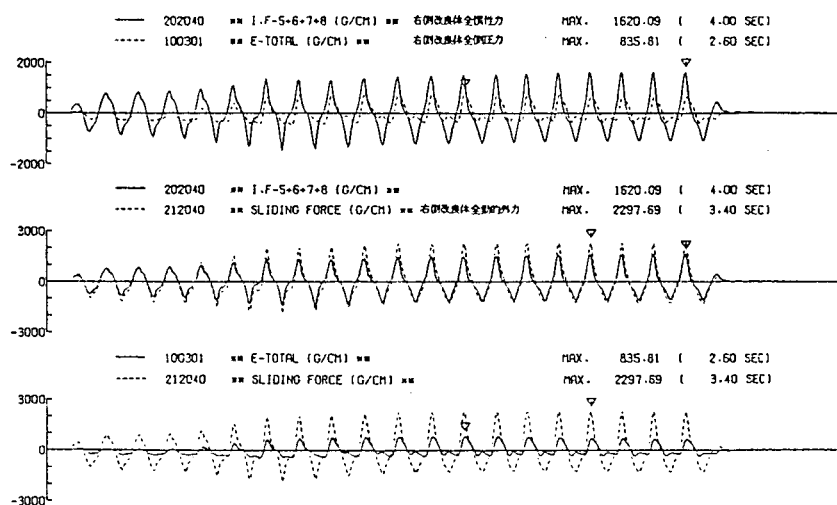


図4.3.47(b) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル2 202gal 入力）

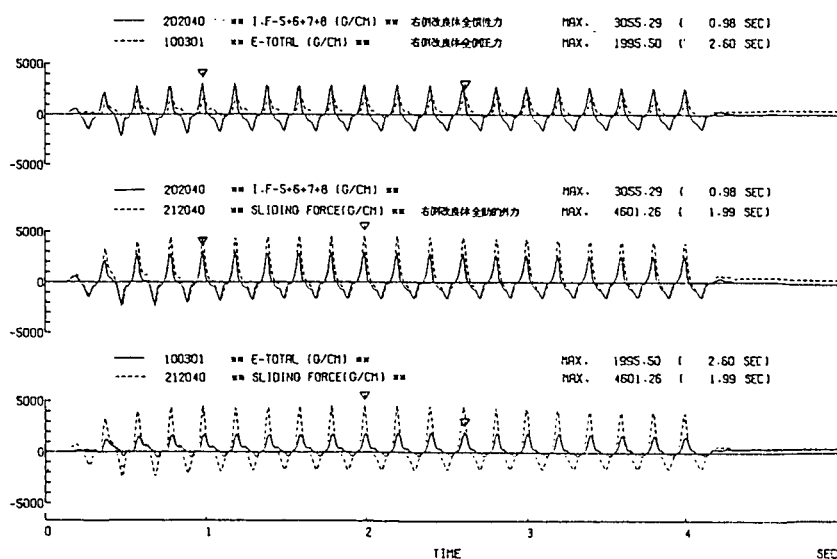


図4.3.47(c) 右侧改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル2 313gal 入力）

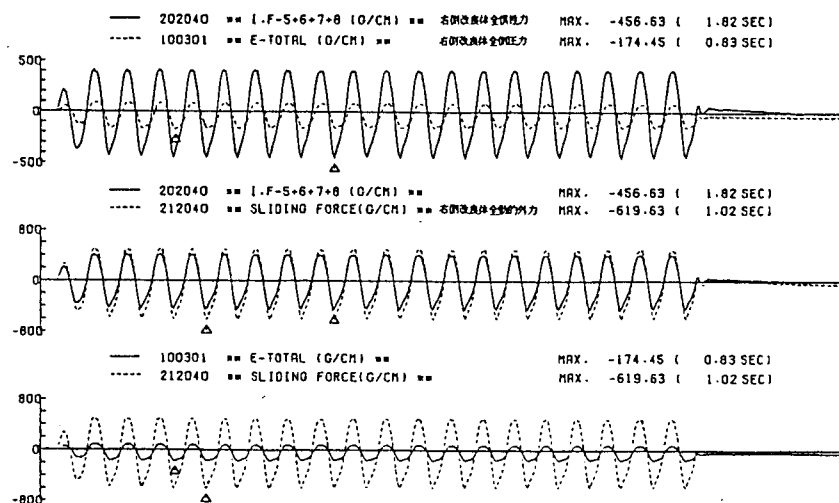


図4.3.48(a) 右側改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル3 112gal 入力）

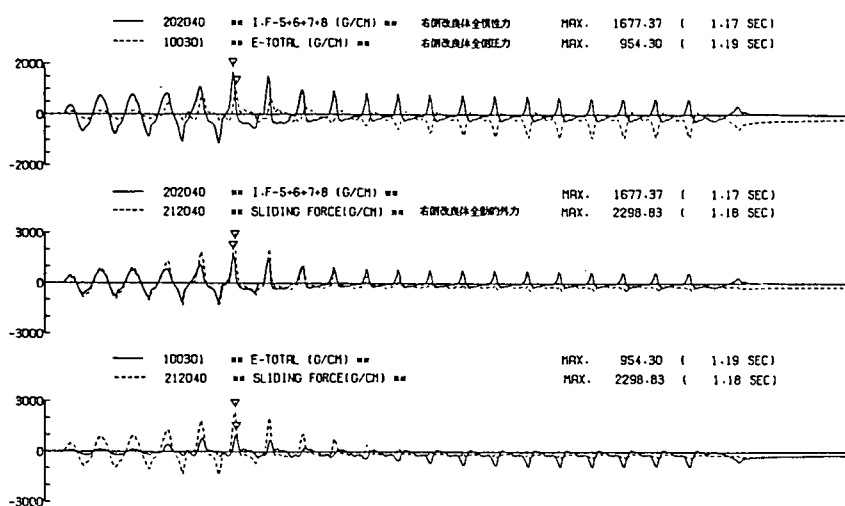


図4.3.48(b) 右側改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル3 191gal 入力）

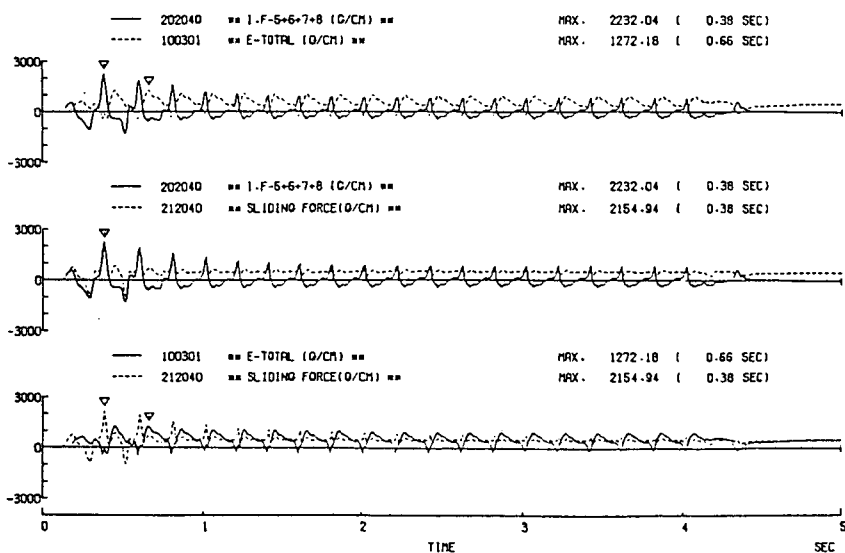


図4.3.48(c) 右側改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力（モデル3 301gal 入力）

表4.3.2 右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率 (モデル4)

112 gal					
時 刻 (sec)	1.25	1.64	1.85		
盛土の慣性力 (g/cm)	-208 (max)	-197	-193		
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-470 <64%>	-480 (max) <65%>	-436 <62%>	
	全側圧力 (g/cm)	-266 <36%>	-261 <35%>	-271 (max) <38%>	
	全動的外力 (g/cm)	-736 <100%>	-741 (max) <100%>	-707 <100%>	

191 gal					
時 刻 (sec)	1.57	1.58	1.78		
盛土の慣性力 (g/cm)	547	668 (max)	430		
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	1,634 (max) <61%>	880 <49%>	1,560 <58%>	
	全側圧力 (g/cm)	1,044 <39%>	902 <51%>	1,130 (max) <42%>	
	全動的外力 (g/cm)	2,678 <100%>	1,782 <100%>	2,690 (max) <100%>	

301 gal					
時 刻 (sec)	0.54	0.60			
盛土の慣性力 (g/cm)	-708 (max)	-140			
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-106 <16%>	2,351 (max) <54%>		
	全側圧力 (g/cm)	-561 <84%>	2,039 (max) <46%>		
	全動的外力 (g/cm)	-667 <100%>	4,390 (max) <100%>		

表4.3.3 右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率 (モデル2)

118 gal					
時 刻 (sec)	0.85	0.86	2.25		
盛土の慣性力 (g/cm)	-200	-191	-201 (max)		
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-495 (max) <73%>	-465 <70%>	-488 <75%>	
	全側圧力 (g/cm)	-185 <27%>	-197 (max) <30%>	-163 <25%>	
	全動的外力 (g/cm)	-680 (max) <100%>	-662 <100%>	-651 <100%>	

202 gal					
時 刻 (sec)	1.49	2.60	3.40	4.00	
盛土の慣性力 (g/cm)	-625 (max)	589	549	520	
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-1,091 <72%>	1,316 <61%>	1,574 <68%>	1,620 (max) <72%>
	全側圧力 (g/cm)	-418 <28%>	836 (max) <39%>	724 <32%>	631 <28%>
	全動的外力 (g/cm)	-1,509 <100%>	2,152 <100%>	2,298 (max) <100%>	2,251 <100%>

313 gal					
時 刻 (sec)	0.98	1.99	2.02	2.60	
盛土の慣性力 (g/cm)	433	368	942 (max)	359	
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	3,055 (max) <67%>	2,925 <64%>	-52 <-7%>	1,839 <48%>
	全側圧力 (g/cm)	1,504 <33%>	1,676 <36%>	772 <107%>	1,996 (max) <52%>
	全動的外力 (g/cm)	4,559 <100%>	4,601 (max) <100%>	720 <100%>	3,835 <100%>

表4.3.4 右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率 (モデル3)

112 gal					
時 刻 (sec)	0.83	1.02	1.82	2.62	
盛土の慣性力 (g/cm)	-163	-193	-196	-196 (max)	
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-397 <70%>	-455 <73%>	-457 (max) <74%>	-456 <75%>
	全側圧力 (g/cm)	-174 (max) <30%>	-165 <27%>	-159 <26%>	-155 <25%>
	全動的外力 (g/cm)	-571 <100%>	-620 (max) <100%>	-616 <100%>	-611 <100%>

191 gal					
時 刻 (sec)	1.09	1.17	1.18	1.19	
盛土の慣性力 (g/cm)	-652 (max)	327	415	401	
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	-825 <72%>	1,677 (max) <78%>	1,355 <61%>	230 <19%>
	全側圧力 (g/cm)	-314 <28%>	469 <22%>	904 <39%>	954 (max) <81%>
	全動的外力 (g/cm)	-1,139 <100%>	2,146 <100%>	2,299 (max) <100%>	1,184 <100%>

301 gal					
時 刻 (sec)	0.38	0.55	0.66		
盛土の慣性力 (g/cm)	288	-694 (max)	407		
右側改良体	全慣性力 (g/cm)	2,232 (max) <104%>	294 <85%>	-554 <-77%>	
	全側圧力 (g/cm)	-77 <-4%>	52 <15%>	1,272 (max) <177%>	
	全動的外力 (g/cm)	2,155 (max) <100%>	346 <100%>	718 <100%>	

を向いており、その振幅は時間の経過とともにほぼ一定となる（図 4.3.44 (a)～(c)）。

- ② モデル 4 と同様に入力加速度に拘らず、右側改良体の全慣性力、全側圧力、全動的外力のそれぞれの波形の重ね描きは同位相である（図 4.3.47 (a)～(c)）。
- ③ 全動的外力の絶対値が最大となる時刻は、118 gal 入力最も早く 202 gal 入力最も遅い。313 gal 入力はこれらのほぼ中間に位置している（表 4.3.3）。
- ④ 全動的外力の絶対値が最大となる時刻における全動的外力に占める全慣性力と全側圧力の割合は入力加速度に拘らず、全慣性力で 64～73%，全側圧力で 27～36%であり、モデル 4 に比べると全慣性力の割合が 10%程度大きくなる（表 4.3.3）。
- ⑤ 202 gal 入力において、盛土の慣性力が最大となる時刻は全動的外力が最大となる時刻より早い、118 gal、313 gal 入力においては逆に全動的外力が最大となる時刻が早くなる（表 4.3.3）。
- ⑥ 313 gal 入力では、他の入力加速度に比べると全動的外力が最大となる時刻における盛土の慣性力は非常に小さい。また、同じ入力加速度において盛土の慣性力が最大となる時刻では全動的外力の中に占める全慣性力の割合は小さく、全側圧力の占める割合が大きい（表 4.3.3）。

iii) モデル 3

- ① モデル 2 と同様に入力加速度に拘らず右側改良体の盛土側と自由地盤側の全側圧力は互いに圧縮する方向を向いており、その振幅は時間の経過とともにほぼ一定となる（図 4.3.45 (a)～(c)）。
- ② 右側改良体の全慣性力、全側圧力、全動的外力のそれぞれの波形の重ね描きは 112 gal 入力においては同位相である。191 gal 入力においては、全慣性力と全動的外力は同位相であるが、全慣性力と全側圧力、全側圧力と全動的外力はそれぞれの最大値付近までは同位相であり、以後は位相がずれて最終的には逆位相となる。301 gal 入力では全慣性力と全動的外力は同位相であるが、全慣性力と全側圧力、全側圧力と全動的外力は逆位相である（図 4.3.48 (a)～(c)）。
- ③ モデル 4 と同様に全動的外力の絶対値の最大値は 112 gal、191 gal 入力では全体の中間付近にあるが 301 gal 入力では前半部に移ってきている（表 4.3.4）。
- ④ 全動的外力の絶対値が最大となる時刻において全動的外力に占める全慣性力と全側圧力の割合は 112 gal、191 gal 入力においては全慣性力で 61～73%，全側圧力で 26～39%となり、ほぼモデル 2 と一致する。一方、301 gal 入力において上記と同じ時刻では全動的外力はほぼ慣性力で占められている（表 4.3.4）。
- ⑤ モデル 2 と同様に、191 gal 入力では盛土の慣性力が最大となる時刻は全動的外力が最大になる時刻より早い、112 gal、301 gal 入力においては逆に全動的外力が最大になる時刻が早くなる（表 4.3.4）。

3) 動的水平外力に関する転倒モーメント

図 4.3.42 に示した各エレメントに作用する慣性力と側圧力に改良体下面からの距離を掛けて転倒モーメントを計算している（ここでは右回りを正としている）。

図 4.3.49 (a)～(c)にモデル 4 の各入力加速度における右側改良体に作用する全側圧力によるモーメント (EPM-R・WALL)、全慣性力によるモーメント (IFM-R・WALL)、これらの合力である全動的外力によるモーメント (TOM-R・WALL) の重ね描きを示す。

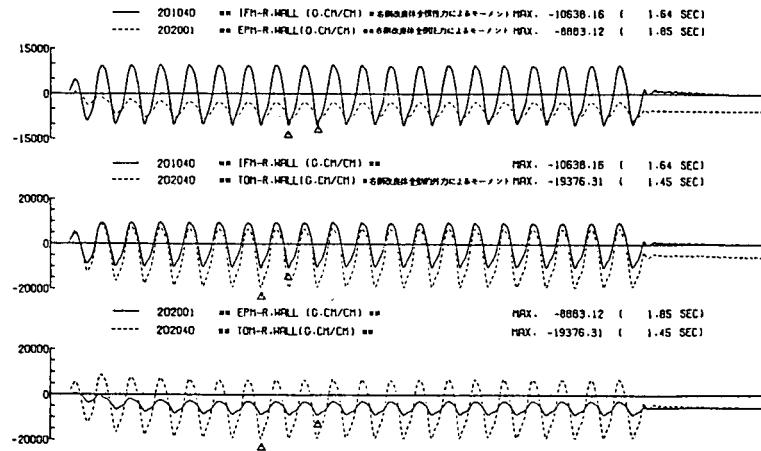


図4.3.49(a) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル4 112gal 入力）

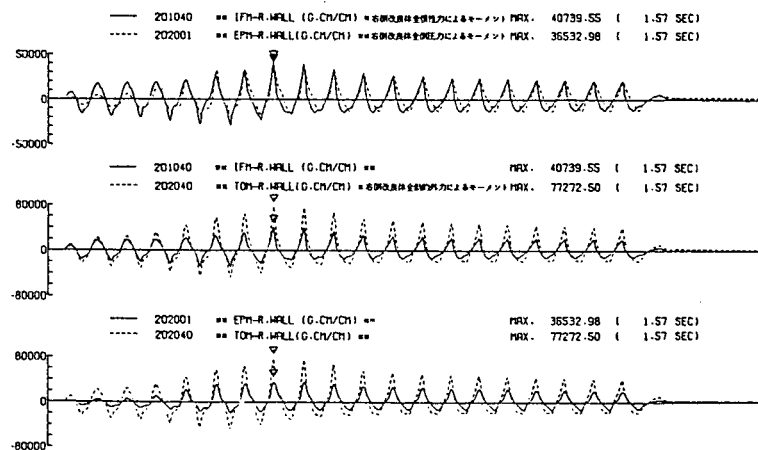


図4.3.49(b) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル4 191gal 入力）

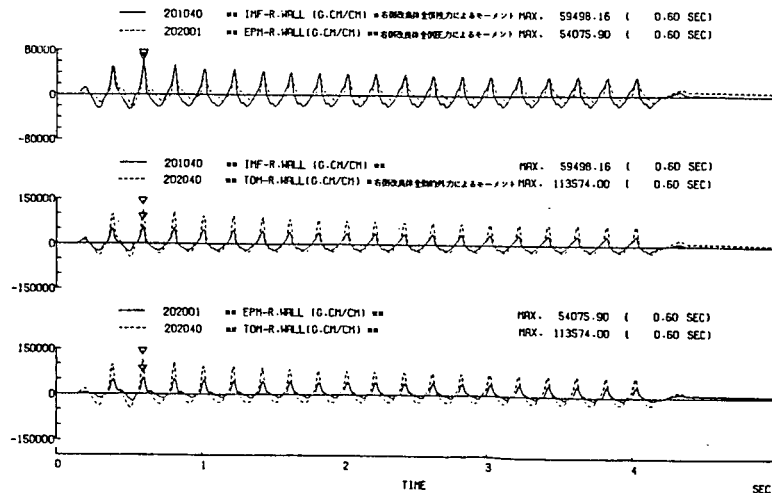


図4.3.49(c) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル4 301gal 入力）

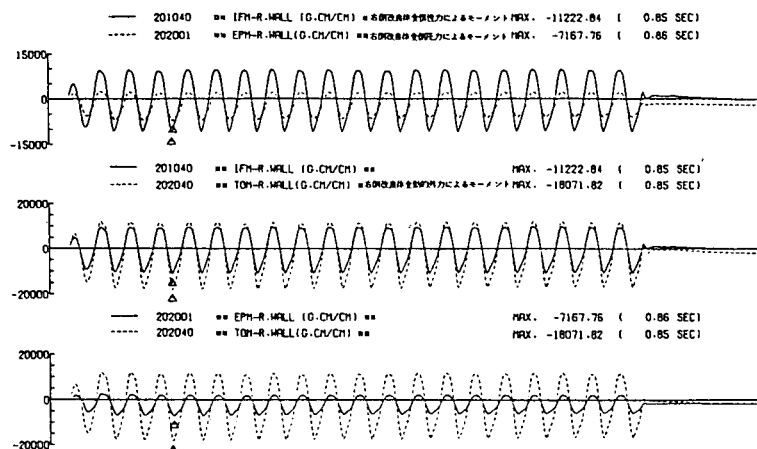


図4.3.50(a) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメントおよび全動的的外力によるモーメント（モデル2 118gal 入力）

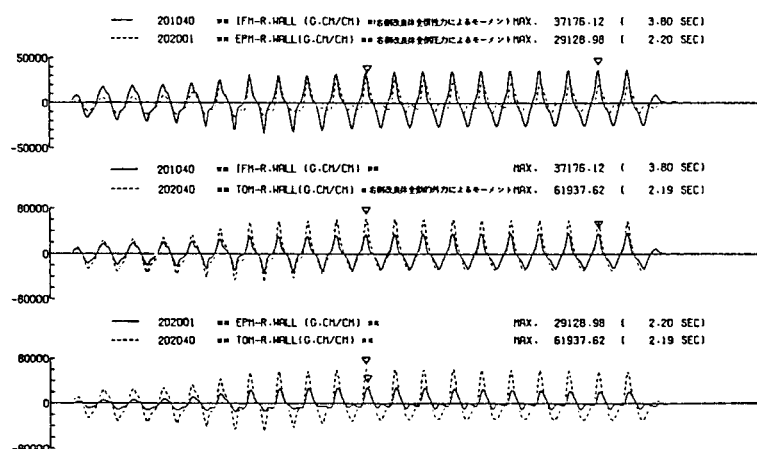


図4.3.50(b) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメントおよび全動的的外力によるモーメント（モデル2 202gal 入力）

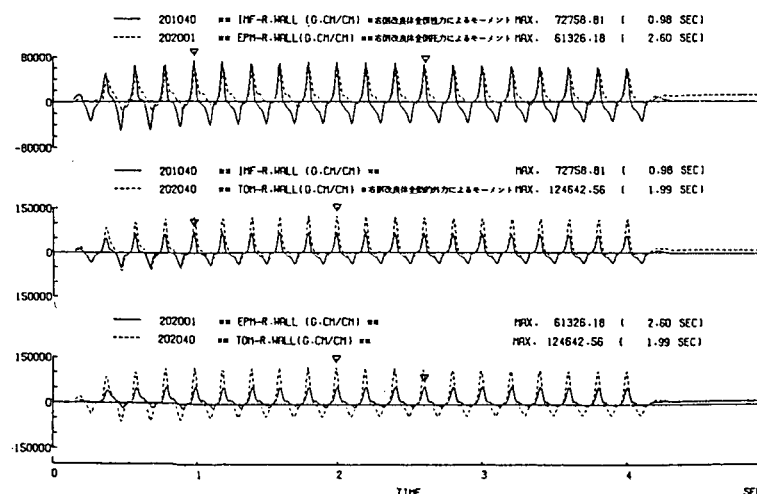


図4.3.50(c) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメントおよび全動的的外力によるモーメント（モデル2 313gal 入力）

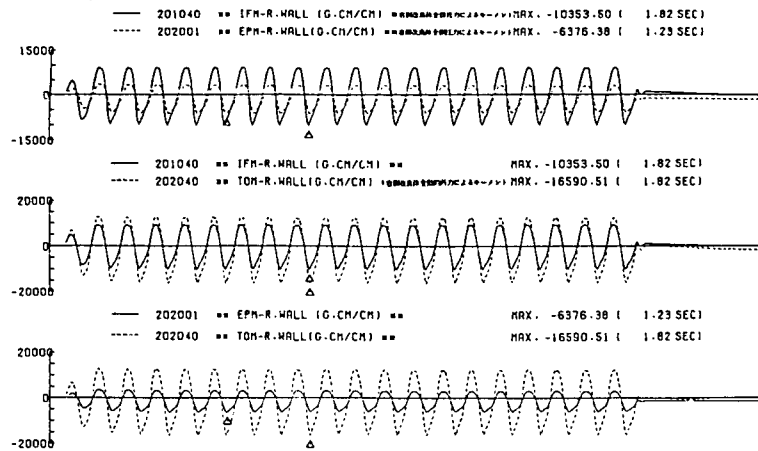


図4.3.51(a) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル3 112gal 入力）

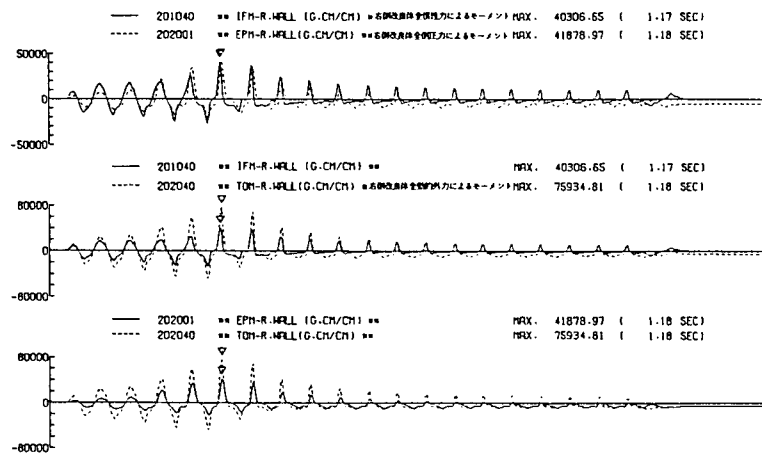


図4.3.51(b) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル3 191gal 入力）

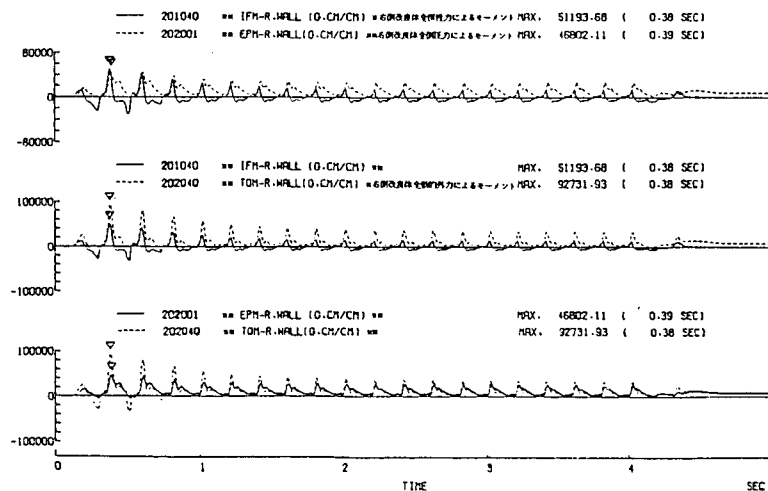


図4.3.51(c) 右側改良体の側圧力によるモーメント，慣性力によるモーメント
および全動的外力によるモーメント（モデル3 301gal 入力）

表4.3.5 動的外力によるモーメントの各成分が
最大値を示す時刻の各モーメントの値
と寄与率（モデル4）

112 gal					
時 刻 (sec)	1.25	1.45	1.64	1.85	
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-10.956(max)	-10.859	-10.364	-10.199	
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-10.629 <55%>	-10.568 <55%>	-10.638(max) <55%>	-9.993 <53%>	
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-8.702 <45%>	-8.808 <45%>	-8.621 <45%>	-8.883(max) <47%>	
全モーメント (g, cm/ cm)	-19.331 <100%>	-19.376(max) <100%>	-19.259 <100%>	-18.876 <100%>	

191 gal					
時 刻 (sec)	1.57	1.58			
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	28.836	35.243(max)			
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	40.740(max) <53%>	22.372 <40%>			
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	36.533(max) <47%>	33.390 <60%>			
全モーメント (g, cm/ cm)	77.273(max) <100%>	55.762 <100%>			

301 gal					
時 刻 (sec)	0.54	0.60			
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-36.920(max)	7.018			
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-1.834 <3%>	59.498(max) <52%>			
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-19.004 <31%>	54.076(max) <48%>			
全モーメント (g, cm/ cm)	-20.838 <100%>	113.574(max) <100%>			

表4.3.6 動的外力によるモーメントの各成分が
最大値を示す時刻の各モーメントの値
と寄与率（モデル2）

118 gal					
時 刻 (sec)	0.85	0.86	2.25		
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-10.590	-10.102	-10.624(max)		
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-11.223(max) <62%>	-10.397 <59%>	-11.063 <64%>		
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-6.849 <38%>	-7.168(max) <41%>	-6.342 <36%>		
全モーメント (g, cm/ cm)	-18.072(max) <100%>	-17.564 <100%>	-17.405 <100%>		

202 gal					
時 刻 (sec)	1.49	2.19	2.20	3.80	
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-32.963(max)	28.409	29.592	27.861	
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-24.801 <64%>	34.819 <56%>	24.548 <46%>	37.176(max) <62%>	
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-14.186 <36%>	27.119 <44%>	29.129(max) <54%>	20.539 <36%>	
全モーメント (g, cm/ cm)	-38.987 <100%>	61.938(max) <100%>	53.677 <100%>	57.715 <100%>	

313 gal					
時 刻 (sec)	0.98	1.31	1.99	2.60	
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	33.420	-49.263(max)	19.666	19.283	
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	72.759(max) <61%>	-11.915 <50%>	70.626 <57%>	46.192 <43%>	
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	47.447 <39%>	-12.101 <50%>	54.017 <43%>	61.326(max) <57%>	
全モーメント (g, cm/ cm)	120.206 <100%>	-24.016 <100%>	124.643(max) <100%>	107.518 <100%>	

表4.3.7 動的外力によるモーメントの各成分が
最大値を示す時刻の各モーメントの値
と寄与率（モデル3）

112 gal					
時 刻 (sec)	1.23	1.82	2.62		
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-8.826	-10.341	-10.371(max)		
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-9.047 <59%>	-10.354(max) <62%>	-10.338 <63%>		
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-6.376(max) <41%>	-6.237 <38%>	-6.188 <37%>		
全モーメント (g, cm/ cm)	-15.423 <100%>	-16.591(max) <100%>	-16.526 <100%>		

191 gal					
時 刻 (sec)	1.09	1.17	1.18		
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-34.452(max)	17.187	21.892		
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	-20.413 <48%>	40.307(max) <59%>	34.056 <45%>		
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	-21.929 <52%>	27.522 <41%>	41.879(max) <55%>		
全モーメント (g, cm/ cm)	-42.342 <100%>	67.829 <100%>	75.935(max) <100%>		

301 gal					
時 刻 (sec)	0.38	0.39	0.55		
盛土の慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	15.145	21.448	-36.383(max)		
右側改良体 慣性力によるモーメント (g, cm/ cm)	51.194(max) <55%>	42.212 <47%>	6.963 <53%>		
側圧力によるモーメント (g, cm/ cm)	41.538 <45%>	46.802(max) <53%>	-5.664 <-43%>		
全モーメント (g, cm/ cm)	92.732(max) <100%>	89.014 <100%>	1.299 <100%>		

図 4.3.50(a)~(c)はモデル 2 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

図 4.3.51(a)~(c)はモデル 3 の各入力加速度において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

表 4.3.5~表 4.3.7 は各モデルのそれぞれの入力加速度において、側圧力によるモーメント、慣性力によるモーメントおよび全モーメントの絶対値の最大値を示す時刻での各モーメントの値とその寄与率を示したものである。

i) モデル 4

- ① 入力加速度が大きくなるにつれて全モーメントの最大値は増加する(モデル 2, モデル 3 に共通)(図 4.3.49(a)~(c))。
- ② 191 gal, 301 gal 入力加速度においては、慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントおよび全モーメントが最大値を示す時刻は一致する。またその時刻は 191 gal 入力に比べると 301 gal 入力のほうが早い(図 4.3.47(b)(c))。
- ③ 301 gal 入力加速度においては全動的外力が最大値を示す時刻と全モーメントが最大値を示す時刻が一致する(図 4.3.44(c), 図 4.3.49(c))。
- ④ 全モーメントが最大値を示す時刻における全モーメントの中に占める慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントの割合は慣性力で 52~55%, 側圧力で 45~48%である(表 4.3.5)。
- ⑤ 112 gal 入力において、盛土の慣性力によるモーメントが最大値を示す時刻は全モーメントが最大値を示す時刻よりも早い、191 gal, 301 gal 入力においては逆に全モーメントが最大値を示す時刻が早くなる(表 4.3.5)。

ii) モデル 2

- ① 202 gal, 313 gal 入力においては、慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントおよび全モーメントの最大値を示す時刻は一致しない。但し、202 gal 入力においては側圧力によるモーメントの最大値と全モーメントの最大値を示す時刻はほぼ一致する(図 4.3.50(b)(c))。
- ② 118 gal 入力においては、全動的外力が最大値を示す時刻と全モーメントが最大値を示す時刻が一致する(図 4.3.44(a), 図 4.3.50(a))。
- ③ 全モーメントが最大値を示す時刻における全モーメントの中に占める慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントの割合は慣性力で 56~62%, 側圧力で 38~44%であり、モデル 4 と比べると慣性力によるモーメントの占める割合が若干大きい(表 4.3.6)。
- ④ 118 gal 入力においては、盛土の慣性力によるモーメントが最大になる時刻は全モーメントが最大値を示す時刻よりも遅いが、202 gal, 313 gal 入力においては、逆に全モーメントが最大値を示す時刻が遅くなる。また、入力加速度が大きくなるにつれて盛土の慣性力によるモーメントが最大になる時刻は早くなる(表 4.3.6)。

iii) モデル 3

- ① 191 gal, 301 gal 入力ではモデル 4 と同様に、慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントおよび全モーメントが最大値を示す時刻はほぼ一致する。また、その時刻は 191 gal 入力に比べると 301 gal 入力の方が早い(図 4.3.51(b)(c))。

- ② 301 gal 入力ではモデル 4 と同様に、全動的外力が最大値を示す時刻と全モーメントが最大値を示す時刻が一致する (図 4.3.45(c), 図 4.3.51(c))。
- ③ 全モーメントが最大値を示す時刻における全モーメントの中に占める慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントの割合は慣性力で 45~62%, 側圧力で 38~55% であり, モデル 2 とほぼ同じ割合である (表 4.3.7)。
- ④ 112 gal, 301 gal 入力では盛土の慣性力によるモーメントが最大になる時刻は全モーメントが最大になる時刻より遅いが, 191 gal 入力では逆に全モーメントが最大になる時刻が遅くなる。また, モデル 2 と同様に入力加速度が大きくなるにつれて盛土の慣性力によるモーメントの最大値を示す時刻は早くなる (表 4.3.7)。

4) 側圧の振動成分と動水圧の公式

モデル 4 の 191 gal, 301 gal 入力加速度における右側改良体の盛土側および自由地盤側の側圧計の波形の第 19 波目の振動成分の半振幅と Westergaard の公式より求めた動水圧を表 4.3.8, 図 4.3.52 に示す (計算に用いた加速度は, 右側改良体上面と下面の水平加速度計の第 19 波目の振幅を側圧計までの距離で線形補完している)。

表 4.3.9, 図 4.3.53 はモデル 2 の 202 gal, 313 gal 入力において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

表 4.3.10, 図 4.3.54 はモデル 3 の 191 gal, 301 gal 入力において上記モデル 4 と同じ整理をしたものである。

i) モデル 4

- ① 入力加速度の増加に伴い側圧計の「計測値」も動水圧の「計算値」も増加している (モデル 2, モデル 3 に共通。ただし, 深さ 5 cm の計測値においては 191 gal 入力の値が 301 gal 入力よりも大きい)。
- ② 上段の側圧計の位置 (深さ 5 cm) では 191 gal 入力での側圧計の「計測値」は「計算値」の 2.31 倍になっているが, 301 gal 入力ではほぼ同じ値である。

表 4.3.8 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧 (モデル 4)

深さ cm	入 力	191 gal		301 gal	
		動水圧 (gf/cm)	E (gf/cm)	動水圧 (gf/cm)	E (gf/cm)
5	盛土側	7.5	17.3 (2.31)	11.9	10.2 (0.86)
	自由地盤側		—		—
20	盛土側	13.9	6.2 (0.45)	23.9	13.3 (0.56)
	自由地盤側		11.5 (0.83)		17.3 (0.72)
35	盛土側	16.9	7.3 (0.43)	31.6	12.2 (0.39)
	自由地盤側		13.5 (0.80)		21.3 (0.67)

Westergaard の動水圧公式: P_{wd}

$$P_{wd} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_{sat} \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

ここで、

γ_{sat} : 飽和单位体積重量 : 1.942 gf/cm

α_{max} : 19波の振幅

H : 軟弱層厚 : 40cm

z : 地表面から側圧計までの距離

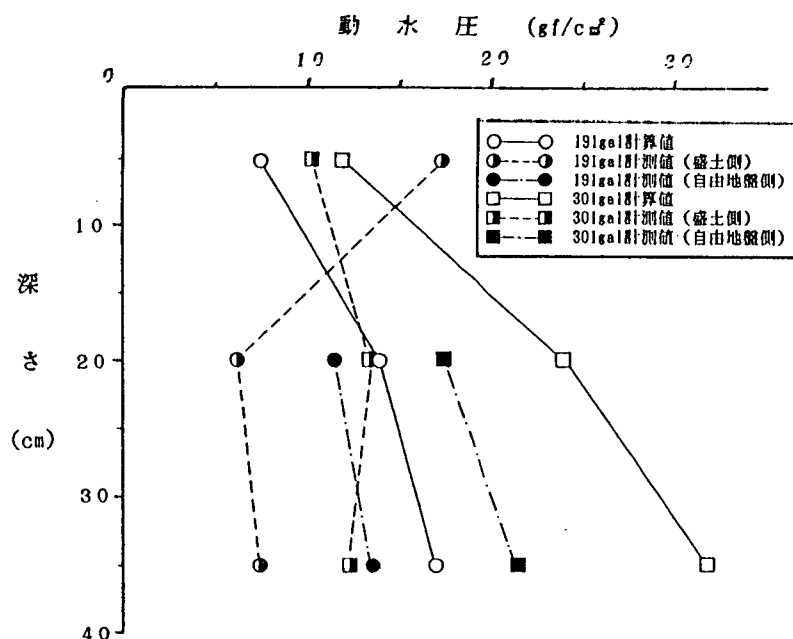
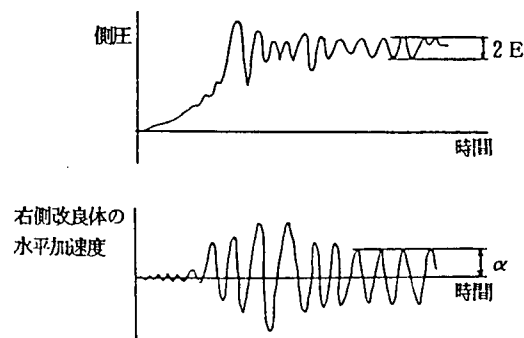


図4.3.52 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧 (モデル4)

表4.3.9 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧 (モデル2)

深さ cm	入 力	202 gal		313 gal	
		動水圧 (gf/cm ²)	E (gf/cm ²)	動水圧 (gf/cm ²)	E (gf/cm ²)
5	盛 土 側	11.7	16.7 (1.43)	19.2	24.5 (1.28)
	自由地盤側		—		—
20	盛 土 側	23.4	13.0 (0.56)	39.3	21.3 (0.54)
	自由地盤側		18.5 (0.79)		25.1 (0.64)
35	盛 土 側	31.0	15.2 (0.49)	53.1	10.0 (0.19)
	自由地盤側		22.5 (0.73)		27.8 (0.52)

$r_{sat} = 1.947 \text{ (gf/cm}^2\text{)}$



- ③ 中段 (深さ 20 cm), 下段 (深さ 35 cm) の側圧計の位置では, 入力加速度に拘らず盛土側の側圧計の「計測値」は「計算値」の 67~83%である。

ii) モデル 2

- ① 上段の側圧計の位置 (深さ 5 cm) では 202 gal 入力での側圧計の「計測値」は「計算値」の 1.43 倍であり, 313 gal 入力では 1.28 倍になっている。
- ② 中段 (深さ 20 cm), 下段 (深さ 35 cm) の側圧計の位置では, 入力加速度に拘らず盛土側の側圧計の「計測値」は「計算値」の 19~56%であり, 自由地盤側の側圧計の「計測値」は「計算値」の 52~79%である。

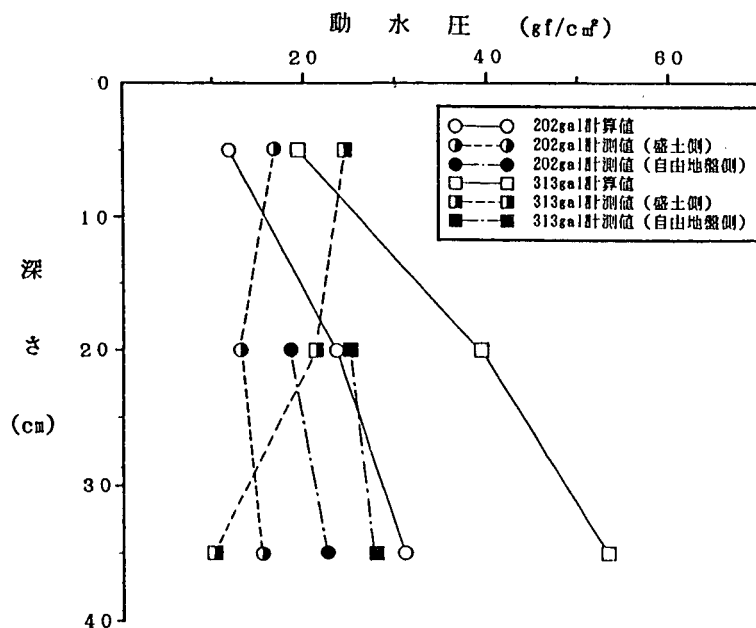


図4.3.53 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧（モデル 2）

表4.3.10 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧（モデル 3）

深さ cm	入 力	191 gal		301 gal	
		動水圧 (gf/cm)	E (gf/cm)	動水圧 (gf/cm)	E (gf/cm)
5	盛 土 側	2.2	6.7 (3.05)	3.1	10.7 (3.45)
	自由地盤側		1.8 (0.82)		4.0 (1.29)
20	盛 土 側	9.0	3.5 (0.39)	10.5	6.5 (0.62)
	自由地盤側		7.5 (0.83)		11.7 (1.11)
35	盛 土 側	17.8	5.2 (0.29)	19.7	5.6 (0.28)
	自由地盤側		10.2 (0.57)		10.7 (0.54)

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.948 \text{ (gf/cm)}$$

iii) モデル 3

- ① 上段の側圧計の位置（深さ 5 cm）では 191 gal 入力での側圧計の「計測値」は「計算値」の 3.05 倍であり、301 gal 入力では 3.45 倍となっており、他のモデルと比較して「計測値」と「計算値」の開き大きい。
- ② 中段（深さ 20 cm）、下段（深さ 35 cm）の側圧計の位置では、入力加速度に拘らず盛土側の側圧計の「計測値」は「計算値」の 28～62%であり、自由地盤側の側圧計の「計測値」は「計算値」の 54～129%である。

これらより、以下の事が言える。

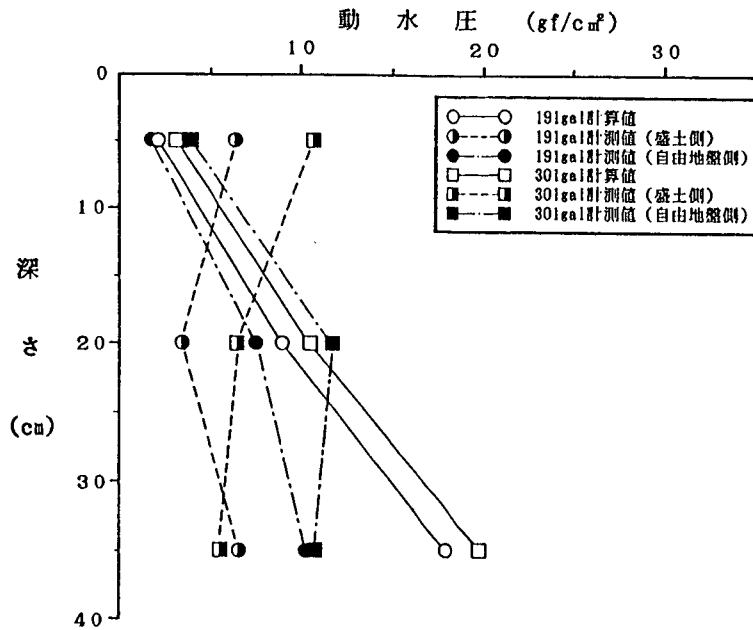


図4.3.54 右側改良体の側圧の振動成分と動水圧 (モデル3)

- ① 各モデルの「計測値」と「計算値」の大きさは、入力加速度や深さに拘らず概ね「モデル3」<「モデル4」<「モデル2」の順番になる。
- ② 各モデルの盛土側の上段（深さ5cm）の側圧計の位置では、どの入力加速度においても「計測値」と「計算値」の差が大きい。
- ③ 中段（深さ20cm）、下段（深さ35cm）の側圧計の位置では、モデルや入力加速度の違いに拘らず盛土側よりも自由地盤側において「計測値」と「計算値」の差が小さい。

(2) 改良体の滑動現象

盛土を上部工とした場合の改良地盤の安定の検討としては、①外部安定としての滑動、転倒、支持力、②内部安定としての水平せん断、③全体安定としての円弧すべりが考えられる。

これらの項目の中で以下に述べる理由により、特に外部安定の滑動について着目し、この現象を今回の実験結果を用いて検討した。

- ① 内部安定の検討、すなわち水平せん断の検討については、例えば駆動と抵抗の土圧差が大きい場合には改良体の強度を大きくすれば解決する問題であり、外部安定よりはランクが低い。
- ② 外部安定の検討の中で支持力の検討については、支持地盤に対して改良体の根入れが十分になされ、その支持地盤の強度が十二分に大きい場合には、この地盤が液状化しない限りはかなり大きな極限支持力が計算されることになり、特に問題になることはない。
- ③ 外部安定の検討の中で転倒の検討については、結局は見た目の改良体の縦横のバランスに帰着すると考えており、例えば縦：横＝5：1の様な比率の改良体がこの設計法でイメージされるとは到底考えられない。また、縦：横＝1：1程度の改良体の場合、転倒の検討結果の安全率は滑動の検討結果の安全率よりもかなり大きな数値になり、もし安全率の大小でその安定の程度が定量化されるとするなら転倒の検討は滑動の検討よりはずっとランクが低い。

- ④ 全体系の安定（円弧すべり）の検討は、結局は滑動の検討に用いる直線滑りと同じであり、直線に比べて円弧の分だけ安全率が高くなるので、ある意味では円弧すべり検討は滑動検討に含まれていると考えてよい。

1) 滑動破壊に対する定性的な検討

モデル 4 において、非液状化、準液状化、完全液状化状態をすべて含む 191 gal 入力の中から、改良体が滑り出す直前の状態にある時刻歴 0.5～1.5 秒、および改良体が滑り始める時刻を含む時刻歴 1.5～2.0 秒において、改良体に作用する外力と変位の関係を明らかにした。

なお改良体の残留変位を判定する主な着眼点としては、①改良体の変位、②改良体に作用する水平および鉛直方向の慣性力、③改良体の反力、④改良体の支持層部に作用する側圧としている。

i) 時刻歴 0.5～1.5 秒

- ① 図 4.3.55 は、右側改良体の水平変位計の波形と同じ改良体の上面の自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。
- a. 改良体の振幅が大きくなるにつれて、鉛直加速度計の値の絶対値も大きくなる。
- b. 改良体上面自由地盤側の上向きの慣性力が最大になるのは、改良体が左から右に向かう中立点付近と最も左に傾く直前の 2 カ所である。また、同じ場所において下向きの慣性力が最大になるのは、改良体が最も右に傾く直前である。
- ② 図 4.3.56 は、右側改良体の上面にある水平加速度計の波形と、同じ場所の自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。上向きの慣性力が最大となる、改良体が左から右に向かう中立点付近では、左から右に向かう慣性力はほぼゼロになり、同じく上向きの慣性力が最大となる、最も左に傾く直前では右向きの慣性力が最大になる。また下向きの慣性力が最大となる、改良体が最も右に傾く直前では左向きの慣性力が最大になる。
- ③ 図 4.3.57 は、右側改良体上面の盛土側にある鉛直加速度計の波形と自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。加振当初において盛土側と自由地盤側の鉛直加速度計の波形はほぼ同じ応答を示し、その振幅も小さいが、1 秒を境に大きな応答を示している。また、その位相は逆位相に近い。
- ④ 図 4.3.58 は、右側改良体の水平変位計の波形と、同じ改良体下面の盛土側にある反力計の波形の重ね描きである。

図 4.3.59 は、同じ水平変位計の波形と改良体下面の自由地盤側にある反力計の波形の重ね描きである。

改良体が最も右に傾く直前で、盛土側の反力は引張領域の最大値を示し、自由地盤側の反力は圧縮領域の最大値を示す。また、改良体が最も左に傾く直前では、上記とは逆に盛土側の反力は圧縮領域の最大値を示し、自由地盤側の反力は引張領域の最大値を示す。

- ⑤ 図 4.3.60 は、右側改良体の支持層の盛土側と自由地盤側にある側圧計の波形の重ね描きである。

改良体が最も右側へ傾く直前では、改良体が傾く前面（自由地盤側）の側圧は変化しないが、背面（盛土側）の側圧は大きく減少する。また、改良体が最も左側へ傾く直前では、改良体が傾く前面（盛土側）および背面（自由地盤側）の側圧は若干減少する。

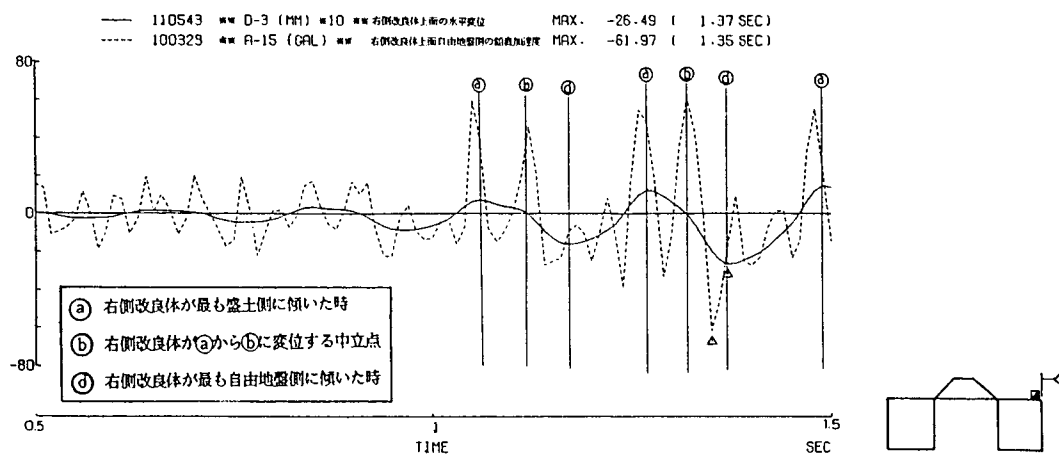


図4.3.55 右側改良体上面の水平変位波形と同じ改良体の自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

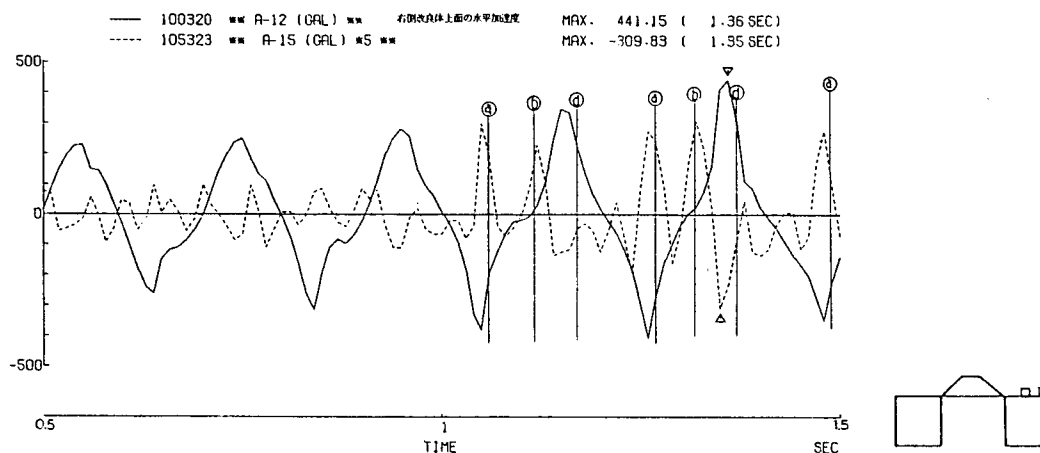


図4.3.56 右側改良体上面の水平加速度波形と同じ改良体の自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

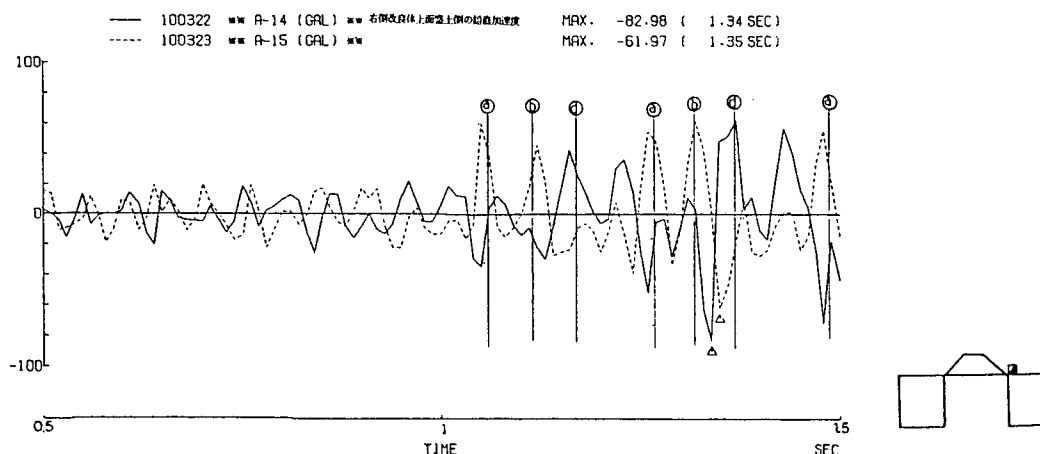


図4.3.57 右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

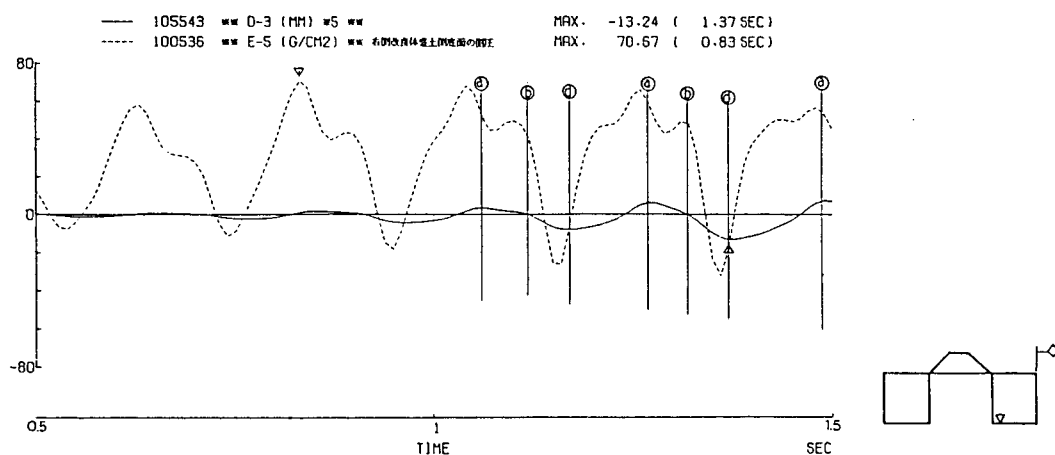


図4.3.58 右側改良体上面の水平変位波形と盛土側底面の側圧波形
(モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

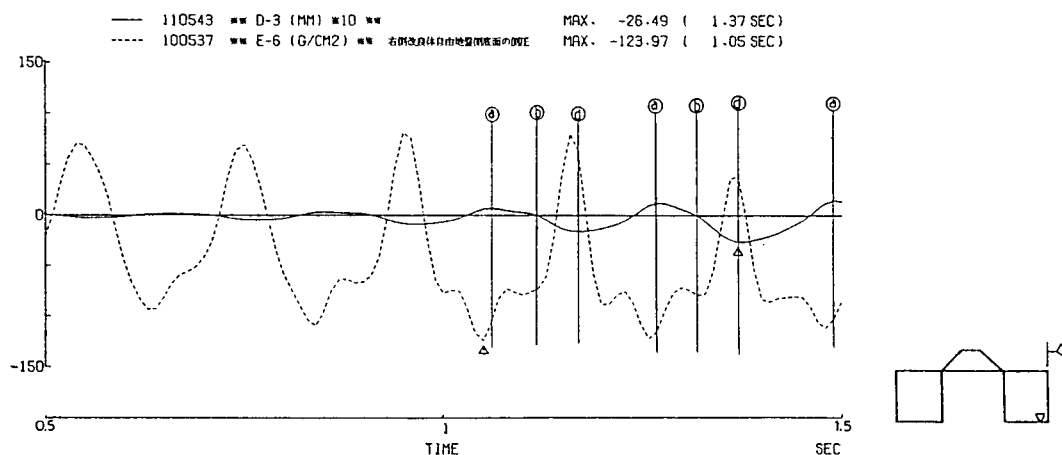


図4.3.59 右側改良体上面の水平変位波形と自由地盤側底面の側圧波形
(モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

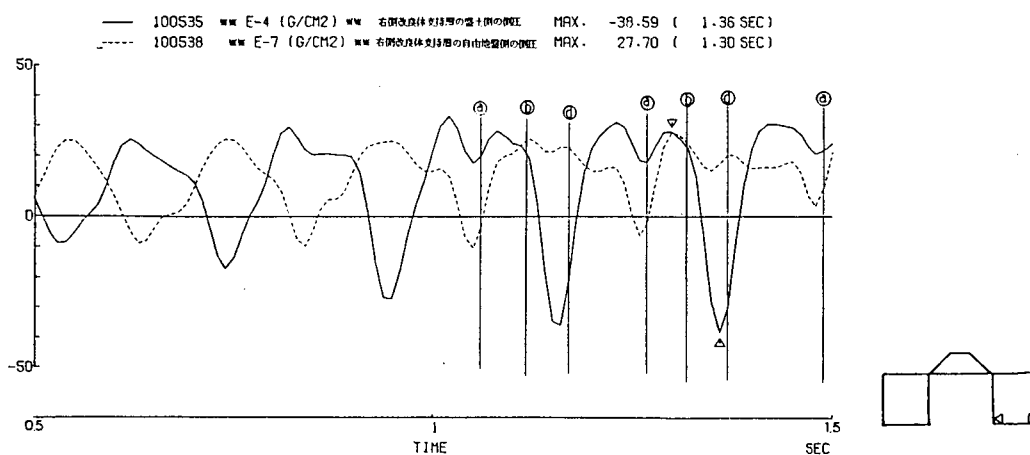


図4.3.60 右側改良体支持層の盛土側と自由地盤側の側圧波形
(モデル4 191gal 入力 0.5~1.5sec)

図 4.3.61 (a)は右側改良体が 1 サイクルの変位の間に、改良体に作用する慣性力の大きさと方向を示した位相模式図である。

ii) 時刻歴 1.5～2.0 秒

- ① 図 4.3.62 は、右側改良体の水平変位計の波形と、同じ改良体の上面の自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。

改良体が左から右に向かう中立点より少し右に傾いたときに、改良体上面の自由地盤側では上向きの慣性力が最大となる。これよりさらに右に傾き、最も右側に傾く直前では下向きの慣性力が最大となる。

- ② 図 4.3.63 は、右側改良体上面にある水平加速度計の波形と、同じ場所の自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。改良体上面の自由地盤側で下向きの慣性力が最大となると、改良体の上面では右向きの慣性力が最大となる。

- ③ 図 4.3.64 は、右側改良体上面の盛土側にある鉛直加速度計の波形と、自由地盤側にある鉛直加速度計の波形の重ね描きである。改良体の上面の盛土側で下向きの慣性力が最大のとき、自由地盤側は上向きの慣性力が最大である。また、盛土側で上向きの慣性力が最大付近で自由地盤側は下向きの慣性力が最大となる。

- ④ 図 4.3.65 は、右側改良体の水平変位計の波形と、同じ改良体の下面の盛土側にある反力計の波形の重ね描きである。

図 4.3.66 は、同じ水平変位計の波形と、改良体下面の自由地盤側にある反力計の波形の重ね描きである。改良体が左から右に向かう中立点付近より盛土側の反力は減少し、自由地盤側の反力は増加する。改良体が最も右に傾く直前に、盛土側の反力は引張領域で最大となり、自由地盤側は圧縮領域で最大となる。改良体が右から左へ傾くときは、自由地盤側は引張領域で、盛土側は圧縮領域でほぼ一定値をとる。

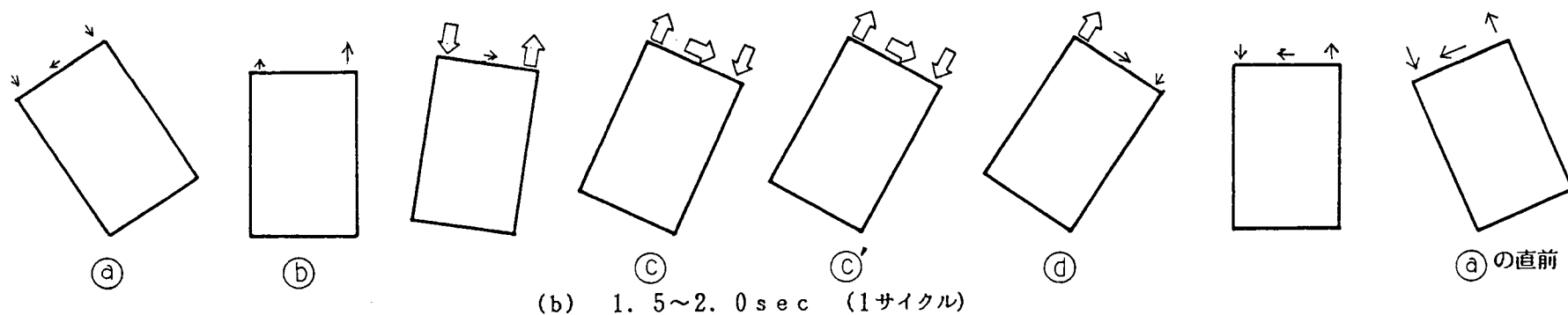
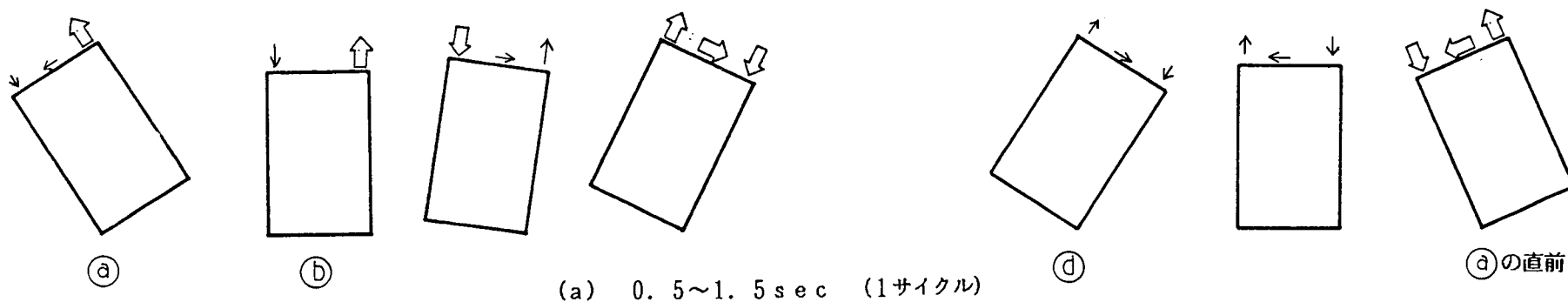
- ⑤ 図 4.3.67 は、右側改良体の支持層にある盛土側と、自由地盤側にある側圧計の波形の重ね描きである。改良体が左から右に向かう中立点付近より、側圧は盛土側、自由地盤側共に減少し（但し減少量は自由地盤側が大きい）、改良体が最も右に傾く直前に最小値となる。改良体が右から左へと傾くときは、盛土側、自由地盤側共に圧縮領域でほぼ一定値を示す。

①～⑤より、改良体が左から右に傾く中立点から最も右に傾く間に、改良体を傾かせようとする右向きの慣性力が最大となることが判る（図中記号©～©'）。

また、この時静的状態を考慮すると、改良体下面の反力はほぼゼロであり、自由地盤側は圧縮領域にある。さらに、自由地盤側の支持層の側圧はこの付近で最小になり、最も右側に傾斜する付近から上昇に転じている。

時刻歴が 0～1.5 秒の時と同じ様に、右側改良体の変位と慣性力の大きさおよび方向の関係をまとめたものを図 4.3.61 (b)に示す。

同図より、時刻歴が 1.5～2.0 秒では、改良体が滑動していない状態とは明らかに違う位相関係を示していることが分かる。したがって、改良体の残留変位は 1.5 秒近辺（右側改良体上面の水平加速度計で 8 波目にあたる）より顕著に生じていると考える事ができる。また、改良体が最も盛土側に傾いた時点から自由地盤



- (a) 右侧改良体が最も盛土側に傾いた時
- (b) 右侧改良体が(a)から(b)に変位する中立点
- (c) 右侧改良体が最も自由地盤側に傾いた時

慣性力

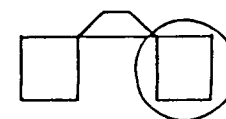


図4.3.61 位 相 模 式 図

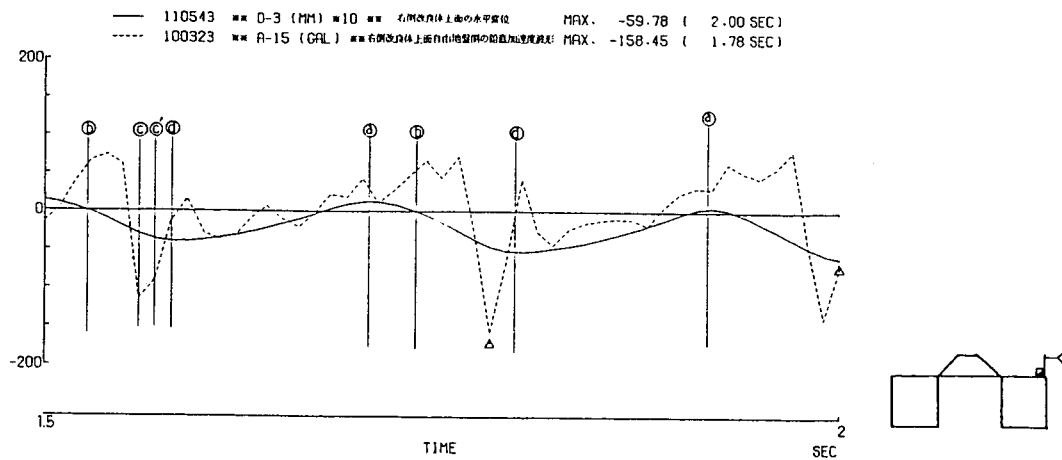


図4.3.62 右側改良体上面の水平変位波形と同じ改良体の自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

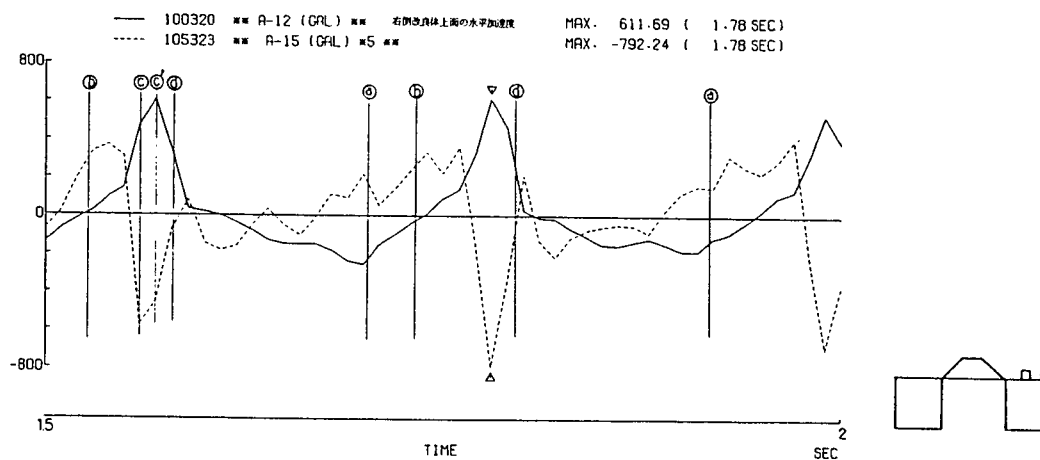


図4.3.63 右側改良体上面の水平加速度波形と同じ改良体の自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

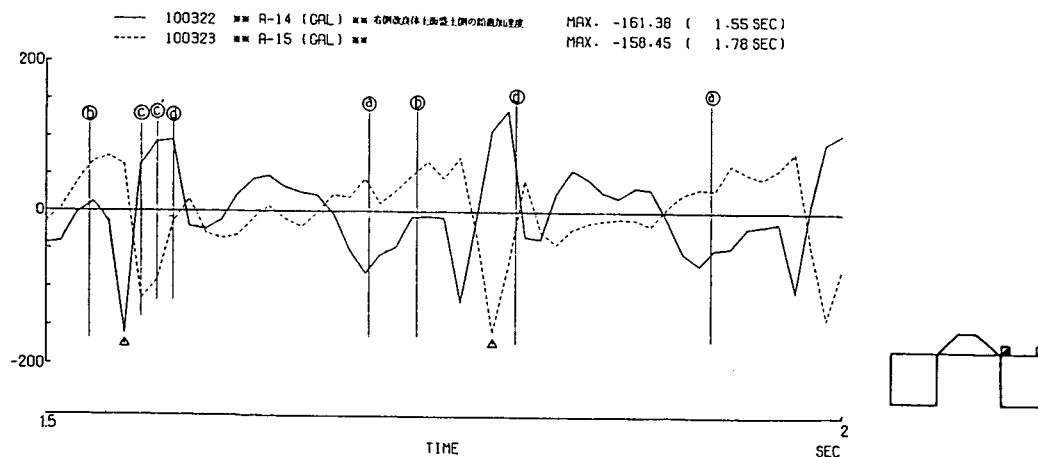


図4.3.64 右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の鉛直加速度波形 (モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

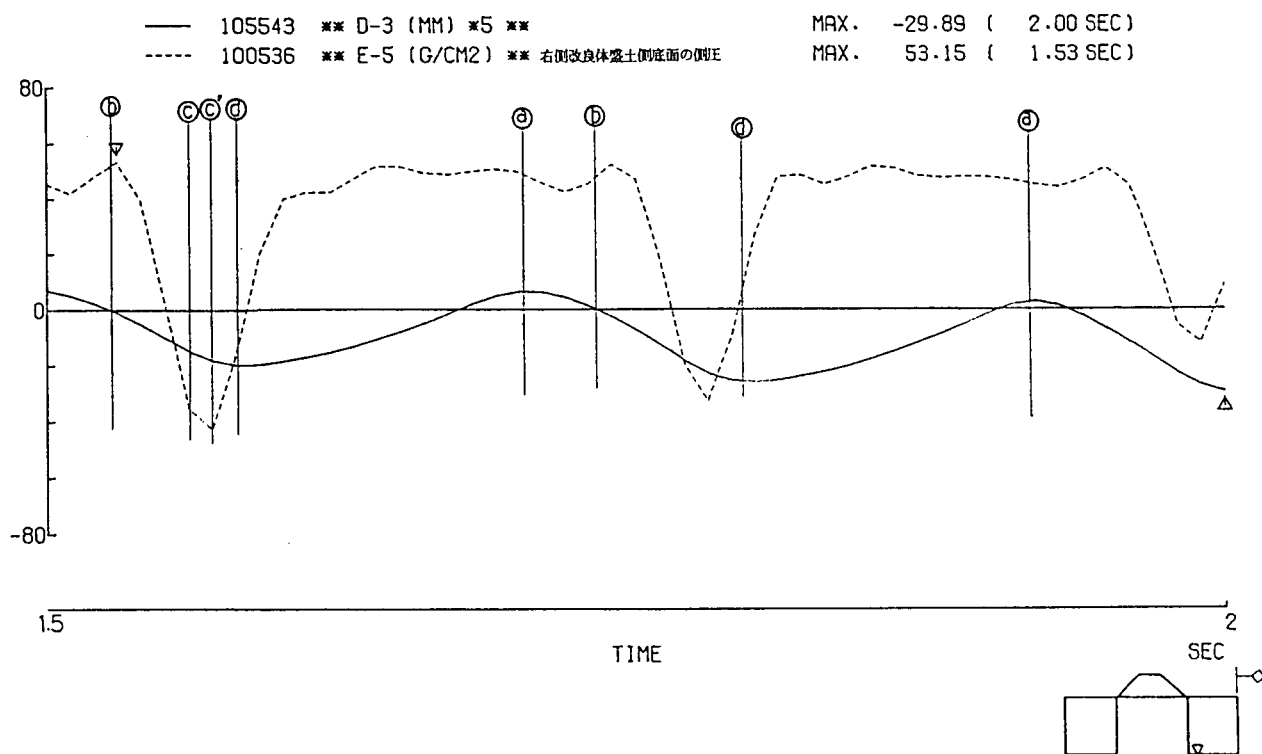


図4.3.65 右侧改良体上面の水平変位波形と盛土側底面の側圧波形
(モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

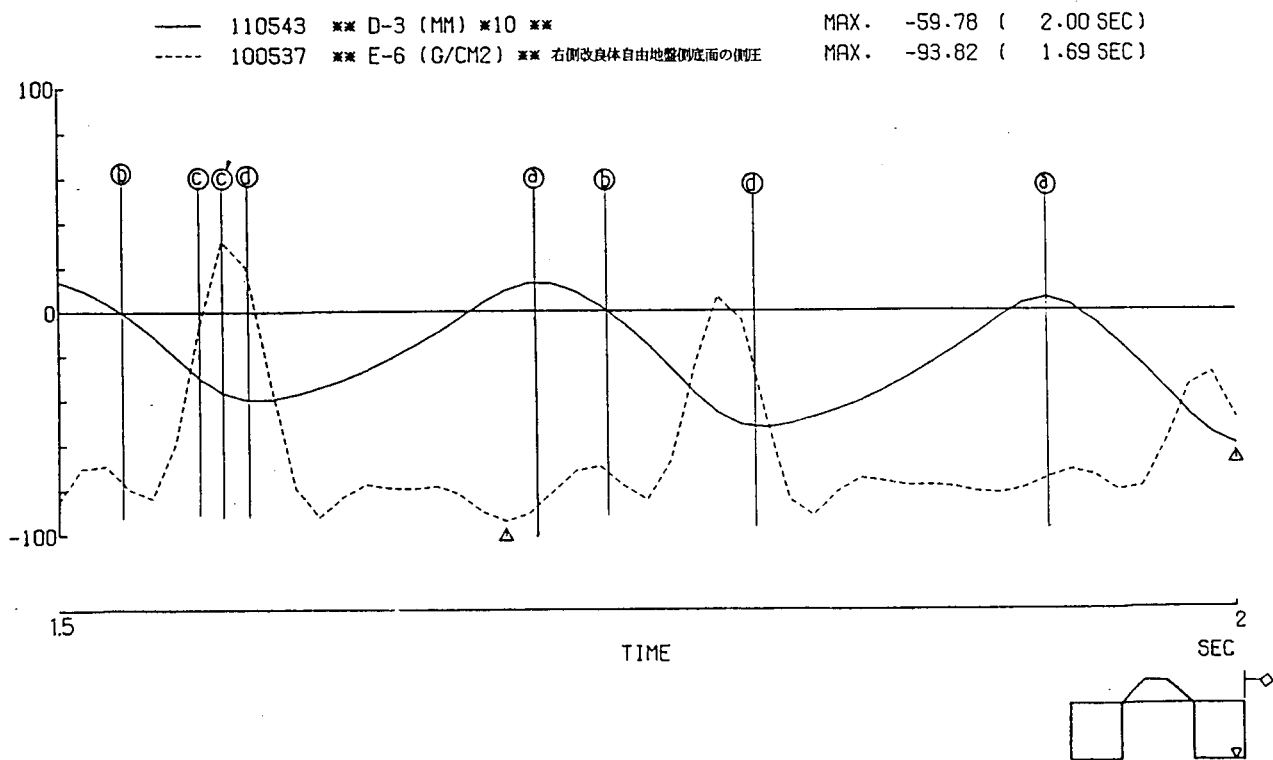


図4.3.66 右侧改良体上面の水平変位波形と自由地盤側底面の側圧波形
(モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

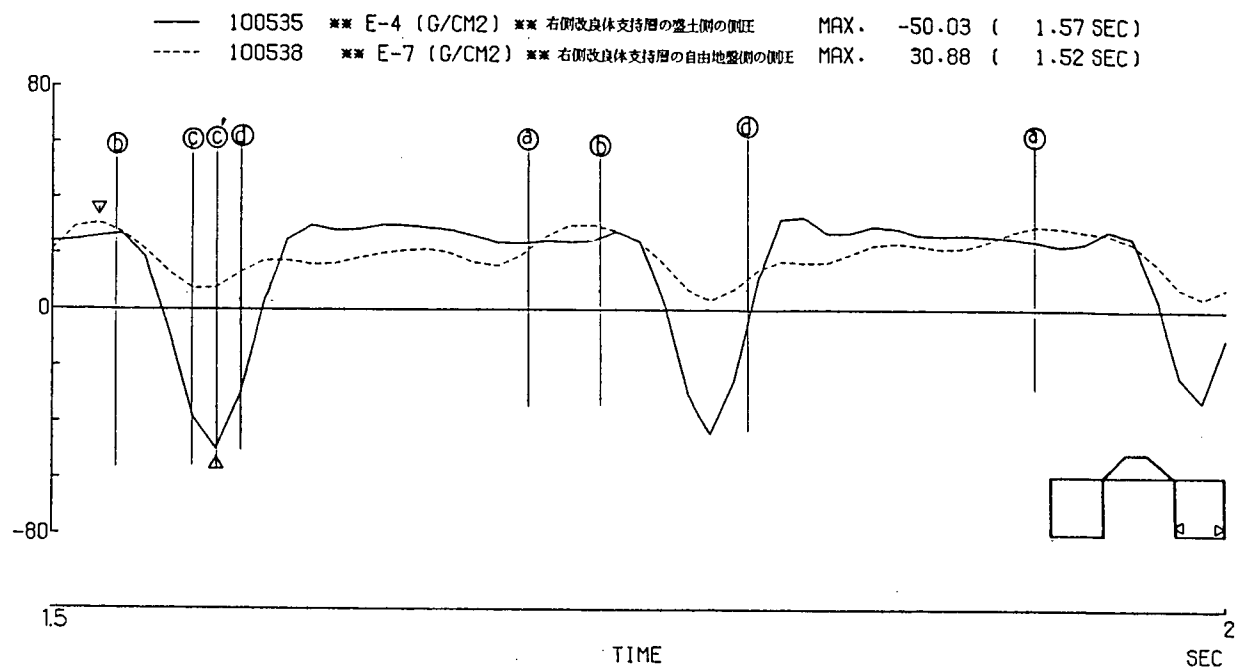


図4.3.67 右側改良体支持層の盛土側と自由地盤側の側圧波形
(モデル4 限191gal 入力 1.5~2.0sec)

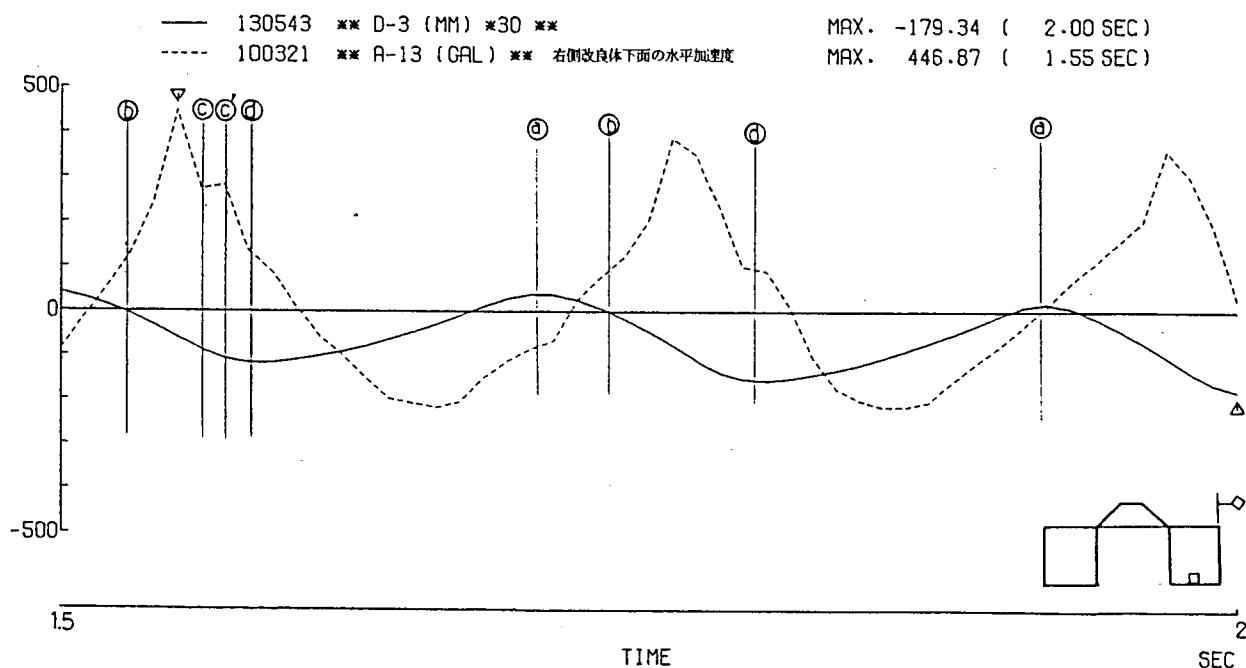


図4.3.68 右側改良体上面の水平変位波形と同じ改良体の下面の水平加速度波形 (モデル4 191gal 入力 1.5~2.0sec)

側に傾き、さらに元の位置に戻る1サイクルの変位の中では、図中記号の㉔〜㉔で滑り始め、最も自由地盤側に傾いた㉔で滑りが終了すると考えられる。

これは、図4.3.68に示すように右側改良体の下面に設置した水平加速度計の波形が、滑り始めると考えた㉔〜㉔において鈍化していることから言うことができる。

2) 滑動破壊に対する定量的な検討

改良体に作用しているのは境界応力と慣性力の2つと、あとは自分自身の重さだけである。境界応力は側面に対しては土圧、水圧に代表され、底面に対してはいわゆる抵抗力となる。したがって、この3つの力のバランスを考えて計算式をつくると以下の様になる（図4.3.69参照）。

$$P_1 + F = P_2 + Q \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここで、 P_1 ：盛土側の側圧

P_2 ：自由地盤側の側圧

F ：改良体の慣性力

Q ：底面抵抗力

以下の検討では、上記の式を変形し、

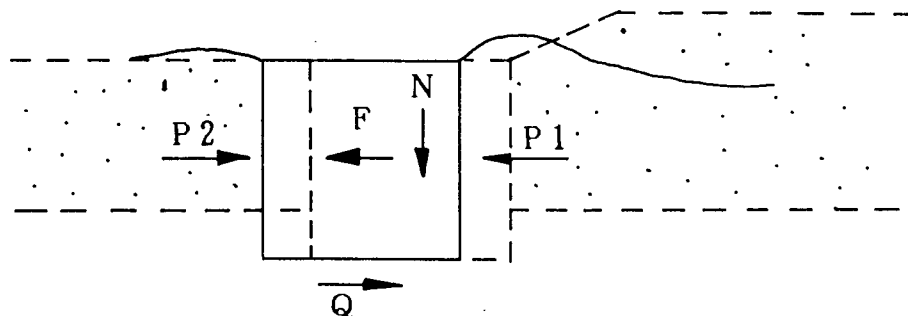
$$Q = P_1 - P_2 + F \dots\dots\dots (4.3.2)$$

より、底面抵抗力を算定している。

また、改良体支持地盤の発揮せん断抵抗角 ϕ は次式により求められる。

$$Q = N \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (4.3.3)$$

ここで、 N ：改良体の重量



ここで、

P_1 ：盛土側の側圧

P_2 ：自由地盤側の側圧

F ：改良体の慣性力

Q ：底面抵抗力

N ：鉛直力（改良体の自重）

図4.3.69 改良体に作用する力

以下、モデル4の各入力加速度において、全時刻歴に亘り改良体底面の底面摩擦力 Q と発揮せん断抵抗角 ϕ を算出し、これと改良体の水平変位や反力を比較することにより、滑動破壊についての定量的な検討を行った。

i) 112 gal 入力加速度

- ① 図4.3.70に、測定値より計算された右側改良体の底面摩擦力 Q の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。尚、底面摩擦力は盛土側に向かう力をプラスとする。

同図より、底面摩擦力の振幅は時刻に拘らずほぼ一定であることが分かる。また、改良体が盛土側へ傾く時の底面摩擦力は、改良体が自由地盤側へ傾く時のそれよりも大きい。

- ② 図4.3.71に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の盛土側の底面反力計 (E-5) の波形の重ね描きを示す。

図4.3.72に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の自由地盤側の底面反力計 (E-6) の波形の重ね描きを示す。

同図より、改良体が盛土側へ傾いて底面摩擦力が最大になった時、改良体が傾いた前面にあたる盛土側の反力計は圧縮領域の最大値を示し、自由地盤側の反力計は引張領域の最大値を示すことが分かる。ただし、ここで言うところの引張領域とは静止土圧からの減少を意味している。また、改良体が自由地盤側に傾き底面摩擦力が最大になった時、上記とは逆の傾向を示すが、増分としては小さい。さらに、反力の振幅は盛土側、自由地盤側共に全時刻でほぼ一定である。

- ③ 図4.3.73に、改良体の底面摩擦力を鉛直力 N (改良体の重量) で割ることにより算出した摩擦係数 μ ($= Q/N = \tan \phi$) の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。

同図より、摩擦係数の振幅は全時刻においてほぼ一定であり、発揮せん断抵抗角 ϕ としては、 $-24^\circ < \phi < 10^\circ$ の範囲の値となっているのが分かる。

ii) 191 gal 入力加速度

- ① 図4.3.74に、測定値より計算された右側改良体の底面摩擦力 Q の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。尚、底面摩擦力は盛土側に向かう力をプラスとする。

同図より、底面摩擦力の振幅は水平変位の振幅の増大と共に大きくなるが、残留変位が顕著に生じている2秒以降ではほぼ一定であることが分かる。

改良体が盛土側あるいは自由地盤側に最も傾く直前に底面摩擦力は最大値を示すが、その値は改良体が盛土側に傾く時よりも自由地盤側に傾く時の方が大きい。

- ② 図4.3.75に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の盛土側の底面反力計 (E-5) の波形の重ね描きを示す。

図4.3.76に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の自由地盤側の底面反力計 (E-6) の波形の重ね描きを示す。

同図より底面摩擦力の波形は、盛土側の底面反力計の波形と逆位相であり、自由地盤側の底面反力計の波形と同位相であることが分かる。すなわち、改良体が自由地盤側に傾いて底面摩擦力が最大になった時、非液化化、準液化化状態では改良体が傾く前面にあたる自由地盤側の反力計は圧縮領域の最大値

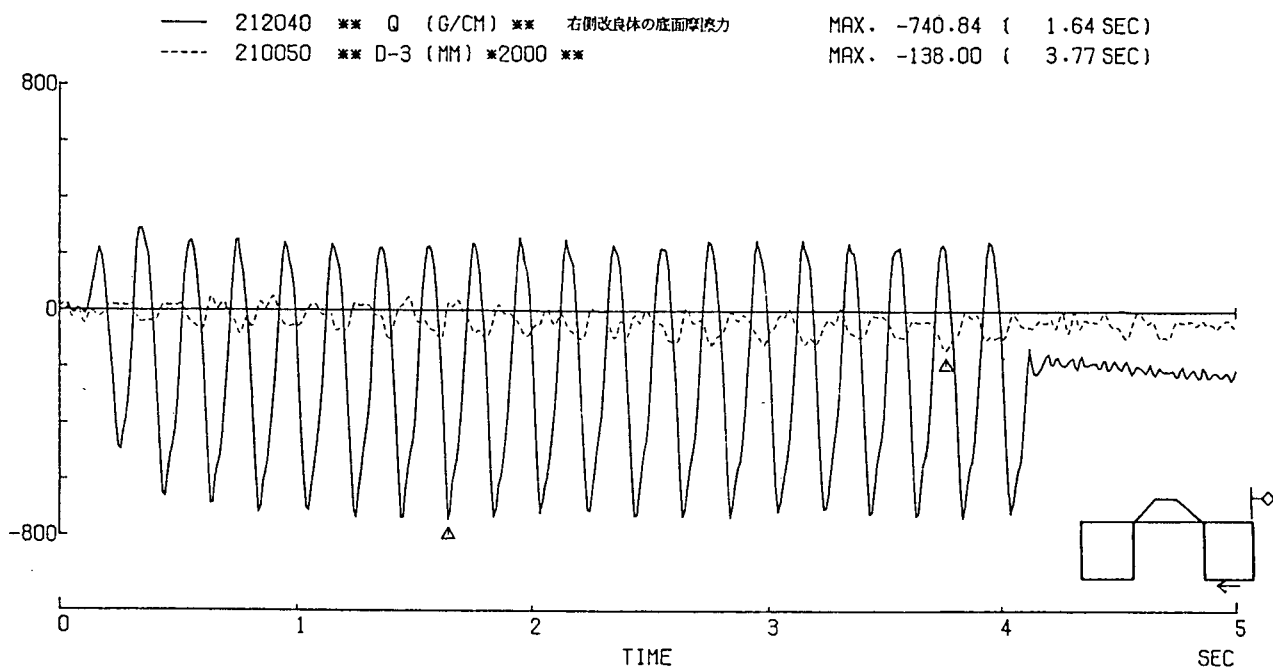


図4.3.70 右側改良体の底面摩擦と同じ改良体上面の水平変位波形
(モデル4 112gal 入力)

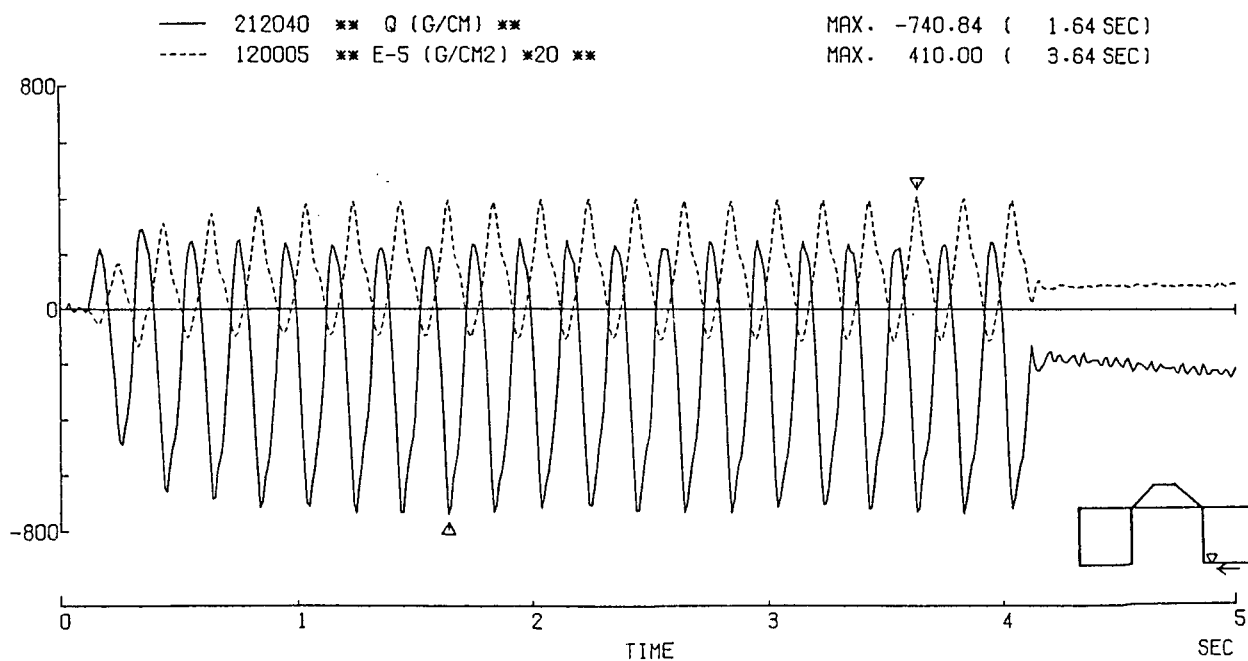


図4.3.71 右側改良体の底面摩擦と同じ改良体の盛土側の底面反力波
形 (モデル4 112gal 入力)

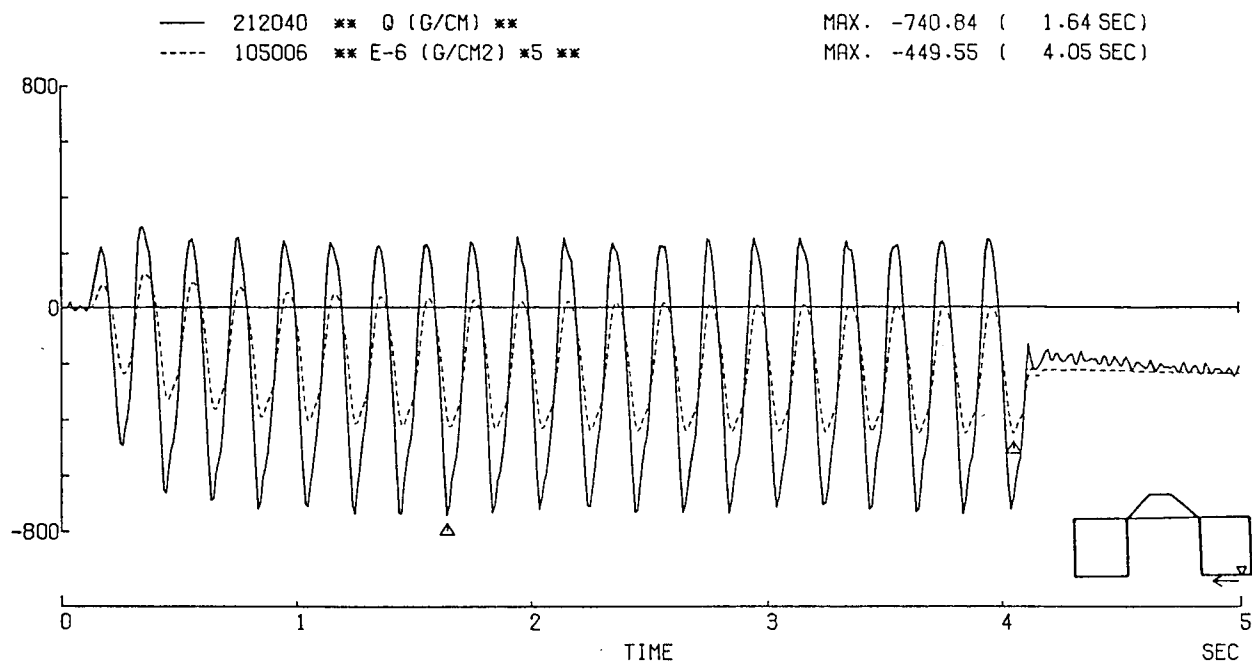


図4.3.72 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体の自由地盤側の底面反力波形 (モデル4 112gal 入力)

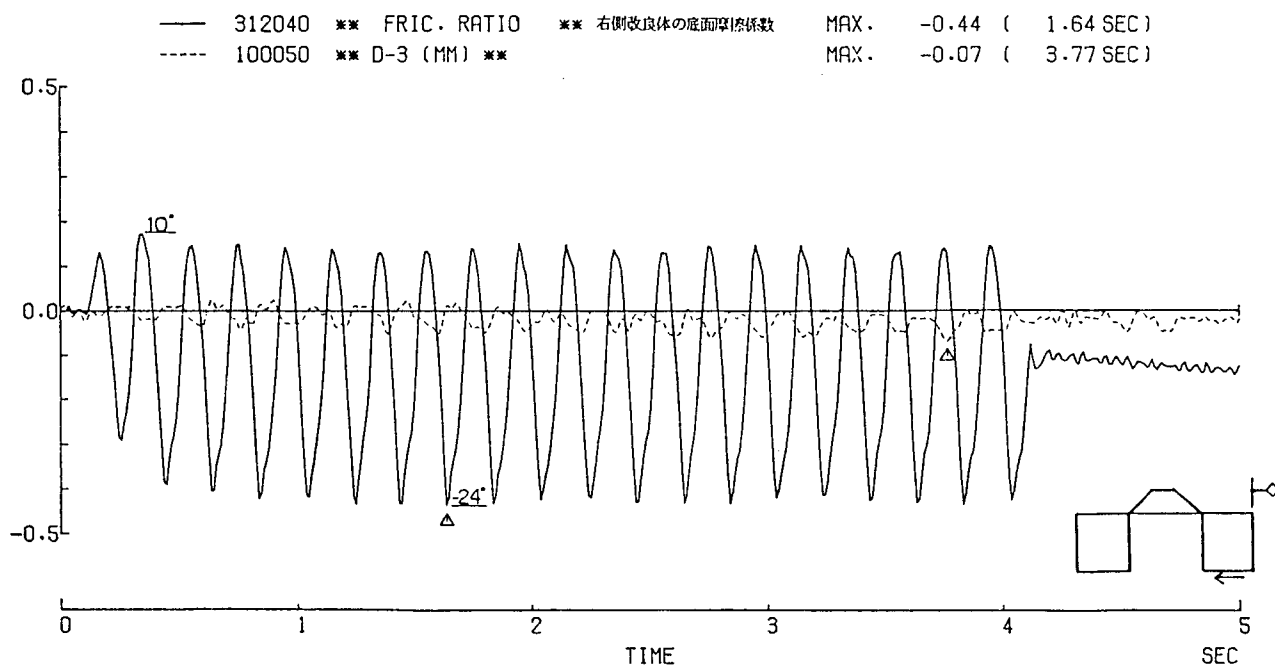


図4.3.73 右側改良体の底面摩擦係数と同じ改良体上面の水平変位波形 (モデル4 112gal 入力)

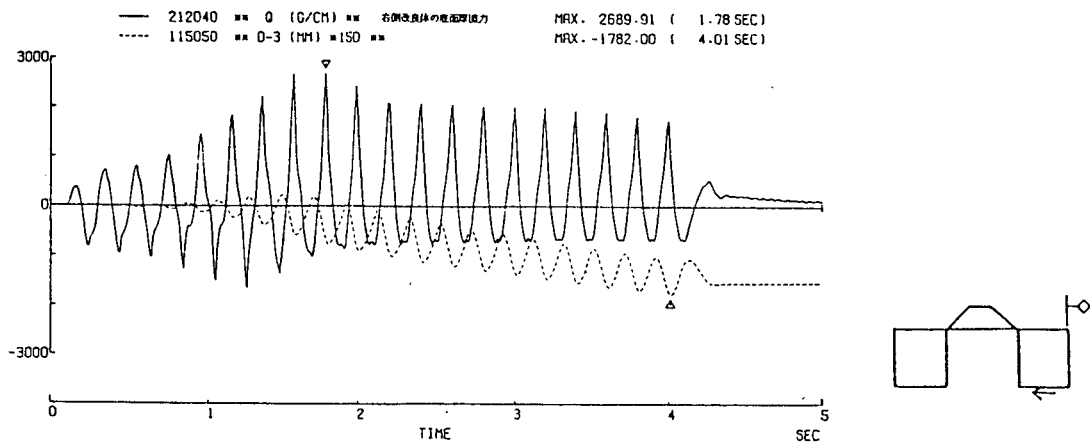


図4.3.74 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体上面の水平変位波形
(モデル4 191gal 入力)

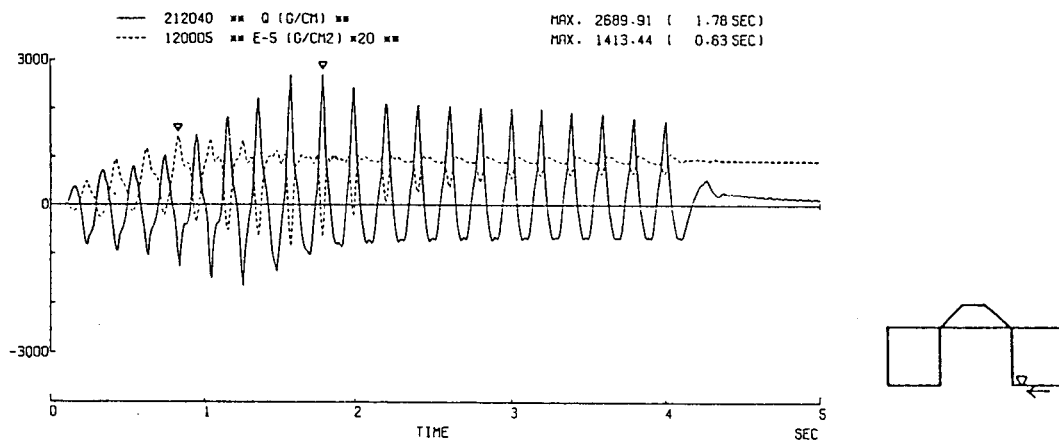


図4.3.75 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体の盛土側の底面反力波形
(モデル4 191gal 入力)

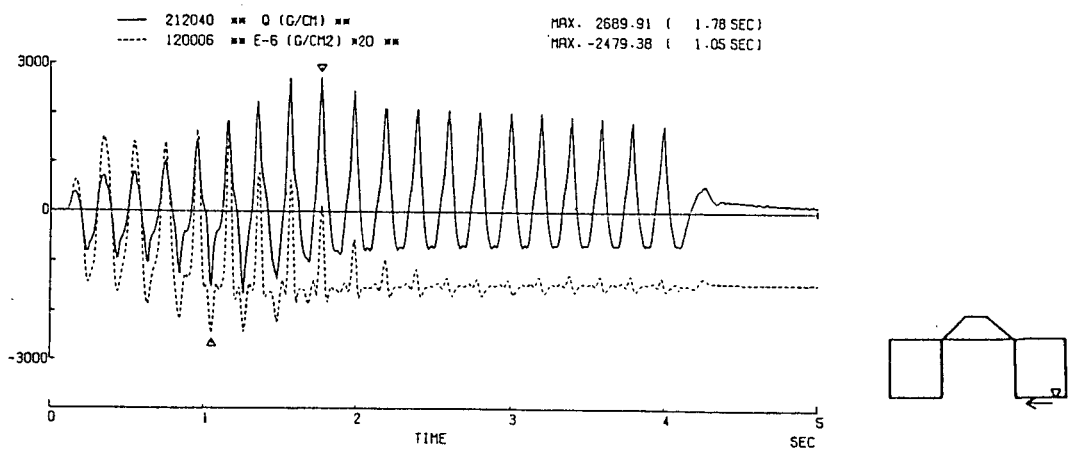


図4.3.76 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体の自由地盤側の底面反力波形 (モデル4 191gal 入力)

を示し、盛土側の反力計は引張領域の最大値を示していることを意味する。

また、残留変位が顕著に生じている完全液状化状態では、自由地盤側は引張領域において、盛土側は圧縮領域において反力計の値はほぼ一定値を示す。

- ③ 図 4.3.77 に、改良体の底面摩擦力を鉛直力 N (改良体の重量) で割ることにより算出した摩擦係数 μ ($=Q/N=\tan \phi$) の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。

同図より、摩擦係数の振幅は底面摩擦力と同様に水平変位の振幅が増大すると共に大きくなり、完全液状化状態では振幅はほぼ一定となり、発揮せん断抵抗角 ϕ は $-44^\circ < \phi < 58^\circ$ の範囲の値となっているのが分かる。

- ④ 図 4.3.78 は、改良体の底面摩擦力と改良体の水平変位の時刻歴 0~2 秒をリサージュ図で示したものである。

底面摩擦力の増加に伴って、改良体は自由地盤側に振幅が大きくなり、底面摩擦力が最大の時には既に残留変位が生じている。

iii) 301 gal 入力加速度

- ① 図 4.3.79 に、測定値より計算された右側改良体の底面摩擦力 Q の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。尚、底面摩擦力は盛土側に向かう力をプラスとする。

同図より、底面摩擦力は振幅が最大を示した後直ちに定常状態を示し、その時の改良体の水平変位は直線的に進行しているのが分かる。

また、191 gal 入力と同様に、改良体が盛土側あるいは自由地盤側に最も傾く直前に底面摩擦力は最大値を示すが、その絶対値は改良体が盛土側に傾く時よりも自由地盤側に傾く時の方が大きい。

- ② 図 4.3.80 に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の盛土側の底面反力計 (E-5) の波形の重ね描きを示す。

図 4.3.81 に、右側改良体の底面摩擦力の波形と、同じ改良体の自由地盤側の底面反力計 (E-6) の波形の重ね描きを示す。

同図より底面摩擦力の波形は、盛土側および自由地盤側の底面反力計の波形と逆位相であることがわかる。すなわち、改良体が自由地盤側に傾いて底面摩擦力が最大になった時、改良体の底面反力は盛土側、自由地盤側共に引張領域にあることを意味する。また、底面反力は完全液状化状態ではほぼ一定振幅となっている。

- ③ 図 4.3.82 に、改良体の底面摩擦力を鉛直力 N (改良体の重量) で割ることにより算出した摩擦係数 μ ($=Q/N=\tan \phi$) の波形と、同じ改良体の水平変位計の波形の重ね描きを示す。

同図より 191 gal 入力と同様に、摩擦係数の振幅は完全液状化状態ではほぼ一定となることが分かる。

また、発揮せん断抵抗角 ϕ は $-45^\circ < \phi < 69^\circ$ の範囲の値となっている。

以上の検討より次の事が言える。

- ① 地盤が非液状化状態の 112 gal 入力では、改良体の残留変位は殆ど生じておらず、測定値より計算した改良体の底面摩擦力 Q の最大値は 740 gf/cm、またその振幅はほぼ一定である。

191 gal, 301 gal 入力における改良体の底面摩擦力の最大値は、112 gal 入力の 3.5~7 倍となる。また

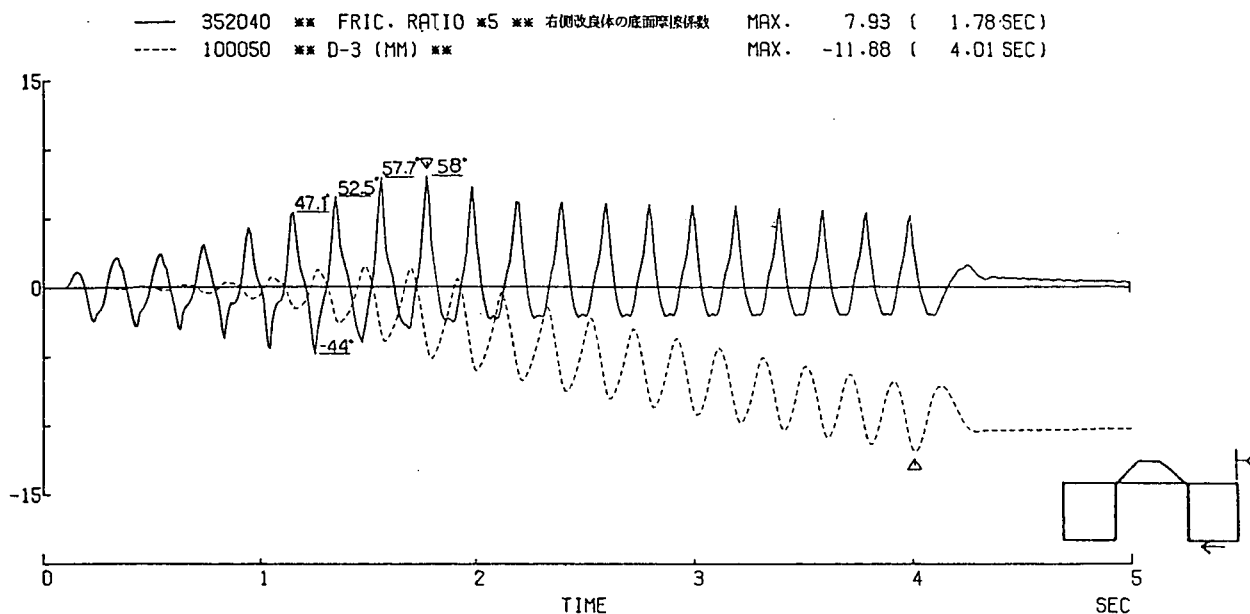


図4.3.77 右側改良体の底面摩擦係数と同じ改良体上面の水平変位波形
(モデル4 191gal 入力)

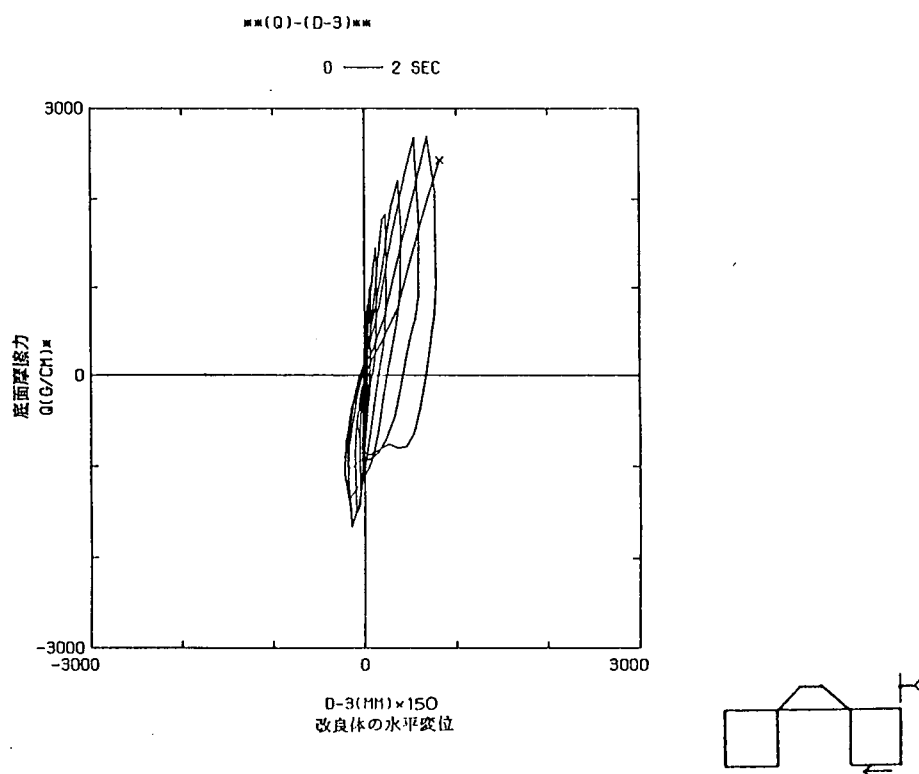


図4.3.78 右側改良体の底面摩擦力波形と同じ改良体上面の水平変位波
形リサージュ図 (モデル4 191gal 入力 0～2 sec)

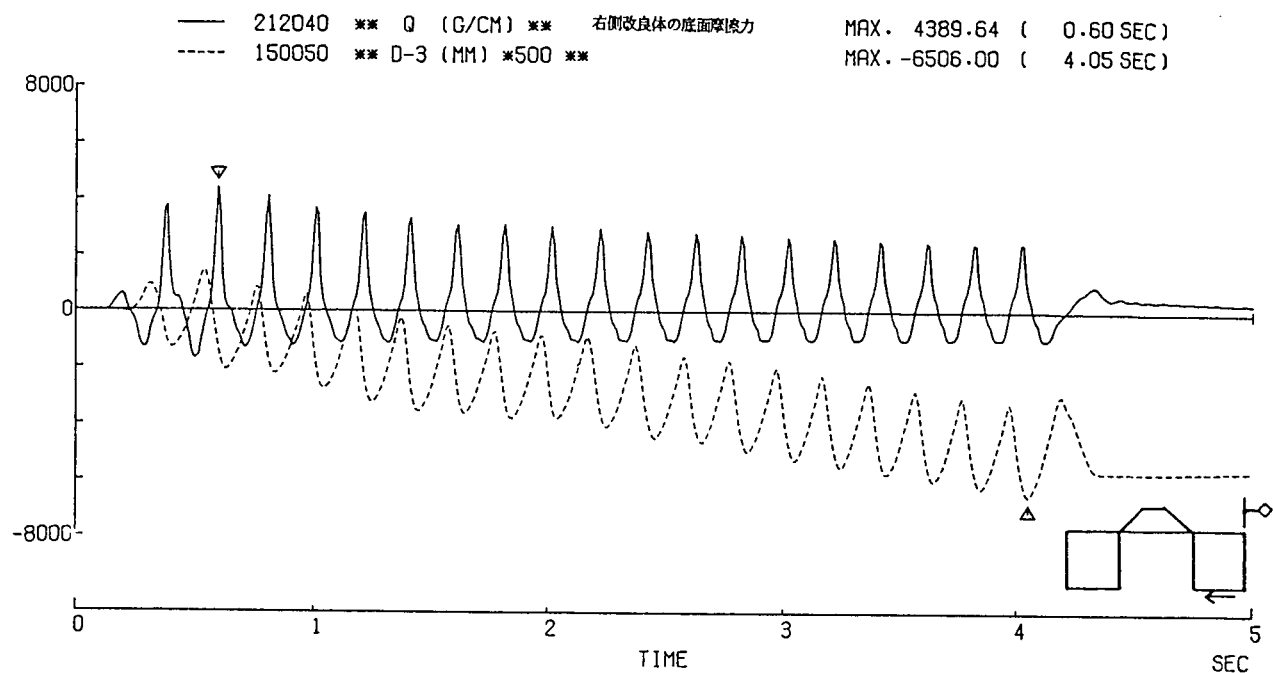


図4.3.79 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体上面の水平変位波形
(モデル4 301gal 入力)

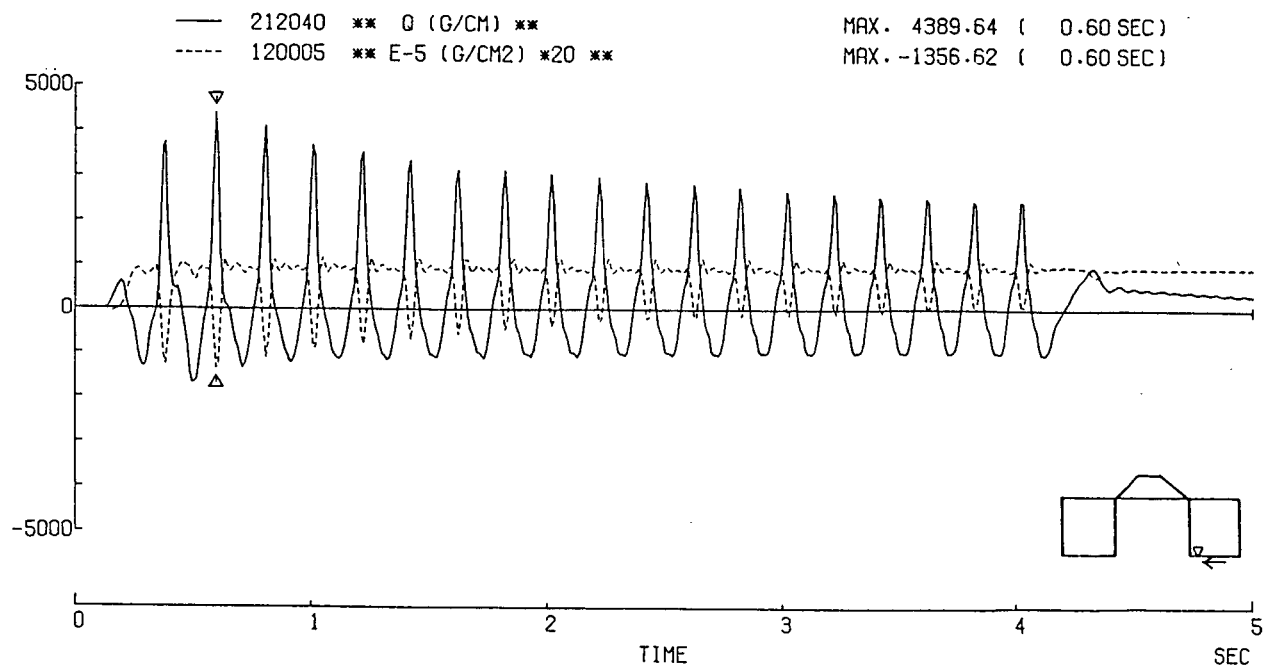


図4.3.80 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体の盛土側の底面反力波形
(モデル4 301gal 入力)

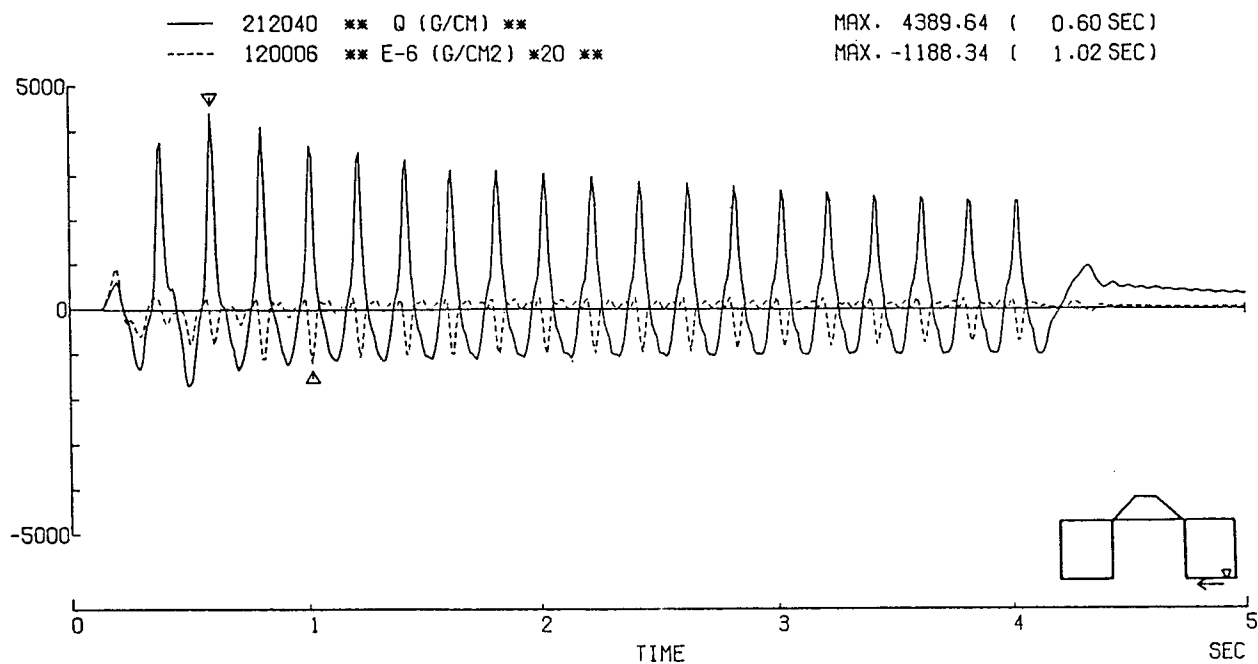


図4.3.81 右側改良体の底面摩擦力と同じ改良体の自由地盤側の底面反力波形 (モデル4 301gal 入力)

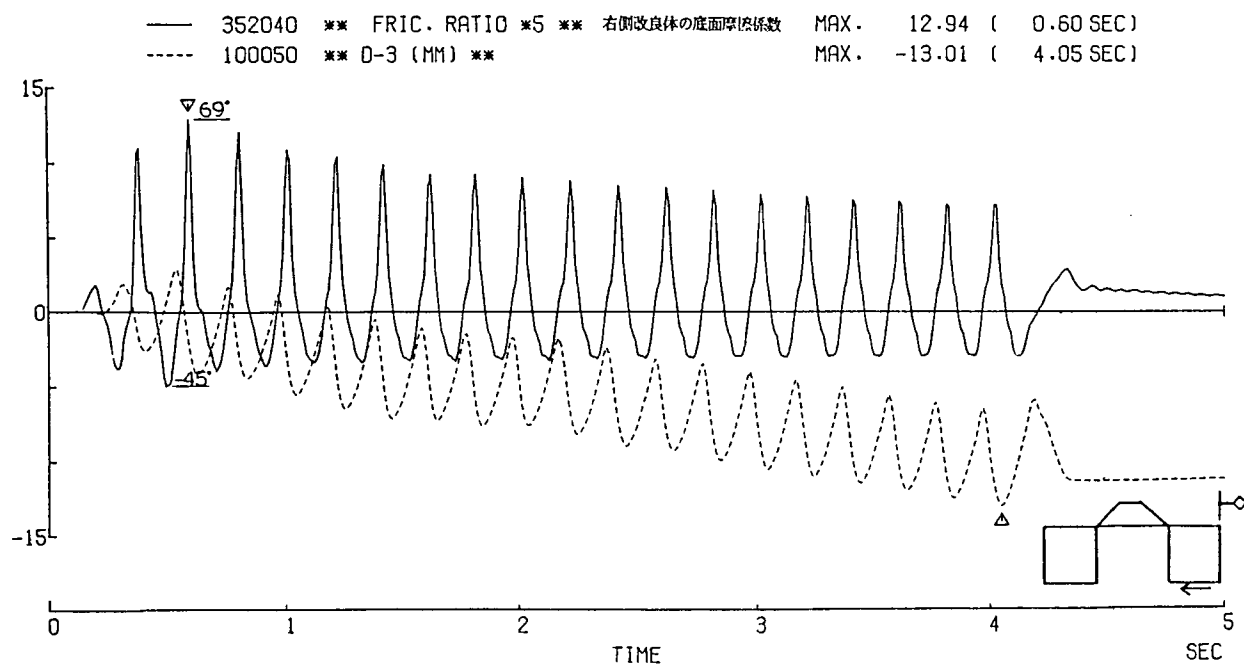


図4.3.82 右側改良体の底面摩擦係数と同じ改良体上面の水平変位波形 (モデル4 301gal 入力)

その振幅は、準液状化状態では時間の経過と共に増大し、改良体が残留変位を生じている完全液状化状態では収束してほぼ一定となる。

- ② 改良体に残留変位が生じていない 112 gal 入力での支持地盤のせん断抵抗角 ϕ の最大値 ($=24^\circ$) は、191 gal, 301 gal 入力で滑動直前となる時のせん断抵抗角の最大値 ($=58^\circ \sim 69^\circ$) に比べると小さい。
- ③ 底面摩擦力やせん断抵抗角からは、改良体の滑り出す時刻を特定することは困難であるが、191 gal, 301 gal 入力において底面摩擦力が最大となる時刻では、既に残留変位が生じている。

3) 滑動破壊に対する追加検討 —— B モデル²⁾を対象として ——

前 2 項において、昭和 62 年度に実施した盛土模型実験 (M-4 モデル) におけるのり尻部改良体の滑動現象を分析した。その中で、改良体底面と支持地盤との間の摩擦抵抗がかなり大きくなり得ることが実験的に見出された (図 4.3.77, 図 4.3.82 参照)。そこで、他の実験ケースでも同様の現象が生じているかどうかを確認するために、水平地盤の中央部に改良体を置いた B モデル²⁾について同様の検討を行った。なお、B モデルは M-4 モデルと異なり、常時において改良体に偏土圧は作用していない。

図 4.3.83 に模型と計測器の配置を示す。改良体に作用する水平力を図 4.3.84 のように定義する。ここで、改良体の両側から作用する土圧外力 E_L , E_R は次式により求めた。

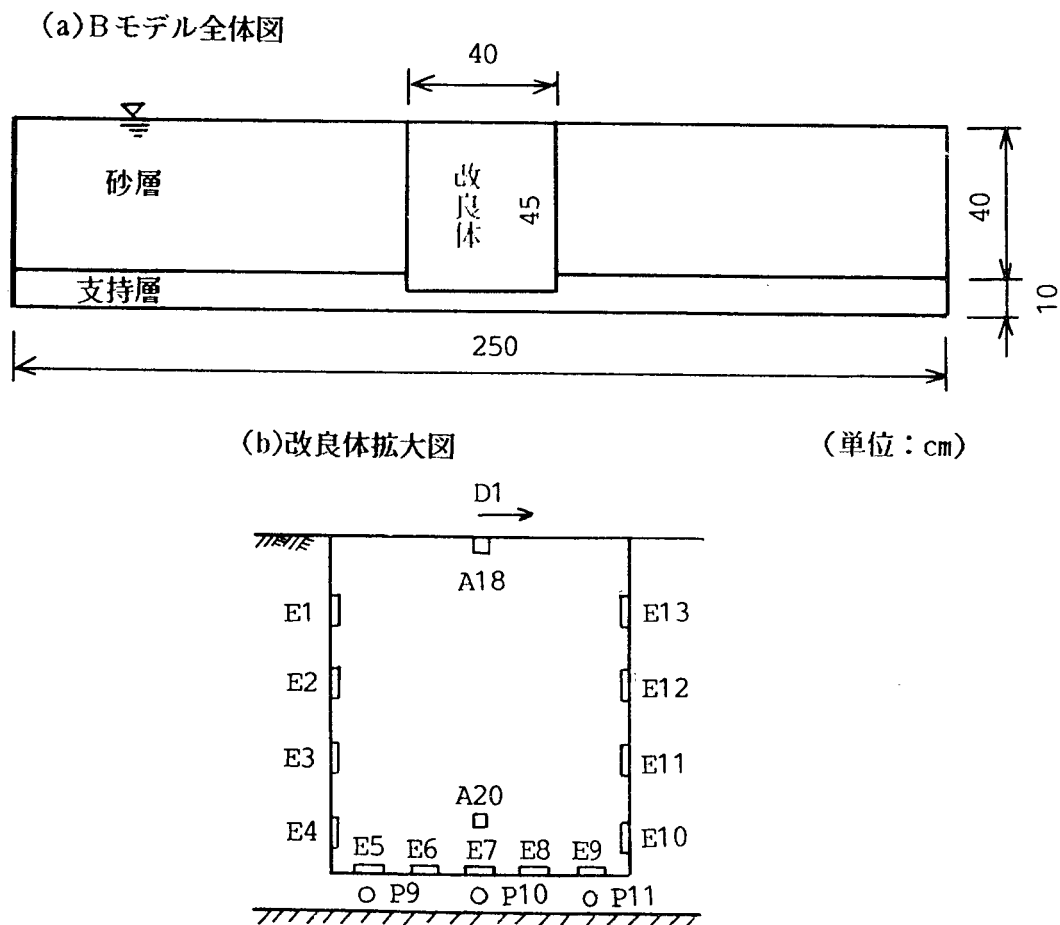


図4.3.83 Bモデルの全体図および改良体の拡大図

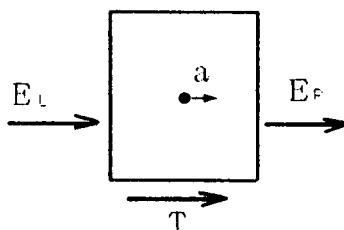


図4.3.84 改良体に作用する水平力の定義

$$E_L = (E_1 \times 15 + E_2 \times 10 + E_3 \times 10 + E_4 \times 10) \times 68(\text{gf})$$

$$E_R = -(E_{13} \times 15 + E_{12} \times 10 + E_{11} \times 10 + E_9 \times 10) \times 68(\text{gf}) \quad (4.3.4)$$

また、改良体の平均加速度 a を次式で求めた。

$$a = (A18 + A20) / 2 \quad (4.3.5)$$

改良体の運動方程式は次式で表される。

$$M \cdot a = E_L + E_R + T \quad (4.3.6)$$

これより底面せん断力は、

$$T = M \cdot a - E_L - E_R \quad (4.3.7)$$

として得られる。式 (4.3.7) は土圧計および加速度計の実測値を用いて逆算的に底面せん断力を求める形になっているが、この中で土圧外力の算定において土圧測定値の誤差および土圧分布の仮定が無視できない誤差要因となっている可能性がある。

改良体底面における平均せん断応力 τ を

$$\tau = T / (\text{底面積}) = T / (40\text{cm} \times 68\text{cm})$$

により求め、これと改良体頂部の水平変位 $D1$ との関係を描くと図 4.3.85 のようになる。振動中に改良体がロッキング運動を生じていないと仮定すれば、改良体上下面の水平変位は同じであり、このとき図 4.3.85 は支持地盤のせん断力-せん断変位関係を表すことになる。同図より、加振とともにせん断応力振幅、せん断ひずみ振幅が増大し、せん断剛性は低下しているのがわかる。また、せん断変位が大きくなるところで接線剛性が増大するサイクリックモビリティ的な傾向も生じている。これらは密な飽和砂における繰返し単純せん断試験結果と定性的に類似している。

つぎに、支持層の有効応力経路を求めてみる。支持層の鉛直全応力の変位を計測するために、図 4.3.83(b) に示すように土圧計 E5~E9 を改良体底面に取り付けたが、測定値は異常な大きさの変動を示し、5 個の土圧計の平均値についても $100\text{gf}/\text{cm}^2$ 程度のドリフトを生じた。これらの測定値は力学的に理解しがたいので採用せず、代わりに鉛直全応力を加振中一定と仮定した。初期鉛直有効応力 σ'_{v0} を近似的に $40\text{gf}/\text{cm}^2$ と設定し、加振中の鉛直有効応力 σ'_v を次式により求めた。

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} - \Delta u \quad (4.3.8)$$

ここに、 Δu ：過剰間隙水圧 (P9~P11 の平均値)

このようにして計算された鉛直有効応力 σ'_v とせん断応力 τ の関係 (有効応力経路) を図 4.3.86 に示す。

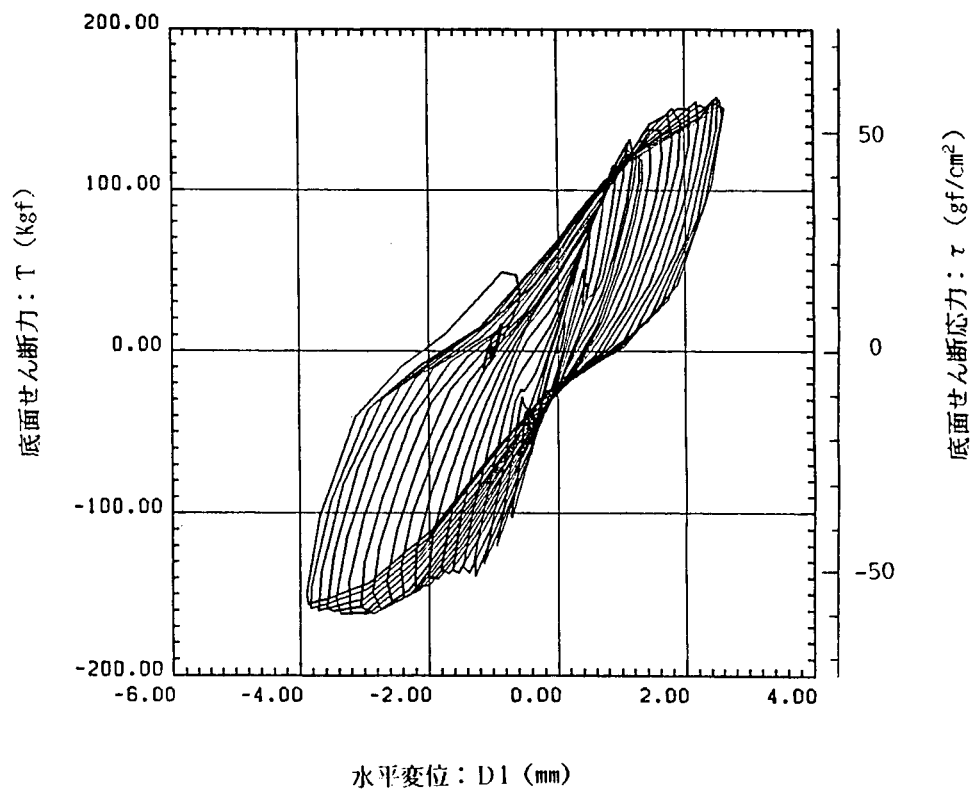


図4.3.85 改良体頂部の水平変位と底面せん断力の関係

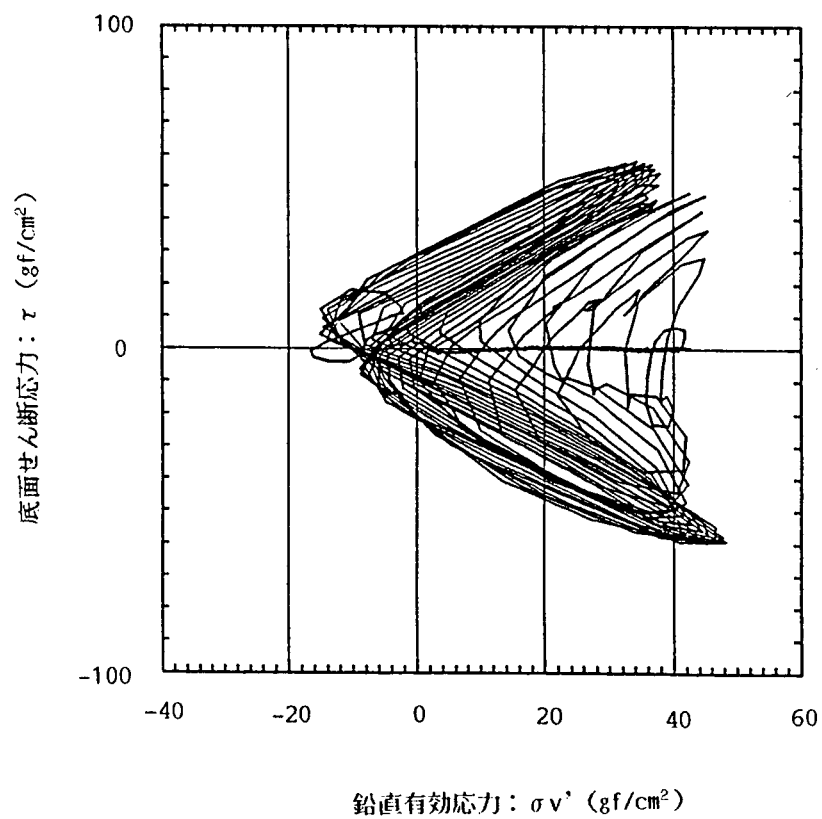


図4.3.86 改良体底部（支持層）における有効応力経路

包絡線の頂点が一致しない等の不都合が見られるが、全般的には要素試験に類似した挙動となっている。

また、この例ではせん断応力の最大値は約 60gf/cm² と読み取れるが、せん断強度が初期鉛直応力のみに依存するというクーロンの式

$$\tau_f = \sigma'_{v0} \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (4.3.9)$$

を適用すると、動員せん断抵抗角 ϕ_{mob} は、

$$\begin{aligned} \phi_{mob} &= \tan^{-1}(\tau_f / \sigma'_{v0}) \\ &\approx \tan^{-1}(60/40) \quad \dots\dots\dots (4.3.10) \\ &\approx 56^\circ \end{aligned}$$

となり、かなり大きい値である。

一方、有効応力経路における包絡線が破壊包絡線に対応していると考え、モール・クーロンの破壊基準式を適用すると、

$$\phi'_{mob} = \sin^{-1} \left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \right)^2 + \tau^2} / \left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (4.3.11)$$

となるが、 σ'_h をどのように仮定しても有効応力に関するモールの円が負の領域に入り、 ϕ'_{mob} が得られない。これは力学的に矛盾であり、測定値あるいは仮定に何らかの誤差が含まれていることになる。

以上のことから、改良体の底面にどの程度の大きさのせん断力が生じているのか明確な結論が出せない結果となった。この点は改良体の水平滑動に対する安定性を照査するのに非常に重要な問題であるので、次年度に予定されている大型模型振動実験において再検討する必要がある。

4.3.4 ま と め

- ① 改良体の水平変位と側圧の関係より、モデルの違いに拘らず液状化時には、改良体に動水圧が作用すると考えられる（図 4.3.28、図 4.3.31、図 4.3.34）。
- ② 全動的外力の絶対値が最大になる時刻における全動的外力に占める全慣性力と全側圧力の割合は、モデル 4 においては入力加速度に拘らず全慣性力で 54～65%、全側圧力で 35～46%、モデル 2 においては入力加速度に拘らず全慣性力で 64～73%、全側圧力で 27～36%、モデル 3 においては 115 gal および 195 gal 入力では全慣性力で 61～73%、全側圧力で 26～39% であるが、309 gal 入力においては、全動的外力はほぼ慣性力で占められている（表 4.3.2～表 4.3.4）。
- ③ 全モーメントが最大値を示す時刻における全モーメントの中に占める慣性力によるモーメント、側圧力によるモーメントの割合は、入力加速度に拘らずモデル 4 では慣性力で 52～55%、側圧力で 45～48%、モデル 2 では慣性力で 56～62%、側圧力で 38～44%、モデル 3 では慣性力で 45～62%、側圧力で 38～55% であり、どのモデルにおいてもその割合はほぼ一定である（表 4.3.5～表 4.3.7）。
- ④ 改良体に作用する慣性力や底面摩擦力が最大値を示す 1 波ないし 2 波前から、改良体は残留変位を生じている。この残留変位は改良体がロッキング運動を行っている 1 サイクルの中では、改良体が最も自由地盤側へ傾く直前に生じている。

(4.3.3(2)3) 土木研究所

(竹中土木)

4.4 固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法に関する検討

4.4.1 概 説

掘割道路の液状化対策に関する模型実験は昭和 61 年度に中型模型を用いて実施されており、62 年度には実験結果の数値シミュレーションと固化改良体に作用する動的外力に注目した解析が行われた。それ等の結果から、主に以下の点が明らかになっている。

- ① 自由地盤から固化改良体に作用する側圧の動的成分は、非液状化時には側壁の上部と下部で逆位相となり、上部が慣性力の作用方向と一致する。一方、完全液状化時には上部から下部まで慣性力の作用方向と同位相となる。また、側圧の合力の動的成分は完全液状化時の方が小さい。
- ② 自由地盤から改良体に作用する側圧の静的成分は液状化の進行に伴って増加する。
- ③ 壁面土圧計で測定した側圧の動的成分は間隙水圧計で測定した水圧の動的成分とほぼ同じ挙動を示している。それらは入力加速度の増大とともに増大する。
- ④ 改良体の水平方向残留変位は殆ど無い。転倒破壊はしない。
- ⑤ 等価線形応答解析と累積損傷度理論を組み合わせた数値解析により改良幅の違いによる過剰間隙水圧の発生量の違い等が解析可能である。

また、62 年度には設計法の骨子についても検討が行われ、以下の様にまとめられた。

- ① 原地盤の液状化の可能性を検討し、液状化しないと判定された場合には対策工の設計は不要とする。
- ② 地震時に改良体に作用する外力は土圧、水圧および慣性力である。
- ③ 改良体の安定の検討は、改良体を剛体と考えた時の改良体全体の安定を考える「外部安定」と、改良体自体の破壊に対する安全を考える「内部安定」について行う。
- ④ 地盤が液状化していない状態であっても、過剰間隙水圧の上昇に伴って応答が増幅され、改良体の安定には厳しい荷重状態が生じ得る。従って、液状化時と同様に非液状化時についても安定の検討が必要である。

本年度は、以上の成果にもとづいて設計法に関する検討を行ったが、未解明で今後の検討課題とされた部分も多い。したがって、平成元年度には大型模型実験と遠心力模型実験ならびにプロトタイプについての試設計をそれぞれ実施し、その結果をもとに以下に述べる設計法の見直しと詳細についての検討を行う予定である。

4.4.2 設計法の概要

4.4.2.1 設計計算の手順

設計計算のフローを図 4.4.1 に示す。掘割道路下の地盤が液状化しても改良体が安定していれば浮き上がりは防止できるという観点から、改良体を含めた全体の安定とその内部応力に対する安定を液状化時と非液状化時について検討するものである。

以下、フロー中の主要項目について詳述する。

4.4.2.2 設計用震度の設定

設計水平震度は液状化判定用の震度 k_s 、非液状化時検討用の震度 k_{hd} ならびに液状化時検討用の震度

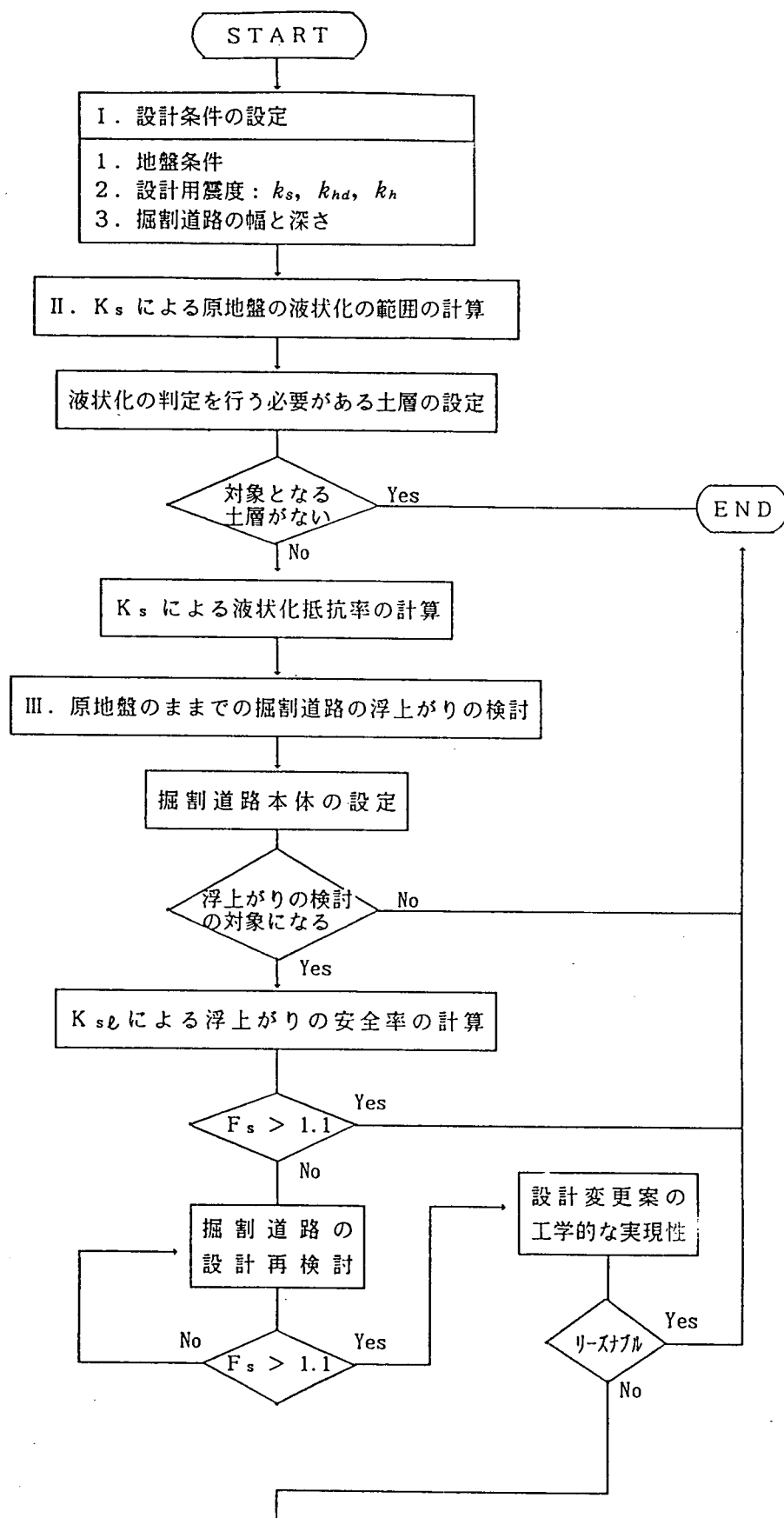


図4.1.1 掘割道路液状化対策設計計算フロー（つづく）

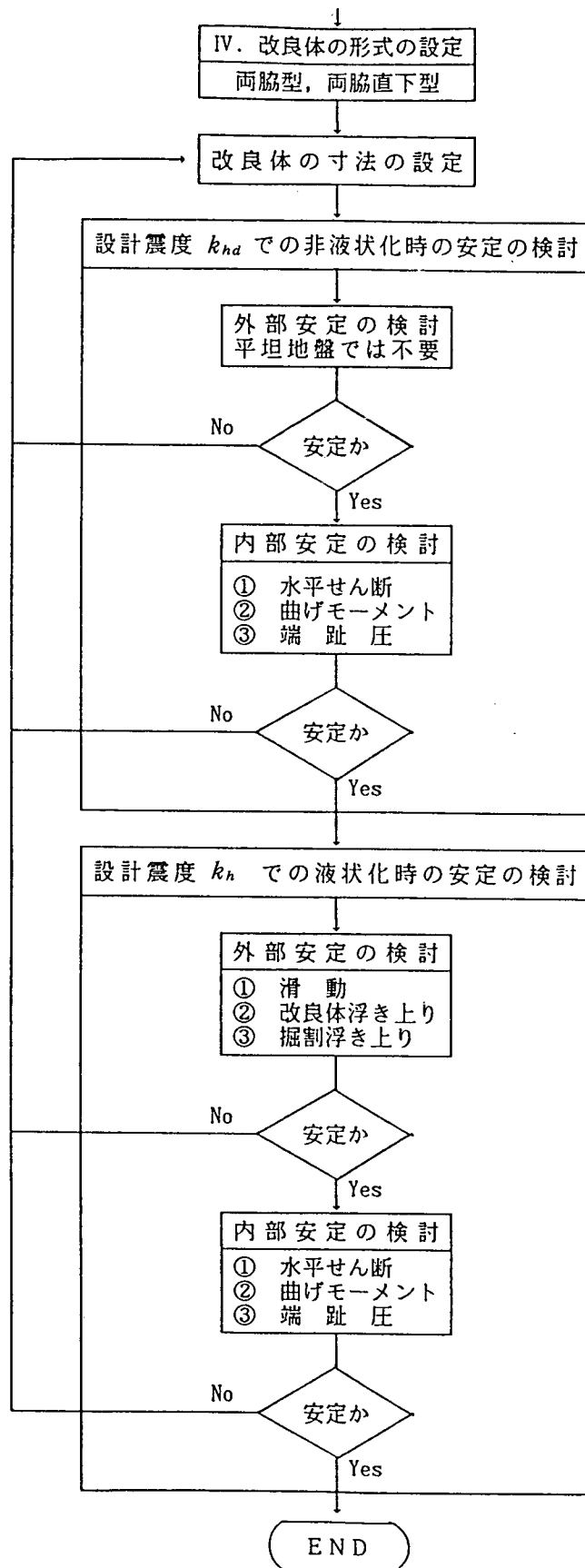


図4.4.1 掘割道路液状化対策設計計算フロー

K_{hl} に分けて設定する。

(1) 液状化判定用の震度 k_s

「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 S.55.5」3.7.1 に準拠する。

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0}$$

$$k_{s0} = 0.15$$

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

原地盤の液状化の範囲を設定する場合はこの震度を用いる。

(2) 非液状化時検討用の震度 k_{hd}

地表面の零度については「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 S.55.5」4.2 に準拠する。

$$k_{hd} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0$$

$$k_0 = 0.2$$

地中の震度は工学的基盤の震度と地表の震度を直線補間して求める事とする。すなわち、

$$k_{hd}(z) = k_{hd0} + (k_{hd} - k_{hd0}) \frac{z}{H}$$

ここに、 $k_{hd}(z)$: 工学的基盤面から高さ Z における地中深度

k_{hd0} : 工学的基盤面における震度

$$k_{hd0} = \nu_1 \cdot \nu_3 \cdot k_0'$$

$$k_0' = 0.15$$

H : 工学的基盤面の深さ

震度が深さ方向に変化することで設計計算が繁雑になる場合には、区間平均値を用いてもよいこととする。

(3) 液状化時検討用の震度 k_{hl}

原地盤の液状化判定から定められる $F_L > 1.0$ となる層の上面において次式の震度を適用する。

$$k_{hl} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0'$$

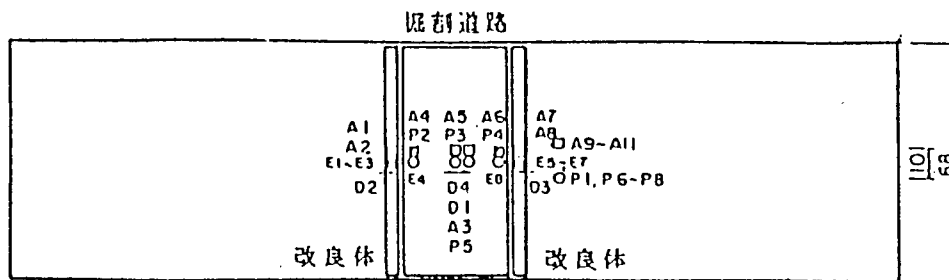
$$k_0' = 0.15$$

ν_2 は $F_L > 1.0$ となる層の上面を地表面とみなして設定する。 ν_2 を導入したのは、液状化の可能性が大きいと判定される $F_L \leq 1.0$ の層を原地盤から取り除いた地盤を考えた場合においても、 $F_L > 1.0$ となる層の地盤種別によっては応答の増幅を考える必要があるためである。

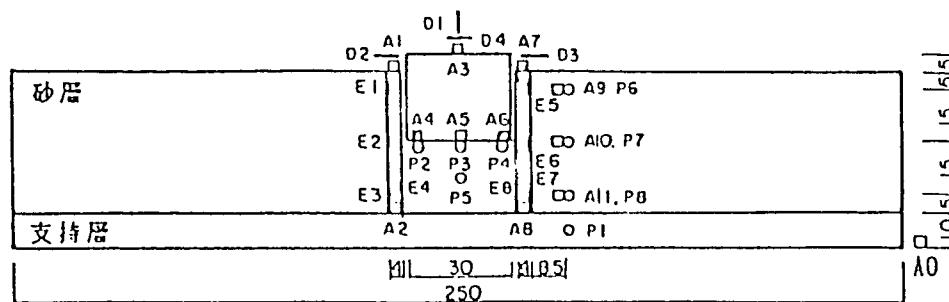
模型実験の際に記録された代表的な加速度波形と間隙水圧波形を図 4.4.2 に示す。加振を開始すると間隙水圧は上昇を開始し、それと共に応答が増幅されて間隙水圧が上昇し切る直前に加速度の振幅はピークとなる。その後は振幅がやや減少して定常値となり、地盤は液状化したとみなされる状態になる。

非液状化と液状化の間で加速度振幅がピークとなる現象は、有効応力減少に伴う地盤の剛性低下によって地盤の共振振動数が低下し入力波と共振する現象と考えることができる。

有効応力が減少して応答が大きくなる状態を準液状化と呼ぶこととすると、応答の過程は非液状化時と液



＜平面図＞



＜断面図＞

(a) H-1 モデル

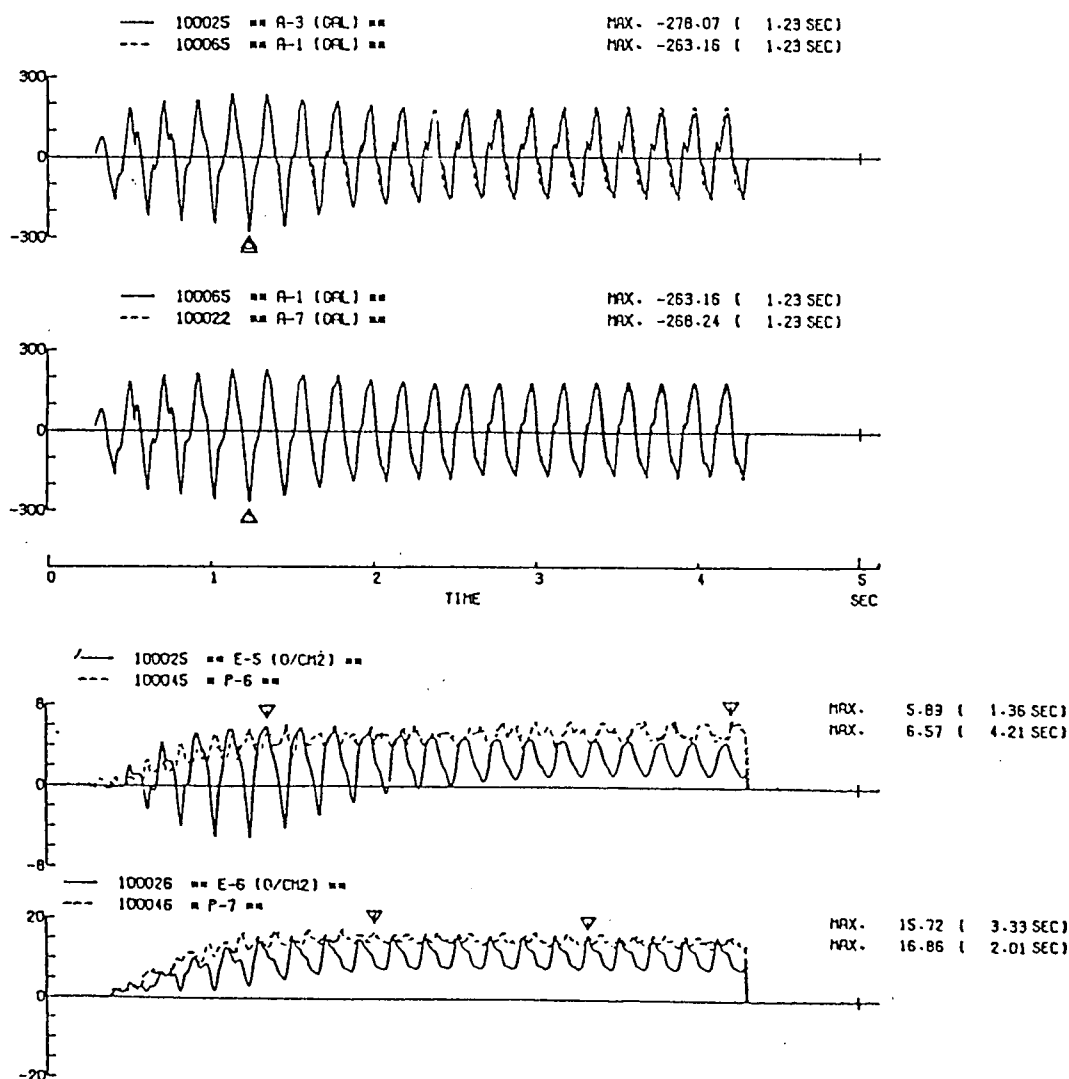


図4.4.2 加速度波形と間隙水圧、土圧波形

状化時およびその中間の準液状化時に分けられる。しかし、非液状化時の解析モデルに対して準液状化時に相当する応答の増幅を考えれば両者を包括した安定性の検討ができると考えられるので、この設計法では準液状化時を非液状化時に含めて扱うこととする。

表 4.4.1 は設計震度設定の参考とするため、模型実験の結果から主要測点における応答倍率を読み取ったものである。

準液状化時や液状化時の波形はスパイク状となりそのピークを読んだのでは応答のパワーを反映した倍率とはならない。特に盛土模型（M-4）の結果はその傾向が著しいので、スパイクを無視した正弦波相当成分も読み取った。

表 4.4.1 から、非液状化時の応答倍率は 1.5～2.5 倍、液状化時の応答倍率は約 1.0 倍とみなすことができる。

このような実験事実と、既往の設計指針「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 S. 55.5」, 「道路土工軟弱地

表 4.4.1 中型模型実験による応答倍率

	入 力 加 速 度	最大値（準液状化時）				定常値（液状化時）		
		地 表	改 良 体 上 部	改 良 体 下 部	掘割道路	改 良 体 上 部	改 良 体 下 部	掘割道路
掘割模型 H-1	149gal	2.0	1.8	1.3	1.6	1.1	1.1	0.9
	240gal	2.7	1.8	1.7	1.7	1.3	1.2	0.9
	345gal	2.6	1.7	1.6	1.5	1.1	1.0	1.1

掘割模型 H-2	149gal	2.3	1.3	1.3	1.3	1.1	1.3	1.2
	240gal	2.5	1.5	1.4	1.3	1.0	1.0	1.0
	345gal	2.3	1.3	1.2	1.1	0.9	0.9	0.8

	入 力 加 速 度	最大値（準液状化時）				定常値（液状化時）		
		地 表	改 良 体 上 部	改 良 体 下 部	盛 土	改 良 体 上 部	改 良 体 下 部	盛 土
盛土模型 M-4	112gal	1.2	1.2	1.2	1.2	—	—	—
	191gal	4.6 (2.9)	3.2 (2.1)	2.3 (1.5)	2.3 (2.1)	1.6 (1.1)	1.1 (1.1)	1.2 (1.2)
	301gal	2.7 ()	3.0 (2.0)	1.9 (1.4)	1.7 (1.5)	1.6 (1.1)	1.9 (1.2)	0.6 (0.6)

() は波形のスパイクを無視して正弦波成分の振幅を読んだ値

盤対策工指針」等との整合性を考慮して、設計震度を(2)、(3)のように定めた。

なお、模型実験では非液状化時の地盤の卓越振動数と加振波の振動数は大きく離れているが、実地盤の場合にはより接近した関係にあるため、非液状化時や準液状化時の応答特性は模型実験の場合と異なる可能性もある。そのため、この震度の設定はより実物に近いと考えられる大型模型実験や遠心力模型実験の結果をもとに見直す必要がある。

4.4.2.3 地盤の液状化の範囲の検討

改良体の設計を進める上で周辺地盤の液状化度合を区分する必要がある。そのため「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 S. 55.5」に準拠して次の検討を行う。

- ① 耐震設計編 3.7.2(1)により液状化の判定を行う必要のある土層を設定する。
- ② 同 3.7.2(2)により、①で設定した土層の液状化に対する抵抗率 F_L を求め、 $F_L \leq 0.6$ となる層を液状化層とする。 $0.6 < F_L \leq 1.0$ の層は同 3.7.4 に準拠して土質定数を低減させる土層として扱う。

4.4.2.4 原地盤での掘割道路の浮き上りの検討

- ① 掘割道路本体の断面を決定し、「共同溝設計指針（日本道路協会 S. 61.3）」6.3.4 に準拠して、浮き上りに対する検討の対象になるかどうか判定する。
- ② “浮き上り”と判断されたら道路本体の断面の再検討で浮き上りの安全率 $F_s > 1.1$ とできるかどうか検討し、断面が過大になる等で設計変更が工学的に困難な場合は改良体の設計に進む。

4.4.2.5 改良形式の設定

これまでの実験結果から、地盤が液状化しても砂と水が掘割道路の下へ回り込むのを遮断すれば浮き上りは防止できることが明らかになっている。したがって、既設掘割道路の場合のみでなく、新設の場合においても掘割の両脇のみを壁状に改良する形式が採用されることが多いと思われる。一方、この形式では掘割直下の砂地盤の圧密による沈下を防止することは出来ない。その様な沈下によって供用性が損なわれる場合は掘割直下を改良する必要があるが、本年度は未検討である。

改良寸法の設定に当たっては外部安定と内部安定と考慮して、改良位置、改良幅、改良深度、設計強度等の改良諸元を設定する。外部安定とは、地震力が作用しても改良体は支持層に安定して支持されてその機能を発揮することである。内部安定とは、地震力によって改良体内に発生する応力に対し改良体が強度的に安全であることである。

4.4.2.6 非液状化時の外部安定・内部安定の検討

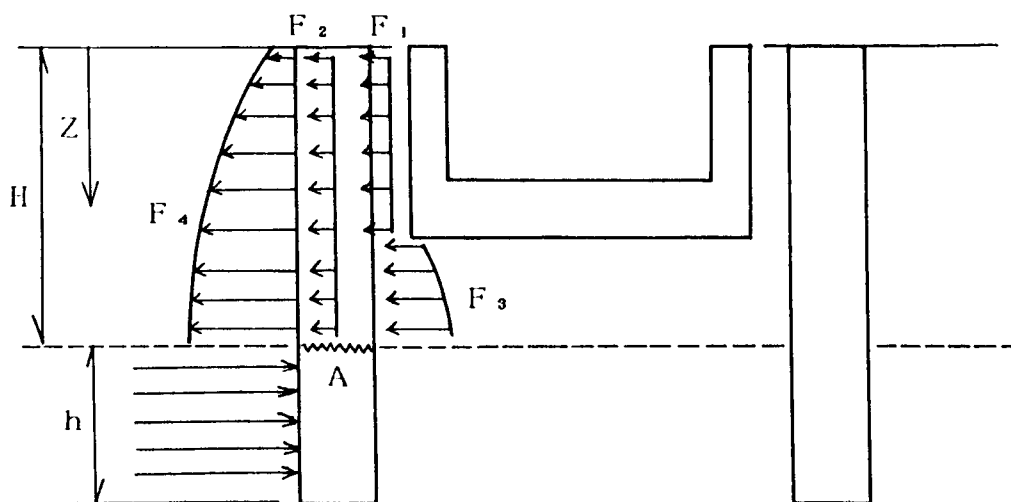
(1) 改良体に作用する外力

次の荷重を考慮するものとする。

- ① 改良体の自重・浮力及び上載圧
- ② 改良体と掘割道路に作用する地震時慣性力
- ③ 改良体の両側の地盤から作用する側圧力

実験結果によれば改良体及び掘割道路は横断方向にほぼ同位相で運動し、内外の側圧も改良体下部を除いてほぼ同位相で作用している。したがって、外力と抵抗力の関係を図 4.4.3 の様に考えることとした。

側圧力の評価方法としては以下の方法等が考えられる。



F_1 : 掘削道路に作用する慣性力の $1/2$

F_2 : 改良体に作用する慣性力

F_3 : 内部地盤から改良体に作用する地震時の側圧増分

F_4 : 自由地盤から改良体に作用する地震時の側圧増分

(図の場合は減分)

h は平成元年度に実施するケーススタディ及び
大型模型実験結果をもとに決定する。

図4.4.3 非液状化時検討用荷重

- ① 塑性平衡論に基づく地震時土圧式による方法
- ② 動液圧による方法 (液状化時の土砂の状態を単位体積重量の大きい液体として扱う)
- ③ 応答変位法による方法

改良体や掘割道路は地中構造物であり、応答変位法の適用が合理的とも考えられるが、地盤が準液状化となった状態における応答変位の算定方法や地盤バネの設定方法は未解明である。ただし、応答変位法を適用した場合は図4.4.3に示す h は自動的に決定され、かつ、改良体の変位の影響が考慮された側圧値で設計を行うことができる。

側圧を地震時土圧によって求める場合には、平地の掘割道路と改良体が滑動破壊のような大変形を起こすとは考えにくいので、地震時主働土圧を用いるのは適切でない。市原等は側圧増分の計算方法として次式が実験事実と比較的よく合うとしている。

地震時土圧－常時静止土圧 $= \pm \{ (\text{物部} \cdot \text{岡部の地震時主働土圧}) - (\text{常時の主働土圧}) \} \pm (\gamma_w \text{を用いた動水圧})$

ここに、土圧は土の水中重量と空中震度によって求め、動水圧は Westergaard 式による。

側圧を動液圧によって求める場合には図4.4.3の F_3 、 F_4 に相当する側圧について Westergaard 式に従っ

た次式を適用することが考えられる。ここに液体の密度としては砂地盤の飽和密度を用いる。

$$F_4(z) = \frac{7}{8} r_{\text{sat}} \cdot K_{hd} \cdot \sqrt{H \cdot Z}$$

図4.4.4に市原等の方法と動液圧公式により求められた値を実験結果と比較して示す。

(2) 改良体の外部安定ならびに改良体を含む掘割道路全体の安定の検討

平坦な地盤においては滑動のような破壊形式が存在するとは考えにくいので検討の対象にはしない。傾斜地その他で常時から左右の改良体に作用する外力が等しくない場合は検討が必要である。検討方法としてはすべり面が改良体の下を通る円弧すべり法が考えられる。

(3) 改良体の内部安定の検討

改良体の内部安定は端趾圧ならびに図4.4.3のA点における最大せん断力に対して改良体が適切な強度を有するか否かによって判定する。ただし、改良体が縦長の場合には曲げモーメントに対しても照査が必要になると考えられる。曲げモーメントの照査方法については大型模型実験の結果をもとに改めて検討する予定である。

改良体を先に施工して掘割掘削時の土留をかねる場合には、初期応力の重ね合せが必要と考えられる。

4.4.2.7 液状化時の外部安定・内部安定の検討

(1) 改良体に作用する外力

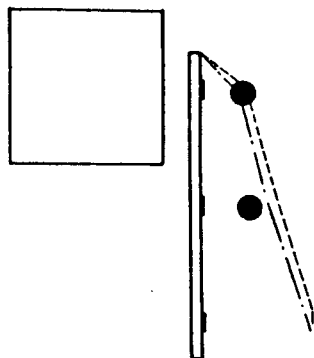
中型模型振動実験の結果は液状化時について次の様に要約されている。

- ① 間隙水圧は図4.4.5に示す様に初期有効上載圧まで上昇する。
- ② 改良体上部に作用する側圧の振動成分は主に動液圧成分によっていると考えられる。

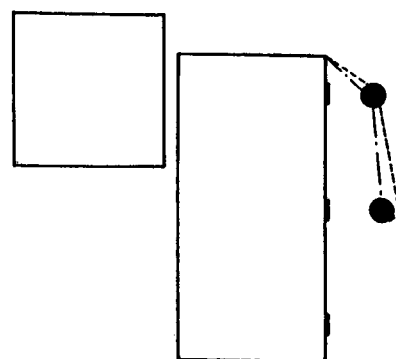
10gf/cm²

— — —

● 実 測 値
- · - 市 原 式
..... 動水圧公式

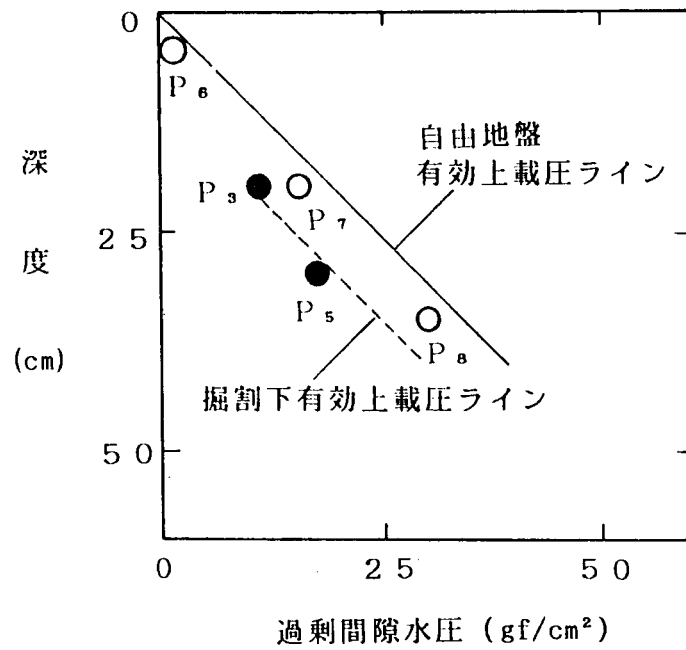


(1) H-1 模型
(149gal入力)

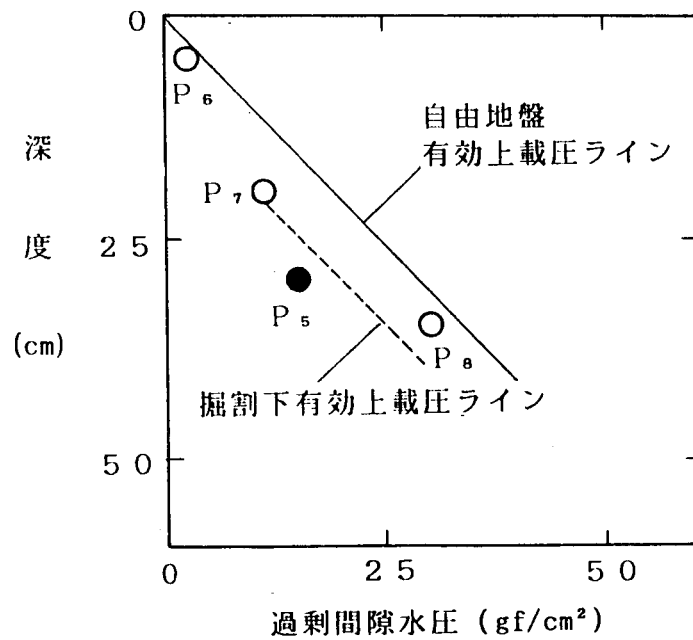


(2) H-2 模型
(149gal入力)

図4.4.4 実験値と計算値の比較



(1) H-1 模型 (244gal入力)



(2) H-2 模型 (244gal入力)

図4.4.5 間隙水圧 (静的成分) 上昇値

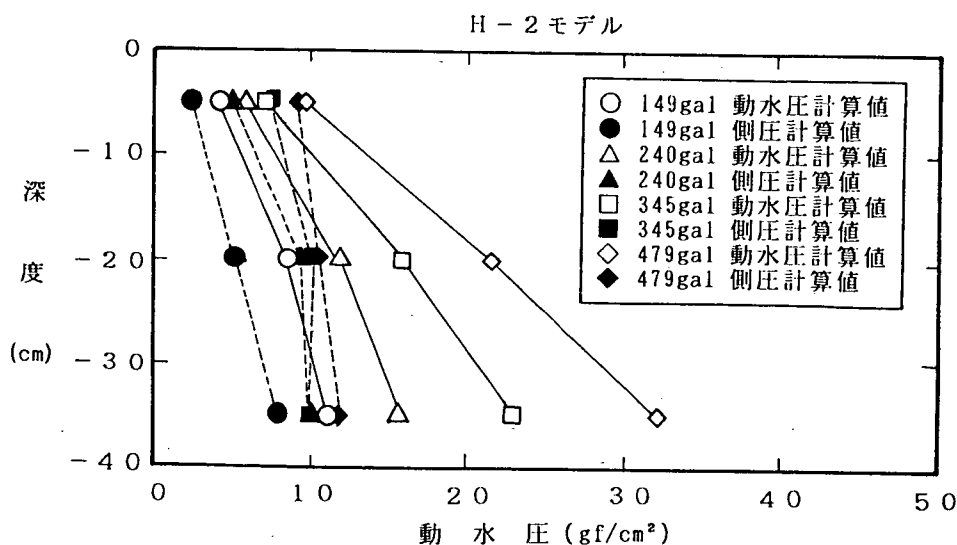
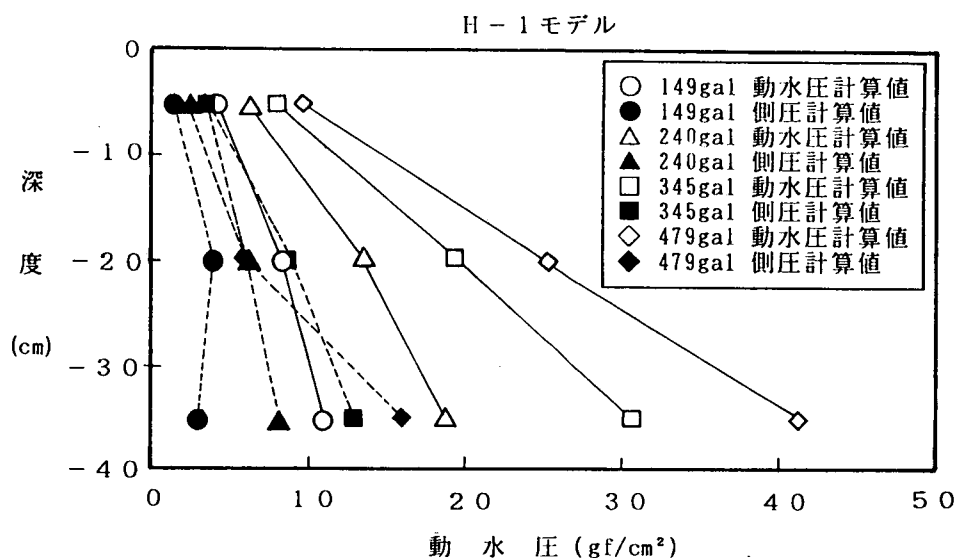
③ 左右の改良体の自由地盤側の側圧合力は入力加速度の増大とともに増大する。

④ 改良体に作用する慣性力が最大となる時刻は全外力が最大の時刻に近い。

支持層から上の砂地盤を液体とみなして動水圧公式により計算した値と測定された側圧の動的成分を比較したものが図4.4.6である。改良体の応答加速度の最大値から計算した動水圧合力値は実測側圧合力値の2〜3倍となる。動水圧合力値が過大な値となるのは地盤の下部が完全な液状化状態になっていないこと、ならびに計算では改良体の変位が考慮されていないこと、によると考えられる。

このような結果をふまえ、設計計算上は次の方法によって側圧を求める事とする。

① $F_L \leq 0.6$ となる領域は完全に液状化すると考え、改良体には動液圧が作用するものとする。掘割道路の下部で改良体にはさまれている地盤も同様に液状化すると考える。



動水圧計算値と側圧振動成分の半振幅

図4.4.6 動液圧計算値と実測側圧

- ② 掘割道路ならびに改良体には慣性力と動液圧が同位相で作用するとする。
- ③ 動液圧の計算に用いる震度は 4.4.2.2 で規定する K_h による。
- ④ $0.6 < F_L \leq 1.0$ となる領域は完全には液状化しないとして、土質定数の低減を行った上でその地盤の抵抗力を考慮することとする。

改良体に作用する側圧 = 自由地盤側と内部地盤側の静液圧差±動液圧差

側圧と慣性力ならびに抵抗力の組み合わせを図 4.4.7 に示す。

(2) 改良体の外部安定ならびに改良体を含む掘割道路全体の安定の検討

以下の項目について検討する。

- ① 滑動：滑動に対する抵抗は $F_L > 0.6$ の層に根入れしている部分の地震時受働土圧と改良体底面の摩擦力によるとする。
- ② 改良体の浮き上り：改良体は通常浮き上らない。しかし、改良する際にベントナイト等の細粒分を多量に用いた場合には軽量の改良体になっている可能性があり、検討が必要となる。
- ③ 掘割道路の浮き上り：支持地盤のヒービング、ボイリング、浸透水等による掘割道路の浮き上りを検討する。ヒービングに関する外力と抵抗力の関係を図 4.4.8 に示す。

(3) 改良体の内部安定の検討

改良体の水平せん断応力を計算し、最大せん断応力に対する改良体の強度を検討する。非液状化時の内部安定の検討と同様、端趾圧ならびに縦長の改良体の場合には曲げモーメントに対する照査が必要と考えられるが、詳細については今後の検討課題である。

4.4.2.8 縦断方向に関する検討

液状化時には、大きな振動側圧が改良体に直接作用することはないので、縦断方向は横断方向より安定と考えられる。

非液状化時には、縦断方向の地盤の変形に伴う摩擦力によって改良体に面内方向のせん断力が作用するので、改良体の厚さが薄い場合には安定性の検討が必要になることもあると考えられる。

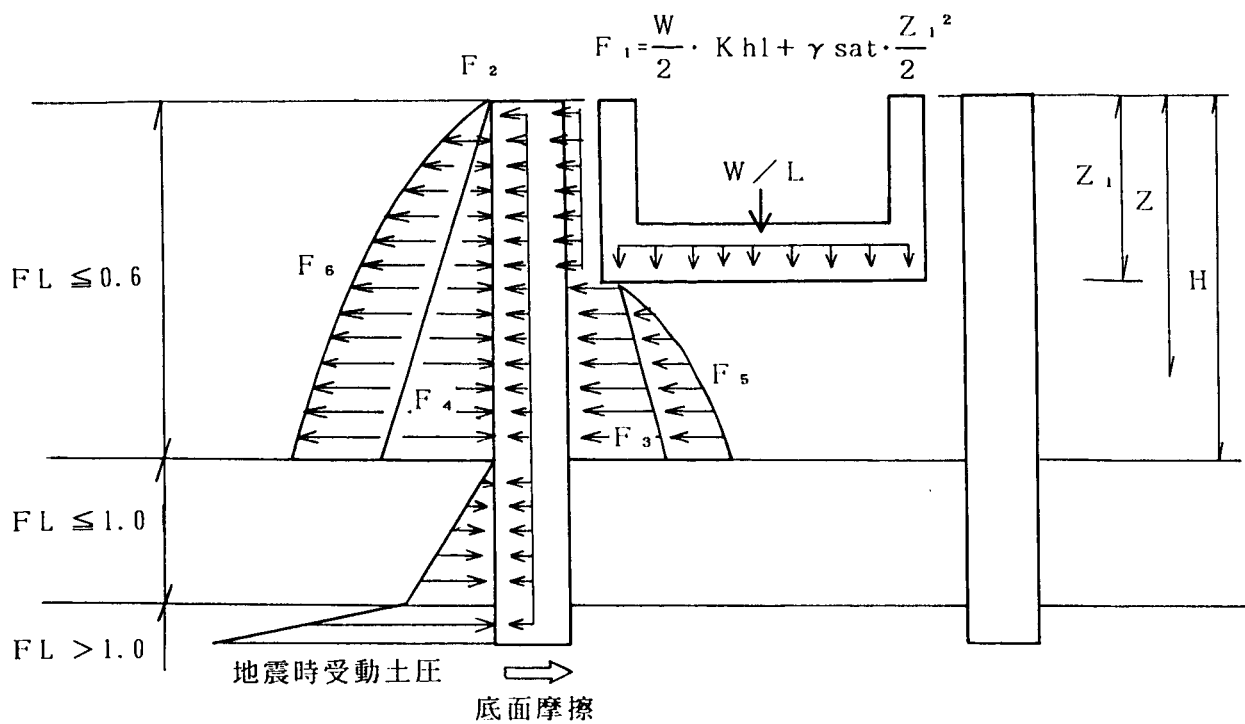
4.4.3 課題と今後の予定

最終的な設計法の構築のために、検討を必要とする課題としては以下の点がある。

- (1) 非液状化時の改良体に作用する側圧の合理的な計算法
- (2) 液状化時に改良体に作用する動液圧を算定する際の設計震度の妥当性
- (3) 改良体に両側をはさまれた掘割道路下地盤の液状化特性と掘割道路下も改良する場合の設計法
- (4) 改良体に作用する曲げモーメントの評価
- (5) 縦断方向に対する設計法

平成元年度には大型模型実験、遠心力模型実験、プロトタイプについての試設計ならびに数値解析が予定されており、これ等の結果をもとに設計法の見直しを行う予定である。

(大 林 組)



$$F_3 = \gamma_{sat} \cdot (Z - Z_1) + W/L$$

$$F_4 = \gamma_{sat} \cdot Z$$

$$F_5 = \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot \gamma_{sat} \cdot K h l \sqrt{(H - Z_1) \cdot (Z - Z_1)}$$

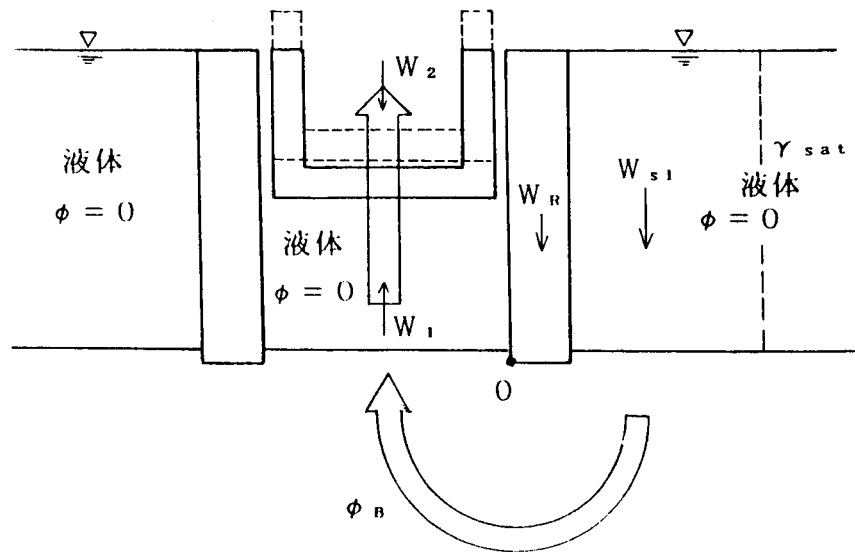
$$F_6 = \frac{7}{8} \gamma_{sat} \cdot K h l \cdot \sqrt{H \cdot Z}$$

α は両側に改良体があることによる補正項で L/H により次の値をとる。

L/H	α
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0 以上	1.000

図4.4.7 液状化時検討用荷重と抵抗力

浮上がり



ヒーピング

- ・ 駆動モーメント = (W_R , W_{s1}) によるもの
- ・ 抵抗モーメント = (W_1 , W_2) によるもの
- ・ ϕ_B を減らすか？

図4.4.8 ヒーピングに関する外力と抵抗力の関係

4.5 固化工法による盛土の液状化対策の設計法に関する検討

4.5.1 概 説

盛土の両脇を固化改良した液状化対策に関する模型振動実験は昭和 61 年度に（その 1）・（その 2）及び昭和 62 年度に（その 3）が実施された。昭和 62 年度では（その 2）に対して等価線形応答解析と累積損傷度理論を組み合わせた数値シミュレーションが行われ、今年度では（その 3）に対して固化改良体に作用する動的外力に対する検討が行われた。

一連の模型振動実験の結果からは、以下の点が明らかになっている。

- ① 盛土ののり尻または側方の地盤に深層混合処理による改良を行うと、無改良の場合よりも盛土天端の沈下量が小さくなる。同じ改良幅では、のり先の地盤を改良するよりも、のり面直下の地盤を改良した方が盛土の沈下を抑える効果が高い。
- ② 盛土の脇を改良した場合において、盛土の軸方向に対して直角方向に加振した場合に、改良地盤が盛土下方の未改良地盤のせん断変形を拘束して過剰間隙水圧の発生を抑制する効果がある。また、両側の改良地盤の間隔の小さい方が効果が高い。
- ③ 加振レベルが高くなると、改良した場合の方が無改良の場合よりも盛土の加速度応答が大きくなる。

また、昭和 62 年度に実施した数値シミュレーションでは改良体を設置することによって過剰間隙水圧の発生量が低減されることを表現できることがわかった。

今年度に行った固化改良体に作用する動的外力の検討においては、次の知見が得られた。

- ① 入力加速度と各水平加速度計の位相を比較すると、非液状化時は応答加速度の位相は同じで、左右改良体・盛土・軟弱層が一体として運動している。準液状化時・液状化時になるにつれて応答加速度の位相のずれが大きくなっていく。また、液状化を生じている場合は液状化直前に応答加速度が大きくなり、液状化後はほぼ一定振幅となって、定常値に落ち着く。
- ② 改良体に作用する慣性力や底面摩擦力が最大値を示す 1 波ないし 2 波前から、改良体は残留変位を生じている。盛土の沈下も改良体の残留変位とほぼ同時刻から生じ、その後も直線的に進行する。また、液状化時には改良体はロッキングを生じている。
- ③ 液状化時には、改良体壁面に設置した側圧計と水圧計の波形は同位相で相似しており、水圧の動的増分が側圧に反映されているといえる。そして、改良体の変位した前面の側圧が減少し背面において増加しており、剛体に作用する動水圧と同じである。また、地表面部で自由地盤側より盛土側の水圧が大きく出ているが、深い所では自由地盤・盛土地盤とほぼ同じ値であり、盛土による増加荷重の影響は大きく出ていない。
- ④ 全慣性力と全側圧力はほぼ同位相であるが、改良位置がのり面直下の場合は位相がずれる時がある。また、盛土の慣性力が最大となる時刻と全動的外力が最大となる時刻は一致しない。全慣性力・全側圧力による転倒モーメントについても同様の傾向にある。

また、62 年度には設計法の骨子についても検討が行われ、暫定的に以下の様にまとめられた。

- ① 原地盤の液状化の可能性を検討し、液状化しないと判定された場合には対策工の設計は不要とする。
- ② 地震時に改良体に作用する外力は土圧、水圧および慣性力である。
- ③ 改良体の安定の検討は、改良体を剛体と考えた時の改良体全体の安定を考える「外部安定」と、改良体自体の破壊に対する安全を考える「内部安定」について行う。
- ④ 地盤が完全に液状化していない状態であっても、過剰間隙水圧の上昇に伴って応答が増幅され、改良体の安定には厳しい荷重状態が生じ得る。従って、液状化時と同様に準液状化時についても安定の検討が必要である。

本年度は、以上の成果をもとに設計法に関する検討を行った。しかしながら、未解明で今後の検討課題とされた部分も多い。したがって、平成元年度には大型模型実験と遠心力模型実験ならびにプロトタイプについての試設計をそれぞれ実施し、その結果をもとに設計法の詳細について検討する予定である。

4.5.2 設計法の概要

4.5.2.1 設計計算の手順

設計計算のフローを図 4.5.1 に示す。地震時に原地盤が液状化を生じたとしても、盛土の脇の改良体が安定であれば、盛土自身の被害を抑制できると考えられる。

したがって改良体を含めた全体の安定と、その内部応力に対する安定を液状化時と非液状化時について検討する。

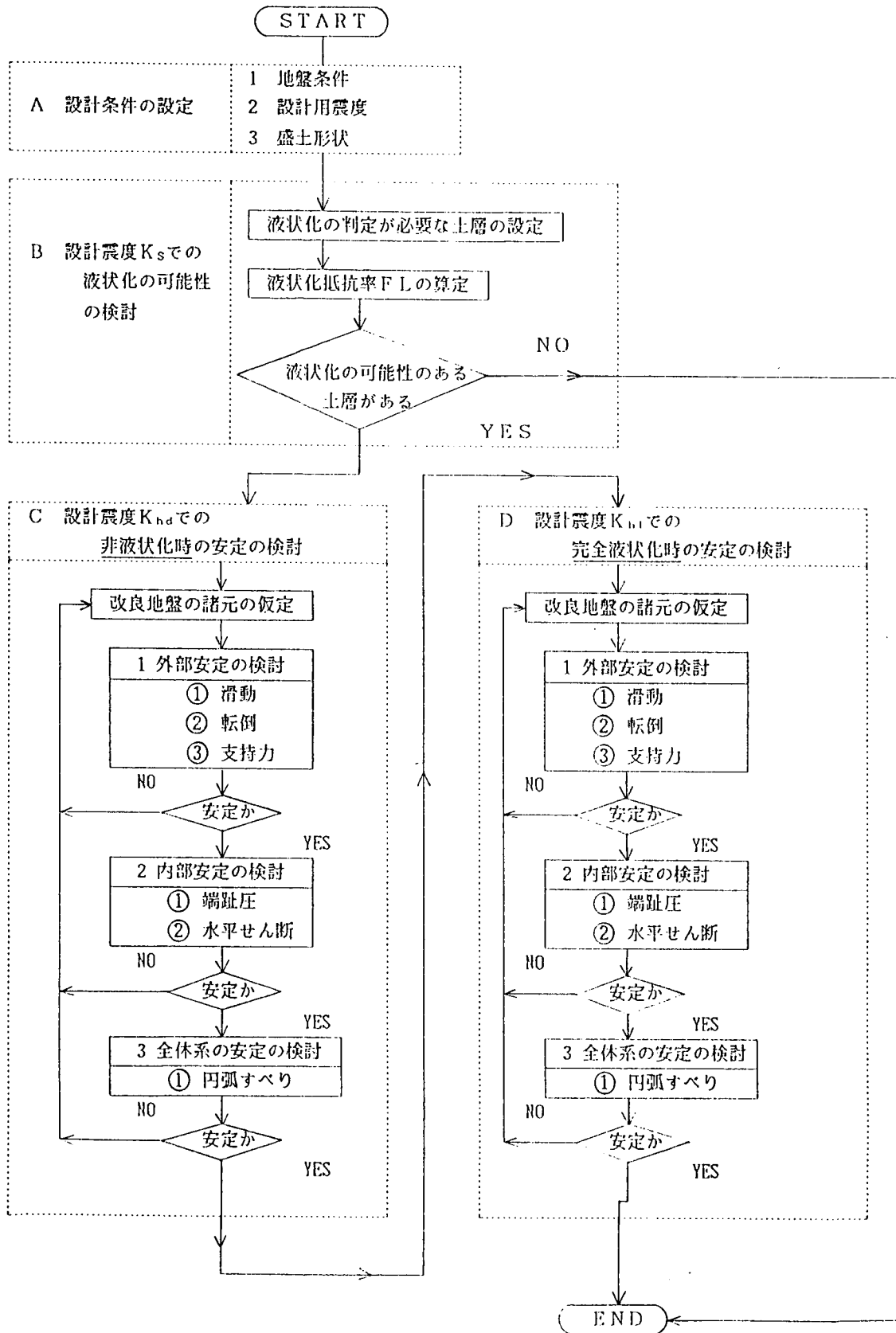


図4.5.1 設計計算フロー

以下にフローにしたがい、各項目について述べる。

4.5.2.2 設計用震度の設定

設計水平震度は、4.4 の掘削道路の液状化対策の設計法に関する検討で述べられているように、液状化判定用の震度 K_s 、非液状化時検討用の震度 K_{hd} 及び液状化時検討用の震度 K_{hl} に分けて用いることにする。

62年度の模型実験（その3）において記録された加速度波形と間隙水圧計の波形の1例を図4.5.2に示す。4.4.2.2で述べられているように、加速度振幅がピークになるのは、完全液状化に至る前の、間隙水圧が上昇していく段階であり、この状態を準液状化の段階と考えることができる。この後に、間隙水圧が上昇しきって、完全液状化の状態になると、加速度振幅はやや減少して定常値となる。

この準液状化の状態と完全液状化の状態とを改良体に作用する慣性力、側圧力で比較すると、慣性力については準液状化時の方が完全液状化時よりも大きく、側圧力については、振動成分と静的成分を含めた側圧力は完全液状化時の方が準液状化時よりも大きいといえる。

以上の点を考慮して、4.4.2.2で述べられているように準液状化状態を非液状化状態に含めるとして、非液状化時と完全液状化時について、別々の震度を用いて検討する手法とする。

4.5.2.3 地盤の液状化の範囲の検討

まず、盛土両脇の固化改良を行わない場合について盛土周辺地盤が液状化するかどうかを検討する。液状化の判定は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に従って行い、 $F_L \leq 1.0$ の場合に液状化するとする。

4.5.2.4 改良形式の設定

盛土の両脇を固化改良する場合の、改良位置・改良幅・改良深度・設計強度等の改良諸元を設定する。改良体は、地震力が作用しても支持層に安定して支持され、その機能を発揮しなければならない（外部安定）。また、地震力によって改良体内に発生する応力に対し強度的に安全でなければならない（内部安定）。

ここで、盛土の両脇を改良した場合には改良体には含まれた部分の地盤は、盛土の直下であり有効上載圧が周辺地盤より大きいこと、及び改良体の設置による過剰間隙水圧の抑制効果により、周辺地盤に比べて液状化しにくくなる。これについては明確な評価ができておらず、詳細に検討する必要がある。

4.5.2.5 非液状化時の外部安定・内部安定の検討

(1) 改良体に作用する外力

次の荷重を考慮するものとする。

- ① 改良体の自重・浮力及び上載圧
- ② 改良体に作用する地震時慣性力
- ③ 改良体の両側の地盤から作用する側圧力

②・③の地震時慣性力・側圧力については今年度の動的外力に対する検討結果より、改良体の全慣性力・全側圧力はほぼ同位相であることが明らかにされたので、特に位相差を考慮した外力の設定は検討しない。

非液状化時における側圧力の成分としては、土圧・水圧・盛土上載荷重がある。これらの計算方法としては以下の方法が考えられる。

- ① 地震時土圧を用いる方法
- ② 静止(K_0)土圧を用いる方法

盛土モデル M-4
191 gal 入力

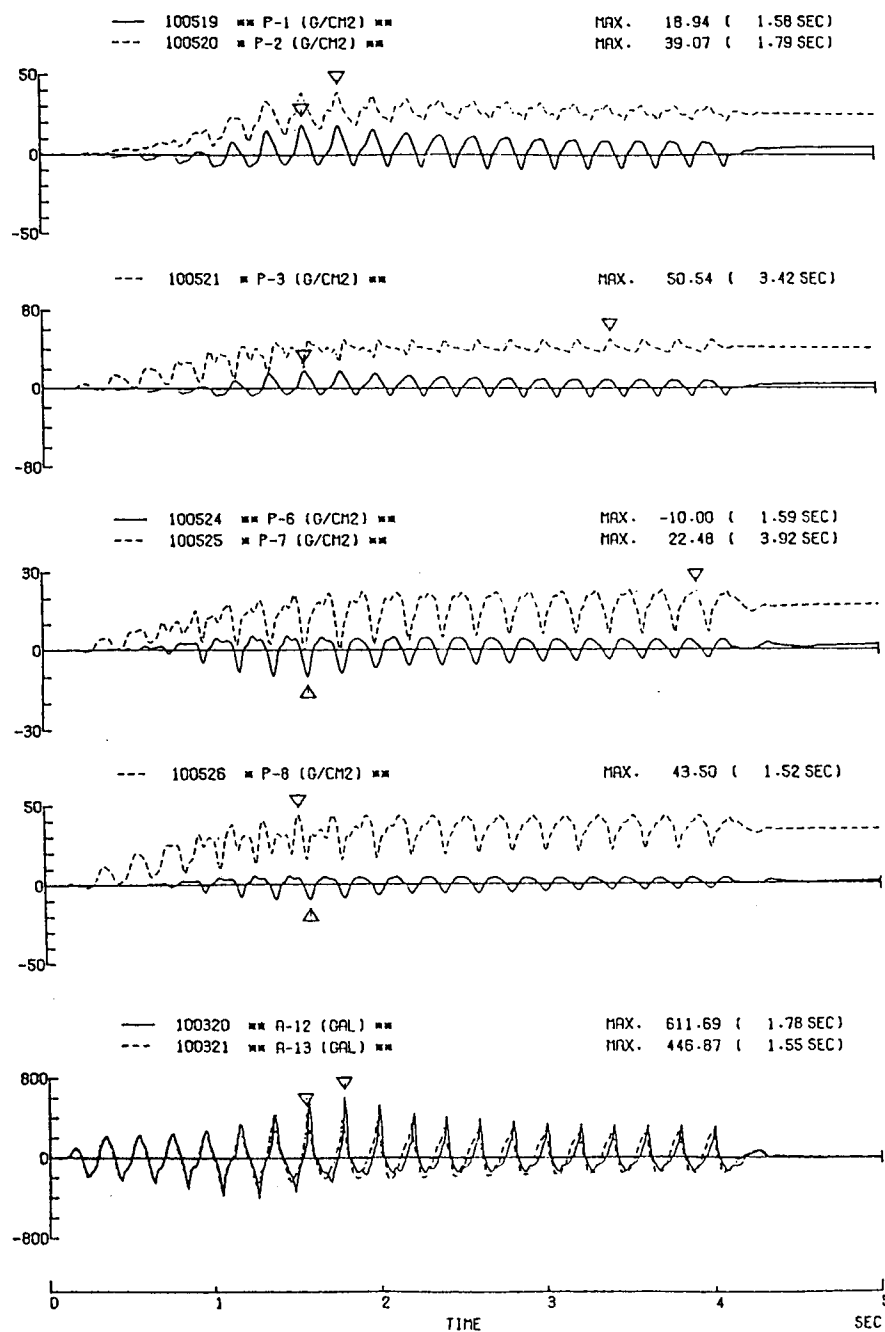
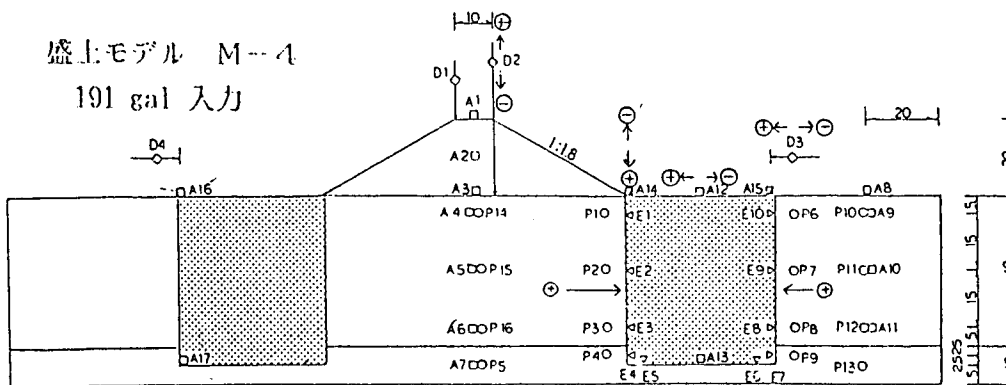


図4.5.2 加速度波形と間隙水圧波形

③ 動水圧（間隙水のみ）を用いる方法

④ 応答変位法による方法

地震時土圧式を用いる方法には、物部・岡部の土圧式¹⁾あるいはこれに修正を加えた市原らの方法²⁾がある。

静止土圧を用いる方法は、準液状化時には過剰間隙水圧の上昇過程にあり、地震時土圧式で得られる主働・受働土圧、特に受働土圧がそのまま発揮されるわけではないという考え方に立つものである。

動水圧については、完全液状化ではないため間隙水のみについての動水圧を考慮し、土圧との和で評価する案が考えられる。

応答変位法については、基本的に内部応力の照査について検討する手法であり、外部安定については適用できない面がある。また、準液状化状態における地盤バネ定数の設定法等についても検討を要する。

盛土の上載荷重の増分については、盛土荷重の地中への分散を考慮して求めることとし、改良体の盛土側の地盤に盛土の分散荷重が働くことにする。

これらの側圧力成分については、検討の余地が多いため、平成元年度においてより詳細に検討するものとする。

(2) 外部安定の検討

外部安定については、図 4.5.3 に示すように、改良体の滑動、転倒、改良体支持地盤の支持力、及び盛土を含めた全体系についての円弧すべりを行う。

① 滑動

改良体に働く慣性力・側圧力に対して、改良体底面の摩擦力と支持層に根入れしている部分の受働土圧とを抵抗力として考える。

② 転倒

模型振動実験において得られた結果では、入力加速度によっては改良体がロッキングを起こしていることがわかった。そこで転倒についても検討を行う。

③ 改良体支持地盤の支持力

転倒モードにより、改良体端部の支持地盤には通常の土被り圧よりも大きな端趾圧がかかる。したがって、支持地盤の支持力についても検討する。

④ 全体系としての円弧すべり

盛土を含めた全体系の安定として、円弧すべり計算を実施する。この時には、すべり面が改良体の下を通る円弧について考える。

(3) 内部安定の検討

内部安定については、改良体の端趾圧および改良体内部の水平せん断力について検討する。

① 端趾圧

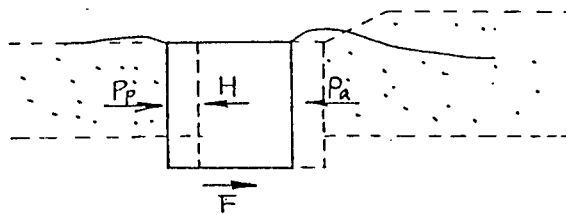
改良体の端趾圧が改良体の許容圧縮応力度以下であることを確認する。

② 改良体の水平せん断力

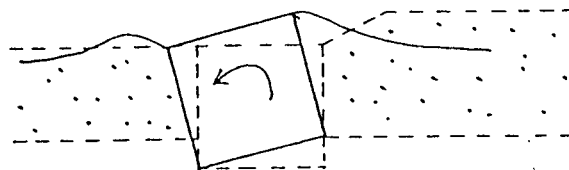
図 4.5.3 に示すように、改良体内部に発生する水平せん断力は支持層上端の水平面に発生するとして計算し、これが改良体の許容せん断応力度以下であることを確認する。

外部安定の検討

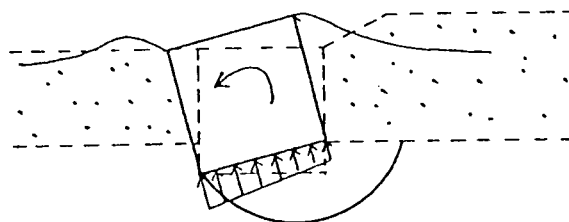
①滑動



②転倒

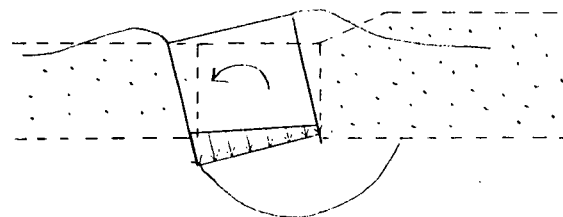


③支持力

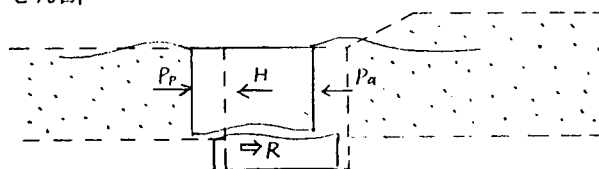


内部安定の検討

①端趾圧

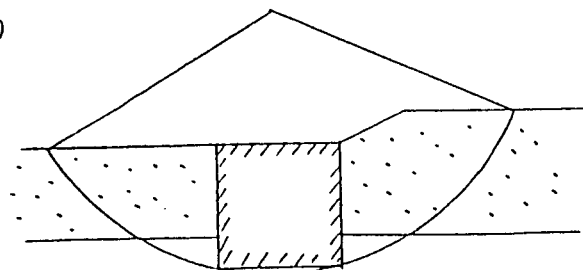


②水平せん断



全体系の安定の検討

①円弧すべり



改良地盤の下端の隅角部を
包絡する様な円弧とする

図4.5.3 改良体の安定に対する検討

4.5.2.6 液状化時の外部安定・内部安定の検討

(1) 改良体に作用する外力

非液状化時と同様に、改良体の自重・浮力・上載圧、地震時慣性力及び側圧力が作用するとする。側圧力の評価方法については、今年度の動的外力に関する検討から、完全液状化時には、初期有効上載圧は間隙水圧に置き換わり側圧振動成分として動水圧が働くことがわかった。

しかしながら F_L が1.0以下の場合でも、たとえば F_L が0.9の場合と0.5の場合では液状化の程度が同一であるとは考えにくく、液状化の程度に見合った改良諸元を評価する方法が必要と思われる。そこで、以下のように液状化の範囲を区分して側圧力を考えることにする。

- ① $F_L \leq 0.6$ となる領域は完全に液状化するとして、その液体状の地盤で発生する動水圧
- ② $0.6 < F_L \leq 1.0$ となる領域については、完全には液状化しないとして、土質定数の低減を行う等の措置をとることにし、その地盤の抵抗力は考慮することとする。

完全液状化時には、以下のように側圧力を考える。

- ① 土圧については、全て間隙水圧に置き換わったとして、 $\gamma_{sat} \cdot z$ で計算する。
- ② 改良体に作用する慣性力は動水圧と同位相とする。
- ③ 動水圧の計算に用いる震度は4.5.2.2で規定する K_{hl} とする。

また、動水圧の計算式は以下とする。

$$P_{wd} = (7/8) \cdot \gamma_{sat} \cdot K_{hl} \cdot \sqrt{H} \cdot z$$

P_{wd} : 動水圧 (tf/m²)

γ_{sat} : 液状化状態の地盤の単位体積重量 (tf/m³)

K_{hl} : 完全液状化時における設計震度

H : 液状化する層の層厚 (m)

z : 地表面からの深さ (m)

(2) 外部安定に対する検討

非液状化時と同様に以下について検討する。

- ① 滑動
- ② 転倒
- ③ 改良体支持地盤の支持力
- ④ 全体系としての円弧すべり

(3) 内部安定に対する検討

これも非液状化時と同様に以下について検討する

- ① 端趾圧
- ② 水平せん断力

4.5.3 課題と今後の予定

最終的な設計法の構築のために、検討を必要とする課題としては以下の点がある。

- ① 準液状化の改良体に作用する側圧の計算法

② 動水圧を算定する際の設計震度の妥当性

③ 盛土の残留変位に対する検討の必要性

④ 盛土の縦断方向に対する検討の必要性

また、現行の各種設計基準においては対象とする構造物の要求性能・重要度を考慮して設計法が定められており、設計法の構築に当たってはこの点についても検討の余地がある。

平成元年度には大型模型振動実験・遠心力模型実験及びプロトタイプについての試設計等が予定されており、これらの結果をもとに設計法の見直しを行う予定である。

(不 動 建 設)

4.6 固化工法の施工法に関する検討

4.6.1 目 的

昭和 62 年度までの成果として、①液状化の対象となる地盤、例えば N 値が 10 位の砂層を固化工法で施工する場合、1 m/分の処理機の貫入引き抜き速度で施工することは可能であり、通常の施工能率が確保される②固化工法の特徴を生かした施工対象としては、既設の盛土と既設の掘割道路が挙げられた。そこで昭和 63 年度は、その様な施工対象に対し現地調査を行い、それをもとにして施工条件のモデル化、そのモデルに対して施工方法の検討を行う事とした。

4.6.2 現 地 調 査

東京都土木技術研究所の調査による『領域判定法による液状化予測図』（東京低地の液状化予測，東京都土木技術研究所，S 62 年）を基に東京都内に限って現地調査を行った。

(1) 既設の盛土

東京都の東南部には、液状化の可能性が予測される地域があり、その地域内のある河川の堤防としての既設盛土を対象に調査を行った。

写真 4.6.1 は、河口近くに位置する河川護岸を示している。杭基礎の上にコンクリート護岸があり、前面には鋼管矢板がある構造になっている。

写真 4.6.2 は、写真 1 より上流に位置している河川堤防を示している。この堤防盛土は同一断面が長く続いている。堤外には道路が走っており、その外側には民家が密集している。

(2) 既設の掘割道路

液状化の可能性のある地盤に建設されている掘割道路は都心のほんの 1 部分に存在するのみである。また調査した結果、施工条件も極めて難しい事により、施工検討の対象には不向きであった。そこで大阪で建設中の掘割道路を対象とし、既設の掘割道路と仮定してモデル化を行った。

写真 4.6.3 は、都心を走る掘割道路である。写真に見られるように道路の路肩部にはビルが林立している。そのため、地盤改良はビルの下、すなわち民地を改良する事となり権利関係から工事は難しい。また都心のビルは、ほとんど地下階を設けており、結果として道路側面を改良した効果も期待できる。

そのため、施工検討のモデル化は、他サイトも参考にして仮定した。

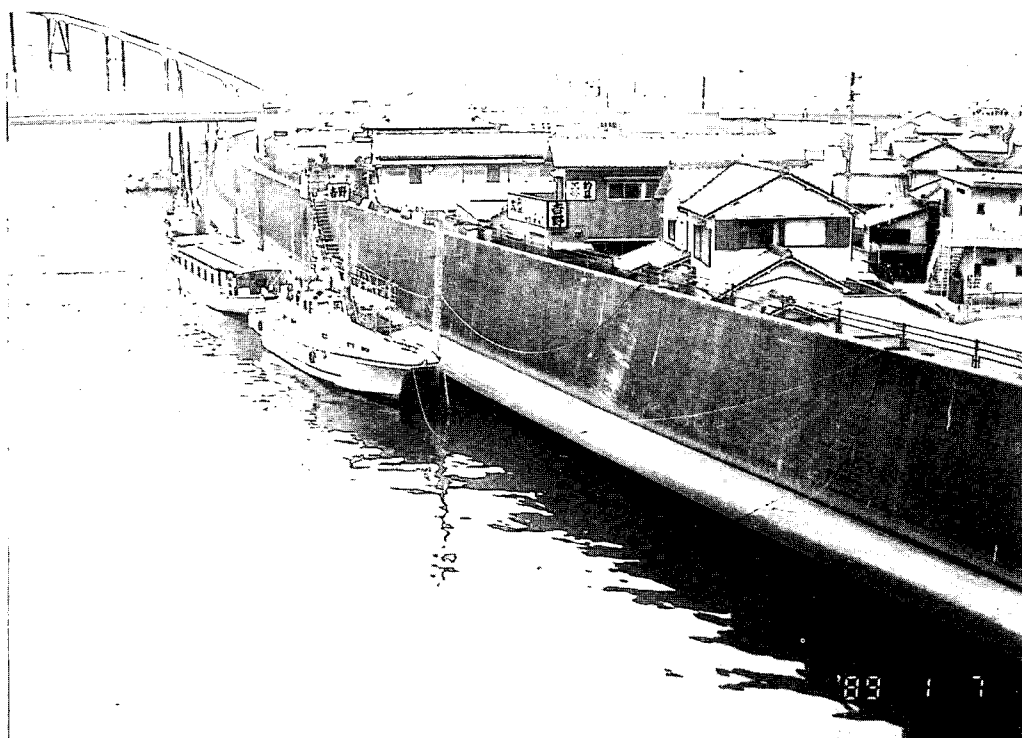


写真 4.6.1 都市内河川下流の護岸の例



写真 4.6.2 堤防の盛土の例



写真 4.6.3 都心を走る掘割道路の例

4.6.3 施工検討のためのモデル化

現地調査ならびに資料調査により盛土、掘割道路の施工断面のモデル化を行った。

(1) 盛土の施工断面モデル

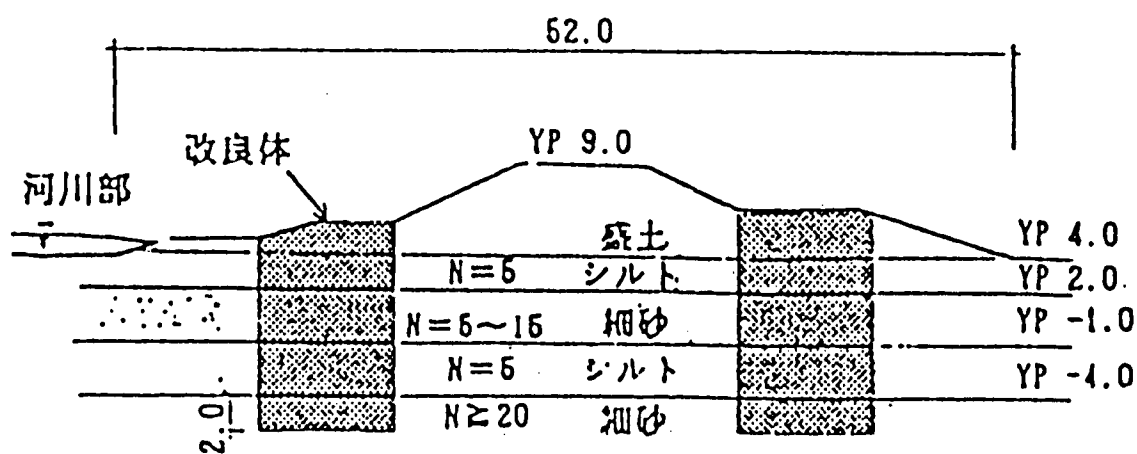
盛土は、写真 4.6.2 を参考にしてモデル化を行った。地盤条件としては図 4.6.1 に示すように、YP 9.0 m ~ YP 4.0 m の間は盛土、YP 4.0 m ~ YP 2.0 m の間は $N=5$ のシルト、YP 2.0 m ~ YP-1.0 m の間は $N=5 \sim 15$ の細砂、YP-1.0 ~ YP-4.0 m の間は $N=5$ のシルト、YP-4.0 m 以深は $N \geq 20$ の細砂である。この地盤条件での処理機の貫入引き抜き速度は、昭和 62 年度までの成果より、YP-4.0 m 以浅は 1 m/分で経済的な施工ができる事が報告されている。

(2) 掘割道路

掘割道路は、写真 4.6.3 を参考にしてモデル化を行った。地盤条件としては、図 4.6.2 に示すように、GL より深さ 20.0 m の間は $N=5$ の細砂、それ以深は $N \geq 30$ のシルト混じり細砂である。この地盤条件でも GL より深さ 20.0 m の間は処理機の貫入引き抜き速度は 1 m/分で経済的施工ができる。

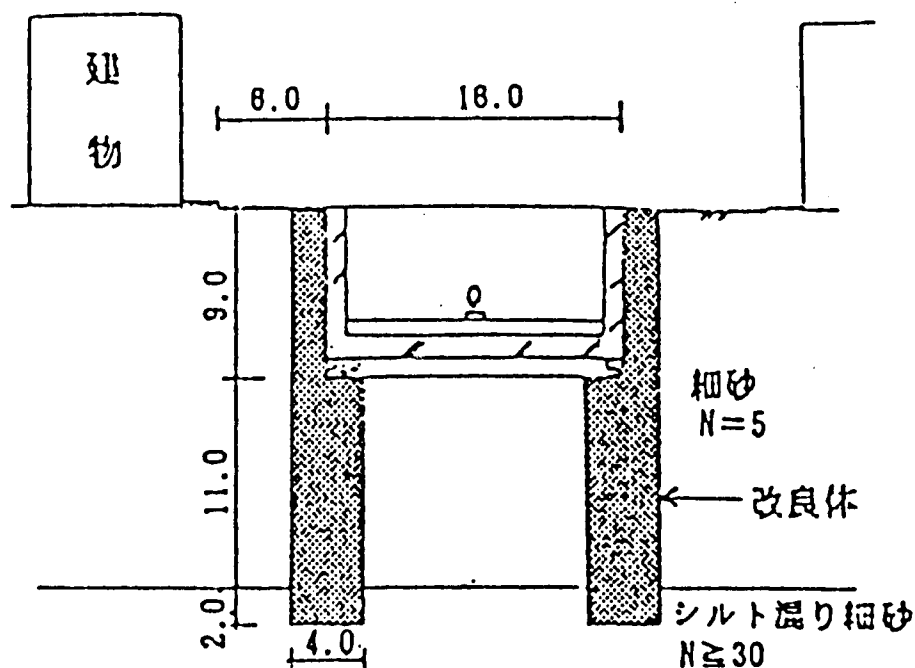
4.6.4 施工方法検討

図 4.6.1 の盛土モデルは格子状の改良形状と法面での施工、また図 4.6.2 の掘割道路モデルは側面改良と掘割底部の直下改良を考慮して施工検討を行った。



(単位：m)

図4.6.1 盛土用モデル



(単位：m)

図4.6.2 掘割断面モデル

(1) 盛土の施工検討

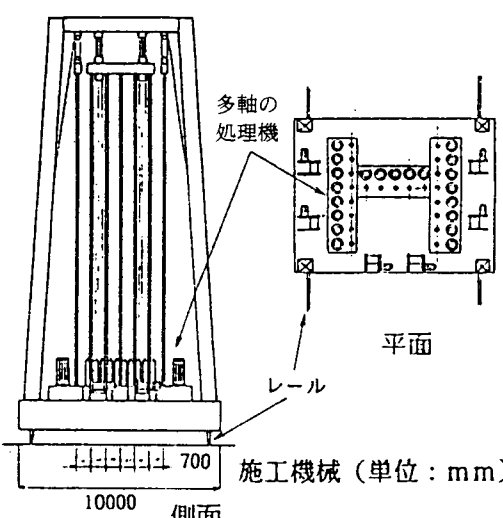
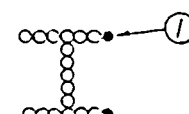
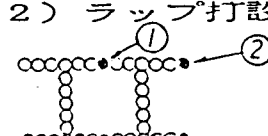
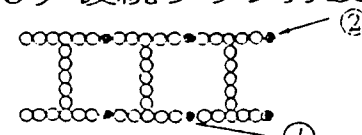
(施工機械)  多軸の処理機 平面 レール 700 10000 側面 施工機械 (単位: mm)	(施工方法) レール上の走行台車に搭載された多軸機にて次の3段階を踏んで施工する。 (1) 単列杭打設  ①部のセメントを減らし打設 (2) ラップ打設  ①部の杭を重ね打ち ②部のセメントを減らし打設 (3) 後続ラップ打設  (2) を繰り返す
(特徴) • 多連装の為施工能率が高い。 • 下部駆動方式を採用し必要引き抜き力を低減させることが可能。 • 河川盛土のような延長方向に長い場所での施工に有利。 • 格子状改良に適した施工機械である。	(今後の課題) • 改良巾が機械巾より大きいケースでの杭配置。 • 機械の軽量化とレール基礎の仮設施設の簡素化。 • 同機種種の駆動部を多数確保する事が必要。

図4.6.3 H型改良機

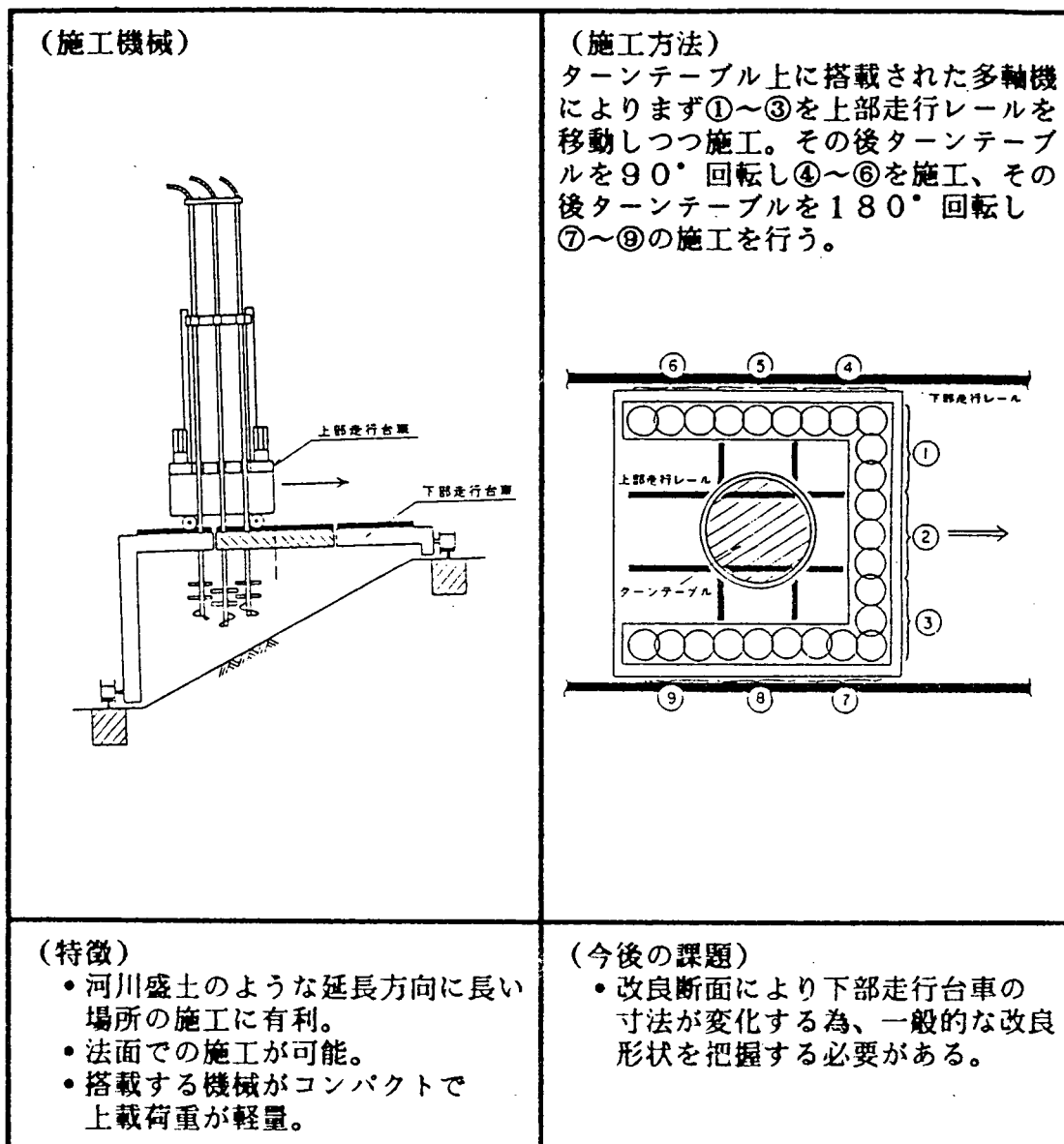


図4.6.4 ターンテーブル式施工機

(2) 掘割道路の施工検討

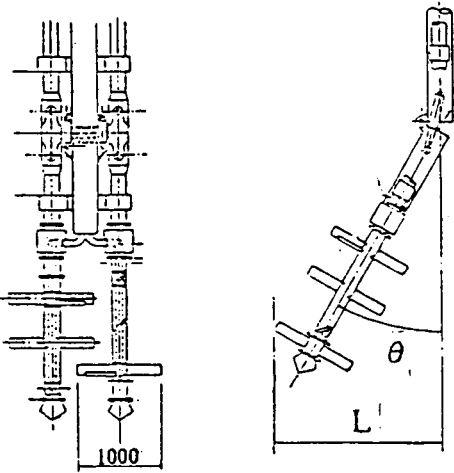
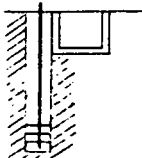
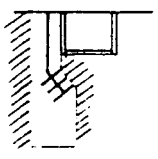
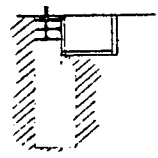
(施工機械) 	(施工方法) (1) 貫入  計画深度まで硬化材を吐出しながら貫入 (2) 軸屈折  軸を屈折して掘割道路の直下を改良する (3) 地表面まで引き抜き  軸を真っすぐにした状態で地表面まで引き抜く
(特徴) 掘割道路底部の下部が施工可能。	(今後の課題) - 土中での軸屈折機構の開発。 - 軸屈折状態で機械を引き抜く場合の垂直状態の保持。 - 土中での軸屈折状態の管理方法。

図4.6.5 軸屈折式改良材

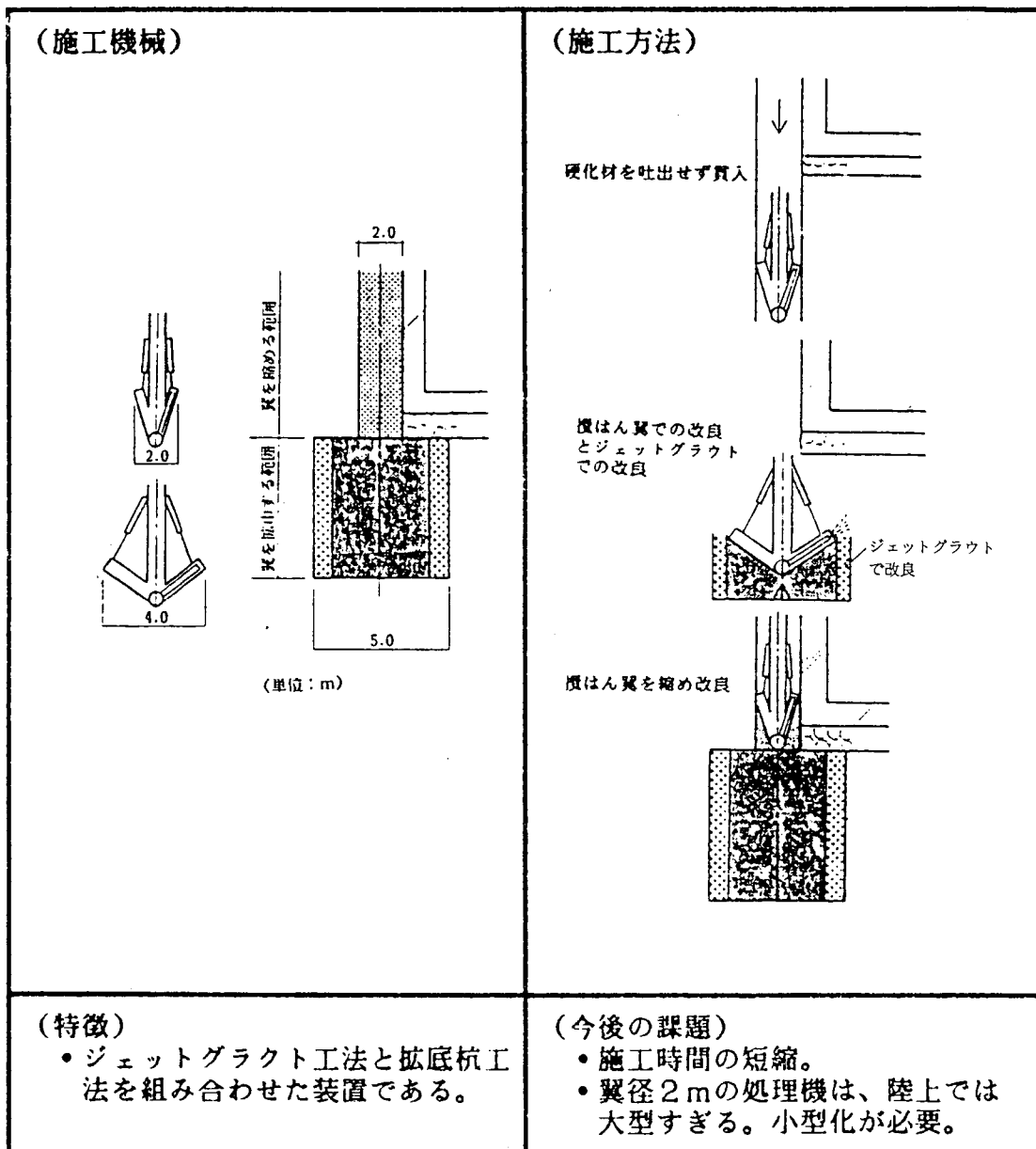


図4.6.6 翼拡幅およびジェット併用型改良機

4.6.5 ま と め

(既設盛土の改良)

提案を行った施工法は、若干の開発要素はあるが技術的問題は少ない。しかしクローラークレーン搭載の通常の施工機でも仮設に工夫をこらせば施工は可能である。このため工法の決定はコストの低い工法になる。

コストの決定要因は1回の施工量とマーケット全体の大きさが重要であり、今後の調査を必要としている。

(既設掘割道路の改良)

今回仮定した施工検討モデルは、通常の施工機械では施工不可能である。そのため開発要素の多い提案となったが、掘割道路の下部を改良するには、提案の方法がよいと考えられる、今後設計要求が具体化すれば、提案の施工機も詳細に開発要素の詰めが行えると考える。

4.7 全体のまとめ

4.7.1 設計法に関して

昭和63年度に実施した模型振動実験の結果の検討、模型振動実験の数値シミュレーション解析および設計計算法の基本的考え方の組立てについての成果の要約を以下に示す。

(1) 模型振動実験の数値シミュレーション解析について

液状化した地盤中の改良体に作用する土圧および改良体の内部応力を算定するための、等価線型応答解析法の適用性を検証する目的で、2次元応答解析プログラム“FLUSH”を利用し、模型振動実験(図4.2.2)結果の数値シミュレーションを実施した。主な成果を以下に列挙する。

- ・液状化した地盤中の改良体に作用する動的な土圧は、過剰間隙水圧の発生を考慮して地盤定数を設定すれば、等価線型応答解析で、ある程度表現できる。
- ・液状化する前後での動的な土圧の変化を表現することは難しい。
- ・改良体の内部応力は、改良体に作用する土圧のシミュレーションの程度に依存しており、上述の土圧の記述と同様のことが言える。なお深度が大きくなるほど動的な内部応力が大きくなる。

(2) 盛土の模型振動実験

昭和63年に実施した盛土モデルを用いた固化工法の模型振動実験結果を、改良体に作用する外力および改良体の滑動現象について検討した。主な成果を以下に列挙する。

- ・完全液状化時には、改良体には動液圧が作用する。
- ・改良体に作用する動的水平外力は慣性力および側圧力で構成されている。動的水平外力が最大値を示す時の、慣性力と側圧力の構成比は慣性力が60～70%以上の割合を占めている。
- ・改良体に作用する動的転倒モーメントは慣性力によるものと側圧力によるもので構成されている。動的転倒モーメントが最大値を示す時の慣性力モーメントと側圧力モーメントの構成比は、慣性モーメントが50%前後となっている。
- ・改良体の残留変位が生じるのは、改良体に作用する慣性力および底面摩擦力が最大値を示す時刻の1波ないし2波前である。

(3) 設 計 法

掘割道路および盛上の液状化対策に固化工法を用いた場合の設計法に関する検討がなされた。模型振動実験等のこれまでの成果を踏まえて主要な考え方がまとめられた段階であり、細部にわたる検討は次年度に残されている。以下に主要な考え方を列挙する。

- ・震度法に基づいて、外力（水圧，土圧，慣性力）を設定する。
- ・非液状化状態および完全液状化状態に区分して計算し，安全率の低い方で決定する。
- ・外部安定および内部安定にわけて考える。

4.7.2 施工法に関して

液状化の可能性がある，固化工法の特長を生かした施工対象として，既設盛土と既設の掘割道路を選び，現地調査を行ったうえで，施工条件と対象物をモデル化した。このモデルに対し施工方法の検討が行った。特に対象に適した新しい施工方法について提案した。

- ・既設盛土の場合，技術的課題は少ないが，施工量がコストに大きな影響をもつことが判った。
- ・既設掘割道路の場合，掘割道路の下方をも改良するための技術的課題が強く意識された。しかし具体的な解決案は設計的側面からの設定に待つところが多い。

4.8 今後の課題および次年度研究計画

(1) 今後の課題

1988 年度に実施した研究成果をもとに，今後の課題をまとめると以下のとおりである。

- ① 設計法の構築のための追加情報の取得
- ② 固化工法による耐震対策工法としての設計法（案）の作成
- ③ 上記設計法（案）にもとづくプロトタイプ的设计検討
- ④ 砂地盤に対する施工能力評価と改善点の検討

(2) 次年度研究計画

(1)で示した課題を解明すべく計画した次年度の研究内容を表 4.8.1 に示す。

(竹中工務店)

表4.8.1

研究項目	研究内容
耐震地盤改良工法の開発 (ハード技術)	1) 現有施工機的能力評価と改善点の検討
耐震地盤改良設計法の開発 (ソフト技術)	1) 掘割及び盛土の固化工法による液状化対策設計法の確立 2) 設計フローに基づくプロトタイプ的设计演算解析 3) 大型模型振動実験による設計法の検証

参 考 文 献

- 1) 土田 肇：振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力，Vol. 16, No. 5, 1968
- 2) 建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その2），pp. 125～146, 1987

5. 排水補強杭工法グループの研究成果

5.1 今年度の研究の概要

排水補強杭工法グループは、掘割道路等の半地下構造物あるいは道路盛土等に対する耐震地盤改良工法として排水補強杭法を開発・実用化することを目的として昭和60年10月より実施してきたが、本ワーキンググループの共同研究は本年度が最終年度にあたる。

ここに、排水補強杭とは、細長比が大きく材料自身の曲げ剛性は大きくなく、かつ排水機能のあるような杭（実際には直径10～20 cm程度を想定している）を指し、排水機能を有する杭とは芯材の周辺に碎石等の排水性の材料を充填した杭のことである。

排水性を持たせた大きな理由としては、地震時のように過剰間隙水圧が上昇してきても、地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態を生じさせずに、地盤のせん断変形に伴って生じるはずの補強材力を確保するためである。そのため、地震時でも補強効果と排水効果の両機能を期待することができ、液状化防止対策として補強土工法を有効に活用することができるものと想定される。

以上のような想定のもとに、昨年度までに、棒状補強材の補強効果に関する理論的解析、非排水繰返しせん断試験および模型振動台実験などを実施した結果^{1),2),3),4)}、排水補強杭を用いて耐震地盤改良すると以下に示す補強効果が期待できることが分った。

- ① 砂地盤に棒状補強材を挿入して補強すると地盤の動的せん断強度は増加する。同様に、初期液状化に至るまでの繰返し回数もかなり増加する。
- ② その増加率は、改良率を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、さらには定着係数を考慮した $\alpha \cdot n E_r A_r / A_s$ (kgf/cm²) を用いることによって統一的に表わすことができる。
- ③ 排水補強杭工法と同じような耐震地盤改良工法であるグラベルドレーン工法と比較して、同じ改良率ならば、グラベルドレーン工法よりも液状化の防止効果が高い。(掘割道路等の半地下構造物を対象とした場合には浮上がり防止効果が高い。)
- ④ 液状化が発生するまでの防止効果も高いが、万一液状化が生じた場合でも液状化後の変形量は小さい。
- ⑤ 地震時ばかりでなく常時の(静的な)補強効果も期待できる。

また、施工面では

- ⑥ 想定される打設形態および施工手順について概略検討した。

今年度は、昨年度実施した掘割道路を対象とした中型の模型振動台実験において、排水性の改良効果が強調された結果が得られたことから、排水性に関する相似則をある程度満足させた模型振動台実験を行って半地下構造物を対象とした排水補強杭工法の有効性を調べるとともに、棒状補強材による基本的な補強効果を補強材に生じる伸びひずみとの関係で検討した。

また、排水補強杭工法の概略設計法についても検討した。

昭和63年度の研究項目の概要は、以下に示す通りである。

- (1) 半地下構造物を対象とした排水補強杭工法に関する模型振動台実験

グリセリン溶液を用いた小型のせん断土槽による模型振動台実験は、昭和 61 年度において一度実施しているが、この時は水平地盤を対象としており、掘割道路等の半地下構造物については検討していなかった。掘割道路等の半地下構造物を対象とした実験は、昨年、中型の剛性土槽を用いて行ったが、脱気水を用いた実験であったために排水性に関する相似則は満足されておらず、排水性能が強調された結果となってしまった。

そこで、今年度は排水性に関する相似則をある程度満足させた模型振動台実験を行って、排水補強杭工法を掘割道路等の半地下構造物に適用した場合の有効性を検討した。

(2) 補強材に生じる伸びひずみと補強効果に関する検討

排水補強杭工法の基本となる棒状補強材による補強効果を設計に取り入れるためには、せん断に伴って発生する補強材の伸びひずみを把握する必要がある。

そこで、棒状補強材を挿入した砂の直接せん断試験を行って、棒状補強材による補強効果を確認するとともに補強材に生じる伸びひずみを直接測定して、補強効果と伸びひずみとの関係を検討した。

(3) 排水補強杭工法の設計に関する検討

排水補強杭工法を水平地盤に適用する場合の簡易設計法について、新たに導入した有効せん断応力比という概念と累積損傷度理論を組み合わせる振動台実験結果に適用して検討した。

5.2 半地下構造物を対象とした排水補強杭工法に関する模型振動台実験

5.2.1 実験目的

昨年度までに、本ワーキンググループでは模型振動台実験を 2 種類の土槽を用いて行ってきた。一つは、水平地盤を対象とした小型せん断土槽（長さ 110 cm×幅 20 cm×高さ 40 cm）であり、もう一方は、掘割道路等の半地下構造物を対象とした中型の剛性土槽（長さ 250 cm×幅 70 cm×高さ 60 cm）を用いた実験である。

一般に、模型実験においては、数多くの寸法効果が存在する。昭和 61 年に実施した水平地盤を対象とした模型振動台実験では、グリセリン溶液を用いて排水性に関する相似則をある程度考慮したが、昭和 62 年度の模型振動台実験では、半地下構造物を対象としたことから模型を大きくすることに主眼を置いて、せん断土槽よりも寸法の大きな中型土槽を用いることにした。そのため、主として経済的な理由からグリセリン溶液を用いず、脱気水で地盤を飽和させることにしたので、昭和 62 年度の模型振動台実験では、やはり排水による改良効果が強調される結果となってしまった。

そこで、今年度はもう一度原点に帰り、模型を大きくすることよりも模型実験における相似則を満足させることに主眼を置いて、排水補強杭工法による掘割道路の耐震地盤改良効果に関する実験を行なうこととした。

5.2.2 実験方法

(1) せん断土槽

今回の実験に用いた土槽は図 5.2.2 に示すように長さ 1,100 mm、幅 200 mm、深さ 500 mm（土槽 I）と長さ 900 mm、幅 170 mm、深さ 500 mm（土槽 II）の 2 つのせん断土槽であり、土木研究所所有の振動台に 2 つのせん断土槽をセットして加振した。

(2) 模型地盤の作製

実験に用いた砂は、昭和 61 年に実施した模型振動台実験の場合と同様の浅間山砂であり、表 5.2.1 に示すような性質を持つ。また、作製後の模型地盤の相対密度は、表 5.2.2 に示すように $D_r=52\sim59\%$ 程度である。なお、相対密度 D_r は、表 5.2.1 に示す昭和 63 年度の e_{max} , e_{min} を用いて求めた。

模型地盤の作製は、グリセリン水溶液中に砂を投下する水中落下法で行った。グリセリン水溶液の濃度は、80%とした。この場合、グリセリン水溶液が常に砂の表面の 5 cm 上にくるようにして砂を投下した。

グリセリン (100%) 水溶液の密度は $\rho_G=1.264\text{g}/\text{cm}^3$ であるから、体積比 80%のグリセリン水溶液の密度は $\rho_{G.80}=1.211\text{g}/\text{cm}^3$ となる。

したがって、模型地盤の飽和密度は

$$\rho_{sat} = \frac{G_s \cdot \rho_w + e \cdot \rho_{G.80}}{1 + e} = \frac{2.712 + 0.812 \times 1.211}{1 + 0.802} = 2.044\text{g}/\text{cm}^3$$

表5.2.1 実験に用いた浅間山砂の諸性質

	昭和 6 1 年度	昭和 6 3 年度
比重 G_s	2.712	2.712
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.24	0.24
最大間隙比 e_{max}	0.930	1.007
最小間隙比 e_{min}	0.530	0.665

表5.2.2 振動台実験の種類

実験 ケース	設定加振 加速度 (gal) 周波数 (Hz)	土槽 I (長さ 110 cm × 幅 20 cm)			土槽 II (長さ 90 cm × 幅 17 cm)		
		モデル	補強材の種類	相対密度* $D_r(\%)$	モデル	補強材の種類	相対密度* $D_r(\%)$
1	40, 60, 80	水平地盤	無処理地盤	60	水平地盤	無処理地盤	58
2	60 (2)	水平地盤	補強杭 (n=40)	52	水平地盤	無処理地盤	55
3		水平地盤	補強杭 (n=29)	56	水平地盤	補強杭 (n=16)	56
4		掘割道路	無処理地盤	53	水平地盤	排水杭, $\phi=40$	56
5		掘割道路	排水杭, $\phi=40$	57	水平地盤	排水補強杭, $\phi=40$	56
6		掘割道路	排水補強杭, $\phi=40$	55	水平地盤	排水杭, $\phi=20$	57
7		水平地盤	無処理地盤	56	水平地盤	排水補強杭, $\phi=20$	57
8		水平地盤	補強杭 (n=58)	57	水平地盤	無処理地盤	59
9	100 (2)	掘割道路	無処理地盤	54	水平地盤	無処理地盤	58
10		掘割道路	排水杭, $\phi=40$	54	水平地盤	排水杭, $\phi=40$	58
11		掘割道路	排水補強杭, $\phi=40$	53	水平地盤	排水補強杭, $\phi=40$	58
12		掘割道路	排水補強杭, $\phi=20$	55	水平地盤	排水補強杭, $\phi=20$	52

* : 相対密度は表5.2.1に示す昭和63年度の e_{max} , e_{min} を用いて求めた。

であり、模型地盤の水中密度は

$$\begin{aligned}\rho' &= \rho_{\text{Sat}} - \rho_{\text{G.80}} \\ &= 2.044 - 1.211 = 0.833 \text{ g/cm}^3\end{aligned}$$

となる。

排水材料としては、7号碎石の2 mm～5 mmの粒径のものをを用いた。透水試験結果によれば、グリセリン80%水溶液に対する透水係数は、砂が $k = 1 \times 10^{-5} \sim 8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、排水材料の碎石が $k = 2 \sim 4 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ となり、共に水を用いた場合の透水係数の100分の1以下になる。

(3) 補強杭の種類および配置方法

補強材料として用いたものは直径7 mmのアルミ合金棒で、周面にはエポキシ樹脂系の接着剤で粒径1.5～2.0 mmの碎石を付着させた。

振動台実験に用いた補強材の種類および振動台実験の計測位置・項目をそれぞれ図5.2.1および図5.2.2に示す。また、図5.2.3(a), (b)には、補強材の配置方法および配置条件を示し、表5.2.3には水平地盤を対象とした場合の補強杭の諸性質を示す。

なお、ここで補強杭、排水杭、排水補強杭と呼んでいるのは、昨年と同様であり、

補 強 杭：補強材のみの補強杭

排 水 杭：いわゆるグラベルドレーンのこと、今回の実験では7号碎石を用いている。

排水補強杭：排水と補強の両機能を備えた補強杭のこと、補強材の周辺に透水性の排水材（今回の実験では7号碎石）のある補強杭

のことである。

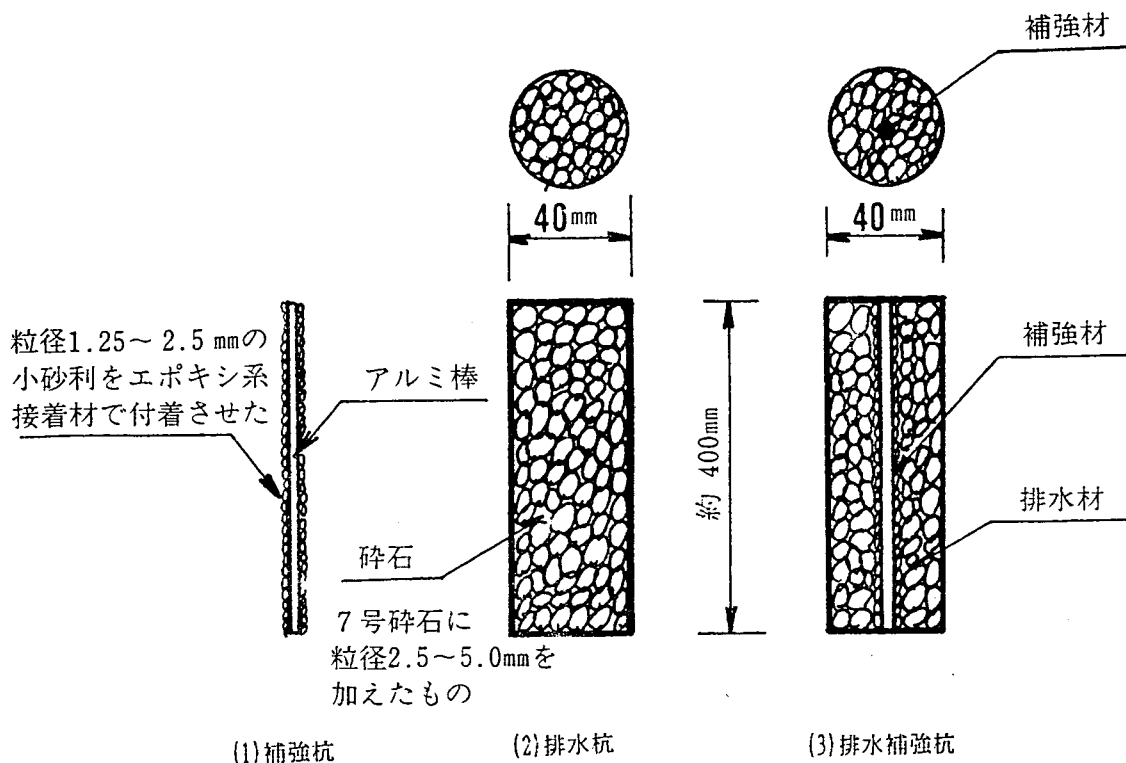


図5.2.1 補強材の種類

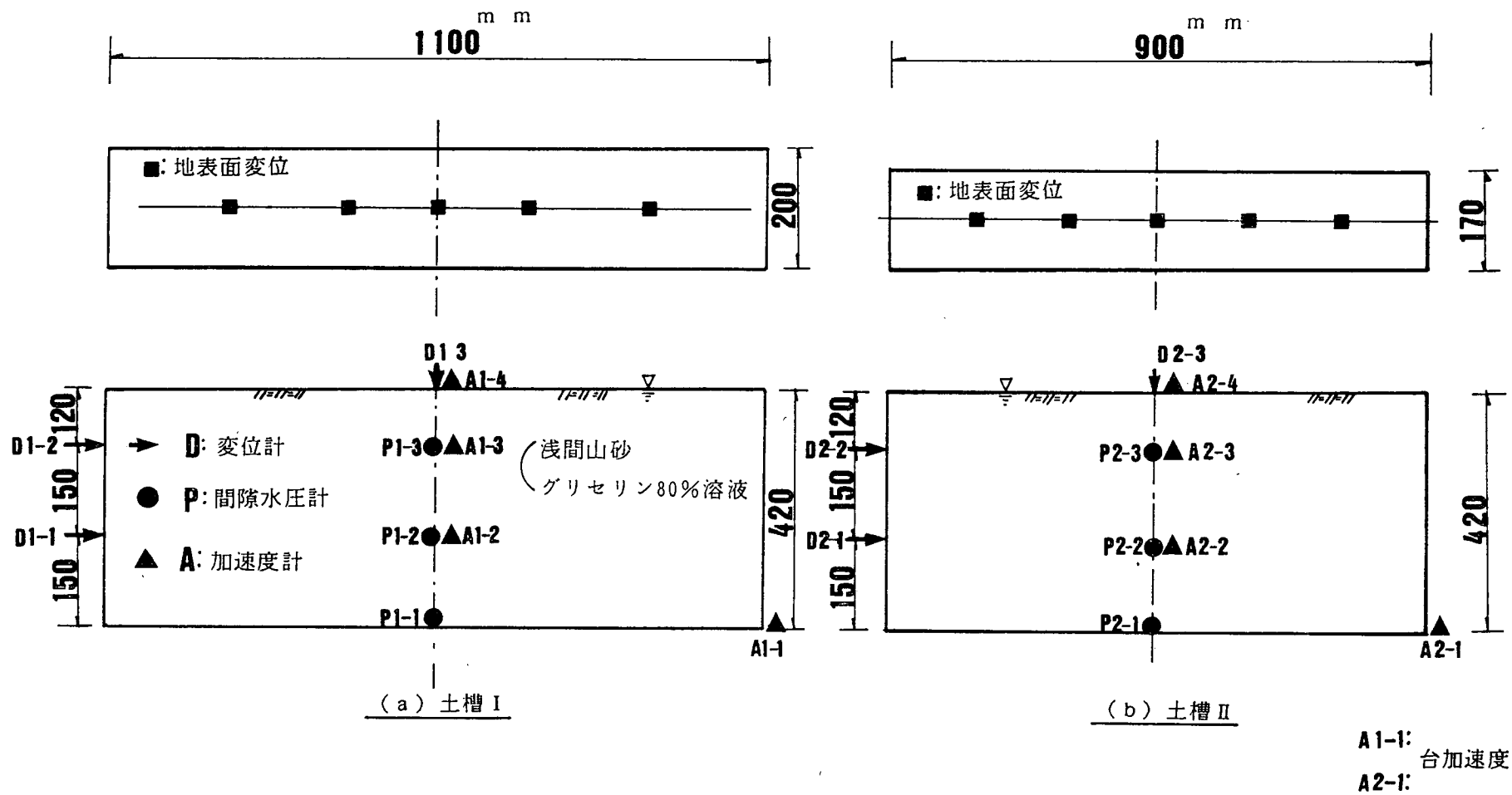


図5.2.2 計測位置・項目 (単位は mm)

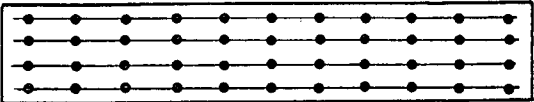
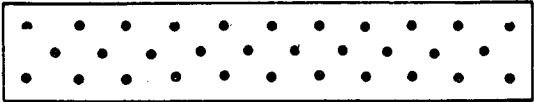
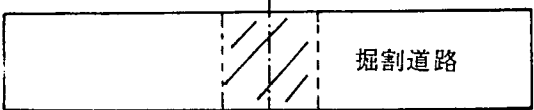
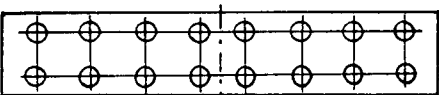
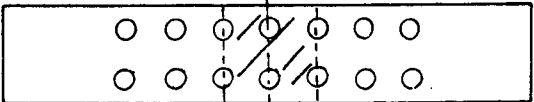
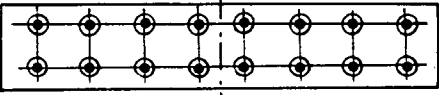
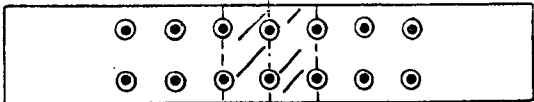
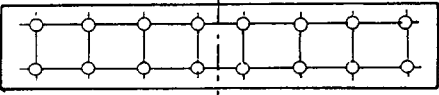
実験ケース	1. 土槽Ⅰ (1100*200) mm	2. 土槽Ⅱ (900*170) mm	加振加速度 (g a l)
①	 無処理 (水平地盤)	 無処理 (水平地盤)	40 60 80
②	 補強杭, 4列, (n=40)	 無処理	60
③	 補強杭, 3列, (n=29)	 補強杭, 2列, (n=16)	60
④	 掘割道路, 無処理	 排水杭, $\phi 40^{\text{mm}}$, n=16	60
⑤	 掘割道路, 排水杭, $\phi 40^{\text{mm}}$, n=14	 排水補強杭, $\phi 40^{\text{mm}}$, n=16	60
⑥	 掘割道路, 排水補強杭, $\phi 40^{\text{mm}}$, n=14	 排水杭, $\phi 20^{\text{mm}}$, n=16	60

図5.2.3(a) 補強杭の配置方法

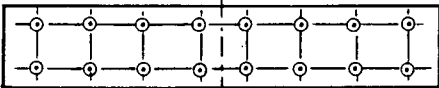
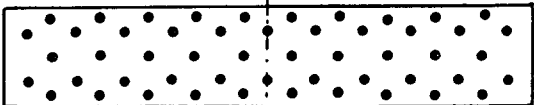
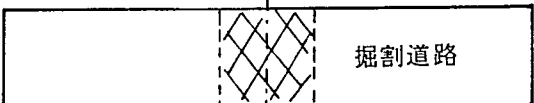
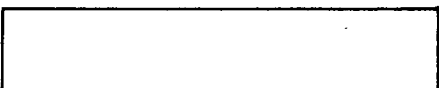
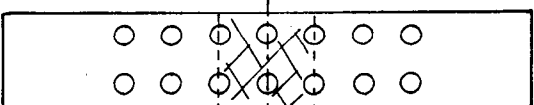
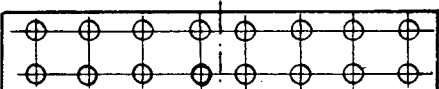
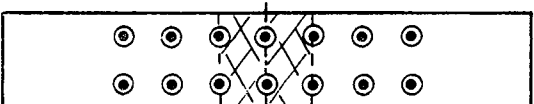
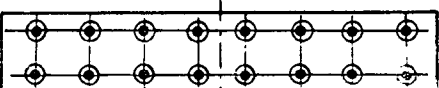
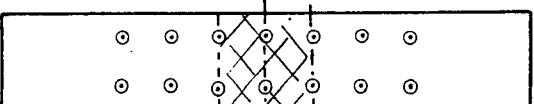
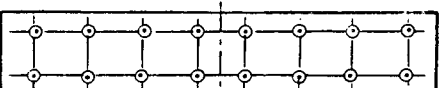
実験ケース	1. 土槽 I (1100*200) mm	2. 土槽 II (900*170) mm	加振加速度 (g a l)
⑦	 無処理（水平地盤）	 排水補強杭，$\phi 20^{\text{mm}}$, $n=16$	60
⑧	 補強杭（水平地盤），$n=58$	 無処理（水平地盤）	60
⑨	 掘割道路 無処理	 無処理（水平地盤）	100
⑩	 掘割道路，排水杭，$\phi 40^{\text{mm}}$, $n=14$	 排水杭，$\phi 40^{\text{mm}}$, $n=16$	100
⑪	 掘割道路，排水補強杭，$\phi 40^{\text{mm}}$, $n=14$	 排水補強杭，$\phi 40^{\text{mm}}$, $n=16$	100
⑫	 掘割道路，排水補強杭，$\phi 20^{\text{mm}}$, $n=14$	 排水補強杭，$\phi 20^{\text{mm}}$, $n=16$	100

図5.2.3(b) 補強杭の配置方法

表5.2.3 振動台実験に用いた補強材の諸性質
(水平地盤を対象とした場合)

補強材の種類	直径 (mm)	断面積 $A_r(\text{cm}^2)$	本数 $n(\text{本})$	補強材の弾性係数 (kgf/cm^2)	面積置換率 ²⁾ $n \cdot A_r / A_s(\%)$	改良率 ³⁾ $n \cdot E_r A_r / A_s (\text{kgf}/\text{cm}^2)$
補 強 杭	7	0.385 (0.393) ¹⁾	16	1.58×10^5	0.411	627.26
			29		0.518	790.00
			58		1.036	1580.00
排 水 杭	20	3.142	16	—	3.286	—
	40	12.556			13.130	
排水補強杭	20	3.142	16	1.58×10^5	3.286	627.26
	40	12.556			13.130	

注 1): カッコ内の値は、補強材周辺に接着させた砕石を含めた平均断面積である。
2): 補強材の面積置換率は、砕石を含めた平均断面積に対して求めている。
3): 改良率は、芯材のみの断面積に対して求めている。

(4) 掘割道路模型

掘割道路模型は、高さ 20 cm、幅 20 cm、奥行き 19.5 cm のアクリル製の中空の箱である。この中空の箱をせん断土槽の底面から 30 cm の位置に設置した。また、排水性のある補強杭の場合には、掘割道路模型の周辺に厚さ 5 cm のグラベルマットおよびグラベルウォールを設置した。その概要を図 5.2.4 に示す。

なお、掘割道路模型の重量を調整するために散弾をビニール袋に詰めて重りとし、掘割道路模型の見掛けの単位体積重量を $\gamma = 1.5 \text{ gf}/\text{cm}^3$ とした。

(5) 加振方法

加振は、台加速度を制御し、周波数 $f = 2 \text{ Hz}$ の正弦波を用いた。加速度は、約 60 gal と 100 gal の 2 種類とした。比較的小さなレベルの加振加速度にした理由は以下の通りである。

- ① 前述したように、せん断土槽を用いているため地表近くの応答加速度が比較的大きくなる。
- ② グリセリン溶液を用いているため、(全上載圧/有効上載圧) の値が大きいため、(5.2.1) 式から想定されるせん断応力比が大きくなる。
- ③ 模型地盤の相対密度を約 60% 程度と比較的ゆるい状態を想定している。

5.2.3 実験結果および考察

(1) 水平地盤モデルの実験結果

① 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係

図 5.2.5 には加振加速度と初期液状化に至るまでの加振回数との関係を示す。また、図 5.2.6 にはせん断土槽の変位が最大となったときの加振回数と加振加速度との関係を示す。

ここで、初期液状化とは過剰間隙水圧比が 1 になった場合をさしているが、せん断土槽の変位が最大になった時の加振回数とはほぼ一致している。両図によれば、加振加速度が比較的小さな 60 gal 加振の場合には補強杭の違いによって補強効果に顕著な違いが見られ、補強率の大きな補強杭と排水補強杭の補強効果が大きい。

② 排水機能のない補強杭の補強効果

図 5.2.7 には繰返し回数 $N_c = 20$ のときの過剰間隙水圧比と補強材の本数との関係を示す。補強本数が多くなるにつれて過剰間隙水圧比の上昇は少なくなるが、 $n = 40$ 以上になるとほとんど同じ程度の改良効果しか期待できない。なお、 $n = 40$ の場合は他の実験と違ってステージングテストの結果である。

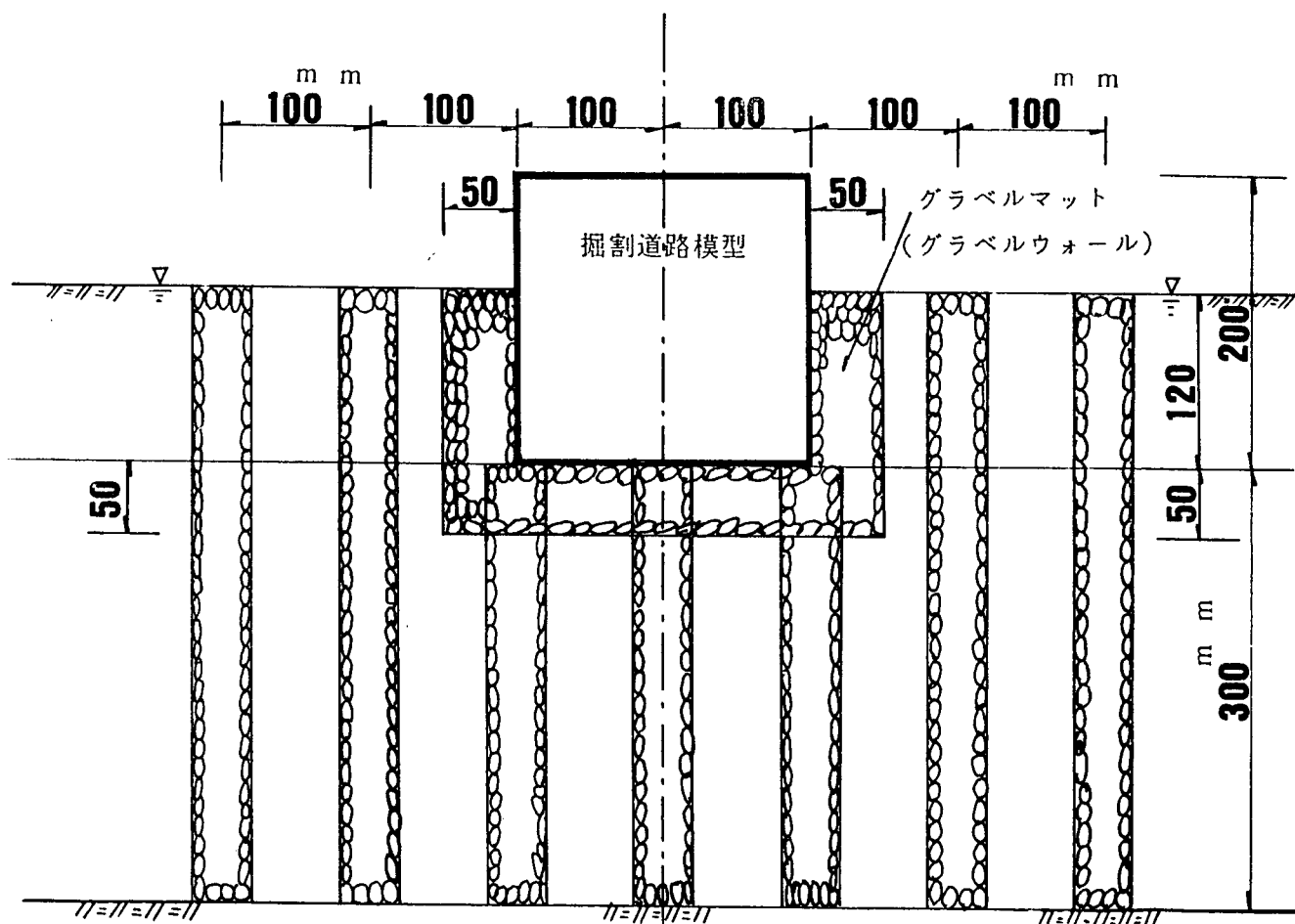
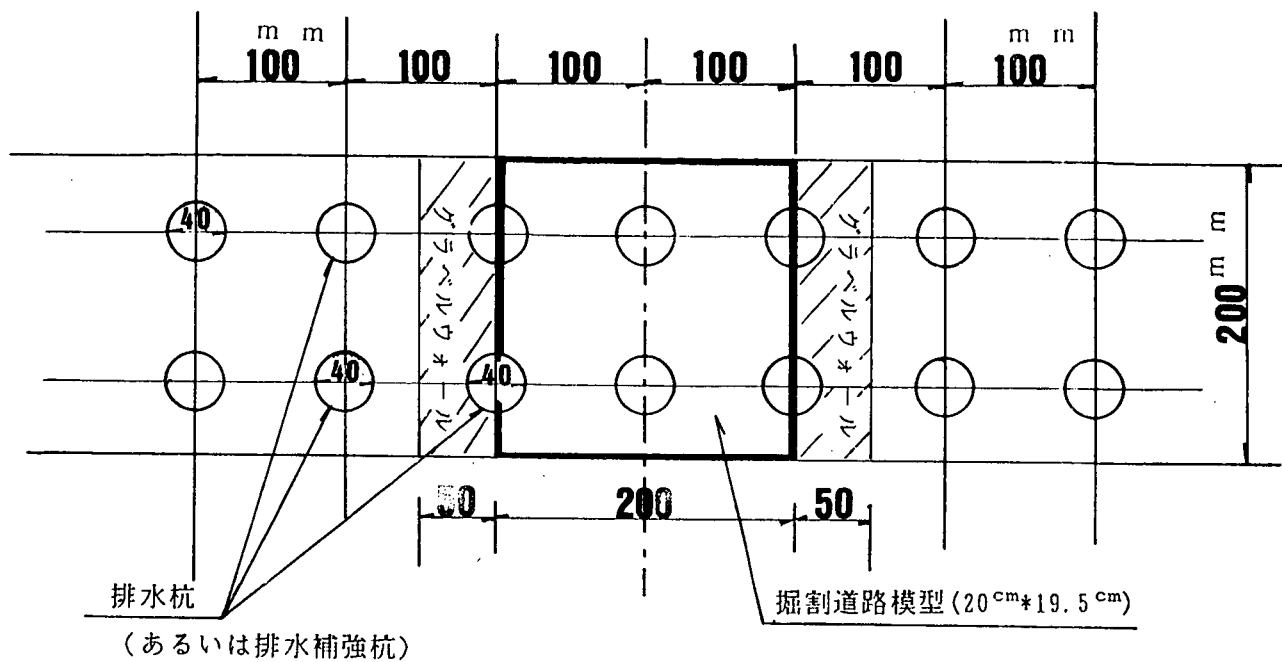


図5.2.4 掘割道路模型に対する対策方法 (単位は mm)

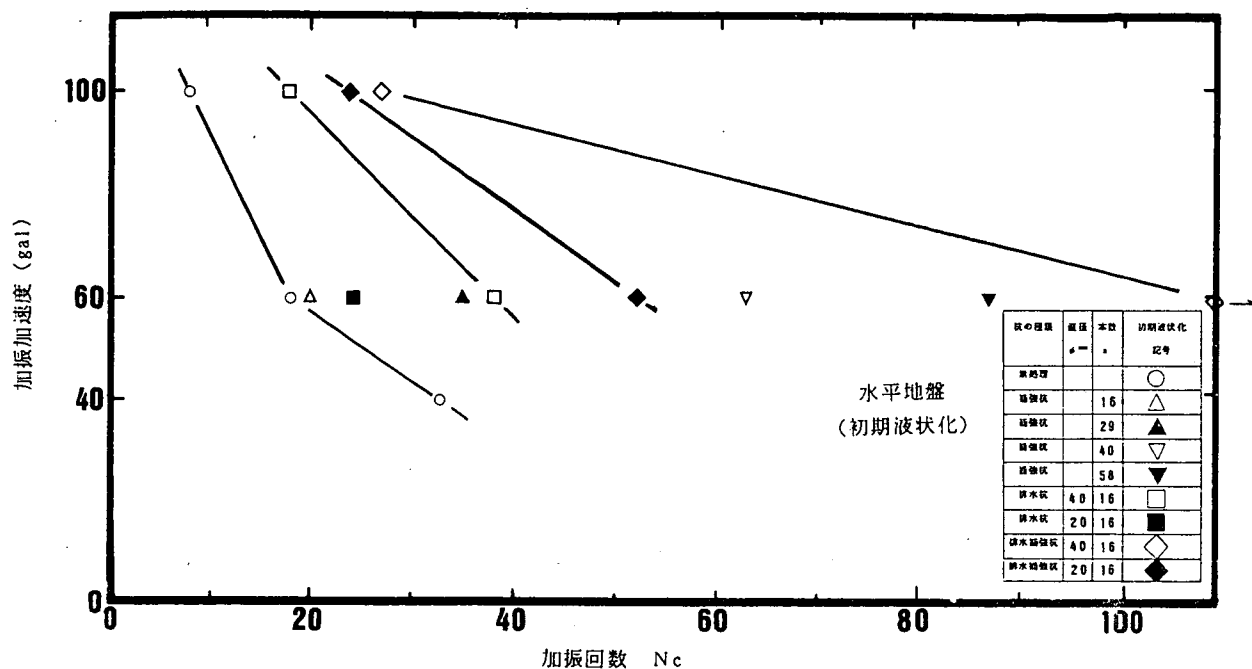


図5.2.5 加振加速度と加振回数との関係
(図5.2.2に示す P1-1, P2-1 に対して)

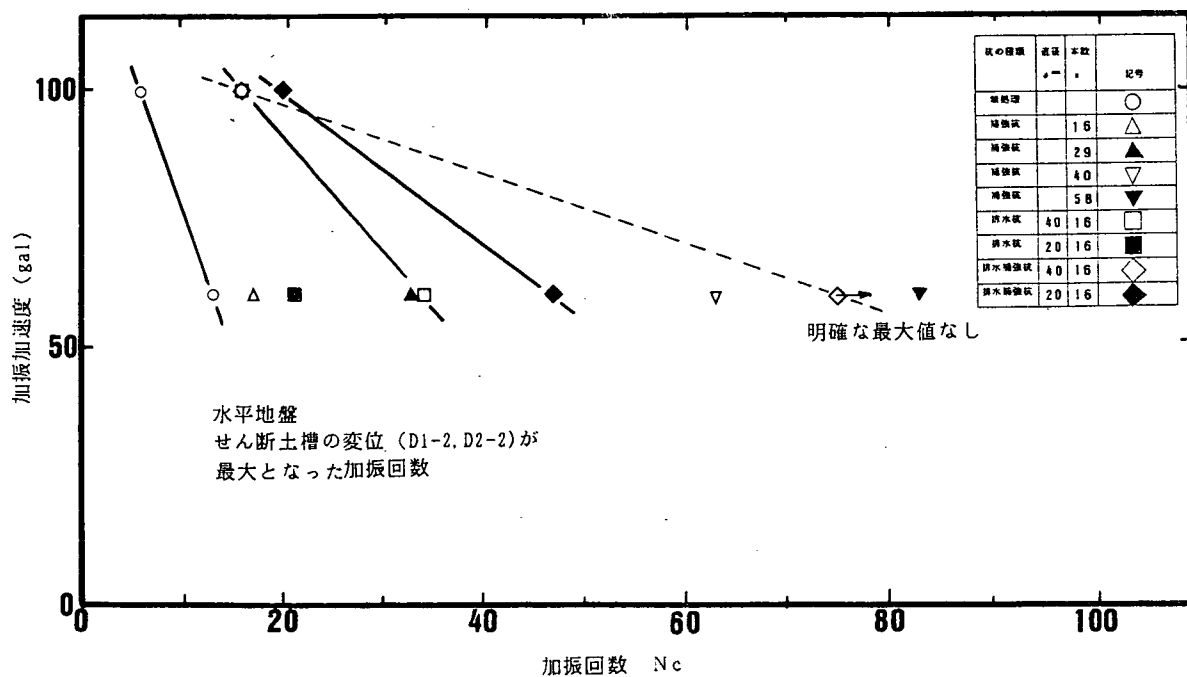


図5.2.6 加振加速度と加振回数との関係
(せん断土槽の最大変位)

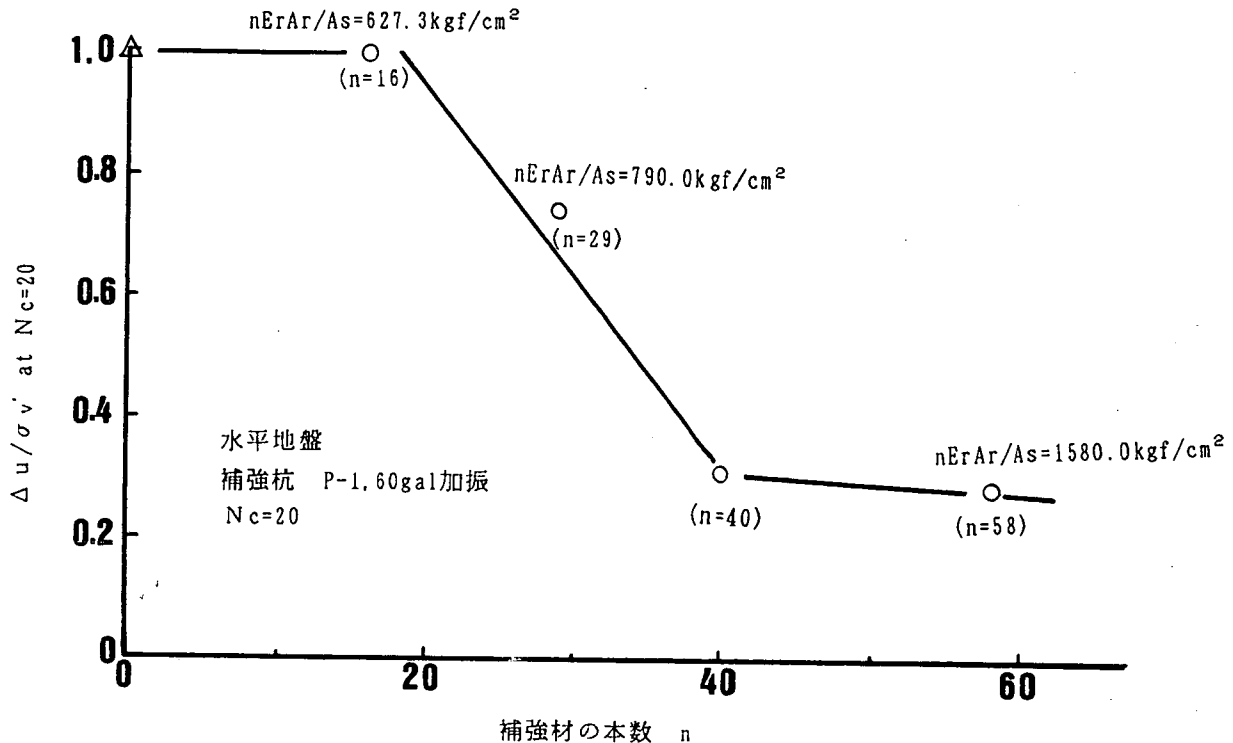


図5.2.7 過剰間隙水圧比と補強材の本数との関係

③ 排水機能のある補強杭（排水杭，排水補強杭）の補強効果

図5.2.8には、繰返し回数 $N_c=20$ のときの過剰間隙水圧比と補強杭1本当りの断面積（cm²）との関係を示す。同図によれば、繰返し回数が60galと小さいレベルでは排水機能だけを期待する排水杭の場合、過剰間隙水圧の上昇速度に排水断面積が大きく影響するが、補強と排水の両機能を期待する排水補強杭の場合には、断面積の細い20mmの場合でも過剰間隙水圧の上昇は少ない。

一方、加振加速度の大きな100galの場合には対策工法による違いは見られず、ほとんどの場合過剰間隙水圧比は1近くまで上昇しており、 $N_c=20$ で初期液状化に至っている。

したがって、排水補強杭の場合、加振加速度が比較的小さいレベルでは排水機能はあまり影響していないようである。

(2) 掘割道路模型の実験結果

図5.2.9には掘割道路模型を対象としたときの加振加速度と初期液状化に至る加振回数との関係を示す。また、図5.2.10には掘割道路模型の浮上がり量の最大値とそれが生じたときの加振回数および浮上がりが生じ始めたときの加振回数との関係を示す。

今回の振動台実験では2種類の加振加速度（60および100gal）で加振しているが、60gal加振の場合、無処理で約11mm、排水杭で9.5mmの浮上がり量が発生しているのに対し、排水補強杭では2mm程度の浮上がり量しか発生していない。

また、100gal加振の場合には無処理で約21mm、排水杭で19.5mmの浮上がり量が発生したのに対して、排水補強杭の場合には、杭径の違いによって最大の浮上がりが発生する加振回数に違いは見られるものの4～5mm程度の浮上がり量しか発生していない。

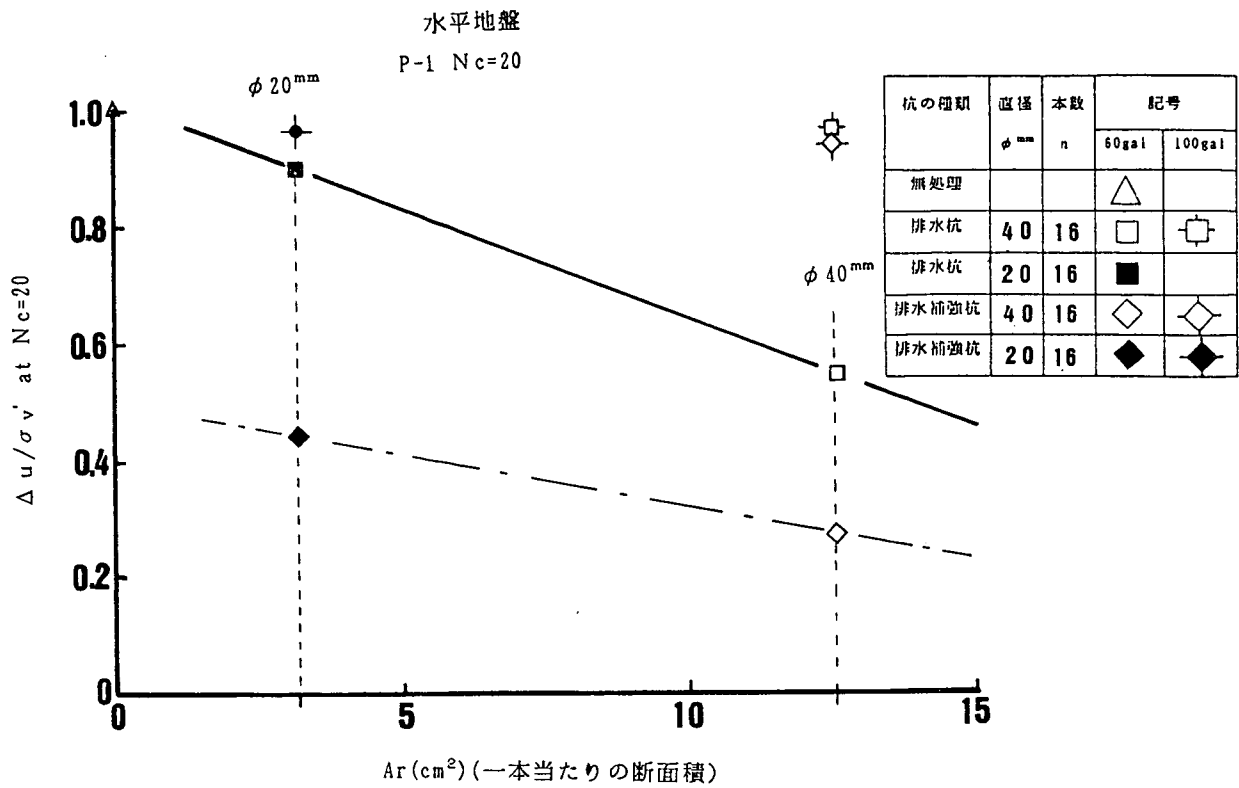


図5.2.8 過剰間隙水圧比と排水断面積との関係

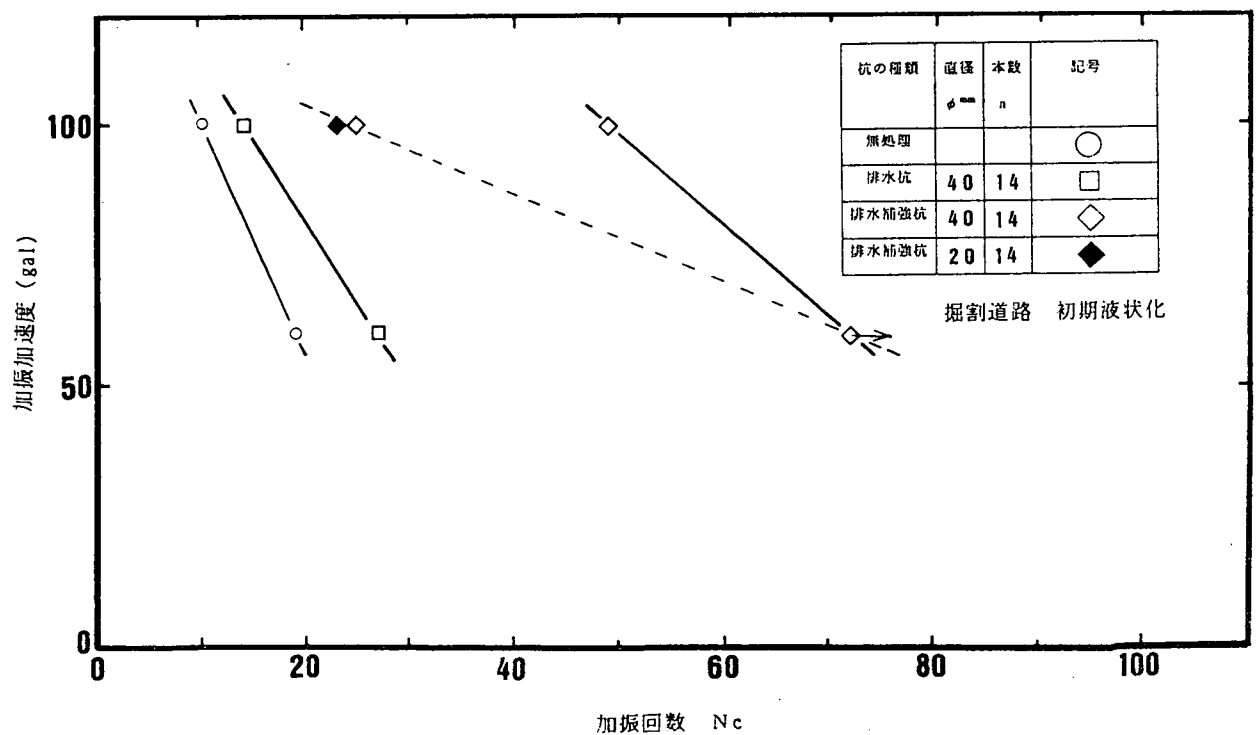


図5.2.9 加振加速度と初期液状化に至る加振回数との関係
(図5.2.2に示す P1-1, P2-1に対して)

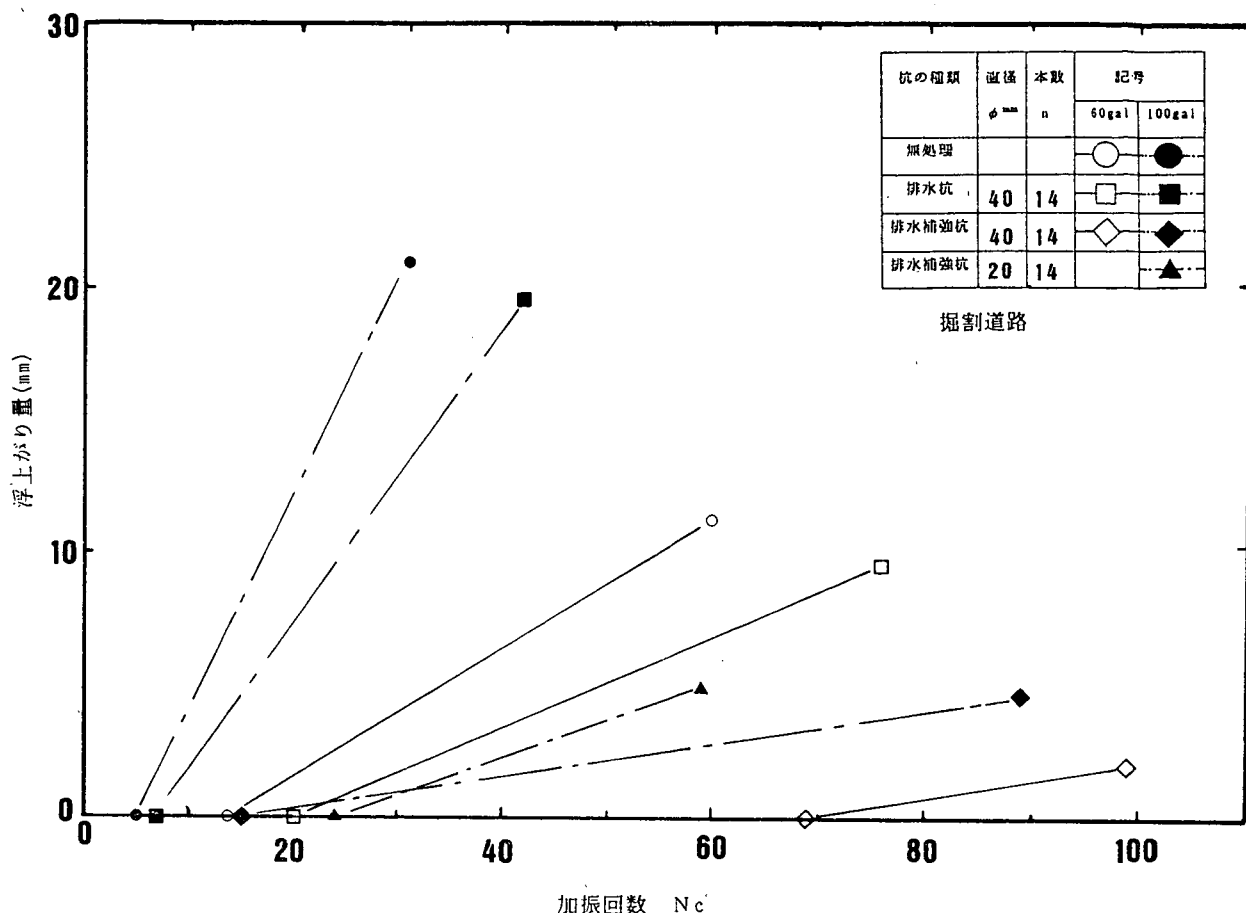


図5.2.10 掘割道路模型の浮上がり量と加振回数との関係

以上のように、排水杭の場合には無処理とほとんど同程度の浮上がり量が発生しており、改良効果はほとんど見られないのに対して、排水補強杭の場合には掘割道路模型の浮上がりがほとんど発生せず、地盤が初期液状化に至っても大変形には至らないことがその特徴である。

5.2.4 累積損傷度理論による実験結果の解析

振動台実験結果を簡易的な方法で説明しようとする場合、加振回数の増加に伴って地盤の応答が不規則に変化する状態をどう評価するのが大きな問題となる。

そこで、ここでは累積損傷度理論によって応答の不規則性を評価し、補強杭による補強効果の簡易判定法として導入した有効せん断応力比との組み合わせで、水平地盤モデルの補強効果について検討した。

以下にその方法を示す。

(1) せん断応力比の算定

水平地盤モデルの応答加速度記録により、地盤中の動的せん断応力比を次式を用いて算定した⁵⁾。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} = \frac{1}{\gamma' \cdot z} \sum \frac{\gamma \cdot h_i}{g} a_i \dots\dots\dots (5.2.1)$$

ここに、 τ_d ：地盤に作用する動的せん断応力

σ_{vc}' ：加振前の有効上載圧

a_i : i 番目の層の応答加速度

h_i : i 番目の層の層厚

γ : 砂の単位体積重量

γ' : 砂の有効単位体積重量

z : 地表面からの深さ

g : 重力加速度

(2) 液状化強度曲線の推定

昭和 61 年度に実施した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果より、液状化強度曲線(両振幅せん断ひずみ 3 %を基準)を次式のように仮定し、要素試験のような完全非排水条件のせん断応力比～繰返し回数関係より振動台実験のような排水境界のある場合の液状化強度曲線を推定した。

なお、今回の振動台実験では 2 種類のせん断土槽を用いたことから、以下に示す累積損傷度理論では、各土槽の無処理地盤あるいは排水杭のモデル地盤の液状化回数に合うように強度曲線を補正した。

補正した強度曲線を図 5.2.11 に示す。

a) $SR \geq (SR)_{cr}$ のとき

$$SR = A_1 + A_2 \log N_c + A_3 (\log N_c)^2 \dots\dots\dots (5.2.2)$$

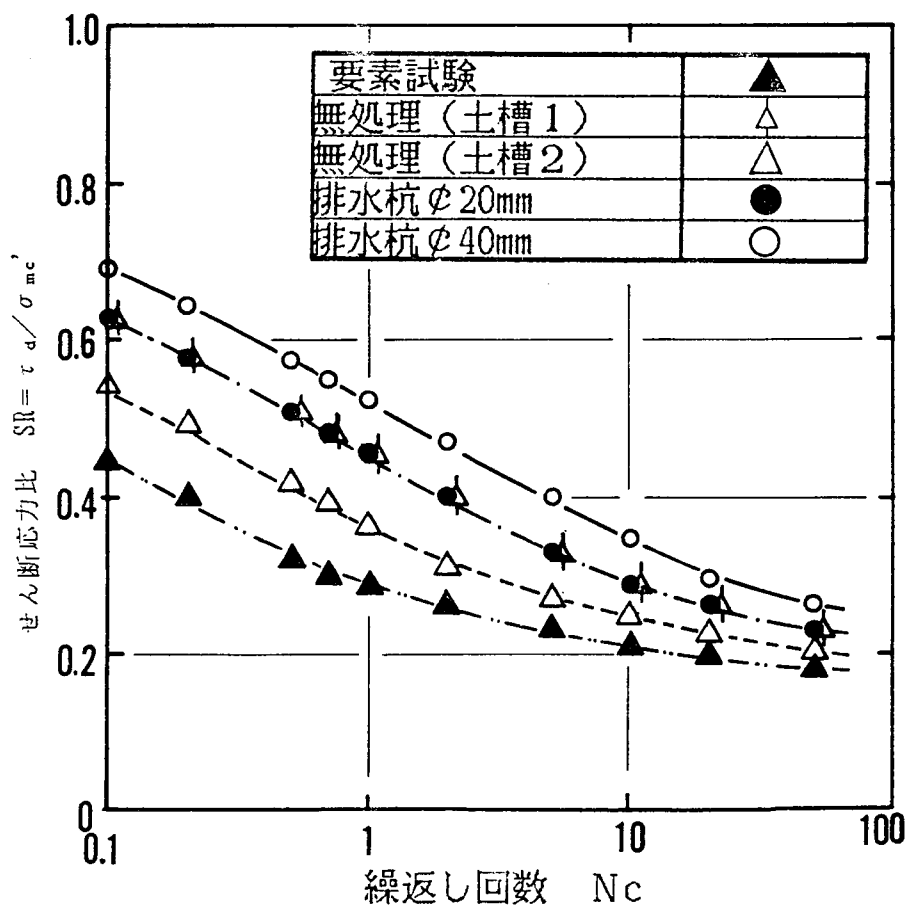


図5.2.11 液状化強度曲線

(b) $SR \leq (SR)_{cr}$ のとき

$$SR = A_4 + A_5 \log N_c + A_6 (\log N_c)^2 \dots\dots\dots (5.2.3)$$

ここに、 $(SR)_{cr}$ は限界応力比⁶⁾で、繰返し非排水ねじりせん断試験の場合では $(SR)_{cr} = 0.3$ であり、今回の振動台実験においては、土槽 I の無処理地盤の場合、係数 $A_1 \sim A_6$ の値は以下に示す通りである。

$$A_1 = 0.2884, A_2 = -0.1886, A_3 = -0.0038$$

$$A_4 = 0.2884, A_5 = -0.0896, A_6 = 0.0146$$

(3) 累積損傷度理論の概要

図 5.2.12 に示すように不規則な繰返しせん断応力履歴に対して、1つの半パルスを2つの連続したゼロクロッシングの点にはさまれたパルスとし、ある半パルスの片振幅を SR_i とする。

今、正弦波形に対する $SR \sim \log N_c$ 関係から SR_i に相当する $N_c = N_i$ を求めれば i 番目の半パルスまでの累積損傷度係数 D は次式で表わされる。

$$D = \sum \frac{1}{2 \cdot N_i} \dots\dots\dots (5.2.4)$$

応答加速度より求めたせん断応力比の時刻歴より i 番目の半パルスによって、累積損傷度係数が $D=1$ になったとき、この不規則波形に対して液状化するとした。

(4) 解析結果

以上、(1)~(3)で述べた方法を用いて各実験ケースにおける時刻歴より液状化する ($D=1$ になる) までの繰

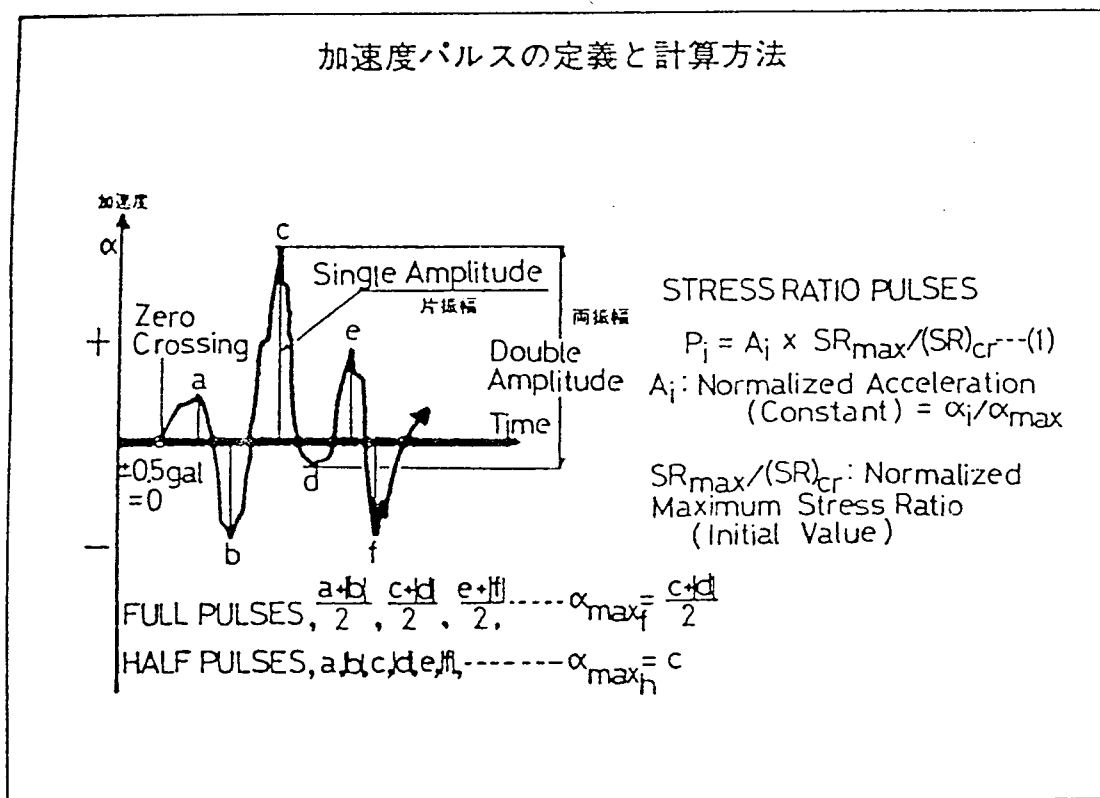


図5.2.12 不規則波形の定義方法

返し回数を求めた。

図 5.2.13 はこのようにして求めた繰返し回数とせん断土槽のひずみが両振幅で 3 % になるまでの加振回数との関係である。同図より、補強率の高い補強杭 ($n=58$ 本) および直径 40 mm の排水補強杭の場合の補強効果が高い。

(5) 有効せん断応力比による実験結果の解析

補強杭を打設した水平地盤の実験結果を補強効果の簡易判定法として導入した有効せん断応力比と前述した累積損傷度理論との組み合わせで検討した。ここに、有効せん断応力比とは、補強材による補強効果を表わす方法として今回新しく導入した概念であり、以下に示す 2 つの補強率 R_{s1} あるいは R_{s2} で補正したせん断応力比のことである。

1) 補強杭を打設することによってせん断時には σ_v' のみが増加する。

この場合の有効せん断応力比は次式で与えられる。

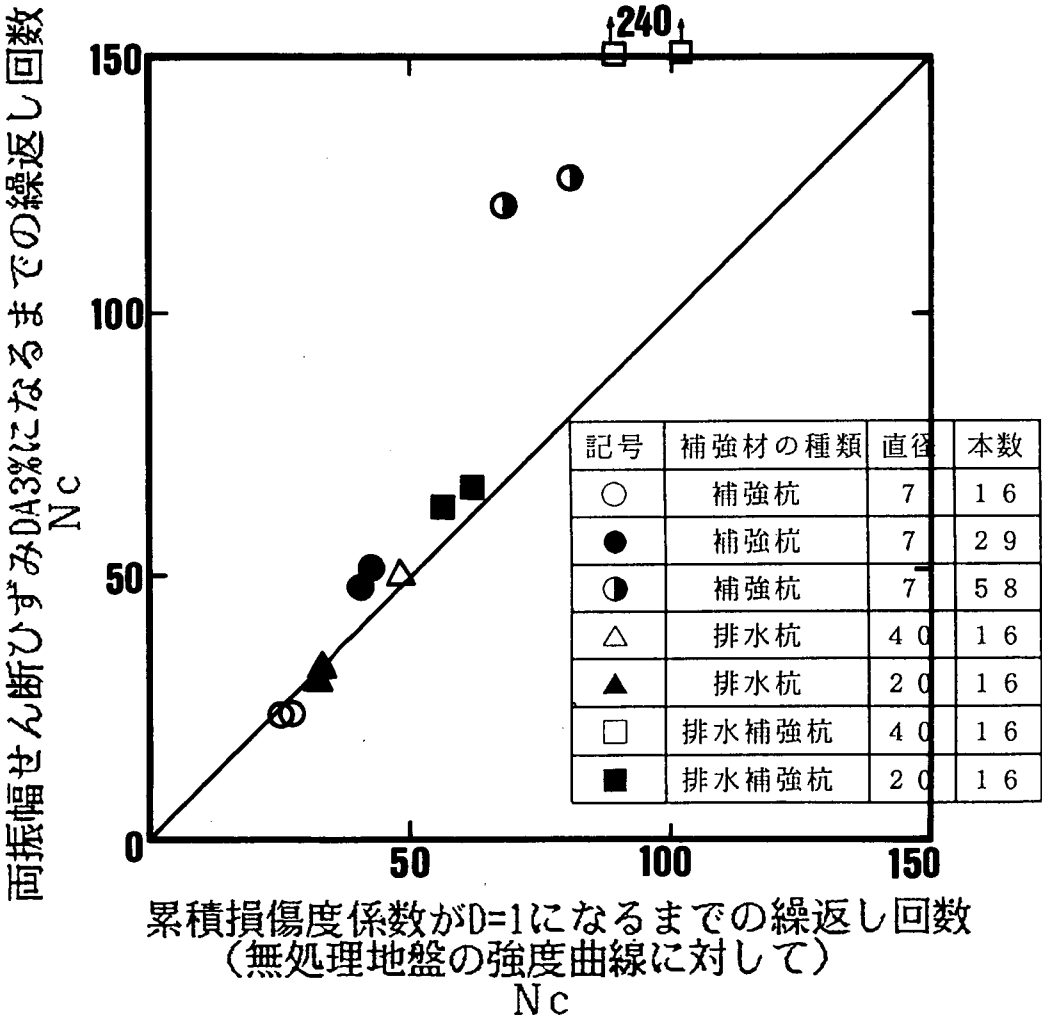


図5.2.13 累積損傷度理論による解析結果と実験結果の比較

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'}\right)_e = \frac{\tau_d}{(\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{m1}')} \\ = \frac{1}{R_{s1}} \times \frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} \times \frac{3}{(1+2K_0)} \dots\dots\dots (5.2.5)$$

$$R_{s1} = \frac{(\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{m1}')}{\sigma_{mc}'} \dots\dots\dots (5.2.6)$$

$$\Delta\sigma_{m1}' = \frac{\Delta\sigma_{vc}'}{3} = \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{nErAr}{As} \cdot \frac{(\gamma_i)^2}{2} \dots\dots\dots (5.2.7)$$

ここに、 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'}\right)_e$ ：有効せん断応力比

τ_d ：地盤に作用する動的せん断応力

σ_{vc}' ：加振前の有効上載圧

σ_{mc}' ：平均有効主応力

n ：補強材の本数

Er ：補強材の弾性係数

Ar ：補強材の断面積

As ：補強領域の砂の断面積

γ_i ：せん断ひずみ

α ：定着係数

なお、定着係数 α については、補強材に生じる伸びひずみを測定した直接せん断試験結果より図 5.2.14 に示すようにモデル化した。また、地盤の静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ とした。

2) 補強杭を打設することによってせん断時には σ_v' の増加と同時に K_0 状態を保つように σ_h' も増加する。この場合の補強率 R_{s2} は、次式で与えられ、有効せん断応力比は (5.2.5) 式と同様にして求められる。

$$R_{s2} = \frac{(\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{m2}')}{\sigma_{mc}'} \dots\dots\dots (5.2.8)$$

$$\Delta\sigma_{m2} = \frac{(1+2K_0)}{3} \cdot \Delta\sigma_{vc}' \\ = (1+2K_0) \cdot \Delta\sigma_{m1}' \dots\dots\dots (5.2.9)$$

図 5.2.15 は、このように補強率 R_{s1} あるいは R_{s2} で補正した有効せん断応力比を用いて、累積損傷度理論を適用して求めた液状化回数と実験により観察された両振幅 3%せん断ひずみに至るまでの加振回数との関係を示したものである。なお、有効せん断応力比による解析例を表 5.2.4 に示す。

図 5.2.15 より、有効せん断応力比を用いて推定した液状化回数と実測値はよく一致しており、補強杭による補強効果および排水補強杭による補強効果は、補強率 R_{s1} あるいは R_{s2} でうまく説明できそうである。

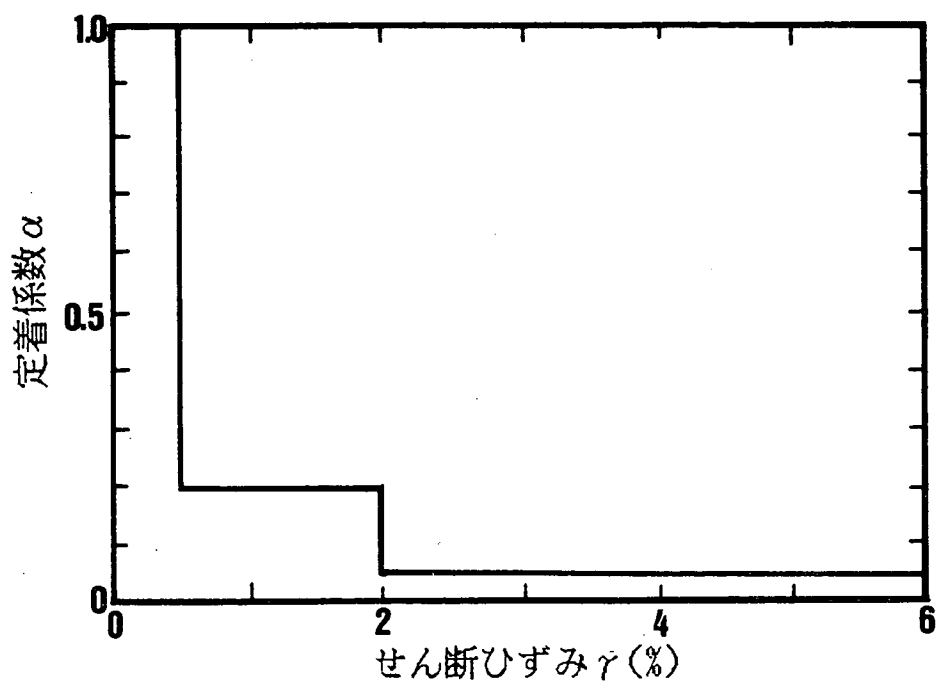


図5.2.14 定着係数 α のモデル化

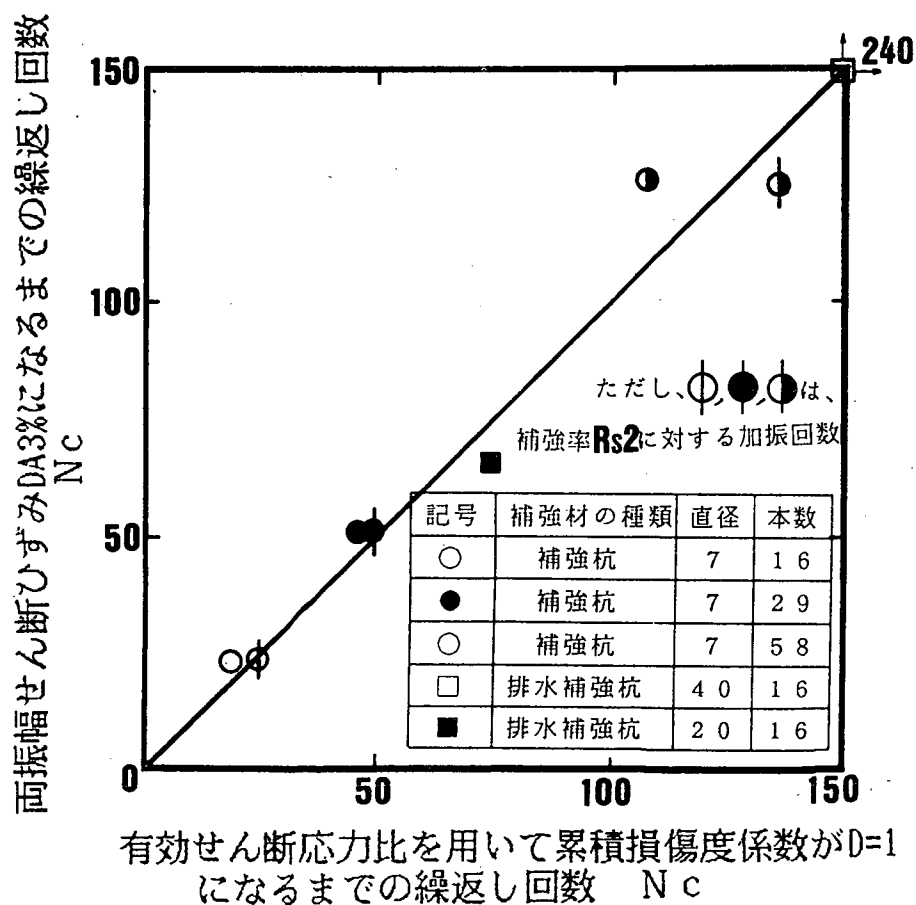


図5.2.15 有効せん断応力比を用いた計算結果と実験結果の比較

表 5.2.4 有効せん断応力比による解析例
(補強杭 $n = 16, 60_{gal}$ 加振時, 深度 10 cm)

1	τ / σ_{vc}'	γ (%)	Rsl	τ / σ_{mc}'	Dl	Ncl	1/Ncl	$\Sigma(1/Ncl)$
1	-0.132	-0.040	1.001	-0.199	0.0028	197.24	0.005	0.005
2	0.176	0.185	1.032	0.256	0.0061	26.51	0.037	0.042
3	-0.171	-0.074	1.005	-0.255	0.0060	27.54	0.036	0.079
4	0.160	0.199	1.038	0.231	0.0047	57.49	0.017	0.096
5	-0.178	-0.107	1.011	-0.264	0.0066	20.98	0.047	0.144
6	0.159	0.214	1.043	0.228	0.0045	63.14	0.015	0.159
7	-0.180	-0.141	1.019	-0.265	0.0066	20.45	0.048	0.208
8	0.175	0.271	1.070	0.245	0.0055	37.03	0.027	0.235
9	-0.188	-0.160	1.024	-0.276	0.0073	15.21	0.065	0.301
10	0.189	0.334	1.106	0.256	0.0061	26.31	0.038	0.339
11	-0.206	-0.218	1.045	-0.296	0.0085	8.91	0.112	0.451
12	0.205	0.416	1.165	0.264	0.0066	21.31	0.046	0.498
13	-0.230	-0.295	1.083	-0.319	0.0343	5.85	0.170	0.669
14	0.217	0.516	1.050	0.311	0.0345	6.53	0.153	0.822
15	-0.246	-0.395	1.149	-0.321	0.0343	5.75	0.173	0.996
16	0.229	0.641	1.078	0.319	0.0343	5.88	0.169	1.165
17	-0.258	-0.520	1.051	-0.369	0.0332	3.15	0.317	1.483
18	0.247	0.814	1.126	0.329	0.0341	5.20	0.192	1.675
19	-0.276	-0.679	1.088	-0.381	0.0329	2.70	0.370	2.045
20	0.268	1.045	1.208	0.332	0.0340	4.99	0.200	2.245
21	-0.298	-0.890	1.151	-0.388	0.0327	2.46	0.405	2.651

5.2.5 まとめ

水平地盤あるいは掘割道路等の半地下構造物を対象とした排水補強杭工法の適用性に関する模型振動台実験を行った結果以下のことが分かった。

- ① 水平地盤モデルを対象とした場合、補強率の大きな補強杭と排水補強杭の補強効果が大きい。
- ② 加振加速度が比較的小さいレベルでは、排水機能だけを期待する排水杭の場合、過剰間隙水圧の上昇速度に排水断面積が大きく影響するが、補強と排水の両機能を期待する排水補強杭の場合には断面積の小さい直径 20 mm の場合でも過剰間隙水圧の上昇は小さい。
- ③ 排水杭の場合には無処理地盤と同程度の掘割道路模型の浮上がりが生じたのに対して、排水補強杭の場合には、掘割道路模型の浮上がりがほとんど発生せず、地盤が初期液状化に至っても大変形には至らない。
- ④ 排水機能のない補強杭および排水機能も併用している排水補強杭の補強効果は、それぞれ無処理地盤と排水杭に対しての平均有効主応力の増加で表わすことができる。
- ⑤ その平均有効主応力の増加は、補強杭を打設することによってせん断時に有効鉛直応力のみが増加する場合と有効鉛直応力の増加と K_0 状態を保つように有効水平応力も増加する場合の 2 通り考えることができる。
- ⑥ 平均有効主応力の増加を補強率と考え、その補強率で補正した有効せん断応力比という概念と累積損

傷度理論の組み合わせによって補強杭による補強効果を表わすことができる。

5.3 棒状補強材に生じる伸びひずみと補強効果に関する検討

5.3.1 研究目的

棒状補強材による補強効果は、土の要素が排水単純せん断するものと仮定すれば、(5.3.3)式に示す通りに与えられ、補強材に生じる伸びひずみによって大きく影響される。今、補強材の伸びひずみを ε_r とすれば、補強材が挿入された土の要素に生じたせん断ひずみとの関係で、 $\varepsilon_r = (1 - \cos\theta) / \cos\theta \doteq \theta^2 / 2$ で与えられる。

しかし、実際にはせん断ひずみが大きいと補強材が十分拘束されずに補強材と土との間にずれが生じるような場合にはこの関係は成り立たない。そこで、本研究ではこのような場合には、補強材と土との間の摩擦拘束度合いに関するパラメータとして定着係数 α という概念を導入している。定着係数 α は、せん断ひずみが小さく、完全に拘束されている場合が $\alpha=1$ であるが、ひずみが次第に大きくなると徐々に低下し、拘束が完全なくなると $\alpha=0$ となる。

以上のような特性を理論的には持つはずの定着係数 α ではあるが、今までの研究では非排水繰返しねじりせん断試験より便宜的に逆算して求めている。

そこで、今年度の研究では、補強材に生じる伸びひずみを直接測定して定着係数 α の特性を把握すると共に、補強材に生じる伸びひずみと補強効果との関係について検討した。

5.3.2 試験方法

(1) 実験に用いた棒状補強材

補強材による補強効果に及ぼす要因として、次の2点を考慮した。

- a) 補強材の剛性
- b) 補強材と土との摩擦の程度

そこで、今回の実験では棒状補強材のモデルとして、アルミ合金製とステンレス製の角柱棒を用いており、表5.3.1に示すような性質を持つものである。また、補強材と豊浦砂との摩擦の程度を違えるために補強材の表面には粒径1.25~2.5 mmの小砂利あるいは豊浦砂を接着させた。

(2) ひずみゲージの添付方法

当初は円柱の補強材にひずみゲージを貼付け、4ゲージによって補強材に発生する曲げひずみをキャンセルする予定であったが、この円柱の補強材を用いて検定を行ったところ、曲げひずみを完全にキャンセルすることができなかった。

そこで角柱(6 mm×6 mm×130 mm)の補強材を用いることにし、1ゲージ法を用いて補強材に生じる軸ひずみを取り出すこととした。ゲージは、図5.3.1に示すように補強材の6個所に添付した。

1ゲージ法によって測定した個々のひずみから図5.3.2に示すように次式を用いて軸ひずみと曲げひずみを算出した。

表5.3.1 要素試験に用いた補強材の諸性質

補強材の種類	アルミ	ステンレス
寸法 (B*H*L(mm))	6*6*130	6*6*130
断面積 A_r (mm ²)	36	36
ヤング係数 (kgf/cm ²)	7.2×10^5	2.1×10^5

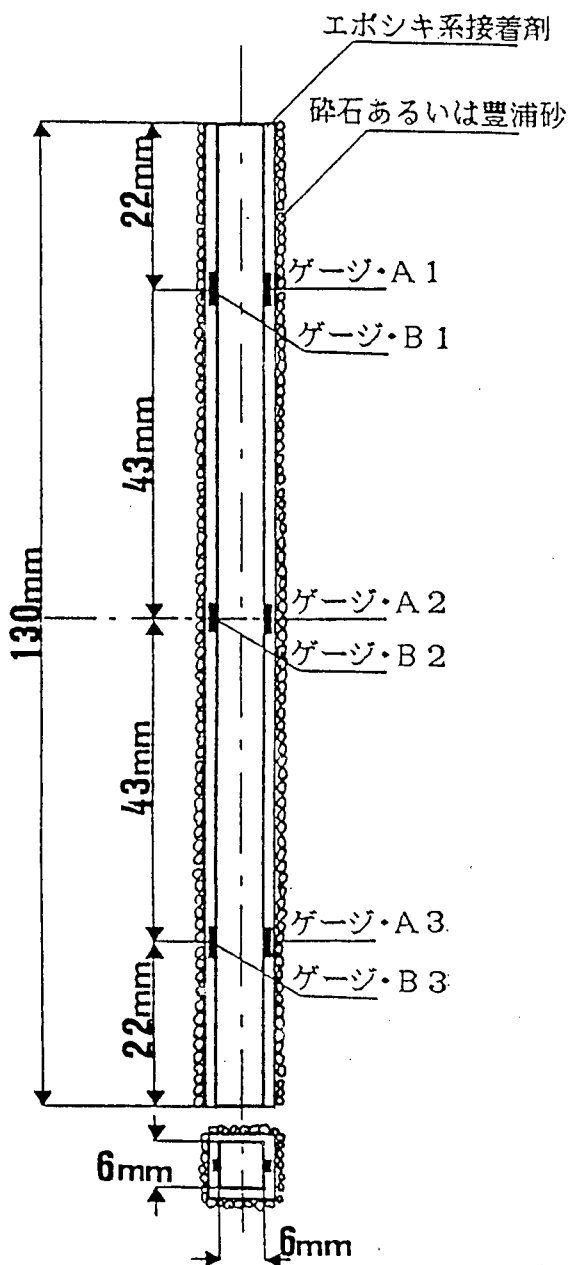


図5.3.1 補強材に添付したゲージ位置

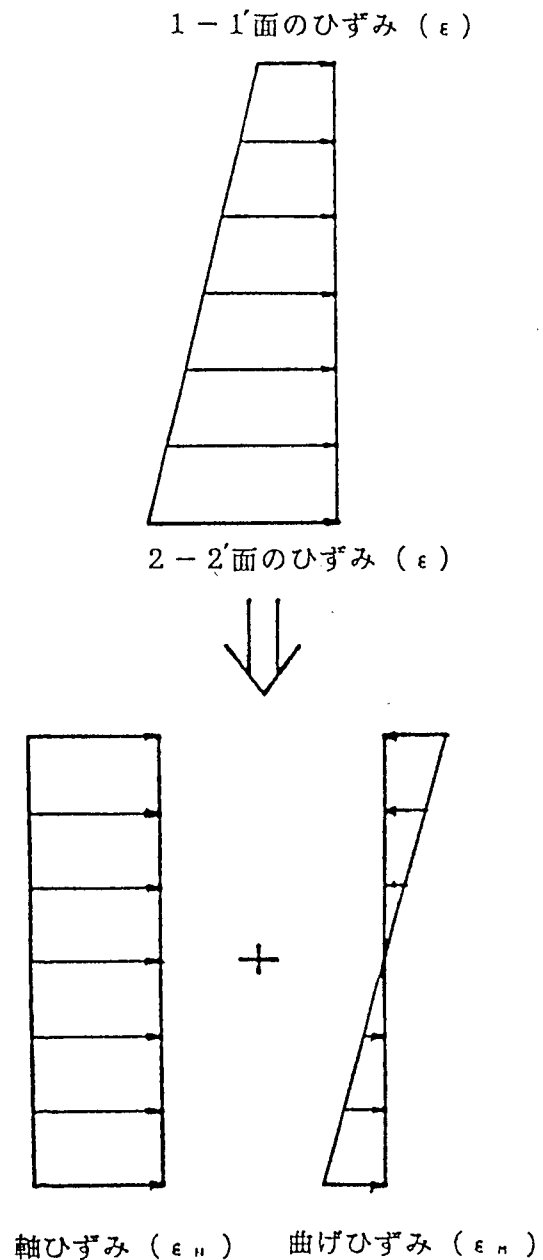


図5.3.2 軸ひずみ, 曲げひずみの算出法

$$\text{軸ひずみ} \quad \varepsilon_{Ni} = -(\varepsilon_{Ai} + \varepsilon_{Bi})/2$$

$$\text{曲げひずみ} \quad \varepsilon_{Mi} = (\varepsilon_{Ai} - \varepsilon_{Bi})/2$$

(3) 補強材の変形係数の検定

ゲージを貼付した補強材に偏心がかからないようにして実荷重を載荷して検定を行った。アルミ補強材の検定結果およびステンレス補強材の検定結果をそれぞれ図 5.3.3, 図 5.3.4 に示す。

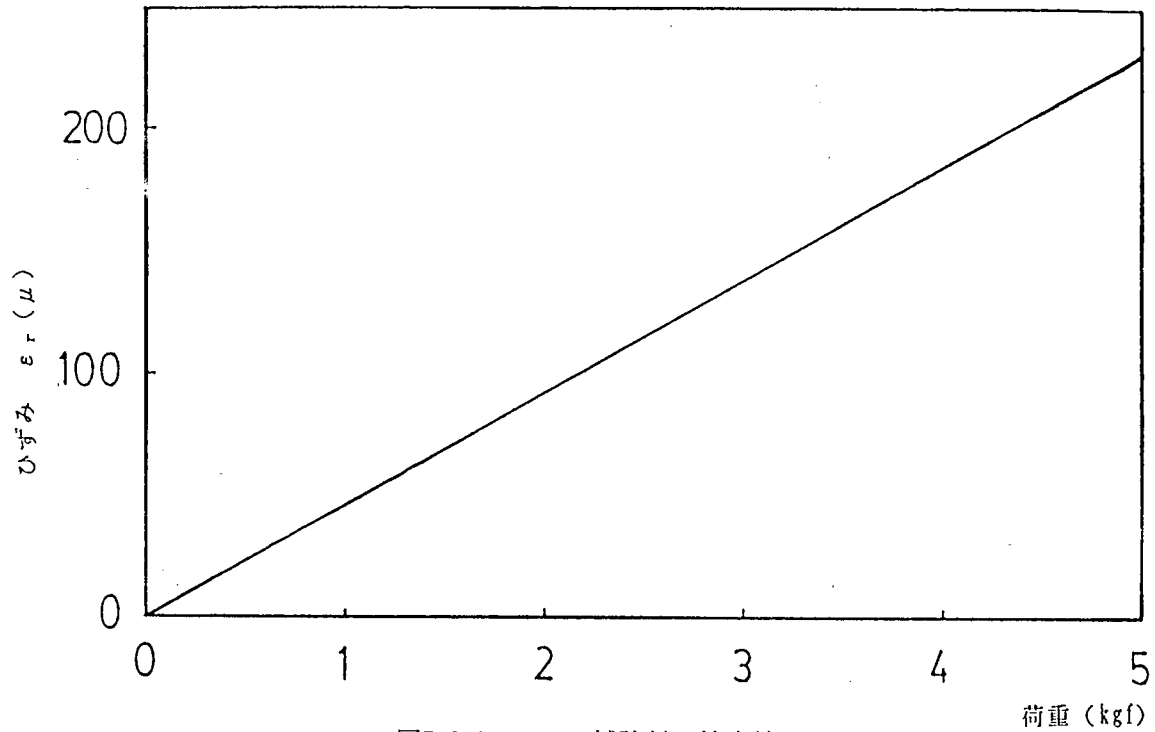


図5.3.3 アルミ補強材の検定結果

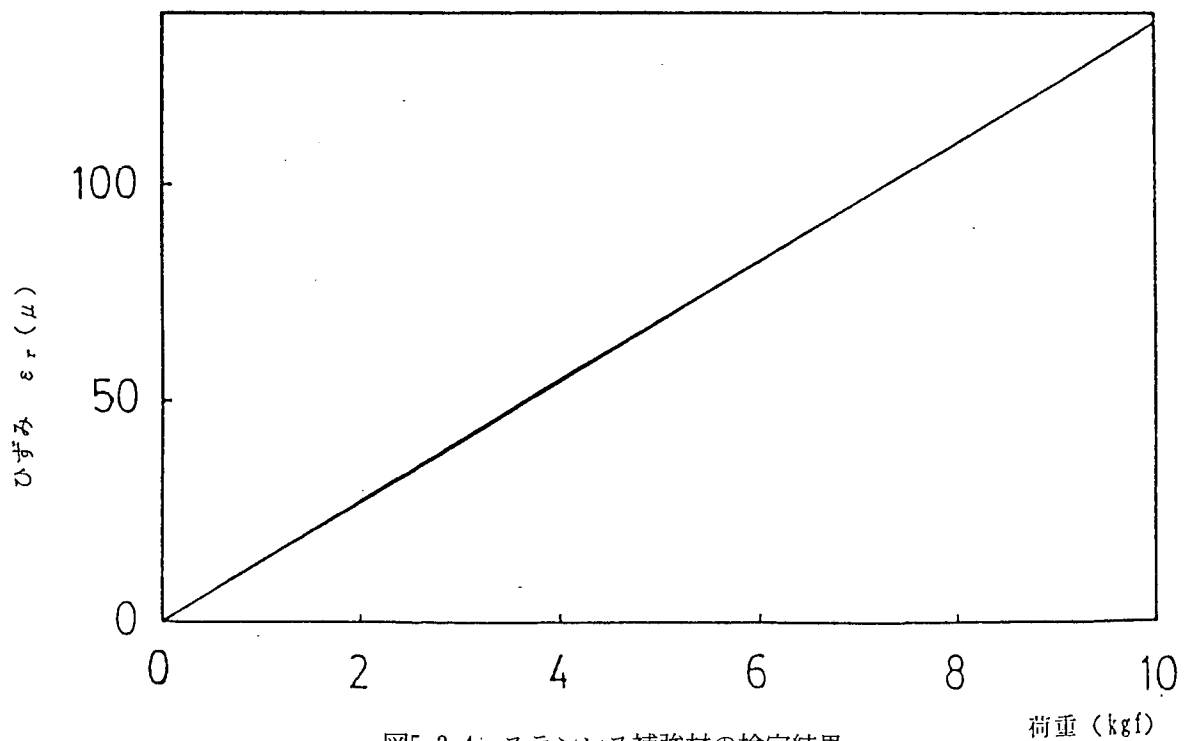


図5.3.4 ステンレス補強材の検定結果

公称値と検定より求めた補強材の弾性係数はそれぞれ以下の通りである。なお、本研究では公称値と検定値の弾性係数の差がほとんどないことから、以下の計算では公称値を用いることとした。

表5.3.2 補強材に生じるひずみの検定結果

	公称値 (kgf/cm ²)	検定値 (kgf/cm ²)
アルミ	7.20×10^5	7.05×10^5
ステンレス	2.10×10^5	2.02×10^5

(4) 試験装置

実験に用いた試験装置は、昨年の実験に用いた大型2方向直接せん断試験機と同様のものである³⁾。

(5) 供試体の作製法

実験に用いた砂は豊浦標準砂であり、供試体の形状は、直径 30 cm、高さ 15 cm である。供試体は豊浦砂を約 3 cm 程度空中落下法で投入後、約 13 cm の棒状補強材をたて込み、その後同様に豊浦砂を空中落下法で投入して供試体を完成させた。したがって、補強材はキャップ、ペDESTALから完全に離れた状態で挿入されている。

補強材の配置位置は図 5.3.5 に示すように 9 本配置とし、ゲージを添付した補強材は、その中心位置に設置した。供試体は拘束圧 $\sigma_c = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ のときに二酸化炭素を循環させ、脱気水を通水した後、背圧 $\sigma_{BP} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ をかけて飽和化を図った。B 値はすべて 0.96 以上とした。

せん断は、等方圧密後 0.1%/min の排水せん断条件で行った。

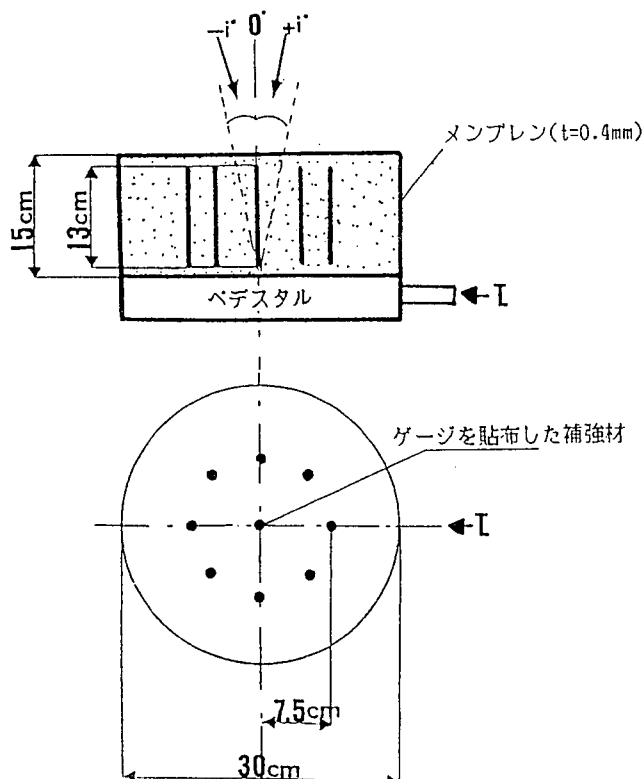


図5.3.5 補強材の配置位置

5.3.3 試験結果および考察

(1) 補強材に発生する平均伸びひずみ

補強材が鉛直に挿入された土の要素が、水平方向に等体積で単純せん断変形する場合、補強材に生じる伸びひずみは次式で与えられる。

$$\varepsilon_r = (1 - \cos \theta) / \cos \theta \approx \theta^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (5.3.1)$$

ここに、 θ ：せん断角(せん断ひずみは $\tan \theta$)である。しかし、実際にはせん断に伴い補強材と土との間にはずれが生じる。

そこで本研究では、定着係数 α という概念を導入し、このような場合も含めて、せん断ひずみと補強材との間の関係を次式で表わすことにしている。^{1),2),3)}

$$\varepsilon_r = \alpha \theta^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (5.3.2)$$

ここに、 α は補強材と土との間の摩擦拘束度合いに関するパラメータであり、ここでは定着係数と呼ぶ。完全に拘束されているときに $\alpha = 1$ 、拘束が完全でない場合が $\alpha = 0$ である。

図 5.3.6 は、せん断ひずみの進行に伴って発生した補強材の伸びひずみ ε_r の実測値とせん断ひずみとの関係を示したものである。また同図には、(5.3.1) 式で近似した $\theta^2 / 2$ の値も示してある。

補強材の周面性状の違いによって補強材に発生する伸びひずみには顕著な違いが見られるが、拘束圧の違いによる影響は少なく、特に剛性の高いステンレス製の場合には拘束圧の影響はほとんどない。

(2) 定着係数 α

図 5.3.7 は、実測した補強材の伸びひずみと (5.3.2) 式で近似した補強材の伸びひずみから定着係数 α を逆算して求めたものである。同図より、定着係数 α は、補強材の剛性、補強材の表面性状あるいは拘束圧などによって多少の違いは見られるものの、せん断ひずみの増加に伴って急激に低下し、せん断ひずみが $\gamma > 2\%$ になると 0.1 以下となる。

(3) 理論値と実験値からの補強効果の比較

図 5.3.8、図 5.3.9 は、それぞれ拘束圧が $\sigma'_c = 0.5$ および 1.0 (kgf/cm²) のときの補強率 R_s とせん断ひずみ γ との関係である。ここに、補強率 R_s は、直接せん断試験結果より、 $R_s = (\text{補強された砂のせん断応力比} / \text{無処理の砂のせん断応力比})$ から求めている。一般に言われているように、今回の実験でも変形が大きくなってからの補強効果が顕著であるが、補強率を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ が $3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上になると補強率が 3 倍以上になっても補強効果はほとんど変わらない。

また、同図には (5.3.3) 式に示される補強効果 τ_f より求めた計算上の補強率 R_s^* も示してある。同式は単純せん断モデルで微小ひずみの範囲で考えているものであるから、せん断ひずみが 10% 以上になると過小評価する可能性がある。

$$\tau_f = (\sigma'_0 + \alpha \cdot n E_r A_r / A_s \cdot \varepsilon_r) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (5.3.3)$$

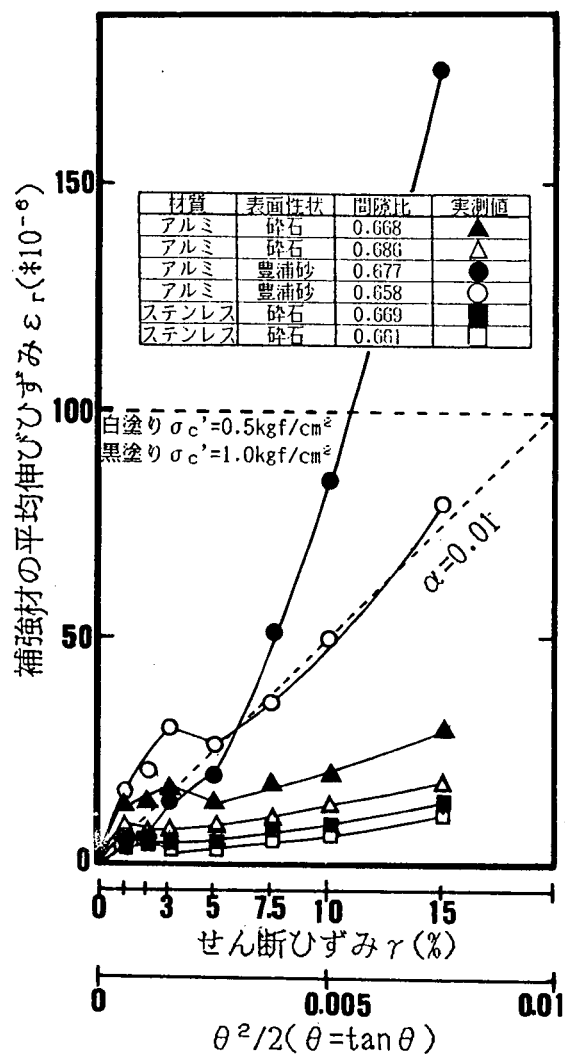


図5.3.6 補強材の平均伸びひずみとせん断ひずみとの関係

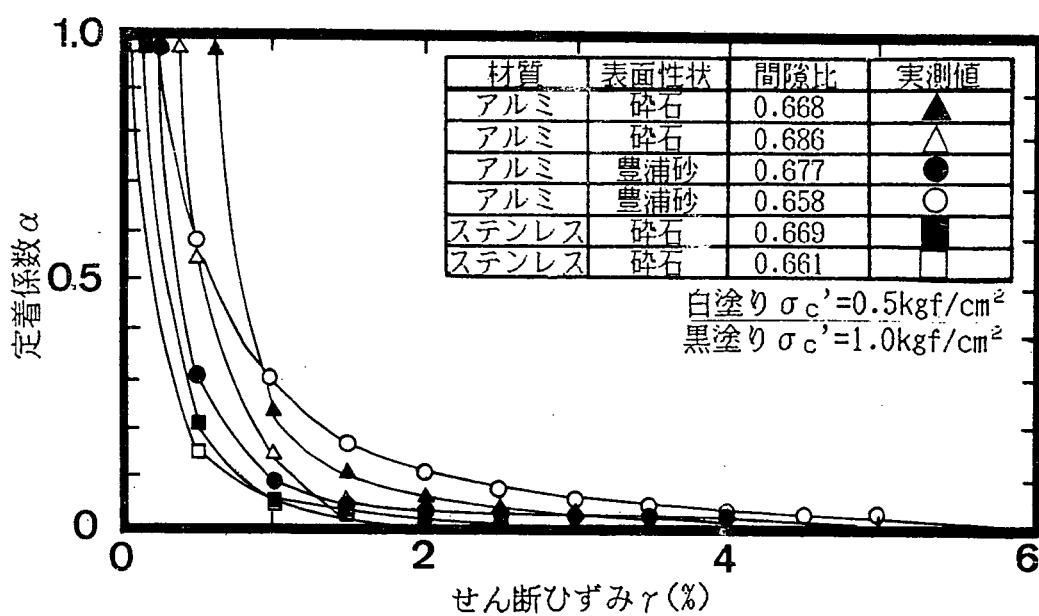


図5.3.7 定着係数とせん断ひずみとの関係

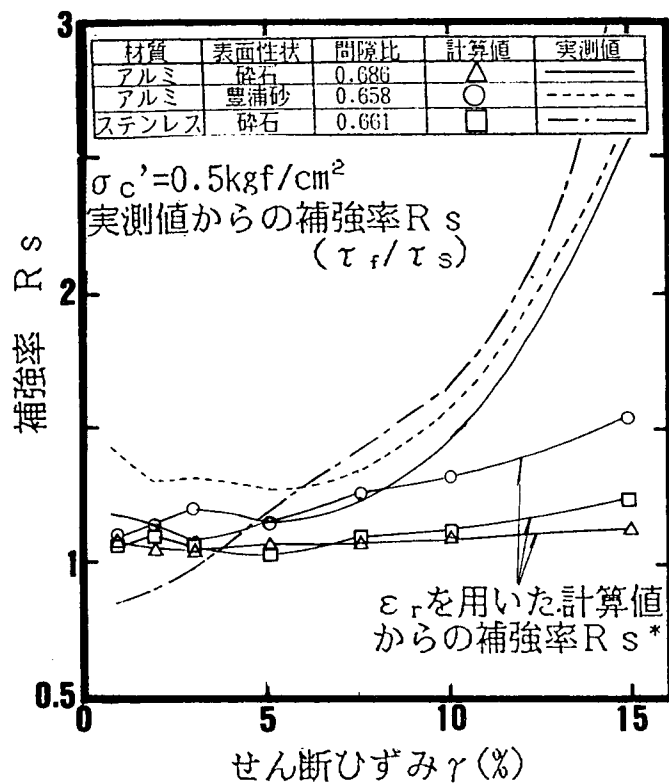


図5.3.8 補強率 R_s とせん断ひずみとの関係
 $(\sigma_c' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$

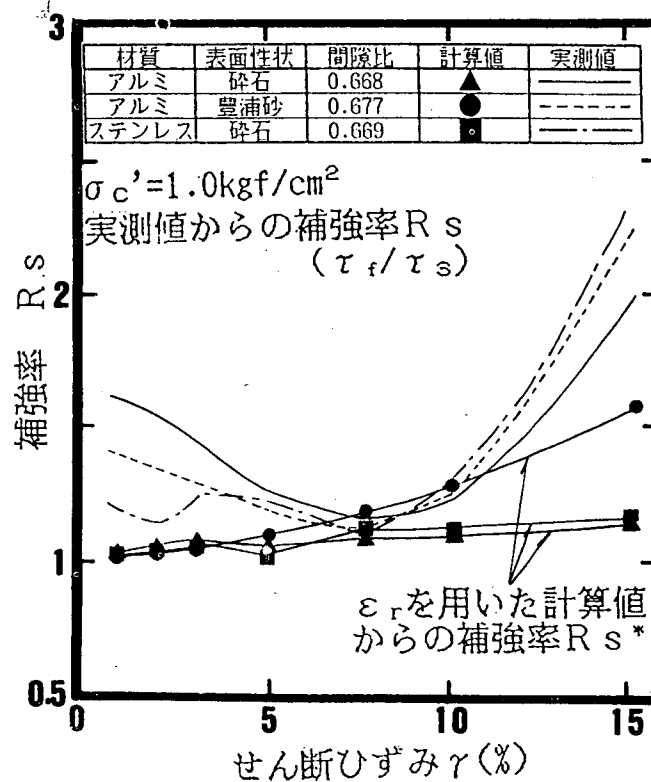


図5.3.9 補強率 R_s とせん断ひずみとの関係
 $(\sigma_c' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2)$

5.3.4 まとめ

棒状補強材を挿入した砂の大型直接せん断試験を行い、補強材に生じる伸びひずみを直接測定した結果、以下のことが分かった。

- 1) 補強材に発生する伸びひずみは補強材の剛性、および表面性状に大きく影響される。
- 2) 剛性の大きな補強材の場合、補強材に生じる伸びひずみは拘束圧の影響はあまり受けない。
- 3) 補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ が 3,000 (kgf/cm²) 以上になると、面積置換率が同じならば補強効果にあまり違いはみられない。言い換えれば、補強の程度を表わすパラメータが大きくなると、補強材による補強効果に補強材の剛性は影響を及ぼさない。
- 4) 単純せん断モデルで想定した (5.3.3) 式は、微小ひずみの範囲のみで成立するものであるから、せん断ひずみが大きくなると適用は困難である。

また、せん断ひずみが小さい範囲では、発生する伸びひずみもかなり小さいことから、伸びひずみから求めた補強率と実測した補強率ではかなりの違いが見られる。

5.4 排水補強杭工法の設計法について

累積損傷度理論と有効せん断応力比とを組み合わせることによって、補強杭、あるいは排水補強杭の補強効果がうまく説明できることから、排水補強杭工法の設計法についても同様の方法で考えることができよう。

この方法は、水平地盤を対象として求められたものであるが、設計法のフローとしては、図 5.4.1 に示すようになる。

この場合の基本となるのは、龍岡ら⁹⁾が提案している限界繰返し回数および限界応力比などを用いて地盤の液状化強度特性を推定することであり、排水を許した場合の無処理地盤あるいは排水杭を打設した地盤の液状化強度をどのように推定するかが課題として残ろう。

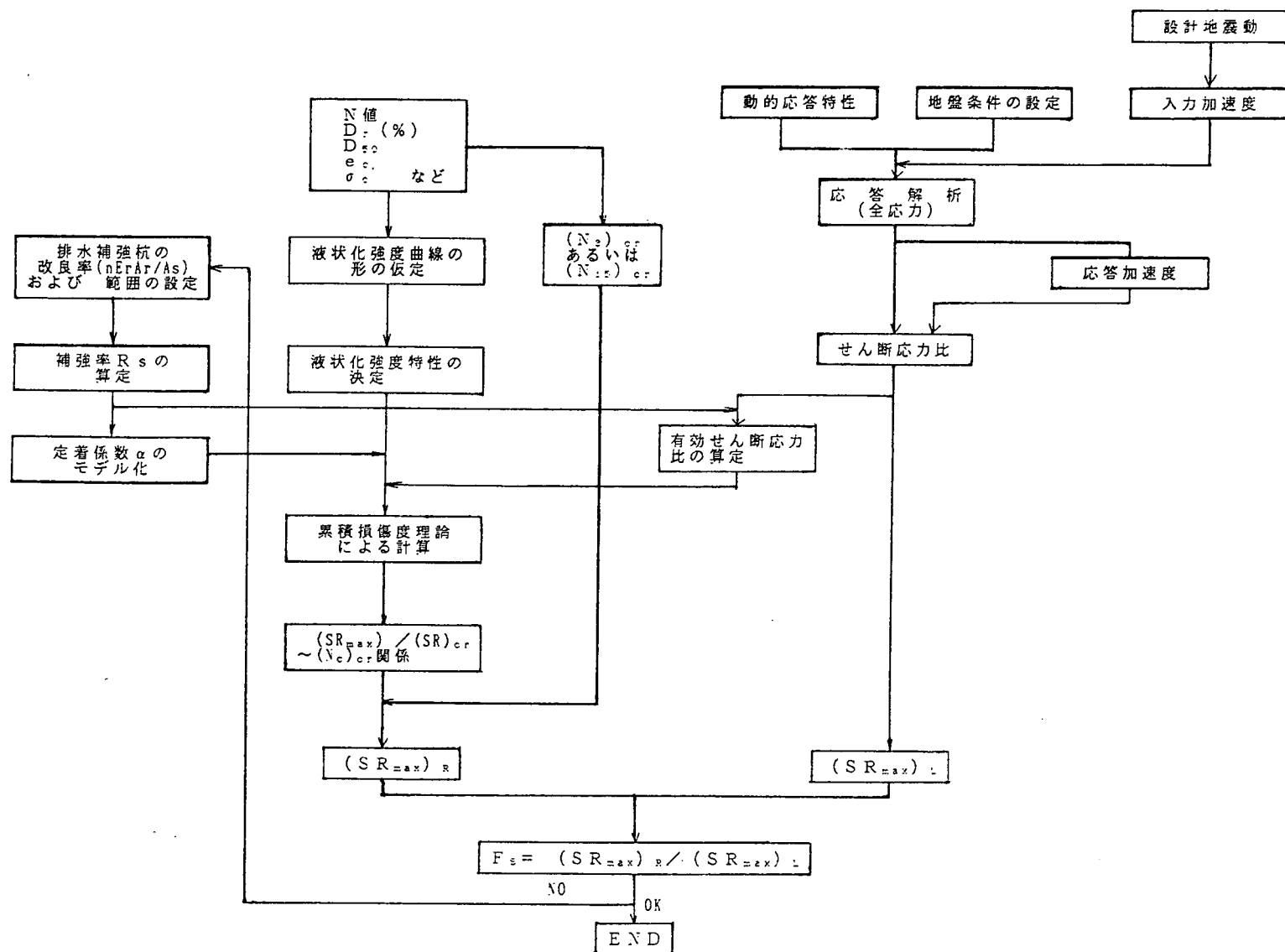


図5.4.1 排水補強杭工法の設計法のフロー

5.5 全体のまとめ

本ワーキンググループにおける共同研究は今年度が最終年度となるため、本年度までの共同研究の成果を以下概略述べる。

(1) 棒状補強材による基根原理と補強効果

棒状補強材を挿入した豊浦砂および浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験を実施した結果、補強材を砂に挿入すると、動的強度は増加する。また、同様に初期液状化に至るまでの繰返し回数もかなり増加する。

その増加率は、補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、さらには定着係数を考慮した $\alpha \cdot n E_r A_r / A_s$ (kgf/cm²) を用いることによって統一的に表わすことができる。

(2) 排水補強杭工法に関する模型振動台実験

半地下構造物を対象とした場合の排水補強杭工法の耐震地盤改良工法に関する模型振動台実験を行った結果、排水補強杭工法と同じような耐震地盤改良工法であるグラベルドレーン（排水杭）工法と比較して、同じ改良率ならば、グラベルドレーン工法よりも液状化の防止効果が高い。（掘割道路等の半地下構造物を対象とした場合には浮上がり防止効果が高い。）

また、初期液状化が発生するまでの防止効果も高いが、初期液状化が生じた場合でも液状化後の変形量は小さい。言い換えれば、液状化が生じても被害が小さいので重要構造物にも適用できる。

(3) 無処理地盤に対する補強材の補強効果あるいは排水杭に対する排水補強杭の補強効果は、平均有効主応力の増加で表わすことができ、この平均有効主応力の増加を補強率と考え、補強率で補正した有効せん断応力比の概念と累積損傷度理論とを取り入れることによって補強杭および排水補強杭による補強効果はうまく説明できる。

(4) 補強材に生じる伸びひずみ

補強材に発生する伸びひずみは、補強材の周面性状に大きく影響されるが、剛性の高い補強材の場合、補強材に発生する伸びひずみは拘束圧の影響はあまり受けない。また、補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s \geq 3,000$ (kgf/cm²) では、面積置換率が同じならば補強効果に違いは見られない。すなわち、補強材の剛性の影響はあまり受けない。

(5) 定着係数 α

定着係数 α は、補強材の剛性、補強材の表面性状あるいは拘束圧によって多少の違いはあるものの、せん断ひずみが大きくなると急激に減少し、せん断ひずみが2%以上になると0.1以下となる。

(6) 排水補強杭工法の設計法

有効せん断応力比という新しい概念と累積損傷度理論の組み合わせによって補強杭、あるいは排水補強杭工法の補強効果がうまく説明できることから、排水補強杭工法の設計法も同様の方法を用いて行う。

(7) 地震時ばかりでなく常時の（静的な）補強効果も期待できる。

また、施工面では

(8) 想定される打設形態および施工手順について概略検討したが、排水補強杭の構成例としては、既製の

小口径節付き杭の周辺に碎石あるいはポーラスコンクリートを充填するなどの方法が考えられた。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所, (株)間組, 東急建設(株), 不動建設(株), (株)大林組, (株)竹中工務店; 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その1), 昭和61年
- 2) 建設省土木研究所, (株)間組, 東急建設(株), 不動建設(株), (株)大林組, (株)竹中工務店; 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その2), 昭和62年
- 3) 建設省土木研究所, (株)間組, 東急建設(株), 不動建設(株), (株)大林組, (株)竹中工務店; 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その3), 昭和63年
- 4) 古賀泰之, 岡本正広, 越智健三, 谷口栄一; 棒状補強材を挿入した砂の非排水繰返しねじりせん断試験, 土と基礎, pp.33~37, 1987
- 5) 古賀泰之, 古関潤一他; 深層混合処理工法による掘割道路の液状化対策に関する模型振動実験(その3), 第23回土質工学研究発表会, pp.1025~1028, 昭和63年
- 6) Tatsuoka, et al; Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, 66.55~70, 1986

6. ま と め

本共同研究の今年度の活動の成果の概要は以下のようである。

6.1 締固め・排水工法グループの研究成果

- (1) 掘割道路の地震時浮上りに対する安定性を評価する指標として、共同溝設計指針に採用されている浮上り安全率 F_u よりも、周辺土砂のまわり込みを考慮したすべり安全率 F_s の方が、浮上り量との対応、および地盤改良効果をも評価できる点で優れていることを示した。
- (2) 掘割道路周辺の液状化対策としてグラベルドレーンを用いた場合の対策効果に及ぼす種々の要因の影響を解析的に明らかにした（詳細は略）。
- (3) 砂質地盤の液状化対策としての締固め工法の効果評価法に関連して、土圧係数 K の増加と N 値の関係を浅間山砂を用いてチャンバー試験により調べ、豊浦砂（昨年度実施）と同様に、 N 値、鉛直有効土かぶり圧、相対密度および K 値の間に良好な相関があることを確認した。
- (4) これまでに得られた研究成果をもとに、掘割道路に対する締固め工法の設計法の概略フローを作成した。

6.2 固化工法グループの研究成果

- (1) 周辺地盤が液状化に至る過程および至った時点において固化改良体に作用する動的な土圧外力を2次元等価線形解析法により計算した結果、ほぼ液状化に至った時点についてはある程度再現可能であるが、液状化に至る過程での再現性はあまり良くないことがわかった。
- (2) 盛土の基礎地盤を固化改良した場合に、改良体に作用する土圧外力や慣性力の時間変化、それらの構成比、および滑動との関係などを模型実験結果にもとづき明らかにした（詳細は略）。
- (3) これまでに得られた研究成果をもとに、掘割道路および盛土に対する液状化対策としての固化工法の設計法の骨子をまとめた。震度法により設計法を構成することとした。
- (4) 既設の盛土および掘割道路の具体事例を対象として、固化改良の施工方法の検討を行い、対象とする構造物に適した施工方法を提案した。また、それぞれの場合における技術的課題を示すとともに、経済性についても検討した。

6.3 排水補強杭工法グループの研究成果

本ワーキンググループにおける共同研究は今年度が最終年度となるため、ここではこれまでの研究成果をまとめて述べる。

- (1) 棒状補強材を地盤中に挿入すると液状化強度が高くなることをねじりせん断試験および模型振動実験において確認した。
- (2) 上に述べた補強効果を定量的に評価するパラメータを提案し、その適用性を実験結果にもとづき検討した。

- (3) 排水補強杭のもつ2つの効果原理，すなわち排水効果と補強効果の各種条件下での発現性のちがいに
ついて実験的に明らかにした。
- (4) 地盤液状化対策としての排水補強杭工法の概略設計フローを提案した。
- (5) 排水補強杭の実施工における構成およびその施工手順について概略検討した。