



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 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	店

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2)

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)間組技術研究所第1部主査	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)竹中工務店土木本部専門部長	津吉秀一

(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2)

本報告書は、建設省土木研究所と上記5社との共同研究として昭和60年度から昭和63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61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、掘割道路、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。本共同研究は、各課題とも昭和63年度末まで4年間の計画となっており、本報告書はその内昭和61年度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わ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。

昭和62年8月

建設省土木研究所 動土質研究室長

古賀泰之

㈱間組技術研究所第1部主査

辻田満

東急建設㈱技術研究所土木研究部部長

黒田栄三

不動建設㈱特殊工法事業部研究室長

水野恭男

㈱大林組技術研究所土木第二研究室長

西林清茂

㈱竹中工務店特殊構造本部専門部長

津吉秀一

耐震地盤改良研究会名簿（昭和61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	○	○	○
谷 口 栄 一	〃 主任研究員	○	○	○
松 尾 修	〃 〃	○	○	○
伊 藤 良 弘	〃 研 究 員			○
古 関 潤 一*	〃 〃	○	○	○
唐 沢 安 秋	〃 動土質研究室		○	
森 下 義	〃 〃		○	
島 津 多賀夫	〃 〃			○
鷺 田 修 三	〃 〃	○		
辻 田 満	㈱間組技術研究所第1部主査	○		
三 原 正 哉	〃 第1部研究員	○		
松 原 勝 己	〃 〃	○		
西 邦 夫	〃 〃	○		
黒 田 栄 三	東急建設㈱技術研究所土木研究部部長			○
中 村 和 之	〃 土木基礎研究室長			○
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㈱特殊工法事業部研究室長		○	
川 上 高 弘	〃 機械センター所長		○	
磯 田 知 広	〃 開 発 室 長		○	
松 沢 諭	〃 機械部設計課長		○	
出 口 敏 博	〃 東京機械センター課長		○	
中 角 功	〃 開 発 室		○	
榎 田 実	〃 研 究 室		○	
西 林 清 茂	㈱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		○	
伊 藤 浩 二	〃 〃		○	
津 吉 秀 一	㈱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	〃 〃		○	
畑 中 宗 憲	〃 研 究 員		○	
山 本 光 起	㈱竹中工務店特殊構造本部		○	
奥 村 良 介	㈱竹中土木技術本部 係長		○	

* 昭和62年4月から

耐震地盤改良工法に関する研究 目 次

ま え が き 名 簿

1. 研究目的	1
2. 研究開発の全体計画およ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	9
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 グラベルパイルに関する検討	11
3.2.1 模型振動実験	11
3.2.2 無次元パラメータによる間隙水圧比・排水量の予測法に関する検討	18
3.3 グラベルドレーンに関する模型振動実験	35
3.3.1 実験目的	35
3.3.2 実験方法	35
3.3.3 実験結果	39
3.3.4 ま と め	44
3.4 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	46
3.4.1 解析目的	46
3.4.2 解析方法	46
3.4.3 解析結果	51
3.4.4 ま と め	56
3.5 グラベルドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間・等価繰返し回数に 関する検討	57
3.5.1 目的と概要	57
3.5.2 検討方法および検討結果	57
3.5.3 ま と めと今後の課題	61
3.6 設計法に関する検討	61
3.6.1 半地下構造物の場合	61
3.6.2 盛土の場合	62

3.7	全体のまとめ	63
3.8	今後の課題および次年度研究計画	64
4.	固化工法グループの研究成果	
4.1	概 説	66
4.2	深層混合処理工法に関する模型振動実験（その1）	66
4.2.1	実験目的	66
4.2.2	実験内容	66
4.2.3	実験方法	68
4.2.4	実験結果	87
4.2.5	実験結果の考察	111
4.2.6	ま と め	124
4.3	深層混合処理工法に関する模型振動実験（その2）	125
4.3.1	実験目的	125
4.3.2	実験内容	125
4.3.3	実験方法	131
4.3.4	実験結果	133
4.3.5	ま と め	146
4.4	仮想実物大モデルの地震応答解析	147
4.4.1	目 的	147
4.4.2	解析方法の概要	147
4.4.3	入力地震動	148
4.4.4	解析に用いたモデル	148
4.4.5	解析結果とその考察	157
4.4.6	ま と め	193
4.5	深層混合処理工法の施工法に関する検討	194
4.5.1	目 的	194
4.5.2	検討内容	195
4.5.3	検討結果	206
4.6	改良土の力学的性質	208
4.6.1	概 要	208
4.6.2	試験方法	209
4.6.3	試験結果	210
4.7	全体のまとめ	213
4.7.1	設計法に関して	213

4. 7. 2	施工法に関して	213
4. 8	今後の課題および次年度研究計画	214
5.	排水補強杭工法グループの研究成果	217
5. 1	今年度の研究の概要	217
5. 2	棒状補強材による基本原理と補強効果について	218
5. 2. 1	単純せん断モデル	219
5. 2. 2	定着係数	223
5. 2. 3	補強効果のまとめ	224
5. 3	非排水繰返しねじりせん断試験の再検討	225
5. 3. 1	実験結果および考察	225
5. 3. 2	まとめ	233
5. 4	小杭を挿入した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験	234
5. 4. 1	実験方法および供試体作成法	234
5. 4. 2	試験結果	235
5. 5	グリセリン溶液を用いた浅間山砂の模型振動台実験	239
5. 5. 1	はじめに	239
5. 5. 2	実験方法	239
5. 5. 3	実験結果	241
5. 5. 4	まとめ	253
5. 6	排水補強杭工法の設計法の検討	253
5. 6. 1	排水補強杭工法による耐震補強の設計法	253
5. 6. 2	排水補強杭工法の動的強度	253
5. 6. 3	問題点	254
5. 7	排水補強杭工法の施工法について	254
5. 8	全体のまとめ	255
5. 9	今後の課題および次年度研究計画	256
5. 9. 1	今後の課題	256
5. 9. 2	次年度研究計画	256
6.	改良地盤の改良効果評価法について	258
6. 1	概 説	258
6. 2	各 論	258
6. 2. 1	締固め工法	258
6. 2. 2	グラベルドレーン工法	259
6. 2. 3	深層混合処理工法	259

6.2.4 排水補強杭工法	261
6.3 ま と め	261
7. ま と め	263
7.1 締固め, 排水工法グループの研究成果	263
7.2 固化工法グループの研究成果	263
7.3 排水補強杭工法グループの研究成果	263

1. 研究目的

過去の地震における各種構造物の地震被害の多くは、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

本共同研究では、上述したような個々の技術の開発とともに、本共同研究で積極的に研究対象としなかった技術についてもその適用性を評価し、本共同研究の成果と合わせて、「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

本共同研究では、建設省土木研究所と民間会社3グループが担当して下記の3課題を実施している。

- (1) 耐震地盤改良工法（締固め・排水工法）に関する共同研究……土木研究所・(株)間組
- (2) 耐震地盤改良工法（固化工法）に関する共同研究……土木研究所・不動建設(株)・(株)大林組・(株)竹中工務店
- (3) 耐震地盤改良工法（排水補強杭工法）に関する共同研究……土木研究所・東急建設(株)

これらの3課題に対応して、3つのワーキンググループ(W.G.)を設けた。すなわち、(1)締固め・排水工法グループ、(2)固化工法グループ、(3)排水補強杭工法グループである。本共同研究の進め方として、これらの3つのワーキンググループの個別の活動及びこれらのワーキンググループ間の活動の調整・情報の交換等を目的としてこれらを総括する耐震地盤改良研究会における活動を行うこととした。

(土木研究所)

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

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。

表 2.1.1 研究の全体計画（締固め・排水工法グループ）

項 目 \ 年 度	60	61	62	63
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試験			←→	→
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) 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

グラベルドレーン工法，締固め工法の効果・適用性を評価するため，構造物の幅，ドレーン配置，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地盤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をパラメータとした数値解析を実施する。

3) 締固め地盤の原位置試験法に関する室内試験

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試験を実施する。

4) 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)～3)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) 61年度計画

1) グラベルパイルに関する模型振動実験および数値シミュレーション

2) グラベルパイルに関する間隙水圧比・排水量の予測法の検討

3) グラベルドレーンに関する掘割道路模型振動実験

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2）

5) グラベルドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間・等価繰返し回数に関する検討

（間 組）

2.2 固化工法グループ

固化工法グループの研究目的は，

1) 砂層の液状化対策あるいは軟弱粘性土層の耐震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あるいは軟弱粘性土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。

である。

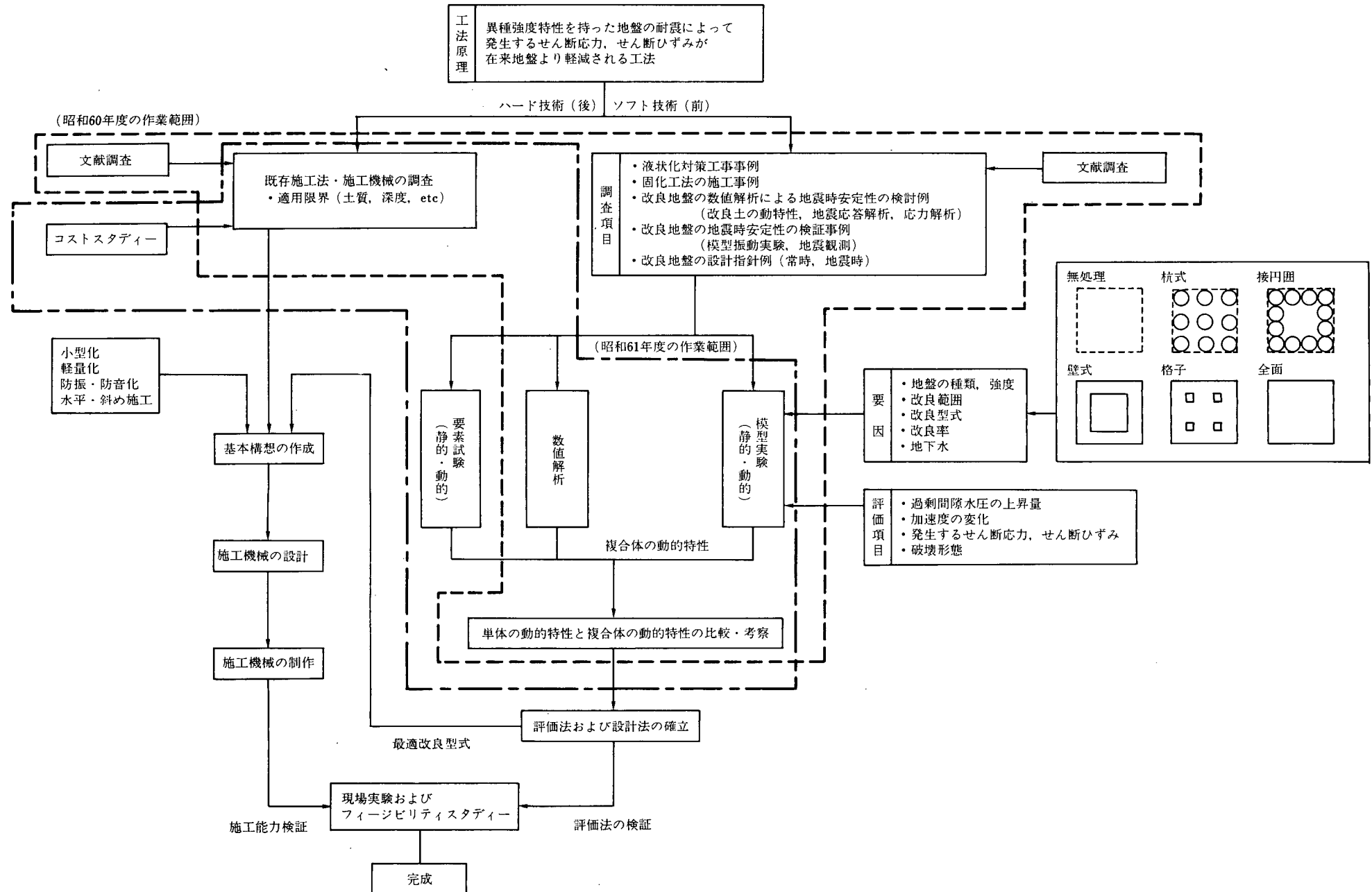
この研究目的に沿って前年度に研究開発項目を抽出し作成した全体計画を表2.2.1に示す。図中には前年度の研究の範囲および今年度の研究の範囲も示してある。

この全体計画に基づき今年度を実施した研究の概要を以下に示す。特に今年度は固化工法のうち対象を深層混合処理工法に限定したこと，施工機械，施工法の研究のためグループ内に新たにハードワーキンググループを設けたことが特徴である。

(1) 深層混合処理工法に関する模型振動実験（その1）

固化工法を砂地盤の液状化対策に適用するにあたっては，改良型式として格子型改良とするのがもっとも液状化防止効果の高いことが前年度の実験より明らかになった。そこで今年度は，格子型改良を砂

表 2.2.1 研究の全体計画（固化工法グループ）



地盤に適用した場合の耐震効果について一連の模型振動実験により調べた。実験模型は全部で16個で、水平地盤、掘割道路および盛土を対象とした。このうち水平地盤模型については格子間隔の大小と格子内未改良地盤の液状化防止効果を調べた。また掘割道路および盛土模型については改良位置、改良幅を変え地盤の液状化防止効果および構造物の変形量を調べた。今回の実験においては、予想外に作製した模型地盤が緩かったこと、土槽奥行きに比べ改良体および構造物模型の奥行きが短かく2次元条件を十分に満足していなかったこと等により、改良効果を十分に評価できなかった。

(2) 深層混合処理工法に関する模型振動実験（その2）

前回の実験で生じた問題点を解決した上で再試験を実施した。すなわち模型地盤の相対密度を60%とし、改良体および構造物模型の奥行きを土槽奥行きまで拡張した。その結果、格子型改良による液状化防止効果および、変形防止効果が十分に確かめられた。さらに今回の実験においては、改良体に作用する土圧を測定し、液状化にいたる土圧の変化についても考察を加えた。

(3) 仮想実物モデルに対する数値シミュレーション

前述の実験で確認された格子型改良による液状化防止効果は、改良壁が未改良部地盤の地震時せん断変形を拘束することによりせん断応力を低減させること及び液状化に伴う地盤の大変形を拘束することによるものと考えられる。そこで今年度はまず前者のメカニズムに注目して格子の大きさと発生するせん断応力の大きさの関係を3次元等価線形化有限要素プログラム（TLUSH）を用いて調べてみた。

(4) 深層混合処理工法の施工法に関する検討

深層混合処理工法は従来軟弱粘性土地盤の改良を目的として開発・使用されてきたものであり、砂質地盤での施工実績は少ない。したがって液状化対策工法に深層混合処理工法を適用する場合には、経済的に大きな負担が加わったり、施工能率や品質に支障を来すことも考えられる。そこで今年度は現行の深層混合処理工法施工機をベースにして貫入速度、必要トルク等の調査を行いコストスタディ（直工単価）により評価してみた。

(5) 改良土の力学的性質

深層混合処理工法による耐震効果を実験的あるいは解析的に検討するにあたっては、改良土の特性、特に力学特性を十分に把握する必要がある。そこで手始めに今年度は砂質土改良体の静力学特性を原位置サンプリングした供試体および室内混合された供試体に対する一軸圧縮試験により調べてみた。

（不動建設・大林組・竹中工務店）

2.3 排水補強杭工法グループ

(1) 目的

本グループの研究目的は、地盤に補強土工法の一つともいえる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10～20cm程度を想定）を指す。

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働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。

表 2.3.1 研究の全体計画（排水補強杭工法グループ）

項目	年度	60	61	62	63
1. 補強土工法の現状の把握		—			
2. 棒状補強材による補強効果に関する基本原理		—			
3. 補強材による耐震地盤改良効果に関する基礎実験		—			
4. 液状化防止対策としての排水補強杭工法の充填率、改良範囲などに関する模型振動台実験		—			
5. 液状化防止対策としての排水補強杭工法の設計法の作成			—		
6. 排水補強杭を効率的かつ経済的に群打設するための施工法の開発				—	

この計画は昨年のを多少修正したものであるが、その主な項目は以下の通りである。

1) 排水補強杭工法の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。このため、まず簡単な単純せん断モデルについての理論的考察を行う。ついで、有限要素解析による簡易モデルの検証を行う。

2) 排水補強杭工法の耐震地盤改良工法としての適用性に関する基礎実験

排水補強杭工法の液状化防止対策としての有効性をねじり単純せん断試験機、大型二方向単純せん断試験機、および振動台等を用いて実験的並びに解析的検討を行う。①に導かれる補強材の定着効果等に関する検証も行う。

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）・範囲などについて振動台実験及び解析により研究する。

4) 排水補強杭工法の液状化対策としての設計法の作成

排水補強杭工法を液状化対策として用いる場合の設計法を作成する。

5) 排水補強杭工法で改良した地盤の動的土質定数の評価法

耐震対策として群打設された排水補強杭工法の改良地盤全体の耐震性の評価法について研究する。

6) 細長比の高い補強杭を効率よく、かつ経済的な施工法を開発する。

(3) 今年度の研究の概要

昭和61年度の研究項目は、以下のである。

1) 棒状補強材の基本原理と補強効果について

昨年度は、排水補強杭工法の基本原理を、まず、等体積の単純せん断モデルで検討した。これは、小杭（棒状補強材）を挿入した非排水（等体積）繰返しねじり単純せん断試験結果を解析するためであったが、今年度は、これを少し拡張し、排水せん断に伴う土の圧縮ひずみ等を考慮した一般式とした。

2) 小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果の再検討

上述した補強効果の基本原理の適用性を検討することを目的として、昨年度に実施した小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果を再検討した。

3) 小杭を挿入した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験

昨年の非排水繰返しねじりせん断試験では豊浦砂を用いて、小杭挿入による補強土の基本的な耐震地盤改良効果について検討した。今年度は、模型振動台実験に用いた浅間山砂を用いて非排水繰返しねじり試験を実施して、小杭挿入による動的強度の改良効果について検討した。

4) グリセリン溶液を用いた浅間山砂の模型振動台実験

模型実験においては、数多くの寸法効果が存在する。模型実験の結果を現場に適用するためには、種々の寸法効果を補正する必要がある。その中でも、特に排水効果を期待した排水補強杭やグラベルドレーンなどのような工法の耐震地盤改良効果を模型実験から把握するためには、模型地盤の透水性に関する相似則を考慮する必要がある。

そこで、本年度の実験では、模型地盤の透水性に関する相似則を考慮し、濃度80%のグリセリン水溶液を用いて行った。

5) 排水補強杭工法の設計法の考察

排水補強杭工法のメカニズムや実際の効果に関する考察や結果を踏まえ、この工法を掘割道路や盛土の耐震対策として用いる場合の設計法の骨格を考察した。

(東急建設)

2.4 耐震地盤改良研究会

耐震地盤改良研究は、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取りまとめを行う。

研究会の61年度における活動は以下のものであった。

- (1) 61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) 61年度における研究成果の全体的な取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標として、昭和60年度より研究開発を進めている。

本年度は、主にグラベルドレーン工法に関して以下の項目について検討を実施した。

① グラベルパイルに関する模型振動実験および数値シミュレーション

グラベルドレーンの排水対果に関する基本的な特性を把握し、かつ設計法確立のための基礎資料とする目的で、1本のグラベルドレーン（これをグラベルパイルと呼ぶ）に関する模型振動実験を実施した。さらに、その結果に対して昨年度開発した解析プログラムによりシミュレーションを行い、プログラムの妥当性を検討した。

② グラベルパイルに関する間隙水圧比・排水量の予測法の検討。

グラベルパイルの透水性が有限であること、すなわちウェルレジスタンスを考慮したグラベルパイルの設計図表を作成することを目的とし、設計図を作成するうえでの無次元パラメータの抽出、および抽出された無次元パラメータに対する上記プログラムを用いたパラメトリックスタディを実施した。

③ グラベルドレーンに関する掘割道路模型振動実験

掘割道路タイプの半地下構造物に対するグラベルドレーンの配置の影響を実験的に検討するため、模型振動実験を実施した。

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

グラベルドレーンの配置を一様とした場合、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道路幅、側壁高さ、地下水位等の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。

⑤ グラベルドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間・等価繰返し回数に関する検討

グラベルドレーンの設計に用いる上記地震外力パラメータを評価するため、実測された50波の地震波を用いた統計的な検討を行った。

本年度の検討より得られた成果を以下に示す。

① 昨年度開発したグラベルドレーンに対する間隙水圧予測プログラムは、工学的に十分な精度で活用することができる。

② グラベルパイルの排水機能を表わす無次元パラメータを明らかにすることができた。また、それらのパラメータを用いて、間隙水圧比・排水量に対するウェルレジスタンスを考慮した設計図表を作成した。

③ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合、昨年度の解析的検討より明らかとなった側方にもグラベルドレーンを設けることの有効性が、模型実験からも確認できた。

- ④ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合、掘割道路幅によって対策効果が異なることが、模型実験および解析より明らかとなった。
- ⑤ グラベルドレーンの設計で用いる地震動の有効継続時間、等価繰返し回数を、マグニチュードの関数として表わした図表を作成することができた。

また、昨年度までに実施した実験結果、解析結果、および本年度の検討結果をふまえ、締固め工法、グラベルドレーン工法の設計法の検討にも着手し、想定した設計法のフローにそって、現在考えられる課題、問題点の抽出を行った。

3.2 グラベルパイルに関する検討

3.2.1 模型振動実験

(1) 実験目的

昨年度において、単一のグラベルドレーン（以下グラベルパイルと呼ぶ）に対し、ドレーン周辺地盤の地震時における間隙水圧を予測する2次元軸対称有限要素解析プログラム「AXPORE」を開発した。本年度は、その解析コードの妥当性の検討とグラベルパイルの液状化対策としての効果に影響する因子を検討する目的で小型模型振動実験を実施した。この液状化対策の効果に影響する因子としては、グラベルパイル周辺の砂層の密度と透水性に着目した。

(2) 実験方法

実験に用いた模型の全景を写真3.2.1および写真3.2.2に示す、また、実験模型の断面図と計器の設置位置を図3.2.1に示す。図3.2.1に示すように、直径37.5mm、高さ1000mmの円柱状の模型地盤を円形断面のせん断土槽内に作成した。

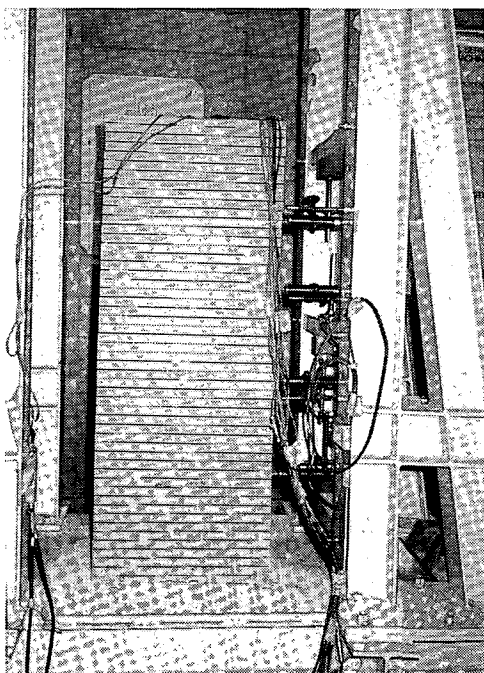


写真3.2.1 実験模型の全景（その1）

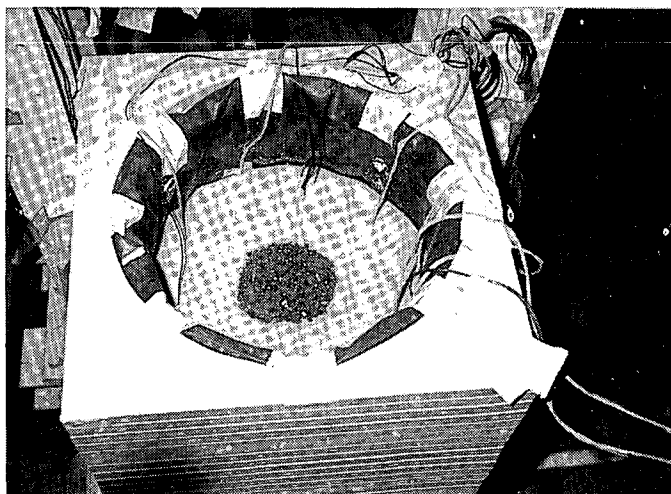


写真3.2.2 実験模型の全景（その2）

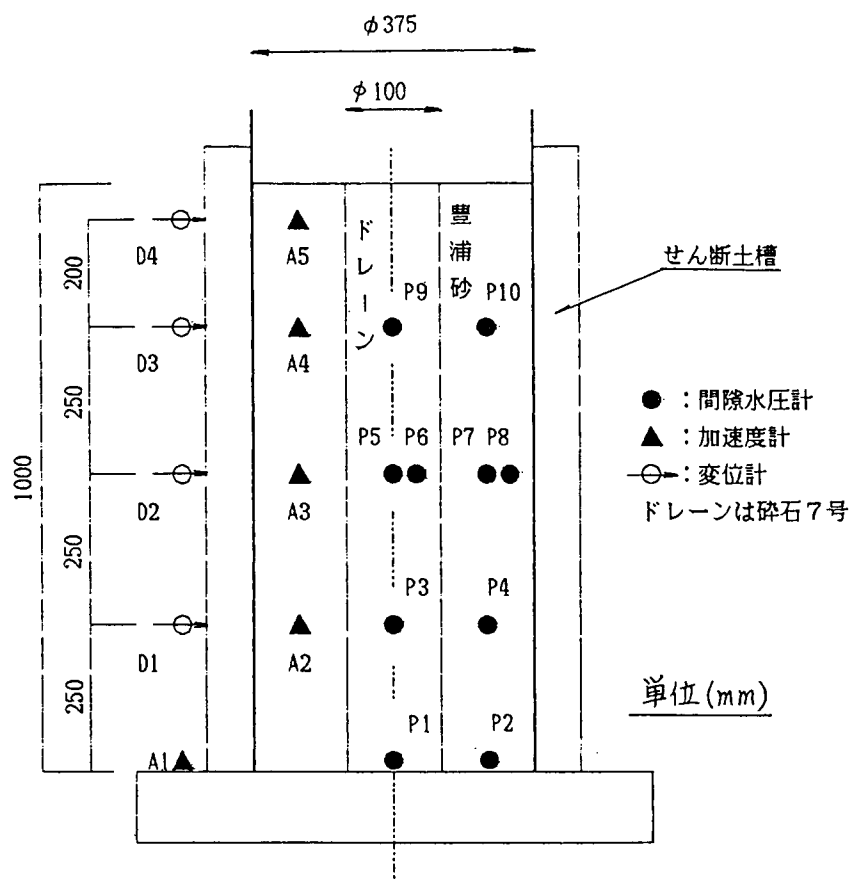


図 3.2.1 実験模型と計器設置位置

グラベルパイルの碎石としては、碎石7号を使用し、砂層部には豊浦標準砂を使用した。

実験のケースとしては、グラベルパイルの有無、流体の種類（水およびグリセリン溶液）、砂層部の密度（緩詰めおよび密詰め）により、計8種類を設定した。それらの実験ケースの一覧を表3.2.1に示す。表3.2.1には、あわせて砂層部の相対密度、水中単位体積重量および振動台加速度も示した。なお、流体としてグリセリン溶液を使用した時は、透水係数を水の場合に対して約1/5分にするため、体積比で60%溶液を用いた。

砂層部は、先に水あるいはグリセリン溶液をある程度の高さまではっておき、その上から砂を落とす水中落下法により作成したが、密詰めの試料を作成する際には、約12.5cmごとにタンパーを用いて締固めを行なった。また、グラベルパイル部については、内径10cmの塩ビパイプを設置し、その中に碎石を適当な高さまで投入してその後、塩ビパイプを引き上げながら作成した。使用した計器は、間隙水圧計10台、加速度計5台および変位計4台であり、試料の高さ方向に関して25cmピッチで設置した。

以上の様にして作成した試料を振動台に載せ、水平方向に強制加振を行なった。入力波として正弦波を用い、加振時の周波数は2Hz また加振時間は6secであった。

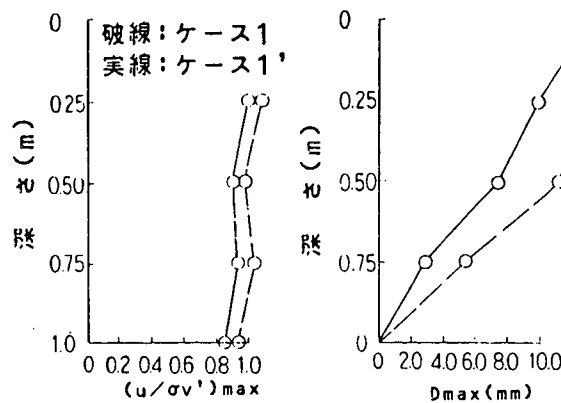
表 3.2.1 実験ケース一覧

ケース	ドレーン の有 無	流体の種類	砂層部の 相対密度 D_r (%)	砂層部の 水中単位体積重量 γ' (tf/m ³)	台加速度 (g a l)
1	無	水	58 (緩詰め)	0.93	100
2	無	グリセリン	71 (緩詰め)	0.86	86
3	有	水	59 (緩詰め)	0.93	96
4	有	グリセリン	65 (緩詰め)	0.85	90
1'	無	水	82 (密詰め)	0.98	90
2'	無	グリセリン	83 (密詰め)	0.89	105
3'	有	水	79 (密詰め)	0.97	87
4'	有	グリセリン	84 (密詰め)	0.88	83

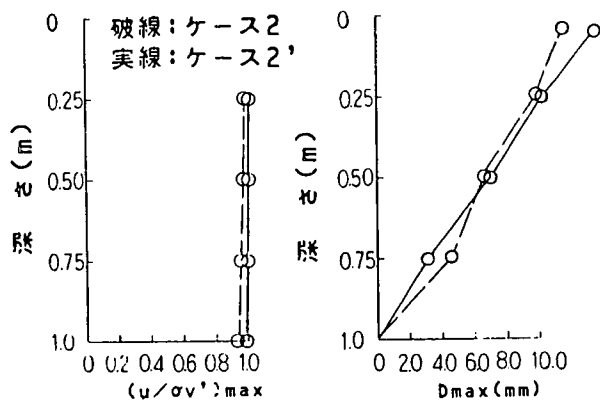
(3) 実験結果

前述の 8 ケースの実験に関し、過剰間隙水圧を有効上載圧で除して求めた間隙水圧比と変位の時刻歴最大値の深度分布を図 3.2.2 に示す。

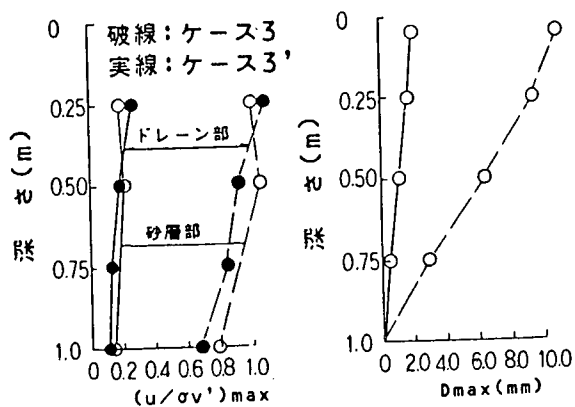
図 3.2.2 によると、グラベルパイルのない場合（ケース 1, 1', 2, 2'）には、緩詰めおよび密詰め試料ともに、間隙水圧比が 0.8 以上の値を示しており、砂層部全体が液状化に近い状態ないしは液状化の状態にあると言える。一方、流体として水を使用してグラベルパイルを設けた場合には、緩詰め試料（ケース 3）では試料の深い部分で間隙水圧比が若干減少するが、せいぜい 0.7 程度である。それに対し、流体として水を使用してグラベルパイルを設けた密詰め試料（ケース 3'）では砂層部およびグラベルパイル部とも、間隙水圧比が 0.2 程度の値に抑えられているのがわかる。この結果より、砂層が緩い場合には、地震時に間隙水圧比を小さくするというグラベルパイルの効果が顕著には現われにくいのにに対し、砂層が密な場合にはその効果が顕著に現われやすいものと考えられる。これは、砂層の液状化強度、いいかえれば、液状化時に間隙水圧比が 1 に達するまでの回数 N_L がグラベルパイルの効果に微妙に影響するためと思われ、この N_L 値の評価が重要であることを示唆するものと考えられる。



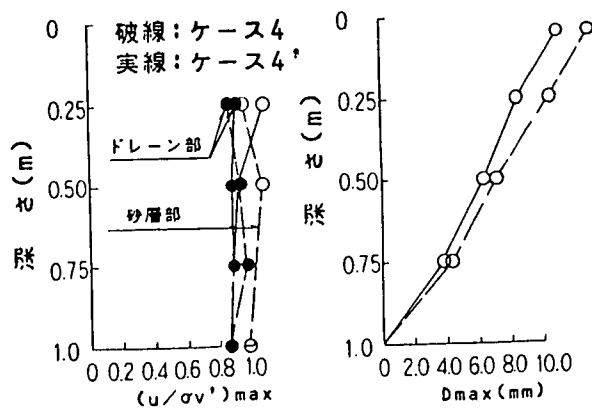
(a) ケース1とケース1'



(b) ケース2とケース2'



(c) ケース3とケース3'



(d) ケース4とケース4'

図 3.2.2 間隙水圧比と変位の時刻歴最大値

次に流体としてグリセリン溶液を使用してグラベルパイルを設けた場合には、緩詰めおよび密詰め試料（ケース 4，4'）とも試料全体に間隙水圧比が 0.8 以上に達しており、グラベルパイルの効果が余り現われていないことがわかる。すなわち、流体として水を使用した場合には、密な試料でグラベルパイルの効果が顕著に現われたのに対して、流体としてグリセリン溶液を使用すると密な試料でもグラベルパイルの効果が顕著に現われていない。このことは、グラベルパイルの透水係数 k_d と砂層の透水係数 k_s の比 k_d/k_s 程度の大きな値に保ったとしても、砂層の透水係数が小さければグラベルパイルの効果も小さくなりうることを示すものと考えられ、グラベルパイルと砂層の透水係数比だけでなく、砂層部の透水係数の絶対値も重要な意味をもつものと思われる。

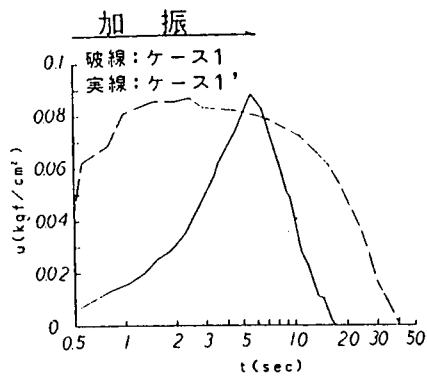
図 3.2.2 において試料の密度に着目すれば、グラベルパイルの有無、流体の種類を問わず、グリセリン溶液を使用したグラベルパイルのない場合を除いて、緩詰め試料の方が密詰め試料に比べて間隙水圧比と変位とも大きい値を示している。グリセリン溶液を使用したグラベルパイルのない場合で密詰め試料（ケース 2'）の方が緩詰め試料（ケース 2）よりも間隙水圧比と変位が大きくなっており、他のケースと傾向が異なっていることは、表 3.2.1 に示したように、密詰め試料のケースの方が緩詰め試料のケースに比べて加振加速度が 20 gal 程度大きくなっていることが関係しているものと思われる。

図 3.2.2 において、変位の時刻歴最大値に着目すれば、グラベルパイルの有無、流体の種類および砂層の密度を問わず試料が液状化あるいはそれに近い状態にある時は、ほぼ同程度の変位量と同様な深度分布形状を示しているが、流体として水を使用してグラベルパイルを設けた密詰め試料（ケース 3'）の場合には、液状化が抑えられて変位量も小さくなっていることがわかる。

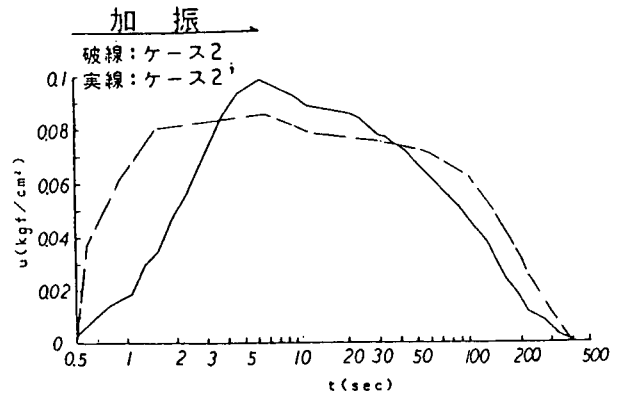
10 台の間隙水圧計のうち、2 台の P_1 および P_2 に着目して、間隙水圧の時刻歴を図 3.2.3 に示す。

図 3.2.3 を見ると、グラベルパイルの有無および流体の種類によらず、砂層の密度の違いが間隙水圧の上昇過程に大きな影響を及ぼしていることがわかる。すなわち、砂層が緩詰めの場合には、間隙水圧が加振開始 1 ～ 2 sec で急激にピークに達するのに対して、砂層が密詰めの場合は、間隙水圧の上昇が緩慢になり、加振開始後 5 ～ 6 sec でピークに達している。

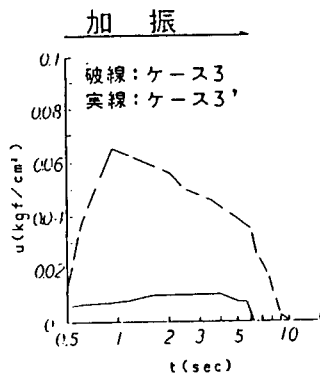
また、流体の種類および砂層の密度によらず、グラベルパイルを設けた場合には、加振終了後の間隙水圧の消散がグラベルパイルを設けない場合よりも速くなっており、この傾向は、グリセリン溶液を用いた密詰め試料（ケース 4'）において特に著しいことがわかる。この間隙水圧の消散を速めるといっても、グラベルパイルを設置した時の重要な効果の 1 つであると考えられる。



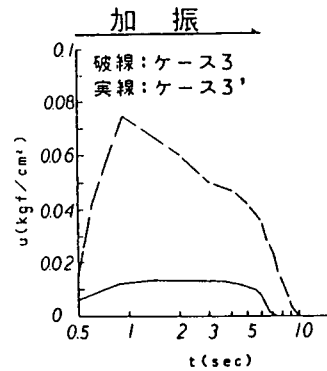
(a) ケース1とケース1'(P1)



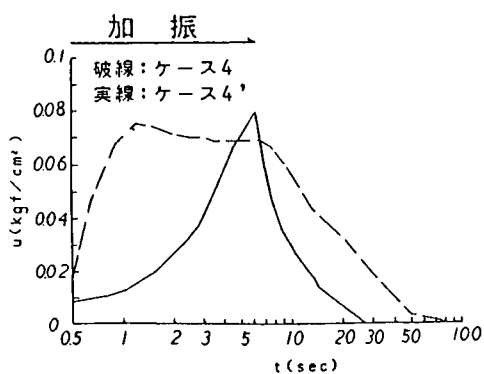
(b) ケース2とケース2'(P1)



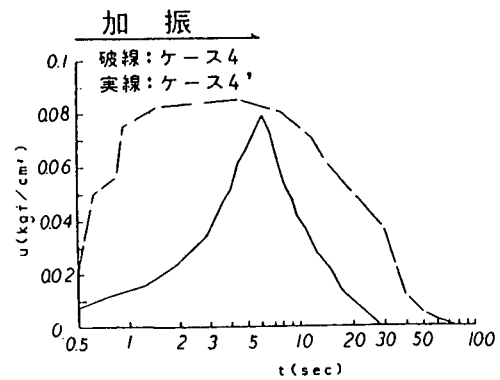
(c) ケース3とケース3'(P1)



(d) ケース3とケース3'(P2)



(e) ケース4とケース4'(P1)



(f) ケース4とケース4'(P2)

図 3.2.3 P_1 および P_2 における間隙水圧の時刻歴

(4) 実験結果の解析的検討

昨年度開発した解析コード「AXPORE」の妥当性を検討するために、本解析コードを用いて本実験結果の数値シミュレーションを行なった。数値シミュレーションは、前述したように実験でグラベルドレーンの効果が顕著に現われた密な試料に対して実施した。図3.2.1の P_1, P_2, P_5, P_7, P_9 および P_{10} の間隙水圧に関して、実験結果と数値計算結果の比較を、図3.2.4に示す。図3.2.4では、ケース1'、ケース2'、ケース3' およびケース4' に対する結果を示しており、実線が実験値を破線が計算値を意味している。

計算に用いた入力データとしては、流体として水を用いたものに対しては、砂層の透水係数 $k_s = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 、グラベルパイルの透水係数 $k_d = 2.5 \text{ cm/s}$ 、砂層およびグラベルパイルの体積圧縮係数 $m_{vs} = m_{vd} = 1.7 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{tf}$ 、非排水状態で間隙水圧比が100%に達する繰り返し回数 $N_l = 8$ 回、入力の等価繰り返し回数 $N_{eq} = 12$ 回および地震動有効継続時間 $t_d = 6.0 \text{ sec}$ を用いた。また、流体としてグリセリン溶液を用いたものに対しては、 k_s および k_d を水の場合の15分の1に設定した。ここに、 m_{vs} および N_l の値は、流体として水を用いたドレーンのない場合（ケース1'）について、間隙水圧の時刻歴に関し、実験結果と計算結果とが適合するように決定し、 k_s および k_d の値は、別途実施した透水試験の結果を参考にして決めた。

図3.2.4において、ケース2'、ケース3' およびケース4' の実験値と計算値の比較結果によれば、グリセリン溶液を用いたドレーンのある場合のドレーン内 (m), (o), (q) で計算値が実験値をやや下回る結果となっているが、他のケースでは実験結果における間隙水圧の上昇・消散過程を計算結果が比較的良い精度で説明できており、本解析コードの適合性がうかがえる。

(5) まとめ

グラベルパイルに関する模型振動実験とその解析により、以下のことが明らかとなった。

- ① グラベルパイルの液状化対策の効果は、砂層部の密度いいかえれば砂層部の液状化強度の影響と砂層部の透水性の影響を受ける。これは、液状化時に砂層部の間隙水圧比が100%に達するまでの回数 N_l と砂層部の透水係数 k_s の評価が重要であることを示唆するものと考えられる。
- ② 昨年度開発した解析コード「AXPORE」による解析方法、すなわちグラベルパイルのウェルレジスタンスを加味し、かつ地震時の過剰間隙水圧の発注を考慮した圧密方程式を用いる方法を使用することにより、グラベルパイル周辺の間隙水圧の上昇・消散過程を工学的に十分な精度で追跡可能である。

3.2.2 無次元パラメータによる間隙水圧比・排水量の予測法に関する検討

(1) 無次元パラメータの抽出

(a) 無次元パラメータ

解析コードAXPOREの支配方程式は、次式で表わされる。

$$\text{(砂層部)} \quad \frac{k_{sr}}{r_w m_{vs}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_{sz}}{r_w m_{vs}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (a \leq r \leq b) \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

$$\text{(グラベルパイル部)} \quad \frac{k_{dr}}{r_w m_{vd}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_{dz}}{r_w m_{vd}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (0 \leq r \leq a) \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

また、初期条件および境界条件は、次式で与えられる。

$$\text{(初期条件)} \quad t = 0 \text{ で任意の } r, z \text{ に対して} \\ u(r, z, t) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$$\text{(境界条件)} \quad z = 0 \text{ で任意の } r, t \text{ に対して} \\ u(r, 0, t) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.4)$$

$$r = 0 \text{ で任意の } z, t \text{ に対して} \\ \partial u / \partial r = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$r = b \text{ で任意の } z, t \text{ に対して} \\ \partial u / \partial r = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.6)$$

$$z = H \text{ で任意の } r, t \text{ に対して} \\ \partial u / \partial z = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.7)$$

$$r = a \text{ で任意の } z, t \text{ に対して} \\ k_{dr} \frac{\partial u}{\partial r} = k_{sr} \frac{\partial u}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (3.2.8)$$

ここに各変数の意味は、以下の通りである。

u : 間隙水圧

u_g : 地震時に発生する間隙水圧

k_{sr}, k_{sz} : 砂層の透水係数 (添字 r は水平, z は鉛直)

k_{dr}, k_{dz} : グラベルパイルの透水係数 (添字 r は水平, z は鉛直)

m_{vs} : 砂層の体積圧縮係数

m_{vd} : グラベルパイルの体積圧縮係数

r_w : 水の単位体積重量

H : ドレーン長

b : 有効円柱の半径

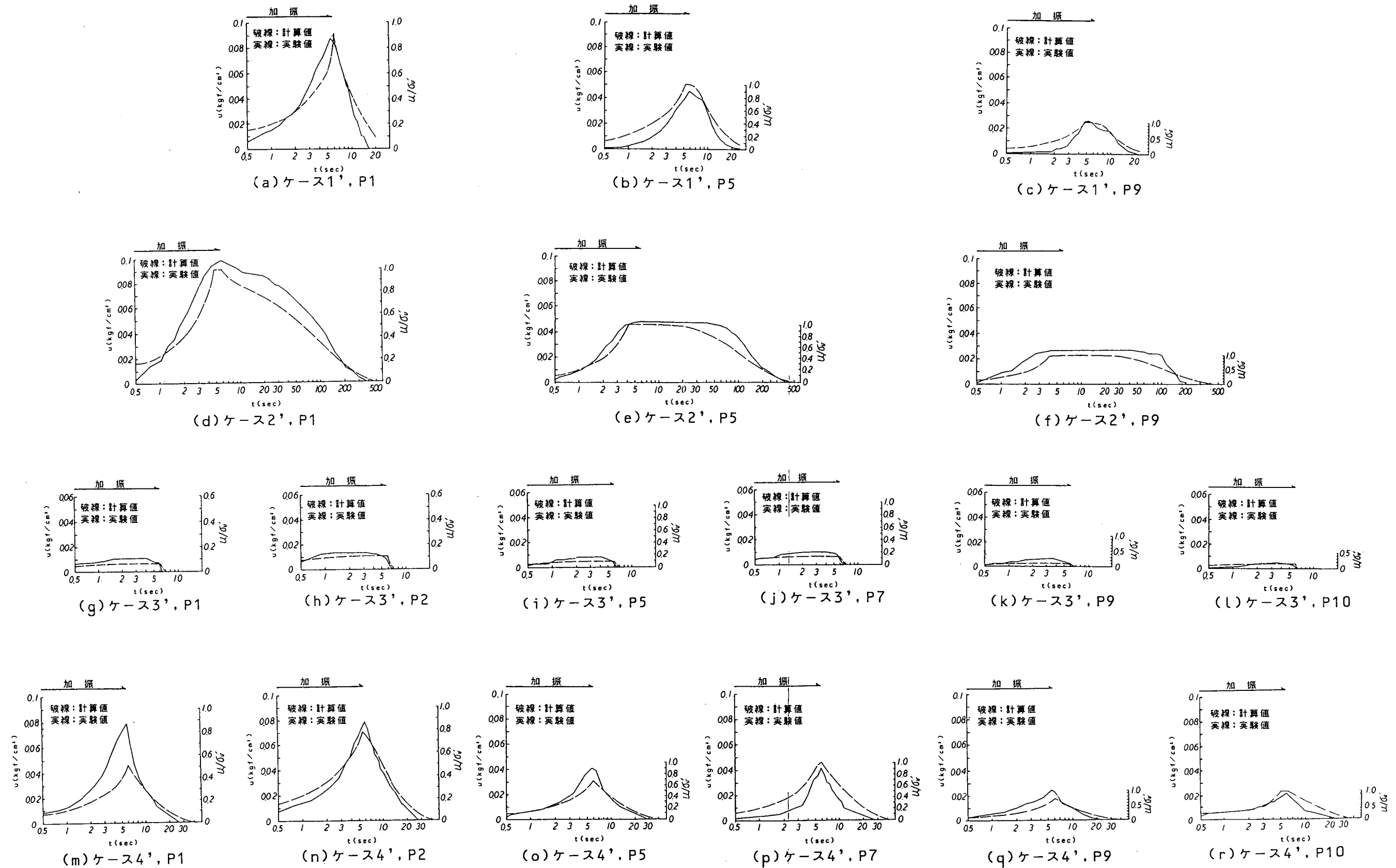


図 3.2.4 実験結果と数値計算結果の比較

a : ドレーンの半径
 r : 半径方向の座標
 z : 深さ方向の座標
 t : 時刻

間隙水圧の発生関数は u_g は, De Alba ら¹⁾ によって与えられた式をもとにして, $\partial u_g / \partial t$ を次式で与えた。

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma_{v'}}{\alpha \pi N_\ell} \left[\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{u}{\sigma_{v'}} \right) \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{u}{\sigma_{v'}} \right) \right]^{-1} \frac{N_{eq}}{t_d} \quad (t \leq t_d) \quad (3.2.9)$$

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = 0 \quad (t > t_d) \quad (3.2.10)$$

ここに、各変数の意味は、以下の通りである。

α : 材料定数 (本報の計算では $\alpha = 0.7$)

N_ℓ : 非排水状態で間隙水圧が100%に達するまでの回数

N_{eq} : 等価繰返し回数

t_d : 地震動有効継続時間

$\sigma_{v'}$: 有効上載圧 ($\sigma_{v'} = r' z$)

r' : 砂層の水中単位体積重量

上述の支配方程式、初期条件および境界条件を無次元化し、その解に影響する無次元パラメータの抽出を行うことにする。

支配方程式、初期条件および境界条件を次のパラメータを用いて座標変換する。すなわち、

$$\eta = \frac{r}{a}, \quad \zeta = \frac{z}{H}, \quad \theta = \frac{t}{t_d}, \quad \xi = \frac{u}{\sigma_{v'}} \quad (3.2.11)$$

この時

$$u(r, z, t) = \sigma_{v'} \xi(\eta, \zeta, \theta) = r' z \xi = r' H \zeta \xi \quad (3.2.12)$$

また

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{r' H \zeta}{a} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \eta} \quad (3.2.13)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} = \frac{r' H \zeta}{a^2} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial \eta^2} \quad (3.2.14)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = r' \left(\xi + \zeta \frac{\partial \xi}{\partial \zeta} \right) \quad (3.2.15)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{r'}{H} \left(2 \frac{\partial \xi}{\partial \zeta} + \zeta \frac{\partial^2 \xi}{\partial \zeta^2} \right) \quad (3.2.16)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{r' H \zeta}{t_d} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \theta} \quad (3.2.17)$$

式(3.2.9)より

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{r'H\zeta}{\alpha\pi} \cdot \frac{N_{eq}}{N\ell t_d} \left[\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi}{2} \xi \right) \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} \xi \right) \right]^{-1} \quad \dots\dots\dots (3.2.18)$$

式(3.2.1)(3.2.3)(3.2.4)(3.2.6)(3.2.7)および(3.2.11)(3.2.18)より、砂層部に対する支配方程式、初期条件および境界条件は、次の様に無次元化して表わすことができる。

すなわち、 $1 \leq \eta \leq b/a$ において

$$\begin{aligned} \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_{sr}}{r_{wmvs}} \left[\frac{\partial^2 \xi}{\partial \eta^2} + \frac{1}{\eta} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \eta} \right] + \frac{t_d}{H^2} \cdot \frac{k_{sz}}{r_{wmvs}} \left[\frac{2}{\zeta} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \zeta} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial \zeta^2} \right] \\ = \frac{\partial \xi}{\partial \theta} - \frac{N_{eq}}{\alpha\pi N\ell} \left[\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi}{2} \xi \right) \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} \xi \right) \right]^{-1} \quad \dots\dots\dots (3.2.19) \end{aligned}$$

$t = 0$ ですべての η, ζ に対して

$$\xi(\eta, \zeta, 0) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.20)$$

すべての ζ, θ に対して

$$\frac{\partial \xi}{\partial \eta} \left(\frac{b}{a}, \zeta, \theta \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.21)$$

すべての η, θ に対して

$$\xi(\eta, 1, \theta) + \frac{\partial \xi}{\partial \zeta}(\eta, 1, \theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.22)$$

次に、式(3.2.2)(3.2.3)(3.2.4)(3.2.5)(3.2.7)および(3.2.11)(3.2.17)より、グラベルパイル部に対する支配方程式、初期条件および境界条件は、次の様に無次元化して表わすことができる。

すなわち、 $0 \leq \eta \leq 1$ において

$$\frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_{dr}}{r_{wmvd}} \left[\frac{\partial^2 \xi}{\partial \eta^2} + \frac{1}{\eta} \frac{\partial \xi}{\partial \eta} \right] + \frac{t_d}{H^2} \cdot \frac{k_{dz}}{r_{wmvd}} \left[\frac{2}{\zeta} \frac{\partial \xi}{\partial \zeta} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial \zeta^2} \right] = \frac{\partial \xi}{\partial \theta} \quad \dots\dots (3.2.23)$$

$t = 0$ ですべての η, ζ に対して

$$\xi(\eta, \zeta, 0) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.24)$$

すべての ζ, θ に対して

$$\frac{\partial \xi}{\partial \eta}(0, \xi, \theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.25)$$

すべての η, θ に対して

$$\xi(\eta, 1, \theta) + \frac{\partial \xi}{\partial \zeta}(\eta, 1, \theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.26)$$

また、グラベルパイル部と砂層部間の境界条件式(3.2.8)を無次元化すれば、次式をうる。すなわち、すべての ζ, θ に対して

$$\frac{k_{dr}}{k_{sr}} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \eta}(1, \zeta, \theta) = \frac{\partial \xi}{\partial \eta}(1, \zeta, \theta) \quad \dots\dots\dots (3.2.27)$$

いま、材料定数 α を一定とすれば、式(3.2.18)(3.2.25)および(3.2.27)より、本初期値境界値問題の解に影響を与える無次元パラメータは以下の7つとなる。すなわち、 $(t_d \cdot k_{sr}) / (a^2 \gamma_w m_{vs})$, $(t_d \cdot k_{sz}) / (H^2 \gamma_w m_{vs})$, $(t_d \cdot k_{dr}) / (a^2 \gamma_w m_{vd})$, $(t_d \cdot k_{dz}) / (H^2 \gamma_w m_{vd})$, k_{dr} / k_{sr} , N_{eq} / N_l および b/a である。これらを変形すれば、次の7つのパラメータとなる。すなわち、 $\frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_{sr}}{\gamma_w m_{vs}}$, $\frac{a^2}{H^2} \cdot \frac{k_{sz}}{k_{sr}}$, $\frac{a^2}{H^2} \cdot \frac{k_{dz}}{k_{dr}}$, $\frac{m_{vd}}{m_{vs}}$, $\frac{k_{dr}}{k_{sr}}$, $\frac{N_{eq}}{N_l}$ および $\frac{b}{a}$ である。

ここで、砂層部とグラベルパイル内の水平方向と鉛直方向の透水係数が等しく、 $k_s = k_{sr} = k_{sz}$, $k_d = k_{dr} = k_{dz}$ と仮定すれば、無次元パラメータの数は1つ減って、次の6つとなる。ここでは、この6つのパラメータを最終的な無次元パラメータとして採用する。

$$T_d = \frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{\gamma_w m_{vs}} : \text{時間係数} \quad \dots\dots\dots (3.2.28)$$

$$M = \frac{m_{vd}}{m_{vs}} : \text{体積圧縮係数比} \quad \dots\dots\dots (3.2.29)$$

$$K = \frac{k_d}{k_s} : \text{透水係数比} \quad \dots\dots\dots (3.2.30)$$

$$N = \frac{H}{2a} : \text{グラベルパイルの細長比} \quad \dots\dots\dots (3.2.31)$$

$$m = \frac{a}{b} : \text{グラベルパイル径と有効径の比} \quad \dots\dots\dots (3.2.32)$$

$$\frac{N_{eq}}{N_l} : \text{等価繰返し回数と間隙水圧比が1に達するまでの回数の比} \quad \dots\dots\dots (3.2.33)$$

(b)無次元排水量について

排水量に関しても、上述の無次元パラメータによって整理するため、無次元化を行う。

排水量 Q は、グラベルパイルからのみの排水を考慮し次式で表わされる。

$$Q = \int_0^T \left\{ \int_0^a k_{dz} \cdot i_z \cdot 2\pi r dr \right\} dt \quad \dots\dots\dots (3.2.34)$$

ここには i_z は、グラベルパイルの地表面における鉛直方向の動水勾配であり、 T は排水量の計算時間を表わしている。いま、水平方向と鉛直方向の透水係数が等しく($k_d = k_{dr} = k_{dz}$)、また透水係数が時間 t と半径方向座標 r に依存しないとすれば、排水量 Q は次式となる。

$$Q = k_d \int_0^T \left\{ \int_0^a i_z \cdot 2\pi r dr \right\} dt \quad \dots\dots\dots (3.2.35)$$

ここで、 $t = \theta \cdot t_d$, $r = \eta \cdot a$ なる座標変換を行うと、 $dt = t_d \cdot d\theta$, $dr = a \cdot d\eta$ であるから、式(3.2.35)は次式の様に書ける。

$$Q = \pi a^2 k_d t_d \int_0^{T/t_d} \left\{ \int_0^1 2 \cdot i_z \cdot \eta \cdot d\eta \right\} d\theta \quad \dots\dots\dots (3.2.36)$$

よって

$$\frac{Q}{\pi a^2 k_d t_d} = \int_0^{T/t_d} \left\{ \int_0^1 2 \cdot i_z \cdot \eta \, d\eta \right\} d\theta \quad \dots\dots\dots (3.2.37)$$

式(37)より、新しい無次元パラメータ T/t_d を考慮することにより、無次元排水量 $Q/(\pi a^2 k_d t_d)$ を定義できることがわかる。すなわち、無次元排水量は、パラメータ T/t_d によっても値が変化することを意味している。したがって、パラメータ T/t_d が排水量 Q に与える影響を調べておく必要がある。そこで、ここでは、前述の無次元パラメータの値として、 $N_{eq}/Nl=3, N=30, K=500, T_d=100$ および $a/b=0.3333$ と $N_{eq}/Nl=1, N=30, K=500, T_d=5$ および $a/b=0.5$ の2ケースを考え、それらについて T/t_d が排水量に与える影響を検討した。その結果を図3.2.5に示す。図3.2.5において、収束率とは排水量が収束値に達したと考えられる最終排水量を1として、それに対する割合を示したものである。図によれば、前者のケースでは T/t_d が3程度で最終排水量に達しているが、後者のケースでは、 T/t_d が20程度にならないと最終排水量に達しないことがわかる。

後述のAXPOREを用いたパラメータスタディでは計算時間も考慮し、図3.2.5(b)によるとほぼ7割程度の収束状況であるが、 $T/t_d=3.33$ に対応する排水量によって整理することにする。

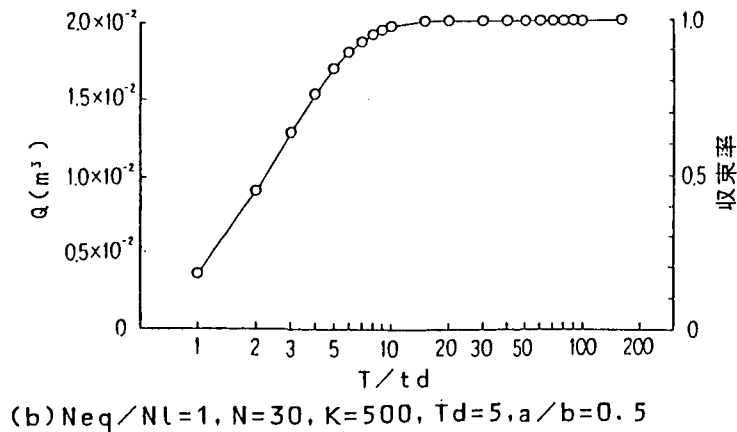
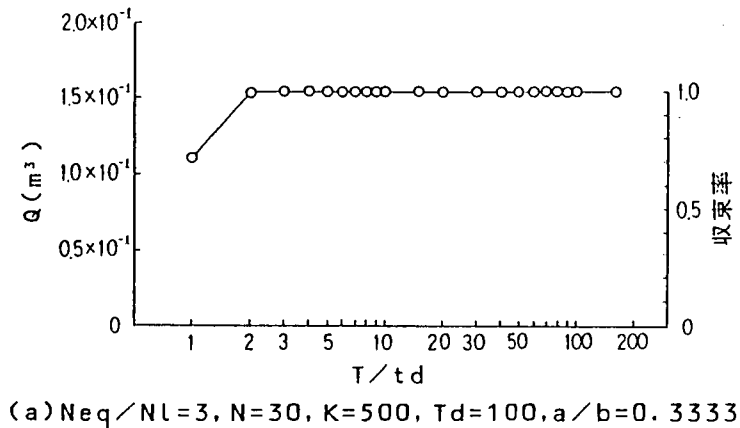


図3.2.5 T/t_d の排水量に及ぼす影響

(c)吉国の方法に関する検討

吉国²⁾は、バーチカルドレーンの圧密解析において、「ドレーン内における半径方向の水の流れは無視し、ドレーン材は非圧縮性を有する」という仮定を導入し、ドレーン部の影響をドレーン部と砂層部間の境界条件として処理する方法を提案している。

吉国の方法によれば、砂層部のみが解析領域となり、支配方程式は、式(3.2.1)、初期条件としては式(3.2.3)、境界条件としては式(3.2.4)、(3.2.6)および(3.2.7)が同様に成立する。また、グラベルパイル部と砂層部との境界における境界条件は、以下の様にして導かれる。

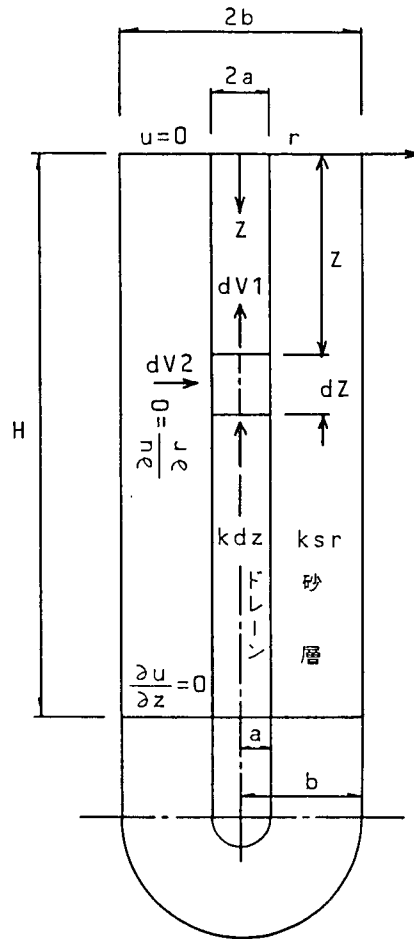


図 3.2.6 吉国の方法における境界条件
(吉国²⁾を一部修正)

図 3.2.6 に示すようなドレーン内の高さ dz 、半径 a の円柱要素について、 z 方向に流入する量と流出する量との差 dv_1 は、

$$dv_1 = \frac{\pi a^2 k_{dz}}{r_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad \dots\dots\dots (3.2.38)$$

一方、砂層からドレーン内に流入する量 dv_2 は、

$$dv_2 = \frac{2\pi a k_{sr}}{r_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} dz dt \quad \dots\dots\dots (3.2.39)$$

ここで、水の連続性に関する条件より

$$dv_1 + dv_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.40)$$

式(3.2.38)と(3.2.39)を式(3.2.40)に代入して整理すれば、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + 2 \frac{k_{sr}}{k_{dz}} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.41)$$

式(3.2.4)を前述のパラメータを用いて無次元化すれば、次式が得られる。

$$2 \frac{k_{sr}}{k_{dz}} \left(\frac{H}{a} \right)^2 \zeta \frac{\partial \xi}{\partial \eta} (1, \zeta, \theta) + 2 \frac{\partial \xi}{\partial \zeta} (1, \zeta, \theta) + \zeta \frac{\partial^2 \xi}{\partial \zeta^2} (1, \zeta, \theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.42)$$

したがって、吉国の方法に従った場合に関係する独立な無次元パラメータは、次の5つである。す

なわち、 $\frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_{sr}}{r_w m_{vs}}$ 、 $\frac{t_d}{H^2} \cdot \frac{k_{sz}}{r_w m_{vs}}$ 、 $\frac{k_{sr}}{k_{dz}} \left(\frac{H}{a} \right)^2 \frac{b}{a}$ および $\frac{N_{eq}}{Nl}$ である。あるいは、 $\frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_{sr}}{r_w m_{vs}}$ 、 $\frac{k_{sz}}{k_{dz}}$ 、

$\frac{k_{sr}}{k_{dz}} \left(\frac{H}{a} \right)^2 \frac{b}{a}$ および $\frac{N_{eq}}{Nl}$ である。ここで、砂層部の鉛直方向の浸透を無視して鉛直方向の砂層の透

水係数 $k_{sz} = 0$ とし、かつ $k_s = k_{sr}$ 、 $k_d = k_{dz}$ と書けば独立な無次元パラメータは1つ減って次の4

つとなる。すなわち、 $\frac{t_d}{a^2} \cdot \frac{k_s}{r_w m_{vs}}$ 、 $\frac{k_s}{k_d} \left(\frac{H}{a} \right)^2 \frac{b}{a}$ および $\frac{N_{eq}}{Nl}$ である。

吉国は、上述のパラメータのうち、 $(k_s/k_d) \cdot (H/a)^2$ を改めて次式のように定義し、ウエルレジスタンス係数と呼んでいる。

$$L = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \left(\frac{H}{2a} \right)^2 = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \left(\frac{H}{a} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (3.2.43)$$

(a)で求めた6つの独立な無次元パラメータに対して、ここで求めた4つの無次元パラメータを比較すると、体積圧縮係数比 $M = m_{vd}/m_{vs}$ が消去され、また、透水係数比 k_d/k_s とグラベルパイルの細長比 $H/2a$ のそれぞれが独立でなくウエルレジスタンス数の形に統一されていることがわかる。

(d)体積圧縮係数比Mの影響について

前述の吉国が導入した仮定が合理的なものであれば、(a)で導入した無次元パラメータのうち、体積圧縮係数比 $M = m_{vd}/m_{vs}$ が計算結果に与える影響は少ないものと予想される。以下では、パラメータMが計算結果に与える影響度を検討する。

計算条件としては、前述した無次元パラメータの値として、 $T_d = 20$ 、 $K = 1,000$ 、 $N = 10$ 、 $a/b = 0.25$ および $N_{eq}/Nl = 1$ を使い、Mの値として 10^{-2} 、 10^{-1} および 1 を用いた。計算結果を図3.2.7に示す。図3.2.7では、 $M = 1$ の場合を基準にして最大間隙水圧比と最終排水量の比で示した。図によれば、パラメータMの計算結果に及ぼす影響は非常に小さいことがわかる。したがって、後述の「AX PORE」を用いたパラメータスタディではMの値を1に固定することにする。

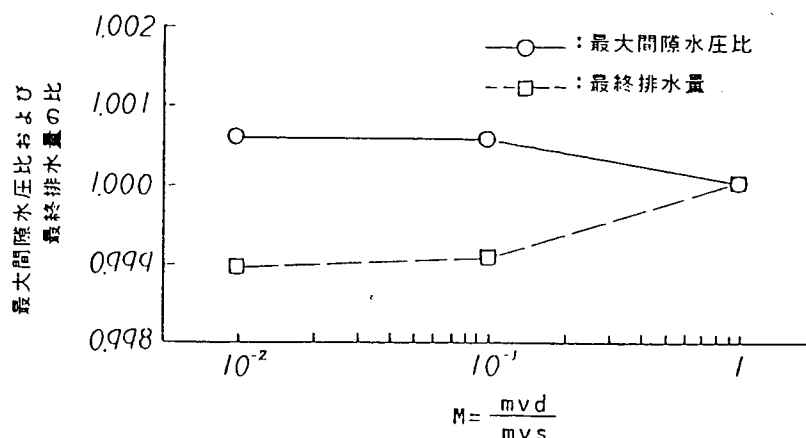


図 3.2.7 パラメータ M の計算結果に及ぼす影響

(2) 間隙水圧比と排水量の予測法

以下では、各深度での砂層部のみの間隙水圧を面積による重み付けをして求めた平均 $\bar{u}(z, t)$ から間隙水圧比を求め、さらにそれを深度方向に平均化した値の時刻歴最大値を最大間隙水圧比と定義し、その最大間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma_v')_{\text{aver.}}$ を排水量 Q について、先に抽出した無次元パラメータに関して整理を行い、実用に供するための図表の作成を試みた。ここに、 $\bar{u}(z, t)$ は次式で表わされる。

$$\bar{u}(z, t) = \frac{\int_a^b 2\pi r u dr}{\int_a^b 2\pi r dr} \dots\dots\dots (3.2.44)$$

排水量 Q については、無次元排水量 $Q / (\pi a^2 k_d t_d)$ で整理した。なお、前述したように、独立な 6 つの無次元パラメータのうち、体積圧縮係数比 $M = m_{vd}/m_{vs}$ は計算結果に余り影響を及ぼさないため、残りの 5 つのパラメータについて整理を行なった。

それらの図表を付図として示した。図では、グラベルパイルと砂層部の透水係数比が 500 と 1,000 の場合、グラベルパイルの細長比 N が 10, 20 および 30 の場合、等価繰り返し回数と間隙水圧比が 1 に達するまでの回数の比 N_{eq}/N_l が 1, 2, 3 および 4 の場合について示している。また、それらの図表においては、間隙水圧比が大きくなると体積圧縮係数が一定値を示さなくなること、液状化試験において間隙水圧比が 0.6 ~ 0.7 付近で変形が急増する傾向があることを考慮し、最大間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma_v')_{\text{aver.}}$ の 0.6 までの値を示した。

(3) 他の予測法との比較

(a) Seed・Booker の方法との比較

Seed・Booker の方法とグラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した本手法の比較を、ドレーン周辺の砂層の最大間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma_v')_{\text{aver.}}$ により行なった。 $N_{eq}/N_l = 1$ の場合の結果を図 3.2.8 に、 $N_{eq}/N_l = 4$ の場合の結果を図 3.2.9 に示す。それらの図では、グラベルパイルの細長比 N が 10 と 30 の場合、グラベルパイルと砂層の透水係数比 K が 1000 と 500 の場合を示している。

図 3.2.8 によると、グラベルパイルの細長比が小さく ($N = 10$) 透水係数比が大きければ ($K = 1000$)

Seed Bookerの方法と本手法は近い値を示しているが、グラベルパイルの細長比が大きくなるか($N=30$) 透水係数比が小さくなると($K=500$)、Seed・Bookerの方法と本手法の差が大きくなっている。すなわち、吉国の定義したウェルレジスタンス係数が大きくなるほどSeed・Bookerの方法と本手法の差が大きくなり、Seed・Bookerの方法が小さめの間隙水圧比を示すことがわかる。この傾向は、図3.2.9をみるとわかるように、 $N_{eq}/N_l=4$ の時により顕著になっている。

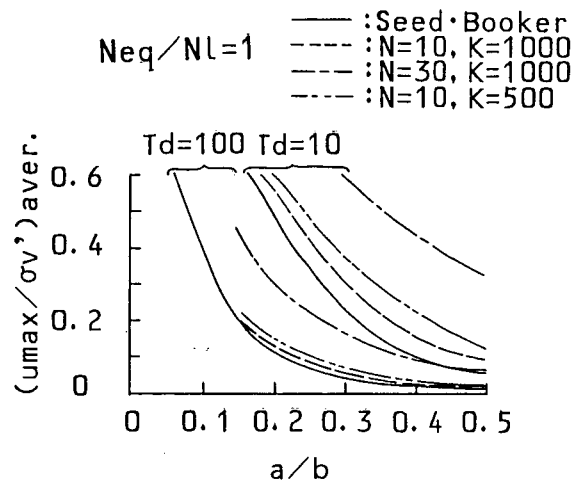


図 3.2.8 Seed・Booker の方法と
本手法との比較

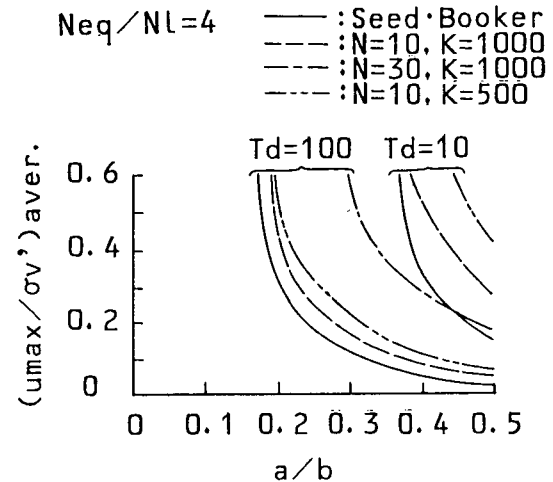


図 3.2.9 Seed・Booker の方法と
本手法との比較

(b)ウェルレジスタンスを考慮した他の予測法との比較

田中ら³⁾、大北ら⁴⁾ および井合ら⁵⁾は、グラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した時、地震時にグラベルパイル周辺地盤内で生ずる間隙水圧の予測法を提案している。

田中らは、地震時の間隙水圧の消散に関して、サンドドレーンの圧密に関する吉国の解⁶⁾やBarronの解を用い、間隙水圧の発生関数についてはDe Albaらの式をもとに近似した式を用いて、間隙水圧比の水平断面内平均値の時刻歴最大値を求める簡易式を提案している。

大北らは、間隙水圧の消散の遅れを時間係数の補正として考え、Seed・Bookerの提案した設計図表を援用する方法を提案している。

井合らは、グラベルパイルの透水性をも考慮した圧密方程式を有限要素法を用いて解き、その結果を新たにウェルレジスタンス係数をパラメータとして加え、最大間隙水圧比に関する図表の形で提案している。

表3.2.2に、上述の各手法に関して、使用している無次元パラメータ、最大間隙水圧比の定義の方法および間隙水圧比の予測法についての差異を示す。

以下では、田中ら、大北らおよび井合らの結果と本手法の結果を、先に述べた最大間隙水圧比により比較を行なった。先に示した無次元パラメータとして、 $N_{eq}/N_l=1$ 、 $T_d=10$ 、 $N=10$ および $K=1000$ の場合の結果を図3.2.10に、 $N_{eq}/N_l=4$ 、 $T_d=100$ 、 $N=10$ 、および $K=1000$ の場合の比較結果を図3.2.11に、示す。図3.2.10と図3.2.11にはSeed・Bookerの結果もあわせて示した。

図3.2.10および図3.2.11によると、本手法を含めてウェルレジスタンスを考慮した方法は

表 3.2.2 本手法と他のウェルレジスタンスを考慮した手法の比較

各手法	使用している無次元パラメータ	最大間隙水圧比の定義の方法	間隙水圧比の予測法	備 考
Seed・Booker	$T_d, a/b, \frac{N_{eq}}{N_d}$	水平方向に間隙水圧比を平均	設計ノモグラムの形で提案	T_d は時間係数で $T_d = \frac{T_d}{a^2} \frac{k_s}{\gamma_w m v_s}$ ・有限要素法による一次元問題
田中ら ³⁾	$T_d, a/b, L, \frac{N_{eq}}{N_d}$		解析式を用いる	L はウェルレジスタンス係数で $L = (8/\pi^2) \cdot (k_s/k_d)(H/a)^2$ ・吉国の境界条件を適用 ・吉国の解やBarronの解を利用
大北ら ⁴⁾	$T_d, a/b, L, \frac{N_{eq}}{N_d}$	水平方向かつ鉛直方向の間隙水圧比の平均の時刻歴最大値	Seed・Bookerの結果を援用	・消散の時間遅れをBarronの近似式を用いて考慮し、 T_d を縮小補正
井合ら ⁵⁾	$T_d, a/b, L$	中間高さにおける水平方向の間隙水圧比の平均の時刻歴最大値	設計ノモグラムの形で提案	T_d は $T_d = (N_d/N_{eq}) \cdot t_d$ ・有限要素法を用い砂層部の鉛直方向の浸透は無視
本手法	$T_d, a/b, k_d/k_s, \frac{N_{eq}}{N_d}, H/2a$	水平方向かつ鉛直方向の間隙水圧比の平均の時刻歴最大値	設計ノモグラムの形で提案	・有限要素法による

$N_{eq}/N_d=1, T_d=10, N=10, K=1000$

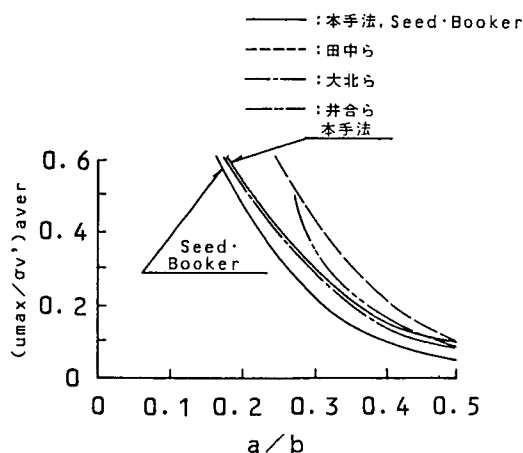


図 3.2.10 本手法と他手法との比較

$N_{eq}/N_d=4, T_d=100, N=10, K=1000$

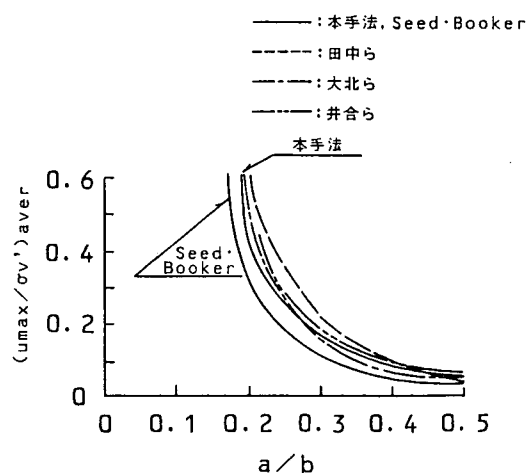


図 3.2.11 本手法と他手法との比較

いずれも Seed・Booker の方法による結果よりも大きい間隙水圧比を示すことがわかる。また、田中ら、大北ら、井合らおよび本手法の中で、田中らの方法が最も大きい間隙水圧比となっており、グラベルパイルの設計上最も安全側の結果を示すことがわかる。

(4) まとめ

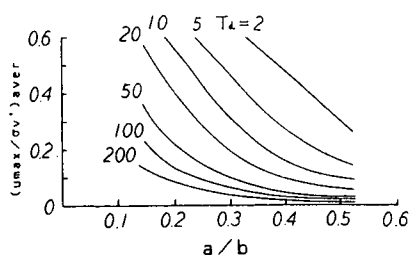
グラベルパイルー砂層系において、グラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した解析コード「AXPORE」を用いたパラメータスタディを行い、その解析コードの支配方程式をもとに抽出した無次元パラメータに関する図表の形で解析結果を整理した。また、本手法と他の手法の比較も行い以下のことが明らかとなった。

- ① 解析コード「AXPORE」の支配方程式、初期条件および境界条件を無次元化することにより、

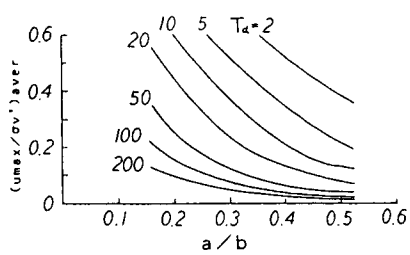
本計算結果に影響を与える無次元パラメータは、時間係数 T_d 、体積圧縮係数比 M 、透水係数比 K 、グラベルパイルの細長比 N 、グラベルパイル径と有効径の比 a/b および等価繰り返し回数と間隙水圧比が 1 に達するまでの回数の比 N_{eq}/N_l の 6 つであることがわかった。なお、これらのパラメータのうち、体積圧縮係数比 M が計算結果に及ぼす影響は非常に小さい。

- ② 「AXPORE」を用いたパラメータスタディにより、最大間隙水圧比と無次元排水量に関する図表の作成を試み、Seed・Bookerの方法や他手法との比較を行なったところ、本手法の結果は、ウェルレジスタンス係数が大きくなるほどSeed・Bookerの方法との差が大きくなり、Seed・Bookerの方法は本手法より小さめの値を示した。また、他のウェルレジスタンスを考慮した間隙水圧の予測法との比較によれば、本手法の結果と他手法の結果とが調和的であることがわかった。

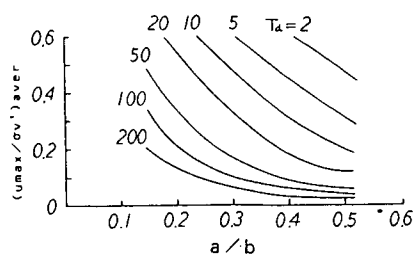
付図(その1) 最大間隙水圧比(1)~(24)と無次元排水量(25)~(48)に関する設計図表



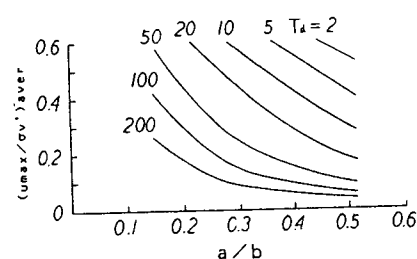
(1) $Neq/Nl=1, N=10, K=1000$



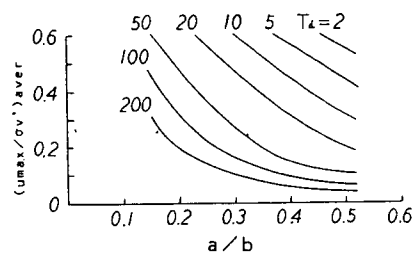
(2) $Neq/Nl=1, N=10, K=500$



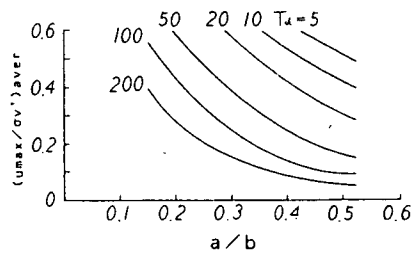
(3) $Neq/Nl=1, N=20, K=1000$



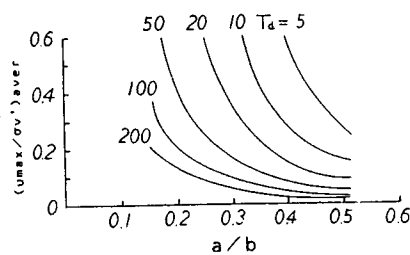
(4) $Neq/Nl=1, N=20, K=500$



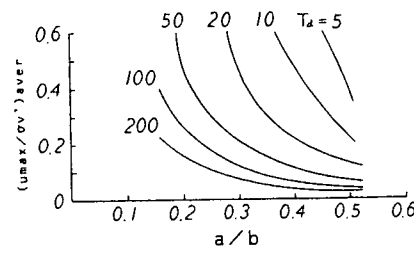
(5) $Neq/Nl=1, N=30, K=1000$



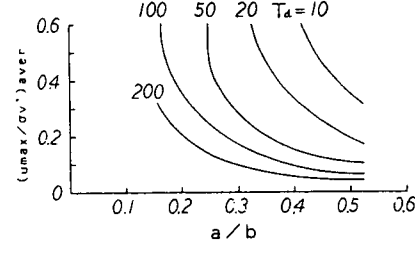
(6) $Neq/Nl=1, N=30, K=500$



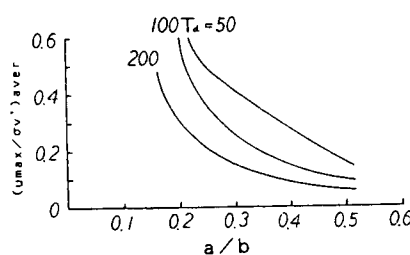
(7) $Neq/Nl=2, N=10, K=1000$



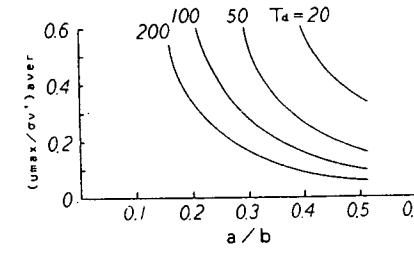
(8) $Neq/Nl=2, N=10, K=500$



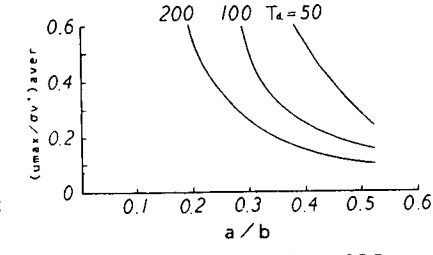
(9) $Neq/Nl=2, N=20, K=1000$



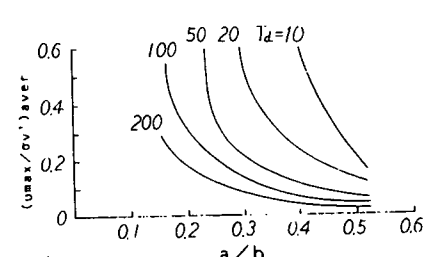
(10) $Neq/Nl=2, N=20, K=500$



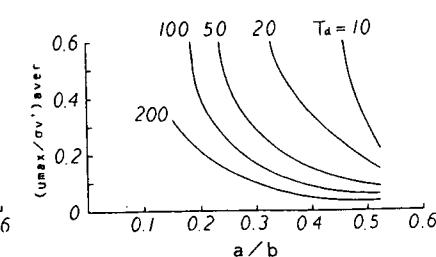
(11) $Neq/Nl=2, N=30, K=1000$



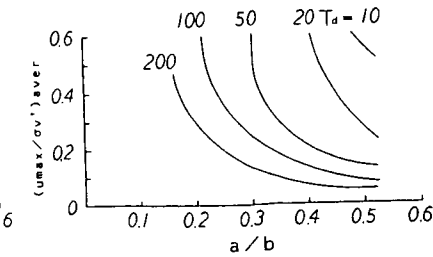
(12) $Neq/Nl=2, N=30, K=500$



(13) $Neq/Nl=3, N=10, K=1000$

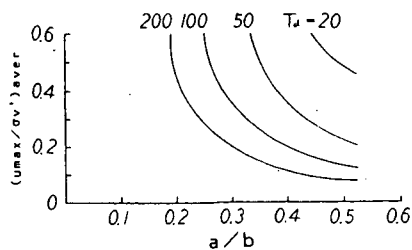


(14) $Neq/Nl=3, N=10, K=500$

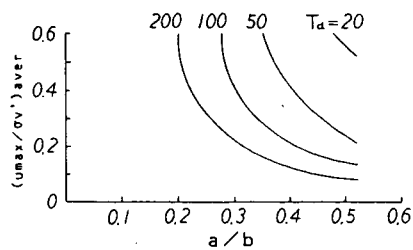


(15) $Neq/Nl=3, N=20, K=1000$

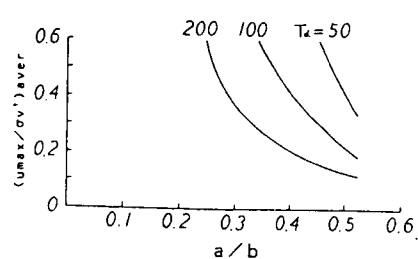
付図(その2) 最大間隙水圧比(1)~(24)と無次元排水量(25)~(48)に関する設計図表



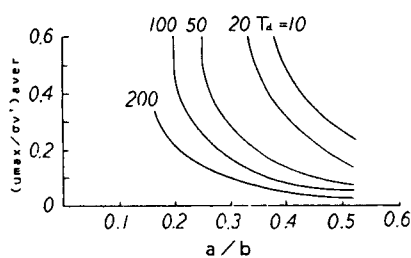
(16) $Neq/Nl=3, N=20, K=500$



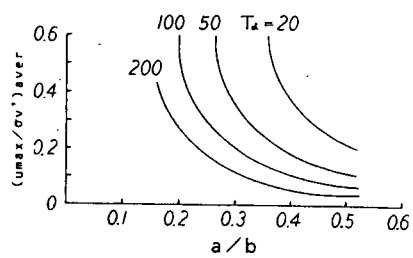
(17) $Neq/Nl=3, N=30, K=1000$



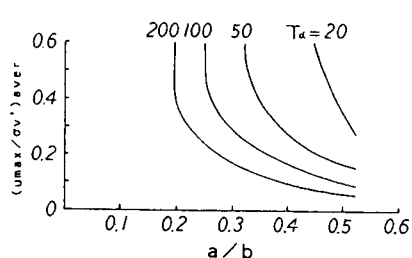
(18) $Neq/Nl=3, N=30, K=500$



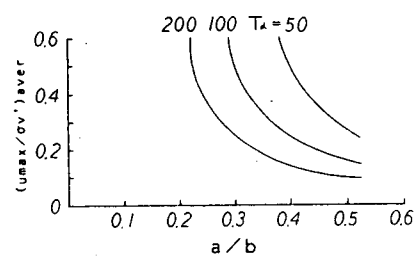
(19) $Neq/Nl=4, N=10, K=1000$



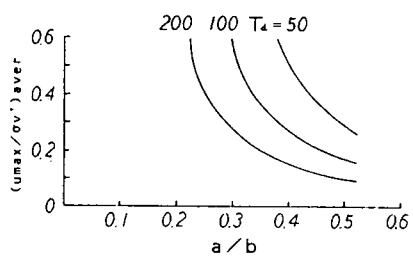
(20) $Neq/Nl=4, N=10, K=500$



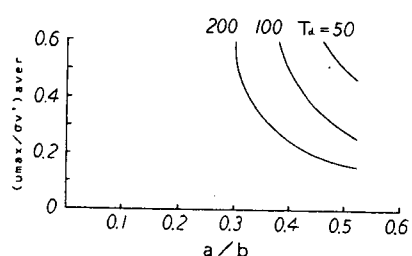
(21) $Neq/Nl=4, N=20, K=1000$



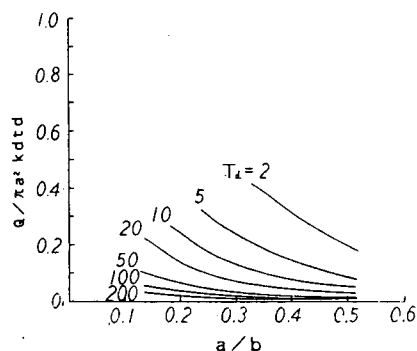
(22) $Neq/Nl=4, N=20, K=500$



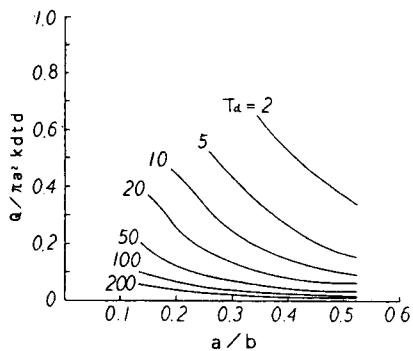
(23) $Neq/Nl=4, N=30, K=1000$



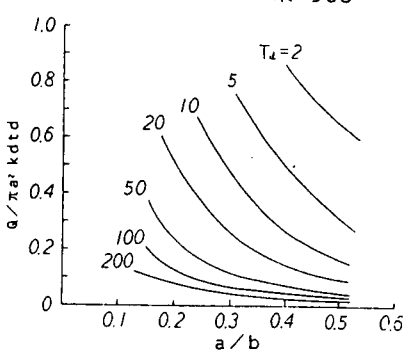
(24) $Neq/Nl=4, N=30, K=500$



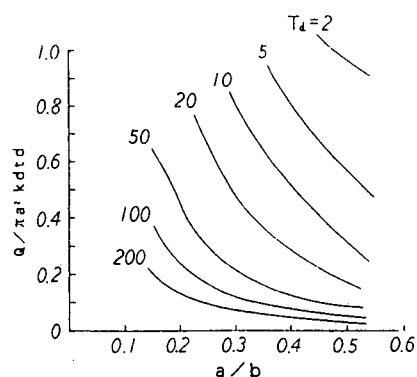
(25) $Neq/Nl=1, N=10, K=1000$



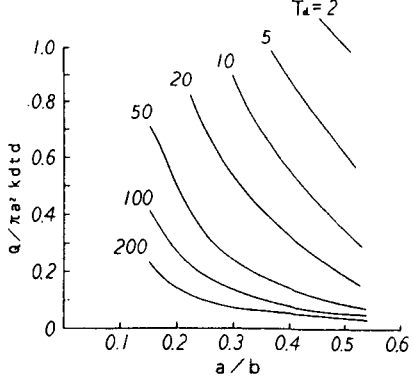
(26) $Neq/Nl=1, N=10, K=500$



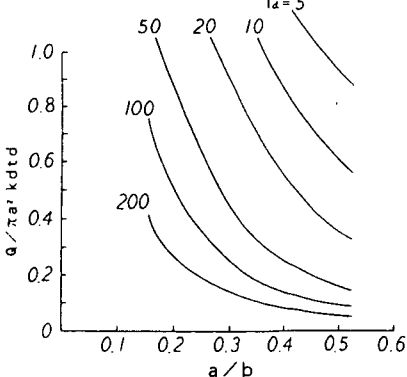
(27) $Neq/Nl=1, N=20, K=1000$



(28) $Neq/Nl=1, N=20, K=500$

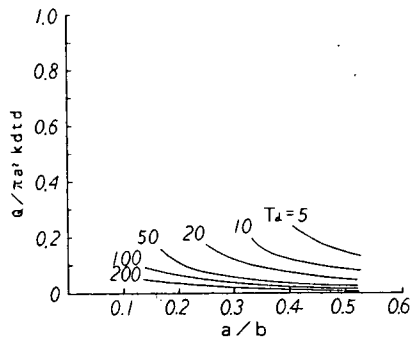


(29) $Neq/Nl=1, N=30, K=1000$

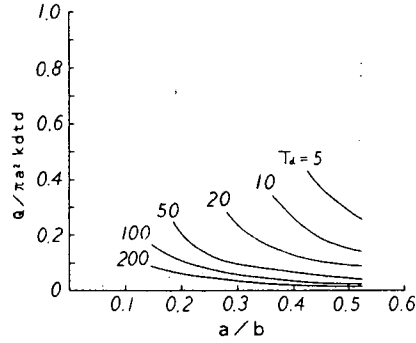


(30) $Neq/Nl=1, N=30, K=1000$

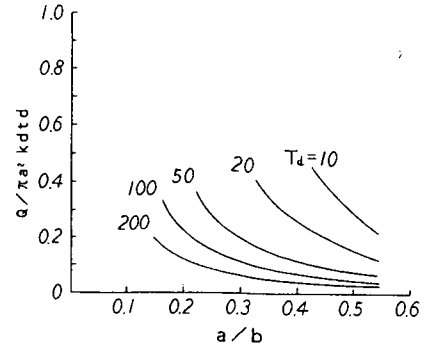
付図(その3) 最大間隙水圧比((1)~(24))と無次元排水量((25)~(48))に関する設計図表



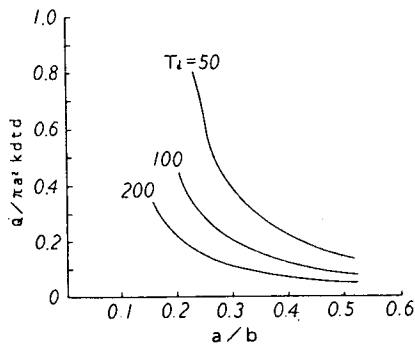
(31) $Neq/Nl=2, N=10, K=1000$



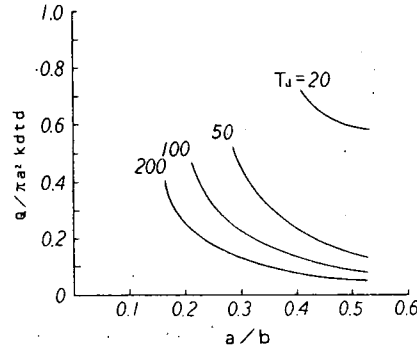
(32) $Neq/Nl=2, N=10, K=500$



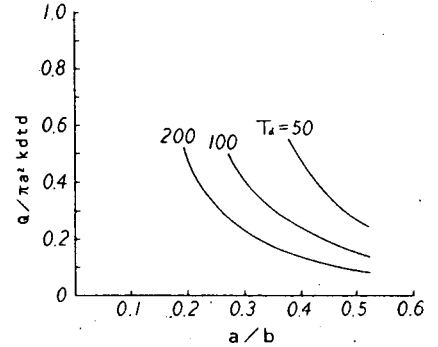
(33) $Neq/Nl=2, N=20, K=1000$



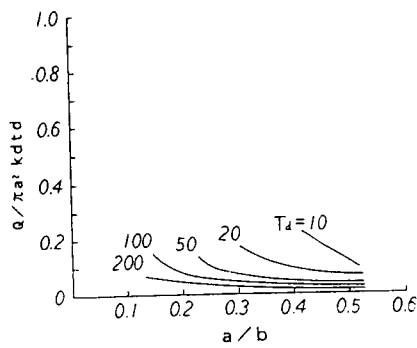
(34) $Neq/Nl=2, N=20, K=500$



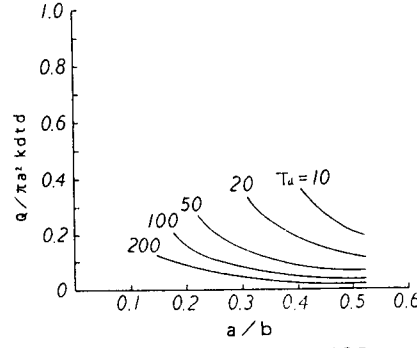
(35) $Neq/Nl=2, N=30, K=1000$



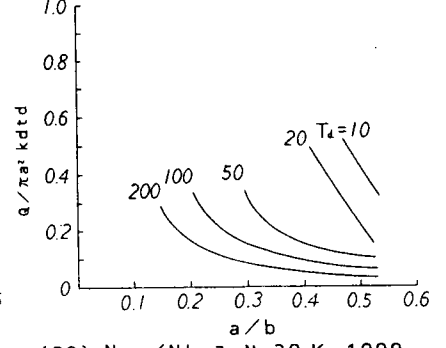
(36) $Neq/Nl=2, N=30, K=500$



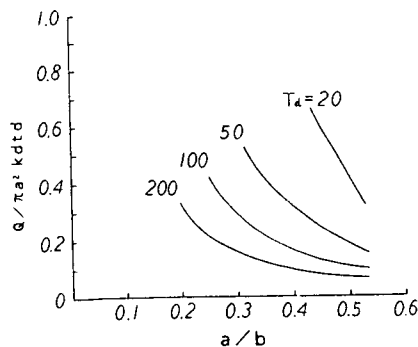
(37) $Neq/Nl=3, N=10, K=1000$



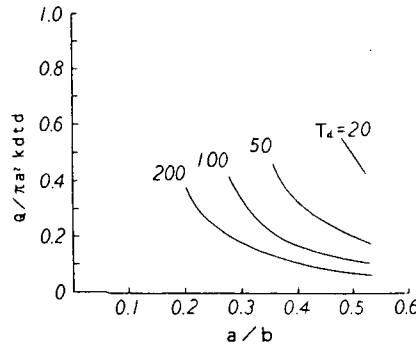
(38) $Neq/Nl=3, N=10, K=500$



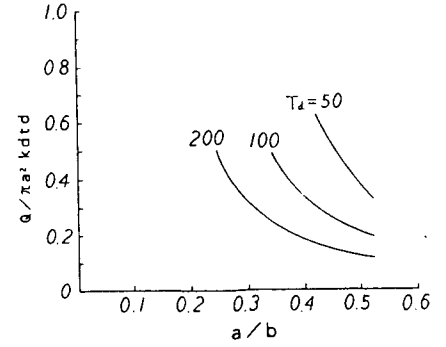
(39) $Neq/Nl=3, N=20, K=1000$



(40) $Neq/Nl=3, N=20, K=500$

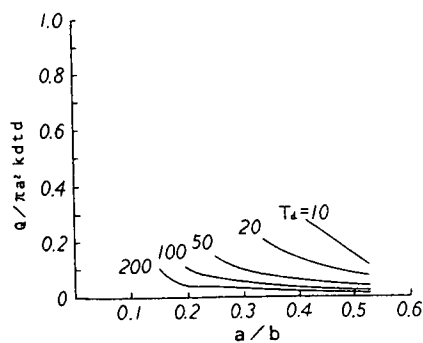


(41) $Neq/Nl=3, N=30, K=1000$

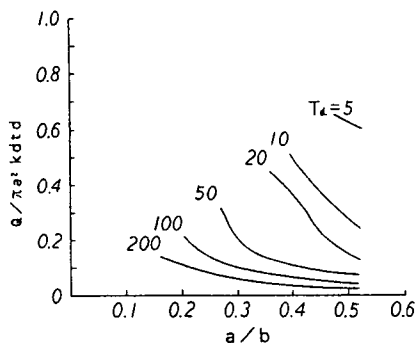


(42) $Neq/Nl=3, N=30, K=500$

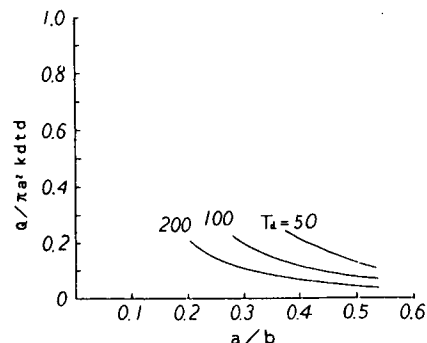
付図(その4) 最大間隙水圧比(1)~(24)と無次元排水量(25)~(48)に関する設計図表



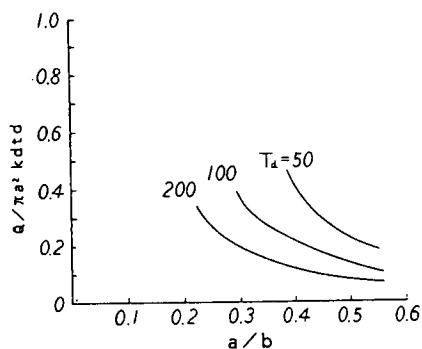
(43) $Neq/Nl=4, N=10, K=1000$



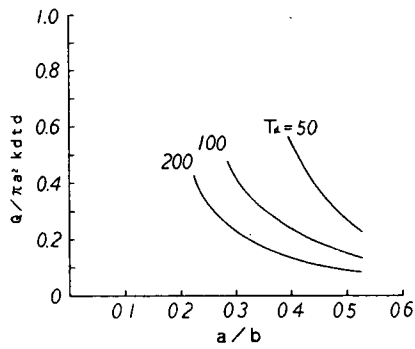
(44) $Neq/Nl=4, N=10, K=500$



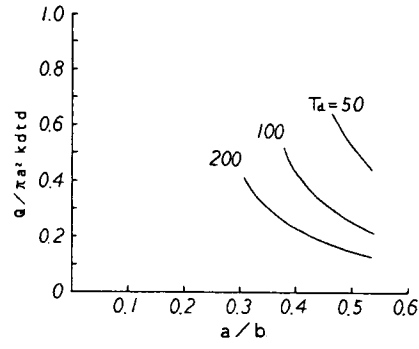
(45) $Neq/Nl=4, N=20, K=1000$



(46) $Neq/Nl=4, N=20, K=500$



(47) $Neq/Nl=4, N=30, K=1000$



(48) $Neq/Nl=4, N=30, K=500$

3.3 グラベルドレーンに関する模型振動実験

3.3.1 実験目的

先に、3.2においてグラベルドレーン単体の場合の間隙水圧比と排水量の予測法について述べた。実際にグラベルドレーンが施工される場合には、グラベルドレーンによる改良地盤上に構造物やグラベルマット等が存在することも多い。この様なケースで、特にグラベルマット等の透水抵抗が無視し得ない場合には、3.2で述べた予測法は適用できない。そこで、ここでは、構造物がある場合のグラベルドレーン-砂層系の設計法を確立するための第一歩として、構造物直下にグラベルマットとグラベルドレーンを設置した時の模型振動実験を実施した。これにより、液状化時において浮上りタイプの構造物がグラベルマットとグラベルドレーンの存在により、構造物直下や周辺地盤の過剰間隙水圧と構造物の浮き上り量がどの程度軽減されるかということについて検討した。

3.3.2 実験方法

実験に用いた模型と計器の設置位置を図3.3.1に示す。図3.3.1に示すように、構造物周辺にグラベルウォールとグラベルマットを設置しない場合を1ケース、構造物周辺にグラベルウォールとグラベルマットを設置し、マット直下にグラベルドレーンを設置する場合を4ケース、構造物側方にドレーンを設置する場合を2ケース、計7ケースを設定した。実験は、①構造物の幅を変化させ、マット部の排水距離を変えた場合の構造物周辺の間隙水圧や構造物の浮上り量の違い、および、②構造物の側方に設けるドレーンの本数を変えた場合の構造物周辺の間隙水圧や構造物の浮上り量の違いに注目している。構造物の幅としては、200 mm, 400 mmおよび800 mmの3種類を考えた。ドレーンについては、構造物側方および直下でいずれも100 mmピッチとし、構造物側方のドレーン数として2本と4本の2種を考えた。

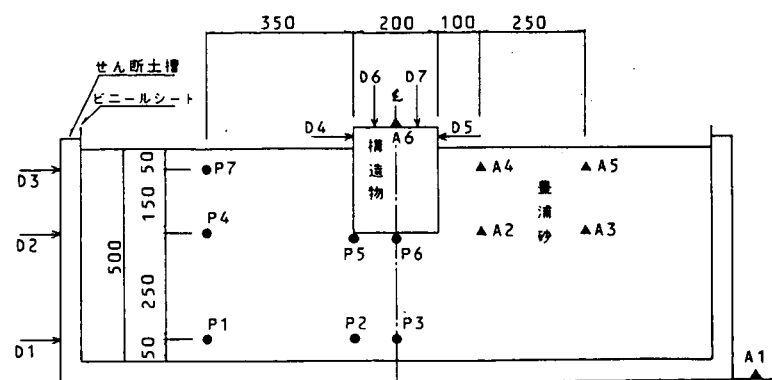
模型構造物としては、外寸L407 mm×H230 mm×W200 mm, 400 mm, 800 mmの亚克力板製の中空の箱を用い、地盤中に200 mmの深さに設定した。その亚克力製の箱内には、散弾を充填し、上述の各ケースにおいて模型構造物による上載圧が等しくなる様に調節した。その際、模型構造物の重量は、構造物に作用する浮力の1.5倍の値として設定した。

ケース2, 3, 3'および4については、構造物周辺をグラベルウォールおよびグラベルマットで取り囲み、マット部直下にはグラベルドレーンを設置した。また、ケース5および6は、構造物側方にグラベルドレーンを設置している。グラベルウォールおよびグラベルマットの厚さは30 mmとし、グラベルドレーンは幅20 mmのものを100 mmピッチで配置した。なお、グラベルウォール、マットおよびドレーンの碎石としては、碎石7号を用いた。

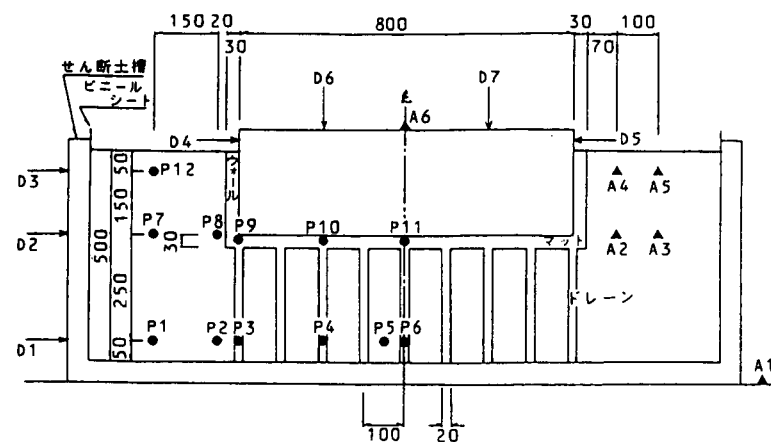
砂層部には、豊浦標準砂を用い、作成方法としては、あらかじめ水を充填しその後砂を落下させる水中落下法によった。

実験には、幅150 cm, 奥行41 cm, 高さ57 cmの箱型のせん断土槽を用い、これを振動台上に設置して強制加振を行なった。入力波としては、正弦波を用い、加振時の周波数は2 Hz, 加振時間は10 secであった。なお、振動台加振開始時および終了時に生じる加速度の急激な立ち上がりを除去するため、

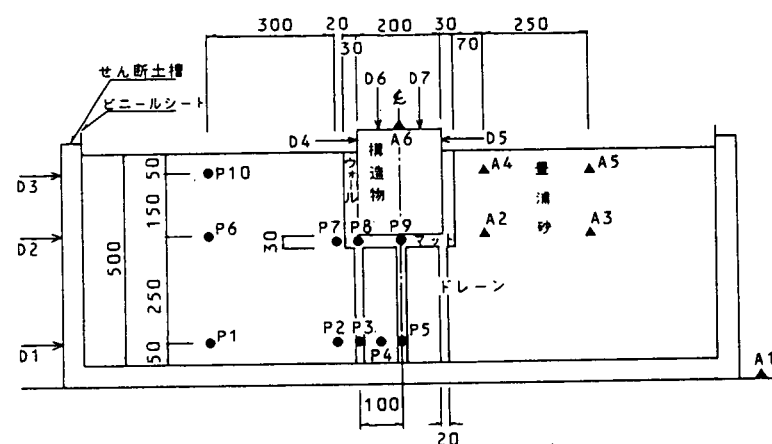




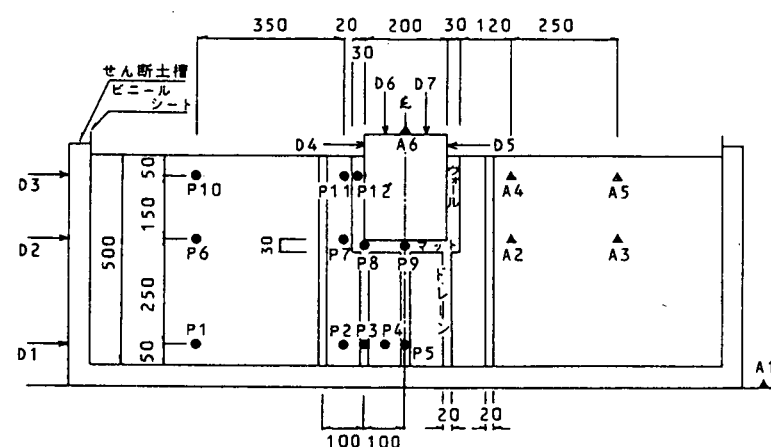
ケース1



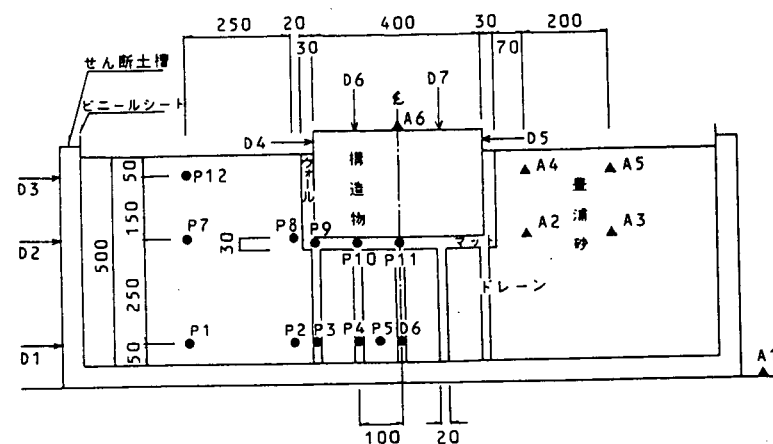
ケース4



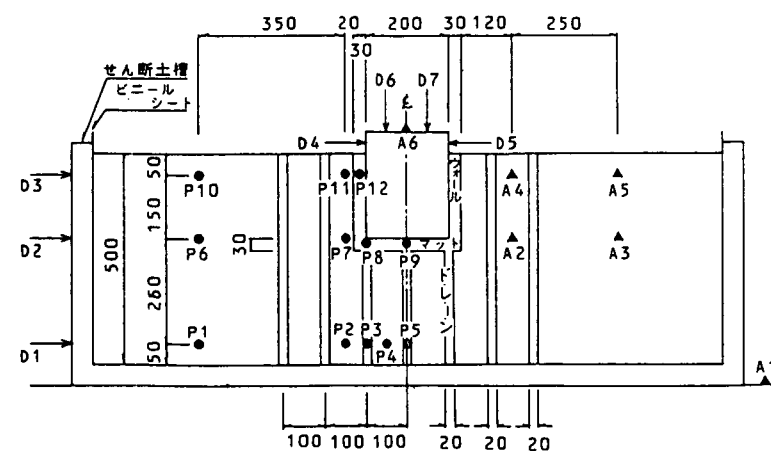
ケース2



ケース5



ケース3.3'



ケース6

- ← : 変位計
 ▲ : 加速度計
 ● : 間隙水圧計

図 3.3.1 実験模型と計器設置位置

最初と最後の一波分（0.5 sec 間）にはウィープをかけた。加振時の加速度としては、160～170 gal 程度を目安として設定したが、各ケースごとの具体的な加速度値は、表 3.3.1 に示す通りである。なお、ケース 3' は、ケース 3 と同じ実験模型を用いたが、加振加速度を他のケースに比べて若干小さめに設定した。

表 3.3.1 加振加速度の一覧

実験ケース	加振加速度 (gal)
ケース 1	1 6 4
ケース 2	1 7 2
ケース 3	1 6 1
ケース 3'	1 3 5
ケース 4	1 6 3
ケース 5	1 7 1
ケース 6	1 7 1

3.3.3 実験結果

表 3.3.2 に各ケースごとの間隙水圧計 $P_1 \sim P_{12}$ と変位計 $D_1 \sim D_7$ の時刻歴最大値の一覧を示す。

図 3.3.2 に構造物の幅の影響に着目して、ケース 1, 2 および 3 において図に示される地点での間隙水圧の時刻歴を示す。間隙水圧を示した地点は、構造物から離れた地盤の深い部分、構造物直下の試料深部および構造物直下の 3 点である。図 3.3.2 から、ドレーンを設置した場合には間隙水圧の消散過程に差がみられることがわかる。特にドレーンを設置している構造物の下部と構造物直下でその傾向が著しい。すなわち、ドレーンを設けたケース 2 および 3 では、加振中において徐々に間隙水圧の消散がみられるのに対し、ドレーンを設けないケース 1 では加振終了後から消散し始めるか、その後 10 秒以上経過後に消散し始めている。また、構造物の幅の違いに関連づけてみると、構造物の下部と構造物直下の間隙水圧において、構造物の幅が小さいケース 2 の方が幅の大きいケース 3 に比べて小さい値を示しており、かつ、間隙水圧の消散する速度も速いことがわかる。

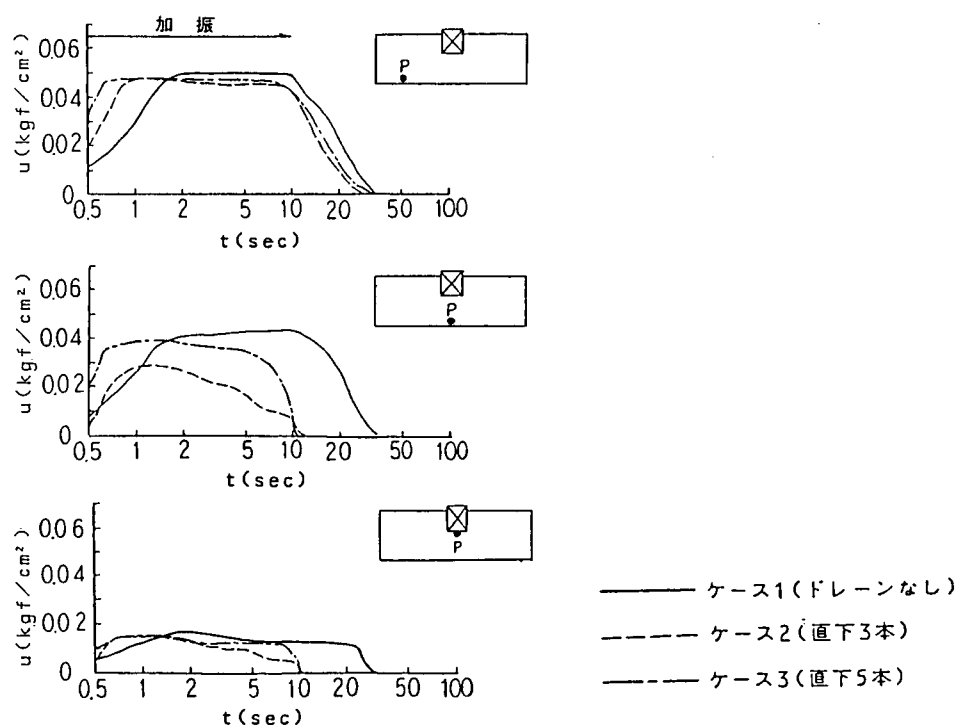


図 3.3.2 間隙水圧の時間変化（幅の影響）

表 3.3.2 間隙水圧及び変位の時刻歴最大値

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース3'	ケース4	ケース5	ケース6
P ₁	0.049	0.048	0.048	0.040	0.043	0.045	0.045
P ₂	0.042	0.039	0.041	0.017	0.036	0.034	0.035
P ₃	0.043	0.030	0.036	0.012	0.025	0.029	0.026
P ₄	0.025	0.035	0.037	0.009	0.020	0.032	0.029
P ₅	0.016	0.029	0.038	0.013	0.021	0.032	0.036
P ₆	0.017	0.031	0.039	0.008	0.021	0.022	0.030
P ₇	0.013	0.025	0.033	0.024	0.025	0.017	0.021
P ₈		0.015	0.030	0.016	0.021	0.014	0.007
P ₉		0.016	0.017	0.007	0.014	0.015	0.010
P ₁₀		0.017	0.016	0.007	0.013	0.013	0.014
P ₁₁			0.016	0.007	0.013	0.006	0.006
P ₁₂			0.009	0.012	0.014	0.006	0.008
D ₁	0.56	1.83	1.81	0.50	1.10	1.75	1.63
D ₂	2.50	5.50	5.31	1.55	4.38	6.06	5.06
D ₃	3.38	8.50	9.06	1.88	6.25	9.88	7.75
D ₄	16.25	17.50	11.94	2.58	6.25	18.9	15.4
D ₅	16.88	17.50	12.50	2.65	6.25	19.3	15.6
D ₆	41.0 (41.0)	9.60 (6.0)	18.4 (9.4)	-1.6 (-1.6)	0.32 (-1.9)	9.7 (5.0)	3.2 (0.0)
D ₇	35.3 (35.3)	9.20 (5.8)	15.6 (7.0)	-1.6 (-1.6)	0.84 (-1.4)	7.8 (3.4)	3.2 (0.5)

(注) P₁ ~ P₁₂の単位: kgf/cm²

D₁ ~ D₇の単位: mm

D₁ ~ D₅: 両振幅 D₆, D₇: 浮上りが ⊕

D₆, D₇の括弧内は最終値

次に、図 3.3.3 に、構造物側方に設けたドレーンの本数の影響に着目して、ケース 1, 2, 5 および 6 における図中に示した地点での間隙水圧の時刻歴を示す。図 3.3.3 によると、ドレーンを設けた場合には、図 3.3.2 と同様に間隙水圧の消散が加振中に生じていることがわかる。一方、構造物側方のドレーンの数の違いに注目すると、構造物直下において、構造物側方にドレーンを設けた場合（ケース 5 および 6）の方が間隙水圧は小さくなっており、かつ、側方のドレーンの数が多い場合（ケース 6）が最も小さい値を示すことがわかる。

図 3.3.4 に、各ケースごとの構造物の最大浮き上り量と最終浮き上り量を示した。最大浮き上り量 h_{max} については変位 D_6 と D_7 の時刻歴最大 D_{6max} と D_{7max} の平均 $h_{max} = (D_{6max} + D_{7max}) / 2$ として求め、最終浮き上り量 h_{end} については、最終変位 D_{6end} と D_{7end} の平均 $h_{end} = (D_{6end} + D_{7end}) / 2$ として求めた。図 3.3.4 によると、ドレーンを設けない場合（ケース 1）が最も浮き上り量が大きくなっており、ドレーンを設けると浮き上り量が減少している。構造物の幅と浮き上り量の関係を見ると、幅の広いケース 3 の方が幅の小さいケース 2 に比べて浮き上り量が大きいことがわかる。しかしながら、ケース 3' とケース 4 では、浮き上り量がほとんどゼロとなっている。ケース 3' は、加振加速度が他のケースに比べて 30gal 程度小さくなっているが、このことは、構造物の浮き上り量に対して加振加速度レベルが敏感に影響することを表わすものと考えられる。一方、ケース 4 は、最も構造物の幅の広い場合であり、マット部の排水距離が長くなると浮き上りやすくなるという実験前の予想とは異なった結果となっている。これは、構造物の大きさに比較して土槽の大きさが小さいため、側

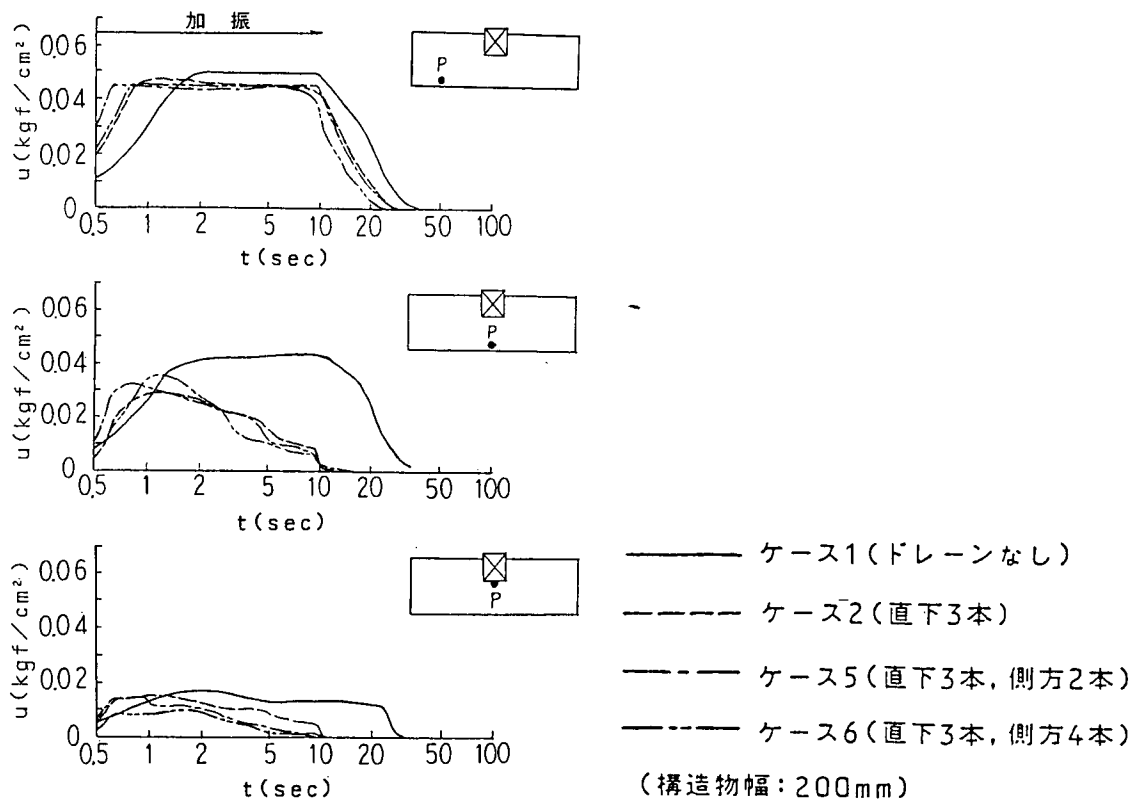


図 3.3.3 間隙水圧の時間変化（側方・本数の影響）

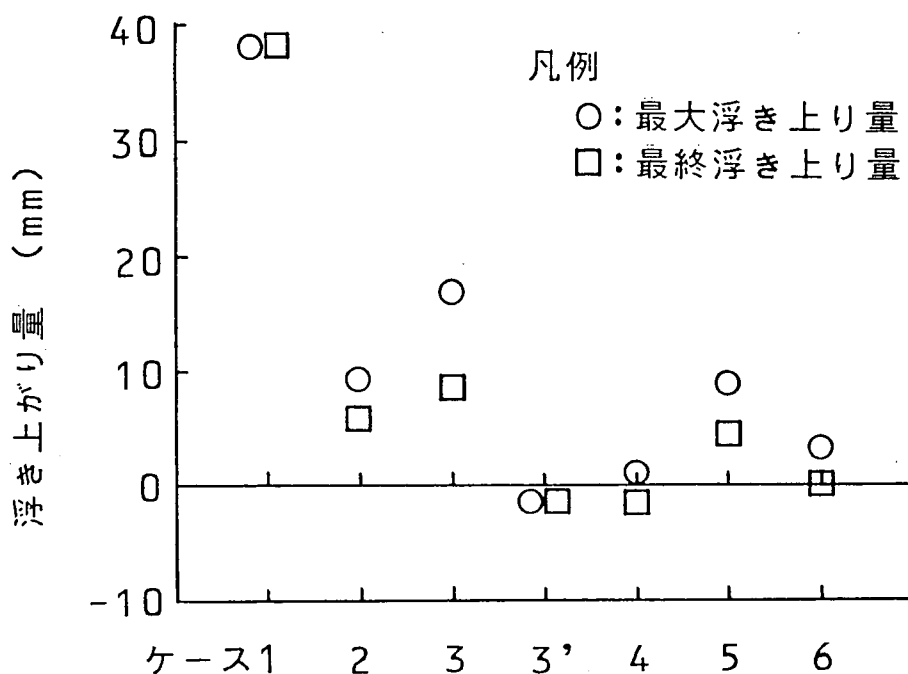


図 3.3.4 浮き上り量

方境界の影響が現われ、土槽全体の水圧が低下しやすくなったことと構造物直下にまわり込む土塊量が制限されたためと考えられる。

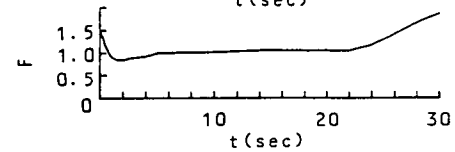
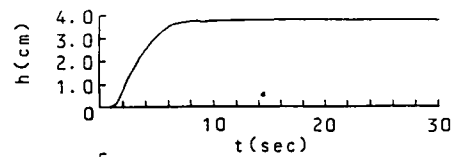
次に、構造数側方に設けるドレーンの数と構造物の浮き上り量の関係をみると、構造物側方にドレーンを2本設けた場合（ケース5）では、側方にドレーンを設けない場合（ケース2）と浮き上り量で余り差が現われていないが、側方にドレーンを4本設けた場合（ケース6）では浮き上り量が減少していることがわかる。このことは、昨年度実施した掘割道路に関する「SADAP」を用いた解析で、掘削道路側方にドレーンを設けることが浮き上り対策上有効であることを示されたことと符合する結果である。

図 3.3.5 に構造物の浮き上り量と浮き上り安全率の時間的变化を、図 3.3.6 に構造物の浮き上り開始時の浮き上り安全率を示す。構造物の浮き上り量 h は、変位 D_6 と D_7 の平均 $h = (D_6 + D_7) / 2$ で計算し、浮き上り安全率 F_u は、次式を用いて計算した。

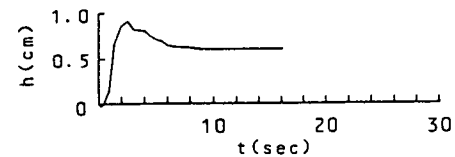
$$F_u = \frac{1.5 \gamma_w d}{\gamma_w (d-h) + u_d} \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 γ_w : 水の単位体積重量、 d : 構造物の根入れ長、 h : 構造物の浮き上り量、 u_d : 加振中に発生する過剰間隙水圧の上限包絡線の値である。

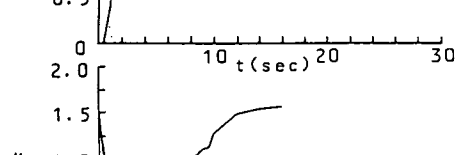
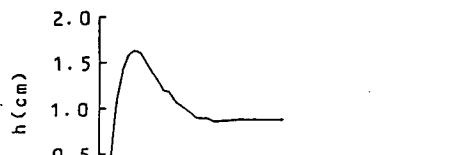
図 3.3.5 によると、ドレーンを設けていない場合（ケース1）では浮き上り量が単調に増加しているが、他のケースでは、ケース3'を除いて、一度浮き上がった後、浮き上り安全率が回復して大きい値を示すとともに沈下する様子がわかる。図 3.3.6 によると、構造物が浮き上がった場合における浮き上り開始時の浮き上り安全率は、0.85 から 1.11 程度の値にはなっていることがわかる。この結果は、



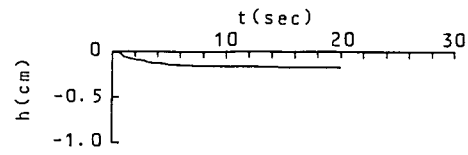
ケース1



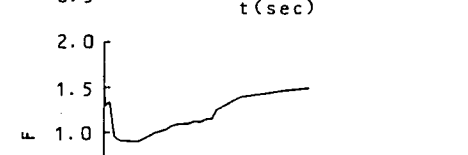
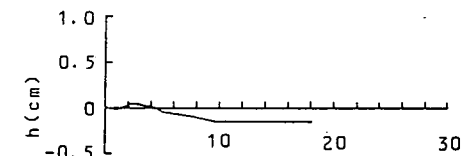
ケース2



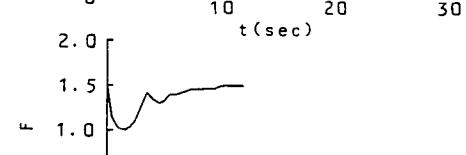
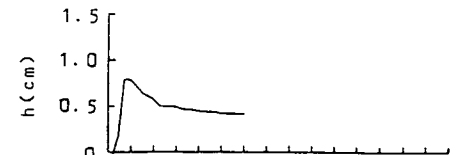
ケース3



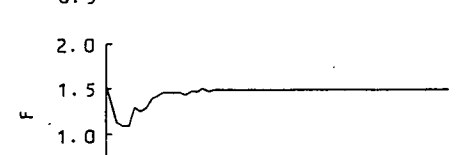
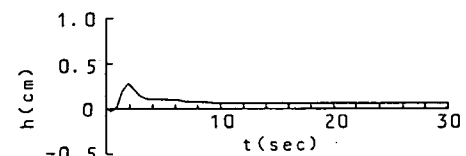
ケース3'



ケース4



ケース5



ケース6

図 3.3.5 構造物の浮き上がり量と浮き上がり安全率

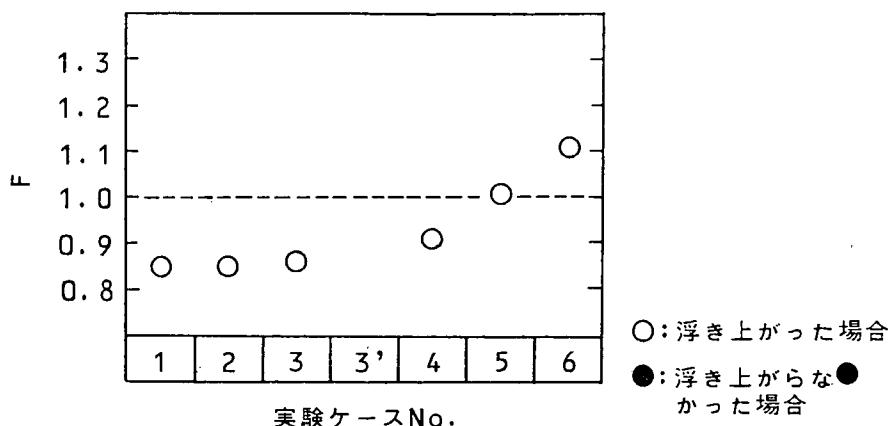


図3.3.6 構造物の浮き上がり開始時の浮き上がり安全率

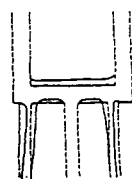
半地下構造物の浮き上りに関する振動台実験において、谷口ら⁷⁾が、浮き上がった場合の浮き上がり開始時の浮き上がり安全率が0.9～1.1の間に分布していることを示したこととほぼ同様なものと考えられる。

また、図3.3.5をみると、ケース2、3および4において浮き上がり安全率の最小値はほぼ同様な値を示しているが浮き上がり量は、ケース3が最も大きく、ついでケース2ケース4の順になっている。このことは、構造物を浮き上がらせる要因として、構造物底面に働く静水圧と過剰間隙水圧だけでなく、構造物底面に土塊が回り込む作用も関係しているものと思われる。これをみるために、実験終了時のドレーンの変形状況を図3.3.7に示した。図3.3.7では、破線が実験前を実線が実験後を表わしている。図3.3.7によるとドレーンが構造物中央に向かって変形している状況がわかるが、その程度は、ケース2、3および4の中ではケース3が最も大きくなっており、ケース4ではドレーンの変形は余りみられないことがわかる。

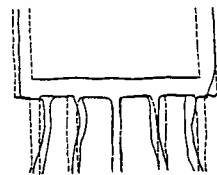
3.3.4 まとめ

構造物側方にグラベルウォール、構造物直下にグラベルマットとグラベルドレーンを設置した時の模型振動実験を実施し、以下の事実が判明した。

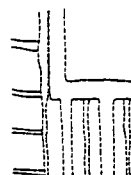
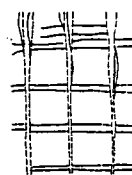
- ① ドレーンを設置すると構造物直下および構造物下部における間隙水圧が加振中に徐々に消散しはじめ、ドレーンを設置しない場合よりも間隙水圧の消散が速い。構造物の幅が大きくなると、構造物下部および構造物直下の間隙水圧が大きくなり、構造物側方にドレーンを設けると構造物直下の間隙水圧が小さくなる。
- ② ドレーンを設置するとドレーンを設置しない場合に比べて浮上り量は減少する。また、構造物の幅が最も大きなケース4を除外して考えれば、構造物の幅を大きくすることにより量も増大する傾向が得られた。構造物側方にドレーンを設けることは、浮上り対策上有効である。
- ③ 構造物の浮き上りに関係する要因としては、構造物底面に働く静水圧と過剰間隙水圧だけでなく、構造物底面に土塊が回り込む現象も関係しているものと考えられる。(間組)



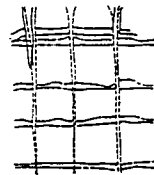
表



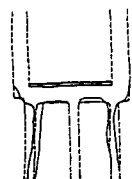
表



表

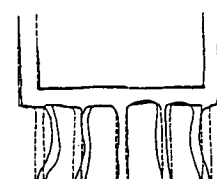


表



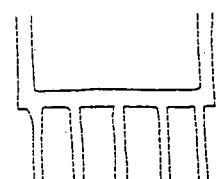
裏

CASE2



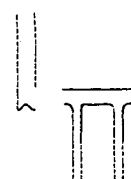
裏

CASE3



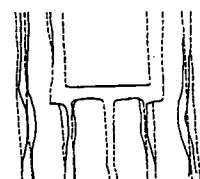
裏

CASE3'

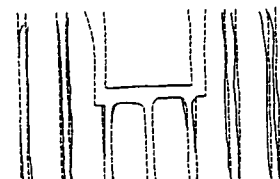


裏

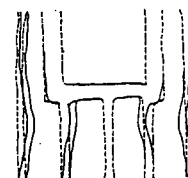
CASE4



表

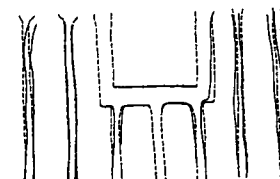


表



裏

CASE5



裏

CASE6

図 3.3.7 ドレーンの変形状況

3.4 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検討

3.4.1 解析目的

前年度は、掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーンを用いる場合の、適切なドレーンの配置に関する検討を行った。今回の解析の目的は、グラベルドレーンの配置を一様にした場合について、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である。

3.4.2 解析方法

解析には2次元の非線型動的有限要素解析“SADAP”を用いた。解析対象とした断面を図34.1に示す。前年度のグラベルドレーンの配置を変えた解析結果から掘割道路の直下にドレーンを設置すると液状化対策としての効果が大きいことがわかっている。そこで今年度は掘割道路の幅、側壁高さおよび地下水位が対策効果に及ぼす影響に注目し、ドレーン幅とドレーンピッチおよび側方のドレーン数を共通にしたモデルを対象とした。比較のために無対策な場合の解析も行った。

表3.4.1に各ケースの断面条件を示す。3通りの道路幅と2通りの側壁高さを組合わせ、常時の浮き上がり安全率が所定の値となるように、掘割道路の床版と側壁の厚さを決めた。表3.4.2に解析に用いた材料定数を示す。

解析は、図3.4.2のフローに従って行った。解析条件を表3.4.3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。基盤への入力波として周波数2 Hzの正弦波を用いた。加振時間は7.5秒(15波)である。入力波の振幅は基盤で70galとした。このとき、地表面の水平応答加速度は各ケースとも150gal程度となった。

動的応答解析では、表3.4.3の減衰マトリクス定数より減衰マトリクスを次式で計算した。

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

減衰マトリクス定数 α_1 は、初期剛性に対する基本固有周期 T_1 に応答時の非線性を考慮し、さらに減衰定数を2%と仮定して表3.4.4のように求めた。

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次のように求めた。まず、各要素に作用するせん断応力の半サイクル毎のピーク値を τ_i として、これに対する液状化繰返し回数 N_i を次式で求める。

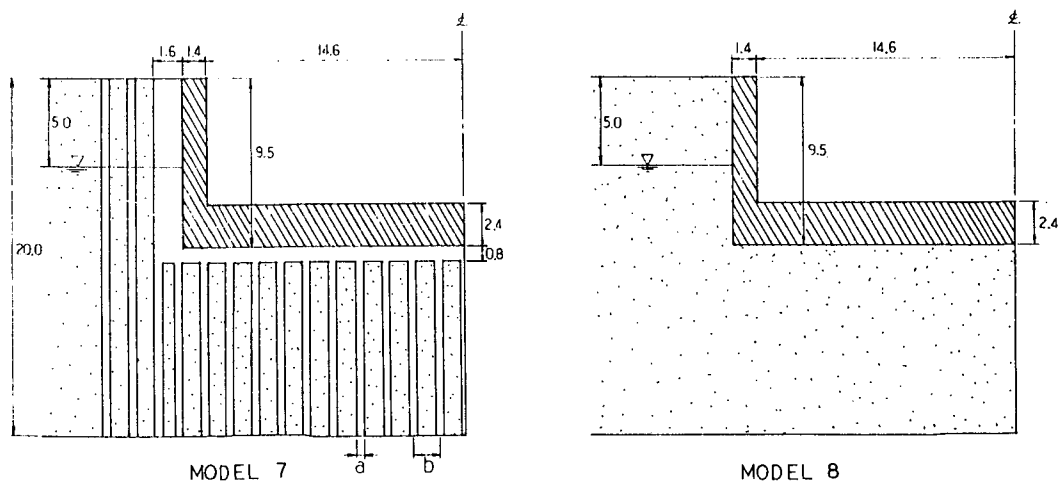
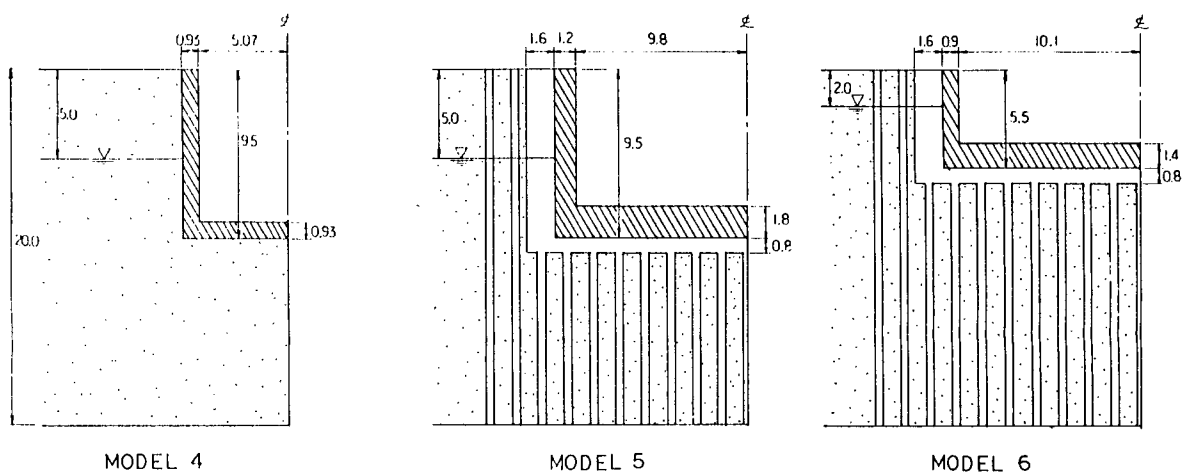
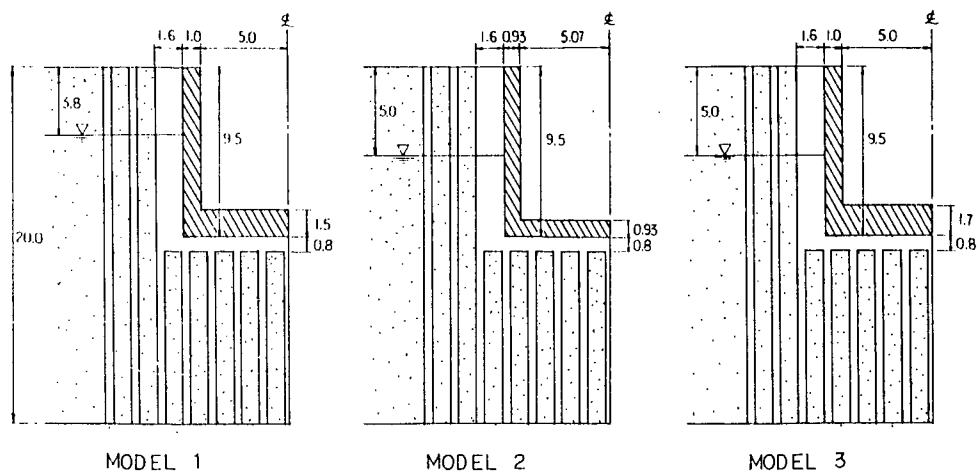
$$\log_{10} \left(\frac{\tau_i}{\sigma'_{v0}} \right) = A \cdot \log_{10} N_i + B \quad \dots\dots\dots (3.4.2)$$

次に N_i を逐次累積して繰返し回数比 r_N を求める。

$$r_N = \sum_{i=1}^n \frac{0.5}{N_i} \quad \dots\dots\dots (3.4.3)$$

そして r_N から過剰間隙水圧比 $r_u (= u_g / \sigma'_{v0})$ を次式で求め、 u_g を計算した。式中の α は1.0とした。

$$r_N = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin (2 r_N^{1/\alpha} - 1) \quad \dots\dots\dots (3.4.4)$$



a : ドレーン幅 0.4 m (全モデル共通)
b : ドレーンピッチ 1.48 m (全モデル共通)

図 3.4.1 解析対象断面

表 3.4.1 解析ケース一覧

MODEL No.	ドレーンの有無	地下水位 W.L. (m)	掘割道路の大きさ				掘割道路重量 W (tf)	静水圧による浮力 U_s (tf)	W/ U_s
			B (m)	H (m)	t_b (m)	t_s (m)			
1	有	3.8	12.0	9.5	1.5	1.0	81.6	68.4	1.19
2	有	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	54.0	1.20
3	有	5.0	12.0	9.5	1.7	1.0	86.4	54.0	1.60
4	無	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	54.0	1.20
5	有	5.0	22.0	9.5	1.8	1.2	139.4	99.0	1.41
6	有	2.0	22.0	5.5	1.4	0.9	91.6	77.0	1.19
7	有	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	144.0	1.61
8	無	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	144.0	1.61

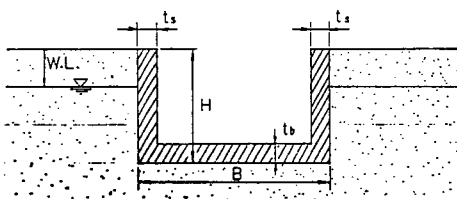


表 3.4.2 材料定数

材 料		砂	砕 石 (6号)	コンクリート	ジョイントの位置		掘割道路 ～砕石ドレーン
物 性					材料定数		
初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)		5800	5800	1160000	接線剛性係数 k_s (tf/m ³)		960
単位体積重量 γ t(tf/m ³)		1.93	1.90	2.40	垂直剛性係数 k_n (tf/m ³)		1.0×10^6
粘着力 C (tf/m ²)		0.0	0.0	450.0	粘着力 C (tf/m ²)		0.0
内部摩擦角 ϕ (度)		36.6	45.0	0.0	内部摩擦角 ϕ (°)		45.0
静止土圧係数 K_0		0.5	0.5	0.5	残留接線剛性係数 k_{sr} (tf/m ³)		0.0
ポアソン比 ν	静的 ν_s	0.33	0.33	0.167	引張強度 σ_f (tf/m ²)		0.0
	動的 ν_d	0.49	0.49	0.167	動的時の接線剛性係数 k_{sd} (tf/m ³)		1.0×10^6
$G_0 = K(\sigma_m')^n$	K	2200	5200	1160000	動的時の垂直剛性係数 k_{nd} (tf/m ³)		1.0×10^6
を定める定数	n	0.5	0.5	0.0	その他の条件 ドレーンと砂地盤の境界にSeedモデル の定数 α 、 A 、 $B = 0$ の砂の薄層（厚さ 5 cm）を設けた。		
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 ² /tf)		0.001	0.001	1×10^{-8}			
間隙水圧発生 モデルの定数	α	1.0	—	—			
	A	-0.123	—	—			
	B	表3.4.5参照	—	—			
Seedモデル							
計算の線形・非線形		非線形	非線形	線 形			

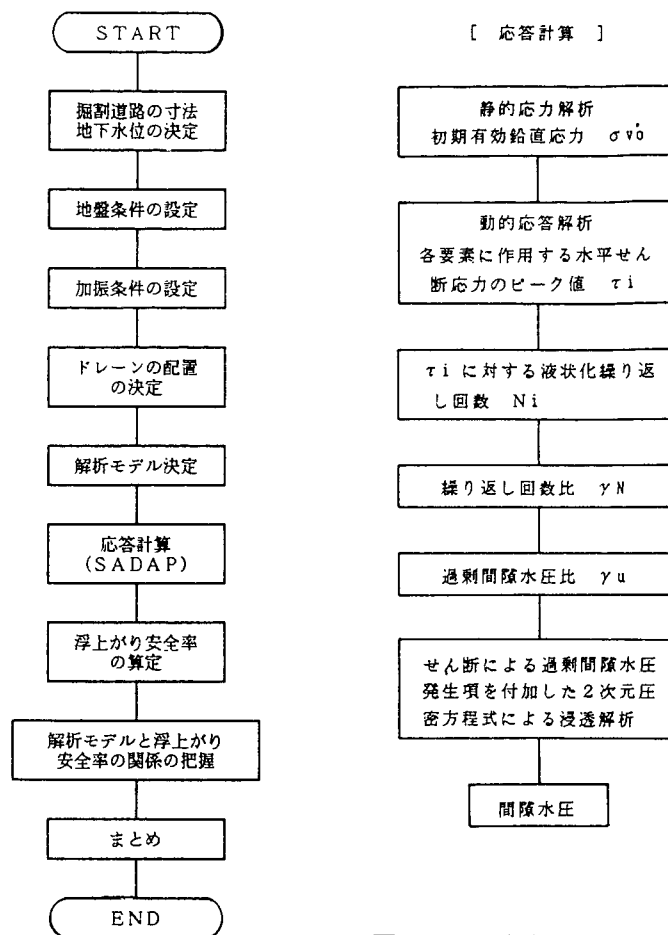


図 3.4.2 解析のフロー

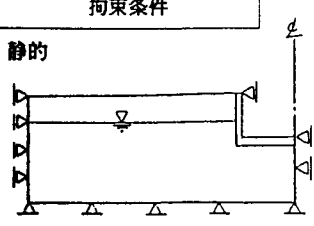
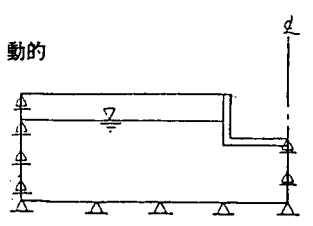
入 力 波		2Hz 正弦波 70gal			
動的解析	時間ピッチ	0.01sec			
	ステップ数	750			
消散解析	時間ピッチ	0.05	1.0	10.0	50.0
	ステップ数	160	92	90	80
減衰マトリクス定数		$\alpha_0=0.0$ α_1 (表 3.4.4 参照)			
解析タイプ		静的 + 動的			
応力～歪関係		Hardin-Drnevich モデル			
過剰間隙水圧発生モデル		Seed モデル			
拘束条件					
静的					
動的					
その他の条件		・履歴ループは原点から出発 ・G_0, τ_f は全応力変化の影響を受けない ・G_0, τ_f は Δu に左右されない			
備 考		・動的解析時にはジョイントを使用しない ・砕石ドレーン～砂に Δu を発生させない ・砂の薄層 (厚さ 5 cm) を設ける			

表 3.4.3 解析条件

表 3.4.4 減衰マトリクス定数 α_1

MODEL No.	T_1 (sec)	α_1
1	0.3927	0.0050
2	0.3878	0.0049
3	0.3845	0.0049
4	0.3955	0.0050
5	0.3787	0.0048
6	0.4066	0.0052
7	0.3690	0.0047
8	0.3690	0.0047

$$(\alpha_1 = h \cdot T_1 / \pi, T_1 = 2T_1', h = 2\%)$$

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。

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{1}{r_w} \cdot k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{r_w} \cdot k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \dots\dots\dots (3.4.5)$$

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、 r_w : 水の単位体積重量

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 3.4.5 のように求めた。

表 3.4.5 地盤の液状化強度

MODEL	N 値 ($z=10m$)	相対密度 D_r (%)	R_{zo}	Seedモデルの定数		体積圧縮係数 m_v (cm^2/kgf)
				A	B	
1	10	55.5	0.270	-0.123	-0.409	0.010
2, 4	10	54.5	0.266	-0.123	-0.415	0.010
3	10	52.9	0.259	-0.123	-0.427	0.010
5	10	53.7	0.262	-0.123	-0.422	0.010
6	10	54.1	0.264	-0.123	-0.418	0.010
7, 8	10	52.9	0.259	-0.123	-0.427	0.010

3.4.3 解析結果

図 3.4.3 に掘割道路直下における過剰間隙水圧の計算結果の一例を示す。いずれも常時の浮上がり安全率が 1.2 の場合のものである。グラベルドレーンが無い場合は、加振終了後に過剰間隙水圧が最大になる地点 (Model 4 No.39) があるのに対し、ドレーンがある場合はどの地点でも、加振終了後に過剰間隙水圧がほとんど上昇せずに消散を開始している。ドレーンがない場合には過剰間隙水圧の消散が遅れるため、掘割道路直下の中央部で加振終了後に下方から伝播してきた過剰間隙水圧のほうが加振中に発生する値よりも大きくなることもあるのであろう。

掘割道路直下における加振中の過剰間隙水圧の分布をみると、ドレーンがない場合には側壁に近い地点の水圧が大きく、ドレーンがある場合には中央部の水圧のほうが大きい。ドレーンがある場合には加振中でも過剰間隙水圧の消散が進むが、下方から伝播してきた水圧が中央部では抜けにくいいため、

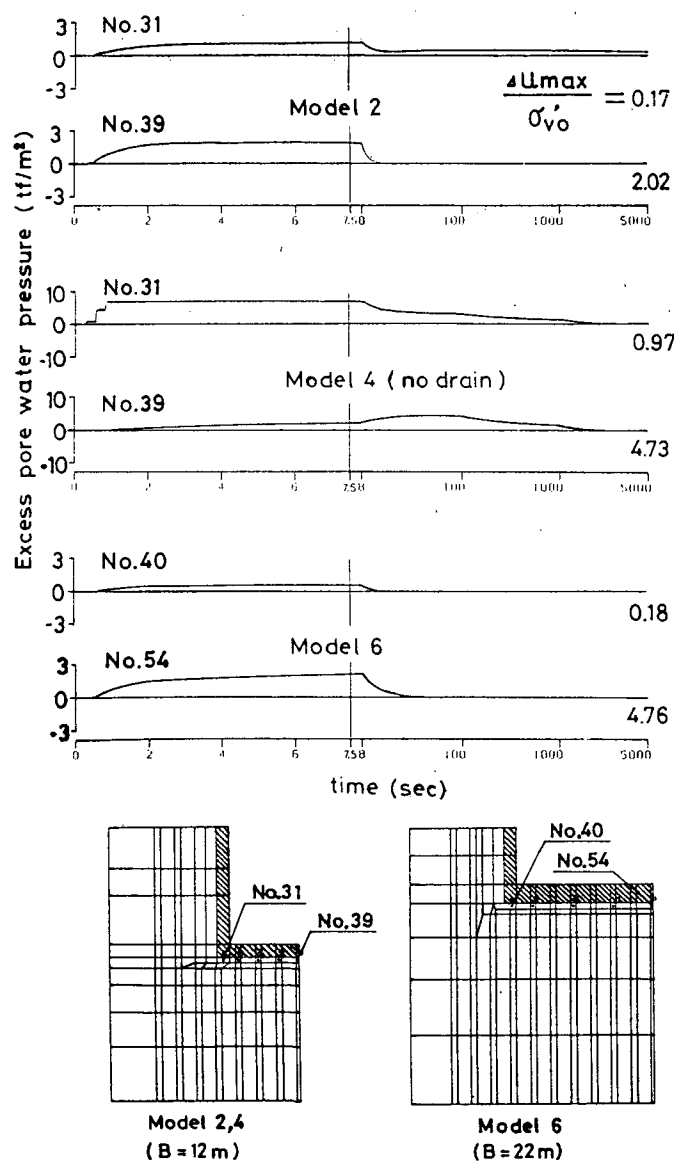


図 3.4.3 過剰間隙水圧の時間変化 ($W/U_s = 1.2$)

中央部での値のほうが大きくなるのであろう。ドレーンがない場合には側壁に近い地点のほうが初期有効鉛直応力が大きく、発生する過剰間隙水圧も大きいことが支配的となるのであろう。

ドレーンがある場合について道路幅の影響をみると、幅の広いほう (Model 6) が、狭いほう (Model 2) に比べて中央部での過剰間隙水圧比が大きくなっている。これは道路直下のドレーンの横方向への排水能力が同じなので、道路幅が広くなると排水距離が長くなり、中央部での過剰間隙水圧が消散しにくいためであらう。

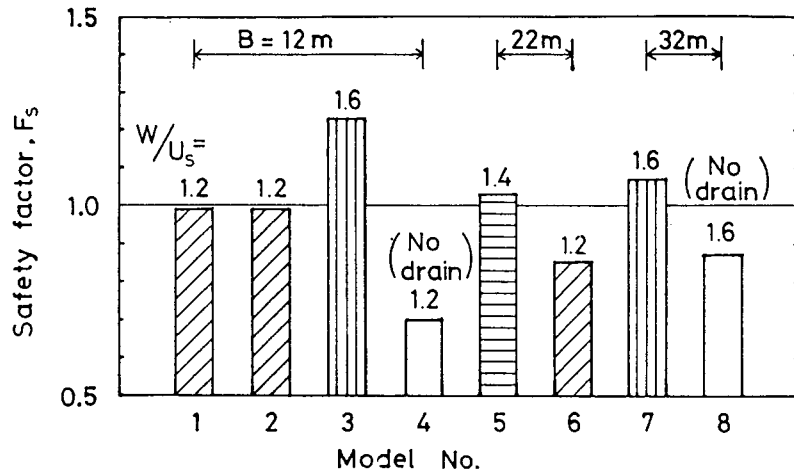


図 3.4.4 加振終了時 ($N_{eq} = 15$) の浮上がり安全率

図 3.4.4 に加振終了時 (入力波の繰返し回数 $N_{eq} = 15$) の各モデルの掘割道路の浮上がり安全率を示す。浮上がりの安全率 F_u は次式により計算した。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad \dots\dots\dots (3.4.6)$$

ここに、 W : 掘割道路の自重、 Q : 掘割道路側面と地盤との摩擦力、 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

Q および F は次式で求めた。

$$Q = 2 K_o \sigma_v \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (3.4.7)$$

ここに、 K_o : 土圧係数 ($K_o = 0.5$ とした)、 ϕ : 砂の内部摩擦角、 σ_v : 地下水位面上での鉛直応力

$$F = S - T \quad (S \geq T \text{ の場合})$$

$$S = - \int \frac{du}{dz} dz \cdot A$$

$$T = \int r' dz \cdot A$$

$$F = 0 \quad (S < T \text{ の場合}) \quad \dots\dots\dots (3.4.8)$$

ここに、 S : 浸透水力 (上向きが正)、 T : 土粒子の有効重量 (下向きが正)、 A : 掘割底面の断面積

これらの結果に、前年度解析のモデルNo.1とNo.7（道路幅22mで、それぞれドレーンがない場合とある場合に相当する。）のケースCおよびD（それぞれ常時の浮き上がり安全率が1.2および1.6）の解析結果をあわせて以下に考察を行う。

図3.4.5に掘割道路幅と浮上がり安全率の関係を示す。常時の浮上がり安全率が同じでドレーンがある場合について比較すると、道路幅が大きいほど安全率が低下している。また今回の地盤条件・加振条件で加振時の浮上がりの安定性を保つには、道路幅が22mの場合で常時の浮上がり安全率が1.4程度必要であることがわかる。

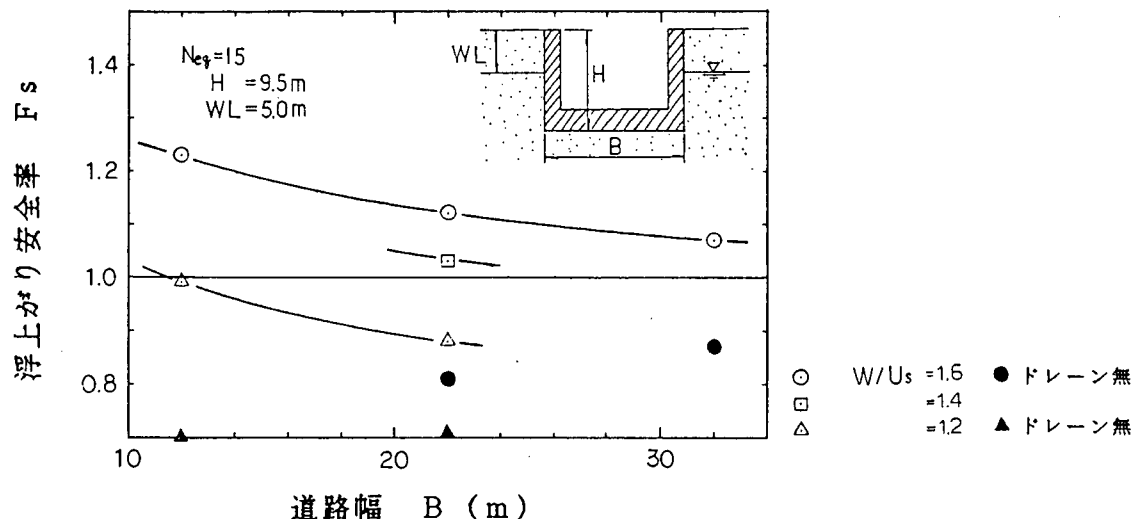


図3.4.5 道路幅と浮上がり安全率の関係

常時の浮上がり安全率と道路幅が同じ場合の、側壁高と浮上がり安全率の関係を図3.4.6に示す。図3.4.7には側壁高が同じ場合について、地下水位と浮上がり安全率の関係を示す。両図には、入力波の繰返し回数が小さい場合の安全率もあわせて示した。これらを見ると、浮上がり安全率に対する側壁高と地下水位の影響は小さいことがわかる。

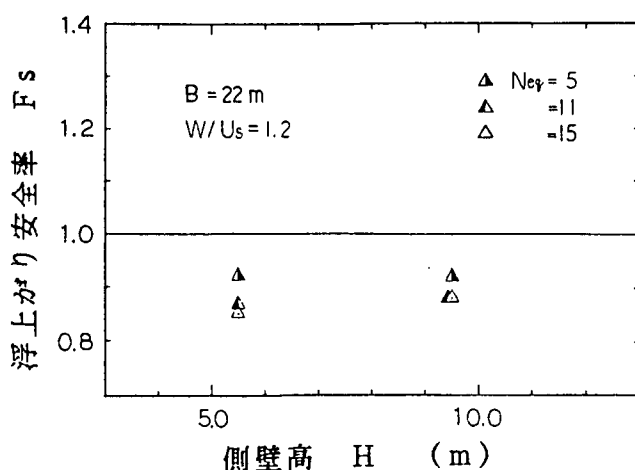


図3.4.6 側壁高と浮上がり安全率の関係

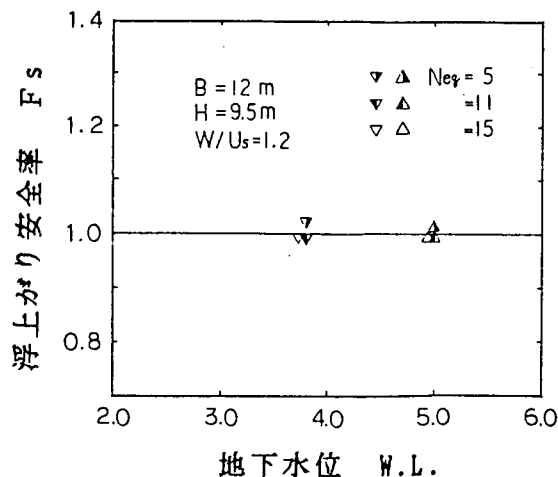


図3.4.7 地下水位と浮上がり安全率の関係

地下水位の影響が小さい理由については、次のように考えることができる。まず、同じ側壁高で常時の浮上がり安全率を等しくすると、地下水位が高いときほど掘割道路の自重が重くなる。ゆえに道路底面に作用する過剰間隙水圧の大きさが同じ場合には、地震時の浮き上がり安全率は地下水位の高いほうが大きくなる。ところが、地下水位が高いと地下水位で浅の不飽和土による押え効果が小さくなるため、相対的なせん断応力比が大きくなり過剰間隙水圧が発生しやすい。以上の2つの効果が相殺しあって、結果的には地下水位の影響が小さくなるのであろう。

側壁高を変えた場合には、グラベルドレーンの排水効果が変化するので上記のような考え方はできない。側壁が高くなるとドレーンの排水距離が長くなり、掘割道路直下の過剰間隙水圧は抜けにくくなる。一方で、側壁が高くなり掘割道路の底面が深い位置にくると底面周辺での応答加速度が小さくなり、その結果としてせん断応力比、過剰間隙水圧比も小さくする。この場合も2つの効果が相殺しあい、結果として側壁高の影響が小さくなるのであろう。

図3.4.8に浮上がり安全率の時間変化の一例を示す。これによると、加振終了後の浮上がり安全率の上昇速度（常時の安全率に回復するまでの速度）に差が見られ、道路幅の広いほうが速度が小さい。

掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンによる揚圧力の低減効果を評価するために、低減係数 α を次式で評価する。

$$\alpha = \frac{(U_d + F)_1}{(U_d + F)_0} \quad \dots\dots\dots (3.4.9)$$

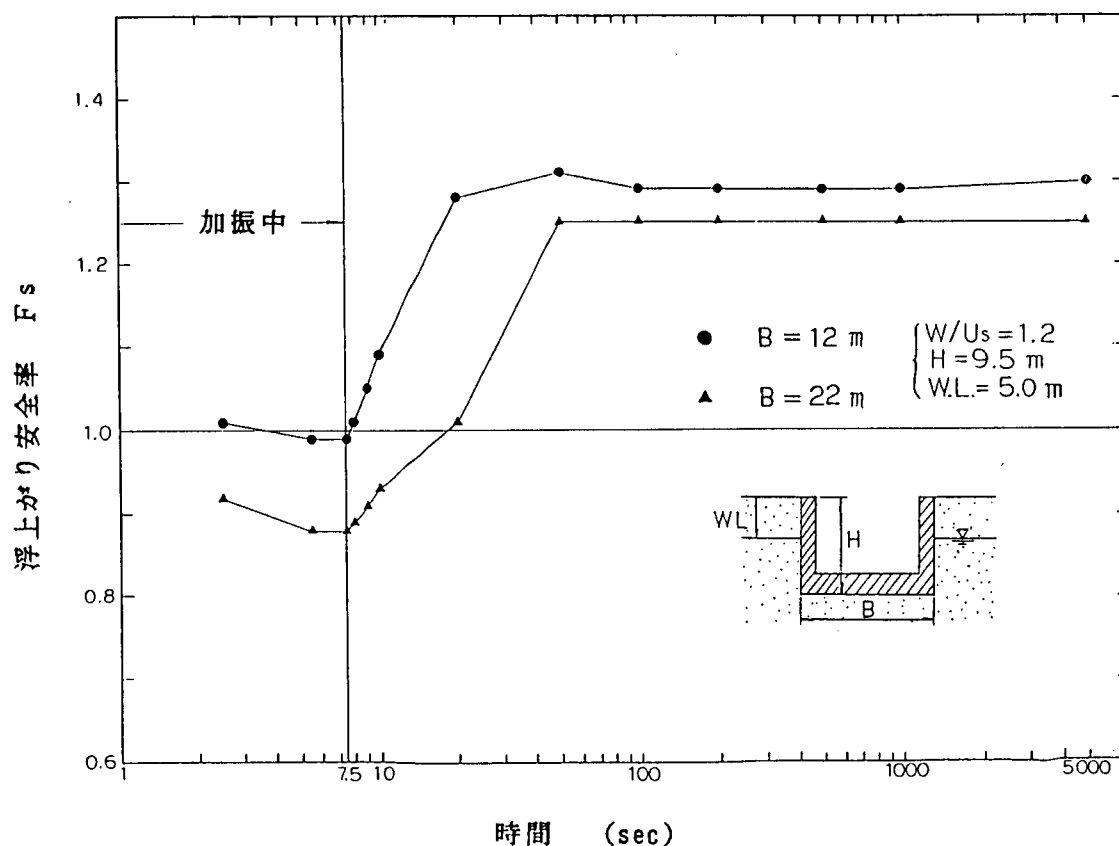


図3.4.8 浮上がり安全率の時間変化（ドレーンあり）

ここに $(U_d + F)_1$: ドレーンを設置した場合の動的な揚圧力, $(U_d + F)_0$: ドレーンが無い場合の動的な揚圧力

図 3. 4. 9 に低減係数 α と道路幅の関係を示す。今回の解析条件では低減係数は 0. 4 ~ 0. 6 の範囲にあり, 常時の浮上がり安全率が同じ場合には, 道路幅が小さいほど低減効果大きい。(低減係数が小さい。) また同じ道路幅では, 常時の浮上がり安全率が大きいほど低減効果大きい。

簡便な設計法で低減係数 α を用いるためには, α がどのような要因の影響を受けるのかを明らかにし, それぞれの要因の影響を定量的に評価する必要がある。このとき, 代表的な要因として何を取り

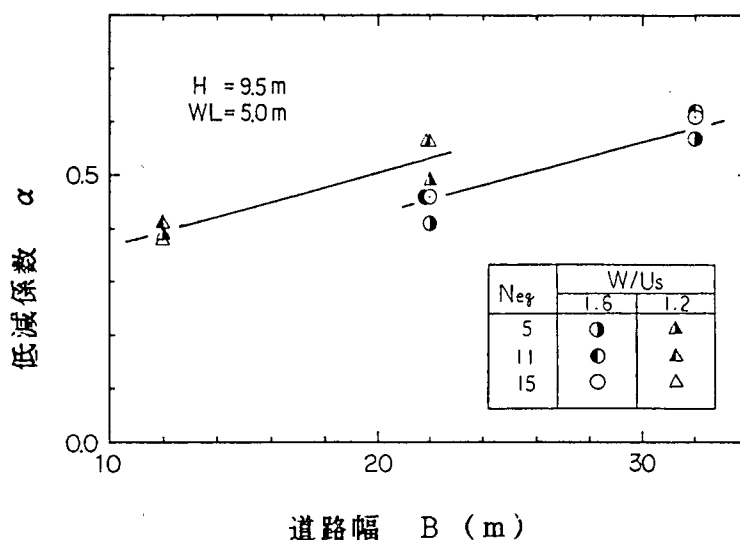


図 3. 4. 9 道路幅と低減係数の関係

出し, どのような条件を統一して比較を行なうかが問題となる。図 3. 4. 9 によれば, α は道路幅と常時の浮上がり安全率の影響を受けるようである。一方, 側壁高や地下水位を変えた解析では同じ条件で無対策な場合の浮上がり安全率を求めているため, これらの要因が α に及ぼす影響は明らかでない。

本解析では, ドレーンがない場合の動的な揚圧力を有限要素法で求めている。ゆえに α を簡便設計法で用いるためには, ドレーンがない場合に簡便法で求められる動的な揚圧力と, 有限要素法で求められる動的な揚圧力と, 有限要素法で求められる値との対応関係を明らかにして必要がある。このほかに検討不十分な事項として, ドレーンのウォール部・マット部などの寸法や透水係数の影響, 地震力, 地盤の液状化強度の個別な影響の有無を挙げるができる。ドレーンの透水係数を増すための異種新材料の適用性も検討課題である。

3.4.4 まとめ

掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーンを一様に配置すると、常時の浮上がり安全率が等しい場合には道路幅が広がるほど掘割道路の加振時の浮上がり安全率が小さくなる。側壁高さと地下水位の影響は小さい。またグラベルドレーンを配置することによる動的な揚圧力の低減効果は、道路幅が広いほど小さくなる。

今後は、今までに行った解析条件がパラメータスタディとして十分であったかどうかを見直し、必要に応じ解析を追加して設計法の提案に結びつけたい。

3.5 グラベルドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間・等価繰返し回数に関する検討

3.5.1 目的と概要

地震波はランダムに変動する波動であるが、砂地盤の液状化を土構造物の耐震設計において考慮する場合には、一般に等価な規則波に変換して取り扱うことが多い。グラベルドレーンは地震時に発生する過剰間隙水圧の消散を主目的とするものであるため、その設計においては地震時応力レベルの他に地震動継続時間も重要なパラメータとなっている。そこで、ここでは実測された地震波を用いて上のパラメータの特性について検討したものである。

3.5.2 検討方法および検討結果

(1) 設計に用いた地震動

検討に用いた地震動記録は、1964年新潟地震、1968年日向灘地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震等の記録を含む合計50記録である。最大加速度は94～227 gal、震央距離は7～281 kmの範囲にある。

(2) 等価繰返し回数 N_{eq} 、等価加速度 A_{eq} の計算

地震外力の等価性を考える場合には、その作用を受ける土の損傷度特性を考慮する必要がある。そこで、ここでは以下の仮定を設けた。

〔仮定1〕 加速度と土に生じるせん断応力は比例的である。

〔仮定2〕 土の疲労特性は式(3.5.1)で定義される損傷度係数 D で表わされる。(式(3.5.1)は応力の重ね合せ則の仮定と同義であり、したがって応力の発現順序には無関係に D が決まることを意味する。)

$$D = \sum_i \frac{1}{N_{if}} \quad \dots\dots\dots (3.5.1)$$

ここに、 N_{if} ：応力振幅 τ_i の正弦波外力により土に所定の損傷度 ($D=1$) を生じるときの波数。

〔仮定3〕 応力振幅 τ と波数 N の組合せに対しては次の等価変換則が成り立つ。

$$\log \tau = C_0 + C_1 \log N \quad \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、 C_1 ：定数

まず、 (τ_i, N_i) の組合せと (τ_j, N_j) の組合せが等価とすると式(3.5.2)より次式が導かれる。

$$\tau_j = \tau_i \left(\frac{N_j}{N_i} \right)^{1/C_1} \quad \dots\dots\dots (3.5.3)$$

あるいは

$$N_j = N_i \left(\frac{\tau_j}{\tau_i} \right)^{1/C_1} \quad \dots\dots\dots (3.5.4)$$

地震時応力波が (τ_1, N_1) 、 (τ_2, N_2) 、 $\dots\dots(\tau_n, N_n)$ で構成されるとき、これを応力振幅 τ_0 の等価正弦波応力に変換すると、その波数 N_{eq} は〔仮定2〕および式(3.5.4)より次のように求められる。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left\{ N_i \left(\frac{\tau_0}{\tau_i} \right)^{1/C_1} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.5.5)$$

[仮定 1] より $\tau = \alpha \cdot A$ とおいて上式に代入すれば

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left\{ N_i \left(\frac{A_0}{A_i} \right)^{1/C_1} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.5.6)$$

最大加速度 A_{max} を導入すると

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left\{ N_i \left(\frac{A_0/A_{max}}{A_i/A_{max}} \right)^{1/C_1} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.5.7)$$

これが等価加速度比 A_0/A_{max} を与えたときの等価繰返し回数 N_{eq} の表示式である。

つぎに、等価繰返し回数 N_0 を与えたときの等価加速度比 A_{eq}/A_{max} の求め方を示す。

これは、式 (3.5.7) で得られた (τ_0, N_{eq}) と等価な (τ_{eq}, N_0) を考えればよい。

式 (3.5.3) より、

$$\begin{aligned} \tau_{eq} &= \tau_0 \left(\frac{N_0}{N_{eq}} \right)^{C_1} \\ &= \tau_0 \left(\frac{N_0}{\sum \left\{ N_i \left(\frac{\tau_0}{\tau_i} \right)^{1/C_1} \right\}} \right)^{C_1} \\ &= \left(\frac{N_0}{\sum \left\{ N_i \left(\frac{1}{\tau_i} \right)^{1/C_1} \right\}} \right)^{C_1} \quad \dots\dots\dots (3.5.8) \end{aligned}$$

これを上と同様に加速度に置き換えると次のようになる。

$$\frac{A_{eq}}{A_{max}} = \left(\frac{N_0}{\sum \left\{ N_i \left(\frac{A_{max}}{A_i} \right)^{1/C_1} \right\}} \right)^{C_1} \quad \dots\dots\dots (3.5.9)$$

なお、実際の計算では A_i として各々の半波の加速度波形の最大値をとり、 $N_i = 0.5$ として教えた。

式 (3.5.2) における係数 $C_1 = -0.2$ としたときの計算結果を以下に示す。図 3.5.1 は等価加速度比 $A_0/A_{max} = 0.65$ としたときの等価繰返し回数 N_{eq} を地震マグニチュード M との関係でプロットしたものである。同中、白丸、黒丸はそれぞれ石原の分類⁸⁾による「振動型」、「衝撃型」の地震波である。また、Seed⁹⁾の研究結果も併せて示している。同図より、 M が大きいほど N_{eq} も大きくなっており、Seed の曲線とも類似した結果となっているが、 M の大きな振動型のデータは Seed のものより N_{eq} が相当大きくなっているものが多いのがわかる。また、 N_{eq} に関して別の整理を行ったところ、 A_{max} や M が大きいほど N_{eq} も大きくなり、従来から言われていることと一致した結果が得られた。つぎに、図 3.5.2 は $N_{eq} = 20$ としたときの等価加速度比 A_{eq}/A_{max} を M との関係でプロットしたものである。衝撃型より振動型の等価加速度比が大きいのがわかる。また同様に、 M が大きいほど大きい。

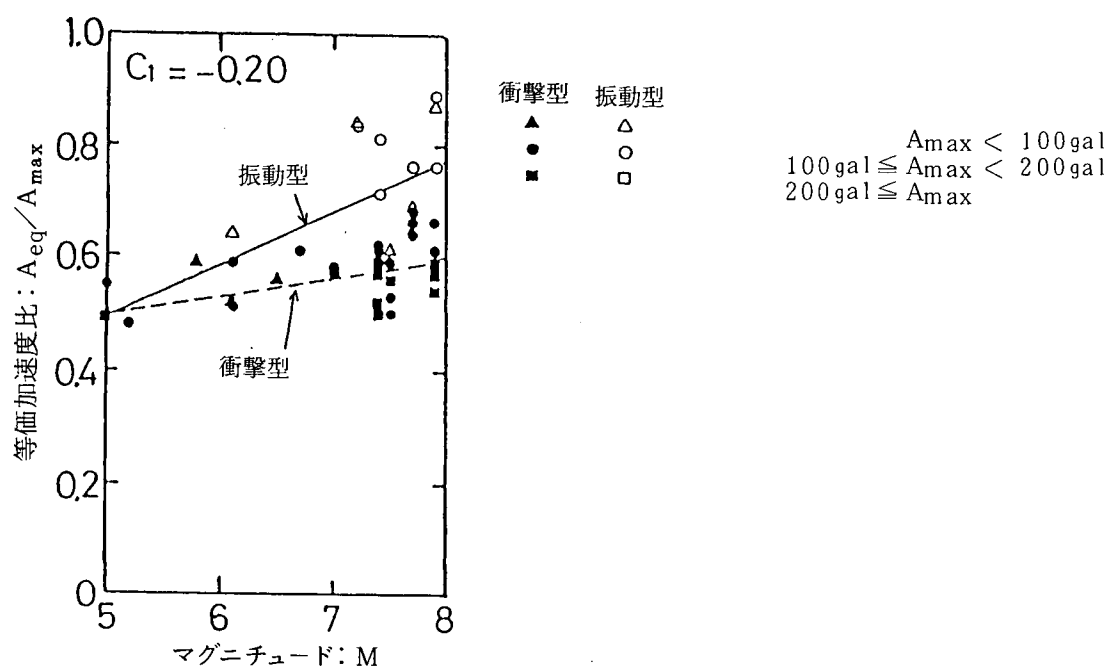


図 3.5.1 マグニチュードと等価加速度比の関係

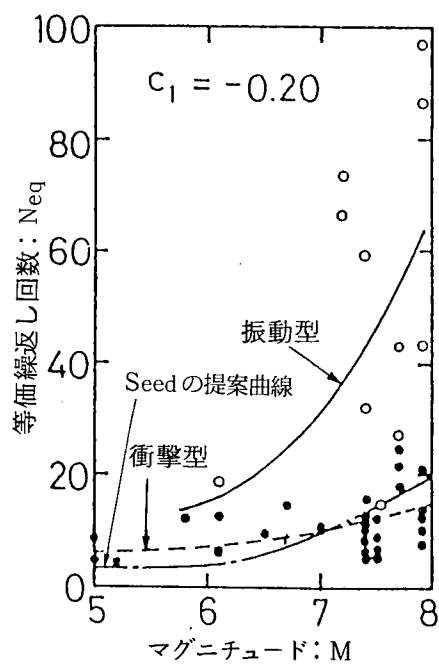


図 3.5.2 マグニチュードと等価繰返し回数の関係

以上、等価繰返し回数 N_{eq} 、等価加速度比 A_{eq}/A_{max} の計算結果の一部を紹介したが、ここに示した結果は土の疲労特性（特に係数 C_1 ）の設定の仕方にも大きく影響されることに注意を要する。

(3) 有効継続時間 t_d の計算

グラベルドレーンの設計のように排水効果を評価する際に必要となる地震動の有効継続時間 t_d の算定に当っては、以下の3つの方法を用いた。

- ① 主要動継続時間を求める方法……吉見の方法¹⁰⁾（方法の詳細については参考文献を参照されたい。）
- ② 主要動継続時間として、所定の限界加速度以上の加速度が最初に発現した時刻から最後の発現時刻までの全時間をとる方法。
- ③ 一定の加速度レベル以上の地震動継続時間の合計値をとる方法。

ここではこのうち、①の方法により計算した結果を示す。この方法では、各々の地震波形について、式(3.5.10)で定義されるパラメータ β の時刻歴を求め、式(3.5.11)の定義による t_d を有効継続時間とするものである。

$$\beta(t) = \frac{\sum_{i=0}^t \left(N_i \frac{\tau_0}{\tau_i} \right)^{1/C_1}}{\sum_{i=0}^T \left(N_i \frac{\tau_0}{\tau_i} \right)^{1/C_1}} \quad \dots\dots\dots (3.5.10)$$

$$t_d = 2 \times (t(\beta = 0.5) - t(\beta = 0.1)) \quad \dots\dots\dots (3.5.11)$$

ここに、 t ：地震動全継続時間

定数 $C_1 = -0.2$ として計算した結果を図3.5.3に示す。同図には吉見の提案曲線を併記しているが、マグニチュード M の増大に伴って t_d も大きくなっているのがわかる。吉見の結果とも類似しているがばらつきは大きい。なお、吉見の整理では定数 C_1 の大きさをどのように設定しているかは不明である。

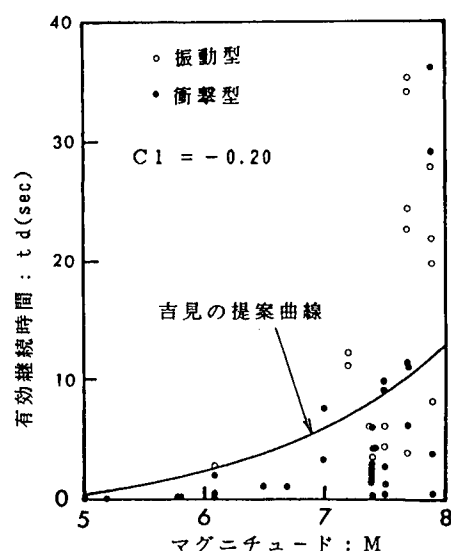


図 3.5.3 マグニチュードと有効継続時間の関係
(吉見の方法¹⁾による)

3.5.3 まとめと今後の課題

地震動の等価繰返し回数、等価加速度および有効継続時間について、実地震動記録をもとに既往の計算方法により求めてみた。これらの地震動に関するパラメータをグラベルドレーンの設計計算法の中にいかに組み込むかは次年度の課題である。

(土木研究所)

3.6 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、研究を実施している。ここでは、これまでに実施した実験的および解析的研究より得られた成果をもとに、現在考えている設計法の大筋の流れおよび検討課題について、整理を行った。

以下、半地下構造物の場合と盛土構造物の場合に分けて記述する。

3.6.1 半地下構造物の場合

- ① 掘削道路に代表される半地下構造物では、構造物自重を静水圧による浮力で除した常時の浮上り安全率が1.2～1.3程度の場合が多い。従って、地震時に支持地盤が初期液状化あるいは完全液状化に至らない場合でも、過剰間隙水圧がある程度蓄積した場合には浮き上がる可能性があり、地震時の浮上り安全率の評価が第一に必要となる。

現在、浮上り安全率 F_u は次式より求められるとしているが、浸透水力による揚圧力 F の評価や許容浮上り安全率の評価が今後の課題となっている。

$$F_u = \frac{W}{U_s + U_D + F} \quad \dots\dots\dots (3.6.1)$$

ここに、 W ：半地下構造物の自重、 U_s ：静水圧による浮力、 U_D ：過剰間隙水圧による揚圧力、 F ：浸透水力による揚圧力

- ② ①の U_D, F を求めるには、構造物周辺の過剰間隙水圧分布を知る必要があり、無対策時、対策時の過剰間隙水圧分布を、設計で利用しやすい形で表現することが望ましい。無対策時および締固め工法による地盤改良時には、地盤の液状化抵抗を表わす指標（例えば N 値など）と過剰間隙水圧値を結びつけることが考えられる。また、対策工としてグラベルドレーン工法を用いる場合には、グラベルドレーンの配置等をパラメータとした過剰間隙水圧の算定式あるいは算定図表の作成が考えられる。
- ③ 浮上り安全率のみを用いる方法では、構造物の被害程度を考慮した設計法とはなっておらず、構造物の重要度や被災後の使用の可否を考えた場合、被害程度を表わす指標が考慮された設計法であることが望ましい。現在、この指標としては、浮上り量を考えており、構造物の重要度およびエレメント間の变形能力等を考慮した許容値を定める方向で設計法を考えている。浮上り量を考えることにより、浮上り安全率が許容浮上り安全率以下であっても対策の必要がない場合もありうることになる。これまでの実験においても、浮上り安全率が1以下の場合でもそれが短時間の場合などでは、ほとんど浮上りが生じていない結果が得られている。

- ④ 現在考えている設計法の流れでは、浮上り量を予測することが重要な位置を占めている。これまでの実験結果から、浮上り量は、浮上り安全率が1を下回っている時間、液状化層厚、周辺地盤から構造物直下への水や土砂の流入のしやすさなどに関係していることが明らかとなっている。今後、これらの因子を取り入れた浮上り量の予測式を作成することが重要である。

(間組)

3.6.2 盛土の場合

(1) グラベルドレーン工法

基礎地盤にグラベルドレーンを打設することにより、地盤の液状化による盛土の地震被害を防止することが考えられる。この場合の対策効果は、地盤の液状化による極端な強度低下を、グラベルドレーンの間隙水圧消散により防止することにある。

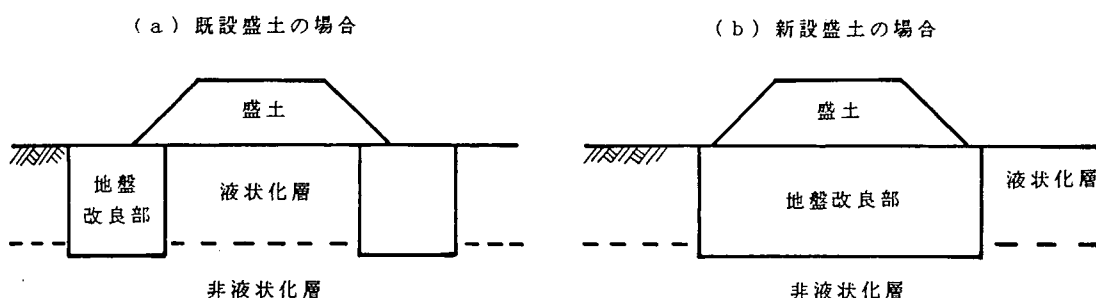


図 3.6.1 盛土耐震強化のための地盤改良の例

盛土に対して図 3.6.1 に示すような地盤改良を行う場合を考えてみる。設計すべき主な項目は、改良位置・範囲、グラベルドレーンの直径・ピッチ、ドレーン材の透水係数などである。上述の対策原理に従って実用的設計法の基本骨格を想定すると次のようになると考えられる。

- ① 盛土の安定計算は地震時液状化による地盤の強度低下を考慮したすべり面計算により行う。
- ② グラベルドレーンの効果は、その改良範囲において強度低下を抑止するという事により見込む。
- ③ 地盤内過剰間隙水圧の上昇によるせん断強度の低下を考慮する方法としては、たとえば次式が考えられる。

$$\tau_f = c' + (\sigma'_{no} - \Delta u) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (3.6.2)$$

- ④ 所定のすべり安全率を満足するような改良範囲・改良率の組み合わせを求め、施工条件等を考慮した上で最も経済的な改良範囲・改良率を見出す。

以上に述べた方法が実用的設計法として最適かどうかという事については次年度以降に検討する予定であるが、この方法において検討すべき主な課題を列举してみると次のようになる。

- ① 改良範囲が盛土直下地盤を含む場合に、グラベルドレーンを通して鉛直上向きに排水されてくる水をグラベルマットで水平方向に抜くときのグラベルドレーン・グラベルマット一体としての設計法。
- ② 未改良地盤部と改良範囲の境界部に存在するグラベルドレーンには、未改良地盤部から多量の水が

流入することが考えられ、有効な改良範囲（幅）としては実際の改良範囲（幅）よりも小さめに評価することが必要であろう。

- ③ すべり面安定計算における未改良部・改良部の地盤強度は上述の方法で評価できるか。
- ④ すべり安定のチェックだけでよいか。（改良部が地中構造物的に挙動して、前後面の土圧差によって転倒モードのような変形を生じることは考えられないか。）

(2) 締固め工法

締固め工法においても、地盤改良を行う範囲は、上と同様に、一般に図 3.6.1 のようになるであろう。地盤を締め固めるとその部分の液状化強度が高くなり、このため盛土のすべり安定性が増すことになる。地盤締固めによるこのような効果を評価し得る可能性のある設計計算法として震度法円弧すべり計算法がある。この計算法は通常の盛土に対して広く用いられているが、土の強度あるいは震度の設定方法など、耐震設計法としては十分に確立されていない点が残されている。しかし、その実用性が非常に高いことから、今後も大いに利用されていくと思われる。

さて、本計算法を用いる場合、締め固められた地盤部は地震時せん断強度の増加ということで評価されよう。設計項目は締固め度および締固め範囲である。ここで検討を要する事項を列記すると次のようなものがある。

- ① 締固め部の品質は一般にN値で管理されるが、締め固められた地盤のN値と地震時（液状化）強度との関係は、自然地盤におけるものとは異なるようであり、実験的な検討が必要である。
- ② 未改良地盤部および締め固められた地盤部の地震時強度を有効応力強度・全応力強度のいずれで定義するか。（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、今年度は模型振動台実験、有限要素解析、地震外力パラメータの分析を行った。その結果得られた成果を以下に示す。

- ① 昨年度開発したグラベルパイルに対する間隙水圧予測プログラムは、工学的に十分な精度で活用することができる。
- ② グラベルパイルの排水機能を表わす無次元パラメータを明らかにし、間隙水圧比・排水量に対する設計図表を作成した。
- ③ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合、昨年度の解析的検討より明らかとなった側方にもグラベルドレーンを設けることの有効性が、模型実験からも確認できた。
- ④ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合、掘割道路幅によって対策効果が異なることが、模型実験および解析より明らかとなった。
- ⑤ グラベルドレーンの設計で用いる地震動に関するパラメータ、すなわち有効継続時間、等価繰返し回数について、マグニチュードの関数として表わした図表を作成した。

3.8 今後の課題および次年度研究計画

今後の主な課題として、以下のものがあげられる。

- ① 周辺地盤が液状化した時の半地下構造物の挙動や構造物に被害を及ぼす要因については、実験および解析的検討より明らかとなってきた。今後、これらの要因を考慮した形で、半地下構造物に対する締固め工法、グラベルドレーン工法の簡易な設計法を確立する必要がある。
- ② 盛土構造物に対する締固め工法、グラベルドレーン工法の設計では、改良範囲の設定法について、間隙水圧を考慮した円弧すべり安定計算との関連より明らかにする必要がある。
- ③ 締固め工法では、締め固められた地盤の物性値の評価が重要となる。そこで、改良された地盤の物性値を、原位置調査より精度よく推定するための評価法を確立する必要がある。

上記の課題に対し、次年度の研究計画は以下の通りである。

(1) 研究の位置づけ

- ① 現在想定している半地下構造物タイプ及び盛土構造物タイプに対する締固め・グラベルドレーン工法の設計法について、問題点および残された課題の検討を行う。
- ② 締固め地盤の原位置調査法に関する基礎的研究を実施する。

(2) 実施項目

- ① 61年度掘割道路模型実験の数値シミュレーション
- ② マットレジスタンスに関するパラメータ・スタディ
- ③ 半地下構造物タイプの設計法に関する検討
- ④ 盛土構造物タイプの設計法に関する検討
- ⑤ 圧力土槽による貫入試験の実施

(間 組)

第3章参考文献

- 1) De Alba, P., Seed, H. B., Chan, C. K.: Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Proc. ASCE, GT9, pp. 909 ~ 927, 1976
- 2) 吉国洋: バーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, 1979
- 3) 田中幸久, 国生剛治, 江刺靖行, 松井家孝: グラベルパイルによる改良地盤の地震時安定性の簡便な検討方法について, 電力土木, No. 196, pp. 46 ~ 55, 1985
- 4) 大北康治, 柚木孝治, 伊藤克彦, 中島豊, 島岡久壽: 碎石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラム, 第21回土質工学研究発表会講演集, PP. 737 ~ 738, 1986
- 5) Iai, S., Koizumi, K.: Estimation of Earthquake Induced Excess Pore Water Pressure for Gravel Drains, Proc. of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 679 ~ 684, 1986
- 6) Yoshikuni, H., Nakanodo, H.: Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 35 ~ 46, 1974
- 7) 谷口栄一, 森下義, 古賀泰之, 沓沢貞雄, 若狭聡: 液状化による半地下構造物の浮上りに関する振動台実験, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 691 ~ 694, 1985
- 8) 石原研而: 土質動力学の基礎, pp. 271, 鹿島出版会, 1976
- 9) Seed, H. B.: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 105, GT2, pp. 201 ~ 255, 1979.
- 10) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, pp. 133 ~ 135, 技報堂, 1980.

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、掘割道路や道路盛土等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。

地盤中に石灰やセメント等の固化剤を混合し、地盤を固化安定させる固化工法は、その施工方法、使用材料等から分類され現在ではかなりの種類の工法が実施されているが、本グループではそれら工法の中から主として深層混合処理工法（Deep Mixing Method）をその研究対象としている。

深層混合処理工法は、1970年代に実用化されて以来、粘性土地盤においては、数多くの施工実績もあり、またその耐震設計法も地震時の土圧の評価法等一部の問題点は残るが、現行設計法である程度は対応が可能であることが示されつつある。しかし砂質地盤においては、その適用例はほとんどなく、耐震設計法、特に耐液化設計法も確立されていない。

このような状況を踏まえ、今年度は砂質地盤の液化化対策に深層混合処理工法を適用した場合について研究を実施した。主な研究内容は以下に示す3つである。

- ① 砂質地盤の液化化対策に深層混合処理工法を適用した場合のその効果に関する実験的・解析的検討
- ② 砂質地盤に深層混合処理工法を適用するにあたっての施工法、施工機械に関する検討
- ③ 砂質地盤を深層混合処理工法で改良した場合の改良土の力学特性に関する検討

（不動建設）

4.2 深層混合処理工法に関する模型振動実験（その1）

4.2.1 実験目的

固化工法を砂質地盤の液化化対策工として適用するにあたっては改良型式として格子型改良とするのが、もっとも液化化防止効果の高いことが前年度の実験¹⁾より明らかになった。

一方、掘割道路および盛土を対象構造物として固化工法を適用した場合の有限要素解析²⁾により、改良位置としては、構造物の直下はもとより、脇（側方）改良でもある程度の液化化防止効果が期待できることが明らかになった。

そこで今回の実験においては、

1. 水平地盤に格子型改良を適用した場合、格子間隔の大小と格子内未改良地盤の液化化防止効果との関係を調べる。
2. 掘割道路および盛土構造物に格子型改良を適用した場合、改良位置（直下および脇）および改良幅を変え、地盤の液化化防止効果および構造物の変形量を調べる。

以上2点を目的として実験した。

4.2.2 実験内容

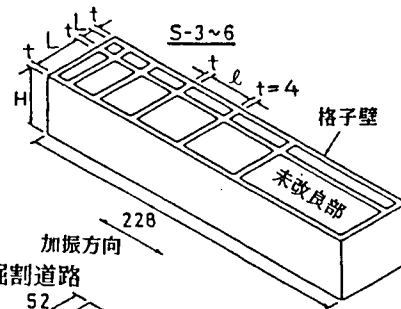
1) 実施ケース

実験の実施ケースを表4.2.1、および図4.2.1に示す。

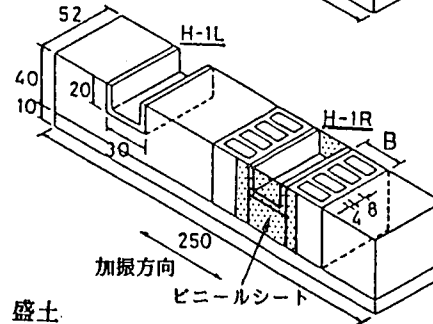
表 4.2.1 実験ケース一覧

対象構造物	改良型式	模型番号	改良体の諸元
水平地盤	無対策	S-1,2	
	壁状改良	S-3	格子の大きさの影響 L = 8, 16, 24, 32, 40 cm ℓ = 8, 16, 24, 32, 40, 80 cm H = 40 cm
		S-4	
		S-5	
	柱状改良	S-6	L = 16, 24cm、 ℓ 、Hは同上
掘割道路	無対策	H-1 L	
	壁状改良	H-1 R	脇改良 (B=28cm)
		H-2 L	脇・直下改良 (B=20cm)
		H-2 R	脇改良 (B=20cm)
		H-3 L	脇・直下改良 (B=4 cm, 壁)
		H-3 R	脇改良 (B=28cm)
	柱状改良	H-4 L	脇・直下改良 (B=4 cm, 壁)
		H-4 R	脇・直下改良 (B=20cm)
盛土	無対策	M-1	
	壁状改良	M-2	のり尻地盤改良 (B=40cm)

(a) 水平地盤



(b) 掘割道路



(c) 盛土

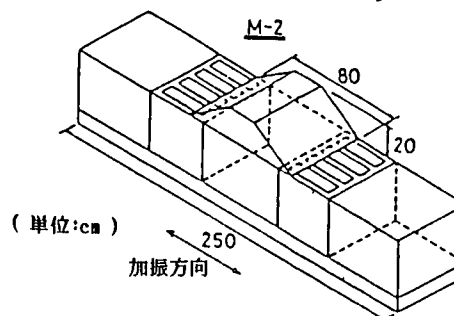


図 4.2.1 実験模型の例

表 4.2.1 を見るとわかるように模型は全部で16個であり、水平地盤掘割道路および盛土を対象構造物としている。各々の構造物に対して無対策の場合および格子型改良を行なった場合を扱った。

改良型式の欄に壁状改良、柱状改良とあるのは、格子を形成する改良壁がそれぞれ改良柱体のラップ接合、接縁接合で形成されたものであることを意味する。

掘割モデルでは、掘割模型の長手方向（加振直角方向）から掘割模型直下へ液状化した砂・水が流入するのを防ぐため、図 4.2.1 のように長手方向両側面に掘割模型および改良体の動きを拘束しないように注意して、薄いビニールシートを張った。

2) 実施工程

実験は表 4.2.2 に示す工程で実施した。

4.2.3 実験方法

1) 実験手順

図 4.2.2 に概略の実験手順を示す。

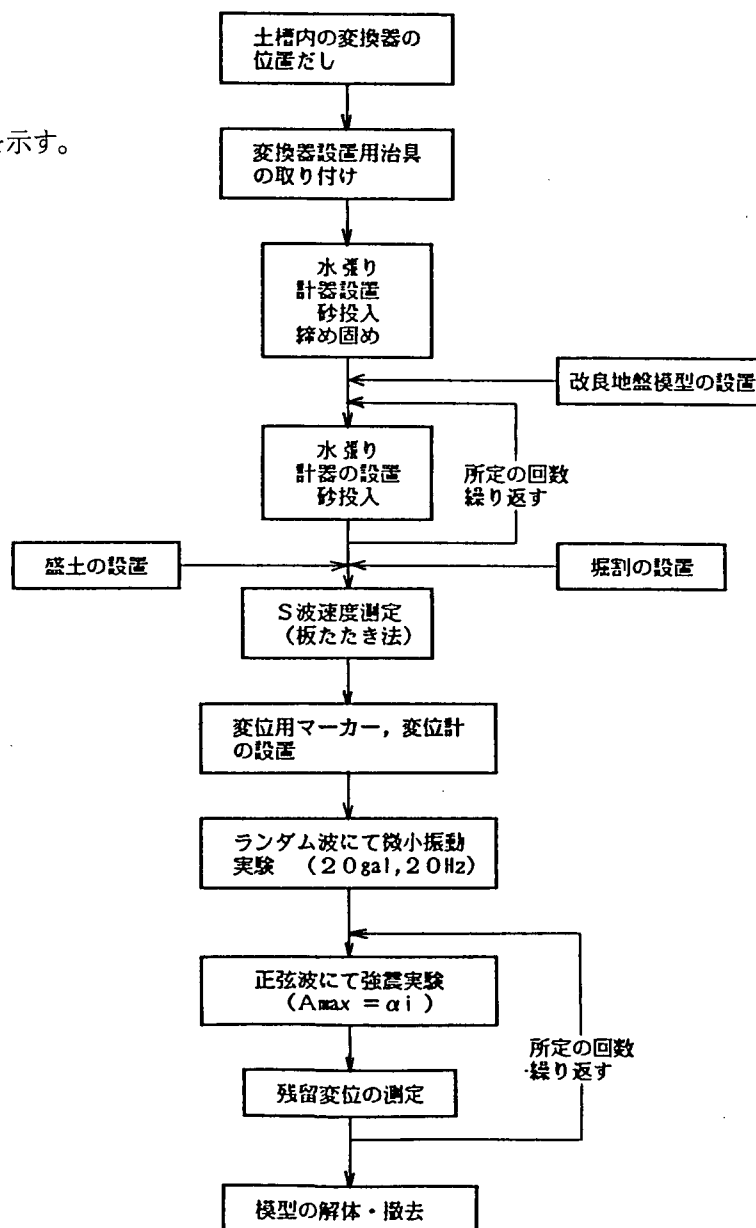
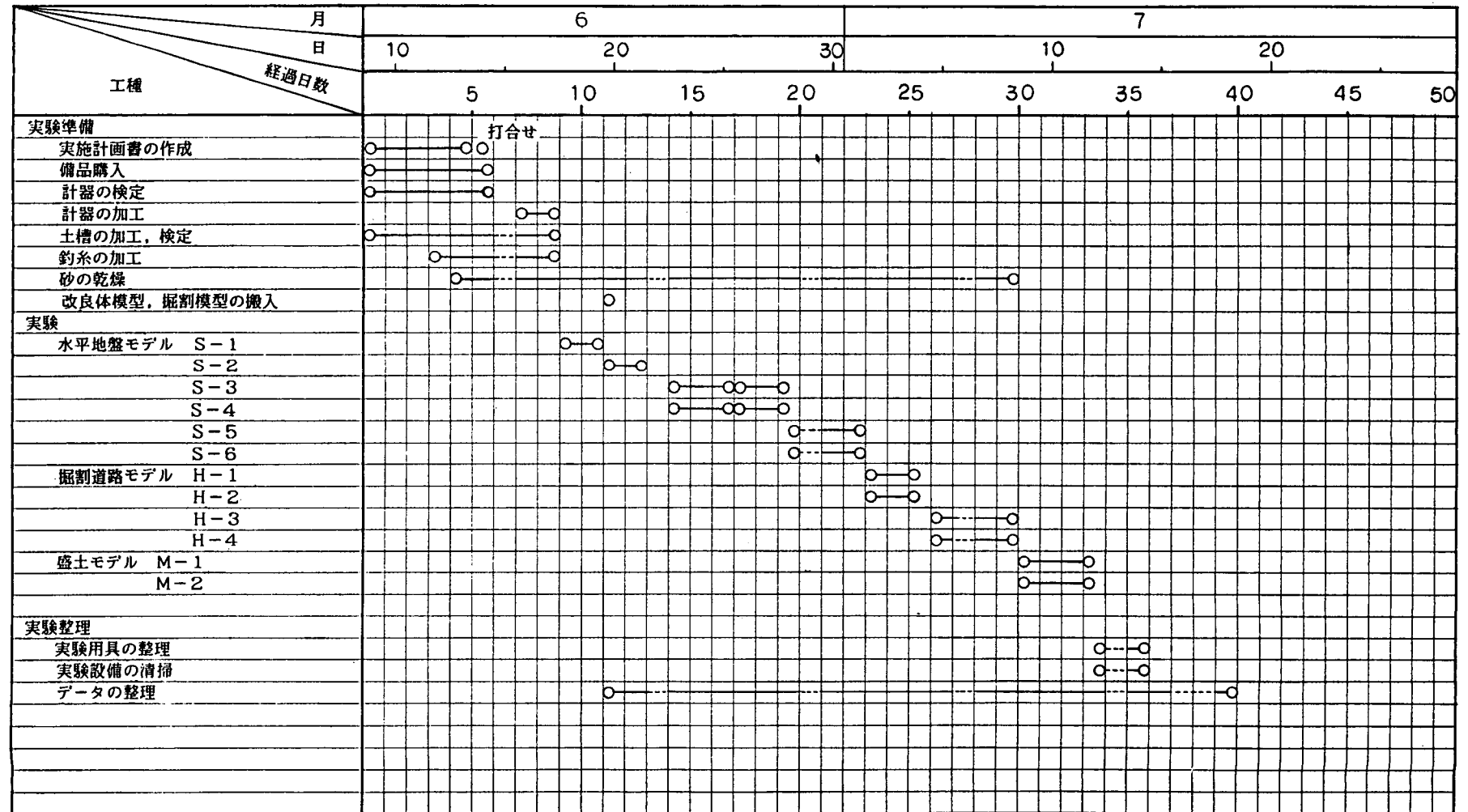


図 4.2.2 実験手順

表 4.2.2 实施工程表



2) 実験に使用した材料および器具

① 土槽

実験に使用した土槽は、図 4.2.3 に示すような長さ 250 cm、幅 68 cm、深さ 60 cm の鋼製土槽である。この土槽に次のような改良を行った。

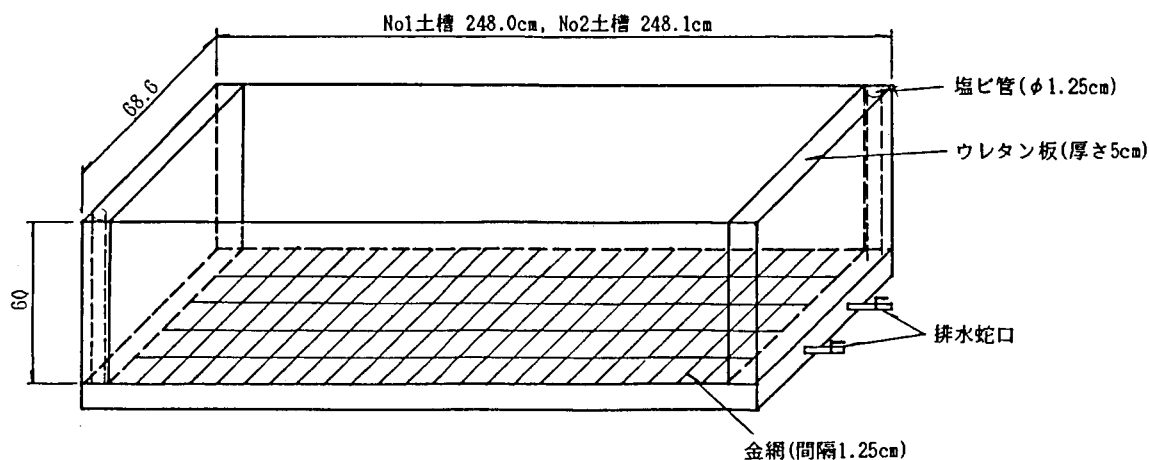


図 4.2.3 土槽の概要

- (1) 土槽の側面での振動の反射を防止するため、側面に厚さ 5 cm のウレタン板を張り付けた。
- (2) 水位の確認と微調整のため、ウレタン板の内側に穴をあけた塩ビ管を設置した。
- (3) 計器を設置する釣糸の下端を固定するため、土槽の底面に金網を取り付けた。ウレタン板を除いた土槽の体積は、次のとおりである。

No 1	土槽	0 ~ 10 cm	$V = 0.168265 \text{ m}^3$
		10 ~ 50 cm	$V = 0.653072 \text{ m}^3$
No 2	土槽	0 ~ 10 cm	$V = 0.165268 \text{ m}^3$
		10 ~ 50 cm	$V = 0.653346 \text{ m}^3$

土槽底面には、底面と地盤との摩擦を大きくするための滑り止めや釣糸用の金網があるため、0 ~ 10 cm の体積は水置換により測定した。

② 使用した砂

実験に使用した砂は、浅間山砂を十分に乾燥させた後 2 mm のふるいを通過したものである。

その物理試験結果を表 4.2.3、表 4.2.4、および図 4.2.4 に示す。

③ 改良体模型

土槽内で実際の攪拌混合処理の工程を再現することは困難である。今回の実験に用いた改良体は、図 4.2.5 に示す手順で作製した。改良体の単位体積重量を表 4.2.5 に示す。

杭状改良体模型は、支持地盤を作製したのち、図 4.2.6 に示す杭の単体を土槽内で組立てた。また、図 4.2.7 に示すように杭 6 本ごとに上下を輪ゴムで縛り、杭と杭との間で摩擦力が働くようにした。

表 4.2.3 密度試験結果

試験項目 ケース	Gs	P _{dmin} (g/cm ³)	P _{dmax} (g/cm ³)	e _{max}	e _{min}	Gs			P _{dmin} (g/cm ³)			P _{dmax} (g/cm ³)			e _{max}			e _{min}	
						267	270	273	140	145	167	170	173	.87	.90	.93	.57	.60	
S-1, S-2	2.698	1.430	1.703	0.887	0.584		○			○		○		○				○	
S-3, S-4	2.696	1.419	1.690	0.900	0.595		○			○		○			○			○	
S-5, S-6	2.703	1.429	1.714	0.892	0.577		○			○			○		○			○	
H-1, H-2	2.698	1.424	1.700	0.894	0.587		○			○		○			○			○	
H-3, H-4	—	—	—	—	—														
M-1, M-2	—	—	—	—	—														
$\bar{X}$	2.700	1.426	1.702	0.893	0.586														
σ	0.003	0.005	0.010	0.005	0.007		2.700			1.426		1.702		0.893				0.586	

表 4.2.4 透水試験結果

Dr %	k cm/sec
3	1.63×10^{-2}
102	5.88×10^{-3}
27	1.17×10^{-2}

表 4.2.5 改良体積型の
単位体積重量

乾燥重量	1.88 gf/cm ³
飽和重量	1.97 gf/cm ³

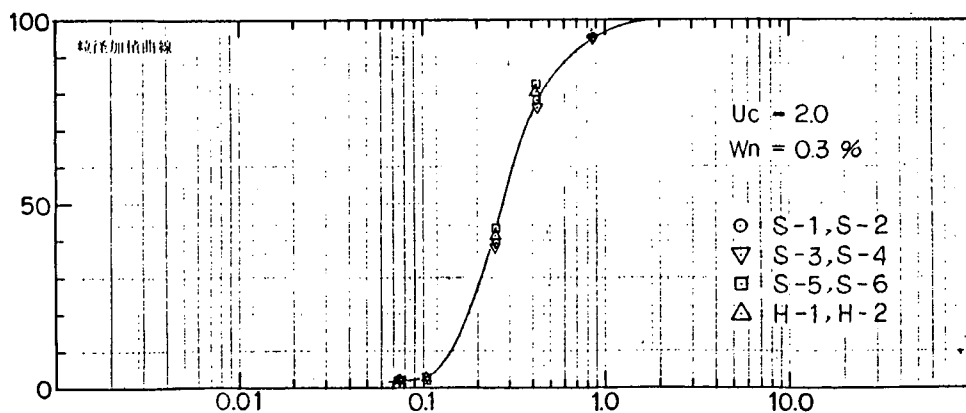


図 4.2.4 粒度試験結果

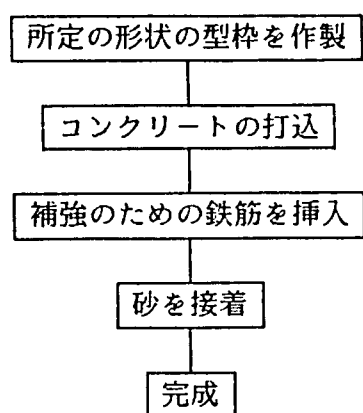


図 4.2.5 改良体模型作製手順

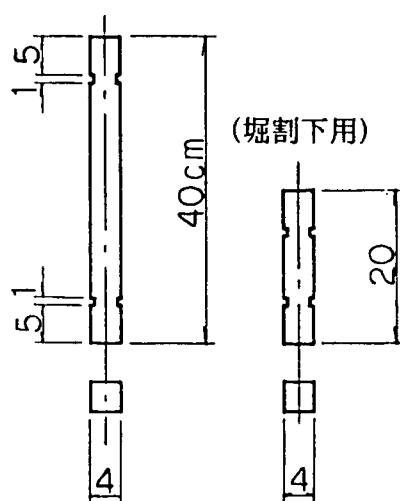


図 4.2.6 杭状改良体模型

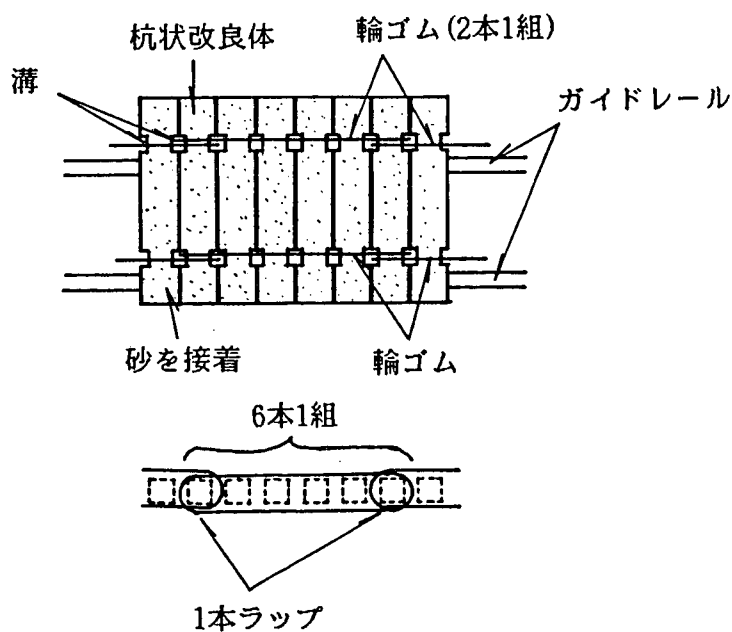


図 4.2.7 杭状改良体模型の組立て

④ 掘割模型

掘割模型は、高さ25cm、幅30cm、奥行52cmの亚克力製の箱である。図4.2.8に示すように、箱の底面には3箇所に穴が開けてあり、間隙水圧計を設置するための空気抜き口付きの金具を取り付けてある。また、上面には、模型内に設置されている加速度計や間隙水圧計のコードを通すための穴を開けてある。

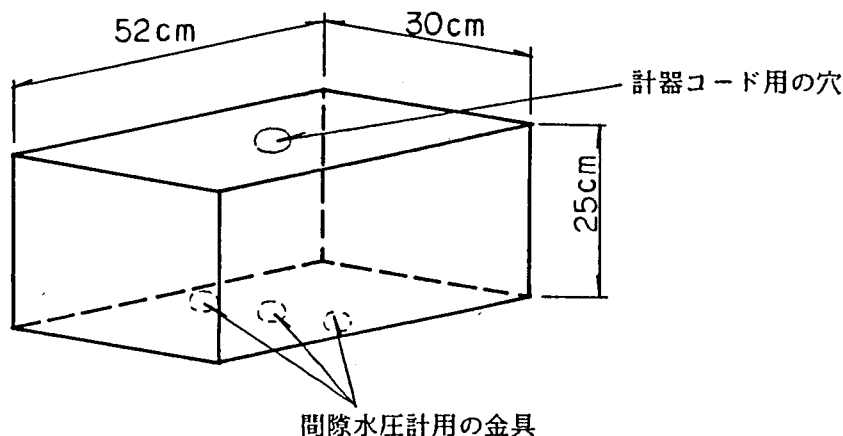


図4.2.8 掘割模型の形状

掘割模型の重量を調整するため、散弾をビニール袋に詰めて重りとして使用した。重りは、掘割模型が地盤作製中に浮き上がったり沈下したりしないように、地盤の作製に合せて2回に分けて掘割模型内に図4.2.9のように設置した。

掘割模型の重量調整は、次のように行った。

見掛けの単位体積重量の目標	$\gamma = 1.5 \text{ gf/cm}^3$
掘割模型の重量	$W = 8500 \text{ gf}$
掘割模型の水没部分の体積	$V = 31200 \text{ cm}^3$
重りの重量	W_b

とすると、

$$1.5 \times 31200 \times 1.0 = 8500 + W_b$$

$$W_b = 38.3 \text{ kgf}$$

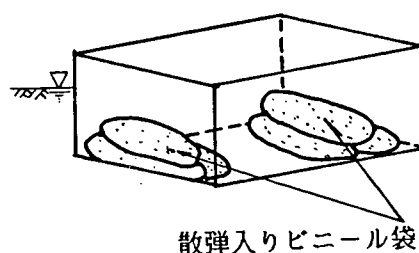


図4.2.9 重量調整の方法

⑤ 盛土模型

盛土模型の形状は、図4.2.10に示すように高さ20cm、天端幅20cm、敷幅80cm、法勾配1:1.5である。

盛土が地盤中の水を吸収して強度が低下し変形しないように、地盤と盛土との間にベントナイトを薄く敷いて遮水層とした。また、盛土材も水に強いものにするため細粒分を多くした。盛土材は、湿潤状態の浅間山砂（含水比9%）とベントナイトを重量比10:1で混ぜ合わせ、ミキサーで十分に攪拌混合し均一な材質になるようにした。

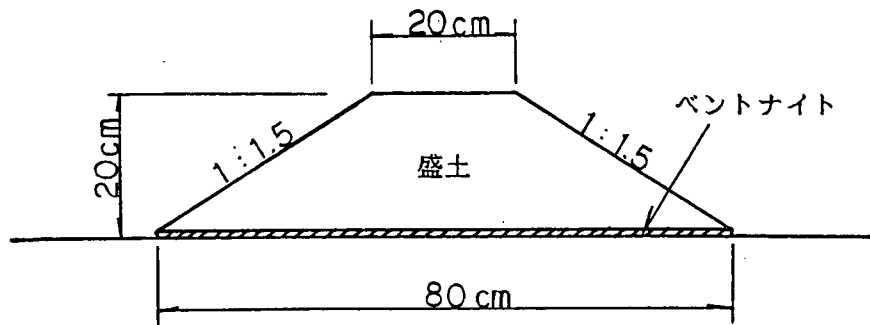


図 4.2.10 盛土模型の形状

盛土模型は、次のような手順で作製した。

- 1) 床の上にビニールを敷き、ベントナイトに重量比 1 : 0.5 ~ 1 : 1 の水を加えて良く練ったものを少量ずつだんど状に置き、コテで均一に薄くのばす。これを繰返して所要の広さのベントナイト層をつくる。
- 2) 完成された模型地盤の上にビニールに付いたベントナイト層をひっくり返す。このとき地盤の水位を 3 cm 程度下げておく。
- 3) ビニールを取り除くと遮水層が完成する。
- 4) ベントナイト層の上にあらかじめ作製した盛土材をハンドスコップで少量ずつまく。
- 5) 盛土材を手で軽くたたき締固める。このとき模型地盤を強く押さないように注意する。
- 6) 4), 5) を繰返して所要の大きさになったら整形し、盛土模型が完成する。水位を地表面に戻す。

各モデルの盛土模型の重量は次のようであった。

M-1 W = 7 7.6 7 0 kgf $\gamma_t = 1.13 \text{ gf/cm}^3$

M-2 W = 7 7.6 7 5 kgf $\gamma_t = 1.13 \text{ gf/cm}^3$

⑥ 計器

実験に使用した変換器、記録計器を表 4.2.6 に示す。

3) 模型地盤の作製方法

① 計器の設置

加速度計、間隙水圧計など地盤中に埋設する計器は、図 4.2.11 に示すような治具を用い、あらかじめ設置深度をマーキングした釣糸に図 4.2.12 のように設置した。

また、計器は図 4.2.13 に示すように発泡スチロールを用いて重量調整した。図 4.2.14 ~ 図 4.2.24 に各実験ケースにおける計器設置位置を示す。

表 4.2.6 使用計器一覧表

種 別	仕 様	形 式	員 数
加 速 度 計	5G 防水型	共和電業 ASW - 5A	27
	2G 防水処理	共和電業 AS - 2C	20
	1G 防水	共和電業 AS - 1C	3
間 隙 水 圧 計	500 g/cm ²	共和電業 BP - 05KR	10
	500 g/cm ²	共和電業 BP - 05KB	20
	500 g/cm ²	共和電業 PGM - 05KG	5
	200 g/cm ²	共和電業 PGM - 02KG	7
	100 g/cm ²	ST研究所 PF10- 01	12
土 圧 計	500 g/cm ²	ST研究所 PM25 - 05	2
移 動 計	200mm / 20mm	坂田電気 LR - 19	4
増 幅 器		坂田電気 SOA6B	6ch
		共和電業	92ch
		日本電気三栄	
熱ペンオシログラフ			14ch
ビ ジ グ ラ フ			4ch
デジタルデータリーダー		TEAC DR2000A	64ch×2 台

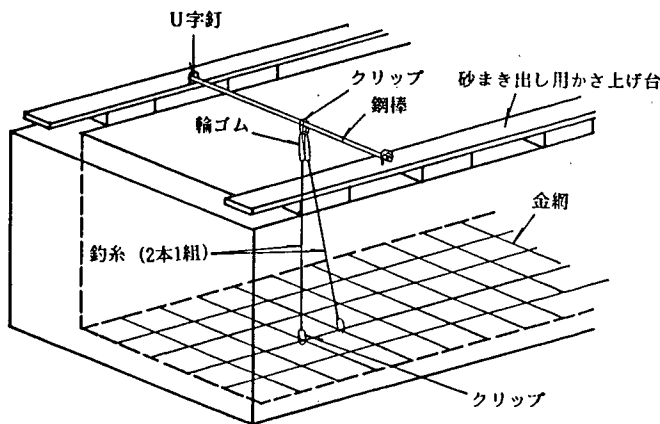


図 4.2.11 計器設置治具

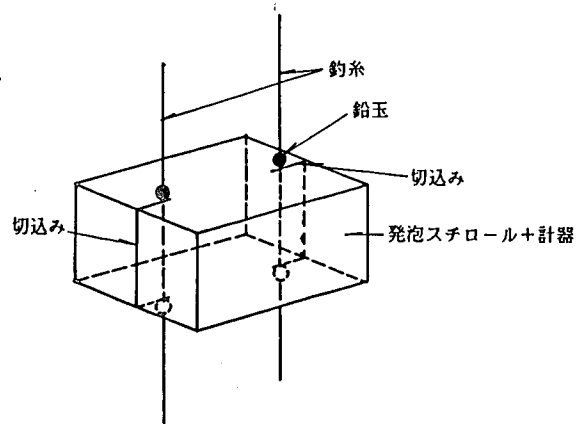


図 4.2.12 計器の設置方法

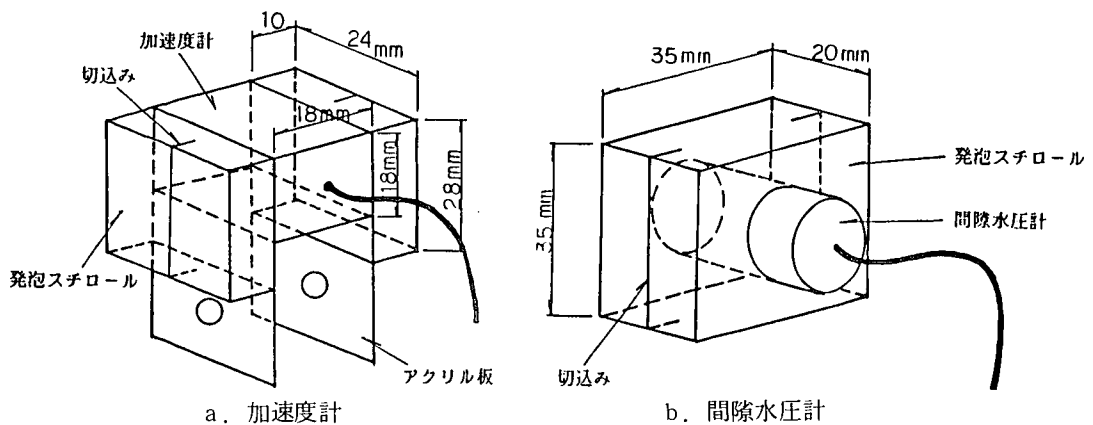


図 4.2.13 計器の重量調整方法

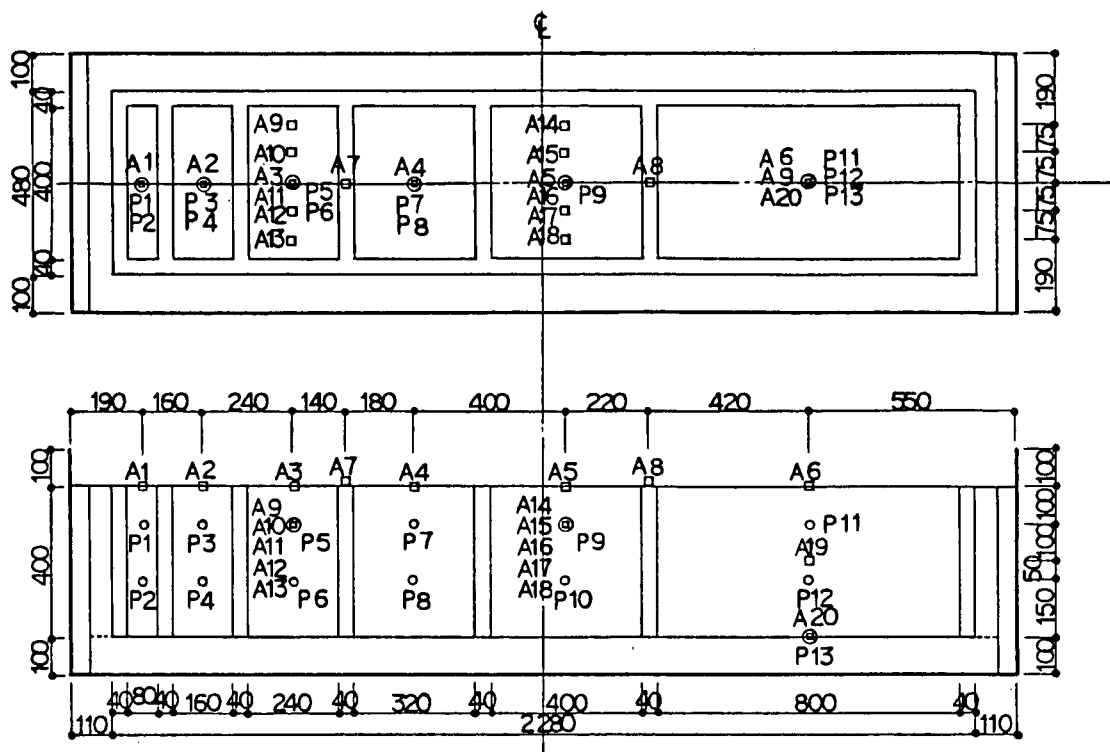


圖 4.2.15 計器設置位置 S-3

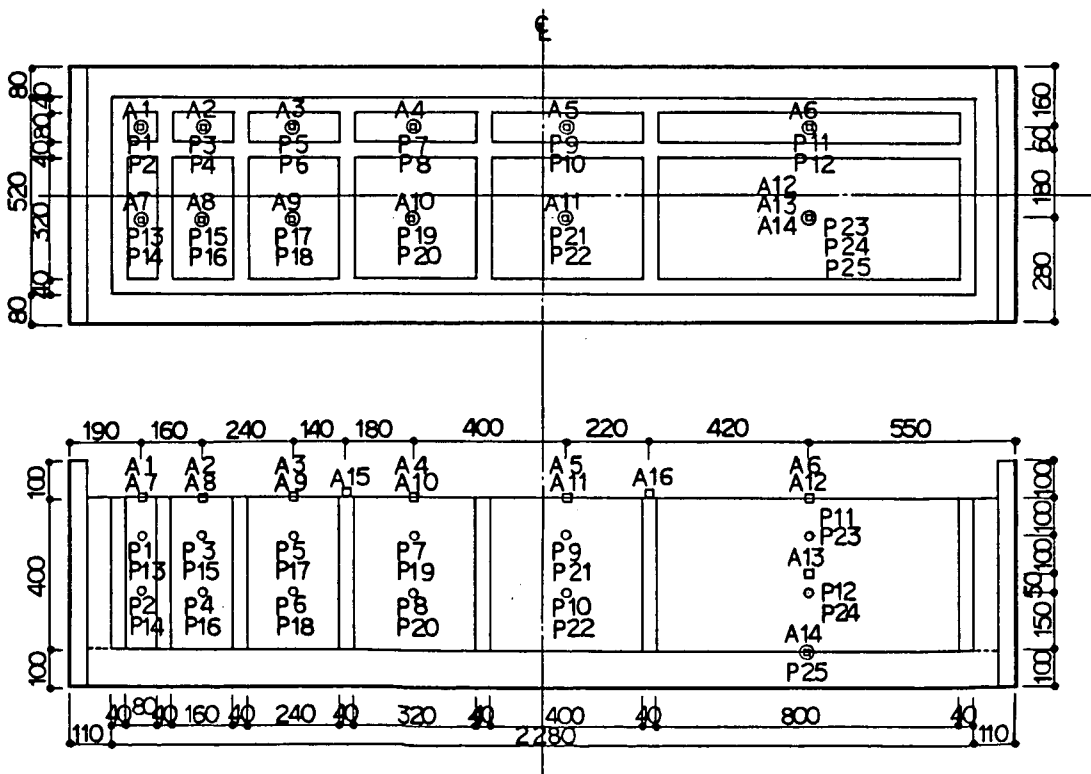


圖 4.2.16 計器設置位置 S-4

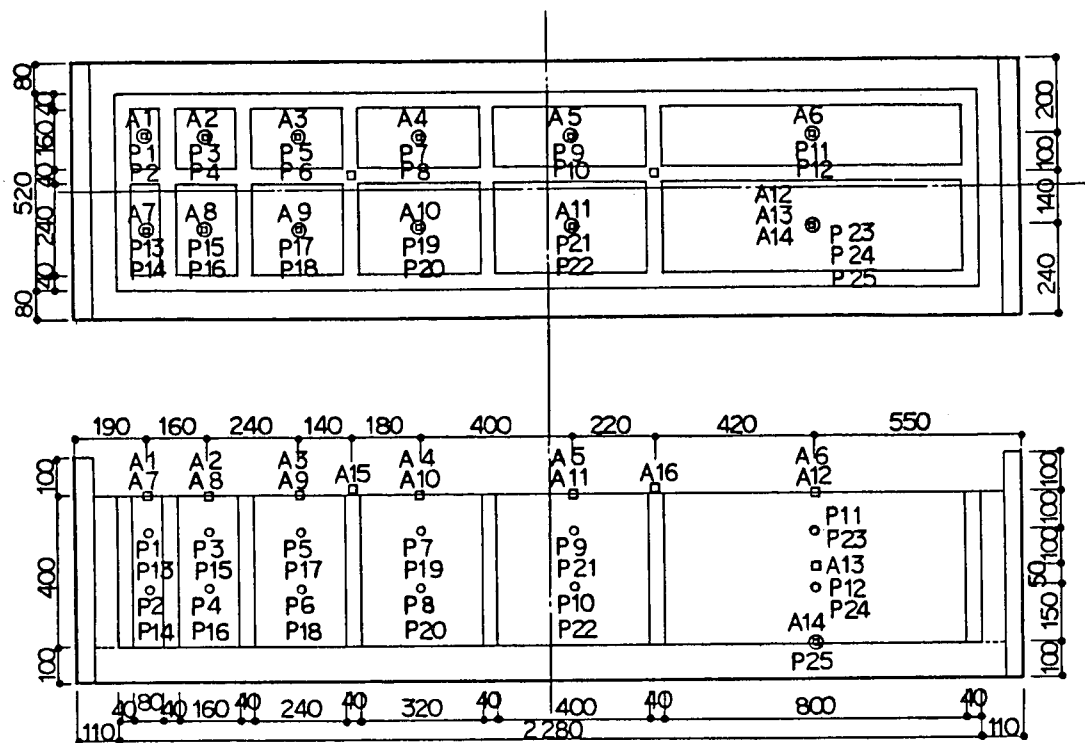


圖 4.2.17 計器設置位置 S-5

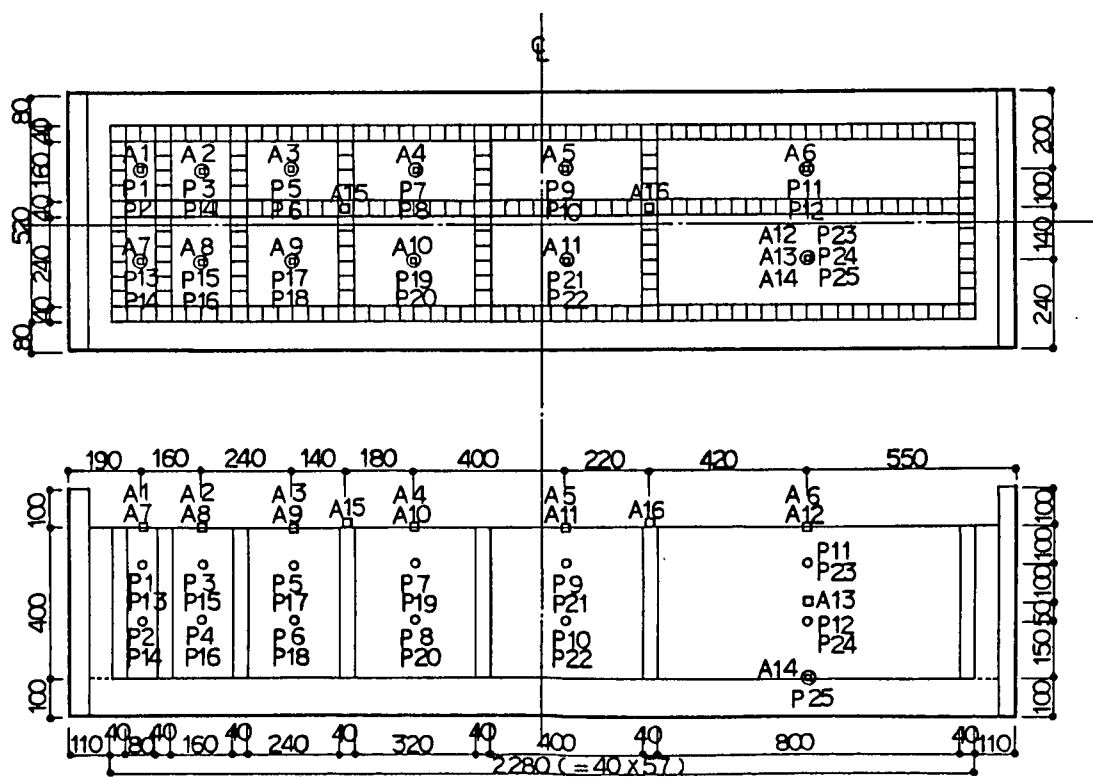


圖 4.2.18 計器設置位置 S-6

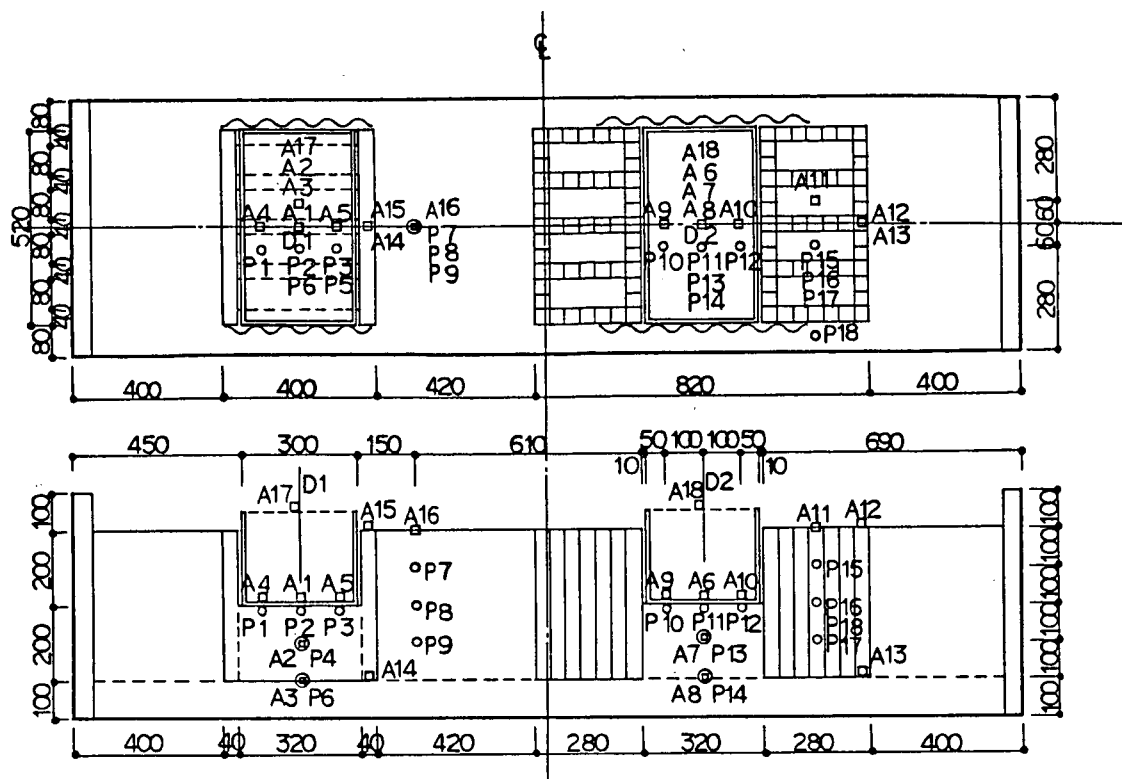


図 4.2.21 計器設置位置 H-3

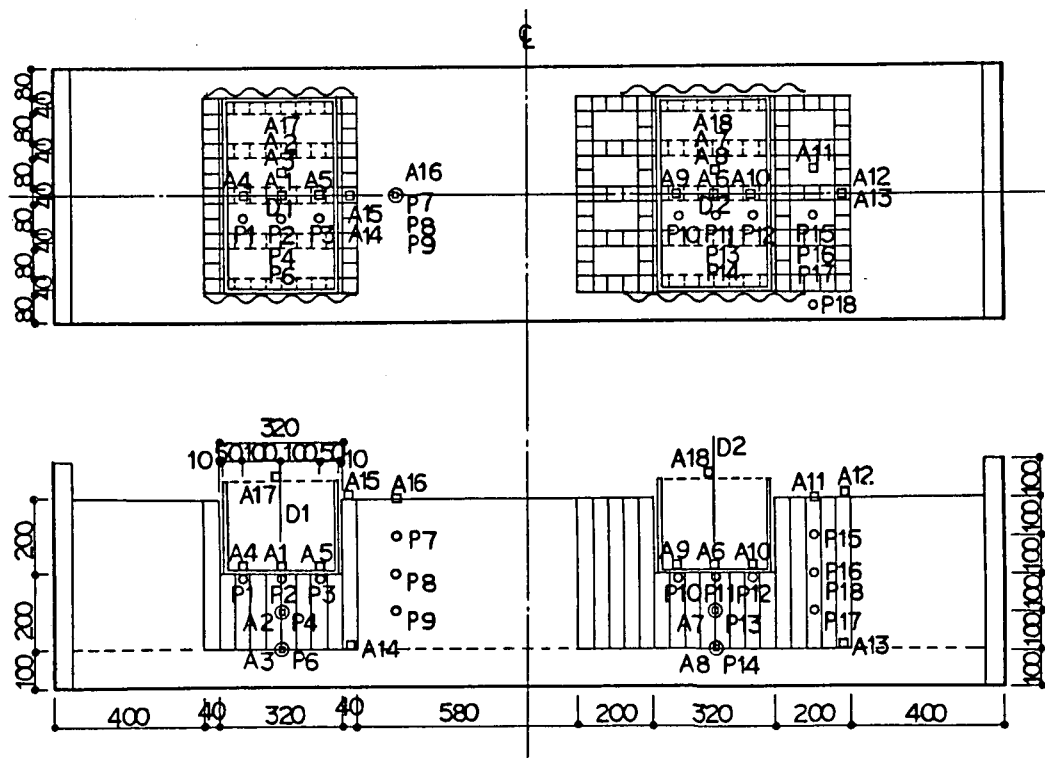


図 4.2.22 計器設置位置 H-4

② 模型地盤の作製

模型地盤の作製手順を図 4. 2.25 に示す。砂地盤は図 4. 2.26 のような砂まき出し装置を用いて、乾燥させた浅間山砂を一定の高さから自由落下させて作製した。このとき水を随時補給し、水位が常に地盤面より 10cm 高くなるように注意し、均質で飽和状態の砂地盤となるようにした。

また、改良体模型や掘割模型の上に砂が積もらないように、図 4. 2.27 のような砂受けカップを載せ、各段階での砂まき出し後に掃除機により砂を吸い出し、その重量を測定した。

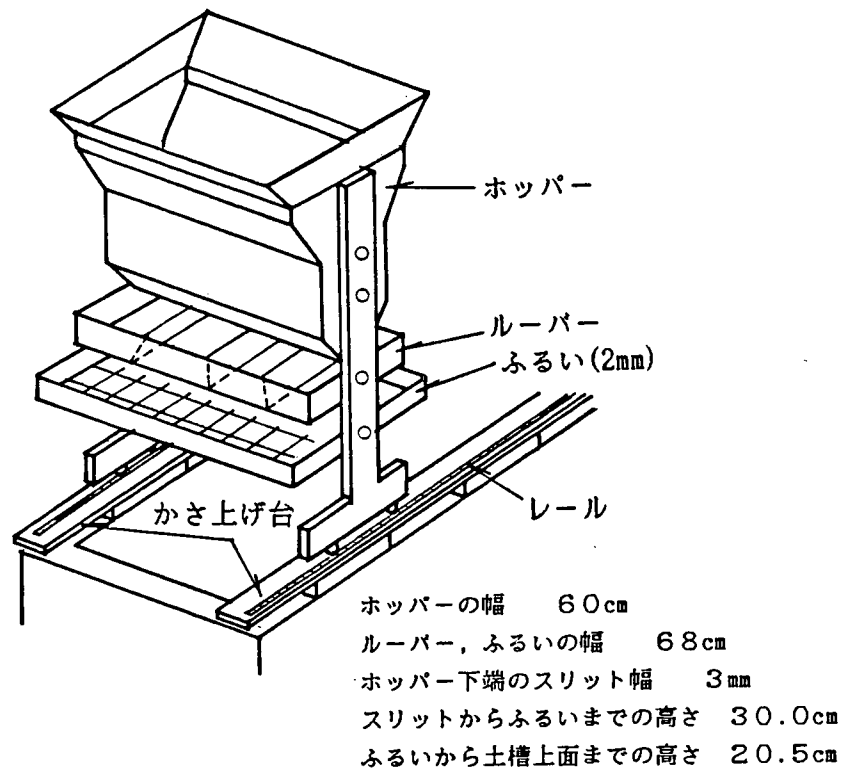


図 4. 2.26 砂まき出し装置

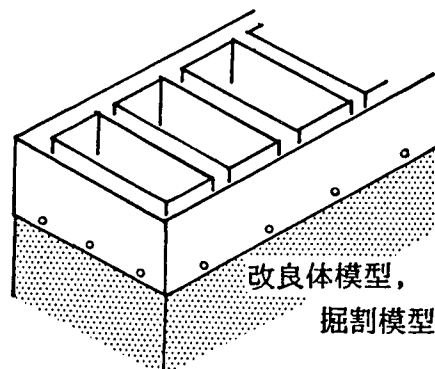


図 4. 2.27 砂受けカップ

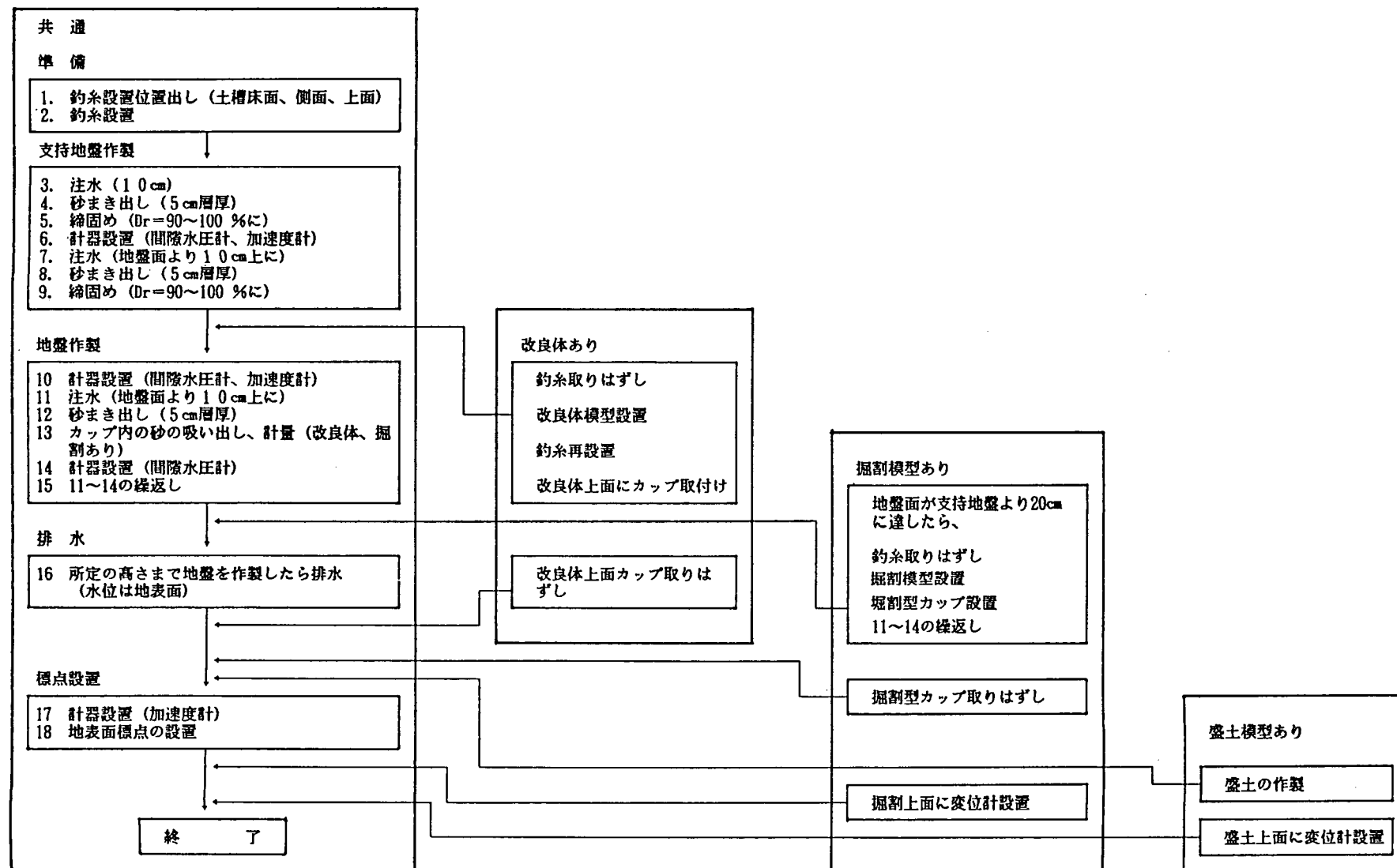


図 4.2.25 模型地盤の作製手順

4) 計測方法

図 4. 2.28 に計測システムを示す。計測は、図 4. 2.29 に示す手順で実施した。

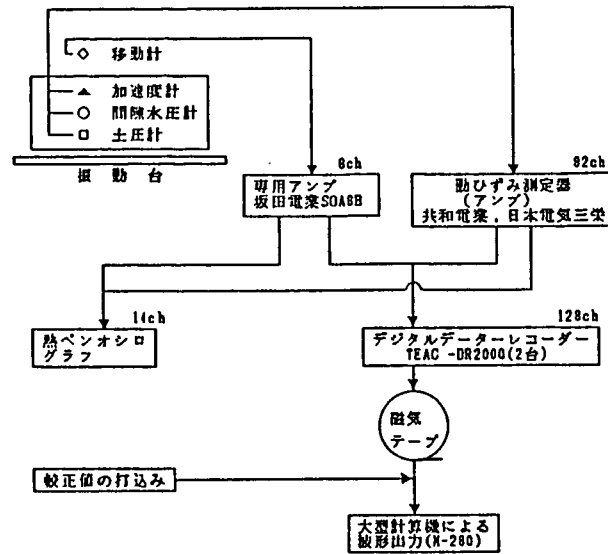


図 4. 2.28 計測システム

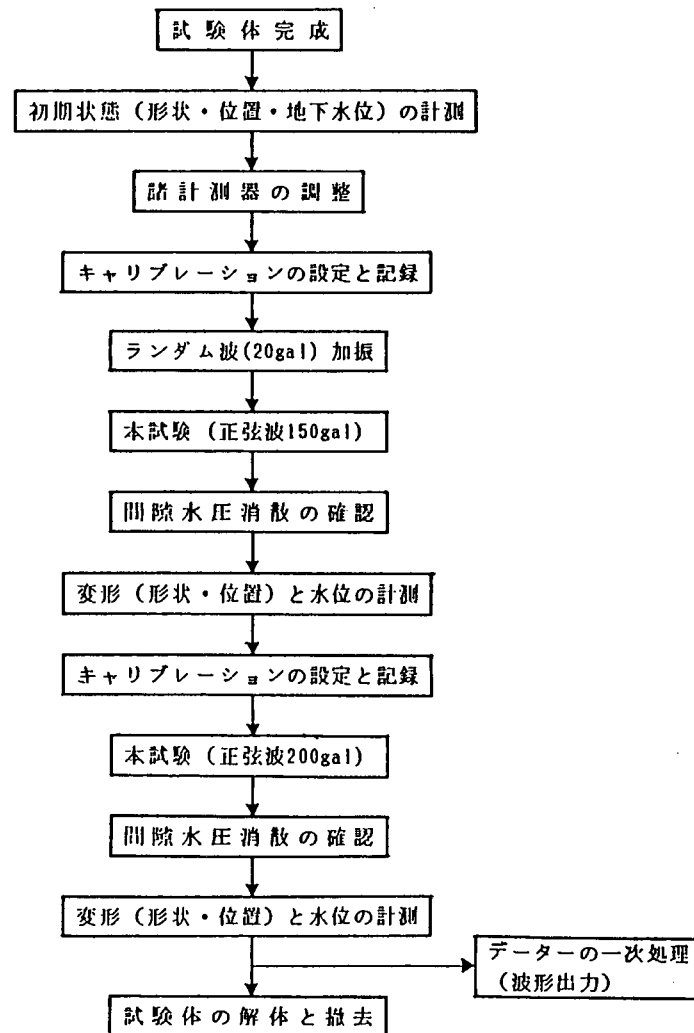


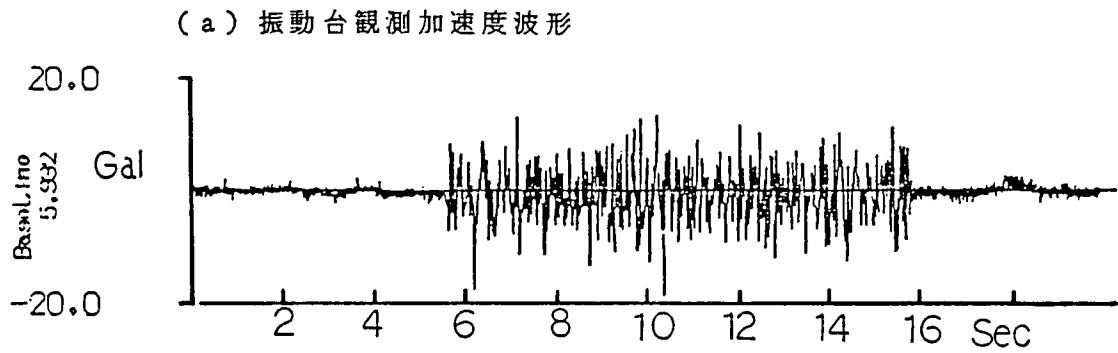
図 4. 2.29 計測手順

5) 加振条件

① ランダム波入力実験（地盤特性調査用）

図 4. 2.30(a)に示す疑似ランダム波を入力した。継続時間は10秒，最大振幅は20 galに設定した。

図 4. 2.30(b)に振動台の観測波フーリエスペクトル及び制御信号の周波数特性を示す。ここで，制御信号は振動台の特性を考慮し，25 Hz 以上の成分を0とした。



(b) 振動台観測加速度フーリエスペクトル

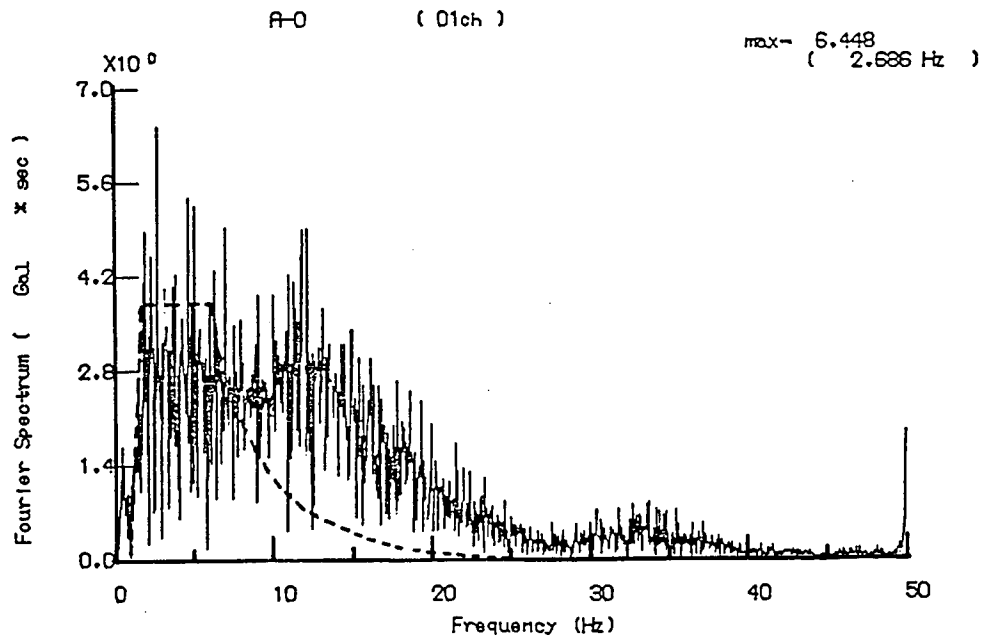


図 4. 図 4. 2.30 実験に使用した疑似ランダム波

② 液状化実験（本試験）

表 4.2.7 に示す正弦波を入力した。ただし、振動台の特性を補正するため、最初の一波に 2 次関数 ($Y = -25t^2 + 10t$, $0 < t < 0.2$) のウィンドーをかけた。振動台の観測波形例、制御波、ウィンドーを図 4.2.31 に示す。

表 4.2.7 入力正弦波

振 動 数	5 H z
波 数	2 0 波
継 続 時 間	4 秒
振 幅	1 回 目 150gal 2 回 目 200gal

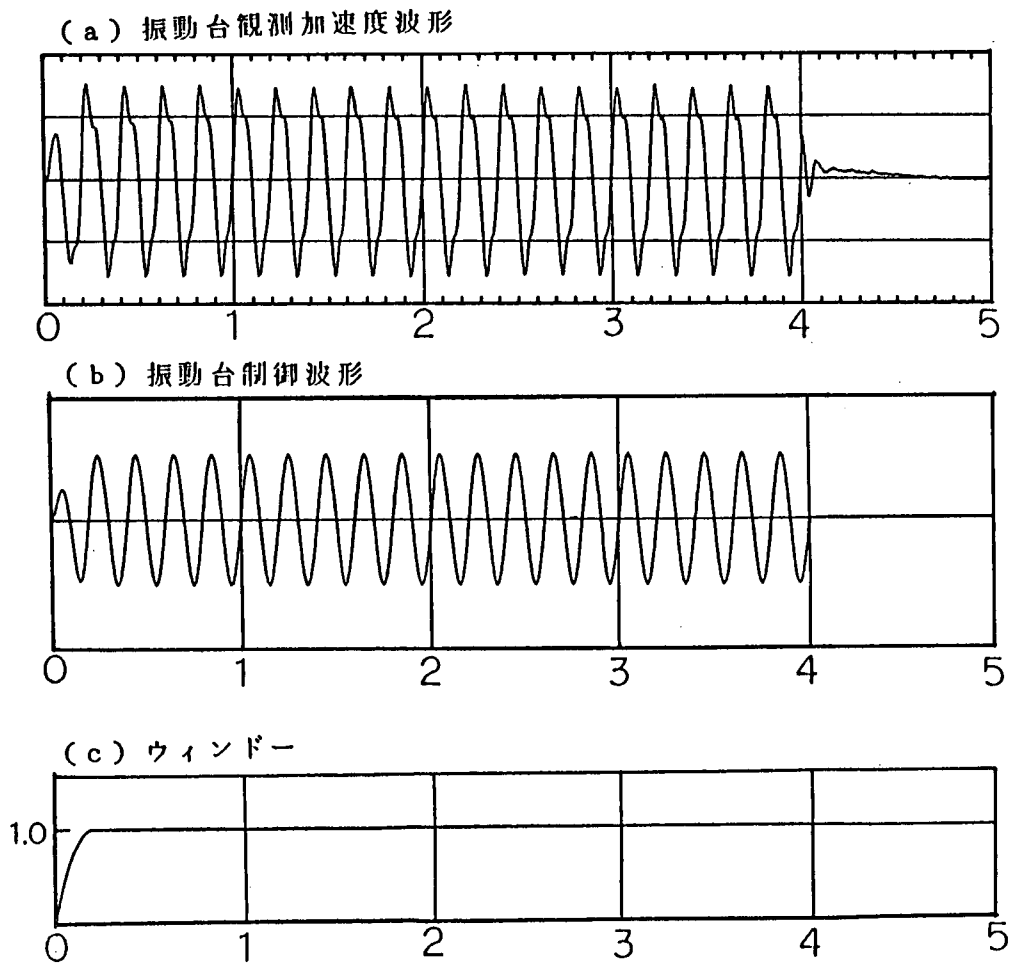


図 4.2.31 実験に使用した正弦波

4.2.4 実験結果

1) 模型地盤の特性

① 単位体積重量および相対密度

砂は、土槽付近のストッカーから容量20ℓ程度のバケツに半分程度入れ、砂まき出し装置のホッパーに移される。このときバケツに入れた砂の重量を測定している。

使用した砂の重量から乾燥単位体積重量が次のようにもとまる。

$$\rho_d = \frac{W}{V - (V_a + V_b)}$$

ρ_d : 乾燥単位体積重量
 V : 模型地盤の体積
 V_a : 改良体模型体積
 V_b : 掘割模型体積
 W : 砂の重量

このとき、砂の含水比は土質試験の結果から $w_n = 0$ とした。また、土質試験の結果と合わせると相対密度や飽和単位体積重量を求めることができる。

表 4.2.8 に模型地盤の単位体積重量および相対密度を示す。

② S波測定

加振は2槽を一度に行ったが、一方の土槽の模型地盤についてS波速度の測定を行った。

測定時期は、Sモデル(水平地盤)、Hモデル(掘割模型あり)については加振直前、また、Mモデル(盛土模型あり)については盛土模型作製前である。測定位置は、改良体模型や掘割模型の影響のできるだけ小さいと思われる位置とした。

表 4.2.9 にS波測定結果を示す。

③ 動的伝達特性

作製された模型地盤の伝達特性をS波検層、①ランダム波(max20gal)加振、②共振実験(10gal一定)により調査した。

表 4.2.10に卓越振動 $f = \frac{V_s}{4H}$ 、 $V_s = f \times 4 \times 0.5$ (m/sec) から算定されるおのこの V_s を示す。S波検層結果 $V_s(\text{ave}) = 77 \text{ m/sec}$ と比較すれば、ランダム波入力時卓越振動数から算定した $V_{ST}(\text{ave}) = 76 \text{ m/sec}$ とほぼ一致するが、共振実験から得られた $V_{SR}(\text{ave}) = 64 \text{ m/sec}$ は小さく次のような関係になる。

$$V_s \approx V_{ST} > V_{SR}$$

当実験で作製された地盤の V_s は概ね50~90m/secの範囲のものと思われ、平均的な初期せん断剛性 $\bar{G}_0$ は $500 \sim 1600 \text{ tf/m}^2$ の範囲で、 V_{SR} の平均値から算定すれば $\bar{G}_0 = 810 \text{ tf/m}^2$ となる。

2) 応答波形

図 4.2.32~図 4.2.38に代表のモデルにおける加速度、間隙水圧、土圧、および変位の応答波形を示す。

図は各々の第1回目の加振時すなわち150galで加振したものである。

表 4.2.8 模型地盤の単位体積重量および相対密度

層 項目 ケース	0 ~ 10 cm		10 ~ 50 cm		0 ~ 10 cm						10 ~ 50 cm						●: 0~10 ○: 10~50		
	ρ_d (g/cm^3)	D_r (%)	ρ_d (g/cm^3)	D_r (%)	ρ_d (g/cm^3)			D_r (%)			ρ_d (g/cm^3)			D_r (%)		ρ_{sat} (g/cm^3)	1.9	2.0	2.1
					1.6	1.7	1.8	70	100	130	1.4	1.5	1.6	10	30				
S-1	1.726	107	1.426	0		○			○		○		○			○		●	
2	1.861	144	1.435	4			○			○	○			○		○			●
3	(1.625)	(76)	1.437 (1.452)	5 (11)	○			○			○		○	○		○		●	
4	(1.788)	(125)	1.437 (1.461)	5 (15)			○			○	○		○	○		○			●
5	1.786	124	1.493	28			○			○		○			○		○		●
6	1.764	118	1.480	22			○			○		○			○		○		●
H-1	1.702	100	1.482	23		○			○			○			○		○		●
2	1.733	109	1.440	6		○			○		○			○		○			●
3	1.780	123	1.498	30			○			○		○			○		○		●
4	1.733	109	1.482	23			○			○		○			○		○		●
M-1 ☆	1.679	93	1.486	25		○			○			○			○		○		●
2 ☆	1.722	106	1.497	29		○			○			○			○		○		●
$\bar{x}$	1.742	111	1.467	16	1.742			111			1.467			16		1.924		2.097	
e	0.060	17	0.026	11	$(e=0.550)$						$(e=0.840)$								

● S-3,4は再作製した。()内は1回目のデータ

● 物理条件 $G_s = 2.700$

$$\rho_{d\min} = 1.426 \text{ g/cm}^3$$

$$\rho_{d\max} = 1.702 \text{ g/cm}^3$$

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\rho_{d\max}(\rho_d - \rho_{d\min})}{\rho_d(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})}$$

● 間げき比, 飽和重量

$$e = \frac{G_s}{\rho_d} - 1, \rho_{\text{sat}} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w$$

☆ M-1,2は砂面を詳細に測定した。この2ケースでの物理定数の平均値は、

$$0 \sim 10 \text{ cm} \quad \bar{\rho}_d = 1.701 \text{ g/cm}^3, \quad \bar{\rho}_{\text{sat}} = 2.071 \text{ g/cm}^3$$

$$\bar{D}_r = 100 \% \quad \bar{e} = 0.587$$

$$10 \sim 50 \text{ cm} \quad \bar{\rho}_d = 1.492 \text{ g/cm}^3, \quad \bar{\rho}_{\text{sat}} = 1.939 \text{ g/cm}^3$$

$$\bar{D}_r = 27 \% \quad \bar{e} = 0.810$$

表 4.2.9 S 波測定結果

ケース	加速度計番号	走時 t (sec)			V_s (m/sec)		
		0~20 cm	20~40 cm	0~40 cm	0~20cm	20~40cm	0~40 cm
S-1	A-12, 24, 28	0.00250	0.00265	0.00515	80	75	78
2	A-12, 24, 28	0.00235	0.00315	0.00550	85	63	74
3	A-12, 13, 14	0.00260	0.00210	0.00570	80	95	88
5	A-6, 19, 20	0.00400	0.00320	0.00710	59	63	61
M-1	A-10, 11, 12	0.00230	0.00235	0.00465	87	85	86
$\bar{x}$					78	76	77
σ					11	14	11

走時は左右3回の打撃の平均値

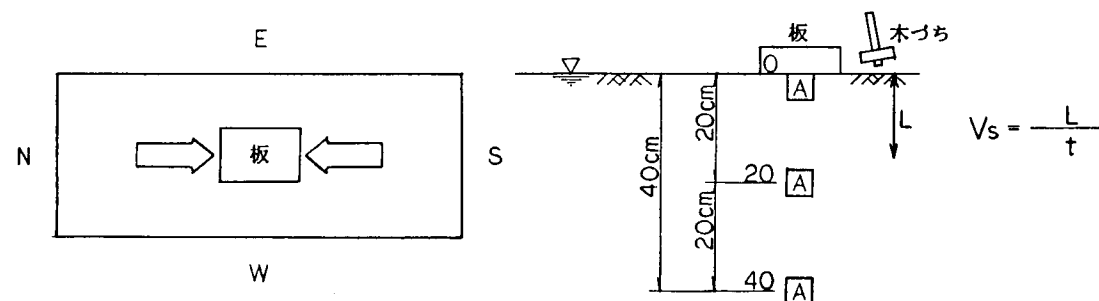


表 4. 2.10 模型地盤の伝達特性

	位 置	S波検層 V_s (m/sec)	① ランダム波入力		② 共 振 実 験	
			伝達関数ピーク振動数 f_T (Hz)	f_T から算定した V_s	共振振動数 f_R (Hz)	f_R から算定した V_s (m/sec)
S-1	A-14	78	34.9	69.8		
2		74				
3	A-6	88	45.4	90.8		
4	A-12		27.2	54.4		
5	A-12	61	48.8	97.6	39.0	78.0
6	A-12		26.8	53.6	22.0	44.0
H-1	A-15		45.3	90.6	35.0	70.0
2	A-17				30.7	61.0
3	A-16				39.0	78.0
4	A-16				30.0	60.0
M-1	A-10	86			29.5	59.0
2	A-10				31.0	62.0

3) 最大応答加速度の分布

図 4. 2.39～図 4. 2.46に代表のモデルにおける最大応答加速度の深度分布を示す。

4) 最大間隙水圧の分布

図 4. 2.47～図 4. 2.54に代表のモデルにおける最大過剰間隙水圧の深度分布を示す。

5) 最終変位

図 4. 2.55～図 4. 2.60に代表のモデルにおける加振終了後の最終変位（沈下量および水平変位）を示す。

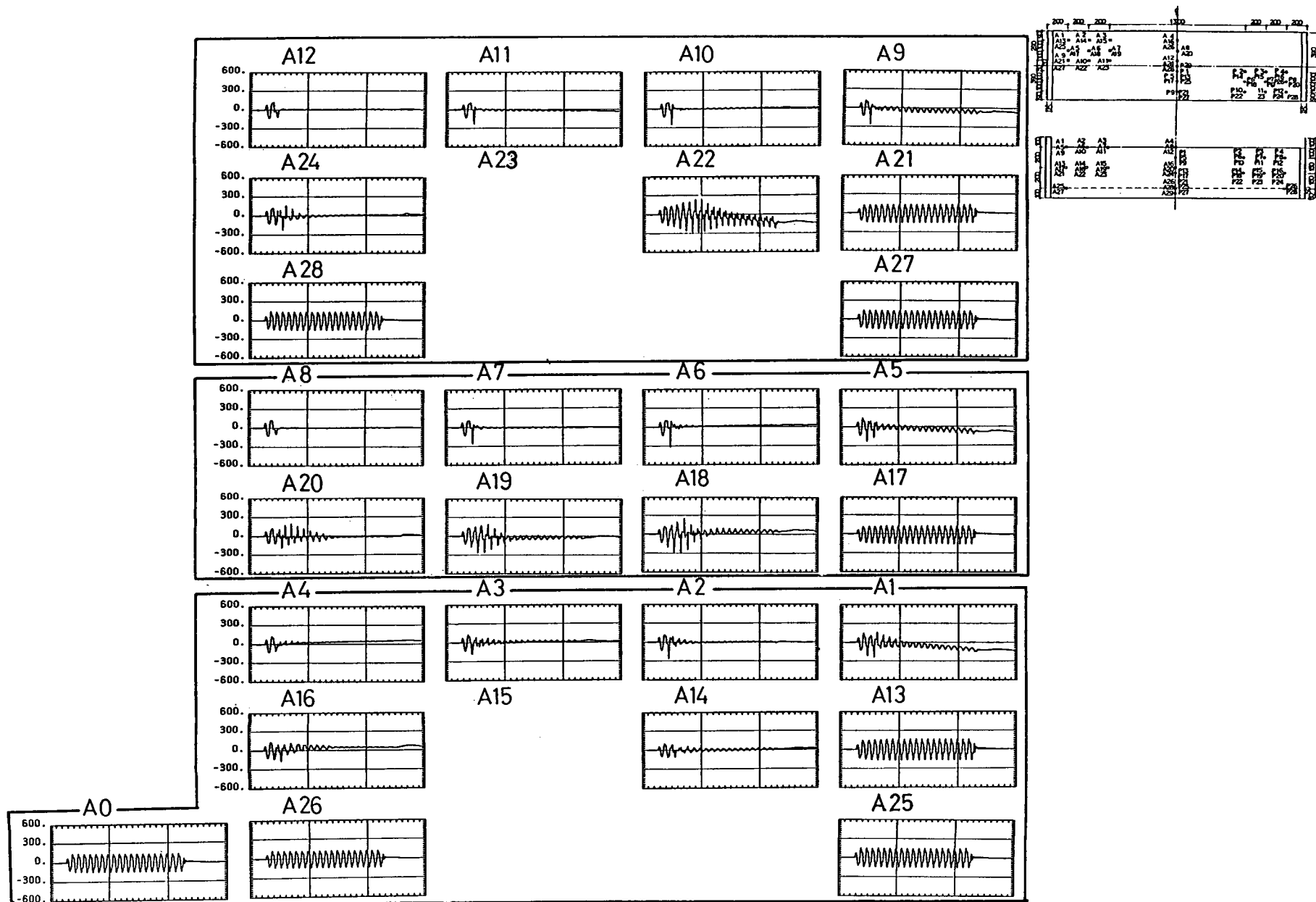


图 4.232 (1) 应答波形 S-1

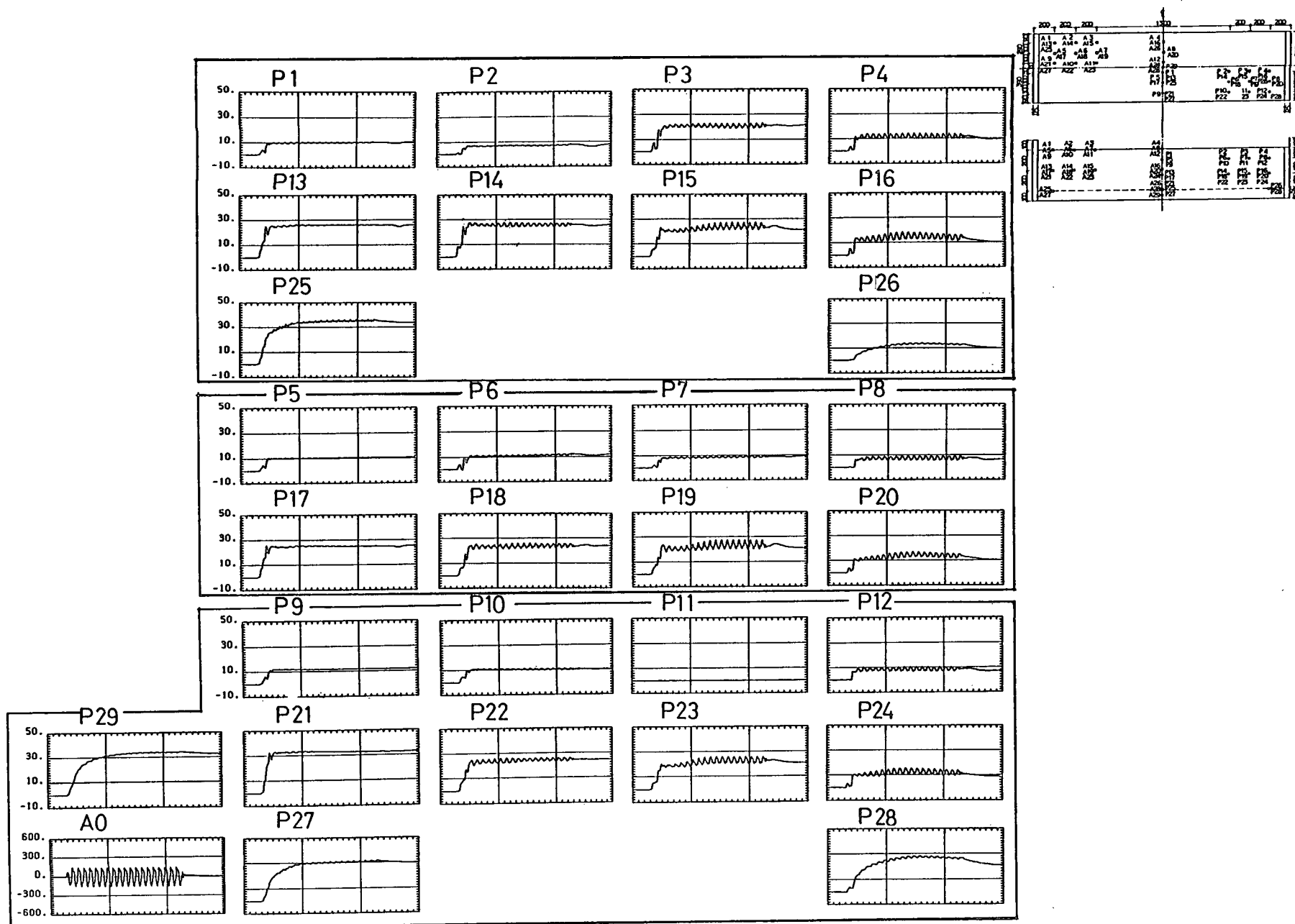


图 4.2.32 (2) 应答波形 S-1

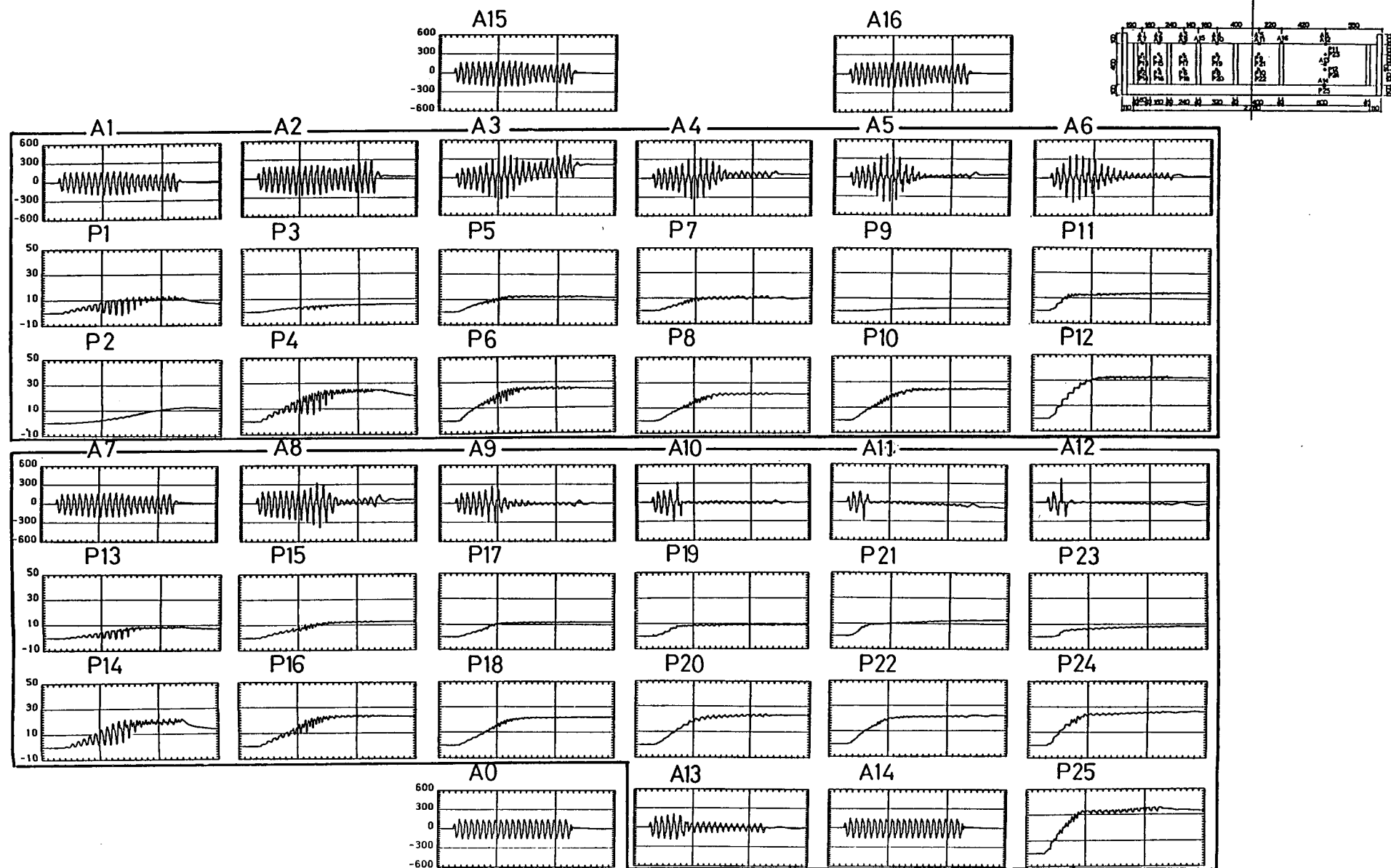


图 4.2.33 应答波形 S-4

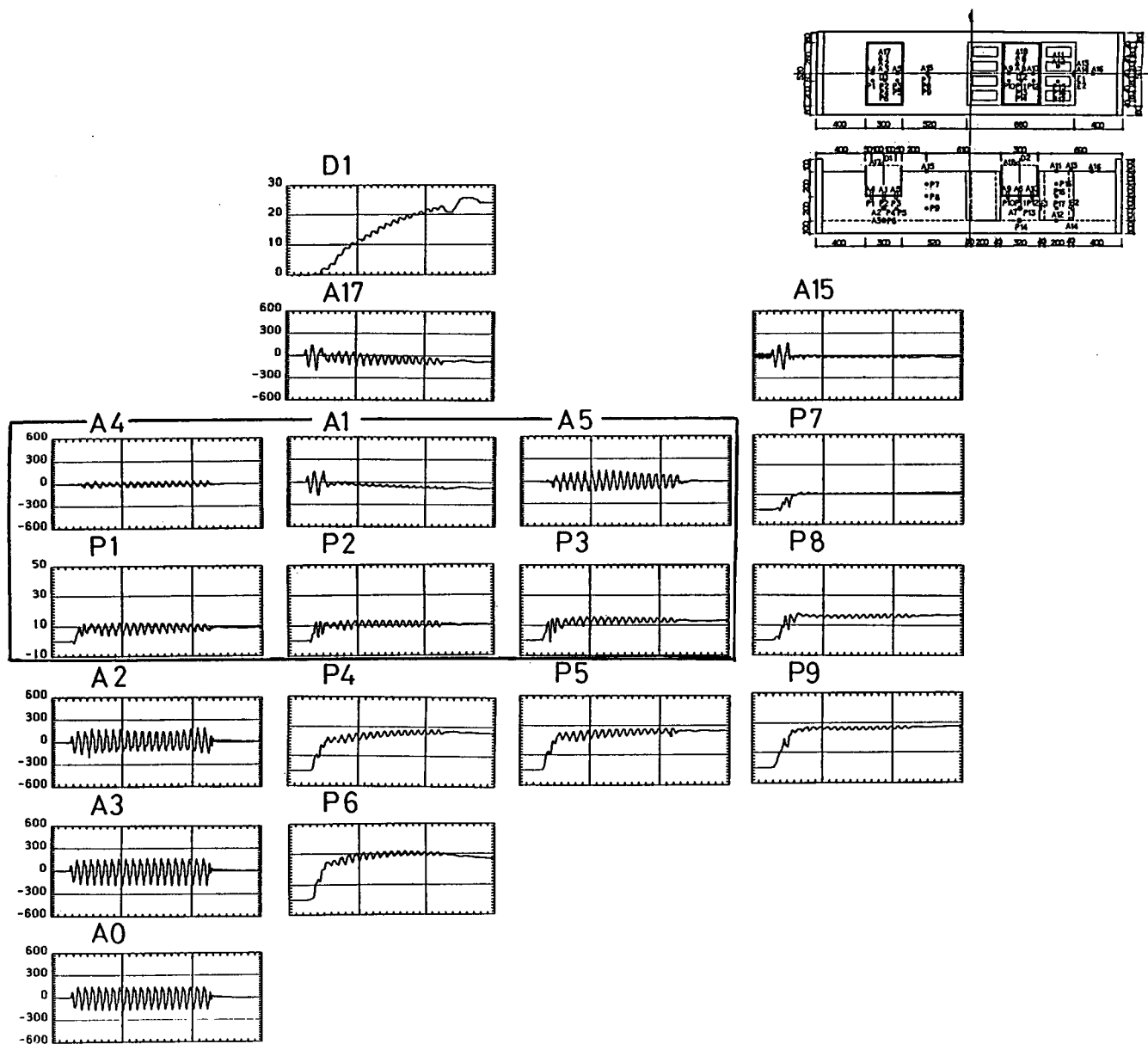


图 4.234 应答波形 H-1-L

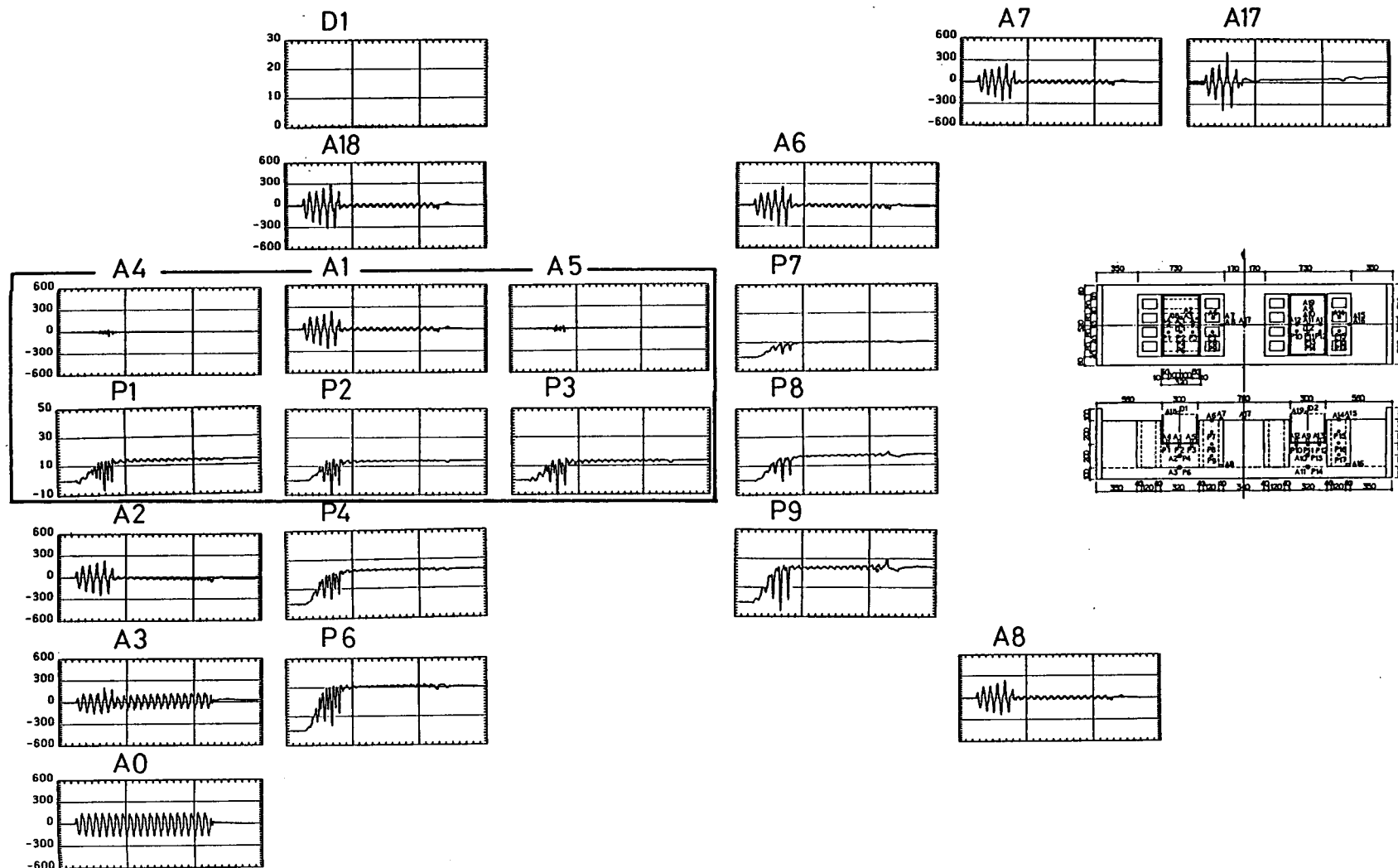


图 4.235 应答波形 H-2-L

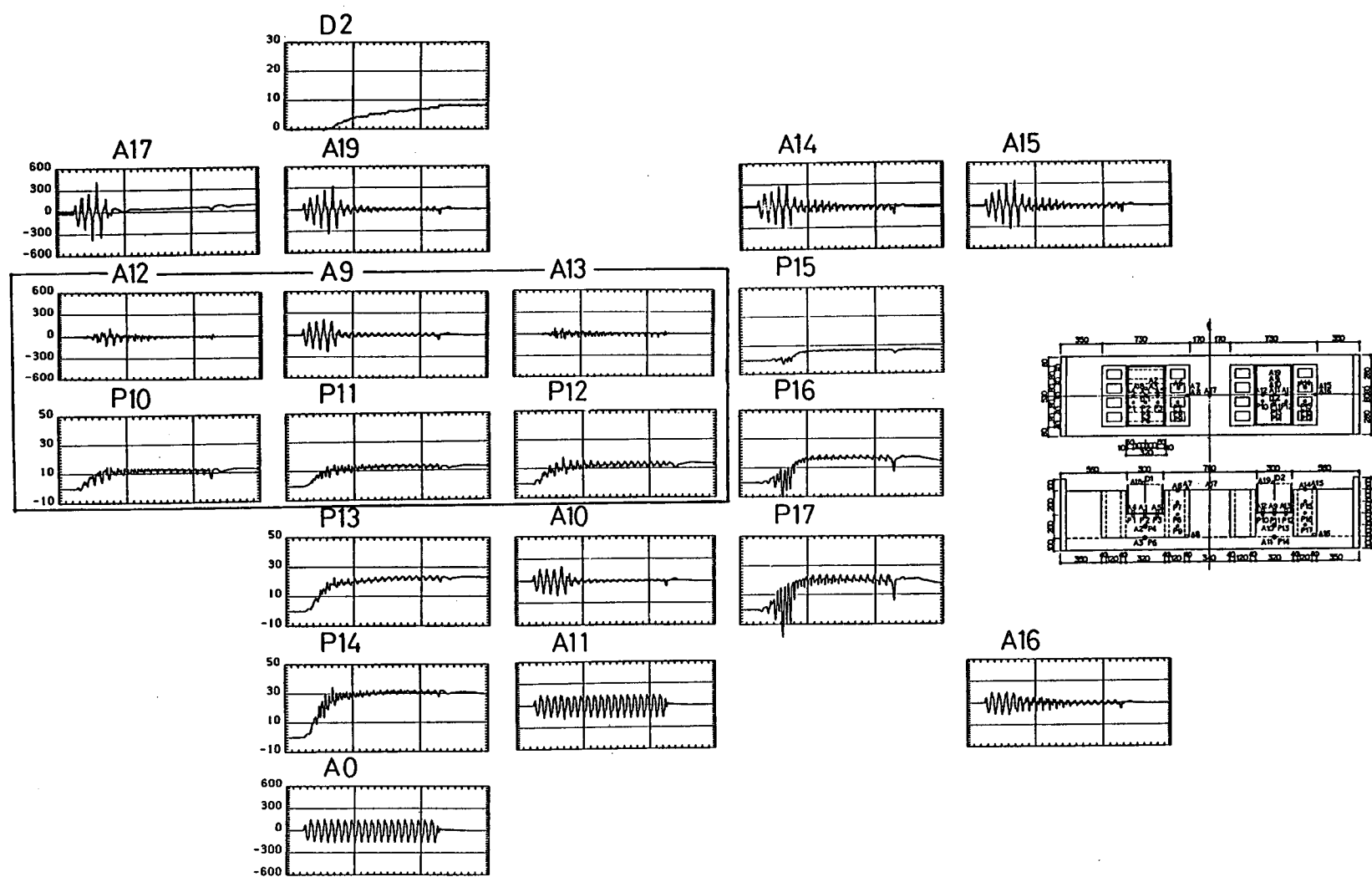


图 4.2.36 应答波形 H-2-R

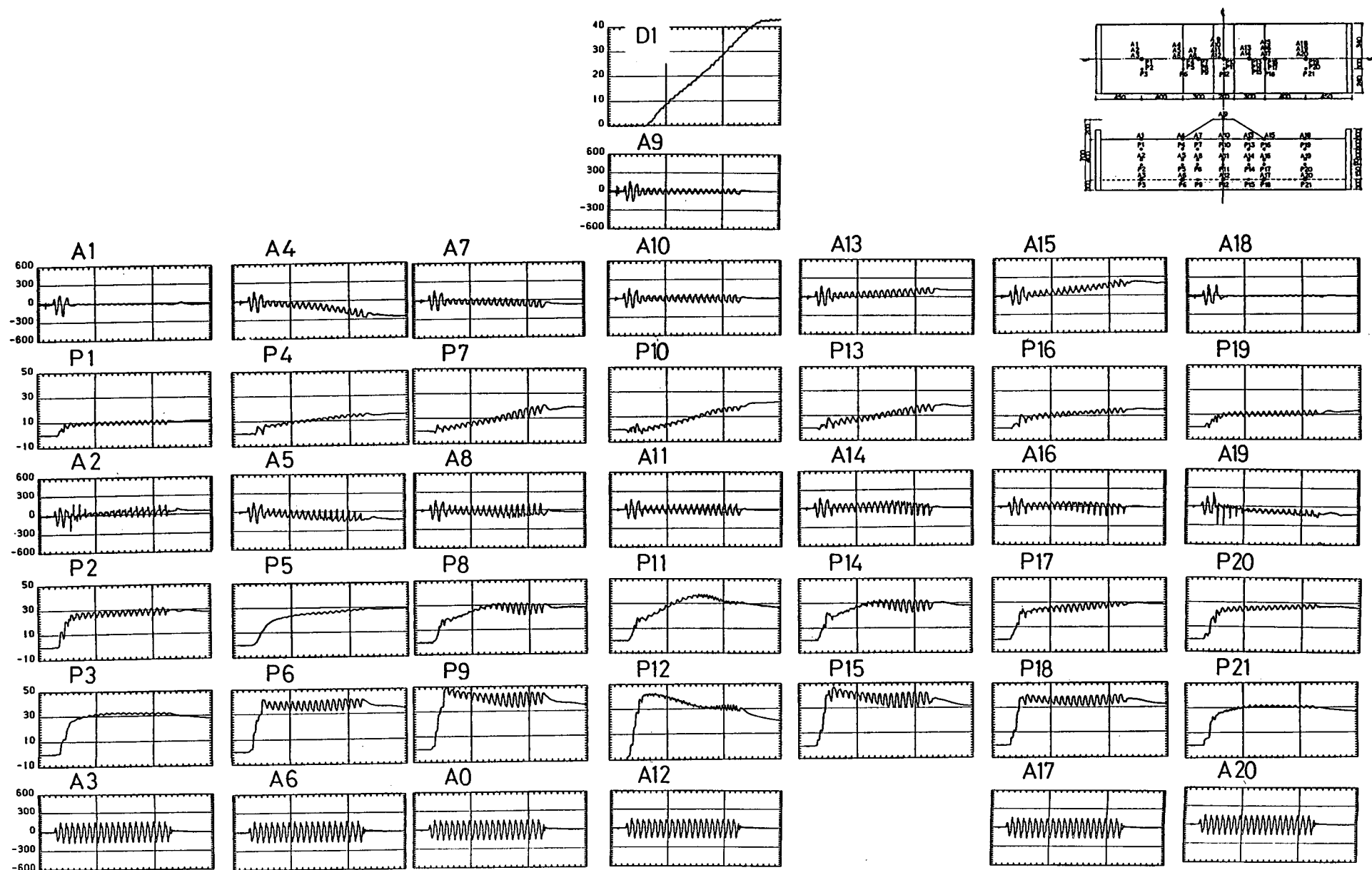


图 4.2.37 应答波形 M-1

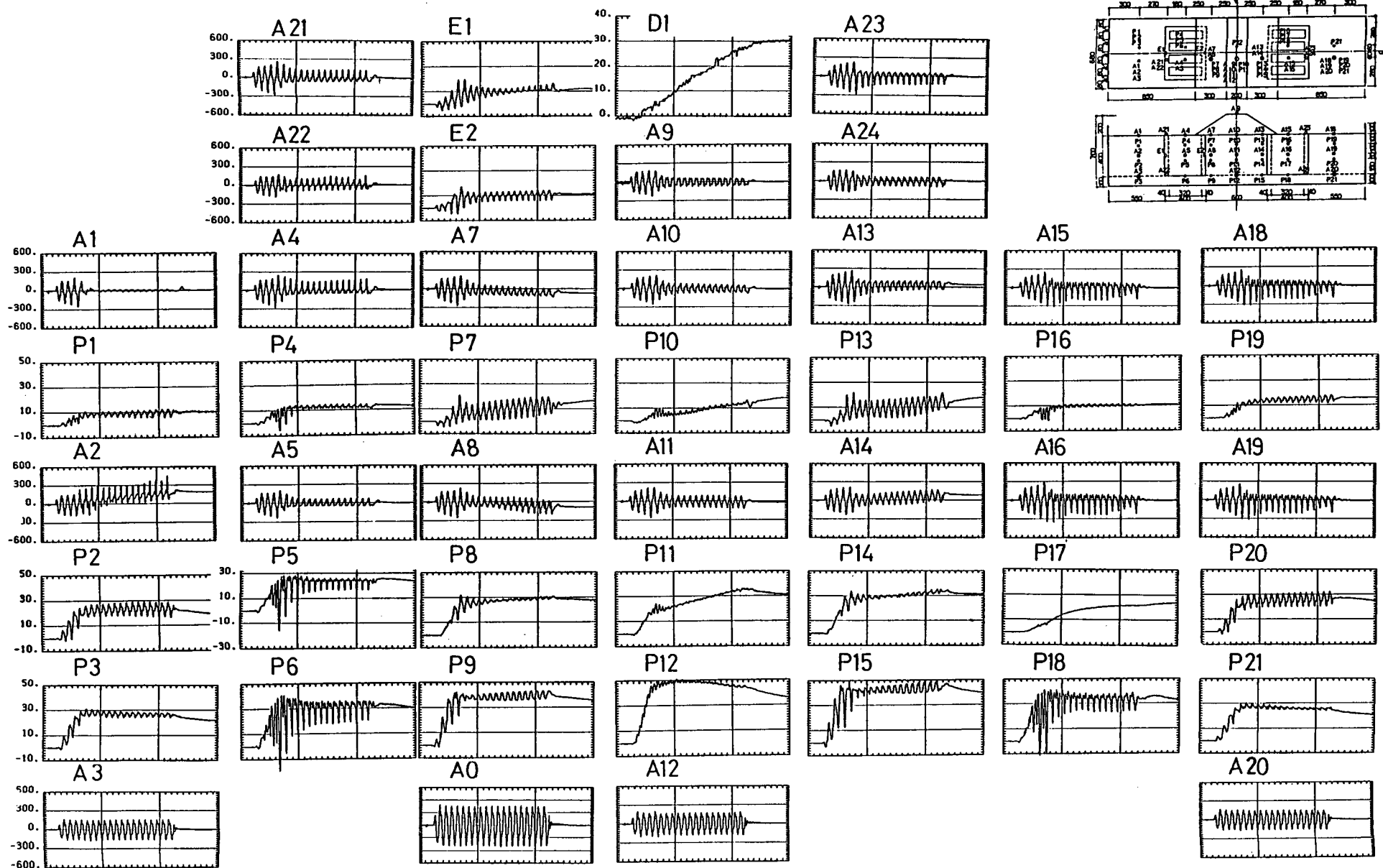


图 4.238 应答波形 M-2

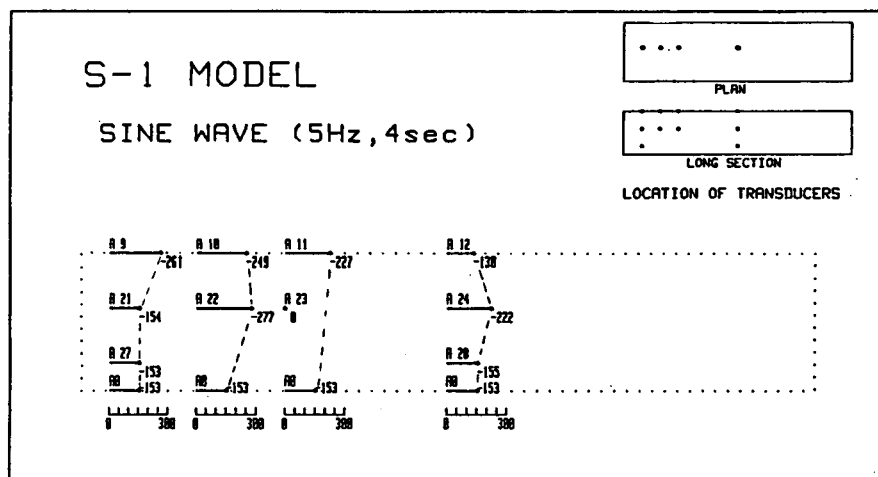


图 4.239 最大応答加速度 S-1

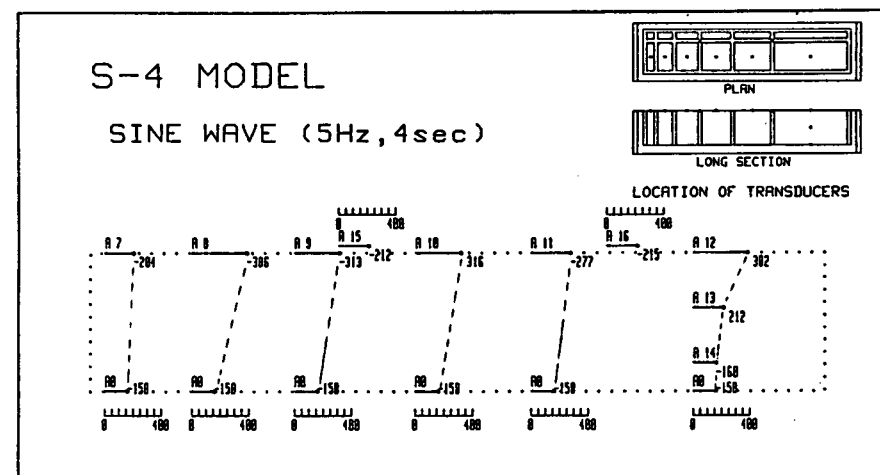
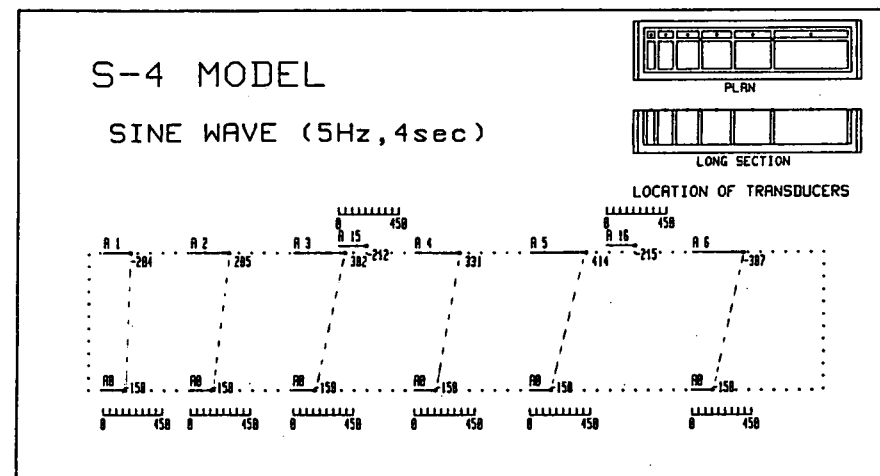


图 4.240 最大応答加速度 S-4

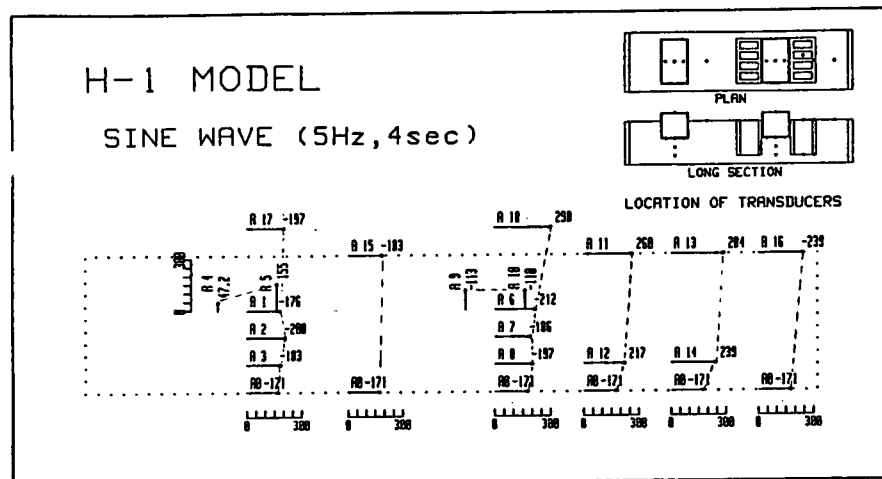


图 4.241 最大応答加速度 H-1

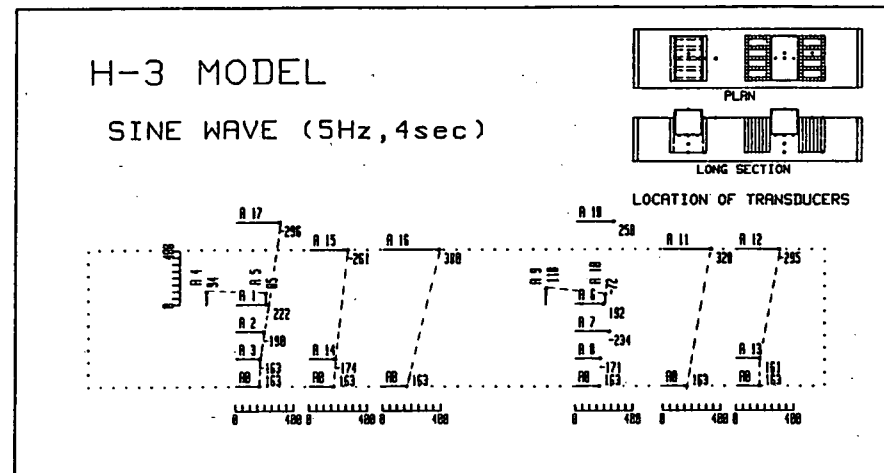


图 4.243 最大応答加速度 H-3

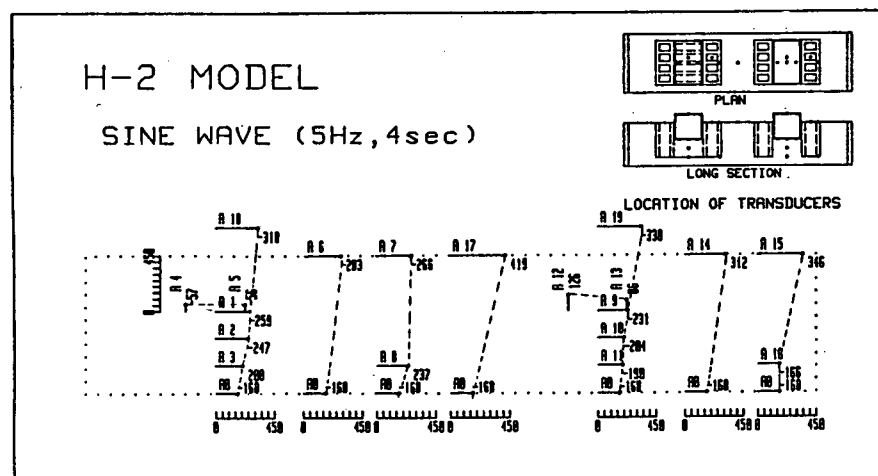


图 4.242 最大応答加速度 H-2

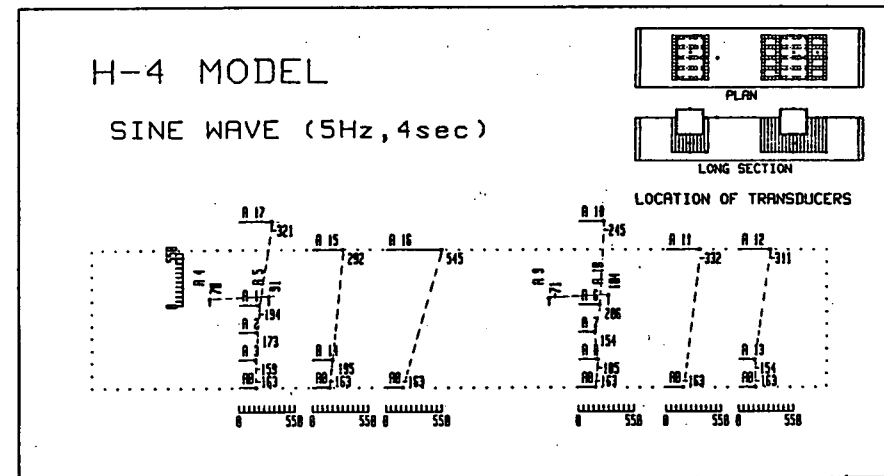


图 4.244 最大応答加速度 H-4

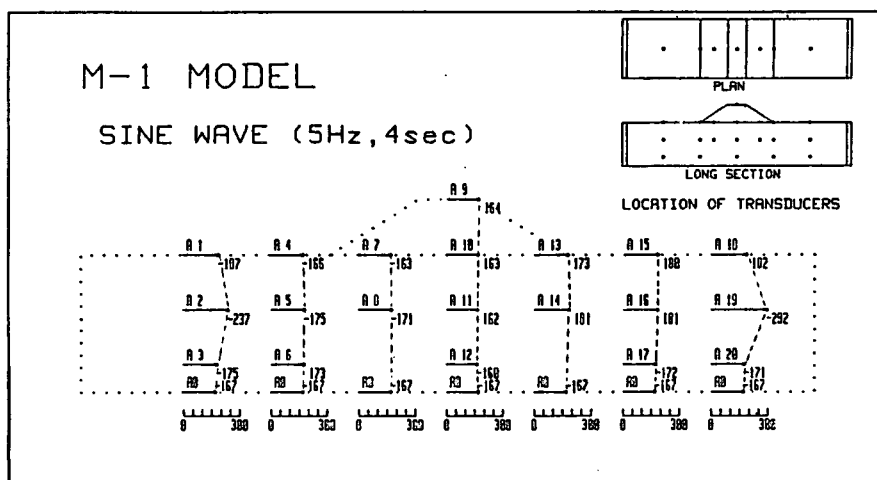


图 4.245 最大応答加速度 M-1

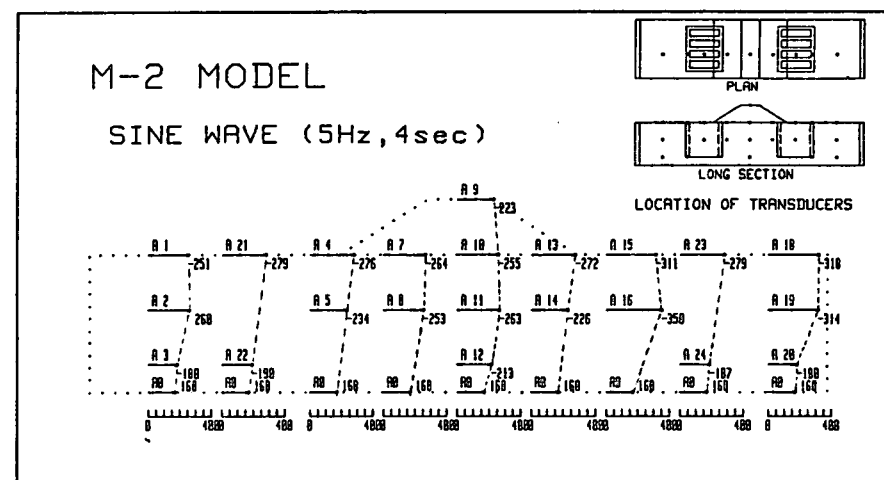


图 4.246 最大応答加速度 M-2

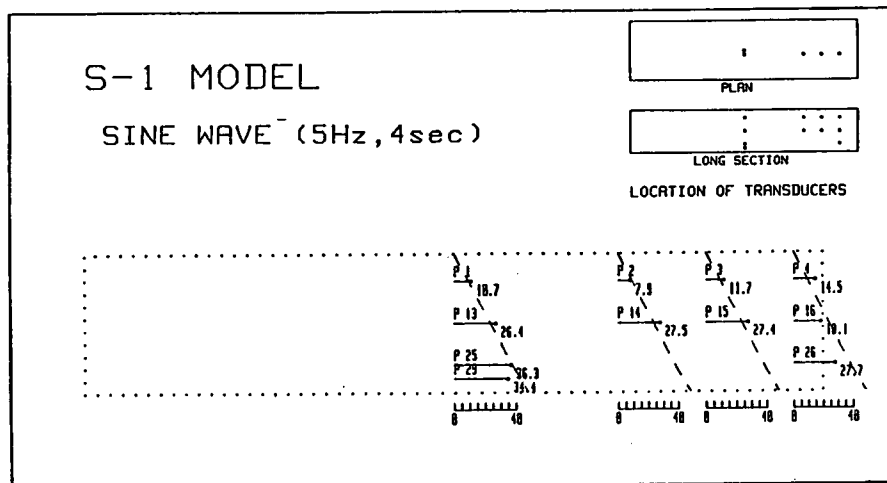


图 4.247 最大过剩间隙水压 S-1

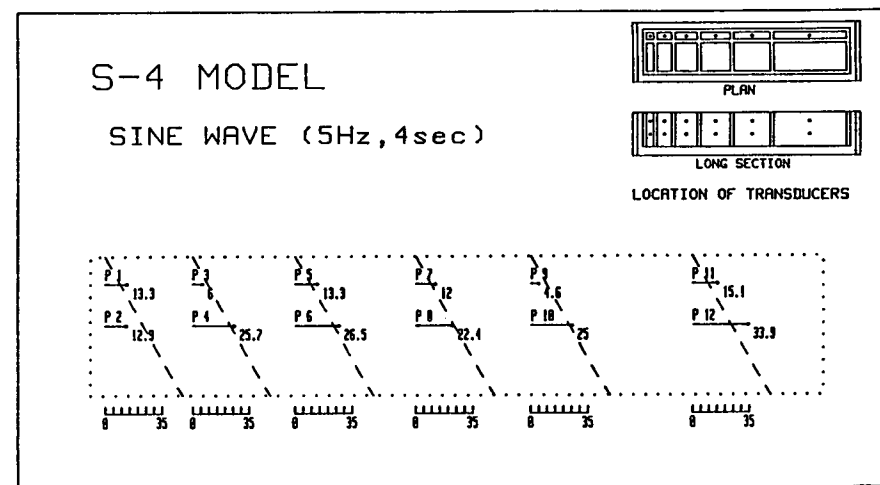
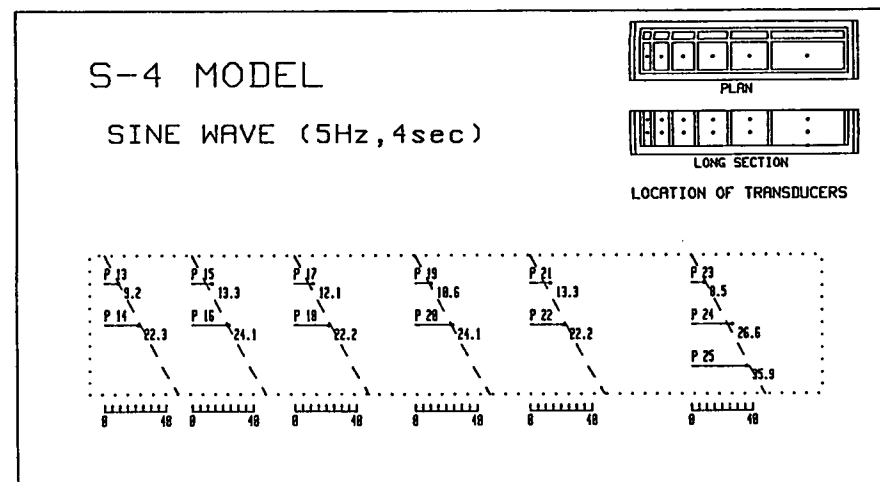


图 4.248 最大过剩间隙水压 S-4

H-1 MODEL

SINE WAVE (5Hz, 4sec)

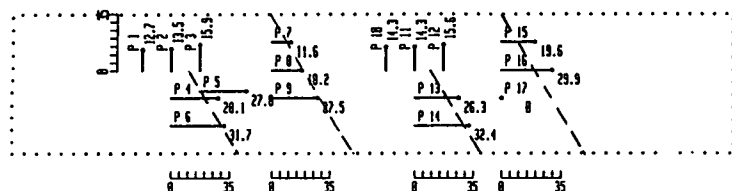
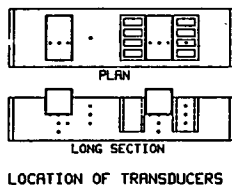


图 4.249 最大过剩间隙水压 H-1

H-3 MODEL

SINE WAVE (5Hz, 4sec)

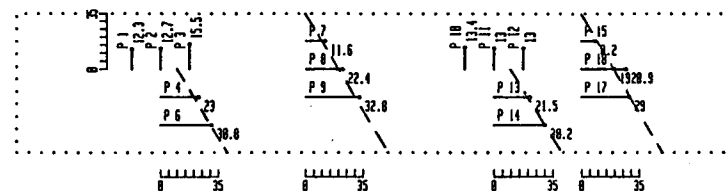
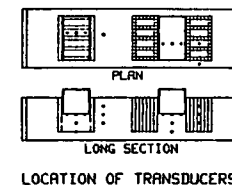


图 4.251 最大过剩间隙水压 H-3

H-2 MODEL

SINE WAVE (5Hz, 4sec)

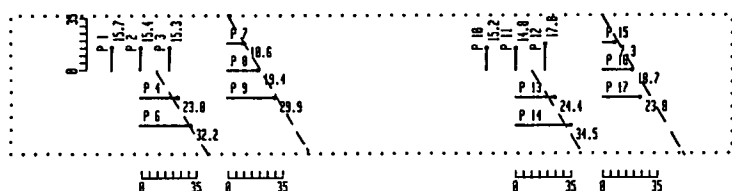
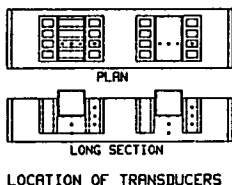


图 4.250 最大过剩间隙水压 H-2

H-4 MODEL

SINE WAVE (5Hz, 4sec)

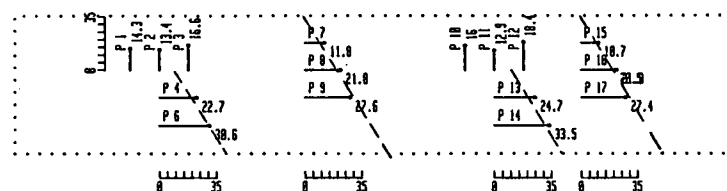
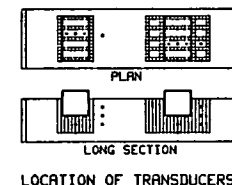


图 4.252 最大过剩间隙水压 H-4

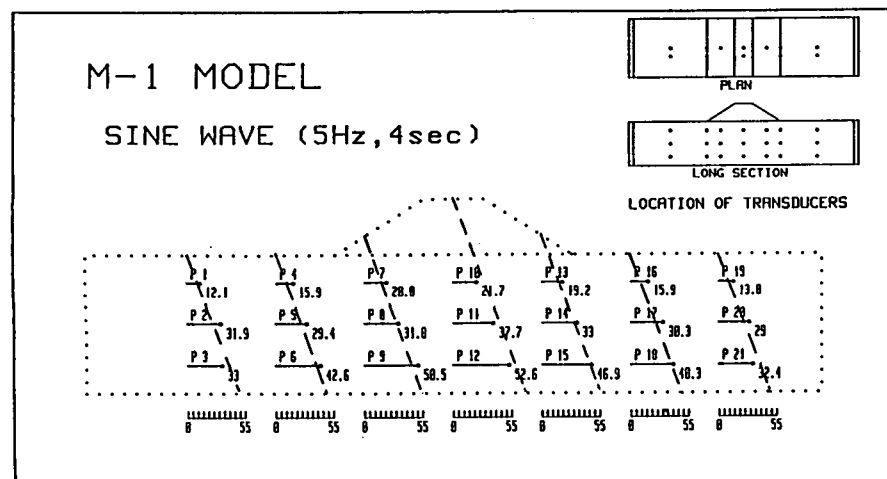


図 4.2.53 最大過剰間隙水圧 M-1

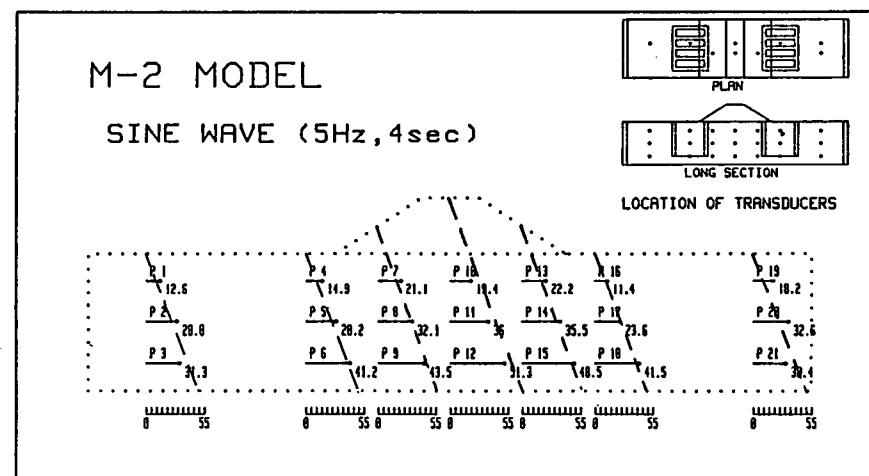
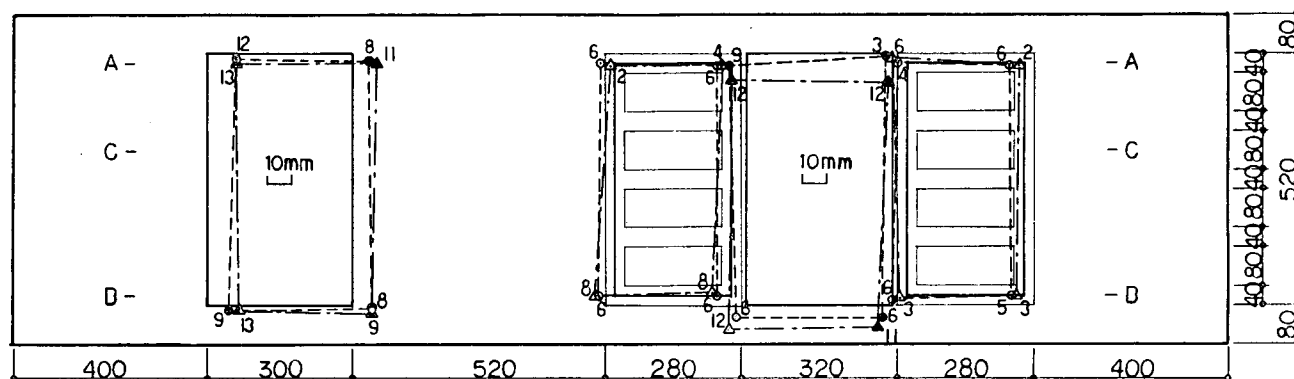


図 4.2.54 最大過剰間隙水圧 M-2

$\Delta X, \Delta Y$

150 gal
200 gal

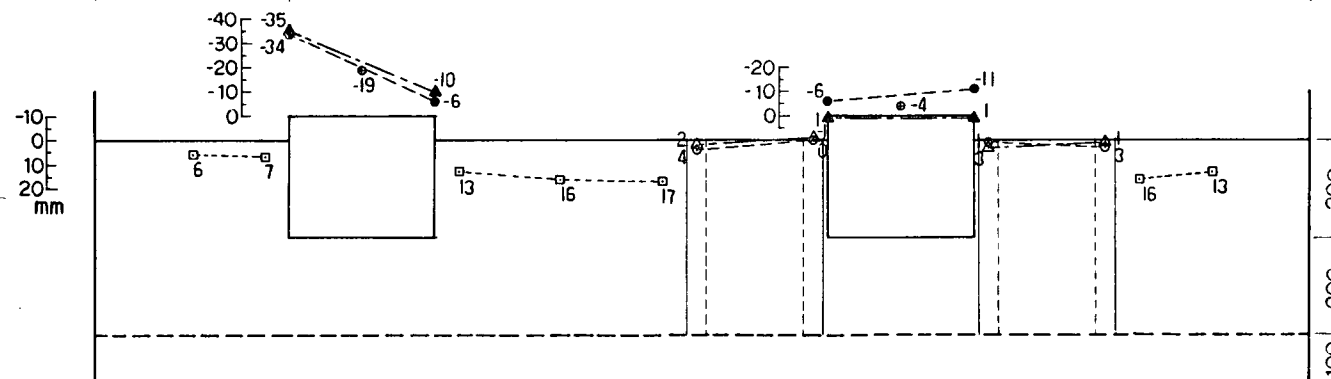


凡例
○ : 150 gal
△ : 200

黒塗りは掘割模型

ΔZ

150 gal



凡例
○ : A - A
△ : B - B
□ : C - C
⊕ : 変位計

200 gal

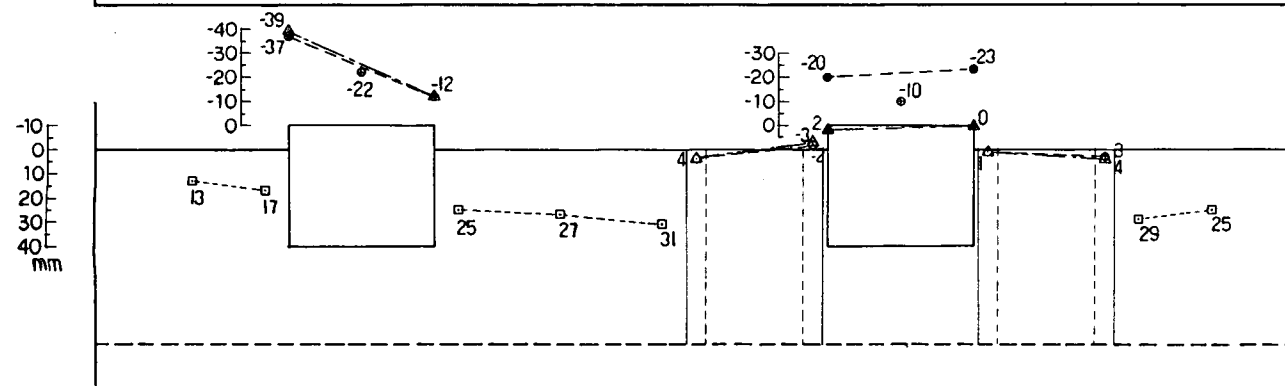
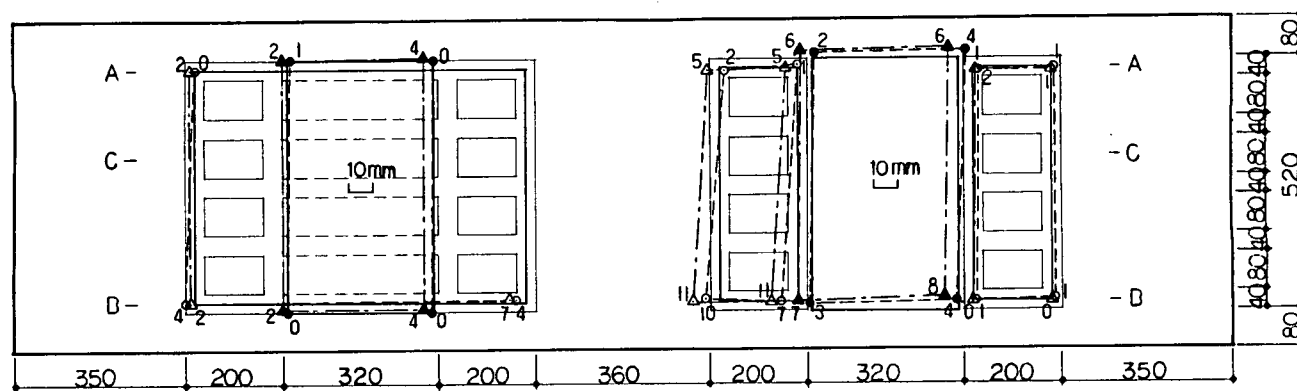


図 4. 255 最終変位 H-1

$\Delta X, \Delta Y$

150 gal
200 gal



凡例

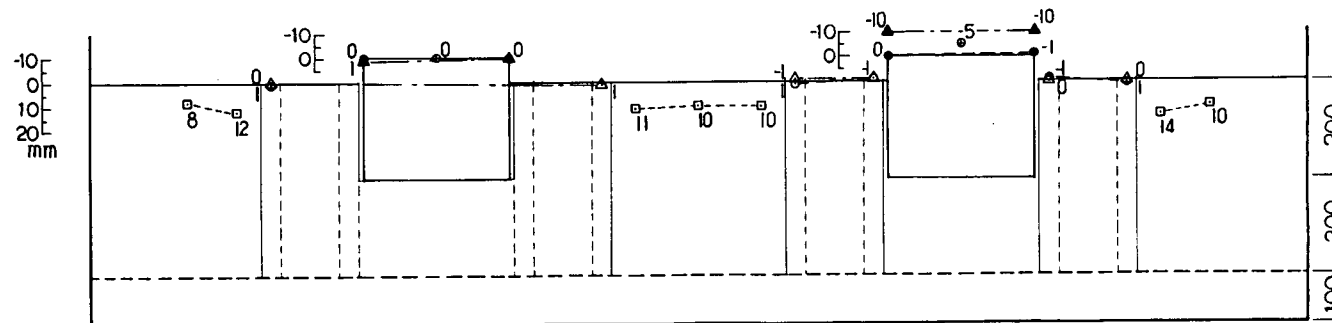
○: 150 gal

△: 200

黒塗りは据割模型

ΔZ

150 gal



凡例

○: A - A

△: B - B

□: C - C

⊕: 変位計

200 gal

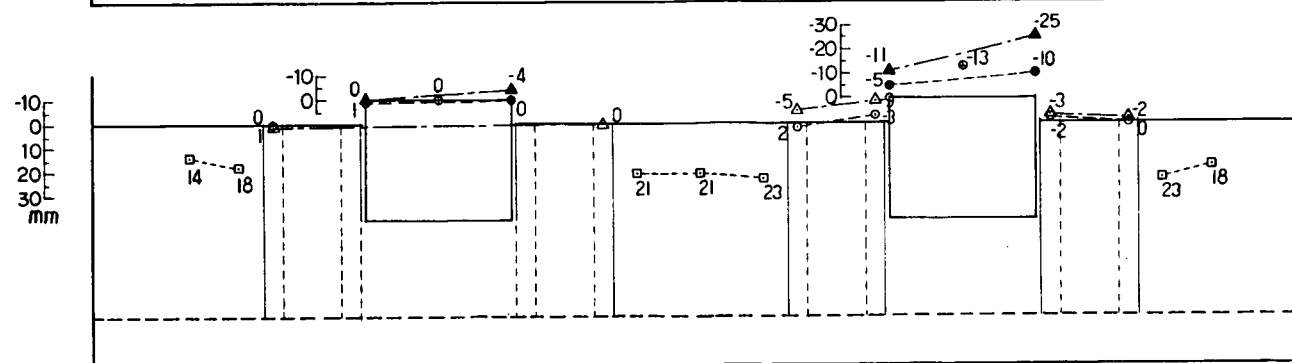
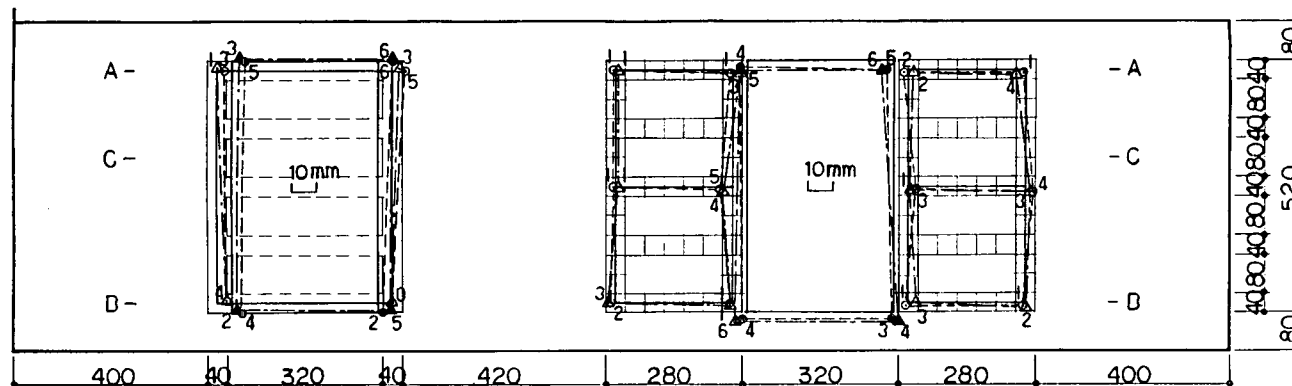


図 4.2.56 最終変位 H-2

$\Delta X, \Delta Y$

150 gal
200 gal

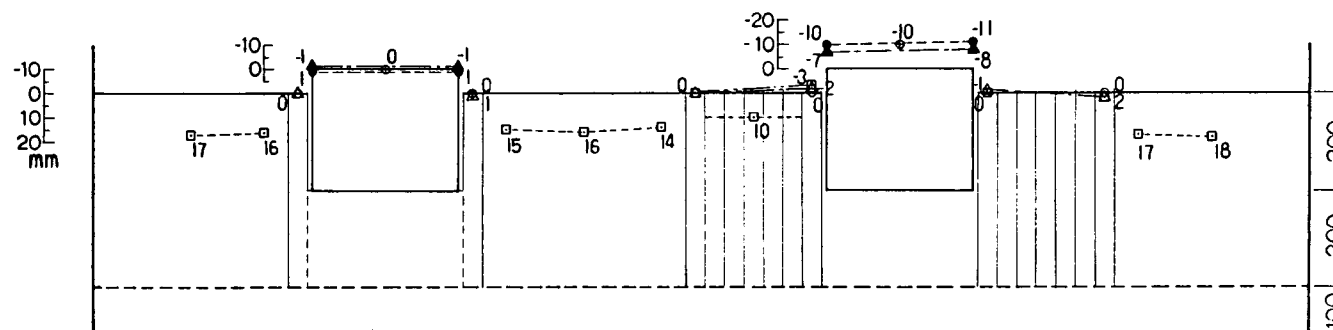


凡例
○ : 150 gal
△ : 200 gal

黒塗りは掘削模型

ΔZ

150 gal



凡例
○ : A - A
△ : B - B
□ : C - C
⊕ : 変位計

200 gal

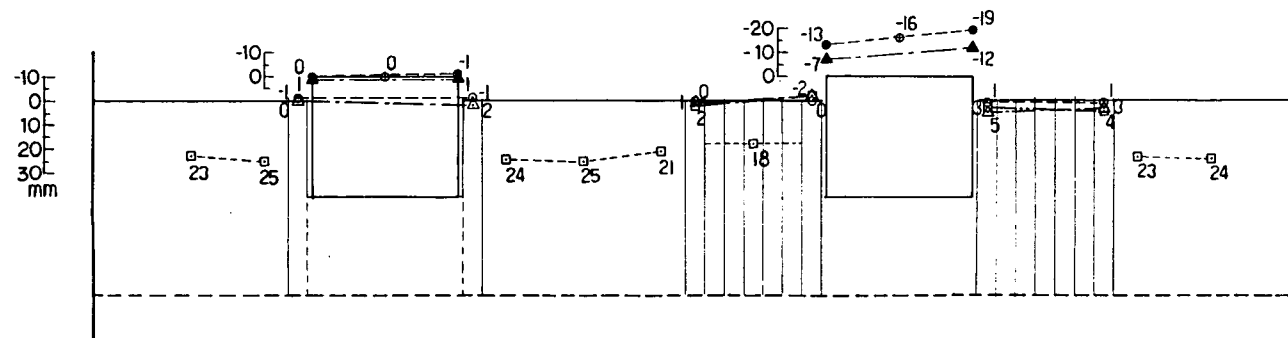
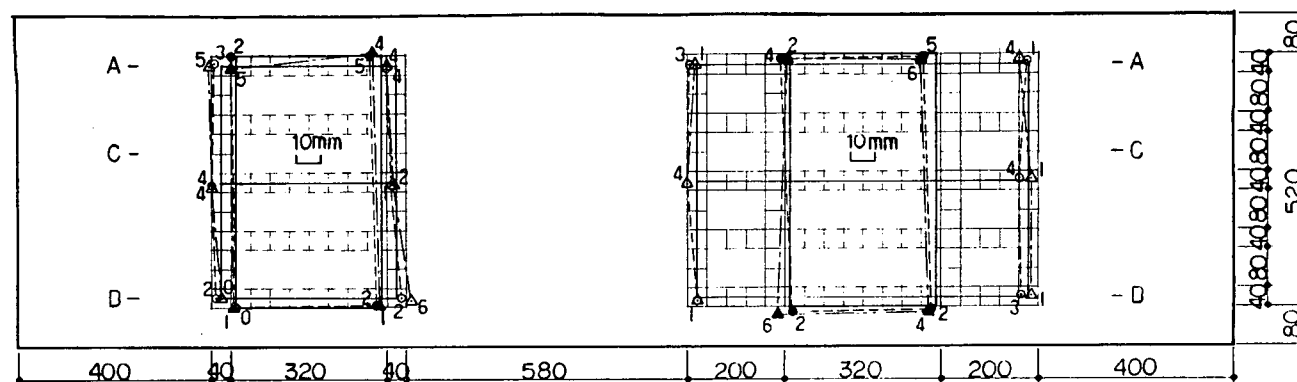


図 4. 257 最終変位 H-3

$$\underline{\Delta X, \Delta Y}$$

150 gal
200 gal



凡例

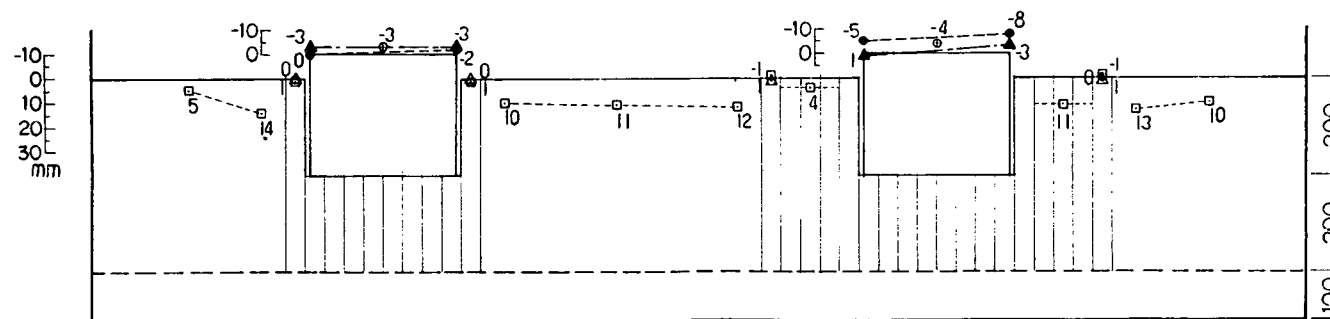
○ : 150 gal

 $\Delta: 200$

黒塗りは掘割模型

$$\underline{\Delta Z}$$

150 gal



凡例

 $\odot : A - A$
$$\Delta: B \rightarrow B$$
 $\square : C - C$

⊕：変位計

200 gal

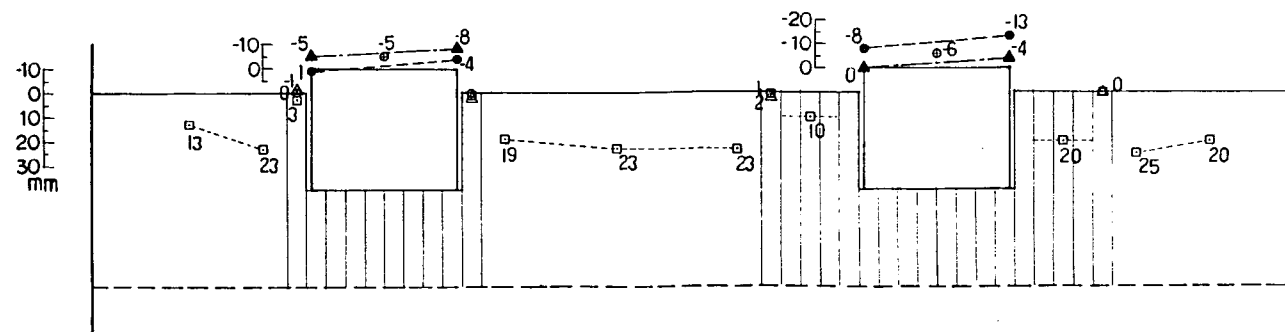
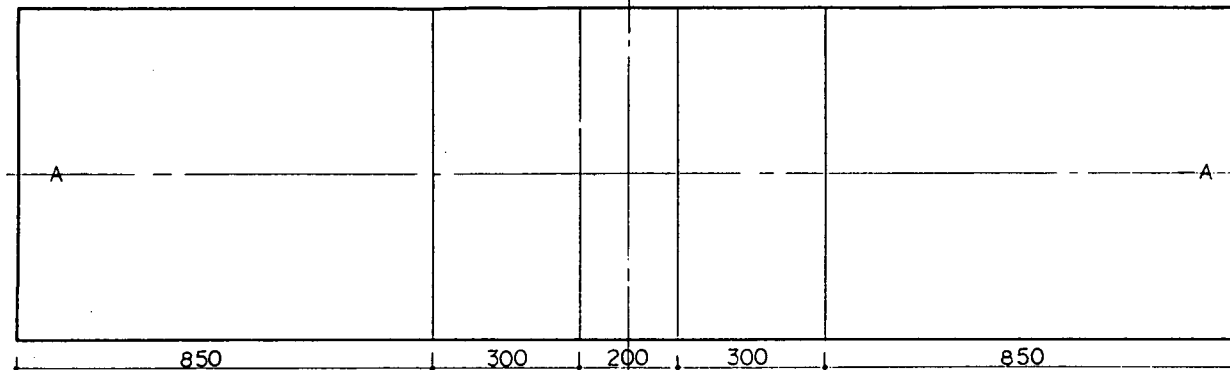


図 4.2.58 最終変位 H-4

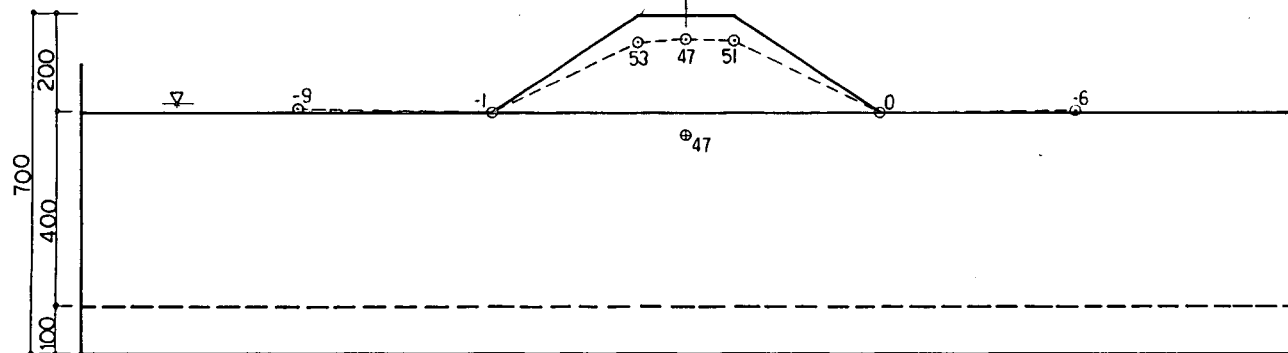
$\Delta X, \Delta Y$



ΔZ

150 gal

100 mm



凡例

○: A - A

⊕: 地表面沈下計

200 gal

100 mm

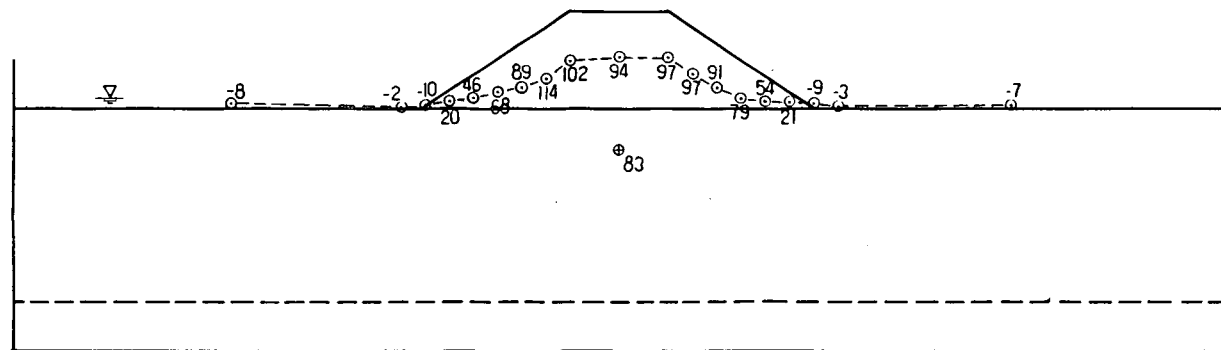
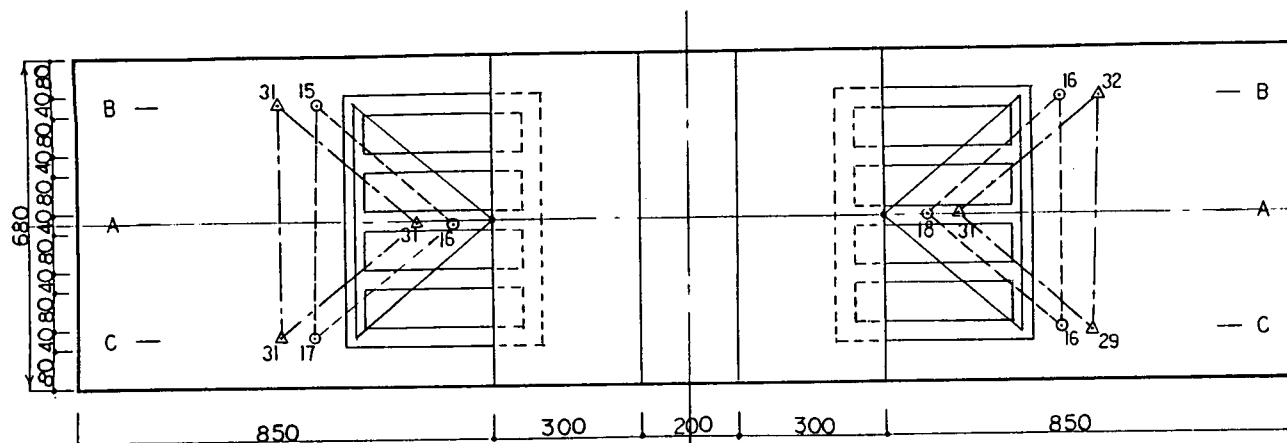


図 4.259 最終変位 M-1

$\Delta X, \Delta Y$

10mm

150 gal
200 gal

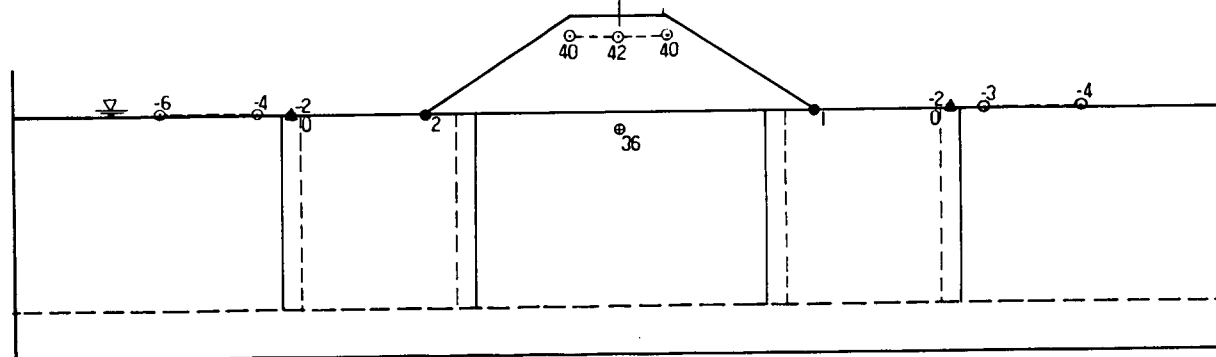


凡例
○: 150 gal
△: 200

ΔZ

150 gal

100mm



凡例
○: A - A
△: B - B
□: C - C
黒塗りは改良体
⊕: 地表面沈下計

200 gal

100mm

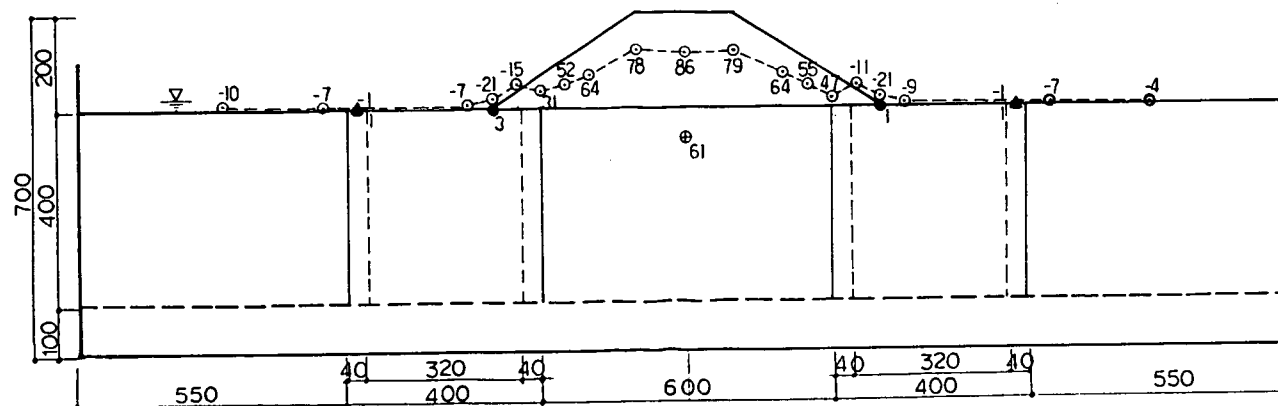


図 4.2.60 最終変位 M-2

4.2.5 実験結果の考察

1) 水平地盤模型の実験結果の考察

① 液状化防止効果

a. 格子の大きさと液状化発生の有無

図 4.2.61 に格子の大きさと発生最大過剰間隙水圧比 ($\Delta u_{\max}/\sigma_v'$) の関係を示す。格子の大きさについては、加振直角方向の長さ L 、加振方向の長さ ℓ とともに層厚 H で除して無次元化してある。

また水圧についても有効応力 σ_v' で除して無次元化してある。

深さ 25cm に設置した間隙水圧計で見ると、 $\frac{\ell}{H} = 0.2$ ($\ell = 8\text{cm}$) の格子内で液状化していないものが見られるが他はすべて液状化している。

すなわち今回作製したようなゆるい模型地盤 (相対密度 $D_r = 5 \sim 28\%$) に大きな加速度 (150 gal) を入力した場合には格子の大きさをかなり小さくしないと液状化を防止できないことがわかる。

b. 水圧上昇速度

加振中にほとんどの格子内で液状化が発生したため、格子の大きさと液状化防止効果の関係が十分に把握できなかった。そこで、図 4.2.62 には過剰間隙水圧が有効応力の 50% ($\Delta u/\sigma_v' = 0.5$) に達するのに要する時間 t (0.5) で整理してみた。言い換えれば、これは格子の大きさと水圧上昇速度の関係を論じることになる。

図 4.2.62 を見ると改良型式では、剛体型格子、接縁型格子、無処理の順に水圧上昇速度が遅くなっていることがわかる。

次に格子の大きさに着目すると、全般的には ℓ/H が小さくなるにしたがって水圧上昇速度が遅くなっており、特に $L/H = 0.8$ および 1.0 の場合は明らかである。またいずれの場合も ℓ/H が 1.0 以上になると、水圧上昇速度が一定となっており、これ以上格子が大きくなると液状化防止効果はかなり小さくなるといえる。

② 応答加速度

図 4.2.63 に格子で囲まれた地盤の地表面加速度応答倍率と格子の大きさの関係を示す。 $\ell/H = 0.2$ の格子内では、 L/H にかかわらずほぼ入力加速度に対して 1.3 倍の応答倍率を示している。これは、改良体天端の応答倍率と一致しており、格子内地盤と改良体はほぼ一体として挙動していることがわかる。しかしそれより大きな格子では、全般的に ℓ/H が大きくなるにつれて応答倍率も大きくなっている。

③ 最終変位

図 4.2.64 に格子の大きさと格子内地盤の加振終了後の沈下量の関係を示す。

剛体型改良体で囲まれた格子内の沈下量に着目すると $\ell/H < 0.6$ では沈下抑制効果が見られ ℓ/H が小さくなる程その効果は大きくなっている。しかも $\ell/H = 0.2$ の場合は L/H にかかわらずかなり沈下量は小さくなっている。

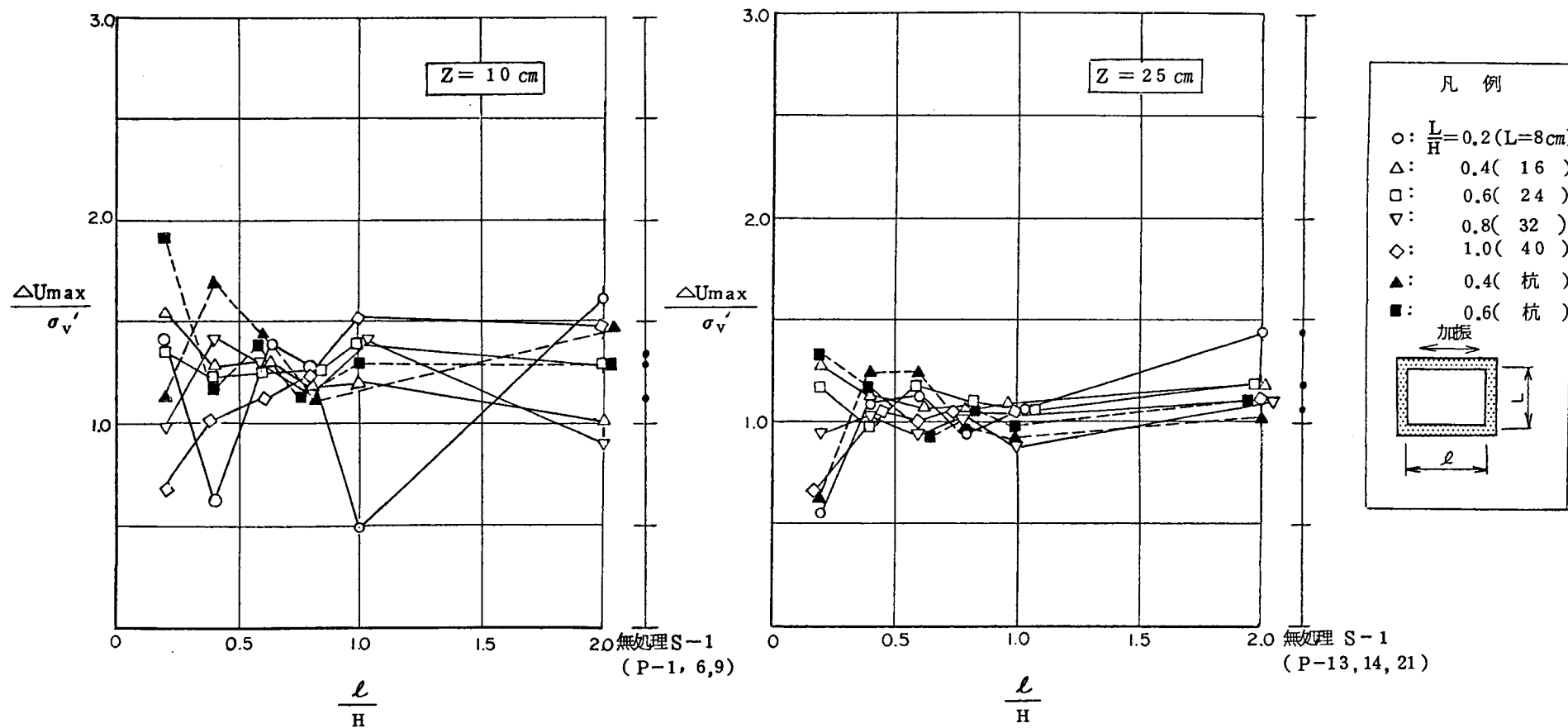
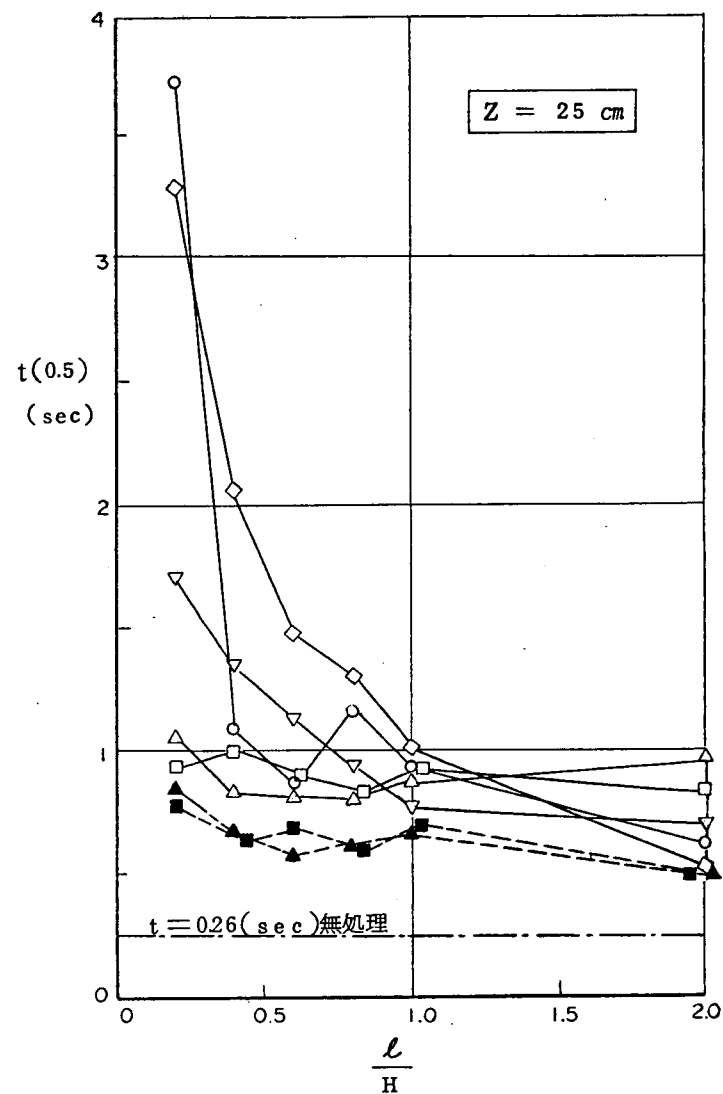
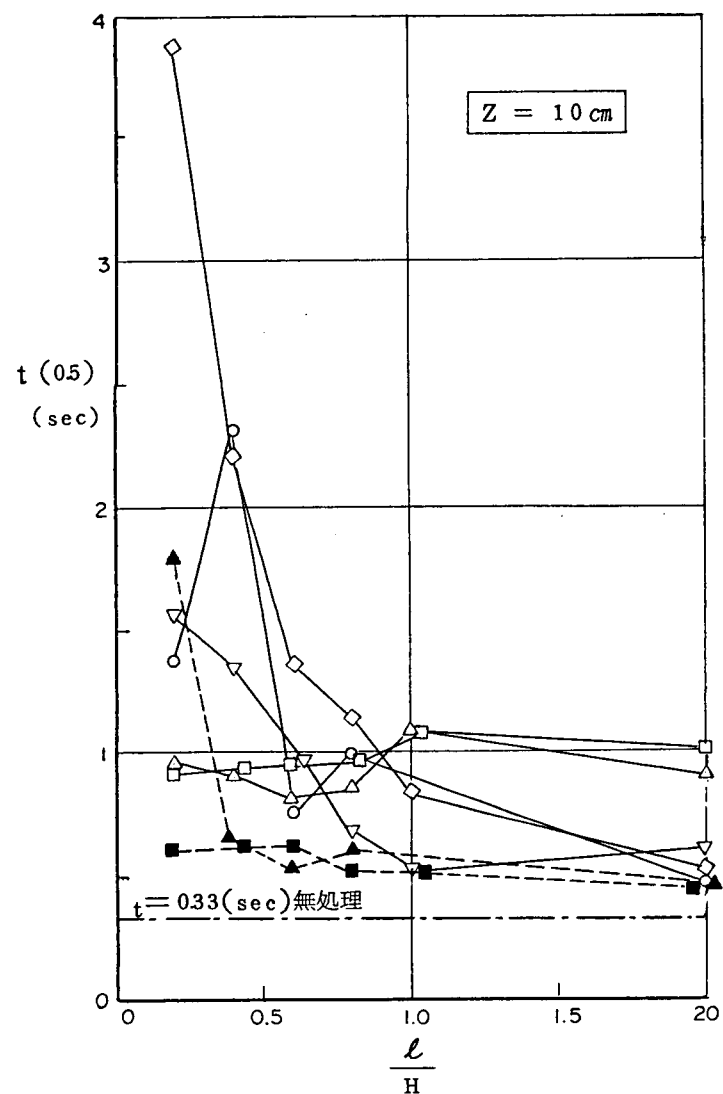
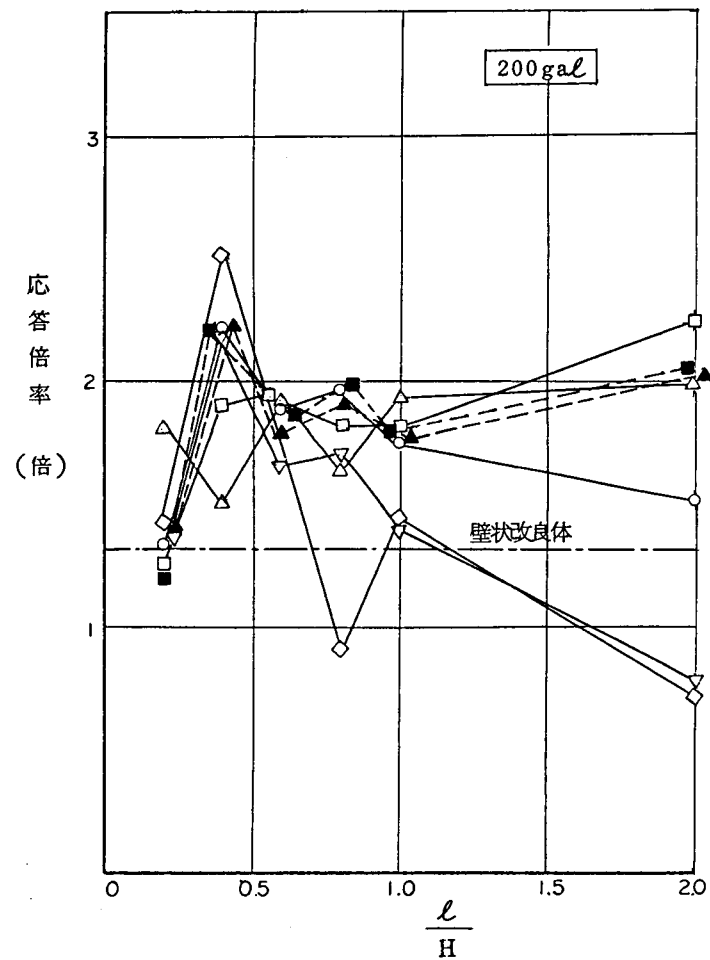
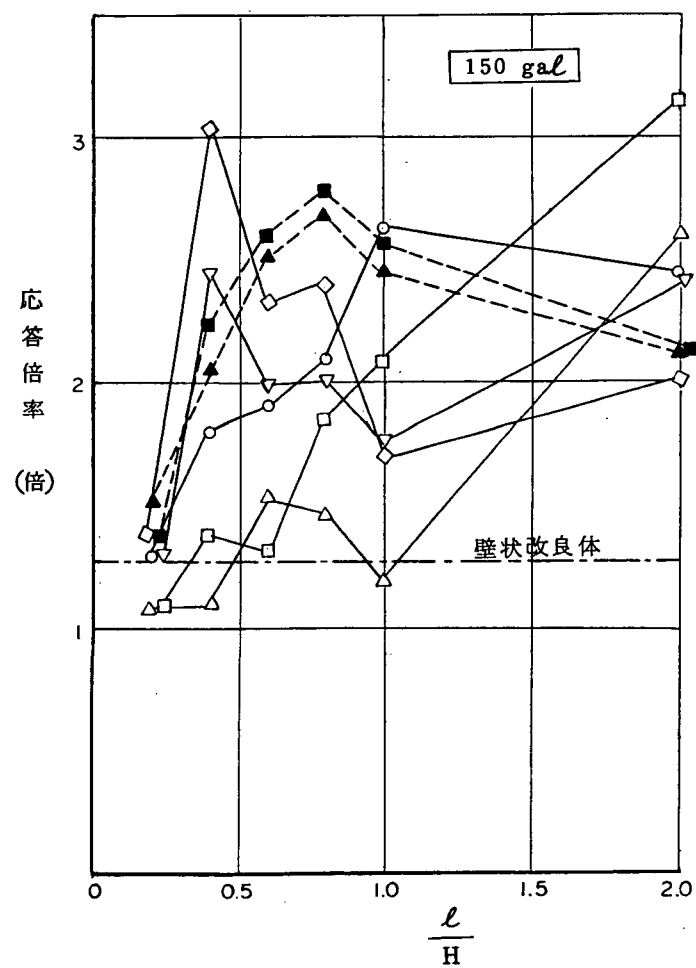


図 4. 2.61 格子の大きさと発生最大過剰間隙水圧比 (150 gal 加振時)



- 凡 例
- : $\frac{L}{H} = 0.2$
 - △: 0.4
 - : 0.6
 - ▽: 0.8
 - ◇: 1.0
 - ▲: 0.4(杭)
 - : 0.6(杭)
- (注) 液状化していないもの
については
 $\sigma'_v = 0.94 \times Z$
液状化しているもの
については
 $\sigma'_v = (\overline{\Delta U})_{\max}$
を用いた。

図 4.262 格子の大きさと $\overline{\Delta u}/\sigma'_v = 0.5$ に達するまでの時間 $t(0.5)$ (150 gal 加振時)



凡 例

- : $\frac{L}{H} = 0.2$
- △: 0.4
- : 0.6
- ▽: 0.8
- ◇: 1.0
- ▲: 0.4 (杭)
- : 0.6 (杭)

図 4.2.63 格子の大きさと加速度応答倍率

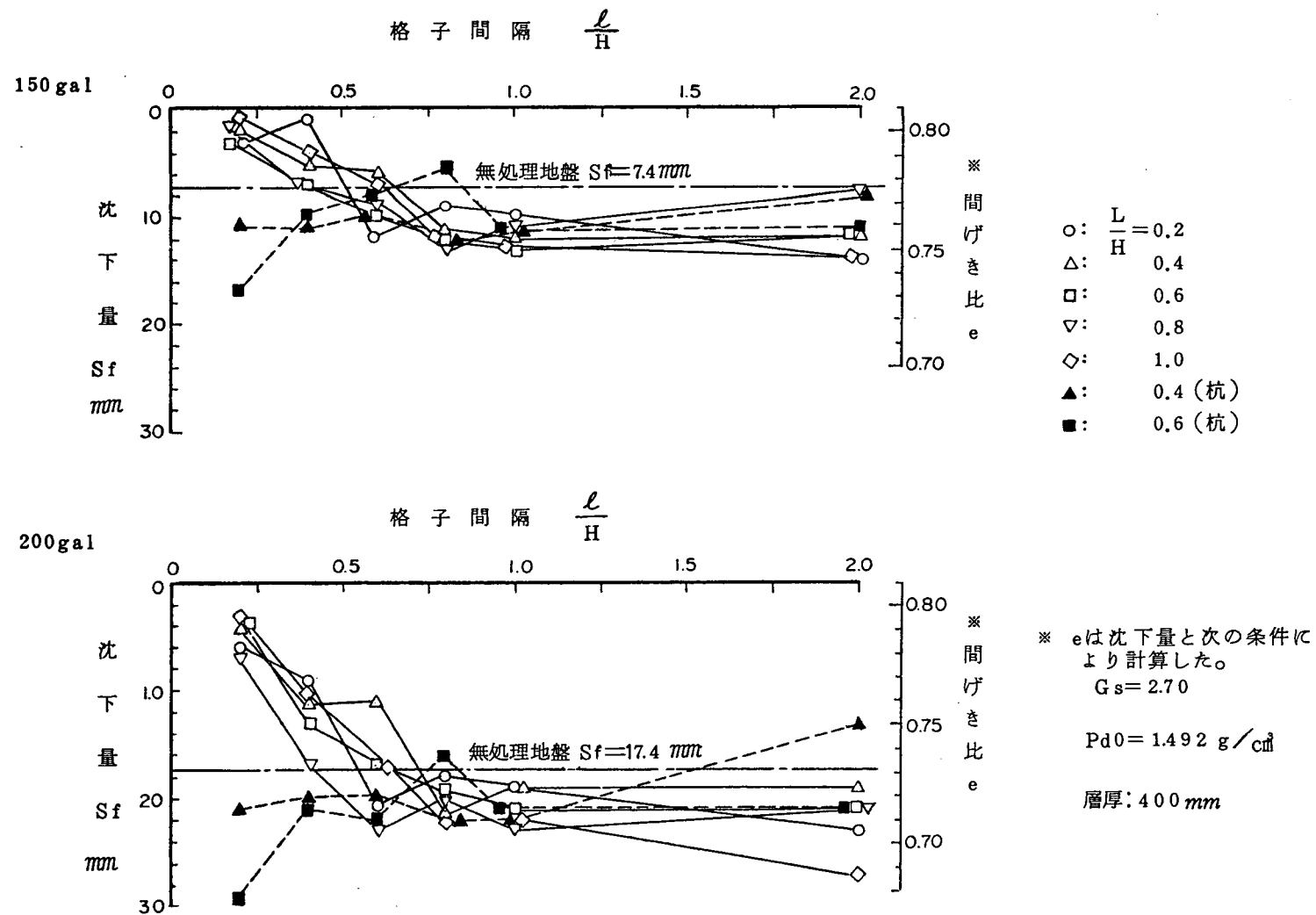


図 4.2.64 格子の大きさと最終沈下量

しかし今回の実験では、改良体で囲まれた地盤の沈下量が無処理地盤のそれより大きくなって
いるものも多くあり、これについては現在のところ理由は明らかではない。

2) 掘割道路模型の実験結果の考察

改良効果としての着目点は、改良体で囲まれた未改良地盤の過剰間隙水圧の低減、および掘割道
路自体の残留変形量の低減などである。

① 過剰間隙水圧の低減効果

図 4.2.65 は、150 gal 加振時のタイプ別発生最大過剰間隙水圧比 ($\Delta u_{\max}/\sigma_v'$) である。今
回の実験においては、いずれのケースも液状化したため、掘割道路のわきを改良したタイプ、あ
るいは掘割道路の直下も改良したタイプ、いずれも改良効果としての過剰間隙水圧の低減はみら
れなかった。したがって、改良幅の相違、壁式・杭式の相違による有意な差もみられなかった。

側部改良パターンの場合、加振直角方向が土水圧に関して開放となっているため、この部分の
影響が改良効果を低減させる要因になっていることが考えられる。図 4.2.66 は、実験終了後、周
辺地盤の動きを見るため、石膏を流し込んで見た時の状況であるが、サイドが開放となった効果
がよく表われている。したがって、タイプ別の過剰間隙水圧の低減効果を明確にするためには、
より二次元モデルに近い模型で実施する必要がある。

ところで、図 4.2.67 は、タイプ別に $\Delta \bar{u}/\sigma_v' = 0.5$ に達するまでの時間 $t(0.5)$ をみたものであ
る。これによると、掘割道路のわきを改良したものは $t(0.5) = 0.3 \sim 0.4$ 秒であり、無処理の
 $t(0.5) = 0.2 \sim 0.3$ 秒に比べて若干液状化に至る到達時間の抑制効果がみられる。さらに、掘割
道路の直下も改良したタイプは、 $t(0.5) = 0.4 \sim 0.5$ 秒と明らかに無処理と比べて、液状化に至
る到達時間の抑制効果がみられる。また、杭状改良の場合も $t(0.5) = 0.3$ 秒程度であり、無処理
よりは若干抑制効果はみられるものの、壁状改良ほど顕著ではない。

② 変形量の低減効果

掘割模型の天端中央の浮き上がり量を大きい順に示したのが表 4.2.11 である。また掘割模型の
脇の改良地盤の幅と掘割模型の浮き上がり量との関係を示したのが図 4.2.68 である。この表と図
より次のことが分かる；①浮き上がり抑止効果が最小の改良地盤 (H-3-R) でもその浮き上
がり量は無改良モデルの約 1/2 に低減されており、深層混合処理工法による対策の有効性が示さ
れている。②直下改良型の方が脇改良型より浮き上がり抑止効果は大きい (浮き上がり順位の
下位 4 つは直下型)。液状化した砂地盤の掘割模型直下への流入を防止する効果によると考えられ
る。③壁状改良地盤の方が柱状改良地盤よりも効果が高い (H-3-R と H-2-R および H-
4-L と H-3-L ではいずれも前者モデルが柱状であり、その浮き上がり量は後者モデルより
大きい)。④直下改良型での掘割模型脇の改良地盤の幅は、浮き上がり抑止効果にあまり関係が
ない (H-4-R と H-4-L および H-3-L と H-2-L ではいずれも前者モデルの脇改良
幅が 28cm・後者モデルが 4cm であるが、前者と後者の浮き上がり量の差は小さい)。⑤脇改良型
の改良幅の持つ抑止効果への影響度は今回の実験 (幅 20cm と 28cm) では明解ではない。

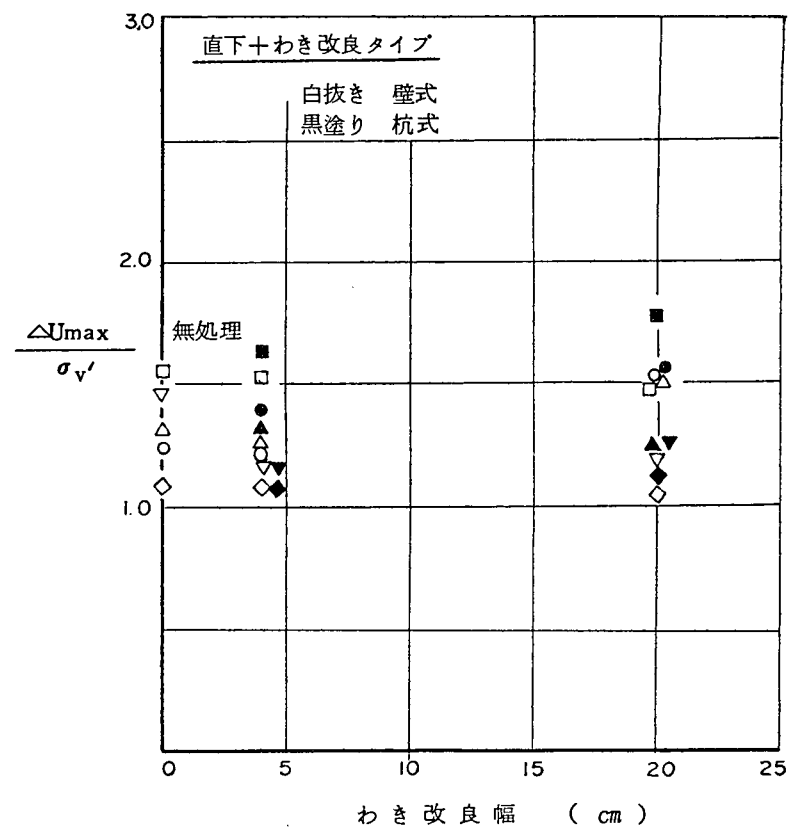
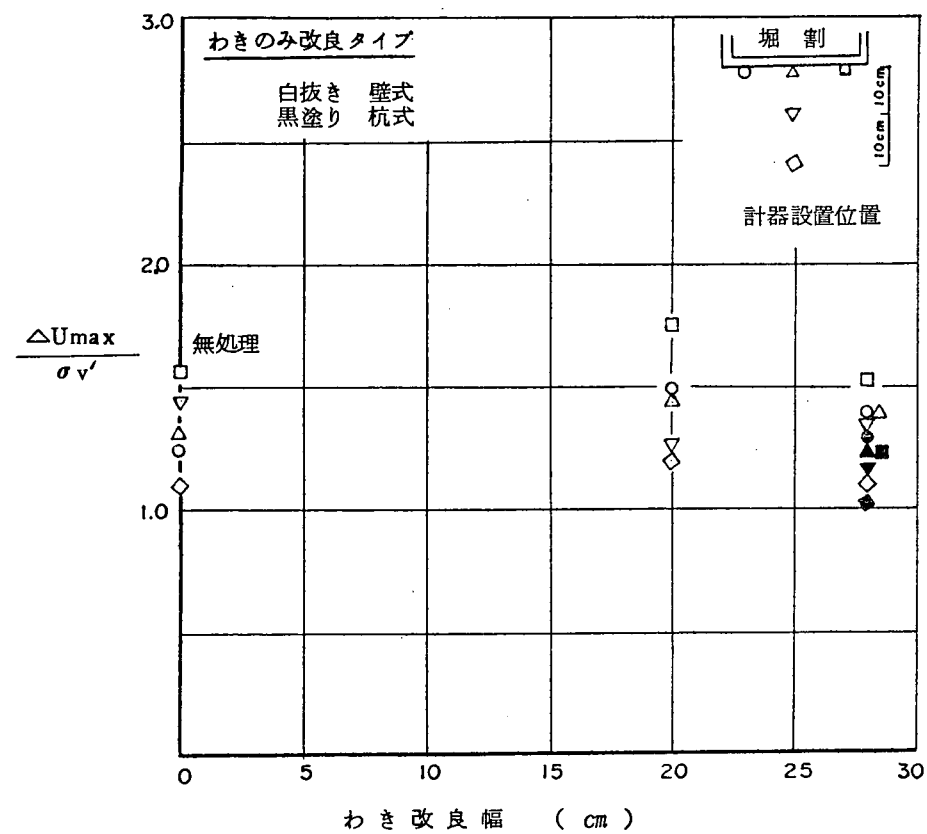


図 4.2.65 タイプ別発生最大過剰間隙水圧比 (150 gal 加振時)

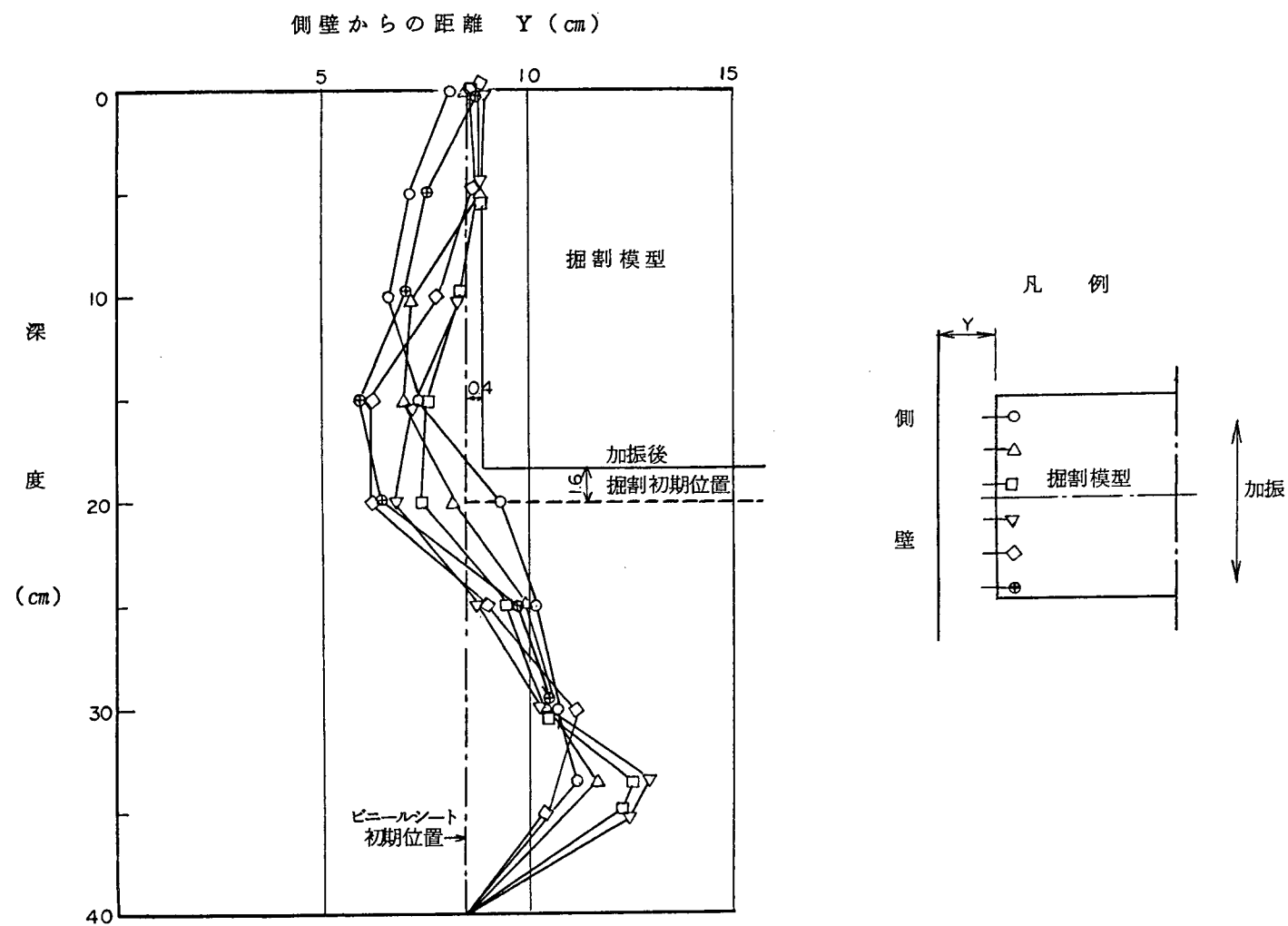


図 4.2.66 加振後のビニールシートの変形状況 (200 gal 加振時)

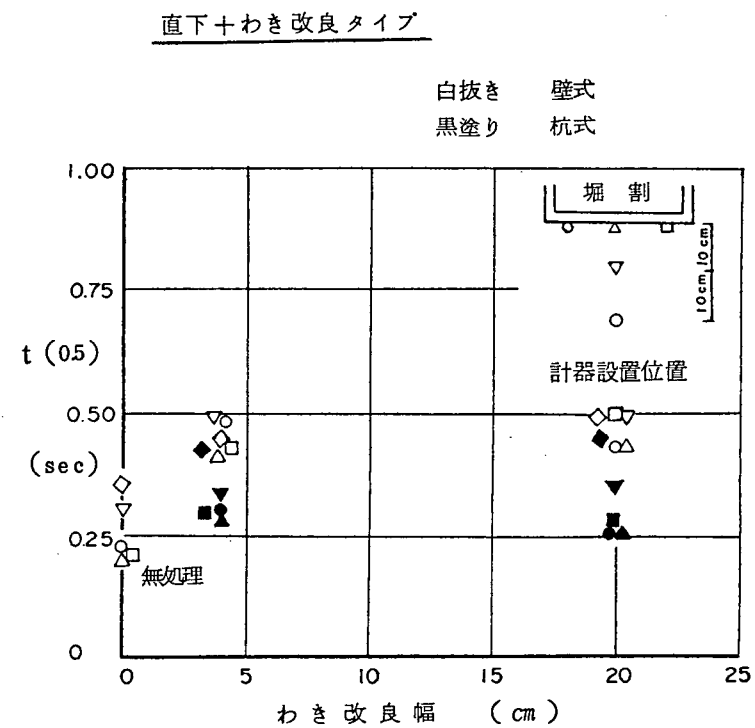
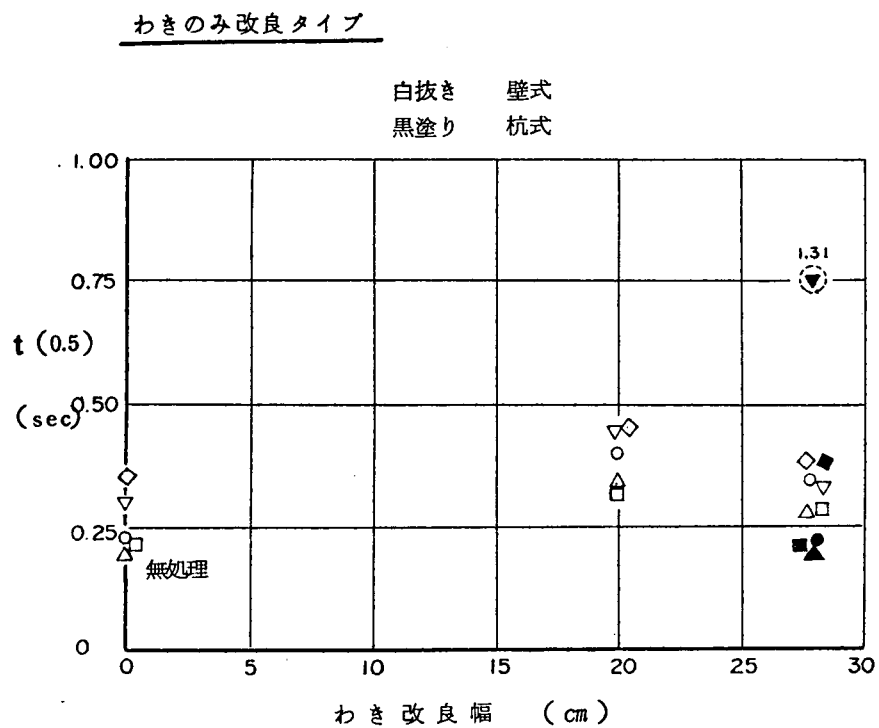


図 4.2.67 タイプ別 $\overline{\Delta u} / \sigma'_v = 0.5$ に達するまでの時間 $t(0.5)$ (150 gal 加振時)

表 4.2.11 掘割模型の浮き上がり最大値
および浮き上がり抑止効果の
差の要因 (150 gal 加振時)

の浮 順上 位量	浮上がり* 抑止効果の 差の要因	モデル 名	浮上がり最大値	
			量(mm)	比**
1	(無改良)	H-1-L	25.7	100
2	(脇改良) ・脇幅28cm (柱状)	H-3-R	15.0	58
3	(壁状) ・脇改良 (脇幅20cm)	H-2-R	8.2	32
4	(脇幅28cm) ・壁状 (脇改良)	H-1-R	8.0	31
5	(直下改良) ・柱状 (脇幅28cm)	H-4-R	5.5	21
6	(脇幅4cm) ・直下改良 (柱状)	H-4-L	3.8	15
7	(壁状) ・直下改良 (脇幅4cm)	H-3-L	0.7	3
8	(脇幅20cm) ・直下改良 ・壁状	H-2-L	0.3	1

* () 印で囲まれ | で結ばれた要因が上
下のモデルの効果の差の原因である。

** H-1-L (無改良) の浮上がり量を100 とした
ときの他のモデルの浮上がり量。

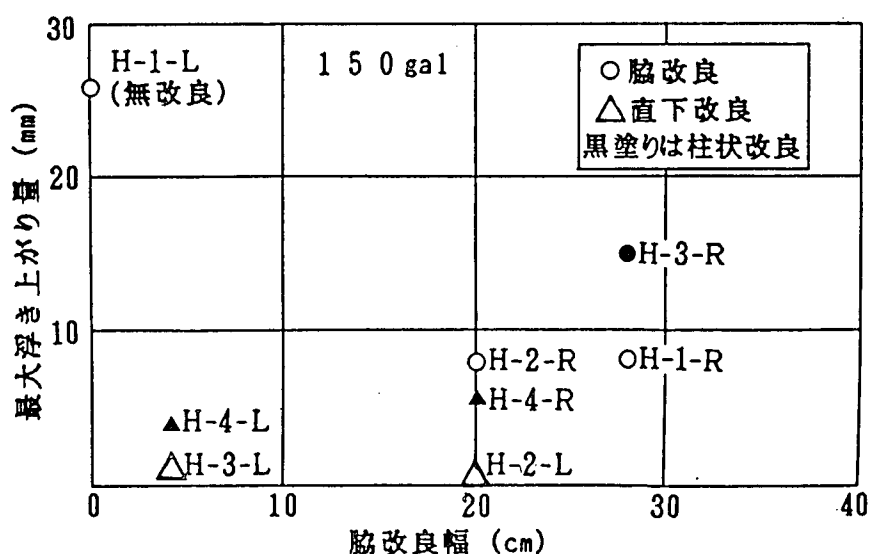


図 4.2.68 掘割模型の浮き上がり量と脇改良幅 (150 gal 加振時)

ところで、図 4.2.69 は、最終変位からみた平均浮き上がり量と掘割道路模型の回転角度の関係を
示すものである。図より、おおよそ浮き上がり量の大きいものは、回転角度も大きいことがわかる。
これらの影響の程度を 150 gal と 200 gal 加振時についてランク付けしたものが 表 4.2.12 であ
る。

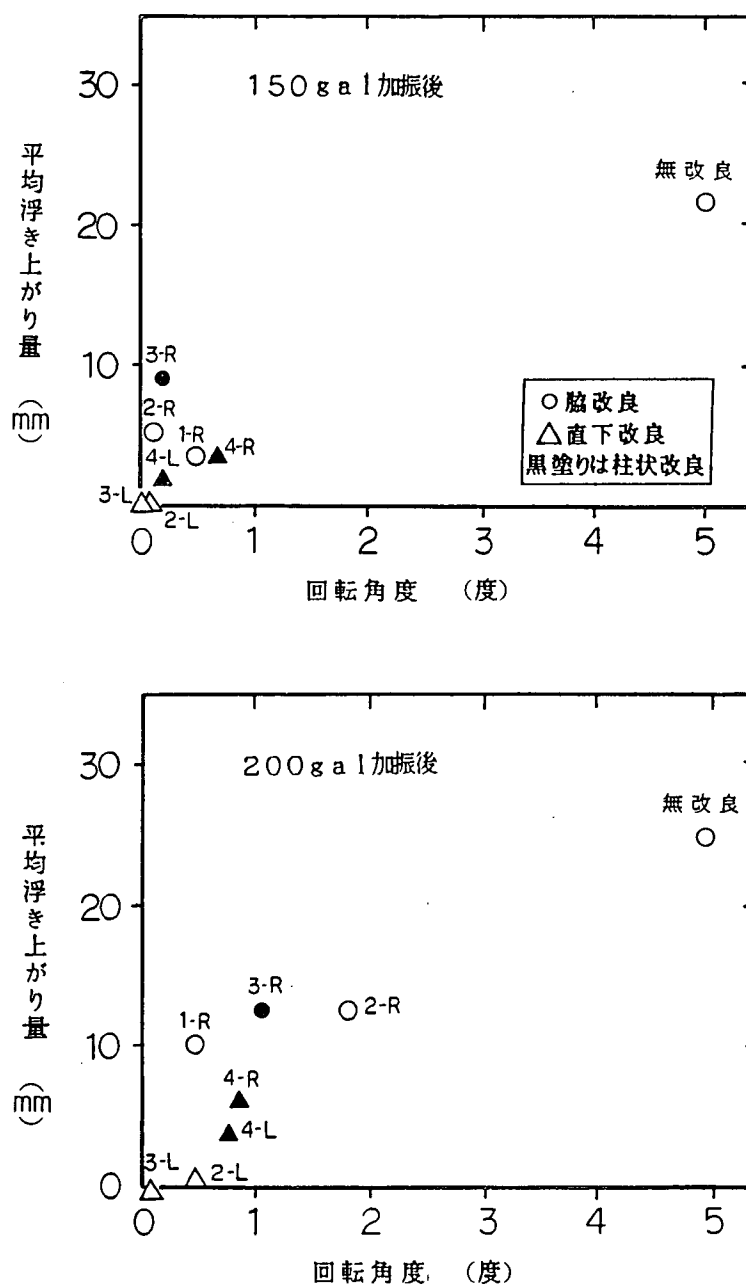


図 4.2.69 平均浮き上がり量と回転角度

表 4.2.12 タイプ別浮き上がり，回転角度の影響評価

影響度	150 gal		200 gal		総合評価
	浮き上がり	回転角度	浮き上がり	回転角度	
大 ↑	A	A	A	A	A
	F	H	D	D	D
	D	B	F	F	F
	H	F	B	H	B
	B	G	H	G	H
	G	B	G	B	G
小 ↓	C	C	C	C	C
	E	E	E	E	E

注)

- A ; 無処理 , H-1-L
D ; わきのみ改良 (幅20cm) , 壁状 , H-2-R
F ; わきのみ改良 (幅28cm) , 杭状 , H-3-R
B ; わきのみ改良 (幅28cm) , 壁状 , H-1-R
H ; 底部改良 , サイド幅20cm , 杭状 , H-4-R
G ; 底部改良 , サイド幅 4cm , 杭状 , H-4-L
C ; 底部改良 , サイド幅20cm , 壁状 , H-2-L
E ; 底部改良 , サイド幅 4cm , 壁状 , H-3-L

これらの結果を総合的にみると，以下のようなものである。

- ① 一番影響が大きいのは無処理(A)である。
- ② その次は，わきのみ改良した (D , F , B) 場合であり，改良幅が大きいものほど (D < B) 抑制効果大。そして杭状(F)と壁状(B)では壁状の方が効果大。
- ③ わきのみ改良よりも底部改良した (H , G , C , E) 方が効果大。
- ④ 底部改良すると，サイドの幅は無関係 (H ↔ G) (C ↔ E) であるが，杭状タイプ (H , G) よりも壁状タイプ (C , E) の方が効果大

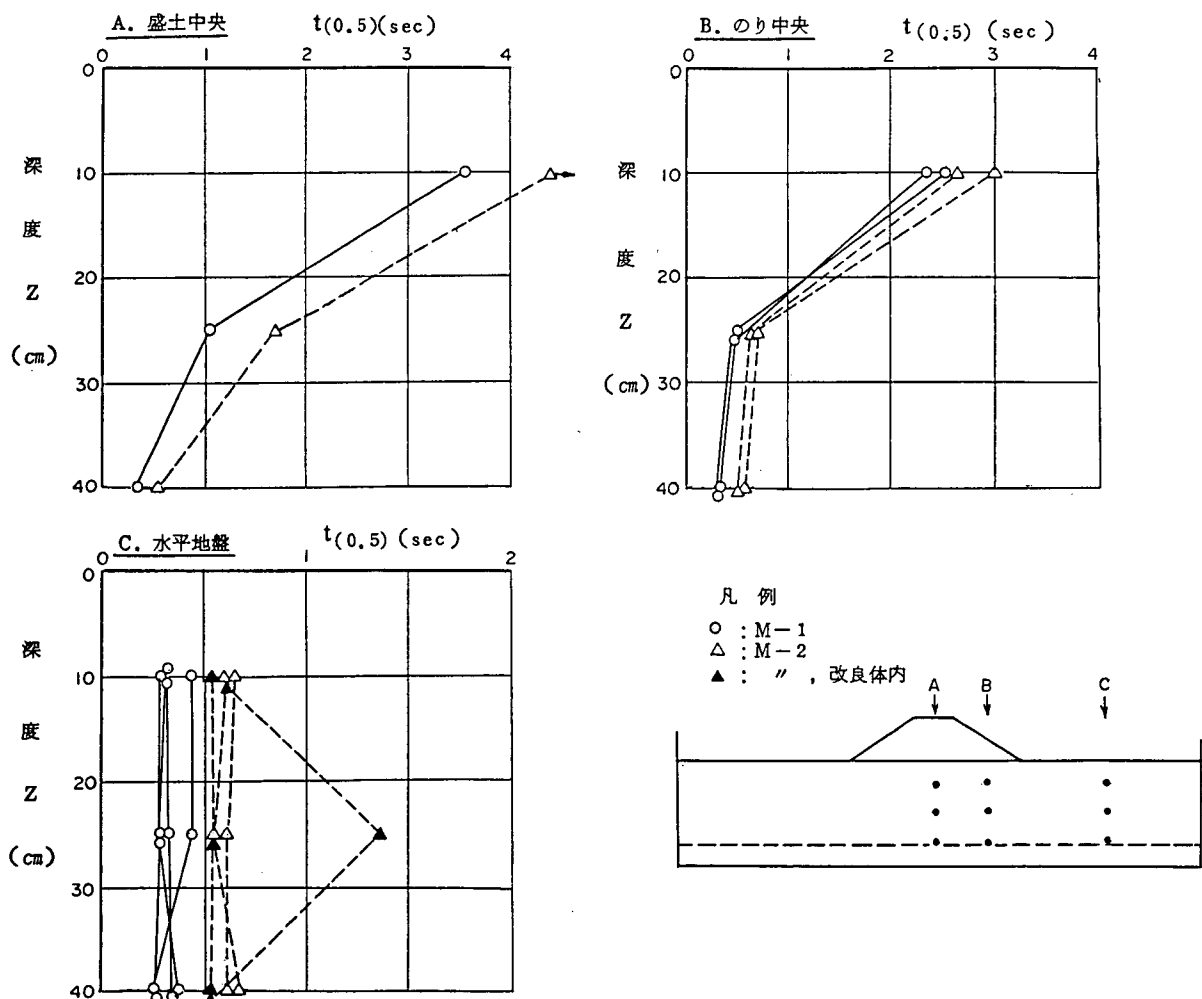
なお実物の掘割道路に比べて，実験上の制約から掘割模型の奥行が不足している。そのため，液状化した砂や水の，掘割模型の長手方向から掘割模型の直下へ流込みを防ぐため，ビニール・シートをはった。しかし“脇改良型”ではあまり効果が見られずかなりの量の流入が観測された。このためこの型の模型では掘割模型の浮き上がり量が割増しされていると思われる。

3) 盛土模型の実験結果の考察

盛土模型についても掘割道路と同様に、未改良地盤の過剰間隙水圧の低減および盛土本体の残留変形量の低減の2点から改良効果についてまとめてみた。

① 過剰間隙水圧の低減効果

図4.2.70は過剰間隙水圧が有効応力の50% ($\Delta u / \sigma_v' = 0.5$) に達するまでに要する時間 $t(0.5)$ で無処理モデル (M-1) と協改良モデル (M-2) を比較したものである。盛土モデルについても今回の実験では掘割道路同様、有意な差は見出せなかったが、各測定点ともわずかずつであるが改良モデルの方が $t(0.5)$ が長くなっている。



② 残留変形量の低減効果

図 4.2.59, 図 4.2.60 に無処理モデル (M-1) と脇改良モデル (M-2) の加振終了後の変形量を示す。両モデルとも盛土本体は沈下し、水平地盤部は隆起するという共通の変形パターンを示している。また脇改良モデルの格子状改良体は左右いずれも外側に滑動している点の特徴である。

次に両モデルの変形量を比較してみると、盛土天端の沈下量では無処理モデルは 53, 47, 51mm (平均 50mm), 脇改良モデルでは 40, 42, 40mm (平均 41mm) とわずかであるが、改良による残留変形量の低減効果がみられる。

4.2.6 まとめ

今回の実験より以下のことが明らかになった。

1) 水平地盤模型について

格子の大きさが小さいほど過剰間隙水圧の上昇量あるいは上昇速度が小さくなるという傾向はある程度見られた。しかしほとんどの格子内で液状化が発生しており、格子の大きさと液状化防止効果の関係については十分に把握できなかった。その原因としては今回作成した模型砂地盤の相対密度が $Dr = 5 \sim 28\%$ と極端に低いため非常に液状化しやすいものになっていたためと思われる。

2) 掘割道路模型について

改良型式 (壁状改良, 柱状改良), 改良位置 (直下改良, 脇改良) の違いにかかわらず, 未改良地盤部の液状化防止効果はほとんど見られなかった。しかし, 過剰間隙水圧上昇速度や掘割道路の浮き上がり量で比較すると, 壁状改良の方が柱状改良よりも, 直下型改良の方が脇改良よりも共に改良効果がよく表われている。ただし本実験においては, 掘割模型の奥行きが土槽奥行きに比べて不足しており, そのため液状化した砂や水が掘割長手方向から流入し, 掘割模型の浮き上がり量を割増ししていると思われる。

3) 盛土模型について

盛土の脇改良による改良効果が, 地盤内過剰間隙水圧の上昇速度および盛土の沈下量からある程度は見られた。しかし無処理モデルと比べてその差はわずかであり, この実験においても 2) と同様 2 次元条件が満足されていなかった点が問題である。

(不動建設)

4.3 耐震固化工法に関する模型振動実験（その2）

この実験は、4.2 耐震固化工法に関する模型振動実験（その1）を検討した結果生じた問題点を解決すべく実施したものである。特に断わりのない限り、実験に用いた装置及び実験方法は前節と同様とする。

4.3.1 実験目的

模型振動実験（その2）は、模型振動実験（その1）で示された問題点のうち、特に重要と思われる点について検討することを主な目的とする。

今回の実験で取り扱う項目は以下に示す通りである。

- a) 一般的な軟弱砂層にみられる相対密度 $D_r = 50 \sim 70\%$ を再現した模型地盤での格子状改良体の拘束効果を把握する。
- b) 模型振動実験（その1）に比し、より二次元ひずみ状態に近いモデルとする。
- c) 根入れを有する改良体の制震効果を見る。
- d) 液状化時の改良体に作用する土圧を実験的に把握する。

4.3.2 実験内容

(1) 実験モデル

構造物種別をパラメーターに、次の4モデルとする。

S 模型……地盤のみと改良体内部の地盤を対象とする。地盤のみの特性把握と格子状改良の格子間隔と拘束効果の把握が目的である。

H 模型……掘割道路をアクリル性の函体でモデル化する。

掘割道路における改良幅の相異が与える影響を把握する。

M 模型……盛土体を湿潤した砂でモデル化する。

盛土体に対する根入れを有する改良体（ブロック型）の効果を見る。

B 模型……改良体（ブロック型）のみのモデルであり、改良体に作用する土圧の計測が主目的である。

(2) 実験ケース

各実験ケースに使用した模型形状を計器配置とともに図-4.3.1に示す。また、その主な検討項目を表-4.3.1に示す。

S-1,1' 模型は自然地盤である。ここで2ケース行なっているのは、この2ケースの入力加速度を変えることにより間隙水圧の上昇の差を検討し、その後の実験における適切な入力加速度を決定するためである。

S-4,4' 模型は、自然地盤中に格子間隔の異なる格子状改良体（格子数12、幅4cmの軽量コンクリート製）を支持層上に設置している。

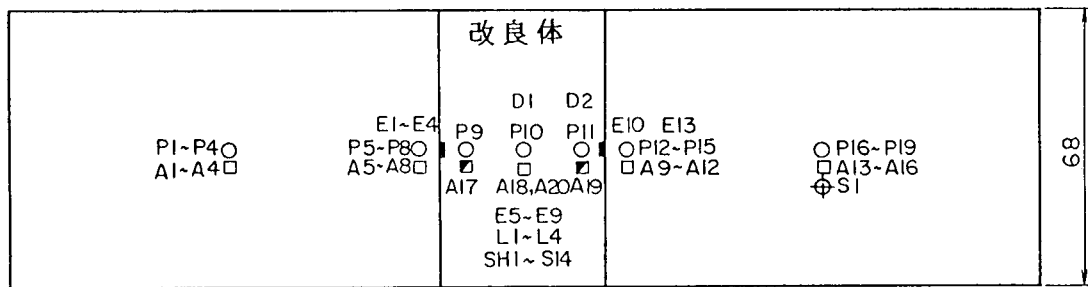
H-1,2 模型は、それぞれ幅4cmと28cmの壁状改良体（軽量コンクリート製）を掘割模型の両側に設置している。掘割模型の重量は、全重量を地中部体積で除した見掛けの単位体積重量が 1.5 gf/cm^3 となるように重量調整している。

表 4.3.1 実験モデル検討項目

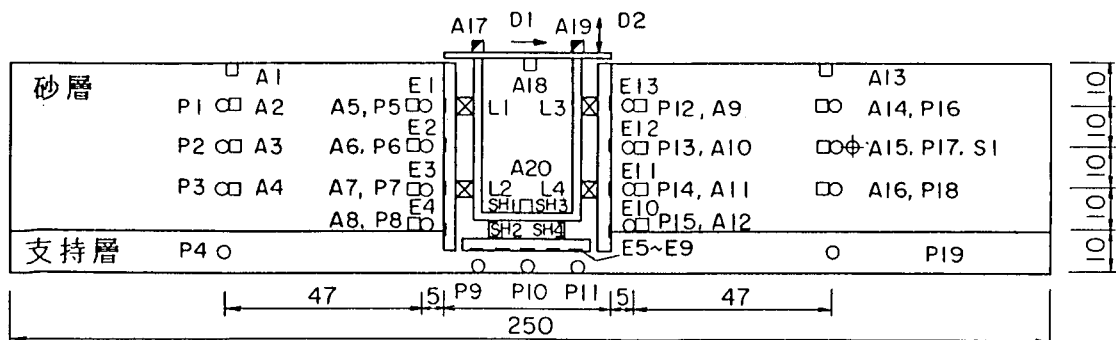
対象構造物	改良形式	模型番号	検討項目
水平地盤	無対策	S-1, S-1'	・改良体による拘束範囲と液状化防止効果の関係（加振方向と加振直角方向）の把握
	格子状改良	S-4, S-4'	
掘割道路	壁状改良	H-1	・改良幅と液状化防止効果の把握 ・改良体に作用する土圧の把握
	壁状改良	H-2	
盛土	無対策	M-1	・改良体による液状化防止効果の把握 ・改良体に作用する地震時外力の把握
	壁状改良	M-2	
改良体本体	——	B	・改良体に作用する地震時外力の把握

(凡例)

□, ▣ : A 加速度計 (水平, 上下)
○ : P 間隙水圧計
⊕ : S 角度計
⊗ : L 荷重計
↑, → : D 変位計
| : E 土圧計
— : SH せん断力計



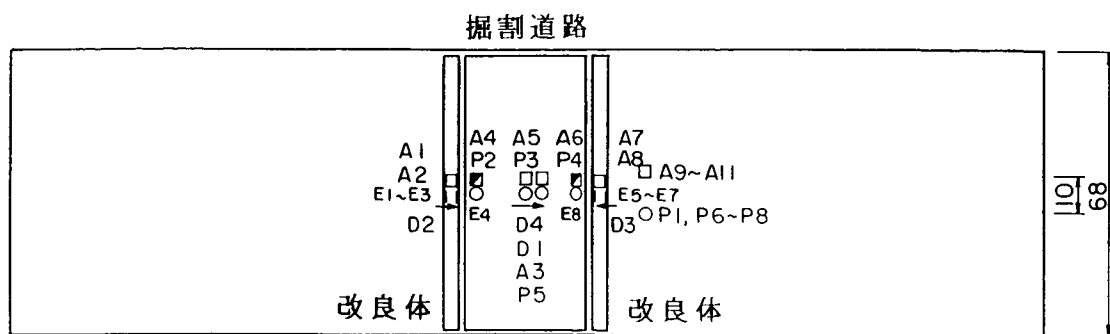
<平面図>



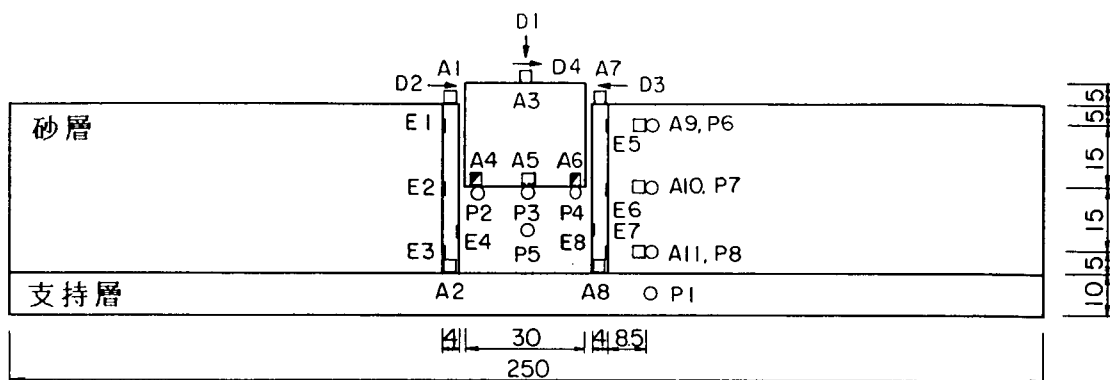
<断面図>

B 模型

図 4.3.1 (1) 模型形状および計器配置

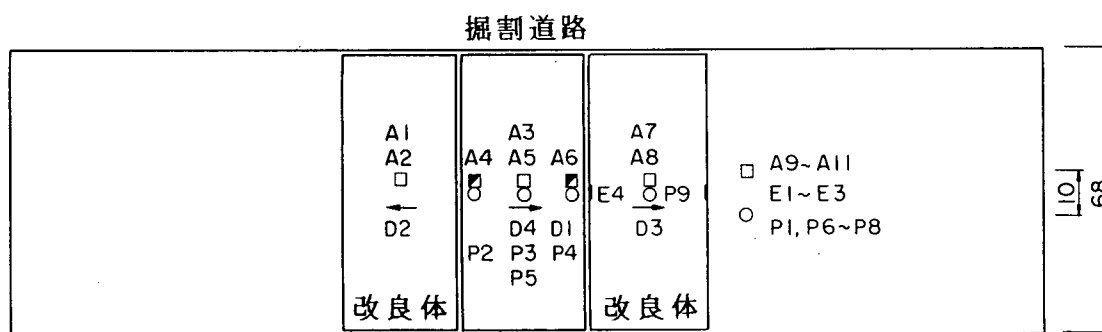


＜平面図＞

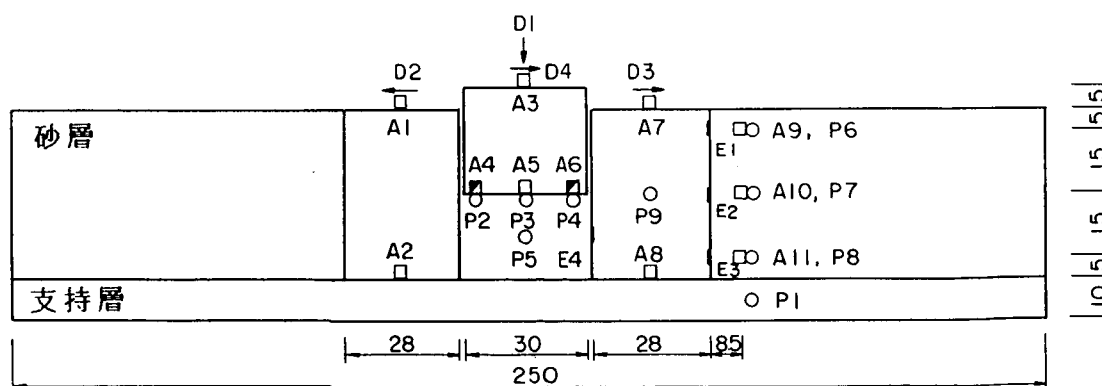


＜断面図＞

H - 1 模型



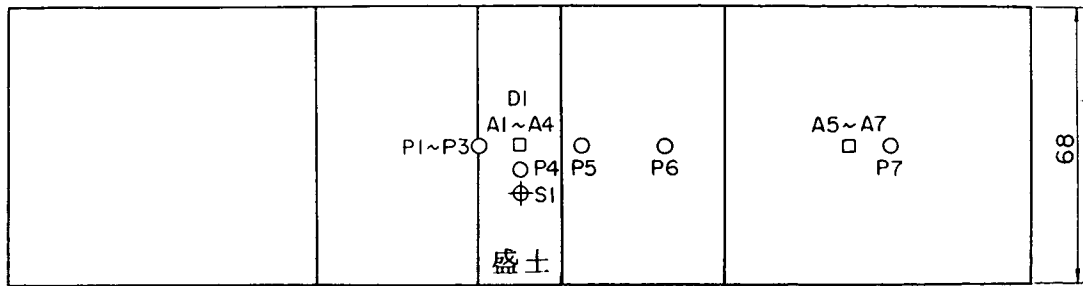
＜平面図＞



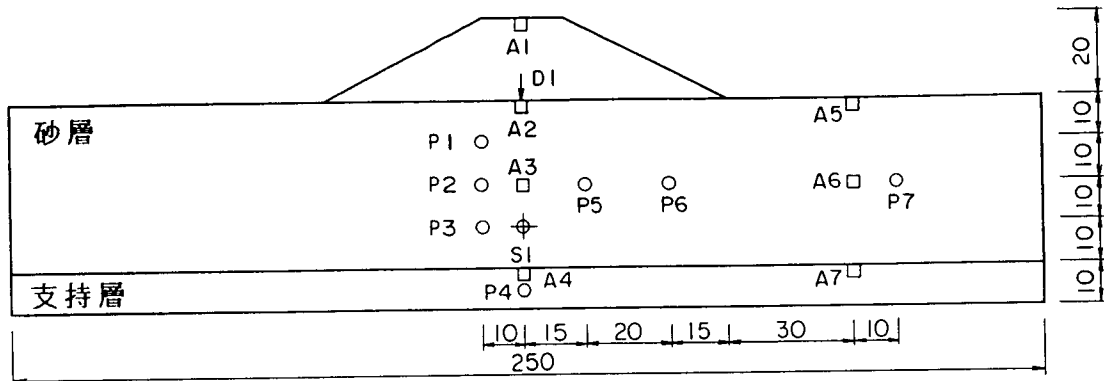
＜断面図＞

H - 2 模型

図 4.3.1 (2) 模型形状および計器配置

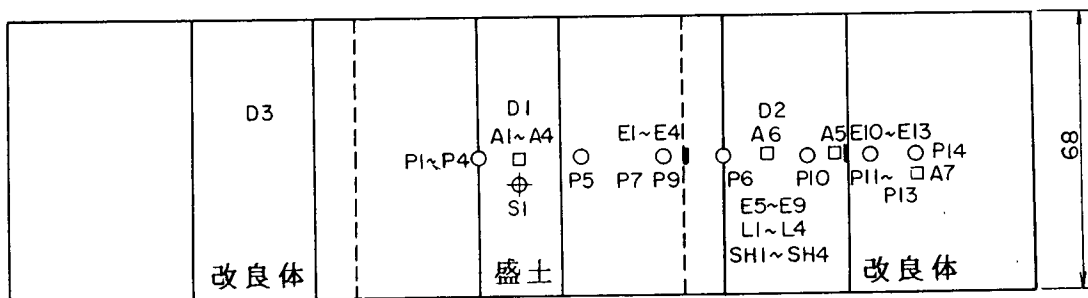


<平面図>

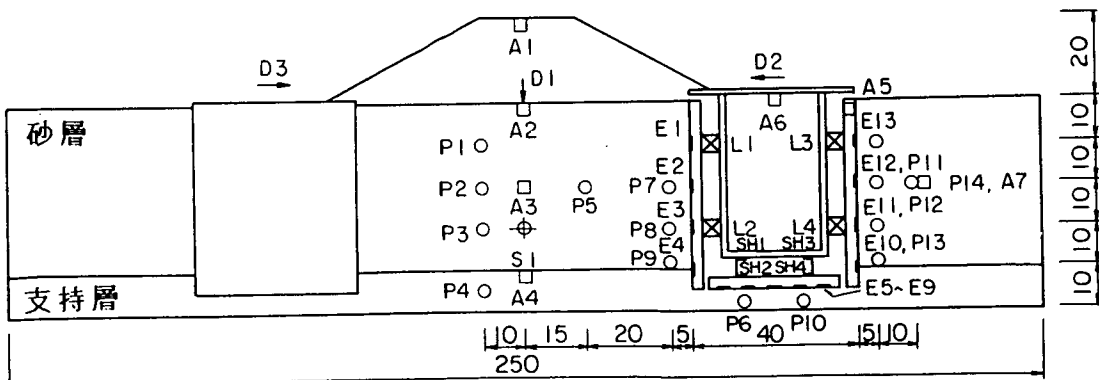


<断面図>

M-1 模型



<平面図>

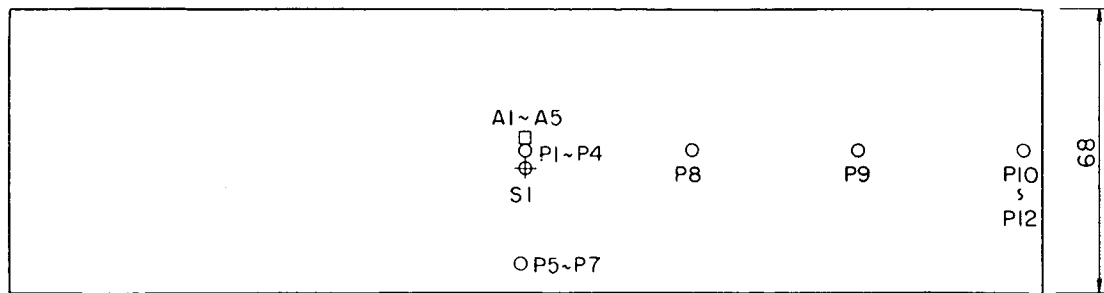


<断面図>

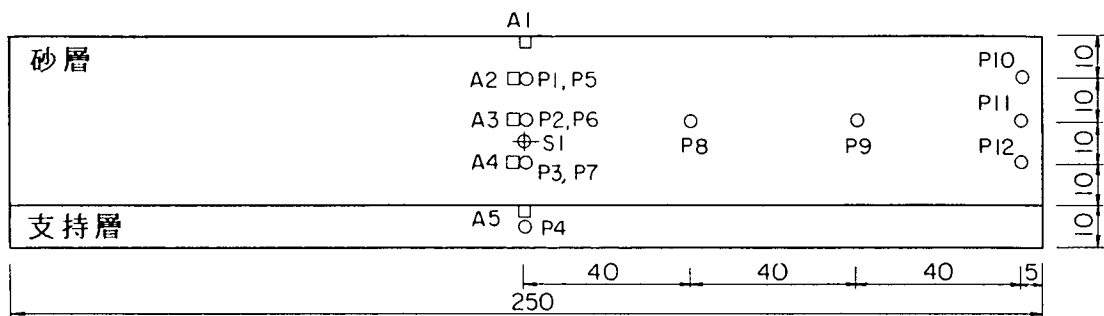
M-2 模型

図 4.3.1 (3) 模型形状および計器配置

(UNIT: CM)

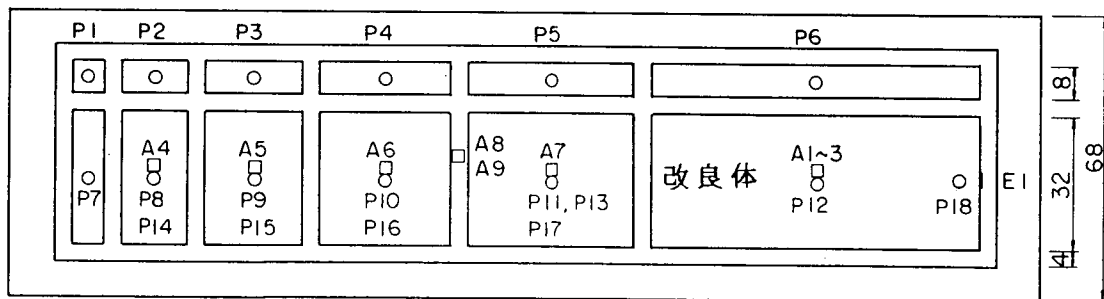


<平面図>

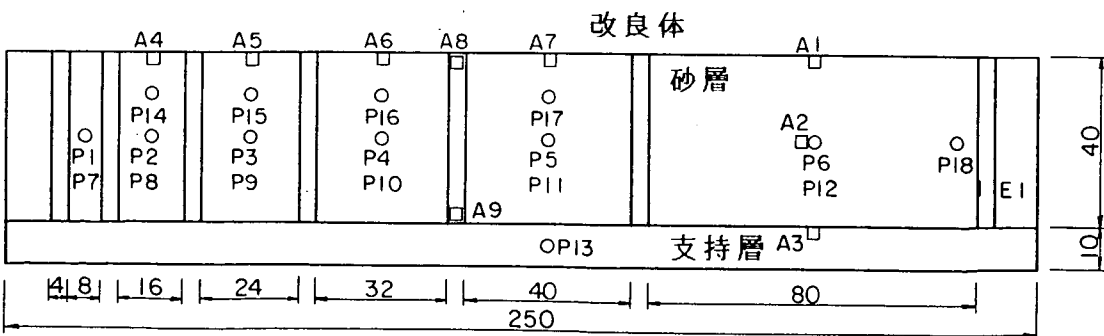


<断面図>

S - 1 , 1' 模型



<平面図>



<断面図>

S - 4 , 4' 模型

図 4.3.1 (4) 模型形状および計器配置

M-1 模型は、未改良の自然地盤上に盛土模型を作製したものである。盛土模型は、天端幅20cm 法勾配 1 : 2 である。

M-2 模型は、M-1 模型の法尻より盛土内10cmの位置に改良体を設置している。改良体は支持層に 5cm 根入れされており、見掛けの単位体積重量が 1.9 gf/cm^3 となるように重量調整している。また両改良体のうち 1 体は、土圧合力が測定できるよう鋼製の本体部と、土圧を感知しうる壁面（両側部と底部）で構成されている。二枚の壁は、改良体上部より吊り構造となっている。

B 模型は、M-2 模型で用いた改良体を自然地盤中に設置したものである。

(3) 計器配置

〔 S-1 模型 〕

土槽中央部に、深さ方向の分布がみれるよう間隙水圧計 P 1 ~ P 4 および加速度計 A 1 ~ A 5 を、また、G L - 25cm の位置に P 8, P 9, 側壁から 10cm 離れた位置に P 10 ~ P 12, P 5 ~ P 7 を設置した。

〔 S-4 模型 〕

間隙水圧計については、各格子内の G L - 20cm 位置に P 1 ~ P 12, 比較的格子間隔の広い 4 ケ所では、G L - 10cm 位置に P 14 ~ P 17, および支持地盤内 P 13 を配置した。加速度計としては、地表面上 A 1, A 4 ~ A 7 の 4 ケ所と地中 A 2, A 3 の 2 ケ所、ならびに改良体の上下端部 A 8, A 9 をそれぞれ配置した。

〔 H 模型 〕

掘削道路模型には、上下端部に水平方向の加速度計として A 3, A 5 を、左右両端部に鉛直方向の加速度計として A 4, A 6 を配置し、スウェイとともにロッキング振動を感知できるようにした。振動時ならびに残留時の変形を計測するため、函体の天端に鉛直方向 D 1 および水平方向 D 4 の変位計を、また、函体直下には 3 台の間隙水圧計 P 2 ~ P 4 を設置した。

改良体には、上下両端部に加速度計 A 1, A 2, A 7, A 8 と変位計 D 2, D 3 を、さらに内外の側面には、土圧計 E 1 ~ E 8 を設置している。また改良体近傍の地盤に加速度計 A 9 ~ A 11 と間隙水圧計 P 6 ~ P 8 を深さ方向に配置している。

〔 M 模型 〕

M-1 模型には、盛土直下の間隙水圧の分布をみれるよう P 1 ~ P 7 を、また加速度計としては、直下部に A 1 ~ A 4 と法尻から離れた位置に A 5 ~ A 7 を配置した。

M-2 模型は、M-1 模型の計器に加え、改良体の側面及び底面に土圧計 E 1 ~ E 13 と、土圧合力を計測するための 4 台のロードセル L 1 ~ L 4 を剛な内部函体と壁面との間に設置している。またその函体の下部には、改良体に生じている断面力として、せん断力が測定できるせん断力計 SH 1 ~ SH 4 を取り付けている。改良体下部の地盤内には、間隙水圧計 P 6, P 10 を設置した。改良体の動きは天端に設置した加速度計 A 5, A 6 と変位計 D 2, D 3 によって測定した。

〔 B 模型 〕

改良体に設置する土圧計とロードセルは、M-2 模型と同様である。ただし、函体の動きを詳細

に検討するために、上下方向の変位計 D 2 と加速度計 A 17, A 19, 下端部の水平加速度計 A 20を追加している。

(4) 地盤材料の物理定数

模型地盤に使用した豊浦砂の物理定数と粒径加積曲線³⁾を表-4.3.2, 図-4.3.2に示す。なお, M-1, 2 模型で使用した盛土模型も豊浦砂で作製しており, このときの含水比は15%, 単位体積重量は1.470 gf/cm³であった。

表 4.3.2 豊浦砂の物理定数

諸	元	物性値
最大粒径	D_{max} (mm)	0.84
均等係数	U_c	1.34
曲率係数	$U_{c'}$	1.22
最大間隙比	e_{max}	0.916
最小間隙比	e_{min}	0.596
真比重	G_s	2.633

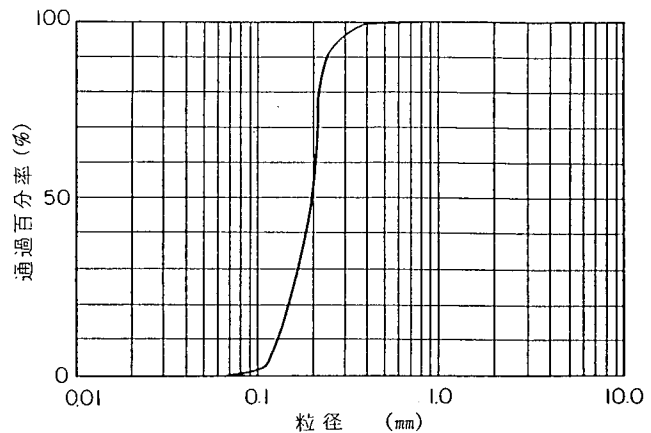


図 4.3.2 豊浦砂の粒径加積曲線

4.3.3 実験方法

(1) 模型作製手順

模型作製フローを図-4.3.3に示す。模型地盤は砂地盤と支持層の二層とし, 砂地盤は豊浦標準砂を使用している。

支持層の材料は, S, H 模型では 6 号, 7 号碎石と豊浦砂との混合砂レキを, M, B 模型では豊浦砂のみを締め固めることにより作製している。

砂地盤の基本的な作製方法は, 最初に①相対密度を上げるために空中落下法により砂をまき出し, ②気相を炭酸ガスにより置換し, その後③脱気水注水により飽和状態とした。ここで, 砂のまき出しにはスリット幅 8 mm のホッパーを用い, 落下高さを 55cm~65cm の範囲に調節した。炭酸ガスおよび脱気水注水は土槽底部から行なった。ただし, H 模型ではまき出し高さ 20cm で掘割模型を設置し M 模型では注水終了後に盛土模型を作製している。

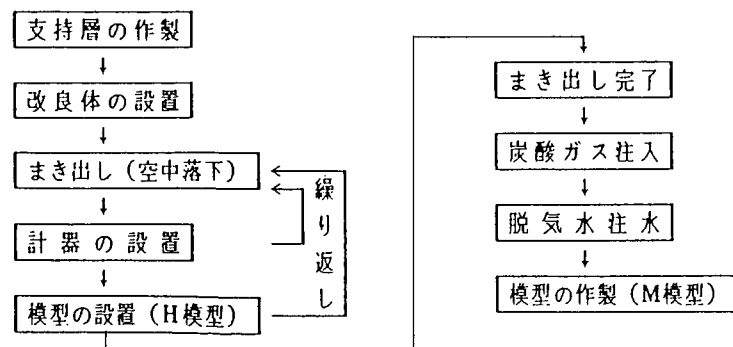


図 4.3.3 模型地盤作製フロー

(2) 加振方法

実験は、結果が比較しやすいように、(S-1, S-4), (H-1, H-2), (M-1, M-2), (B)という組み合わせで振動台に2個の土槽を設置し、同時に加振した。加振条件を表-4.3.3に示す。入力波形は、模型地盤の非液化化時の基本的動特性を把握するためのランダム波と、液化化について検討するための振動数5Hz, 波数20波の正弦波である。

ここで、各実験の適切な加振振幅を求めるために、S模型について処女地盤を2度作製し、加振振幅を変えた試験を実施した。設定目標は、S-1模型において10波前後で液化化することである。その結果、S-1模型、151gal入力時において、設定目標の繰り返し回数で液化化したことにより、入力加速度150galを各実験の1回目の加振振幅とした。

この結果をもとに、各実験では加速度振幅150galで最初に加振を行なった後、破壊状態が明瞭に現われるまでステージ的に振幅を増大させていった。表-4.3.4に各実験ケースで行なった正弦波入力での振動台加速度振幅を示す。

表 4.3.3 加 振 条 件

入 力 波 形	周波数特性	加振時間	最大加速度振幅
ランダム波	5Hz~15Hz	10sec	20gal
正 弦 波	5Hz	4sec	表-4.3.4 参照

表 4.3.4 加振ステップ一覧表

実験番号	模型番号	加振番号	最大振幅(gal)
1	S-1,4	S-①	151
	S-1,4	S-②	185
	S-1,4	S-③	243
1'	S-1',4'	S'-①	209
	S-1',4'	S'-②	282
2	H-1,2	H-①	149
	H-1,2	H-②	244
	H-1,2	H-③	345
	H-1,2	H-④	241
3	M-1,2	M-①	157
	M-1,2	M-②	257
	M-1,2	M-③	360
	M-1,2	M-④	476
4	B	B-①	47
	B	B-②	150
	B	B-③	244
	B	B-④	251

4.3.4 実験結果

(1) 模型地盤の物性

各実験での模型地盤の密度を表-4.3.5に示す。S-4模型，S-4'模型を除き，ほぼ予定した相対密度 D_r （50%～70%）が得られている。

次に模型地盤の基本的動特性として，S-1模型のランダム波入力において求められた地表面の伝達関数を図-4.3.4に示す。模型地盤の基本振動数 f_0 は62.6Hzであり，SH波の重複反射理論より求められるせん断波速度 V_s は約100 m/secとなる。また，板たたきによるS波検層では，せん断波速度 V_s は95 m/secであった。

表 4.3.5 模型地盤の密度算出結果

凡例：（ ）内は支持層部

実験番号	模型番号	模 型 地 盤 の 体 積 と 重 量				乾 燥 密 度 ρ_d (tf/m ³)	飽 和 密 度 ρ_t (tf/m ³)	相 対 密 度 Dr(%)	間 隙 比 e
		砂 層		支 持 層					
		体積 (m ³)	重量(tf)	体積 (m ³)	重量(tf)				
1	S - 1	0.676	1.044	0.156	0.311	1.545 (1.994)	1.958	66.2	0.704
	S - 4	0.530	0.791	0.153	0.315	1.491 (2.064)	1.925	46.9	0.766
1'	S - 1'	0.679	1.068	0.167	0.330	1.574 (1.984)	1.976	76.0	0.673
	S - 4'	0.526	0.783	0.164	0.330	1.487 (2.010)	1.922	45.4	0.771
2	H - 1	0.614	0.970	0.164	0.330	1.578 (2.010)	1.978	77.3	0.669
	H - 2	0.550	0.856	0.166	0.330	1.556 (1.990)	1.965	69.9	0.692
3	M - 1	0.678	1.052	0.167	0.280	1.551 (1.673)	1.962 (2.037)	68.2 (106.8)	0.698 (0.574)
	M - 2	0.460	0.706	0.141	0.230	1.535 (1.630)	1.952 (2.011)	62.7 (93.9)	0.715 (0.615)
4	B	0.573	0.880	0.158	0.250	1.536 (1.586)	1.953 (1.984)	63.1 (79.9)	0.714 (0.660)

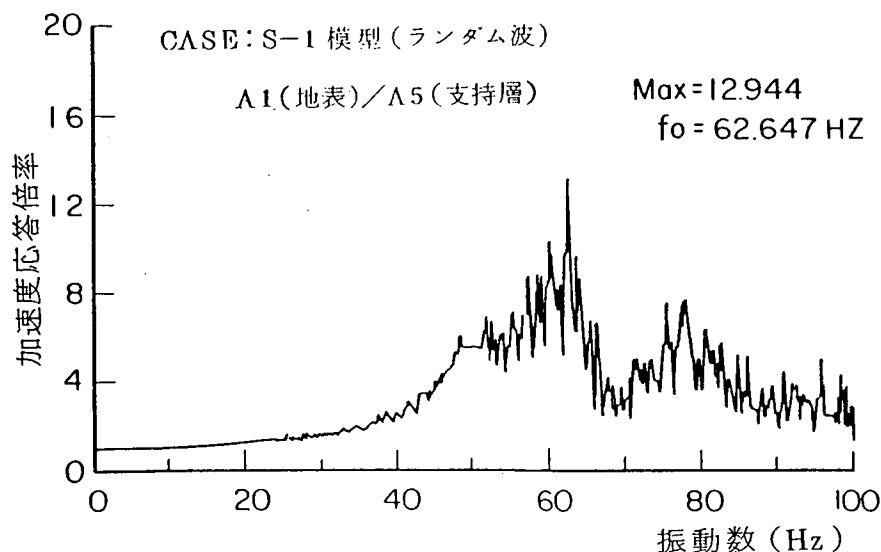


図 4.3.4 模型地盤の応答倍率

(2) S 模型について

最大過剰間隙水圧と格子間隔の関係の代表例として、S-1 模型、S-4 模型に 185gal を入力した時の深度 20cm における結果を図-4.3.5 に示す。なお最大過剰間隙水圧とは、全加振時間中の最大値をいい、(3)、(4)、(5)で検討する H、M、B 模型についても同様とする。

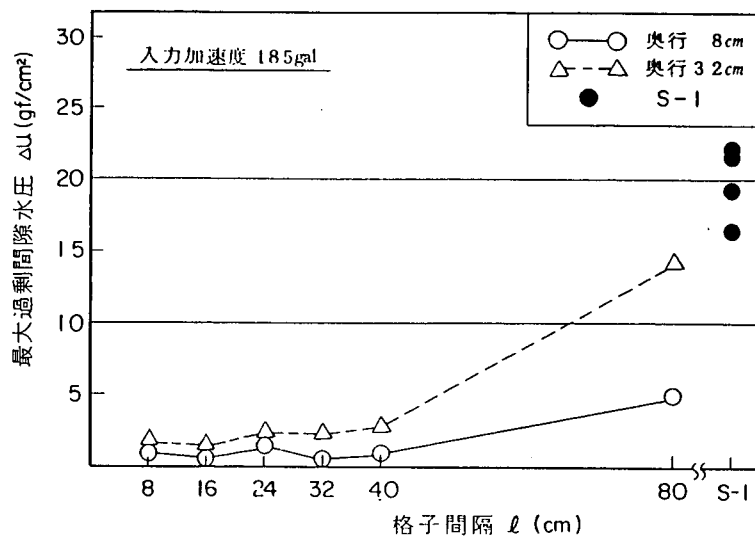


図 4.3.5 過剰間隙水圧と格子間隔の関係

S-4 模型の格子状改良体の内部地盤では、全て S-1 模型、すなわち、自由地盤より最大過剰間隙水圧 Δu は小さな値となっている。そして、格子間隔 l が小さくなるとともに、最大過剰間隙水圧 Δu も小さくなる傾向にある。また加振方向（長手方向）と同様に、実線と破線の差で表される加振直角方向（奥行方向）の効果についても、格子状改良体が過剰間隙水圧の上昇を抑える効果は明瞭にみられる。

次に入力加速度 282gal，深度 20cm の結果を図-4.3.6 に示す。図-4.3.5 の結果と同様に、 l が

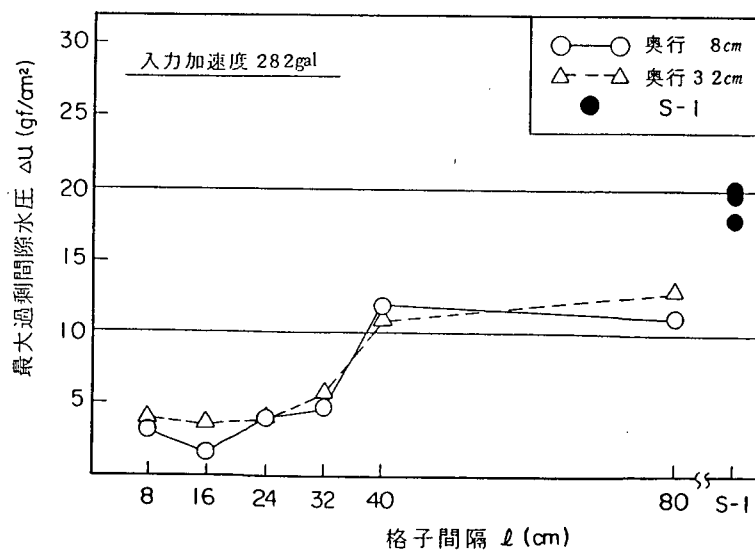


図 4.3.6 過剰間隙水圧と格子間隔の関係

小さいほど最大過剰間隙水圧の上昇は小さくなっている。しかし、加振直角方向の格子間隔の効果については有意な差はみられない。

ここで、S-4 模型の各格子内の地表面で測定された最大加速度と格子間隔の関係の代表例として、入力加速度 185gal の結果を図-4.3.7 に示す。最大加速度と格子間隔の関係は、図-4.3.5. と図-4.3.6 に示す最大過剰間隙水圧と格子間隔の関係と同様で、最大加速度は格子間隔が広がるに伴ない増大する傾向にある。

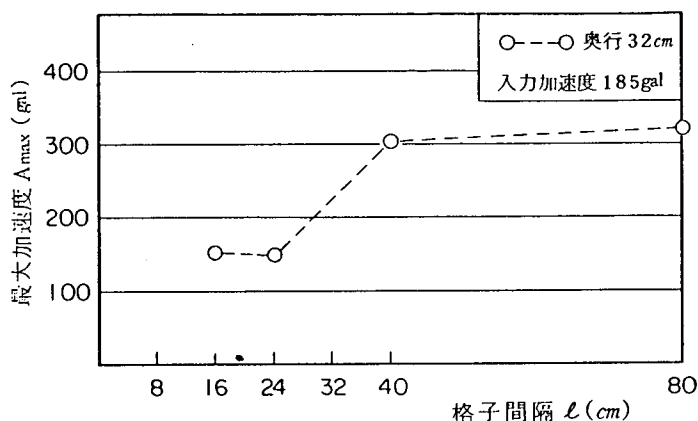


図 4.3.7 最大加速度と格子間隔の関係

(3) H 模型について

H-1 模型, H-2 模型における最大過剰間隙水圧, ならびに完全液状化 (過剰間隙水圧と初期有効土被り圧が等しくなる) に至るまでの繰り返し回数の分布の代表例として, 149gal 入力時の結果を図-4.3.8 と図-4.3.9 に示す。

改良幅の違い (H-1 模型は改良幅 4cm, H-2 模型は改良幅 28cm) に注目する。掘割底部に作用する水圧 (P2 ~ P4), ならびに改良体に囲まれた掘割模型直下の過剰間隙水圧 (P5) の値が, H-2 模型では H-1 模型の 0.7 ~ 0.8 倍であり, 改良幅が広いことにより過剰間隙水圧は小さな値となったと考えることができる。また完全液状化に至るまでの繰り返し回数についても, H-2 模型は H-1 模型の 2 倍程度の回数を示しており, 過剰間隙水圧の上昇が遅くなっている。

掘割模型の浮上がり量については, 149gal 入力時において, H-1 模型, H-2 模型とも 1mm 程度の浮き上がり量しか生じておらず, 模型振動実験 (その 1) の改良体がない場合と比較してかなり小さな値を示している。

次に, 改良体に作用する土圧 (初期土圧からの増加分) について検討する。

H-1 模型, H-2 模型について, 改良体に作用する土圧の最大値の深度分布として, 入力加速度 149gal と 345gal の結果を図-4.3.10, 図-4.3.11 に示す。ここで, 任意の深度 z における初期の全土圧 P_0 , 完全液状化時の全土圧 P_1 は式 (4.3.1), 式 (4.3.2) で表される。

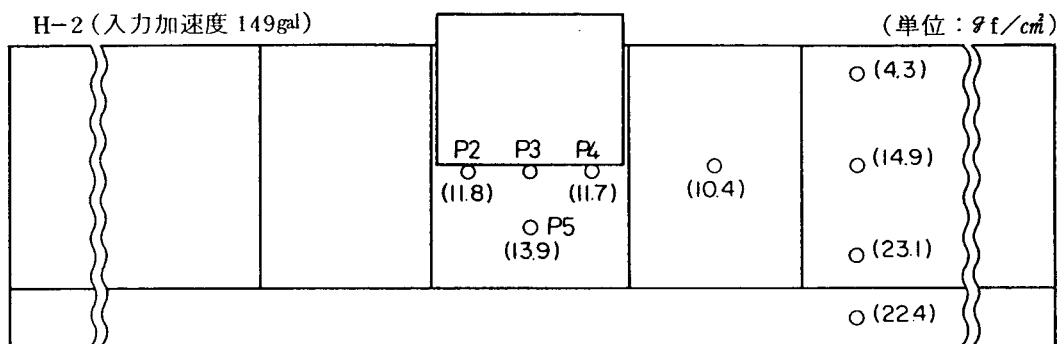
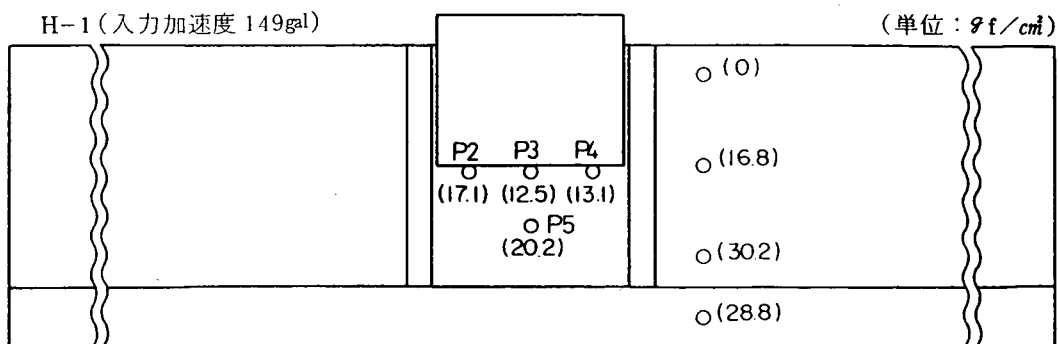


図 4.3.8 最大過剰間隙水圧の分布

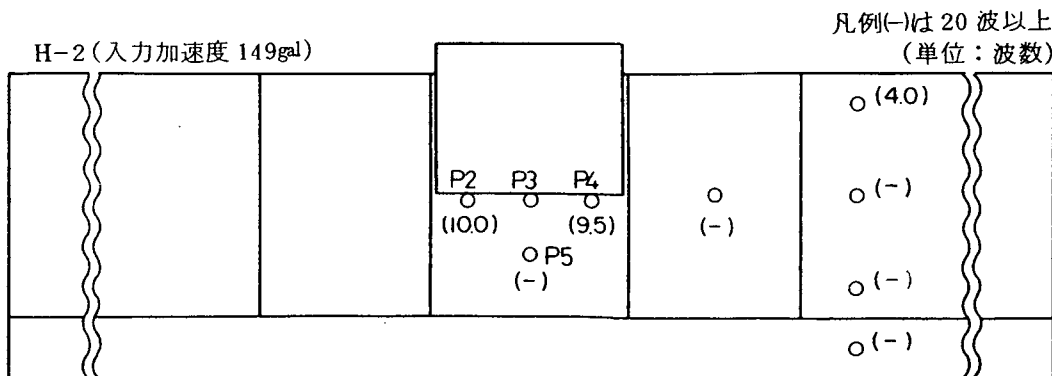
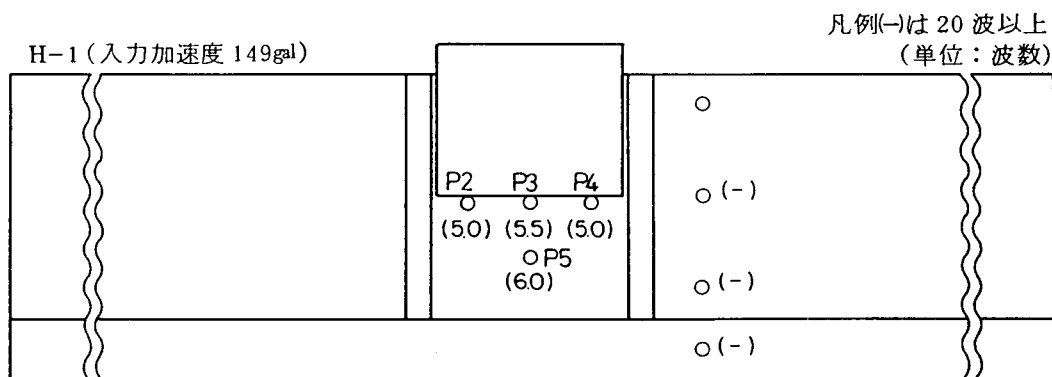


図 4.3.9 液状化に至る繰返し回数の分布

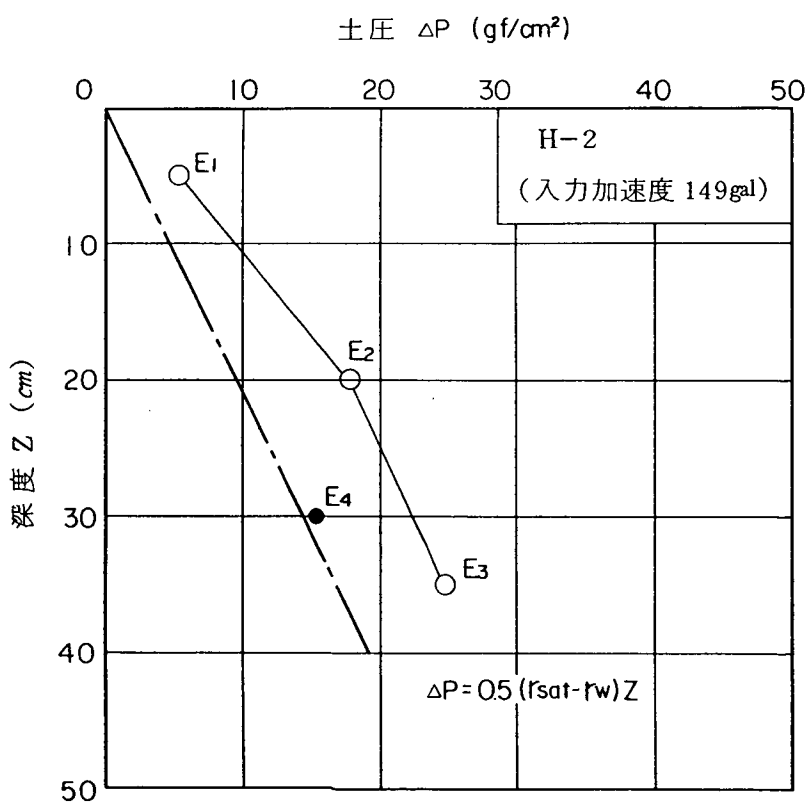
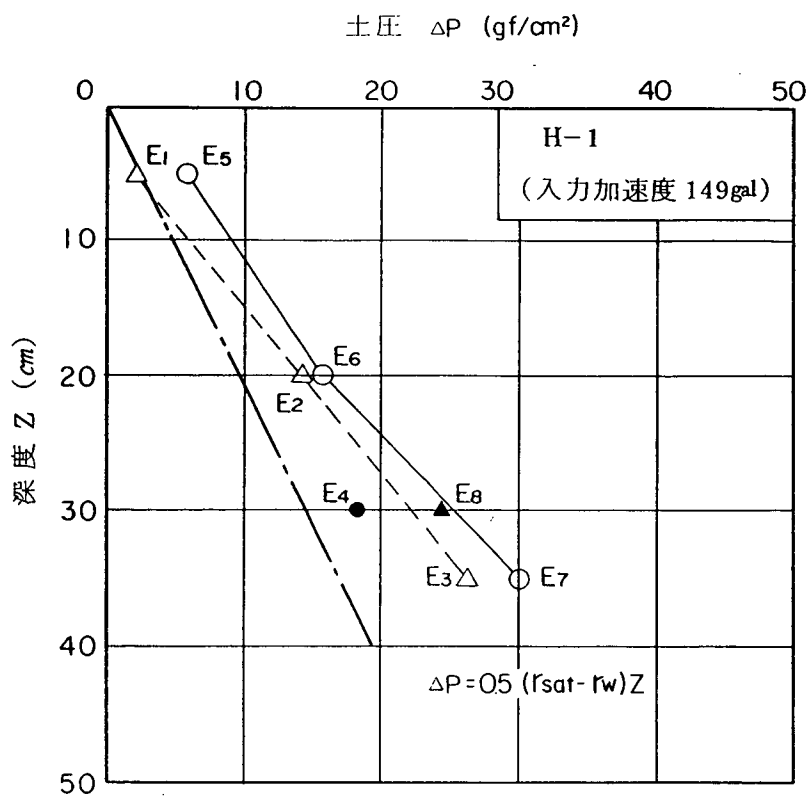


図 4.3.10 最大土圧の深度分布 (入力加速度 149 gal)

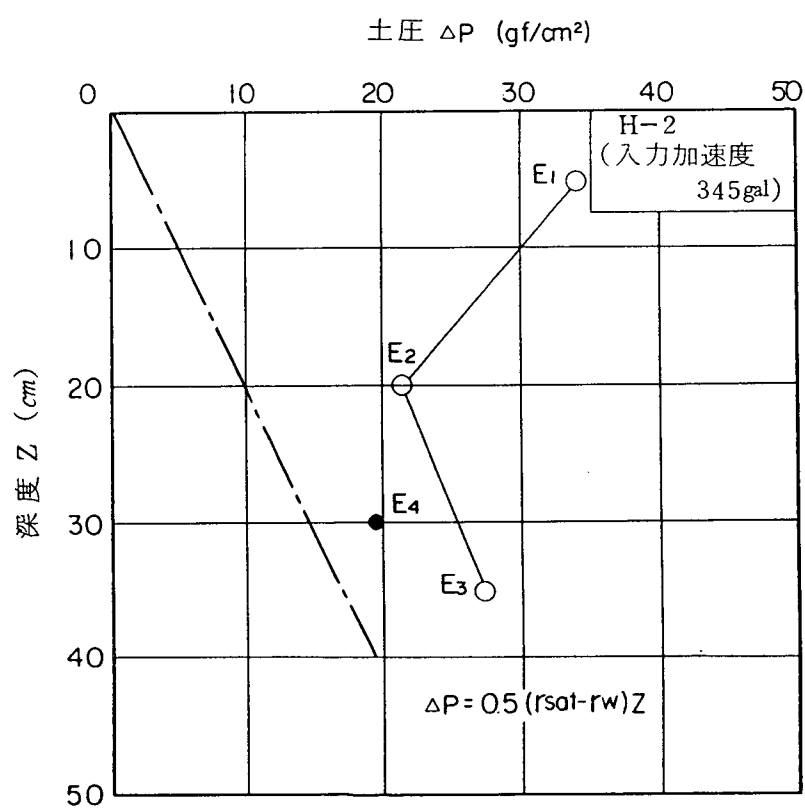
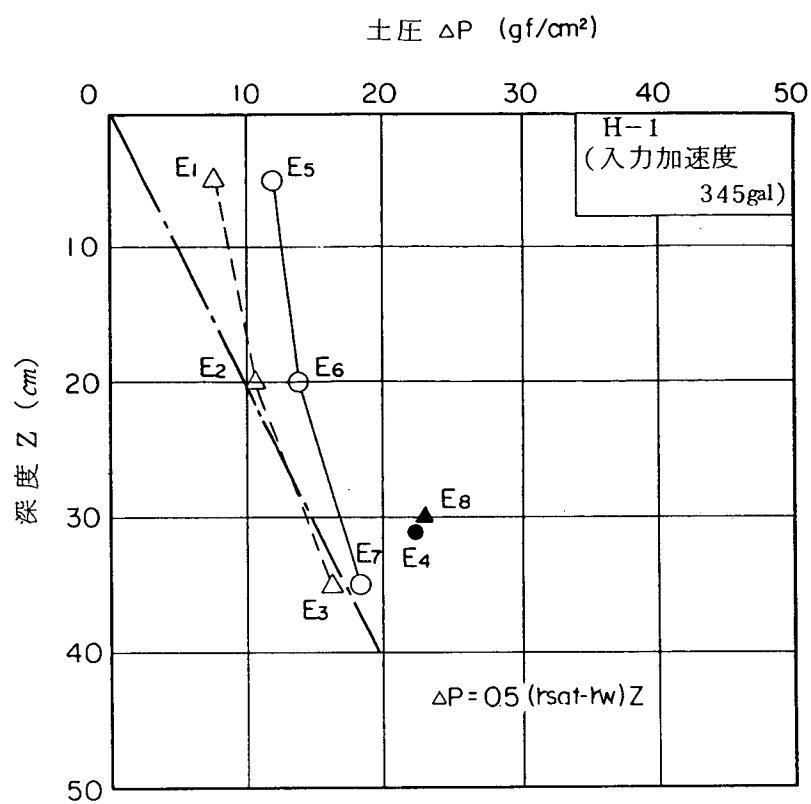


図 4.3.11 最大土圧の深度分布 (入力加速度 345 gal)

$$P_0 = r_w Z + K_0 (r_{sat} - r_w) Z \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$P_1 = r_{sat} Z \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに、 r_{sat} ; 地盤の飽和単位体積重量

r_w ; 水の単位体積重量

K_0 ; 静止土圧係数

Z ; 深度

したがって、完全液状化時には、式(4.3.3)に示す全土圧増分 Δp が存在する。

$$\begin{aligned} \Delta P &= P_1 - P_0 \\ &= (1 - K_0) (r_{sat} - r_w) Z \quad \dots\dots\dots (4.3.3) \end{aligned}$$

そこで、 $K_0 = 0.5$ と仮定した場合の ΔP の分布を図中に鎖線で示す。

図-4.3.10から、改良体に作用する土圧はH-1、H-2模型共に三角形分布を示し、さらに、その値に大きな差がみられないことがわかる。しかし、図-4.3.11に示すように、入力加速度が大きくなるとH-2模型の土圧値はH-1模型に比べて大きな値を示す様になる。また、その分布形状についても、図-4.3.10の三角形分布とは異なる。測定値と図中の鎖線との差を全土圧の動的増分とよぶことにすれば、地表面に近づくに従い動的増分は大きくなっている。このような傾向は、改良幅の広いH-2模型において明瞭にみられる。

ここで、改良体の頂部と底部で測定された最大加速度応答値の比について検討する。149gal 入力時では、H-1模型で1.41倍、H-2模型で1.09倍に増幅されている。また345gal 入力時には、H-1模型で1.16倍、H-2模型で0.8倍に増幅されている。このように、入力加速度が大きくなるに伴ないH-1模型とH-2模型の改良体の挙動は、図-4.3.10、図-4.3.11に示す土圧値や分布形状と密接な関係があると思われる。

(4) M模型について

M模型については、改良体を設置したM-2模型における過剰間隙水圧、ならびに改良体に作用する土圧について検討するものとし、M-1、M-2両模型での比較は、破壊パターンについてのみおこなう。M-1模型の過剰間隙水圧等は、以下の理由から言及しないことにした。

M-1模型では、模型地盤作製の都合上、下部からの脱気水注水が不可能となったために土槽側部からの注水を行なった。従って、M-1模型地盤の飽和度については、M-2模型と異なる可能性があり、実際、M-1模型での過剰間隙水圧がかなり小さな値を示していることから、M-1模型とM-2模型の結果を比較して改良体による液状化防止効果を検討するには疑問があるからである。

M-2模型における最大過剰間隙水圧の分布の代表例として、入力加速度157galと360galの結果を図-4.3.12に示す。ここで、改良体で囲まれた盛土直下の地盤と、改良体と土槽壁で囲まれた地盤における最大過剰間隙水圧の値を比較する。完全液状化に至っていない入力加速度157galの場合には、盛土直下の地盤での過剰間隙水圧P1～P3およびP5の値は、盛土から離れた自由地盤P14より小さな値となっている。これは、盛土の上載圧により間隙水圧の上昇が抑えられたものと推定する。

それに対して、完全液状化した入力加速度360galにおいては、盛土直下の地盤の最大過剰間隙水

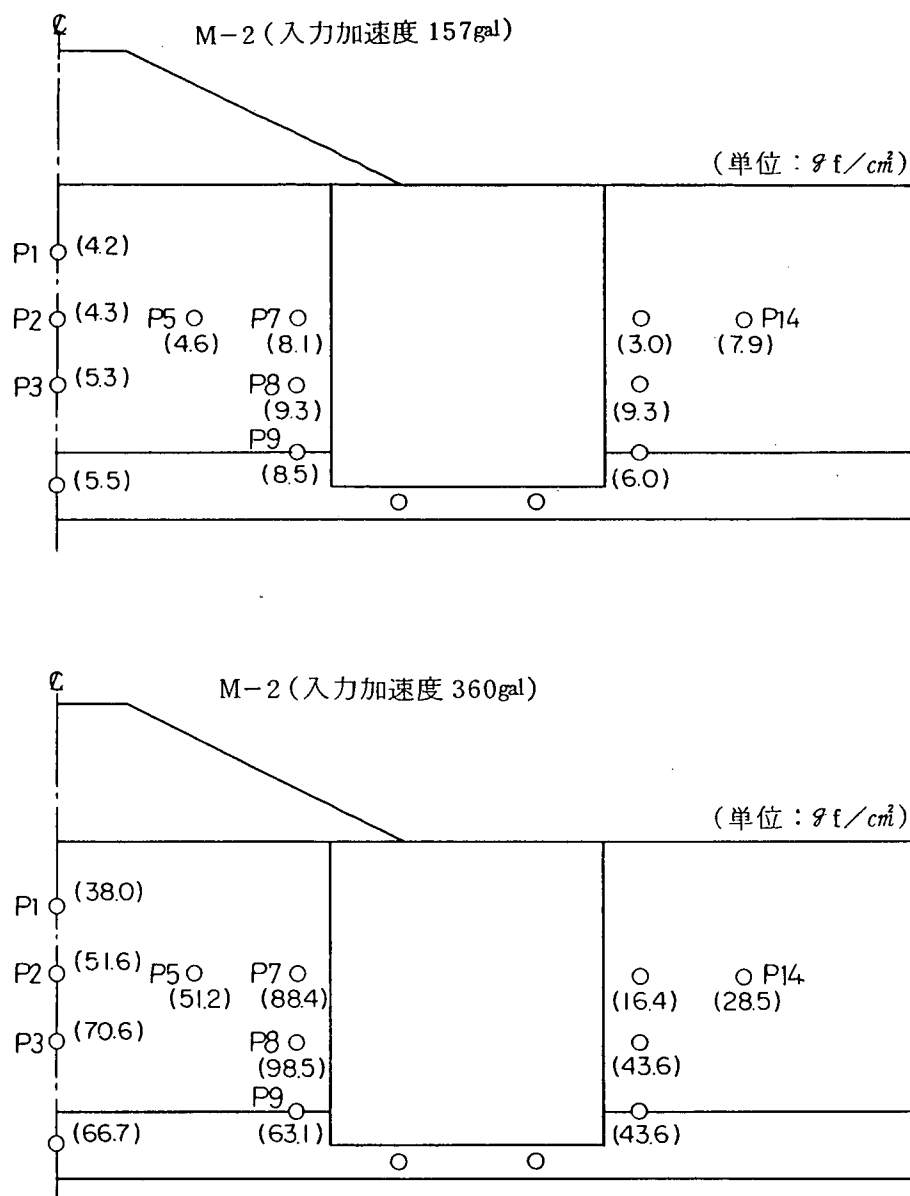


図 4.3.12 最大過剰間隙水圧の分布

圧は、自由地盤より大きな値となっており、特に改良体近傍 P 7 ～ P 9 においては、有効上載圧を上まわる大きな値を示しているのが特徴的である。

次に、157 gal 入力時と 360 gal 入力時の改良体壁面と底面で測定された土圧分布を図－ 4.3.13 に示す。参考として、図－ 4.3.10 と同様に ΔP の分布を鎖線で示している。

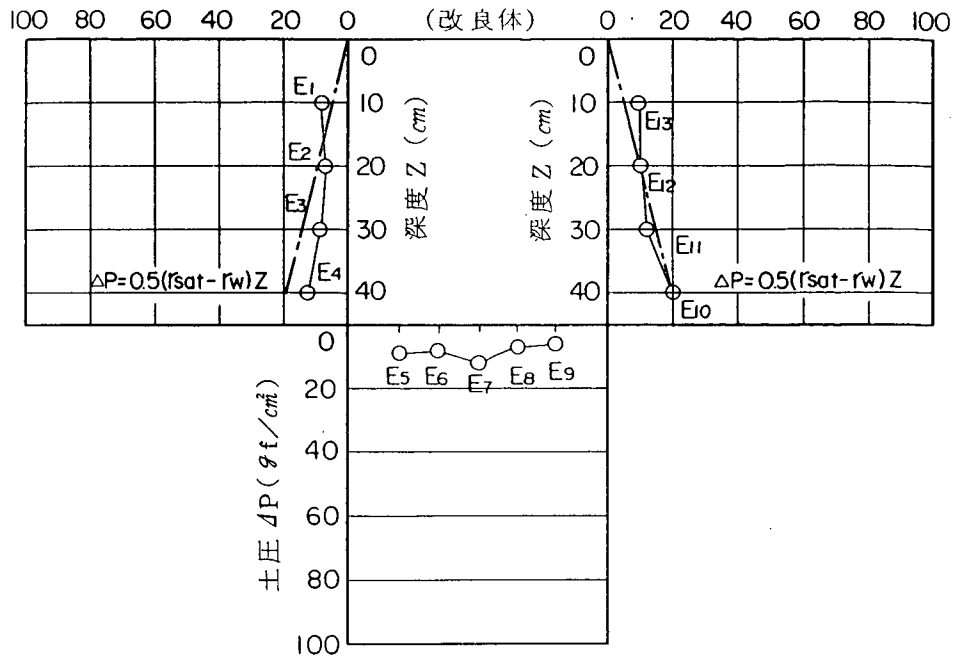
157 gal 入力時においては、改良体両側面に作用する土圧値に大きな差はみられない。一方、360 gal 入力時においては、改良体両側面に作用する土圧値はかなり異なり、同一深度で比較して、盛土側は外側の 2 倍程度の値を示している。

次に、盛土体の破壊パターンについて検討する。入力加速度 476 gal の最終加振終了時に、両模型で見られた破壊状況のスケッチを図－ 4.3.14 に示す。

M-2 (入力加速度 157gal)

土圧 ΔP (gf/cm²)

土圧 ΔP (gf/cm²)



M-2 (入力加速度 360gal)

土圧 ΔP (gf/cm²)

土圧 ΔP (gf/cm²)

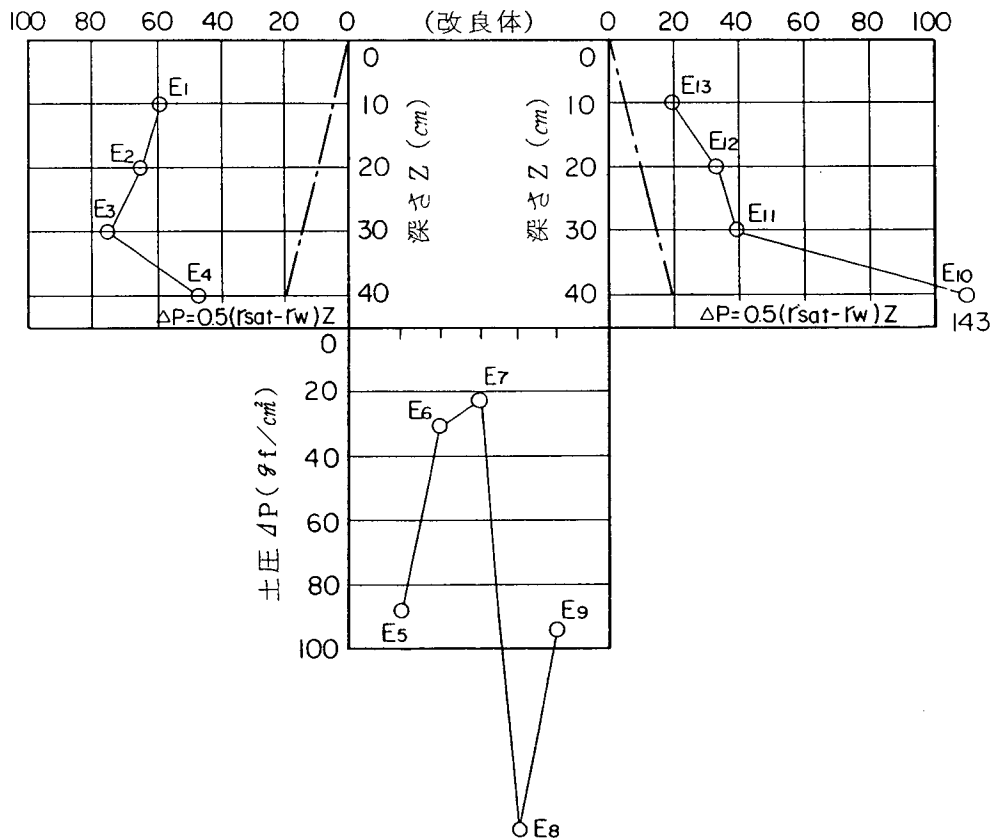


図 4.3.13 改良体に作用する土圧分布

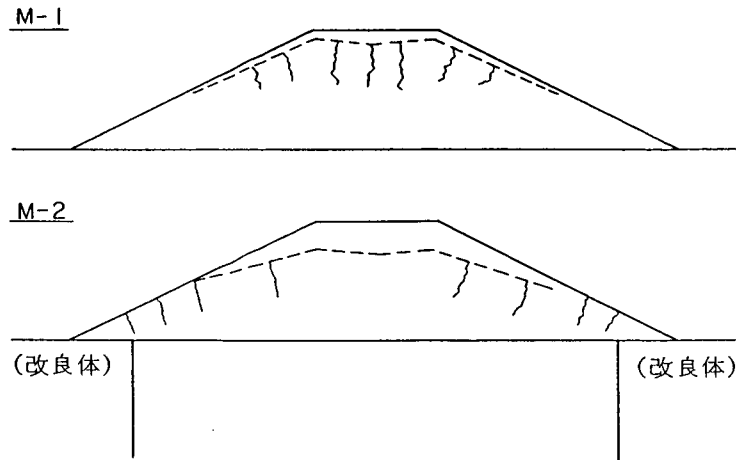


図 4. 3.14 盛土部の破壊パターン

入力加速度を 476gal までテージ増加した加振の過程で、M-1 模型では、最初天端に亀裂が生じ、天端付近から法部中央にかけて亀裂が集中した。それに対して、M-2 模型では、最初改良体の設置してある法尻において亀裂が生じ、天端方向に向って亀裂数が増加したが、天端には大きな亀裂は生じなかった。

このように、M-2 模型と M-1 模型の破壊パターンが異なったのは、改良体の拘束効果によるものと考えられる。

(5) B 模型について

B 模型における最大過剰間隙水圧の深度分布の代表例として、150gal 入力時と 244gal 入力時の結果を図-4.3.15に示す。測点の位置は、図-4.3.1に示す B 模型における P1～P8 である。図中の鎖線は、模型地盤の単位体積重量から推定した初期有効土被り圧 σ_v' の深度分布である。

改良体近傍 P5～P8 と改良体から離れた点 P1～P4 とを比較すると、同一深度において改良体近傍のほうが大きな過剰間隙水圧が生じていることがわかる。

次に、150gal 入力時と 244gal 入力時の改良体に作用する最大土圧の分布を図-4.3.16に示す。図中の鎖線は、図-4.3.10と同様に ΔP の深度分布である。

図-4.3.15の最大過剰間隙水圧の分布から、150gal 入力時は土槽内の限られた領域が液状化した状態、244gal 入力時はほぼ全層が液状化した状態での土圧分布に相当する。したがって、改良体に作用する土圧ならびに分布形状を整理すると、入力加速度の増加により液状化領域が広がるに伴ない全土圧値は大きくなり、また深度方向の分布も直線的な分布から台形状の分布に移行する。

そこで、改良体近傍 P5～P8 の過剰間隙水圧値の時刻歴での包絡線（最大値側）より各深度での間隙水圧比（ $\Delta u / \sigma_v'$ ）を計算し、等しい間隙水圧比における全土圧値（包絡線の最大値側）の深度分布を求めたものを図-4.3.17に示す。また、図中の鎖線は、図-4.3.10と同様に ΔP の深度分布である。改良体に作用する土圧は、間隙水圧比が大きくなるに伴ない次第に大きな値となり、深度方向の分布形状も間隙水圧比によって異なっている。

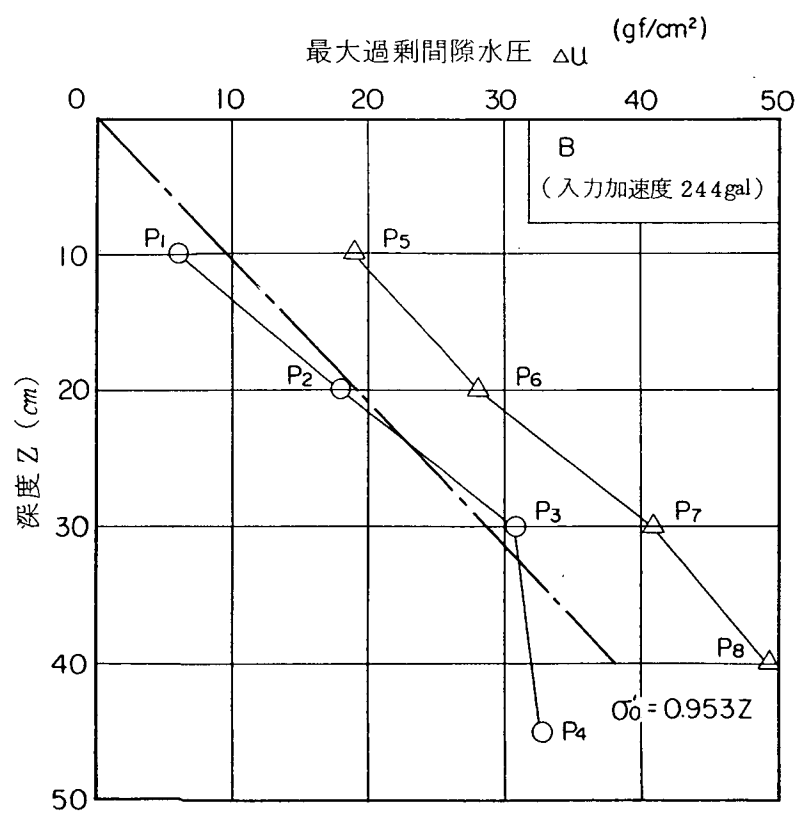
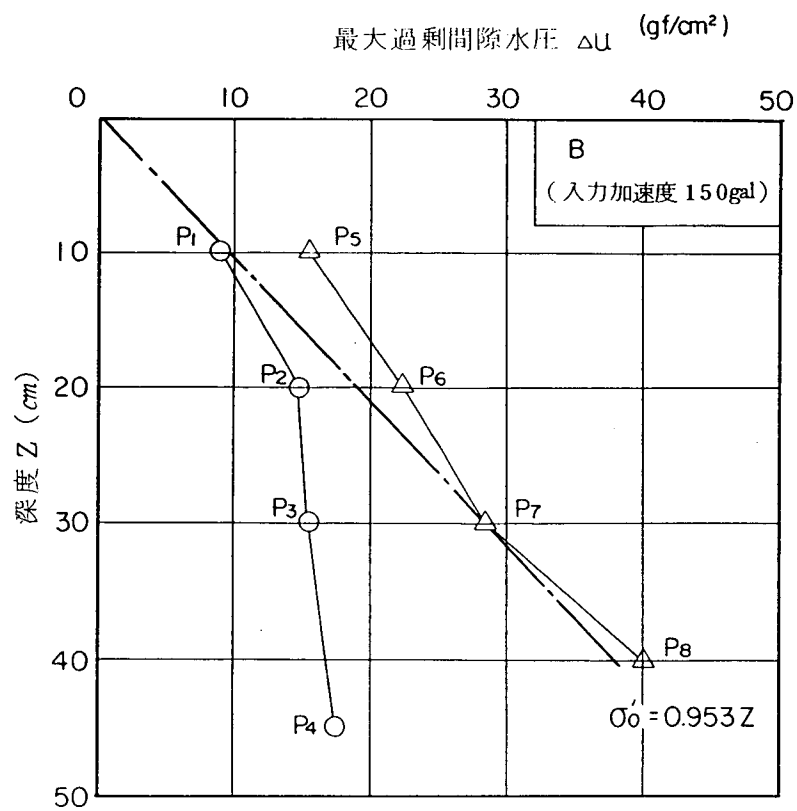
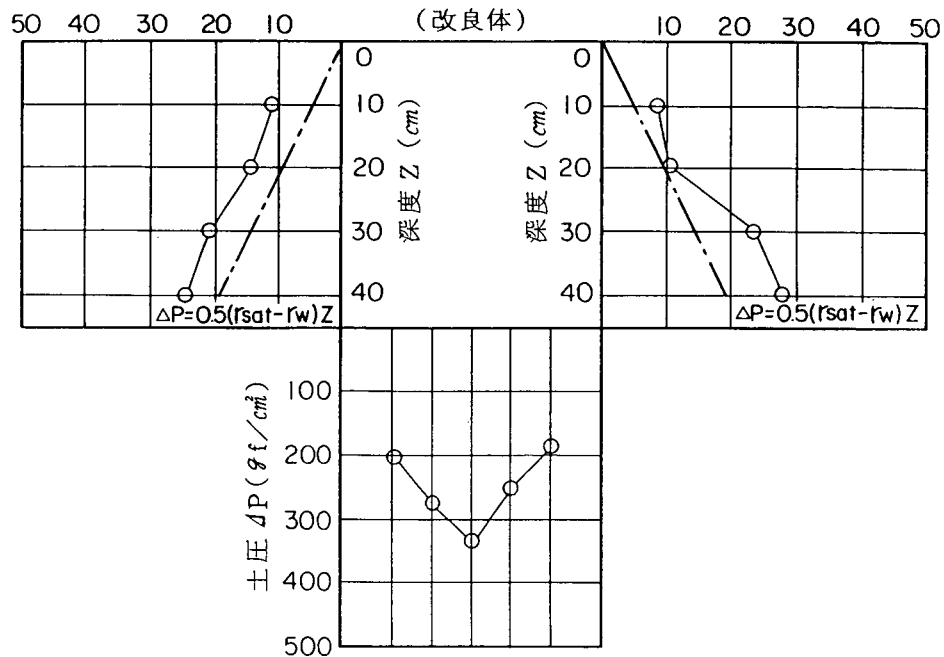


図 4.3.15 最大過剰間隙水圧の深度分布

B (入力加速度 150gal)

土圧 ΔP (gf/cm²)

土圧 ΔP (gf/cm²)



B (入力加速度 244gal)

土圧 ΔP (gf/cm²)

土圧 ΔP (gf/cm²)

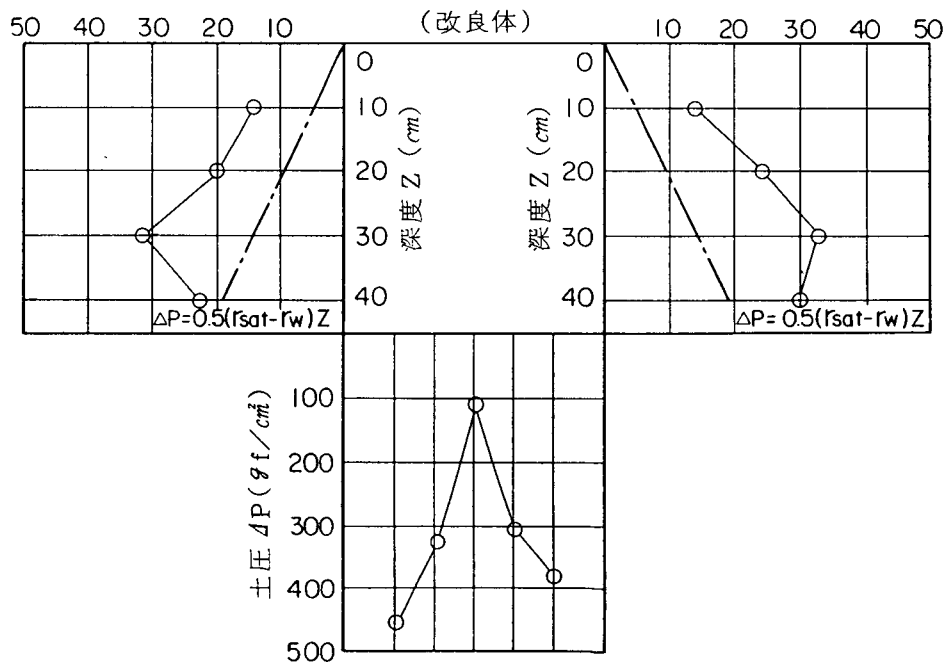


図 4.3.16 改良体に作用する土圧の分布

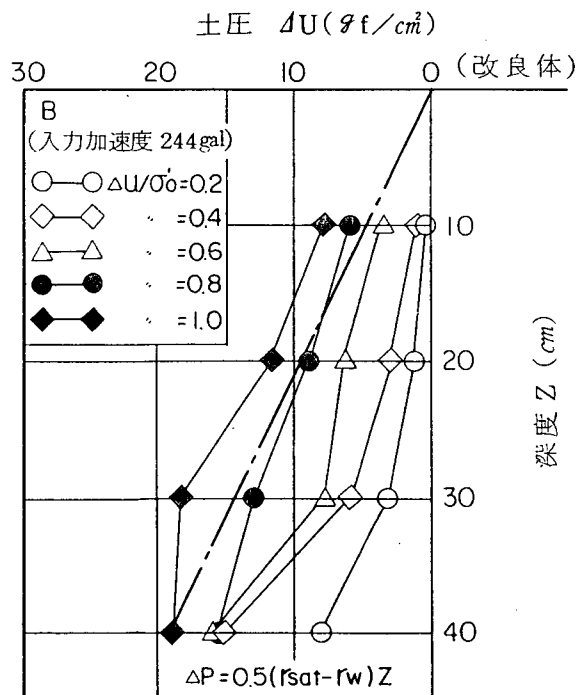
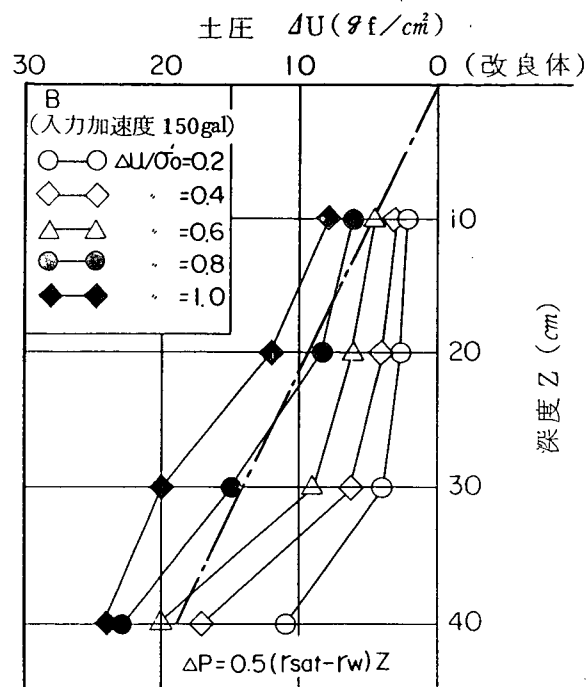


図 4.3.17 間隙水圧比と土圧値の関係

4.3.5 まとめ

耐震固化工法に関する模型振動実験（その２）により得られた結果をまとめると次の通りである

(1) 格子状改良体について

1. 格子状改良体による格子内地盤の液状化防止効果を検討した結果，加振方向，加振直角方向ともに格子間隔が狭いほど過剰間隙水圧の上昇を抑える効果が明瞭にみられる。
2. 入力加速度の増加に伴ない，加振直角方向の格子による液状化を抑える効果は減少する傾向がある。

(2) 掘割道路について

1. 改良幅の影響を，掘割底部に作用する水圧および改良体で囲まれた地盤内での過剰間隙水圧より評価すると，改良幅の広い場合は狭い場合の 0.7 ～ 0.8 倍になり，液状化を抑える効果が認められる。
2. 改良体に作用する全土圧は，小さな入力加速度レベルでは改良幅による違いがみられないが，入力加速度が増加するに伴ない，改良幅の広い改良体の方が大きな土圧値を示し，分布形状も地表部で大きな値となる傾向がある。
3. 両模型ともに，掘割模型の浮き上がりはほとんどみられない。このことより，掘割道路の両側に改良体を打設することで，液状化による浮き上がりは抑えられると思われる。

(3) 盛土について

1. 盛土の法尻に改良体を設置した場合と設置しない場合では盛土の破壊パターンが異なり，改良体の拘束効果の影響が認められる。

(4) 改良体本体について

1. 改良体に作用する全土圧は，間隙水圧比が大きくなるに伴ない次第に大きな値となり，深度方向の分布も間隙水圧比によって異なる形状を示す。

（大林組）

4.4 仮想実物大モデルの地震応答解析

4.4.1 目的

深層混合処理工法による地盤改良で砂地盤の液状化対策を行うばあい、地震動の方向のランダム性により格子形状をもった改良地盤とすることが液状化防止の観点から有効と考えられる。そのばあい、格子状改良地盤の格子内に残っている未改良砂の耐液状化性状を把握する必要がある、このため有限要素法による地震応答解析を実施した。解析のモデルには実際の改良地盤のディメンジョンをもたせ、仮想ではあるが実物大のモデルでの挙動を検討することを目的とした。

4.4.2 解析方法の概要

解析方法の概要をフローチャートにして図4.4.1に示す。軟弱な砂地盤の地震時における液状化の判定法には「道路橋示方書・V耐震設計編（昭和55年5月）」に示されたものを用いた。地震時の地盤内応力を求めるため三次元有限要素法による地震応答解析プログラム「TLUSH」（土木研究所の所有）を用いた。

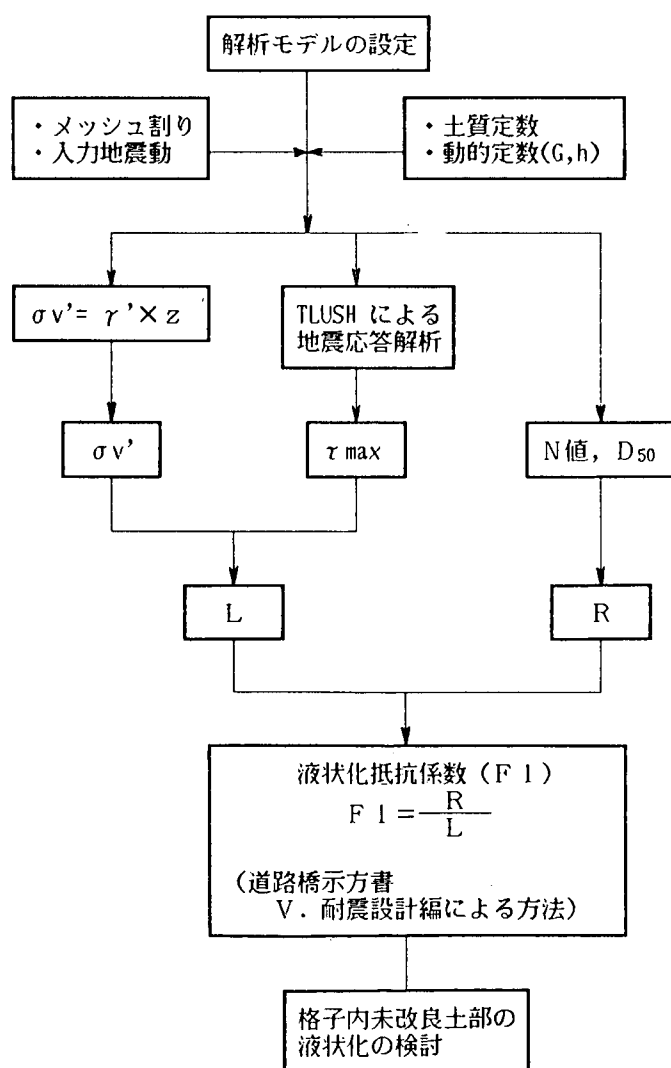


図 4.4.1 解析方法の概略フロー

4.4.3 入力地震動

解析に用いた入力地震動の周波数特性が異なるものとして、①八戸波（1968年5月16日・十勝沖地震の際八戸港の軟弱地盤上で観測された加速度波EW成分を、そのサイトでGL-9.5mまで戻したもの）、②大船渡波（1978年6月12日・宮城県沖地震の際大船渡港の露頭岩盤上で観測された加速度波EW成分）の二波を用いた。図4.4.2に入力地震動の加速度波形とそのフーリエスペクトルを示す。

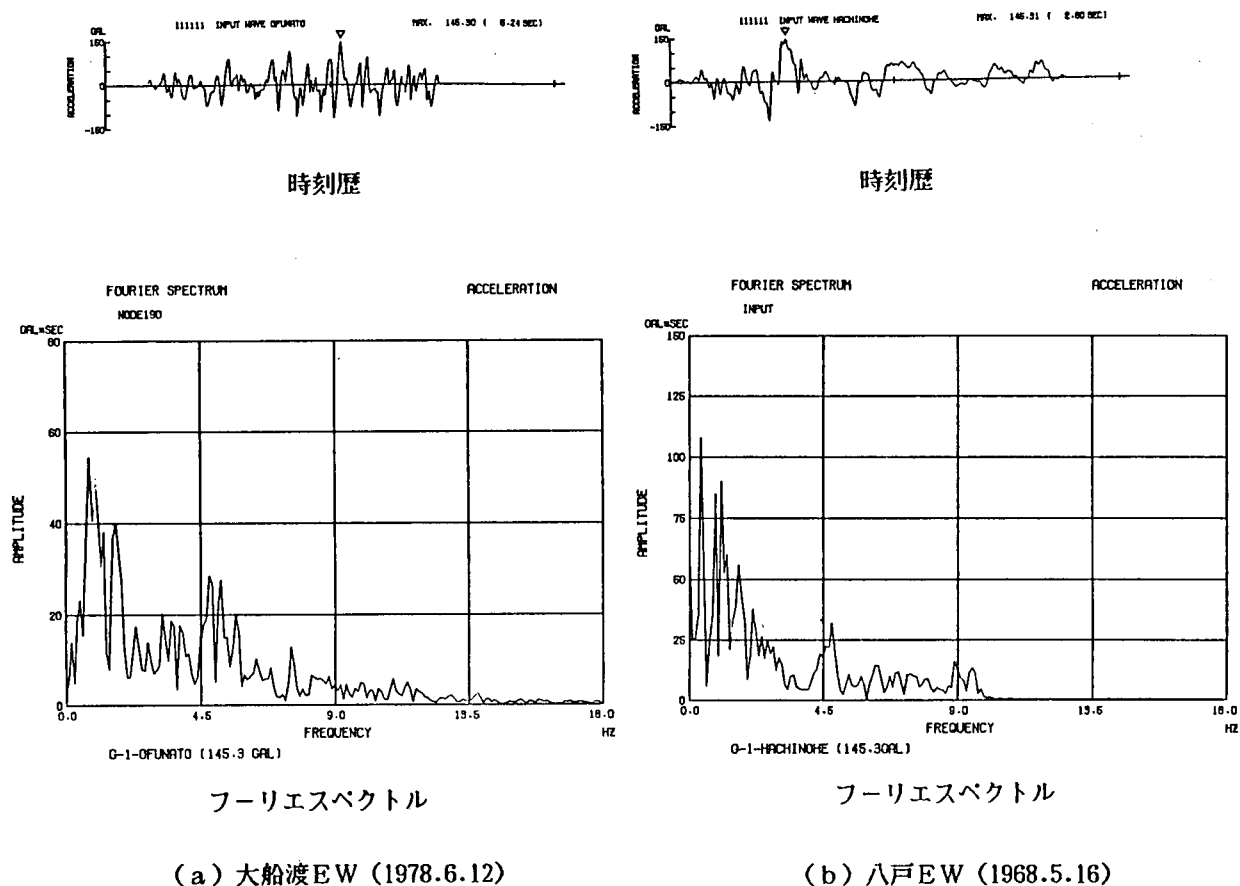


図4.4.2 入力地震動

4.4.4 解析に用いたモデル

(1) 解析に用いる地盤の土層構成のモデル

解析に用いる地盤の土層構成モデルとして図4.4.3に示す二つのタイプを設定した。液状化の可能性のある緩い砂地盤の層厚は10mとし、地下水位は砂地盤地表面とする。“岩盤モデル”は緩い砂層が堅い岩盤（入力基盤）のうえに載っているモデルである。“礫モデル”は緩い砂層の下に砂礫層があり、その下に堅い岩盤（入力基盤）があるモデルである。

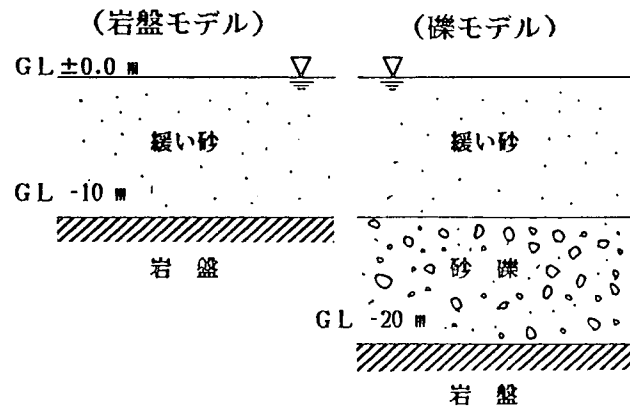


図 4. 4. 3 解析用地盤の土層構成

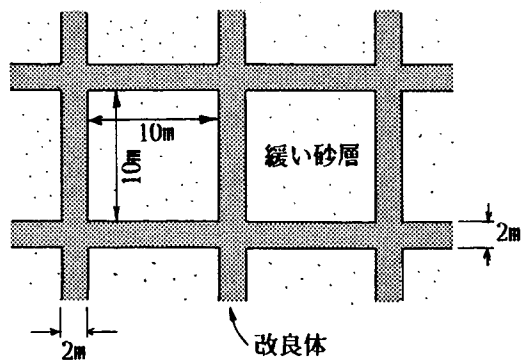
(2) 解析に用いる改良地盤のモデル

深層混合処理工法により地盤改良するのは図 4. 4. 3 の緩い砂層である。改良地盤の形は格子状を想定しており。改良地盤に上部工は載って無いものとする。図 4. 4. 4 に解析用に想定した改良地盤のモデルを示す。格子の内のり寸法は 3, 5, 10 m の三種類、改良体の厚さは 2 m とする。

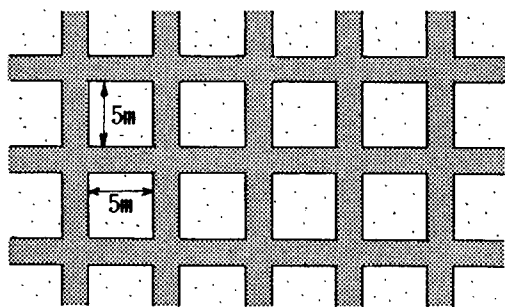
土層構成モデルと改良地盤モデルおよび入力地震動とを組み合わせた解析ケースの一覧表を表 4. 4. 1 に示す。

表 4. 4. 1 解析ケースの一覧

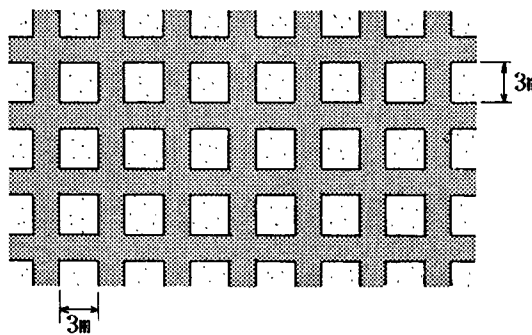
土層構成 モデル	改良地盤モデルの特徴	入力地震動	
		波 形	最大値
硬い岩盤上に 軟弱砂層が あるモデル	無改良 格子の内法寸法 = 10m " = 5m " = 3m	大船渡波	145.3 (gal)
	無改良 格子の内法寸法 = 10m " = 5m " = 3m	八戸波	
硬い岩盤上の 砂礫地盤上に 軟弱砂層が あるモデル	無改良 格子の内法寸法 = 10m " = 5m " = 3m	大船渡波	
	無改良 格子の内法寸法 = 10m " = 5m " = 3m	八戸波	



10m改良モデル

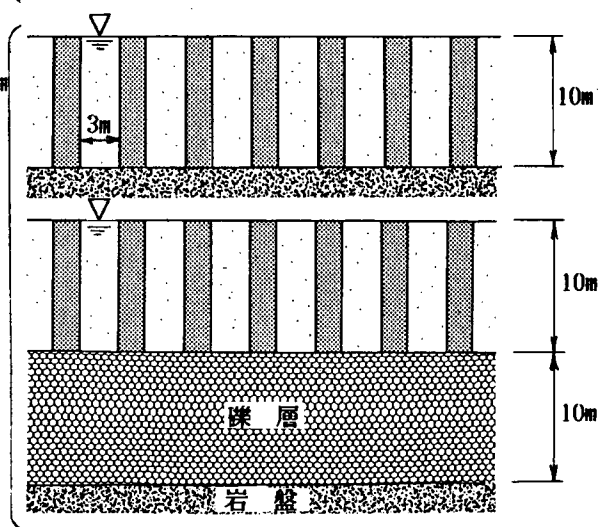
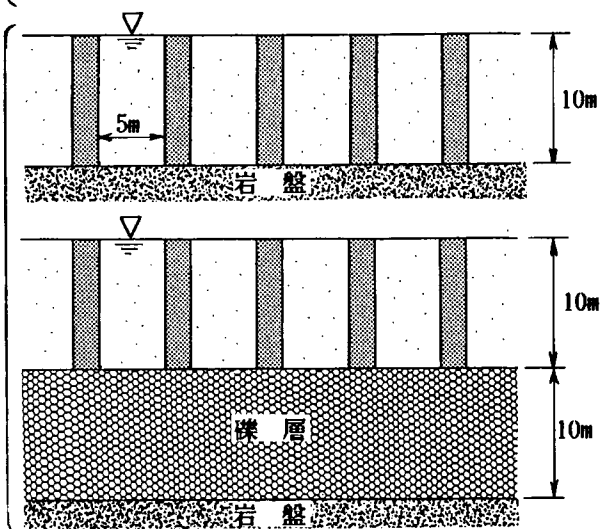
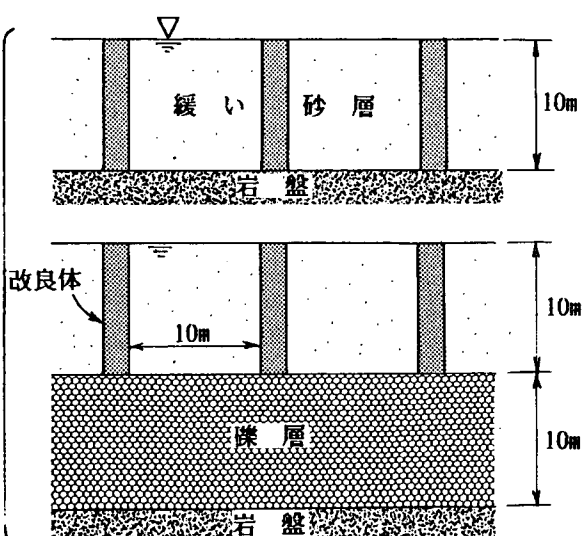


5m改良モデル



3m改良モデル

(a) 各モデルの平面



(b) モデルの立断面

図 4.4.4 解析用モデルの種類

(3) 解析に用いるメッシュ

三次元有限要素法による解析に用いるメッシュを組み立てるためのモデルと等価な有限要素モデルとしたかったが、計算機の制約により断念した。その代わりに図 4.4.5 の平面図－2 のように一つの格子のみを取り出してモデル化した。実際には同図中の加振方向、対称条件および後述の境界条件などから同図の平面図－3、断面図－1 および 2 のように 1/4 モデルとしたものを用いた。

解析に用いたメッシュ分割およびその境界条件を図 4.4.6－4.4.7 に示す。境界条件の設定にあたっては、あらかじめ立方体状のモデルおよび 1/4 モデルを用いて地震応答解析を行い、両者がほぼ同一の応答を示す境界条件を見だし、それを適用した。

(4) 解析に用いる定数

解析に用いる力学定数、等価せん断弾性係数 G_{eq} ・等価減衰定数 h_{eq} のせん断ひずみ r 依存曲線および砂地盤・礫地盤の最大せん断弾性係数 G_0 を表 4.4.2、図 4.4.8 および表 4.4.3 に示す。

表 4.4.3 の砂地盤の値は、標準貫入試験値 (N 値) が地表面で 0、深度 10m で 10 になるように相対密度 D_r の分布を設定し、次式により N 値、せん断波速度 V_s および G_0 を決定した。

$$\text{換算 N 値} = (D_r / 21)^2 \times (\sigma_v' / 10 + 0.7)$$

$$V_s = 80 \cdot (N \text{ 値})^{1/3}$$

$$G_0 = (r_t / g) \cdot V_s^2$$

ここに D_r : 相対密度 ($= 52.5\%$, 深度方向一定)

r_t : 単位体積重量 ($= 1.9 \text{ tf/m}^3$)

g : 重力加速度 ($= 9.8 \text{ m/sec}^2$)

礫地盤の値は深度 10m で N 値 25、20m で 40 と設定し、その間を直線分布と仮定して次式から決定した。

$$V_s = 87.8 \times N^{0.282}$$

$$G_0 = (r_t / g) \times V_s^2$$

(5) TLUSH の解析条件

三次元有限要素法による地震応答解析プログラム "TLUSH" を用いる際の解析条件を表 4.4.4 に示す。

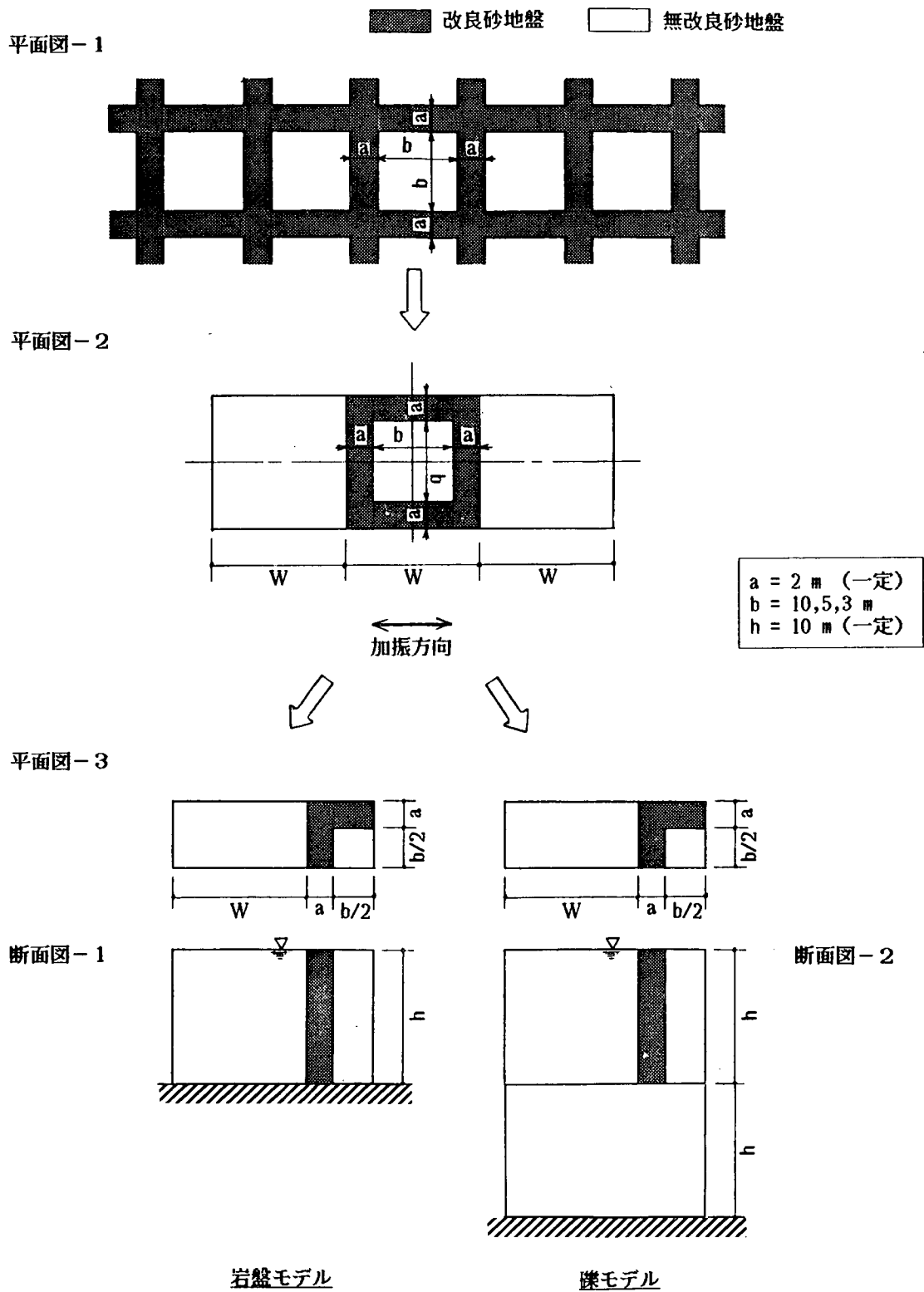
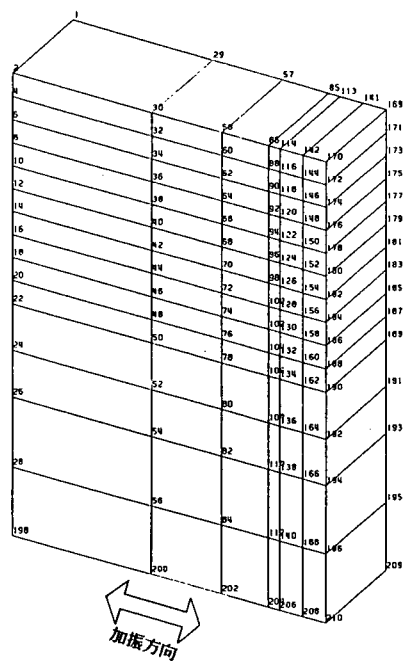
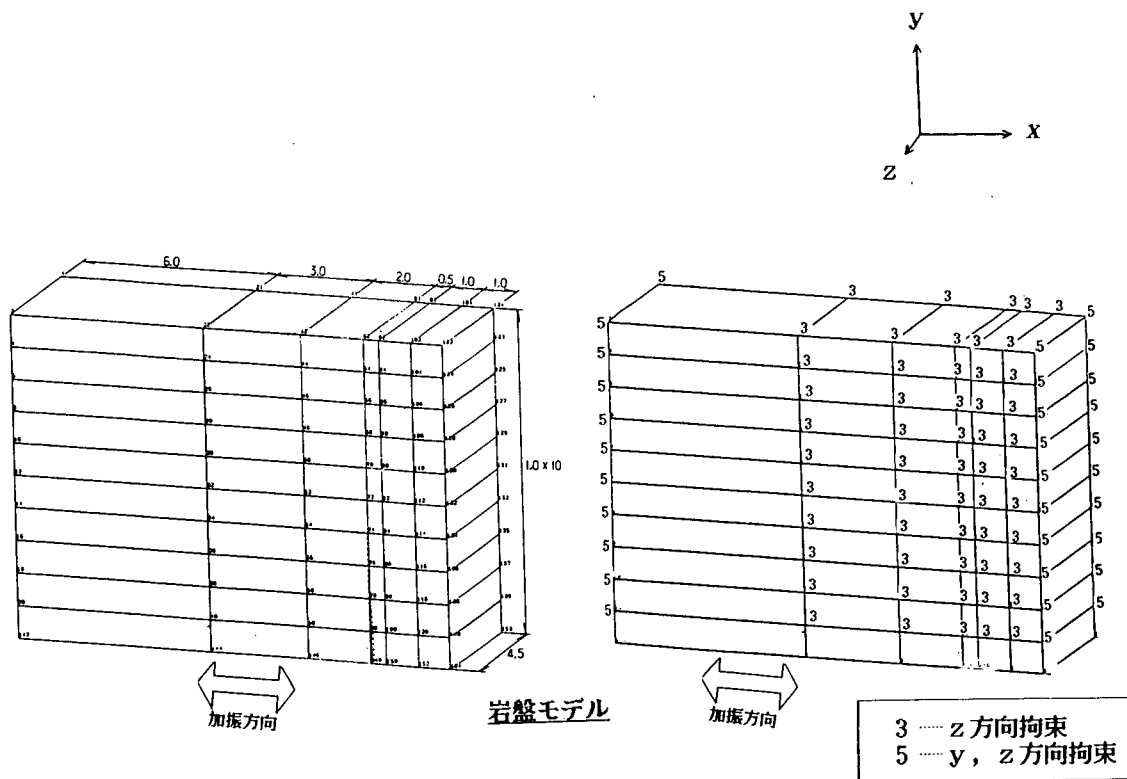


図 4. 4. 5 有限要素法による計算のモデル



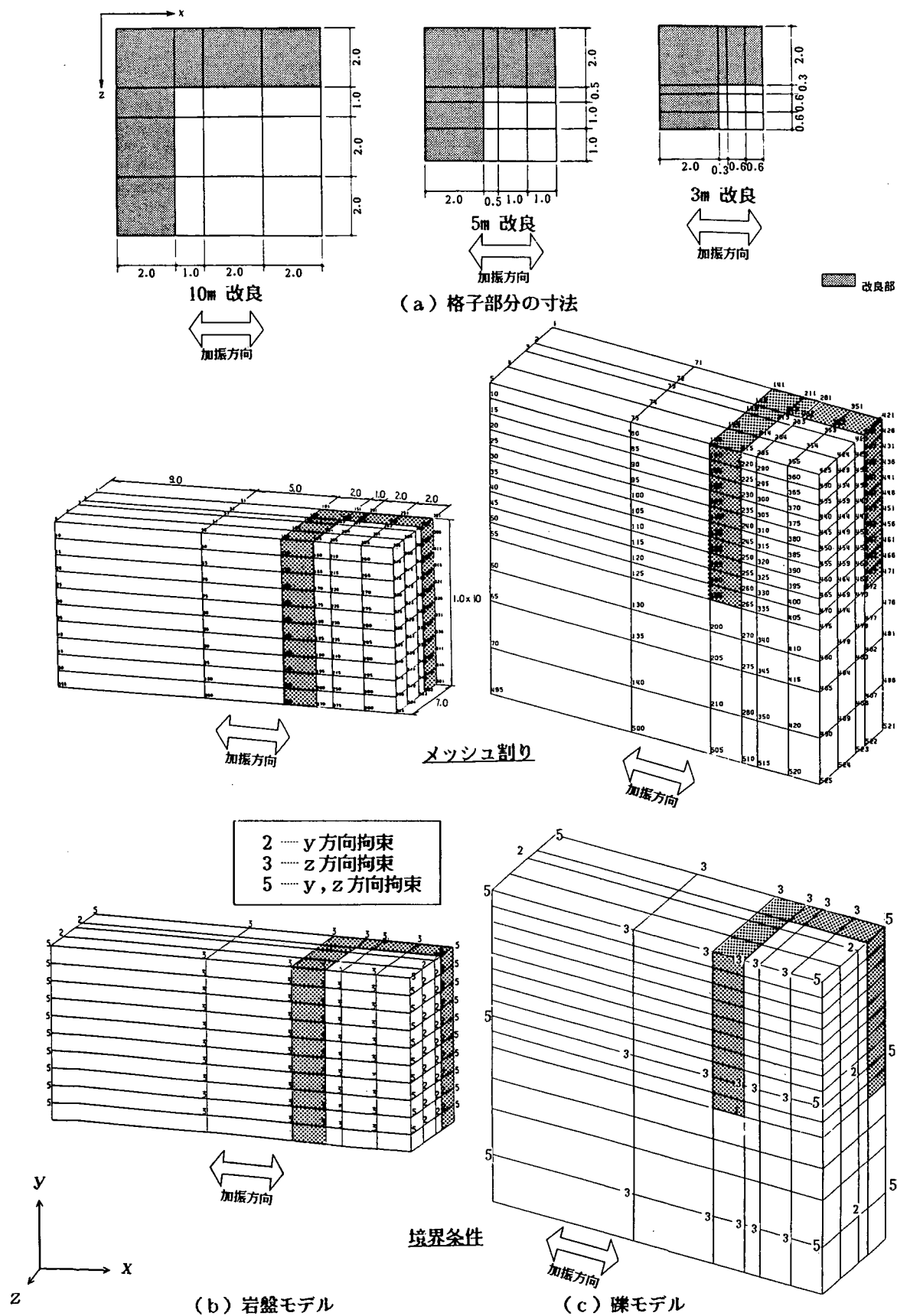


図 4. 4. 7 格子状改良モデルのメッシュ割りと境界条件

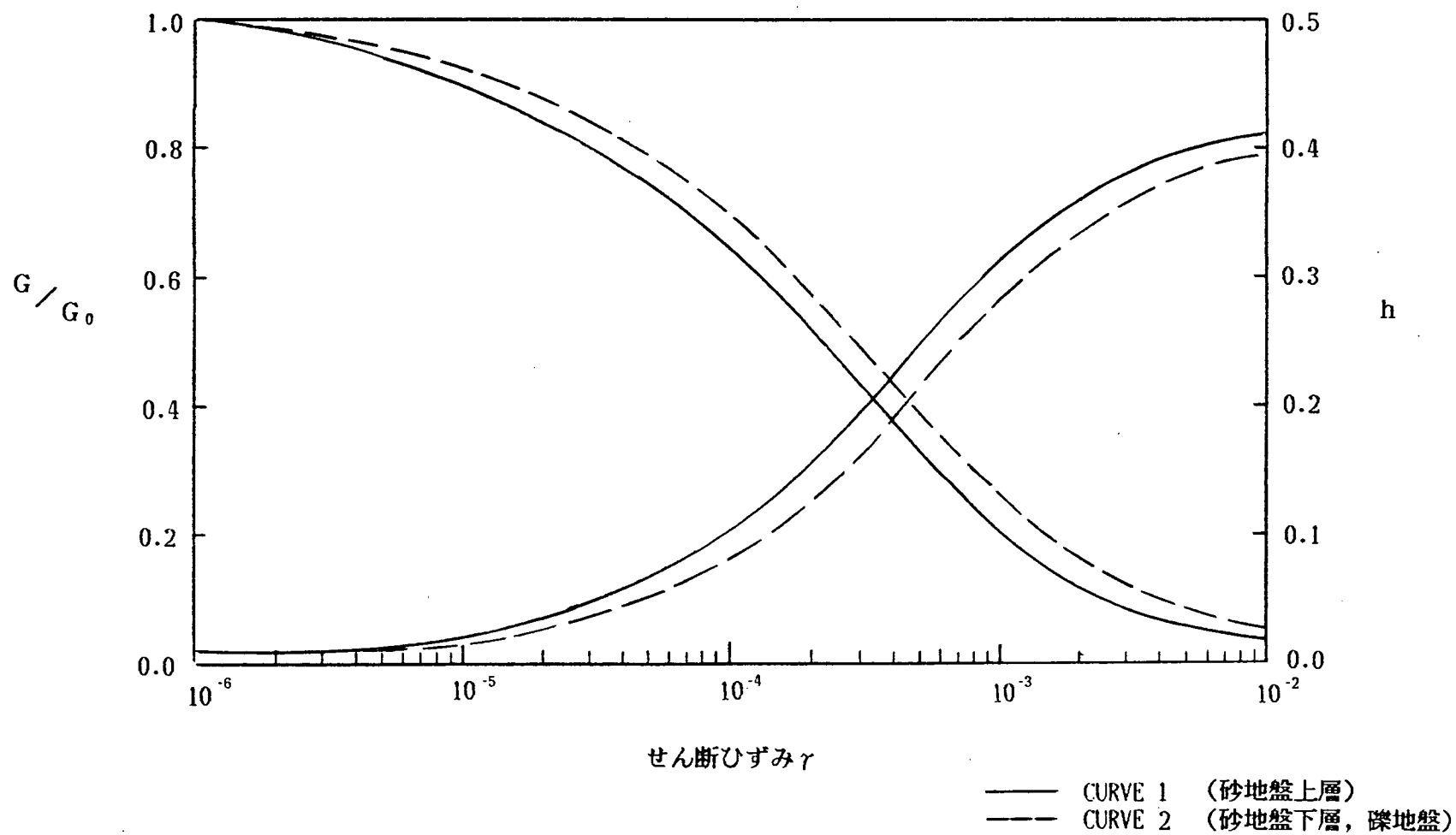


図 4.4.8 ひずみ依存曲線

表 4.4.2 力学定数

項 目	砂 地 盤	改 良 部	砂 礫 土 層
γ_t (tf/m ³)	1.90	2.00	1.90
G (tf/m ²)	表4.4.3	70.000	表4.4.3
ポアソン比	0.49	0.49	0.49
$G/G_0 \sim \gamma$ 関係	図4.4.8	$G/G_0=1.0$ (一定)	図4.4.8
$h \sim \gamma$ 関係	図4.4.8	$h=0.02$ (一定)	図4.4.8

表 4.4.3 砂地盤の最大せん断弾性係数G

土質	深 度 (m)	σ_v' の代表値 (tf/m ²)	換算N値	Vs (m/sec)	G (tf/m ²)	ひずみ依存曲線
砂 地 盤	0~2	0.90	4.94	136.2	3597	curve1 (図4.4.8)
	2~4	2.70	6.06	145.9	4127	
	4~6	4.50	7.19	154.4	4622	
	6~8	6.30	8.31	162.0	5088	curve2 (図4.4.8)
	8~10	8.10	9.44	169.0	5537	
礫 地 盤	10~12	9.90	27	222.0	9600	
	12~14	11.70	29	229.0	10200	
	14~17	13.95	33	236.0	10800	
	17~20	16.65	38	245.0	11600	

表 4.4.4 解析の条件

入力地震波	入力波名称	八戸波	大船渡波
	入力方向	x 方向	
	時間刻み Δt (sec)	0.02	
	最大加速度 (gal)	145.3	
	フーリエ変換で 用いる点数	512	
解析周波数	考慮する 最高周波数 (Hz)	15	18
	計算の繰返し回数	4	
	内挿のピッチ	4	
最大せん断ひずみの計算領域		周波数領域	
最大せん断ひずみに対する 有効せん断ひずみの比		0.65	
コンシステント 質量マトリクスの構成比		0.60	

4.4.5 解析結果とその考察

(1) 応答加速度

改良地盤部の応答加速度に関する解析結果を図 4.4.9 - 図 4.4.14 に示した。

a) 周波数伝達関数、加速度波形およびそのフーリエスペクトル

図 4.4.9 - 1 に岩盤モデルの砂地盤表面中央部の入力地震動に対する伝達関数を示す。図 4.4.9 - 2 および図 4.4.9 - 3 に礫モデルの砂地盤表面および礫層天端の入力地震動に対する伝達関数を示す。これらの図と図 4.4.10 - 図 4.4.13 のフーリエスペクトルとをあわせて検討すると、次のことが言える。

- ・岩盤モデルの格子内砂地盤表面中央の伝達関数では、無改良ケースの卓越周波数は地震波によらずほぼ 2 Hz、増幅率は約 2.2 である。関数の形はなだらかなピークを示しており剛性が低下し減衰が大きいことが理解できる。

- ・岩盤モデルの改良体のあるケースの卓越周波数は地震動の周波数特性に著しく依存した結果になっている。すなわち八戸波ケースのばあい、改良体の格子間隔が狭くなるにしたがって砂地盤表面の卓越周波数およびその増幅率がともに増加し、格子間隔による拘束効果の差が明瞭に現れている。

しかし大船渡波のばあいは、八戸波のばあいに比べると卓越周波数およびその増幅率の両者とも低下し、かつなだらかなークを示しており、剛性が低下し減衰が大きくなっていることがわかる。こ

の傾向は、格子間隔が狭くなるほど、強まっている。

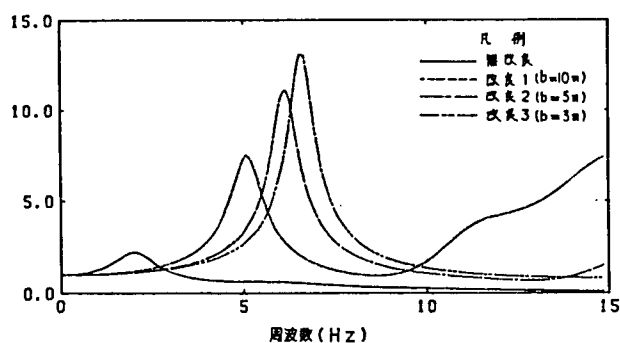
図 4.4.9 - 2, 図 4.4.9 - 3 に礫モデルの地表面および礫地盤天端の入力地震動に対する伝達関数を示した。これらの図と図 4.4.12-図 4.4.13 のフーリエスペクトルを合わせて検討すると次のことが言える。

- ・ 礫モデルのばあい、両地震波ケースとも改良率の変化に伴う卓越周波数および増幅率の変化は無く、砂地盤表面および礫地盤天端のいずれも改良体の格子間隔に無関係にほぼ同一の伝達関数を示し、改良率の影響は殆ど消えてしまっている。つまり砂地盤および改良地盤とも礫地盤の特性に支配されており、改良体は砂地盤と同じ挙動をしていると推察される。

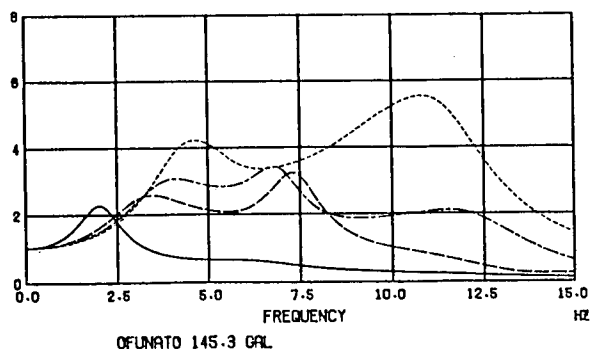
b) 最大加速度応答倍率

格子内砂地盤中央部の最大加速度応答倍率の深度方向の分布を図 4.4.14 に示した。これより次のことが言える。

- ・ 無改良のケースと改良体のあるケースとの相違は岩盤モデルでは明瞭に現れているが、礫モデルではあまり差が見られない。岩盤モデルのばあいどちらの地震波でも応答倍率は“無改良 < 3 m 改良 < 5 m 改良 < 10 m 改良”の順番に増加しており、各改良ケース間の差も大きい。礫モデルのばあいは、両地震波ケースとも各格子間隔ケース間の差は少なく、GL-10 m までの砂層部での変化は無くほぼ一定値となっている。
- ・ 無改良ケースの応答倍率は、八戸波ケースのばあい両モデルとも砂地盤では 1 を越えて増幅している。しかし大船渡波ケースの砂地盤のばあい、岩盤モデルにおいては地表面付近を除いてそれ以



(a) 八戸波



(b) 大船渡波

岩盤モデル

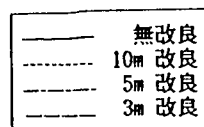
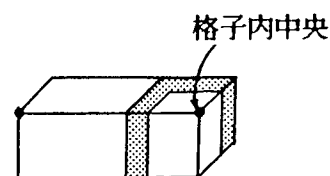
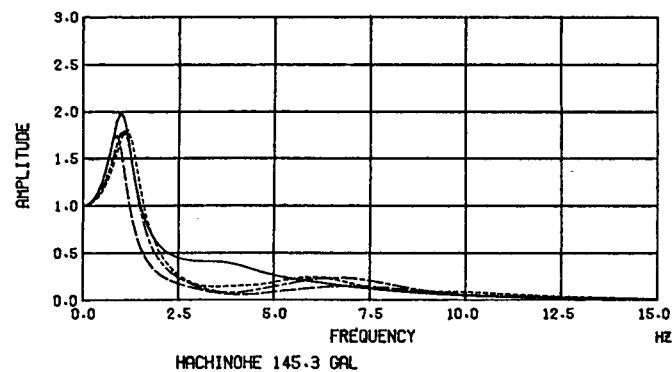
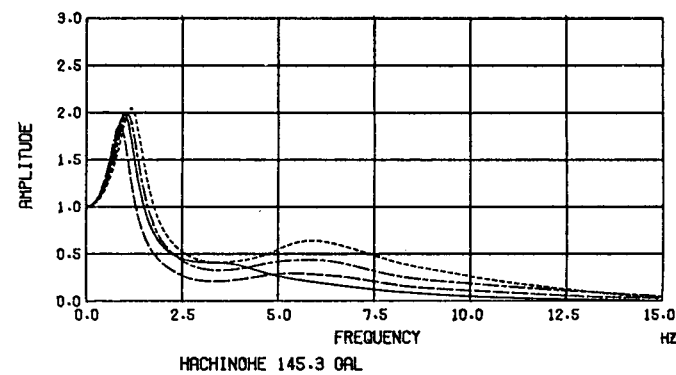


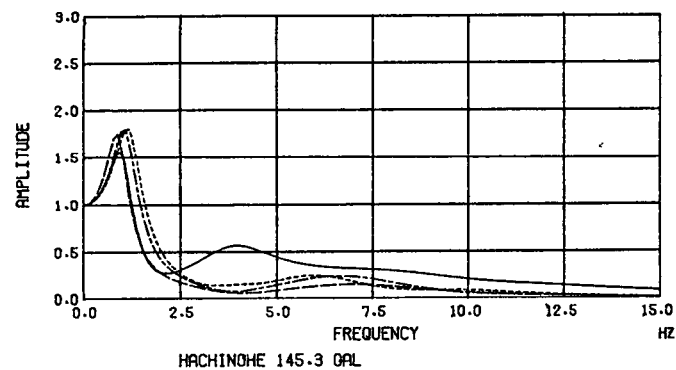
図 4.4.9 - 1 砂地盤表面の周波数伝達関数



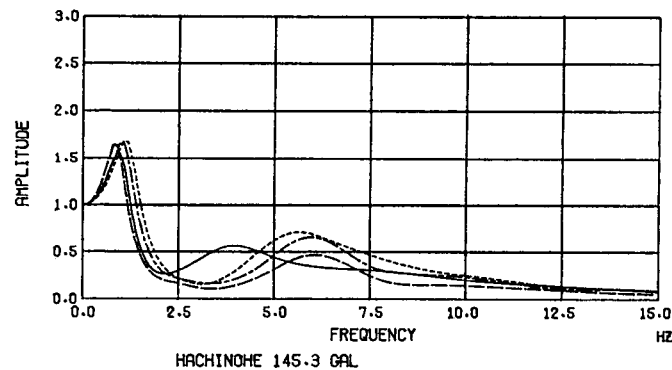
天端



砂地盤天端



下端 (GL-10m)



砂地盤天端 (GL-10m)

(a) 改良体

(b) 格子内

八戸波

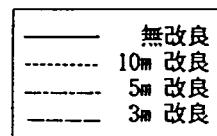
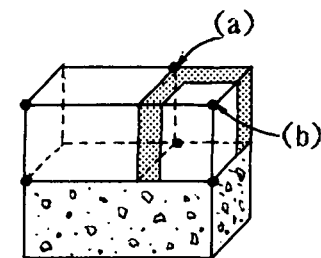
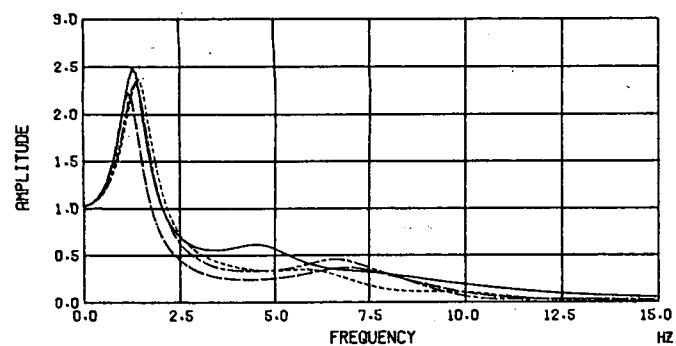
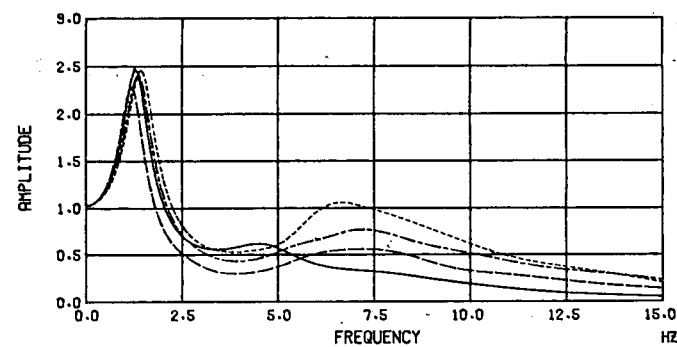


図 4.4.9-2 礫モデル 砂地盤表面および礫地盤天端の伝達関数

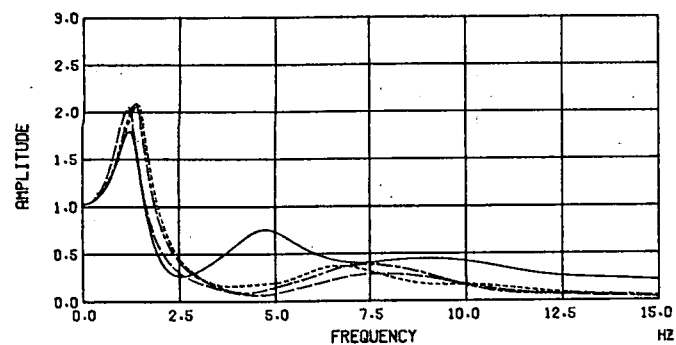




天端

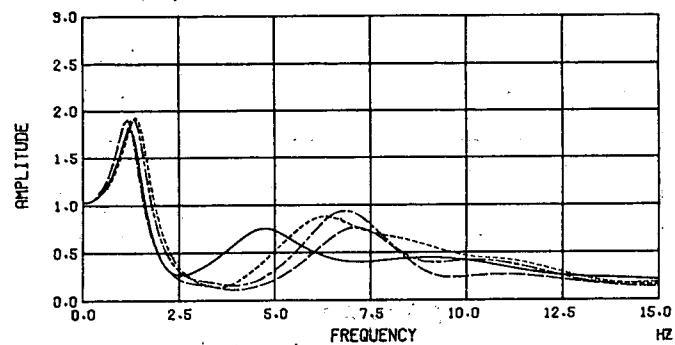


砂地盤天端



下端 (GL-10m)

(a) 改良体



礫地盤天端 (GL-10m)

(b) 格子内

大船渡波

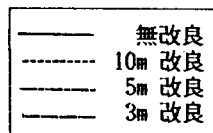
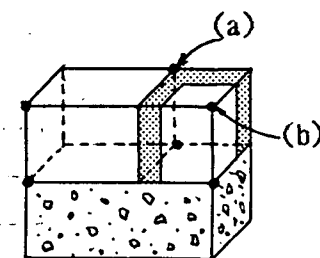


図 4.4.9-3 礫モデル 砂地盤表面および礫地盤天端の伝達関数



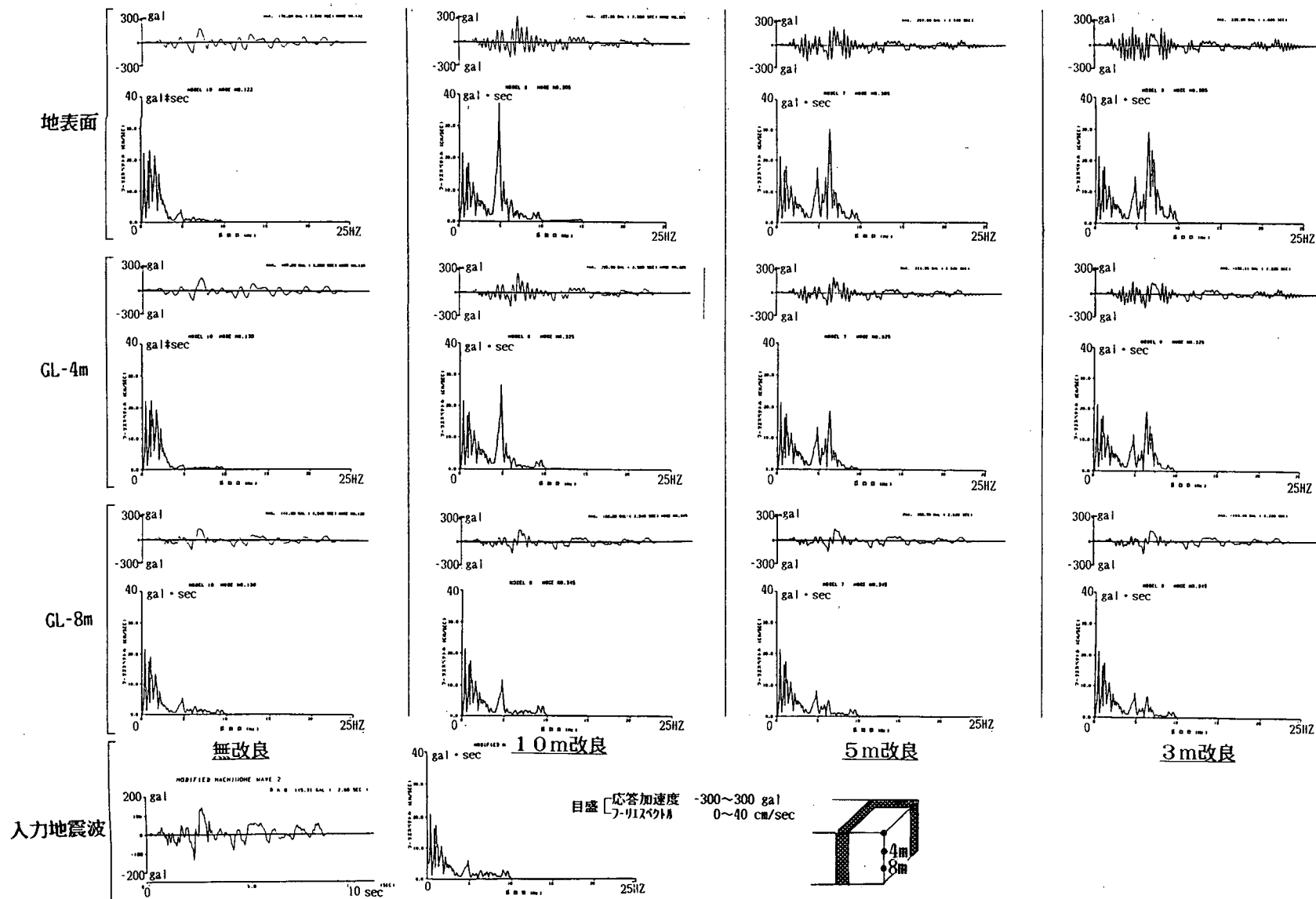


図 4. 4.10 格子内砂地盤中心の加速度波形とそのフーリエスペクトル (岩盤一八戸波モデル)

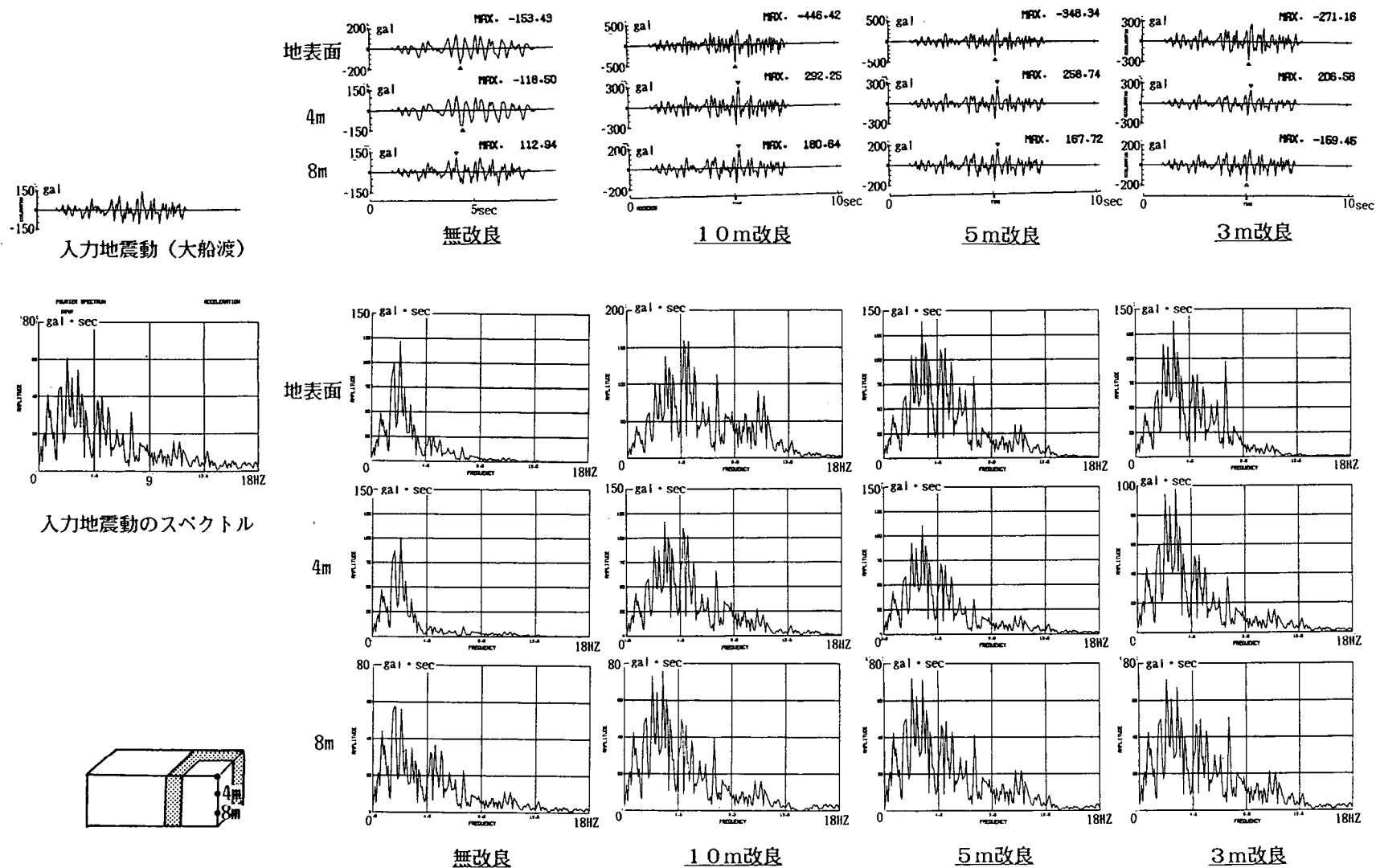
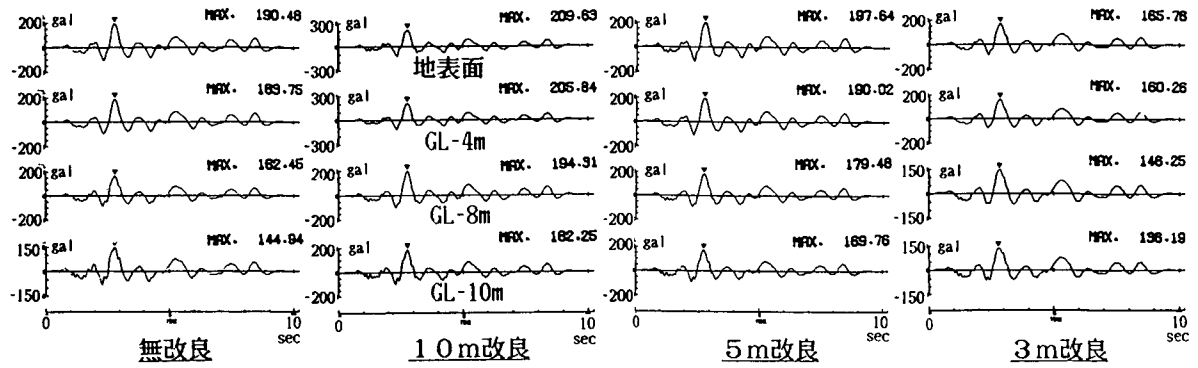
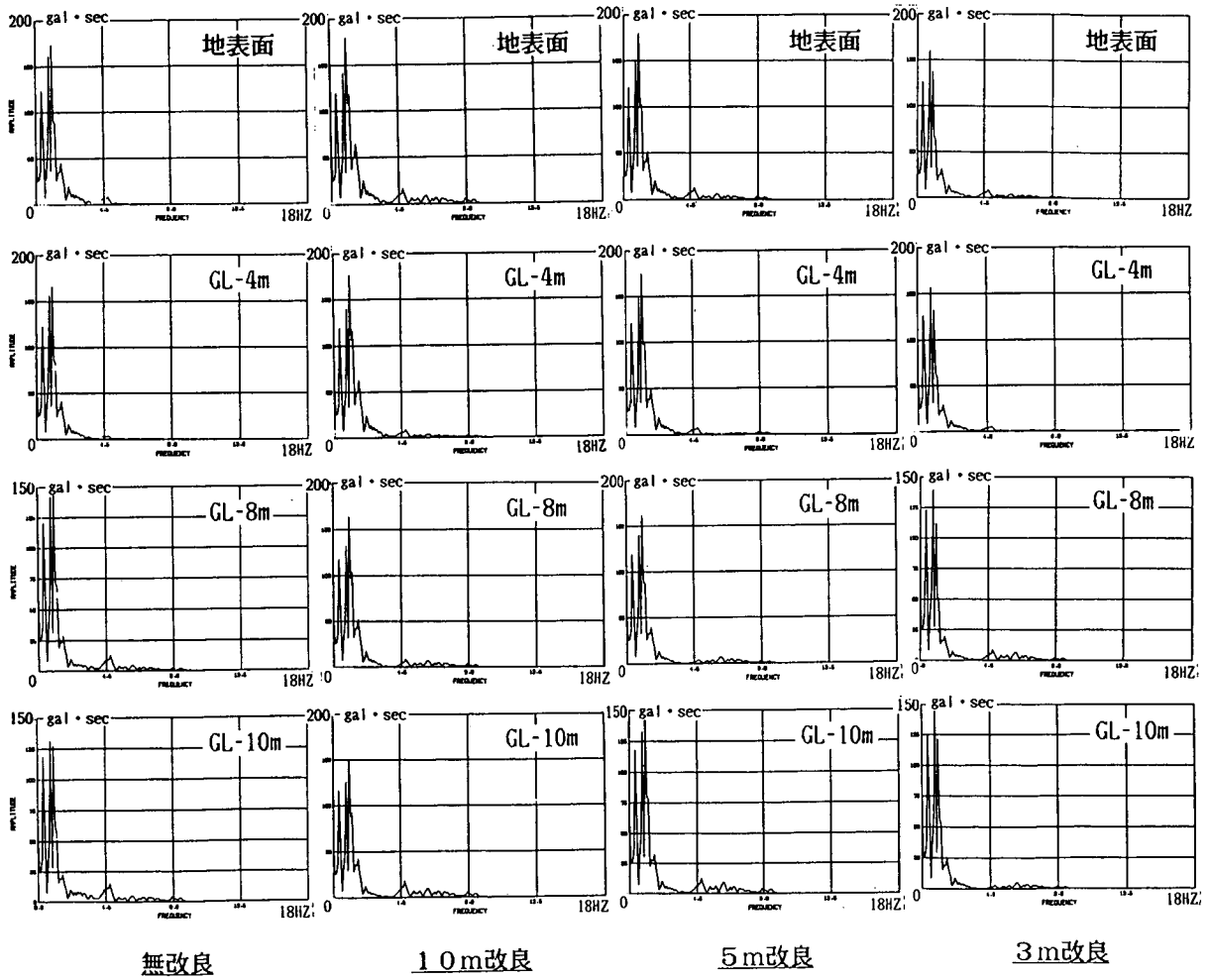


図 4.4.11 格子内砂地盤中心の加速度波形とそのフーリエスペクトル（岩盤—大船渡波モデル）

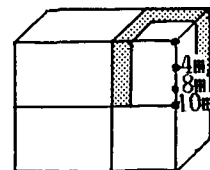


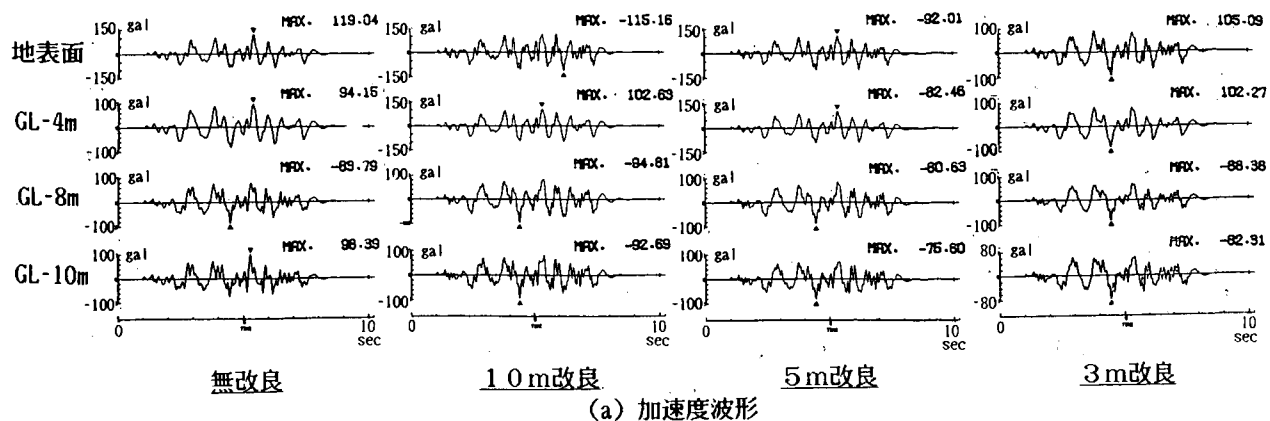
(a) 加速度波形



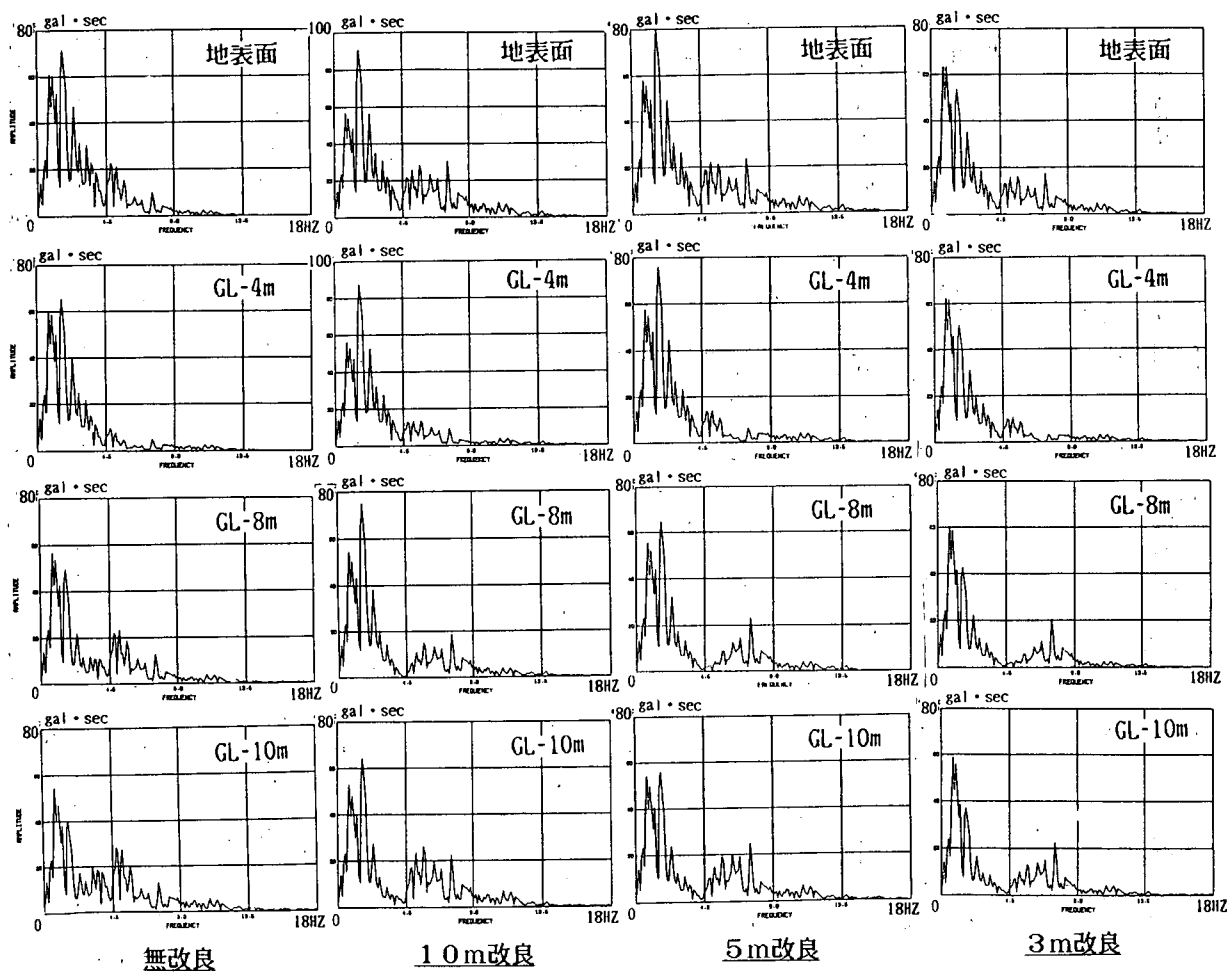
(b) 加速度波形のフーリエスペクトル

図 4.12 格子内砂地盤の加速度波形とそのフーリエスペクトル
(礫-八戸波モデル)



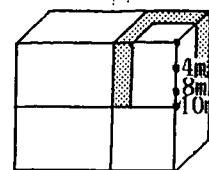


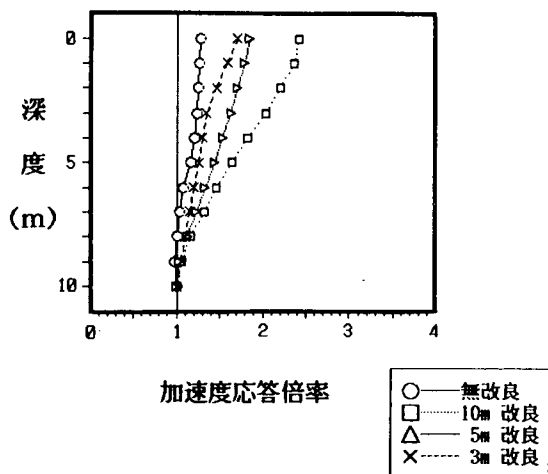
(a) 加速度波形



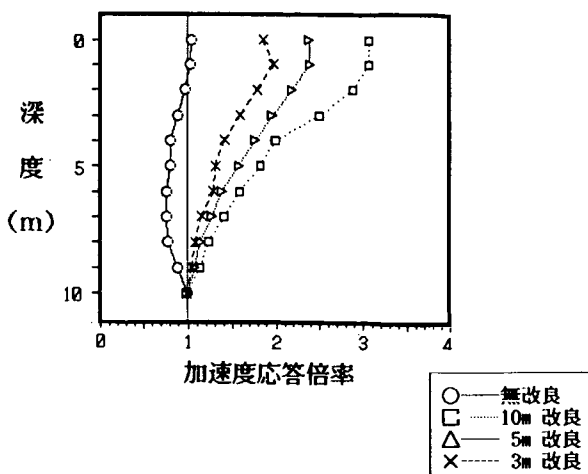
(b) フーリエスペクトル

図 4.4.13 格子内砂地盤の加速度波形とそのフーリエスペクトル
(礫-大船渡波モデル)

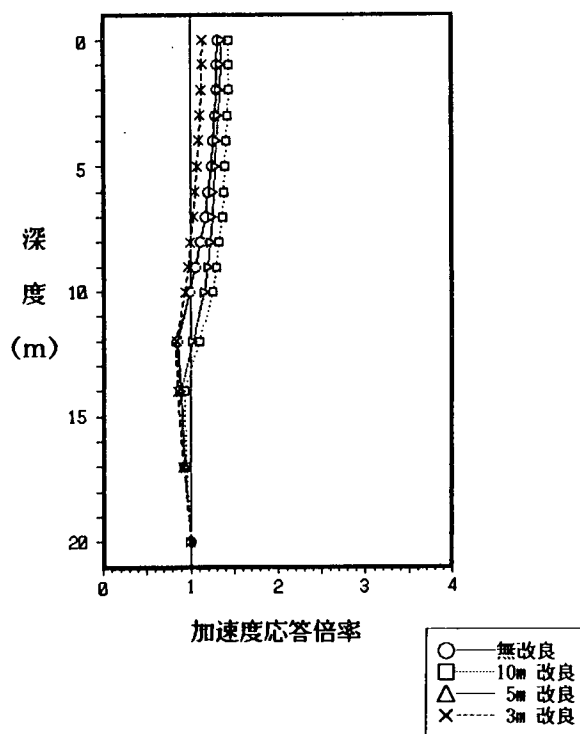




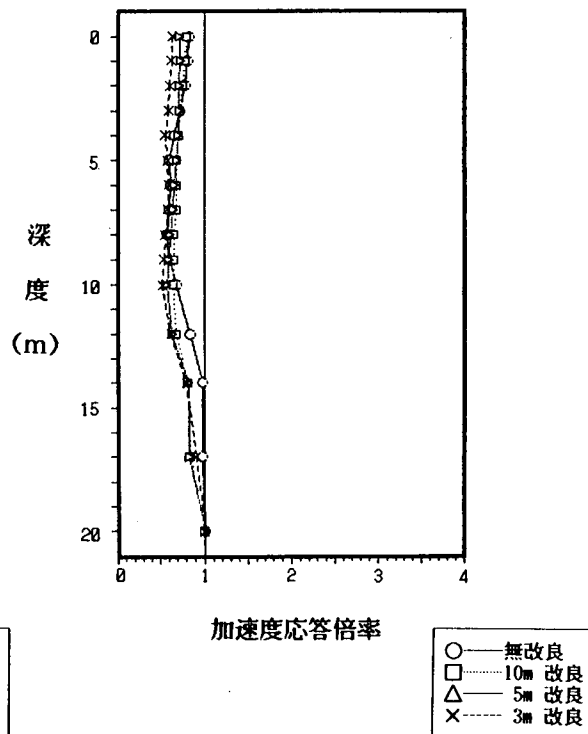
(a) 岩盤—八戸波



(b) 岩盤—大船渡波



(c) 礫—八戸波



(d) 礫—大船渡波

図 4. 4.14 格子内砂地盤中央の最大加速度応答倍率の鉛直方向分布

深の部分が、礫モデルでは全深度に渡って、1より低い応答倍率になっている。

- ・礫モデルのばあい、礫層上部のせん断剛性の低下が大きく、礫層上部での応答倍率が八戸波波ケースで1程度、大船渡波ケースでは1以下となっている。砂層での応答倍率は礫層上部の値と等しく、地表面まではほぼ一定となっている。このため、改良体のあるケースの応答特性は無改良の砂地盤と同等の特性を持つに至っていると考えられる。

- ・岩盤モデルのばあい、改良体底面が入力面である底面境界で固定されており、改良体が周辺砂地盤に対して強い拘束力と強制力を発揮する。しかし礫モデルのばあい、改良体が礫層上部に固定されており、この礫層の剛性の低下により礫層上部の低周波数(1 Hz)の振動が改良体および周辺砂地盤にそのまま伝わり、改良体が周辺砂地盤に対して強い拘束力を発揮できず、周辺砂地盤の動きと同様の動きをしていると考えられる。

(2) 応答変位

応答変位に関する解析結果を図 4. 4.15－図 4. 4.16に示す。

a) 最大変形パターン

格子内砂地盤表面中央の変位が最大になった時刻の変形状態を図 4. 4.15に示す。これより次のことが言える。

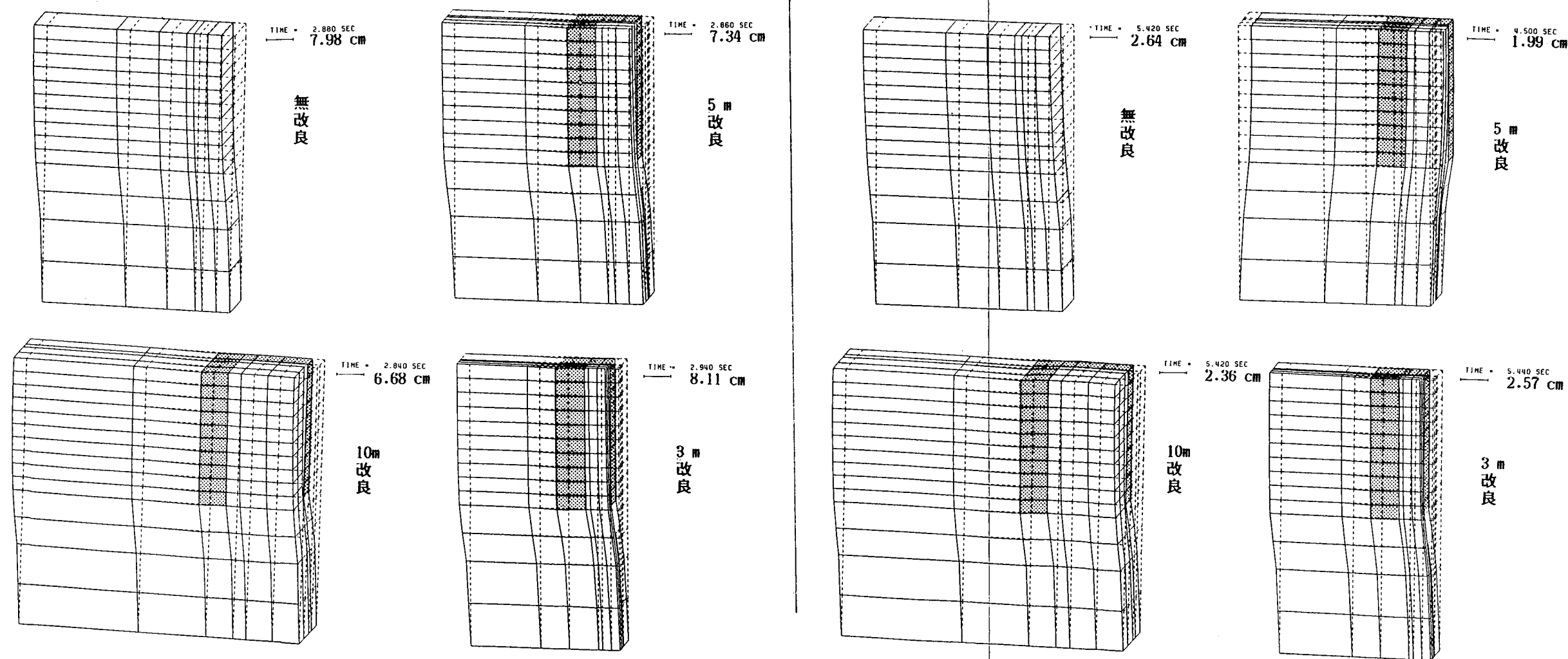
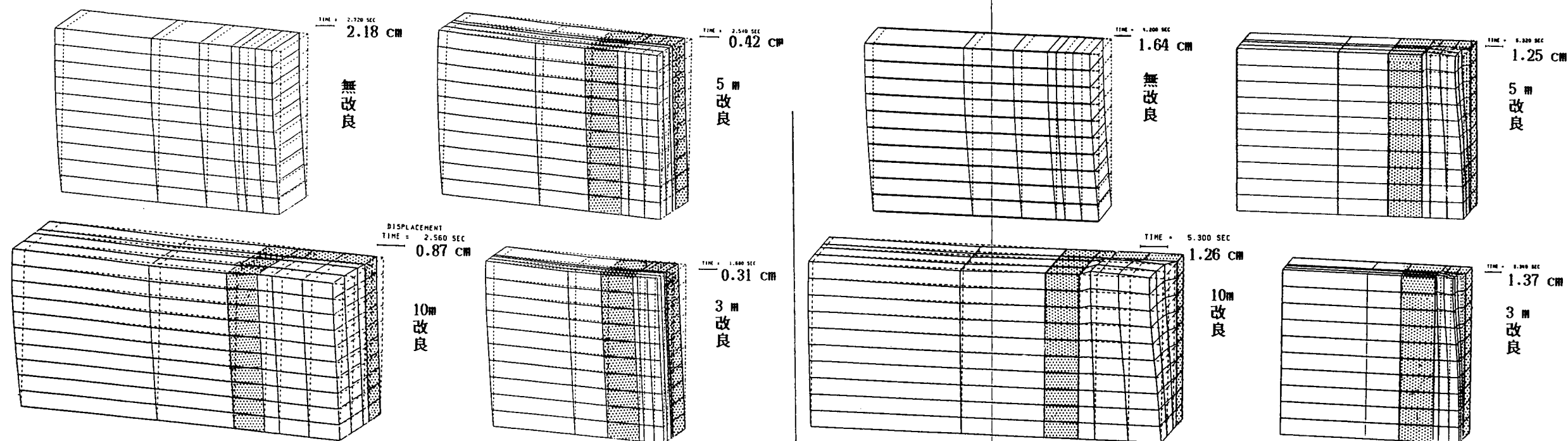
- ・岩盤モデルの大船渡波ケースを除けば、その他のケースは改良体・周辺砂地盤および格子内砂地盤のいずれも同じ変形様式を示している。これに対して岩盤モデルの大船渡波ケースでは、格子内砂地盤が大きく変形しているのに対し改良体および周辺砂地盤が殆ど変形しておらず。変形様式が他と異なっている。
- ・礫モデルのばあい、両地震波のケースとも礫層上部で変位が急増している。また無改良のケースでは、砂地盤部の変位は礫層との境界から上に向かって徐々に増加してゆくのに対し、改良体のあるケースでは改良体の変位がほぼ水平方向に併進移動していて、改良体による拘束効果が現れている。

b) 最大応答水平変位

格子内砂地盤中央の最大応答水平変位の深度方向の分布を示したのが図 4. 4.16である。これより次のことが言える。

- ・岩盤モデルのばあい、八戸波ケースでは改良体による変位拘束効果があり、改良体のあるケースの変位は無改良ケースの $1/4 - 1/8$ となっている。大船渡波ケースでは、改良体による変位抑止効果は認められるもののその度合いは八戸波ケースより小さい。また大船渡波ケースの変位は全ケースとも八戸波ケースより小さいが、改良体のあるケースの変位は無改良ケースの $0.7 - 0.9$ 倍であり変位抑止効果は八戸波ケースより低い。

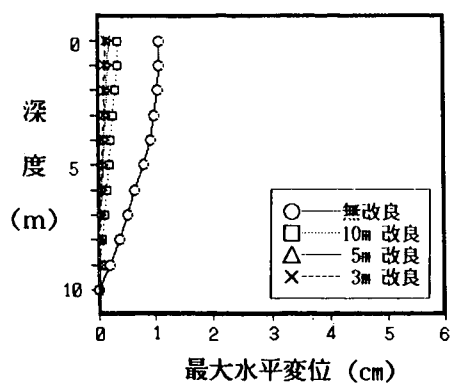
- ・礫モデルのばあい、岩盤モデルに比べ地表面変位は大きい、その大部分は礫層部、特にその上部で生じている。そこで、改良地盤の下端との相対変位として示したのが同図中の(c'), (d')である。八戸波の相対変位(c')のばあいでは、岩盤モデルの八戸波ケース(a)のばあいに比べて変位抑止効果は低下している。大船渡波ケースの相対変位(d')は、岩盤モデルの変位(b)の $1/2$ 程度に減少している。



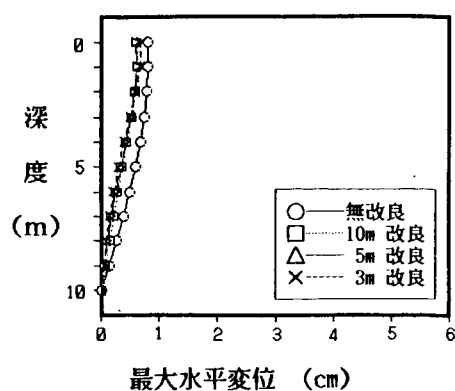
(c) 礫モデル-八戸波

(d) 礫モデル-大船渡波

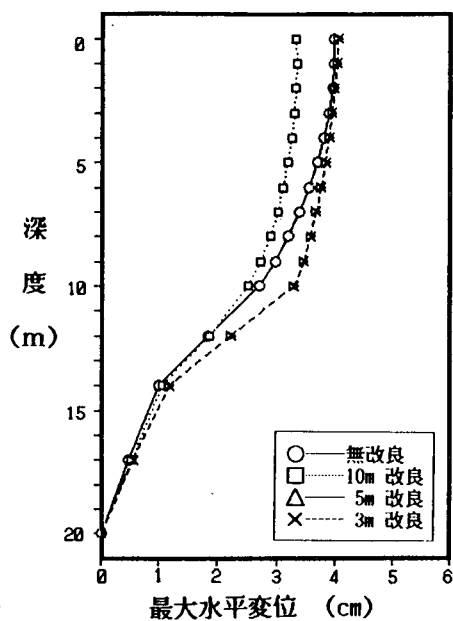
図 4.4.15 格子内砂地盤中央の応答変位最大時刻の変形状態



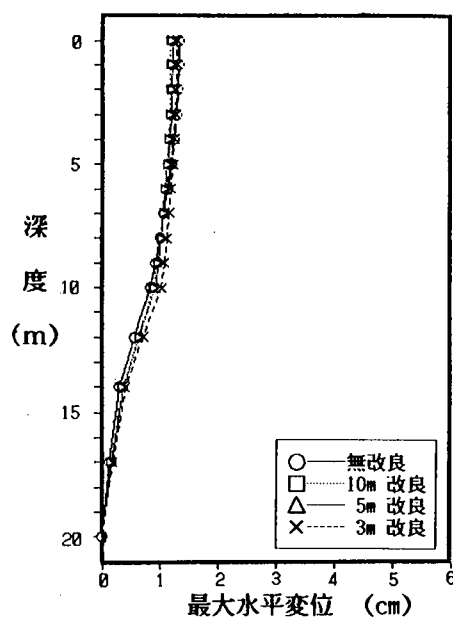
(a) 岩盤モデル-八戸波



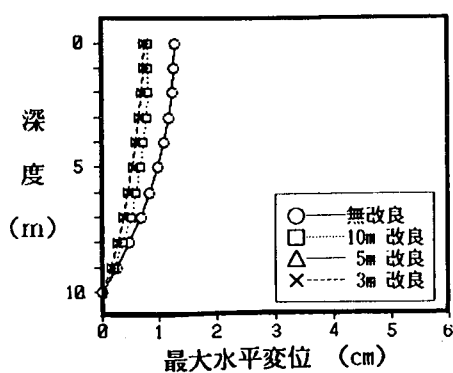
(b) 岩盤モデル-大船渡波



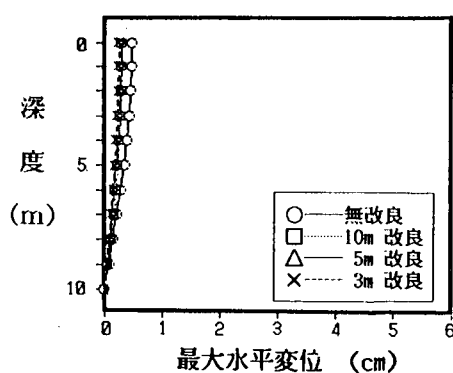
(c) 碟モデル-八戸波



(d) 碟モデル-大船渡波



(c') 碟モデル (相対) - 八戸波



(d') 碟モデル (相対) - 大船渡波

図 4.4.16 格子内砂地盤中心の最大水平変位の深度方向分布

(3) 最大応せん断歪み

格子内砂地盤中央付近のせん断歪み γ_{xy} の最大値の深度方向分布を示したのが図 4. 4.17である。これより次のことが言える。

- 岩盤モデルの八戸波ケースのばあい、無改良ケースでは歪みが深度方向に増加する分布をしているのに対し、改良体のあるケースではほぼ一様な分布をしていてその歪み量は無改良ケースよりかなり小さく、改良体の拘束効果が明らかである。
- 岩盤モデルの大船渡波ケースのばあい、無改良ケースの歪み分布は八戸波ケースと類似している。これに対し改良体のあるケースでは浅くなるにつれて歪みが増加する分布をしており、6 m以浅では無改良ケースの歪みより大きくなっている。また格子内法寸法の小さいものは、大きな歪みを示している。
- 礫モデルでは、礫層上部の歪みが卓越しており、八戸波ケースでは 0.5 %程に達している。
- 礫モデルの八戸波ケースのばあい、砂地盤部分に関しては岩盤モデルのばあいに比べて全ケースで歪みが大きくなっている。特に改良体のあるケースの歪みの増加が大きいため、無改良ケースの歪みを越える領域が岩盤モデルのばあいに比べて増加している。
- 礫モデルの大船渡波ケースのばあい、砂地盤部分に関しては岩盤モデルのばあいに比べて歪みが大幅に減少している。

(4) 等価せん断弾性係数の収束値

図 4. 4.18は改良体のあるケースの格子内砂地盤中央付近および無改良ケースの等価せん断弾性係数 G_{eq} の収束値の分布図である。これより次のことが言える。

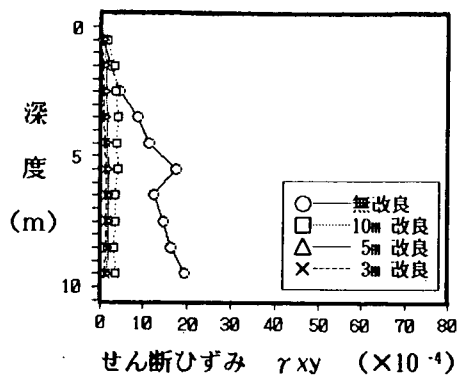
- 岩盤モデルのばあい、無改良ケースでは地表面近傍が最大の G_{eq} を示し深度の増加に伴って減少してゆく。これに対し改良体のあるケースではその逆の分布を示す。
- 岩盤モデルのばあい、八戸波ケースでは無改良ケースの G_{eq} は改良体のあるケースの G_{eq} より全深度に渡り小さい。大船渡波ケースでは深さ 5 m以浅で無改良ケースの G_{eq} の減少が著しい。すなわち、深度 16 m以浅はほぼ同一の G_{eq} を持つ軟らかい地盤となっている。

(5) せん断応力

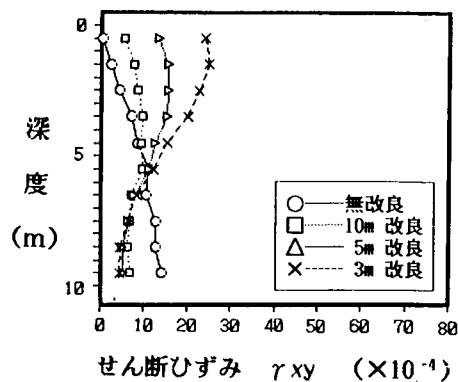
a) せん断応力 τ_{xy} の時刻歴波形

格子内砂地盤の中心近傍のせん断応力 (τ_{xy}) の時刻歴の深さ方向の分布を示したのが図 4. 4.19ー4. 4.20である。これよりつぎのことがわかる。

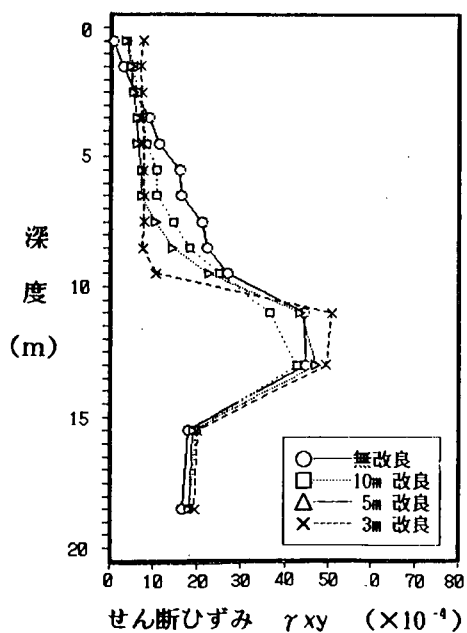
- 岩盤モデルの八戸波ケースのばあい、深度が浅くなると振幅は減少する。
- 岩盤モデルの大船渡波ケースのばあい、無改良ケースおよび 10 m改良ケースは地表面近傍で振幅が減少している。しかし 5 m改良・3 m改良ケースでは浅くなっても応力振幅の減少はそれほどみられない。また八戸波ケースに比べて応力振幅が大きい。
- 礫モデルのばあい、深さが浅くなると応力振幅が減少する。この傾向は無改良ケースが最も強く、格子間隔が狭くなる程ゆるやかになる。



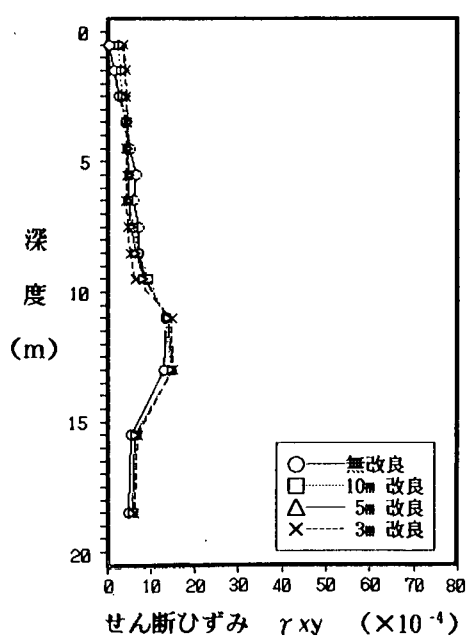
(a) 岩盤モデル－八戸波



(b) 岩盤モデル－大船渡波

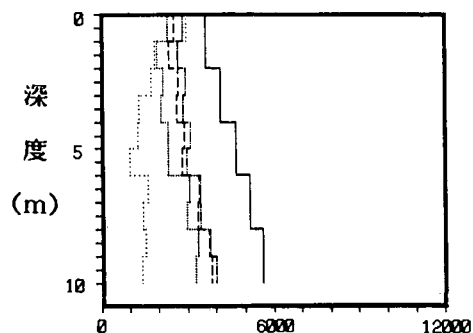


(c) 礫モデル－八戸波



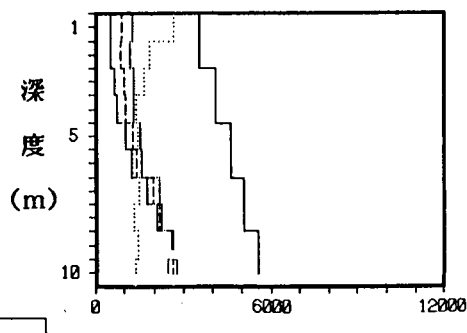
(d) 礫モデル－大船渡波

図 4.4.17 格子内砂地盤中心の最大せん断ひずみ $(\gamma_{xy})_{\max}$ の深度方向分布



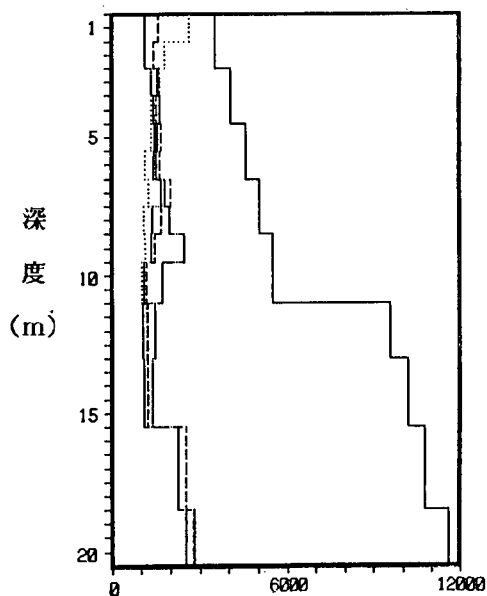
初期および等価せん断弾性係数
(tf/m^2)

(a) 岩盤モデルー八戸波



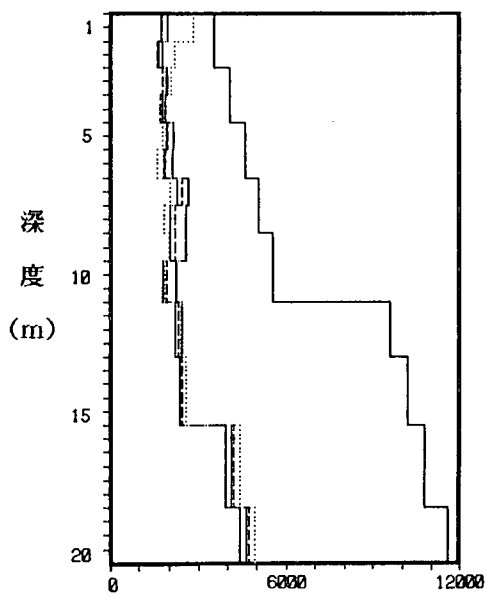
初期および等価せん断弾性係数
(tf/m^2)

(b) 岩盤モデルー大船渡波



初期および等価せん断弾性係数
(tf/m^2)

(c) 碟モデルー八戸波



初期および等価せん断弾性係数
(tf/m^2)

(d) 碟モデルー大船渡波

図 4.418 格子内砂地盤中心近傍の等価せん断弾性係数の分布

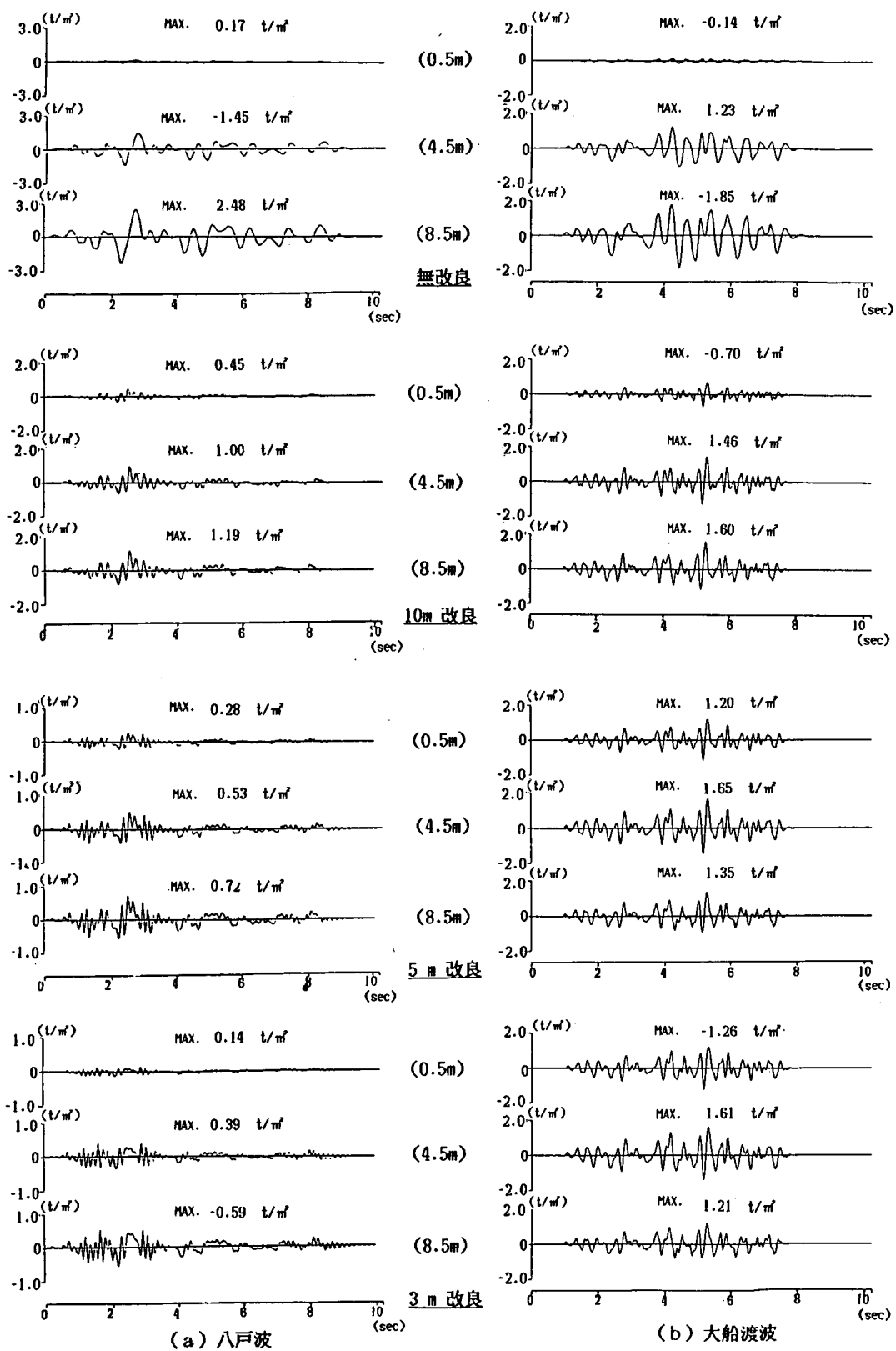
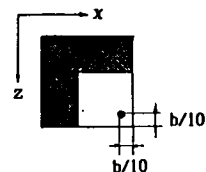
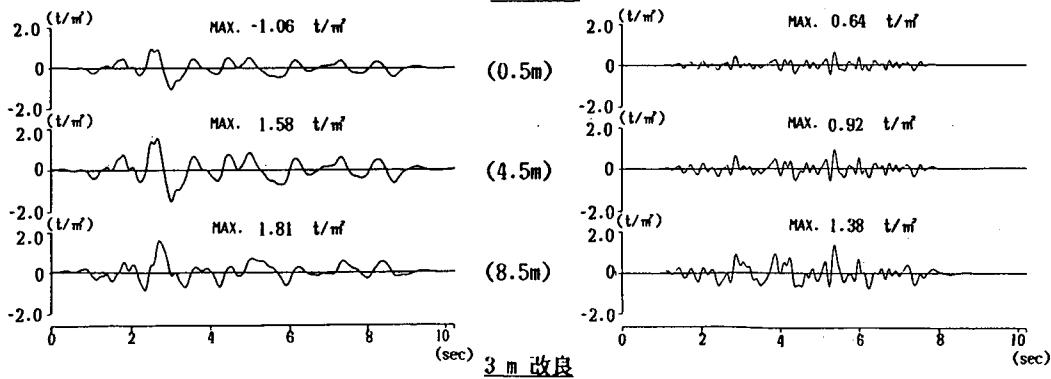
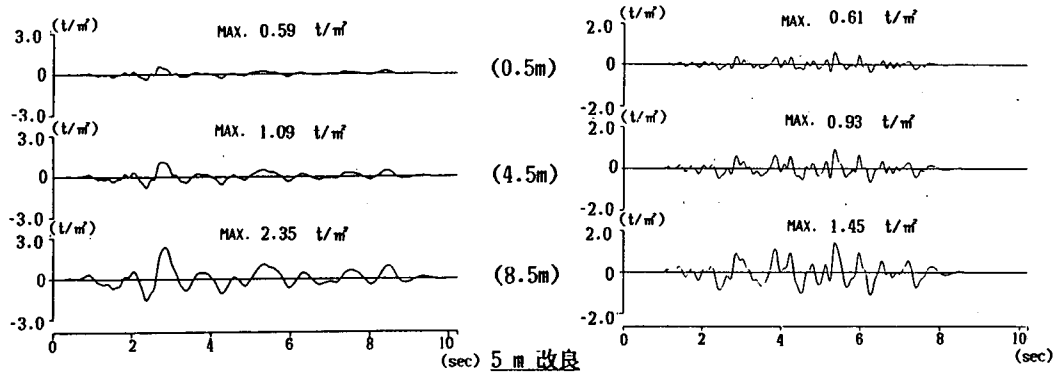
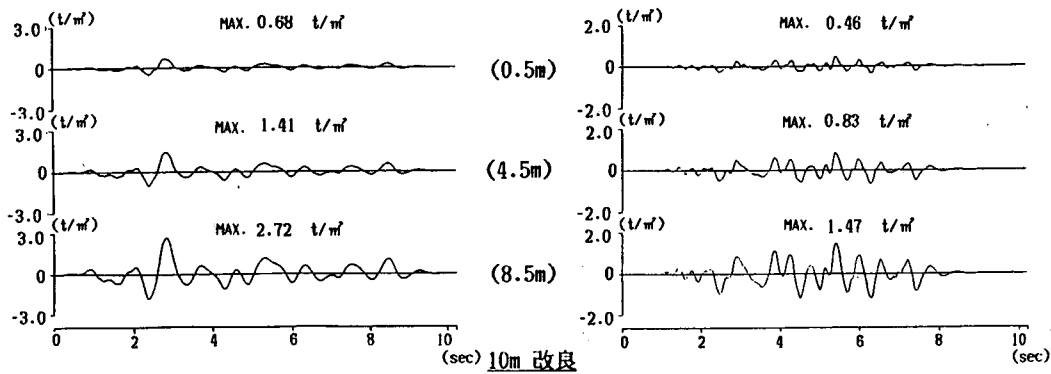
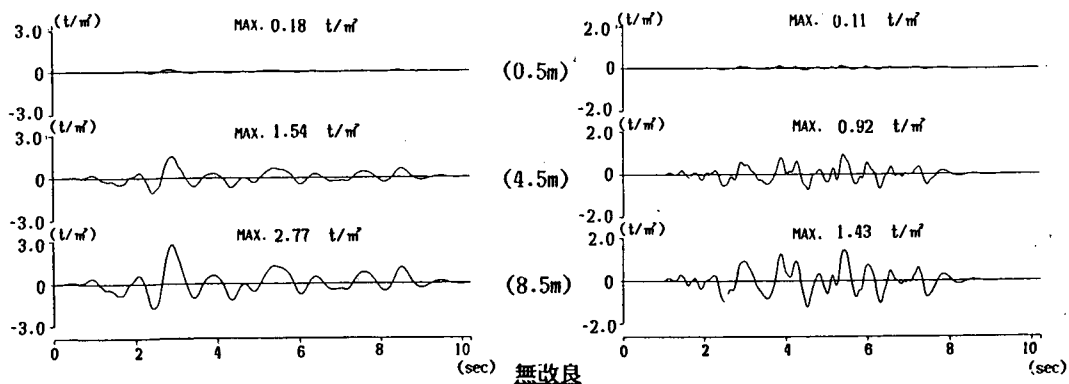


図 4.4.19 格子内砂地盤中心近傍のせん断応力 τ_{xy} の時刻歴 (岩盤モデル)





(a) 八戸波

(b) 大船渡波

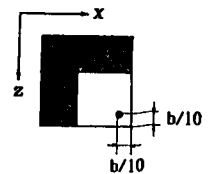


図 4.4.20 格子内砂地盤中心近傍のせん断応力 τ_{xy} の時刻歴 (礫モデル)

b) 最大せん断応力の平面分布

10 m・5 m・3 m改良ケースについて、 τ_{xy} , τ_{zx} , $\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2}$ の最大値の分布をzx平面上にプロットしたものを図 4.4.21～4.4.32に示す。ここにおいて、 $\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2}$ の最大値の求め方については、次の事項を原則とした。

- a) 各要素で、 τ_{xy} , τ_{zx} が最大となる時刻をそれぞれ t_1, t_2 とする。
- b) t_1 における τ_{xy}, τ_{zx} , t_2 における τ_{xy}, τ_{zx} を用いてそれぞれ $\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2}$ を求める。
- c) t_1, t_2 における $\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2}$ の内大きい方を $(\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2})_{\max}$ とする。

無改良は $\tau_{zx} = 0$ 。 τ_{xy} は x 方向、z 方向には大きさが一定なので、zx平面における分布図は省略した。

岩盤モデルの八戸波ケースのばあい (図 4.4.21～4.4.23)，次のような特徴的な事柄が挙げられる。

- ・ x 方向にみると $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ であるが、z 方向では、比較的深度の浅い所において、改良部の近傍で $\tau_{xy} < \tau_{zx}$ となる所がある。
- ・ z 方向では、改良部に近づくほど τ_{xy} は小さくなるが、 τ_{zx} は大きくなる傾向がみられる。
- ・ 上述の傾向は、深度が深いほど小さくなる。
- ・ 上述のすべての特徴は、改良率の小さい 10 m 改良で最も顕著に表わされている。
- ・ $(\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2})_{\max}$ の大きさは、深度の浅い所を除くと、 τ_{xy} の大きさが支配的である。
- ・ 改良体部は x 方向も z 方向もともに τ_{xy} が τ_{zx} よりずっと大きい。

岩盤モデルの大船渡波ケース (図 4.4.24～4.4.26) のばあい、次のような特徴が挙げられる。

- ・ x 方向にみると常に $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ である。
- ・ z 方向にみると、改良体の近くでは $\tau_{zx} > \tau_{xy}$ であり、すべての深さで zx の値は、砂地盤中央近辺の τ_{xy} より大きい。また改良体から離れると $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ である。
- ・ $(\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2})_{\max}$ の大きさは、深さによらず τ_{xy} の大きさが支配的である。
- ・ 改良体部は τ_{xy} が τ_{zx} より大きく、支配的である。

礫モデルの八戸波ケースのばあい (図 4.4.27～4.4.29)，次のような特徴がある。

- ・ x 方向にみると、 $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ である。したがって $(\sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2})_{\max}$ の大きさは τ_{xy} が支配的である。
- ・ z 方向にみると、深さ 6.5 m を除いて改良体の近くでは $\tau_{zx} > \tau_{xy}$ で、 τ_{zx} が支配的である。改良体から離れるに従い τ_{xy} は減少して τ_{xy} が増加して $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ となる。深さ 6.5 m の分布は他の深さの分布と異なっており、すべて $\tau_{xy} > \tau_{zx}$ である。
- ・ z 方向にみると深さ 6.5 m の全ケースと深さ 8.5 m の一部のケースを除いて、砂地盤中央付近の τ_{xy} より改良体付近の方が値が大きい。
- ・ 改良体の応力が岩盤モデルのいずれに比べても増大しており、数 10 倍になっている。

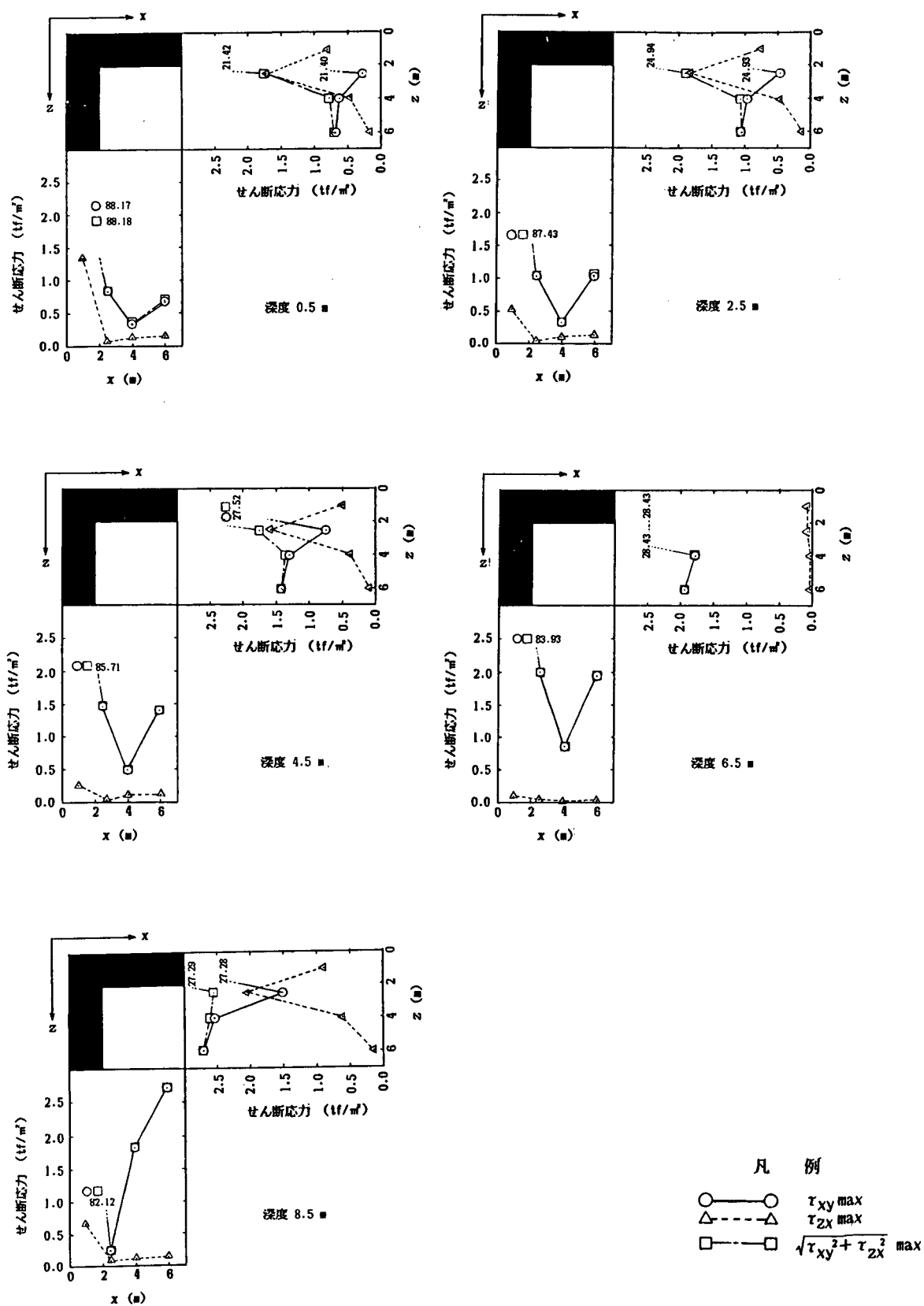


図 4.4.27 格子部のせん断応力の分布 (礫モデルー八戸波-10 m 改良)

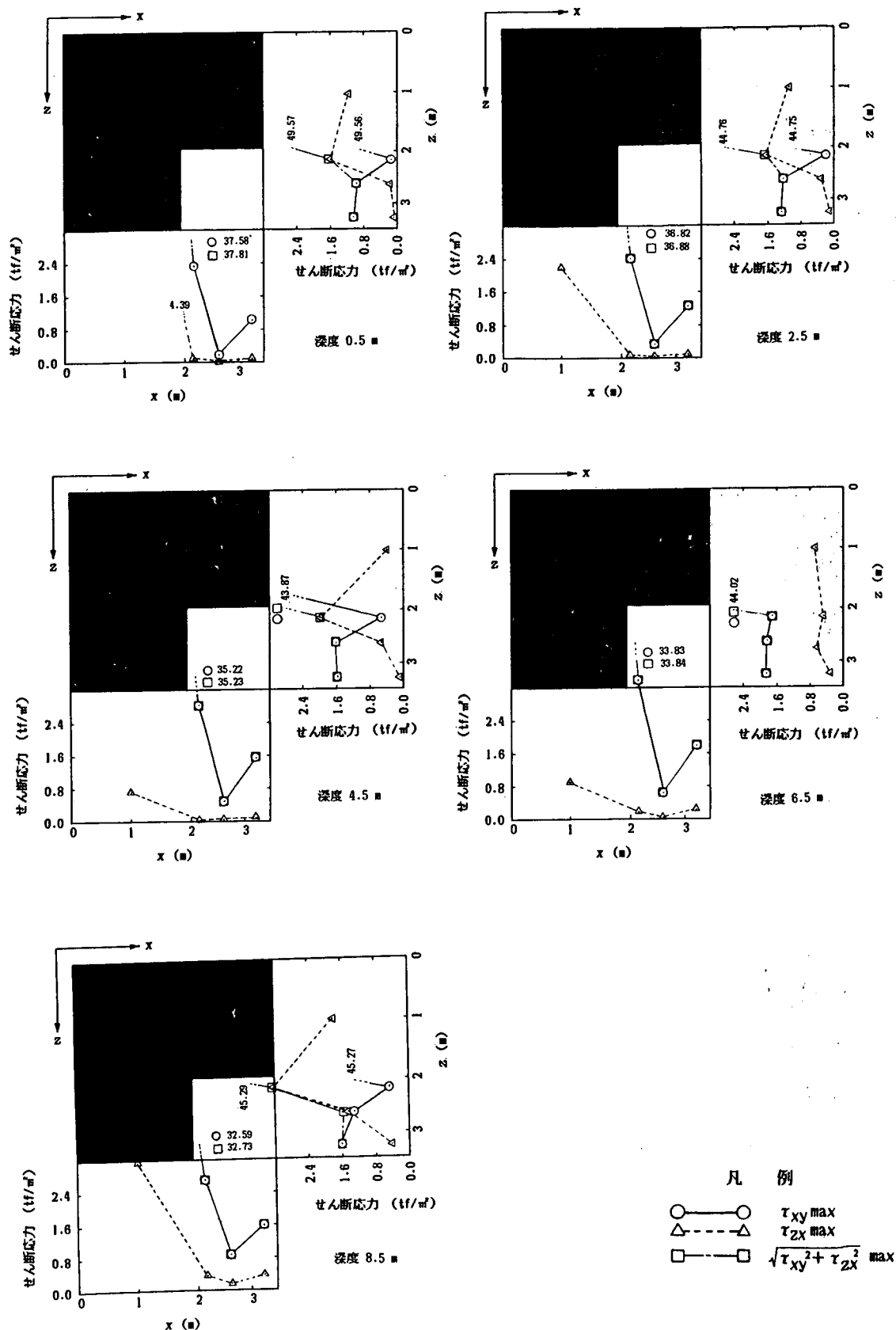
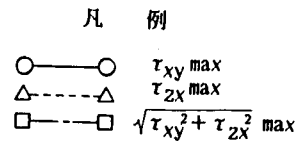


図 4.4.29 格子部のせん断応力の分布 (礫モデル-八戸波-3 m 改良)



— 185 —

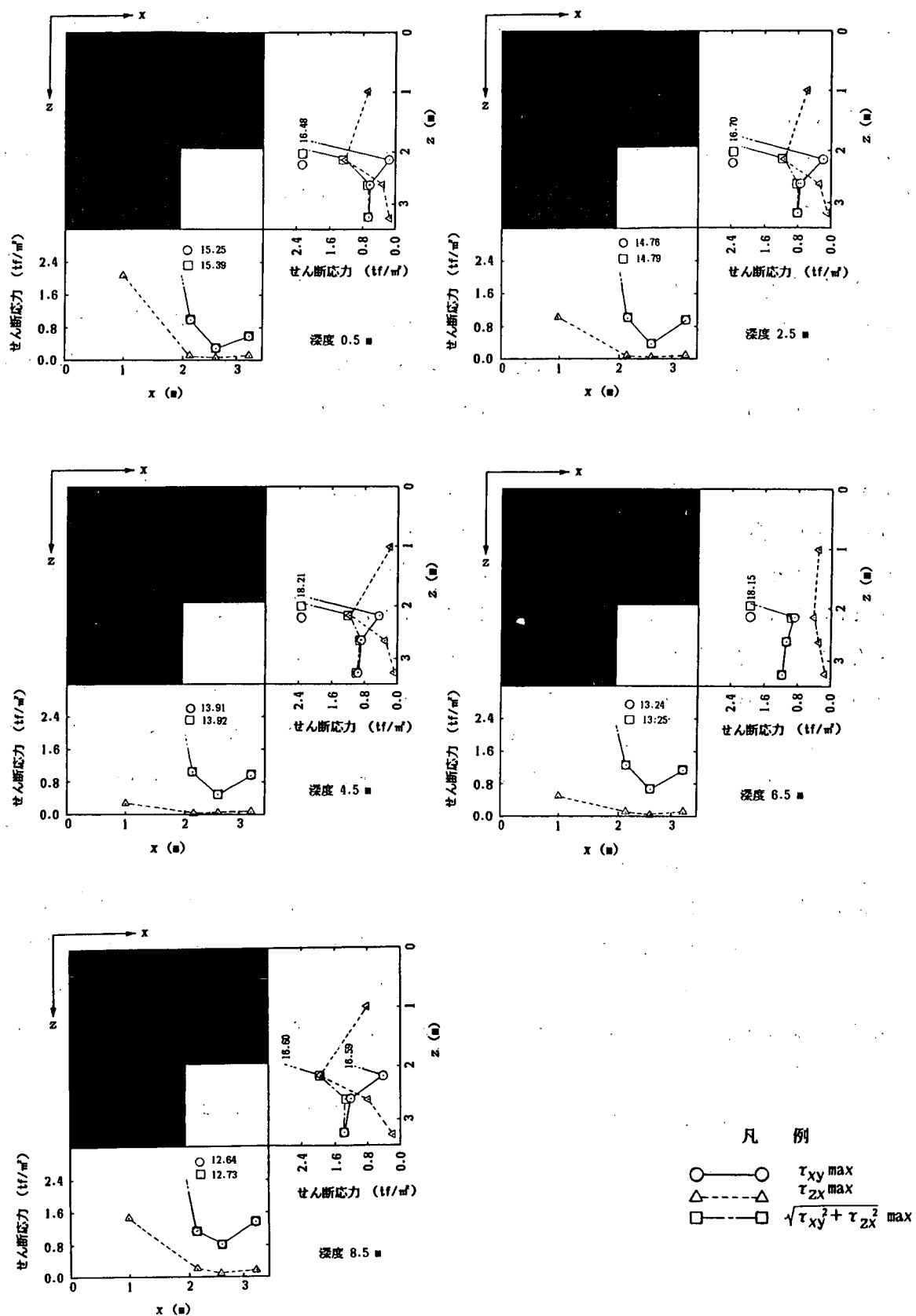


図 4.4.32 格子部のせん断応力の分布 (礫モデル-大船渡波-3m 改良)

礫モデルの大船渡波ケースのばあい(図 4.4.30-4.4.32), 次のような特徴がある。

- ・ 上述の八戸波のばあいとほぼ同一の特徴を示しているが、せん断応力の値が全体的に八戸波より小さくなっている。

(6) 液状化抵抗係数 F_l

T L U S H による解析結果の $\tau_{xy-\max}$ と土被り圧としての $\sigma_v' = \gamma' \cdot z$ を用いて、「道路橋示方書・V耐震設計編」による液状化判定をしたのが図 4.4.33-4.4.36である。これより次のことが言える。

a) 地下水位が地表面の場合

- ・ 岩盤モデルの場合、八戸波のケースは改良体のあるケースの $\tau_{xy-\max}$ の分布が無改良のケースより小さくなっており、明らかに改良体が砂地盤のせん断応力を抑止する効果がある。従って F_l 値の分布も改良することによりその値が上昇しており、3 m 改良では殆んど全深度 $F_l > 1.0$ となっている。
- ・ 岩盤モデルでも大船渡波のケースの場合は、 $\tau_{xy-\max}$ の分布が深さ 6 m 以浅で改良体のあるケースが無改良のケースより大きくなっており、また改良率の影響もあまりなく、 F_l 値もそれに従った分布となっている。この場合 6.5 m 以浅では改良体による格子内砂地盤のせん断応力抑止効果は無いと言える。地震動の周波数特性の違いが表われたものと推定される。
- ・ 礫モデルの場合、岩盤モデルで見られた地震波の特性がここでも現れた分布になっている。八戸波のケースは岩盤モデルの場合と比べて全体に F_l 値が下って、改良効果が落ち、改良率の違いによる効果も差が少なくなっている。大船渡波の場合は、岩盤モデルの場合に比べて改良体のあるケースと無改良のケースの F_l 値の相対関係が改善され、岩盤モデルの場合より効果のあるものになっている。

b) 地下水位が $GL-1\text{ m}$ の場合

地下水位が $GL-1.0\text{ m}$ の場合について F_l 値を概算してみた。計算方法は水位を低下させたモデルで地震応答解析は行わず、概算法として地下水位が地表面と一致する場合(図 4.4.33-4.4.34)の σ_v' を、1 m の水位低下分として 1.0 tf/m^2 だけ増加させ、 $\tau_{xy-\max}$ はそのままとする。動的せん断強度比は $R = 0.26$ のままとする。その計算結果を図 4.4.35-4.4.36に示す。これにより次のことが言える。

- ・ σ_v' が増加するので F_l 値が増大するが、その変化量は浅層部の方が深層部より大きい。

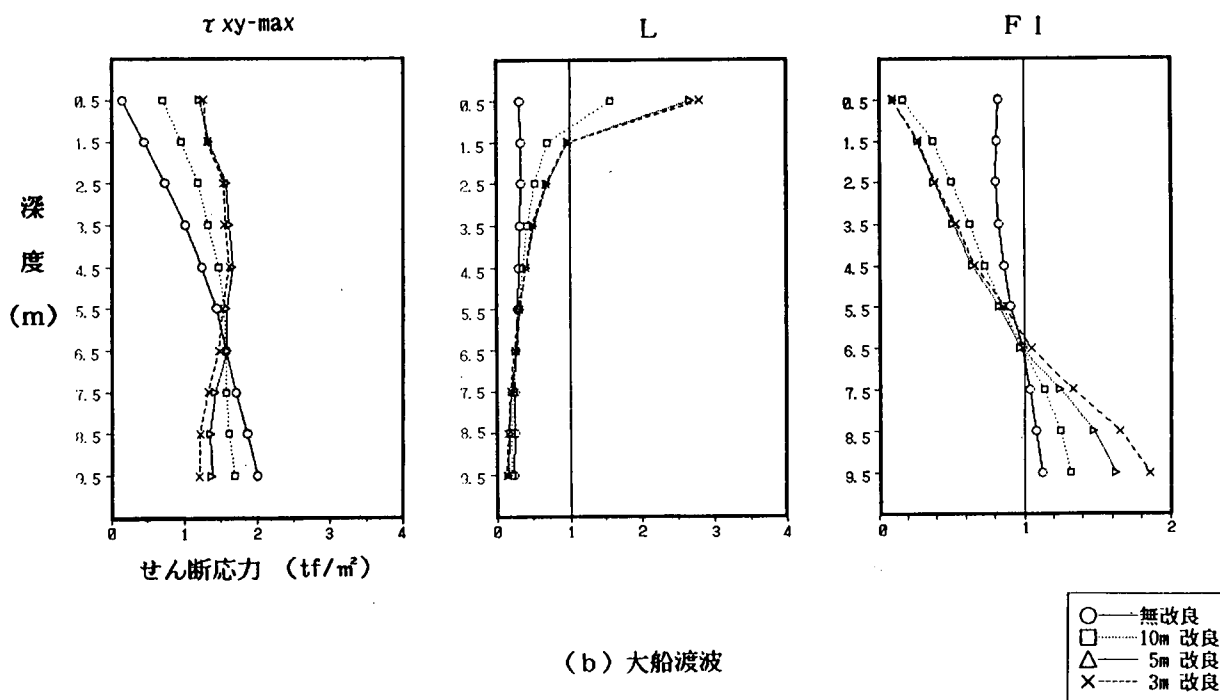
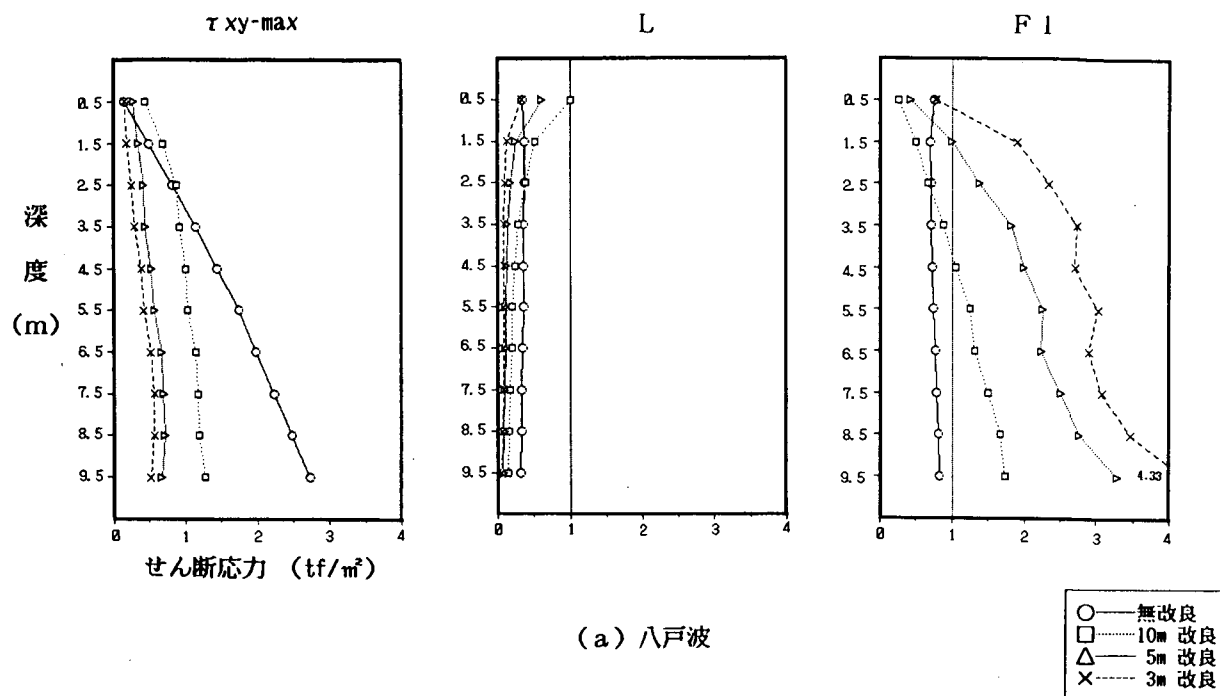


図 4.4.33 $\tau_{xy\text{-max}}$ を用いた液状化判定 (岩盤モデル)

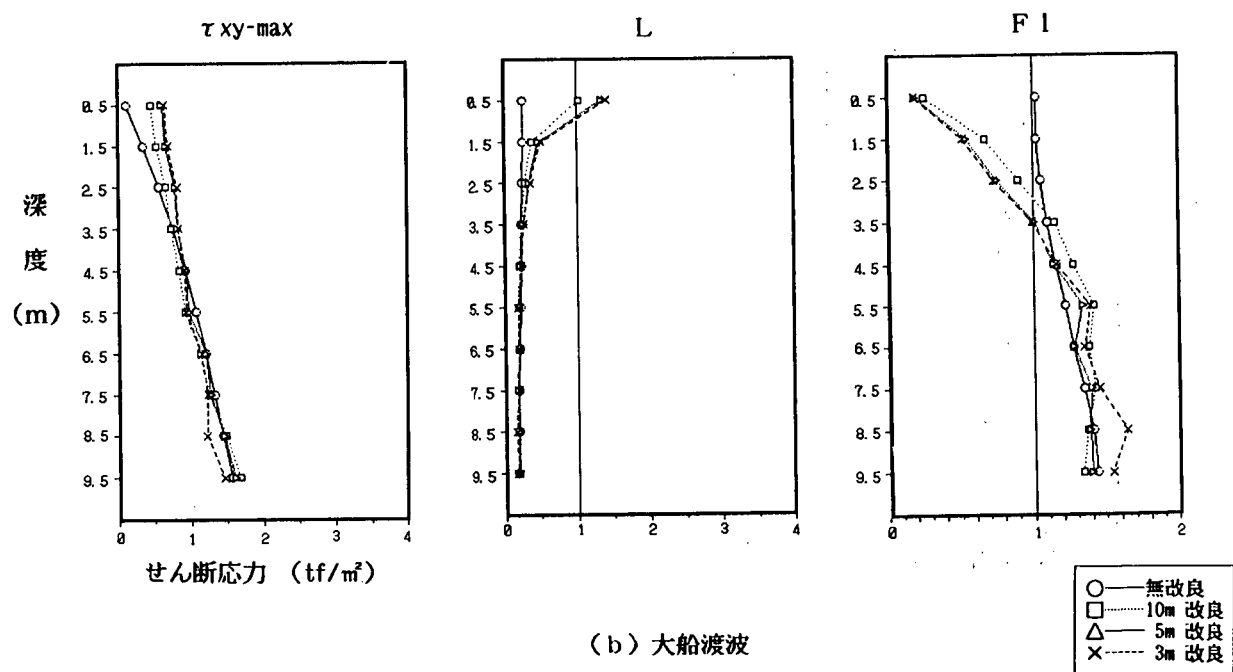
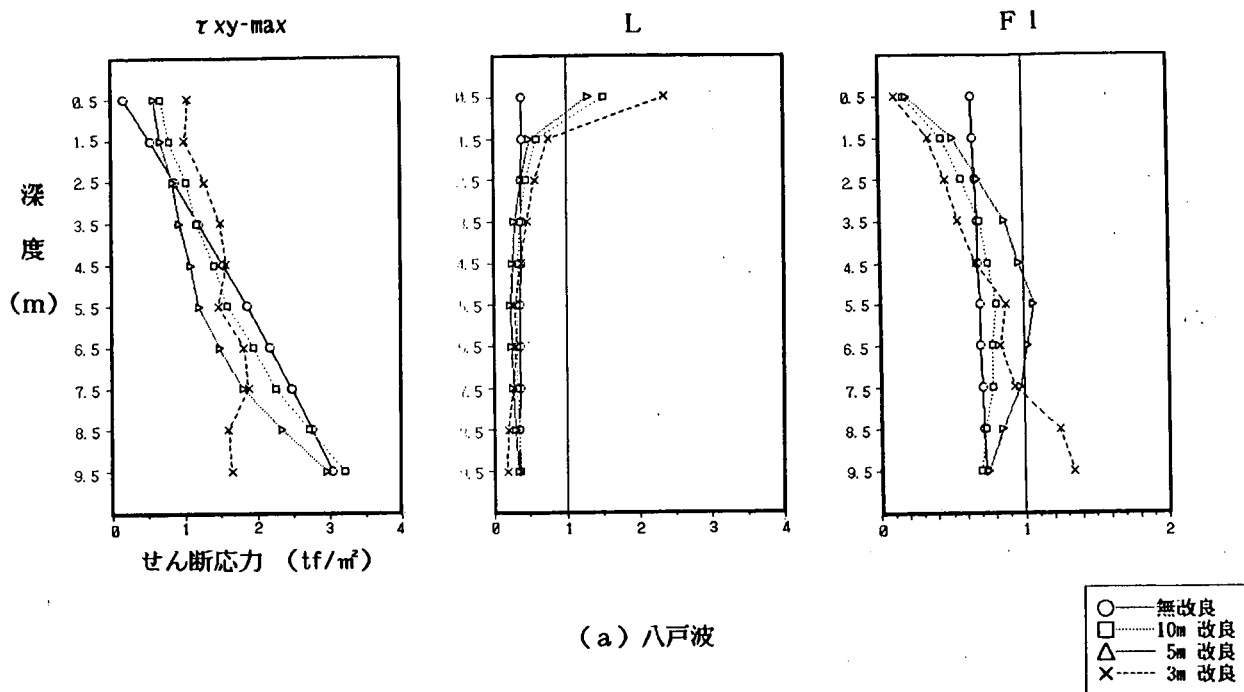


図 4.34 $\tau_{xy-\max}$ を用いた液状化判定 (礫モデル)

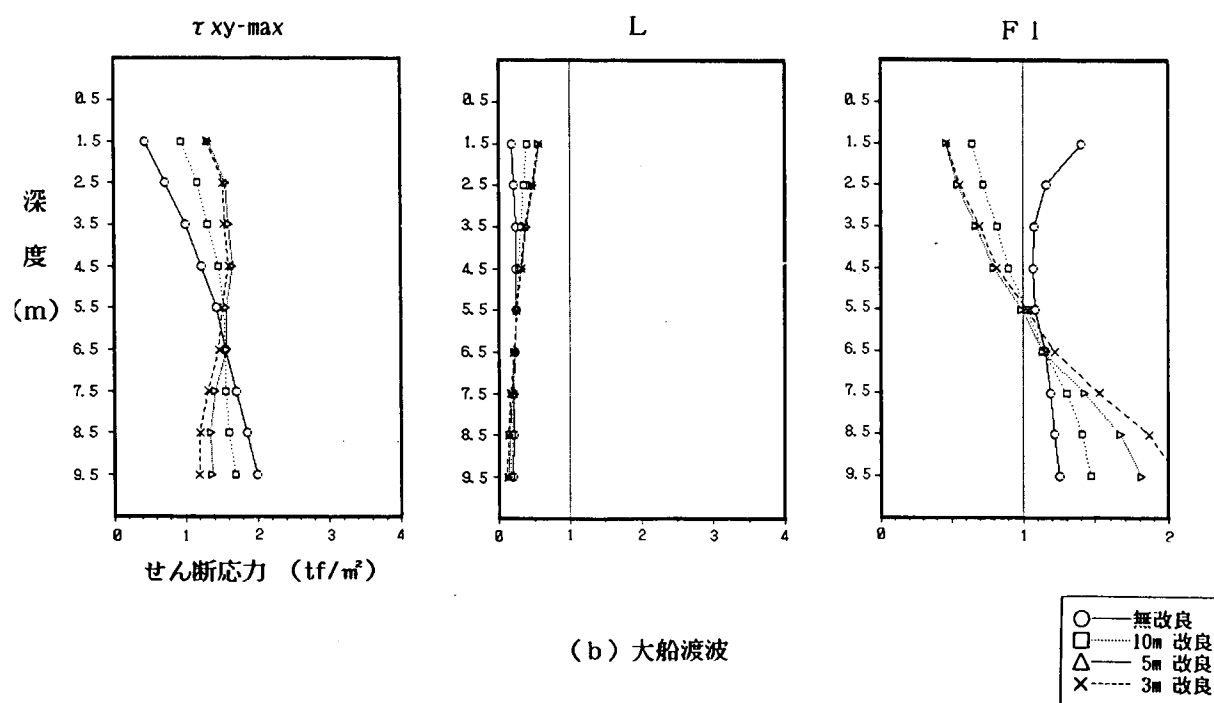
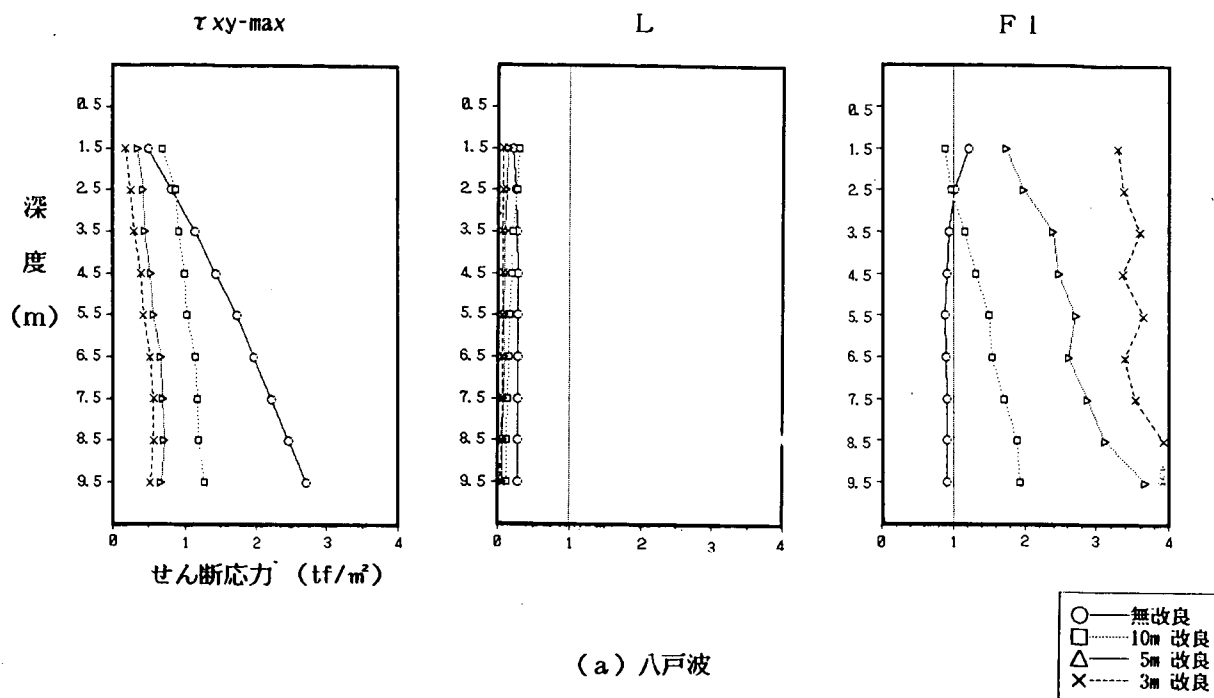


図 4.435 水位をGLより1m下げた場合の $\tau_{xy\text{-max}}$ を用いた液状化判定
(岩盤モデル)

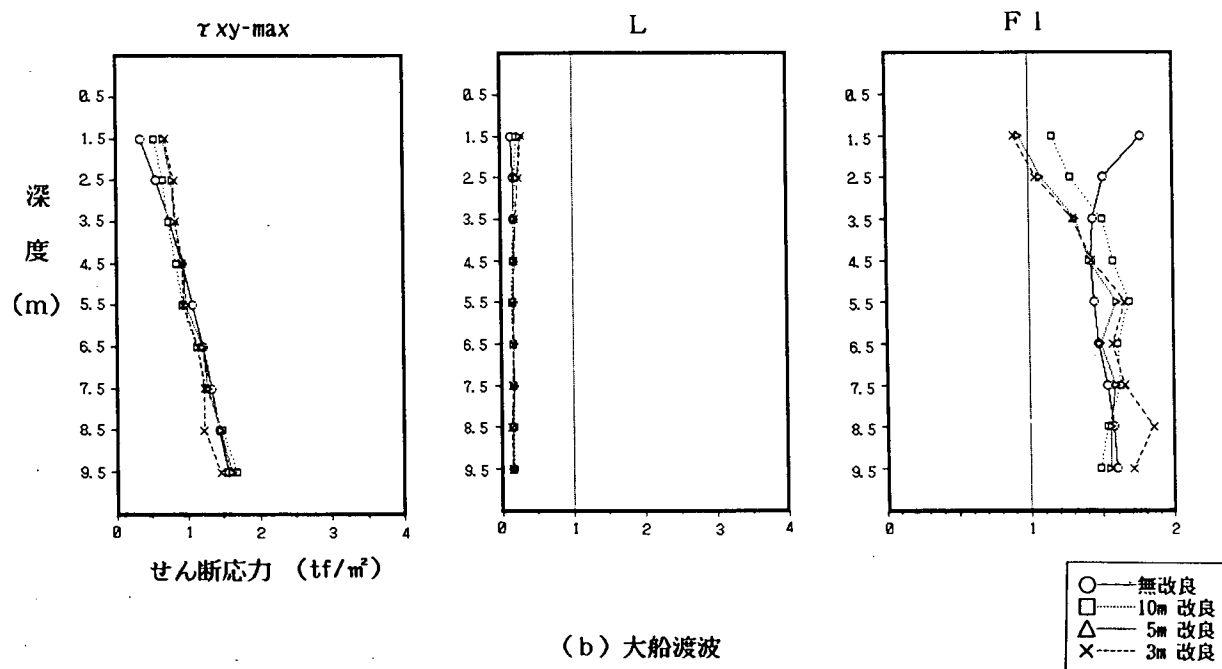
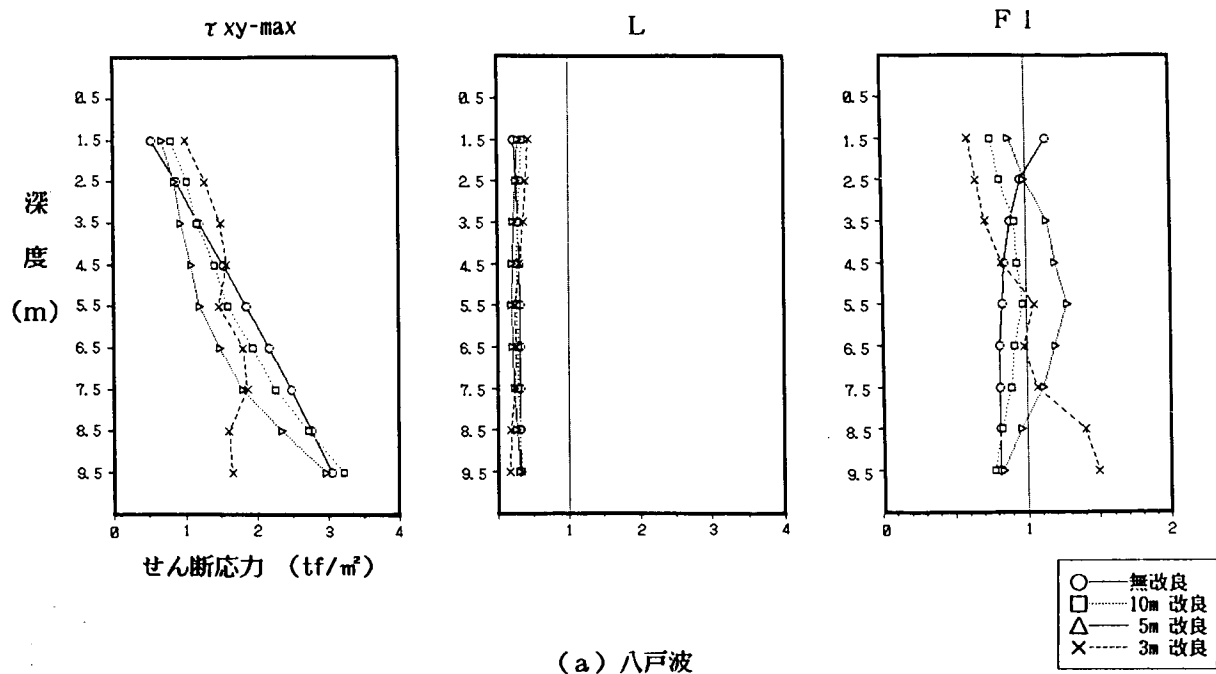


図 4.436 水位をGLより1m下げた場合の τ_{xy-max} を用いた液状化判定 (礫モデル)

4.4.6 まとめ

砂地盤の液状化対策を深層混合処理工法で行うばあいには、格子形状の改良体部を想定し、その対策効果を検討するため三次元有限要素法による地震応答解析を行った。用いたプログラムは、建設省土木研究所の所有になる“TLUSH”である。

計算のパラメーターとして無改良を含んで4種類の改良率、二種類の地盤の土層構成、二種類の入力地震動（振幅は一種類）を考慮し、合計16ケースの計算を実施した。

その主な結果を次に列挙する。

(1) 応答加速度

- 岩盤モデルの場合、入力地震動の周波数特性が著しく応答結果に影響をもたらした。すなわち、八戸波と大船渡波では同一最大振幅の入力値であっても改良地盤部の応答加速度および伝達関数が改良率の変化に対し異なった特徴を示している。

- 礫モデルの場合、岩盤モデルとは違って、入力地震動の周波数特性および改良地盤の改良率の影響が殆んど現れて来ない。その理由として、礫地盤の等価せん断弾性係数が大きく減少し、20m層厚の軟弱地盤の上部10mを改良したフローティングタイプの改良地盤のモデルと同等のモデルとなった。したがって改良体はこの厚い軟弱地盤の動的挙動にはほぼ完全に支配されたと考えられる。

(2) 応答変位

岩盤モデルの場合は、入力地震動の周波数特性により、八戸波と大船渡波で異った結果を示した。八戸波ケースは全体が一次モード的変形パターンで変形しているが、大船渡波ケースでは格子内の砂地盤が共振的挙動を示し、八戸波ケースに比べて大きな変位を示している。

- 礫モデルの場合は、礫層の軟化により軟弱地盤化したため、ほぼ一次モードの変形を示し、改良割合の影響は殆んど現れなかった。

(3) 最大応答せん断ひずみ τ_{xy-max}

- 岩盤モデルの場合、地震波の周波数特性が大きく影響した。すなわち八戸波ケースは改良割合の増大に応じて最大せん断ひずみ量は減少した。しかし大船渡波では、その逆になっておりかつ深さ6m以浅では無改良ケースより改良体のあるケースのひずみが大きくなっている。

- 礫モデルの場合、礫層のひずみ量が大きくなっている。特に礫層上部のひずみが著しい。このため礫層の軟化が生じ、全体が軟弱地盤的挙動を示したと考えられる。したがって長周期成分の卓越している八戸波ケースは短周期成分を含んでいる大船渡波ケースに比べてより大きなひずみを示した。

(4) 液状化低抗係数 F_l

- 岩盤モデルの場合、八戸波ケースでは改良の効果が明瞭にあらわれる結果になり、改良率の上昇は F_l 値の増加となって現われている。しかし大船渡波の場合はそれと正反対の結果を示し、6m以浅では無改良ケース F_l を下まわる F_l 値を示している。せん断応力が浅層部でもあまり減少しなかったことによる結果である。

- 礫モデルの場合、礫層および砂層がほぼ同一の剛性をもつ軟弱地盤となってしまったことから、八

戸波ケースの F_l 値が岩盤モデルの戸波ケースより減少し、大船渡波ケースの F_l 値は岩盤のそれより上昇する結果となった。

(5) 全体的考察

以上の考案によれば、格子内砂地盤の液状化特性は、入力地震動および改良地盤支持層の動特性に大きく依存することがわかった。しかし無限に広がる格子状地盤を、独立した格子1つでモデル化したことなどに代表される数々の仮定・前提をベースにしていることで得られた知見が妥当かどうかは、適切な実験あるいは他の解析的手段により検証する必要がある、今後の課題である。

また、今回の解析の特徴としては、岩盤モデルでは改良体に直接に入力地震動が伝達するため、地震動の周波数特性が改良体及び周辺砂地盤の動特性に大きな影響を与える結果となっている。改良体が周辺砂地盤に強制力をおよぼすと共に、周辺地盤自体も特有の振動を生ずる結果となっている。しかし、礫モデルでは、礫層の軟化が生じたため、砂層の軟化とあいまって、厚い軟弱地盤となってしまった。そのため改良地盤は軟弱地盤の上部に浮かんだ形式となり、その挙動は礫地盤の挙動と一致し、その支配をうける挙動を示した。

したがって今回の解析は、改良体の支持地盤が剛・軟の両極端のばあいについて検討したことになり、現実はこの中間的なものであると予想される。

(竹中工務店)

4.5 深層混合処理工法の施工法に関する検討

4.5.1 目的

耐震固化工法開発の進捗状況は今年度までは、工法としての可能性確認の段階にあり、設計法の確立は次のステップになっている。そのため、正しい施工方法、品質管理のポイント、最適な施工機械の選定などの、施工面の検討を軌道に乗せることは、現段階では難しい。

そこで今年度はとりあえず、従来の深層混合処理工法(DMM工法)を、そのまま耐震固化工法に適用することを前提として検討を進める。

この場合対象地盤は、当然砂質地盤となるが、DMM工法における砂地盤での実績は極めて少なく施工技術的にみて難しい領域へ踏み込むことになる。そのため経済的に大きな負担が加わったり、施工能率や品質に支障をきたすことも考えられる。これらの問題を調査して耐震固化工法にDMM工法を適用する場合の適切な評価を事前に下しておく必要がある。

そこで今年度は、現状のDMM施工機をベースにして、経済的な施工の可能性について、コストスタディ(直工単価)によって評価することを目的として、そのために必要な幾つかの調査をおこなった。

なお、品質面については、単杭としての品質とラップ部分の品質との二通りを問題にする必要があるが、前者については、粘土地盤と砂地盤との適用地盤の相違を考慮すればよく、むしろ砂地盤の方が安定した品質が得られると想定して具体的な調査の対象からはずした。また後者については、難し

い問題であり、今年度は実績調査による現状の評価までにとどめた。

4.5.2 検討内容

コストスタディ（直工費）を実施するまでの検討過程を図4.5.1にフローで示す。

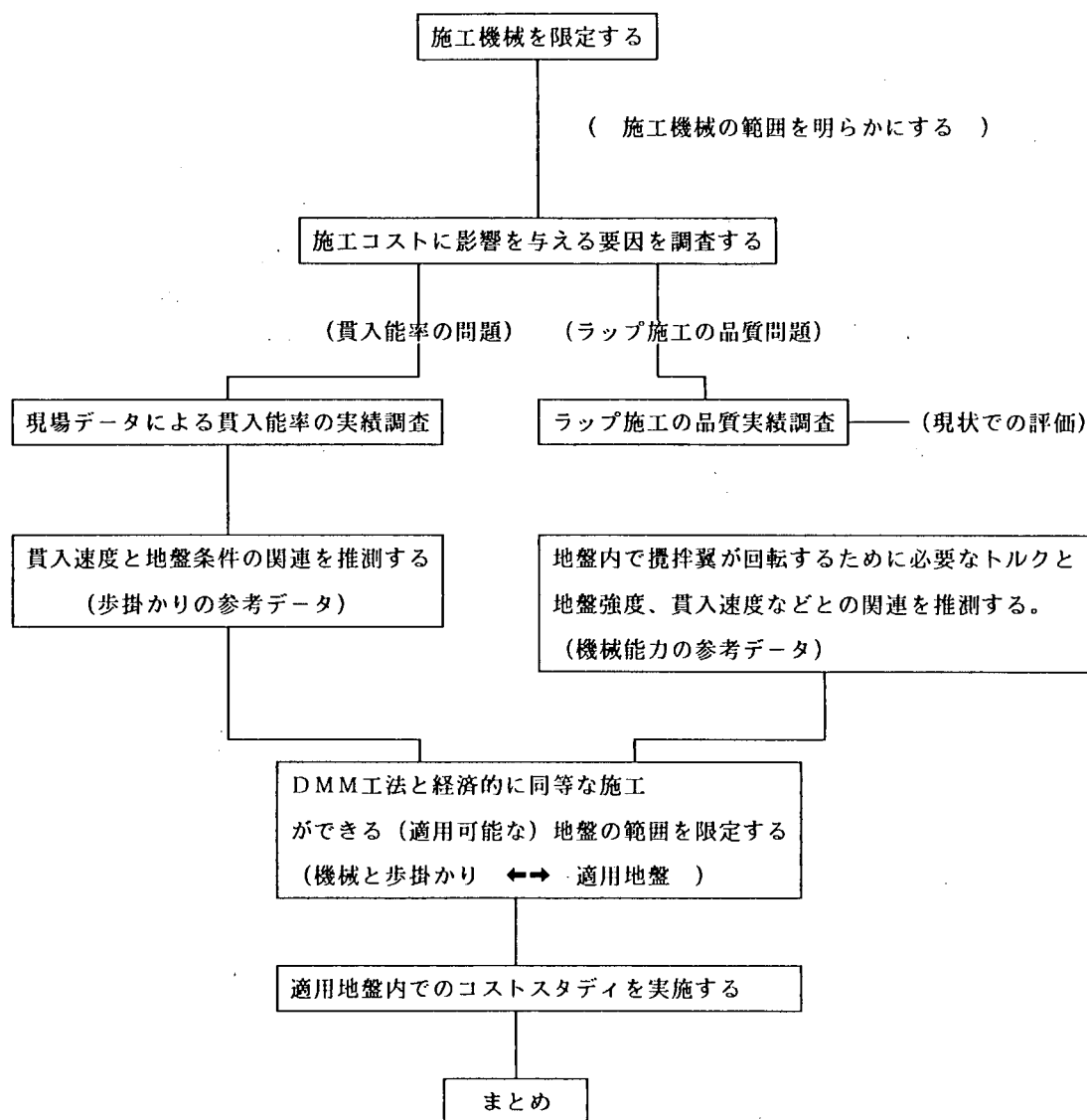


図4.5.1 検討フロー

1) 耐震固化工法の検討に用いた施工機

現状の固化系工法の内DMM工法に使用されている施工機械で、3社（大林、竹中工務店、不動建設）が保有しているか若しくは通常取り扱っているタイプ。

今年度は調査の範囲を以上のように限定しておき、連続壁工法用機械、アースオーガー機械、噴射注入工法用機械などの応用については次年度の課題とする。図4.5.2～図4.5.7に現行のDMM施工機の姿図を示す。また表4.5.1にそれらの概略の仕様を示す。

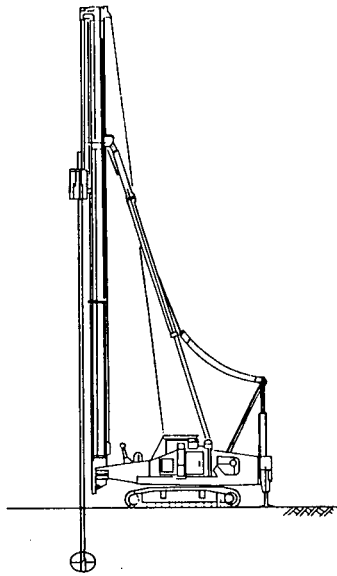


图 4.5.2 Oval (a)

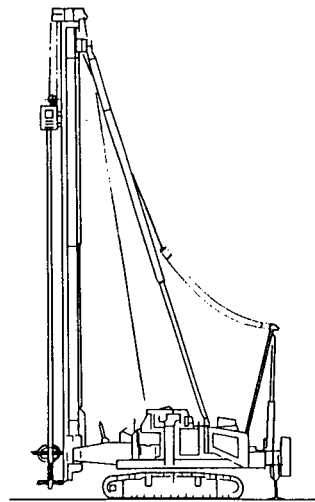


图 4.5.3 Oval (b)

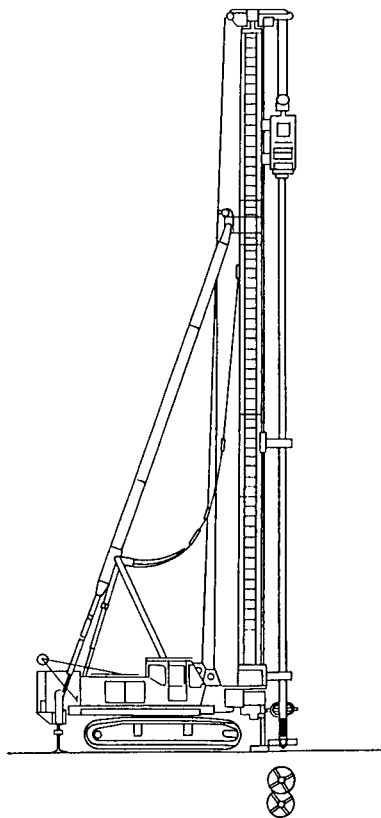


图 4.5.4 Oval (c)

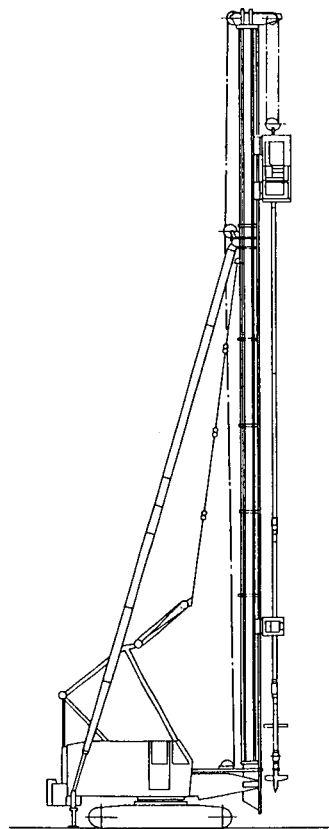


图 4.5.5 DCM

表 4.5.1 現行 DMM 施工機の仕様一覧

(1) ベースマシン (図 4.5.7 の①+②+⑤)

機 種 性 能	O v a l (a)	O v a l (b)	O v a l (c)	DCM	CDM 2090	DJM 2070
吊り上能力 (ton)	15~16	25~27	50~55	40~50	35~40	35
エンジン 出力 (p s)	91	125	150	155	115	156
リーダー 長 (m)	14	21	35	35	30	30
総 重量 (ton)	30	60	90	90	84	65

(2) 処理機 (図 4.5.7 の③+④+⑥)

機 種 性 能	O v a l (a)	O v a l (b)	O v a l (c)	DCM	CDM 2090	DJM 2070
攪はん翼径 (m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
改 良 長 (m)	-9.0	-15.0	-29.0	-30.0	-20.0	-23.0
改良面積 (m ²)	0.78	0.78	1.5	1.5	1.5	1.5
モーター容量 (k w)	45×1 台	60×1 台	75×2 台	75×2 台	90×2 台	55×2 台
	50Hz 26.7rpm	50Hz 15.8rpm	50Hz 27.2rpm	50Hz 25.0rpm	50Hz 31.2rpm	50Hz 20.0rpm
攪拌トルク (kg・m)	1640	3410	2680	3030	2520	2000
モータ 重量 (ton)	5.1	5.6	9.2	10.0	9.2	11.0

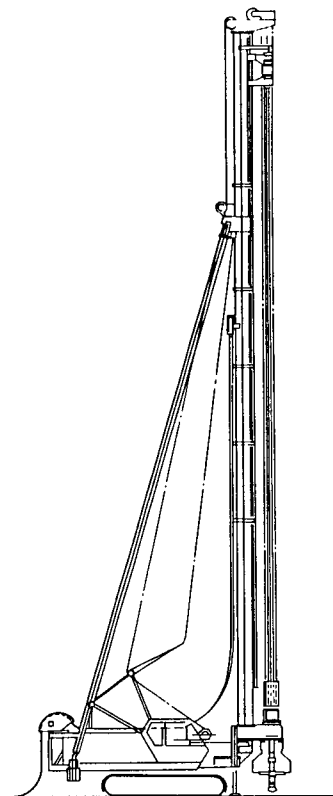


図 4.5.6 DJM 2070

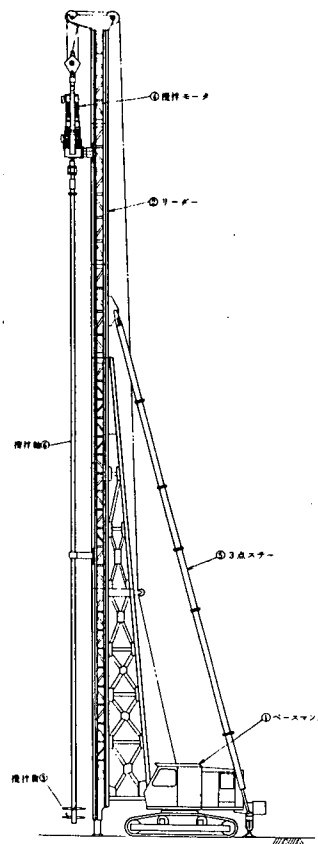


図 4.5.7 CDM 2090

2) DMM施工機を耐震固化工法へ適用する場合の施工上の問題点

(1) 砂地盤への適用（貫入能力の問題）

従来からDMM工法の適用地盤はその殆どが粘性土地盤であり砂層に適用された例は非常に少ない。そのため経済速度（歩掛かりからみて採算ペースに乗る速度）で貫入し得る砂地盤の強度がどの程度のものかを推測するのは難しい。

しかし今年度はすくなくとも、現行のDMM施工機が砂地盤に適用出来るかどうか判定できるところまでは到達しておく必要がある。

図 4.5.8～図 4.5.12に砂地盤に適用された施工例を示す。これらの施謹例から、貫入時間と地盤条件の関係が得られることが期待される。

参考までに、通常のDMM工法における歩掛かりでは、1日の打設 m 数は100～130 m 貫入速度は0.5～1.0 m/min が普通である。

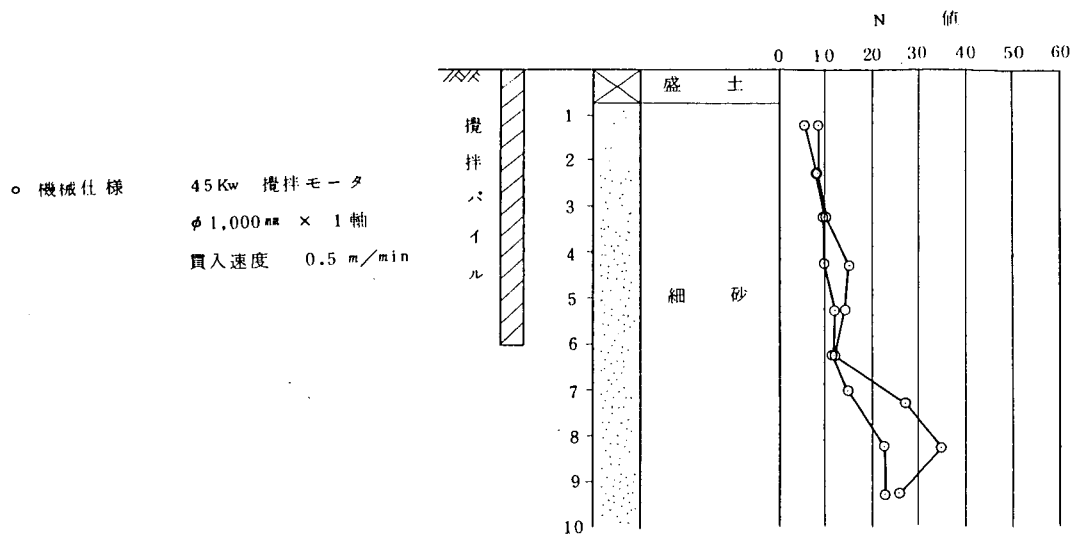


図 4.5.8 住宅基礎地盤改良

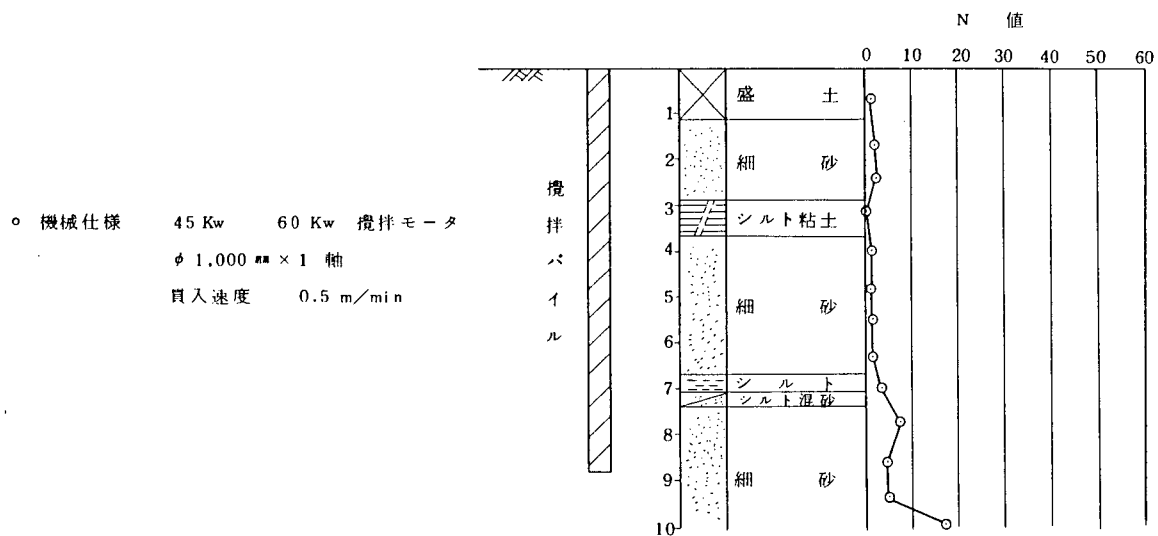


図 4.5.9 建物の基礎地盤改良

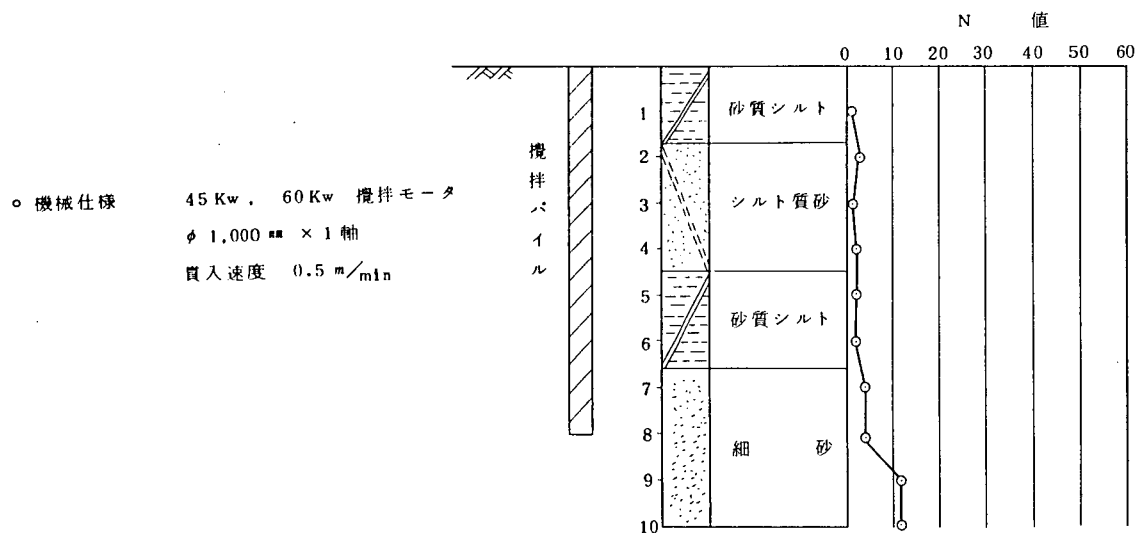
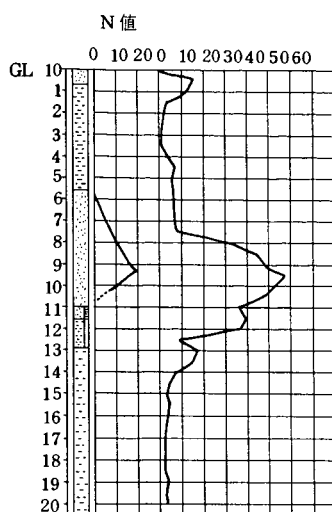
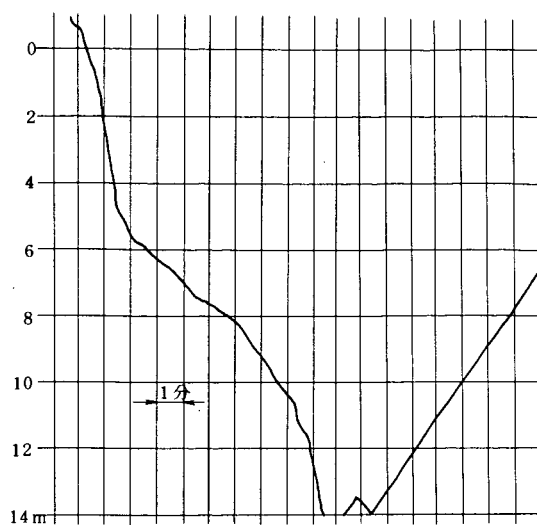


図 4.5.10 建物の基礎地盤改良

1) 原地盤強度



2) 貫入曲線

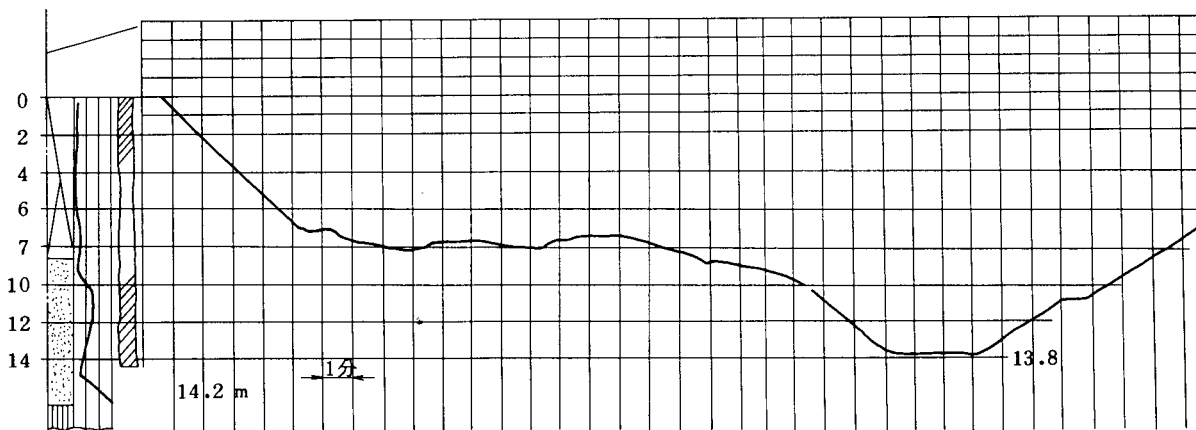


3) 機械仕様

項目	仕様
出力	90 Kw
トルク	1260 kg-m 2520 kg-m
回転数	62.7 rpm 31.2 rpm
軸径	177.8 φ
翼径	1100 φ
軸間距離	900
本体	40 Ton 級
施工法	引抜吐出

図 4.5.11 建物の基礎地盤改良

2) 貫入曲線



3) 機械仕様

項目	仕様
出力	90 Kw
トルク	1260 kg-m 2520 kg-m
回転数	62.7 rpm 31.2 rpm
軸径	177.8 φ
翼径	1000 φ
軸間距離	800
本体	40 Ton 級
施工法	引抜吐出

図 4.5.12 トンネル基礎地盤改良

(2) ラップ施工の信頼性

耐震固化工法の特徴は壁状、または格子状の配置でパイルを造成して行くためラップ施工または接縁施工は必須条件になる。また格子の内外で水の出入りがあるてはならないために隣りあったパイル同士の接着状態の精度と耐久性は特に重要なポイントになる。現行のDMM工法におけるラップ施工の実績は粘性土地盤が殆どである、またその評価はまちまちであり、施工の仕方によってはあまり満足できない場合もある。砂地盤については殆ど実績がないため、ラップ施工に関する砂地盤特有の問題があっても現時点ではよく解っていない。

DMM工法とよく似た施工機を用いる山止め柱列杭工法の場合は、砂地盤にソイルセメント杭を造成し遮水効果を果たすためにラップ施工を行っている。この工法では、セメントを大量に投入するためと考えられるが、ラップ施工は殆ど100%成功しているといわれている。この工法については、貫入速度、ラップの信頼性などについて、もう少し調査が必要であろう。これまでのハードW Gでのラップ施工にたいするコンセンサスを整理すると次のようになる。

- ① 間欠打設より連続打設の方がラップの出来型はよい。
- ② 24時間以内であればラップの出来型はよい。
- ③ すくなくとも接縁施工であれば概ね可能。
- ④ セメント量の大小が影響する。

今年度はラップ施工に関して定量的な検討ができなかった。ラップ施工については、その必然性も含めて今後も検討を続けてゆく必要がある。

3) 貫入データ（能率）による実績調査

貫入時間（速度）と地盤強度との関係を表す推定式を幾つか調査したがそれらしきものはあっても参考に適用できる程度で、全面的に信頼できるものは見当たらなかった。そこで、今回収集した現場データをプロットして貫入時間と地盤強度の関係を調べてみた。その結果から貫入時間の推定式を提案する。

(1) 現場データの整理方法

貫入時間と地盤との関連を現場施工データから推測する場合、貫入時間－地盤強度の关系到影響し得るパラメーターとしては、処理機重量、攪拌翼の形状などが考えられる。

（なお処理機の回転トルクは、別途トルク－貫入時間－地盤強度、の関係を求めて現場実績データに検討、修正を加えることにする）

これらのパラメーターごとにデータを整理し、その結果から一般的に地盤強度と貫入時間との関係を推測しようとする場合は操作が繁雑になる。またデータ数が、パラメータごとに、分散するため、データの傾向があらわれにくいと思われる。そこで、杭の支持力と貫入抵抗の考え方が似かよっていることに注目して重量、形状などのパラメーターが表現されている杭の支持力式を用いて現場施工データをプロットする。図4.5.13にその模式線図を示す。

$$Q = 40 N \cdot A_p + 1/5 \cdot \bar{N} \cdot A_s$$

N ; N 値
 A_p ; 先端回転部の投影面積
 A_s ; 周辺面積
 Q ; 静的極限支持力 (貫入抵抗)
 W ; 貫入重量
 T ; 貫入時間

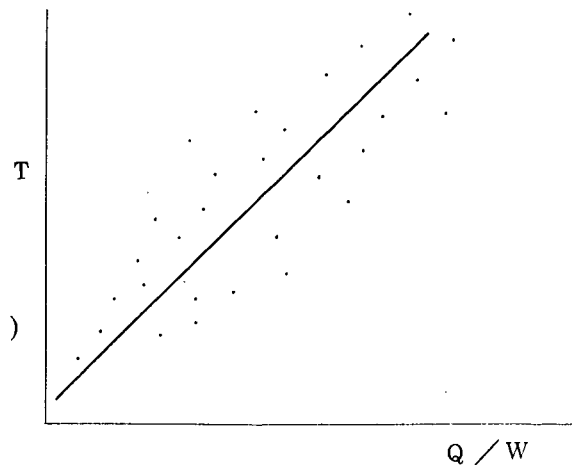


図 4.5.13 $T - Q/W$ の線図

縦軸は貫入時間、横軸は貫入抵抗を処理機重量で除して無次元化してある。このプロットの傾向から最小 2 乗法によって推定式をもとめる。

図 4.5.13 のように、 $T - Q/W$ の座標にデータをプロットしてその傾向から最小 2 乗法により推定式を考える。

(2) 現場データの一覧表

表 4.5.2 に過去の砂地盤施工データを現場名、データの型、機械仕様ごとに分類し一覧表にまとめた。

(3) データ整理結果

図 4.5.14 に実際のデータをプロットしたものを示す。

4) トルクの検証

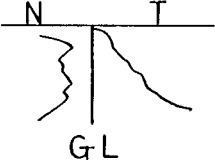
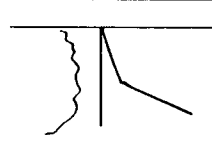
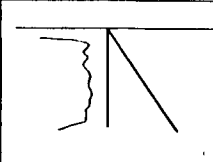
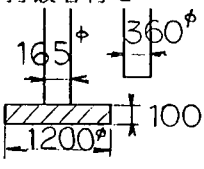
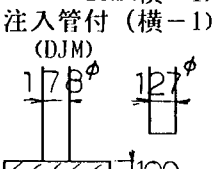
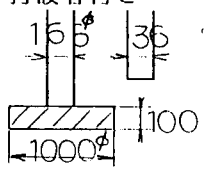
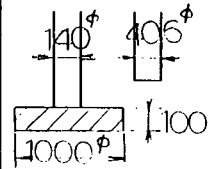
貫入の絶対的な必要条件は翼が回転していることである。従って地盤条件と目標貫入速度を決める時点でモーター容量の関連から攪拌翼が回転しているか否かの判定が必要である。モータートルクと地盤強度の関係について次のような推定式が提案されている⁴⁾。

$$Tr = 8.1 \cdot N \cdot D^{3.0} \cdot f^{0.4} \cdot (V + 2.4) [1 + \delta (n - 1)] \quad \dots\dots\dots (4.5.1)$$

Tr ; 攪拌トルク ($kg \cdot m$)	—	f ; 回転数 (rpm)	30
D ; 攪拌翼直径 (m)	1.0	N ; N 値	—
V ; 貫入速度 (m/min)	—	n ; 攪拌翼段数 (段)	2
δ ; 強度低減率 (0.64~0.81)	0.7		

DMM 施工機の平均的仕様をトルク式に代入して攪拌トルクと地盤強度 (N 値) との関係式をもとめた。

表 4.5.2 データー一覧表

	A ボーリングデータと 貫入記録のあるもの		B ボーリングデータ と貫入時間測定が 2点以上行われた もの	C ボーリングデータ と最終貫入時間 のみ記録されてい るもの
	①全体が砂層	②一部または中間 が砂層		
現場名 (場所)	草津	浦安 横浜-1	四日市 下松 (機械仕 様は、油圧)	大林 (D) 千葉 砂町 横浜-2 市川 門真 矢作川
データの型				
機械仕様	電動 90KW 1200φ 20m 打設 打設管付き  W = 18 t. on	電動 90KW 1000φ 打設 15m (浦安) 20m (横-1) 注入管付 (横-1) (DJM)  W = 14.8 t. on (浦安) W = 17 t. on (横-1)	電動 90KW 1000φ 32m 打設 打設管付き  W = 23 t. on	油圧 1000φ 打設管付き  W = 14.5 t. on (千葉、横浜) W = 12.1 t. on (門真) W = 15.0 ton (砂町、矢作川、市川) W = 6.0 ton 短軸 (大林D)

QP(1)= 2.790	T(1)=1.400
QP(2)= 4.670	T(2)=1.700
QP(3)= 7.950	T(3)=1.000
QP(4)= 3.140	T(4)=0.900
QP(5)= 6.020	T(5)=2.800
QP(6)= 6.950	T(6)=2.500
QP(7)= 5.930	T(7)=1.000
QP(8)= 4.480	T(8)=0.800
QP(9)= 0.920	T(9)=0.220
QP(10)= 0.950	T(10)=0.480
QP(11)= 0.980	T(11)=0.540
QP(12)= 4.240	T(12)=0.300
QP(13)= 8.770	T(13)=0.560
QP(14)= 6.270	T(14)=0.800
QP(15)= 8.720	T(15)=0.550
QP(16)= 9.430	T(16)=4.760
QP(17)= 4.660	T(17)=1.110
QP(18)= 3.540	T(18)=0.640
QP(19)= 8.590	T(19)=0.930
QP(20)= 9.150	T(20)=2.220
QP(21)=10.700	T(21)=2.560
QP(22)= 7.920	T(22)=6.670
QP(23)= 6.200	T(23)=2.130
QP(24)= 4.200	T(24)=1.670
QP(25)=14.400	T(25)=4.000

KB = 0.713

KA = -0.419

$\log T = KB \log(Q/W) + KA$

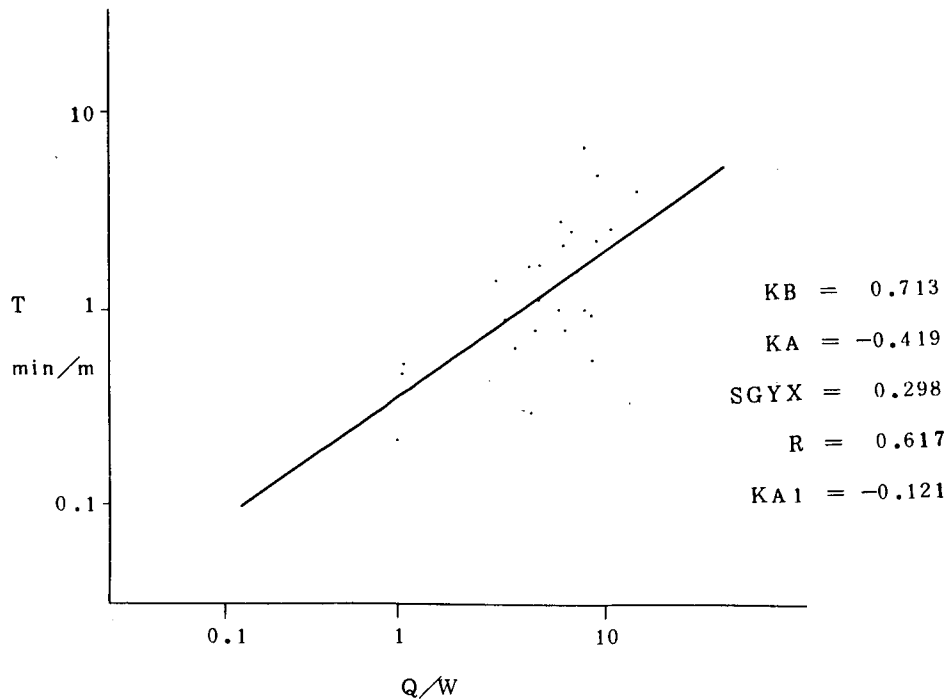


図 4.5.14 現場データのプロットによる回帰直線

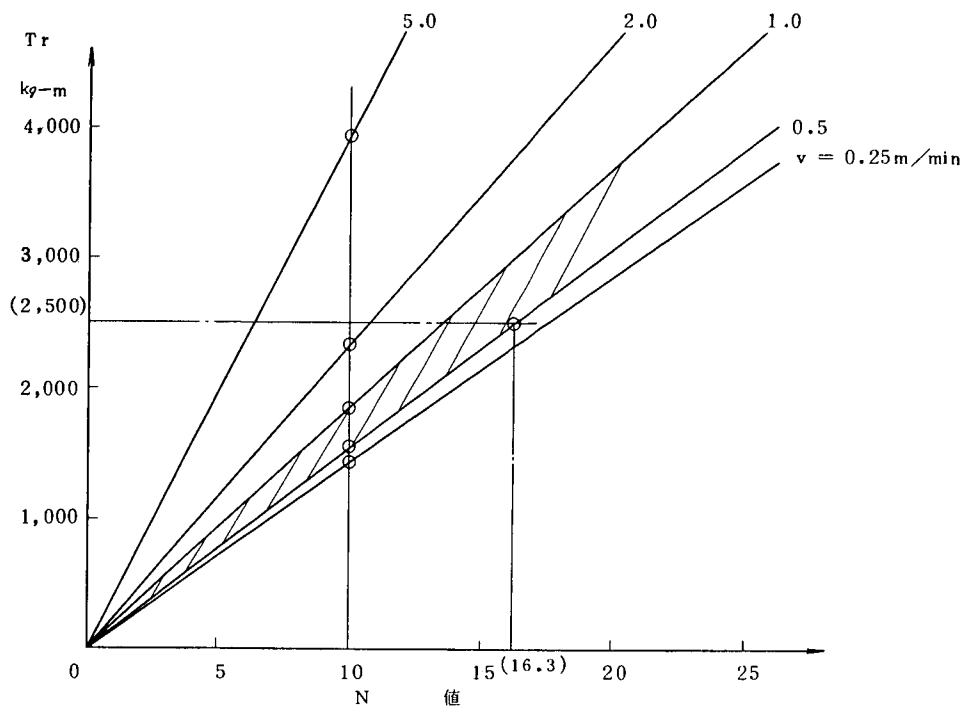


図 4.5.15 Tr-N 直線

$$Tr = 53.7 (V + 2.4) N \quad \dots\dots\dots (4.5.2)$$

図 4.5.15に現行のDMM施工機における Tr-N値 の関係を貫入速度をパラメーターにして示す。

5) 適用地盤の範囲

現場データをプロットしたT-Q/W (図 4.5.14) の線図から得た回帰式を用いて、経済的な貫入速度に対する地盤強度の範囲を推定する。前述(図 4.5.14)の回帰式をもちいて、深さ方向にN値一定の地盤を想定した場合のGL-20mまでの貫入直線を図 4.5.16に示す。(施工機械はDMM90KW

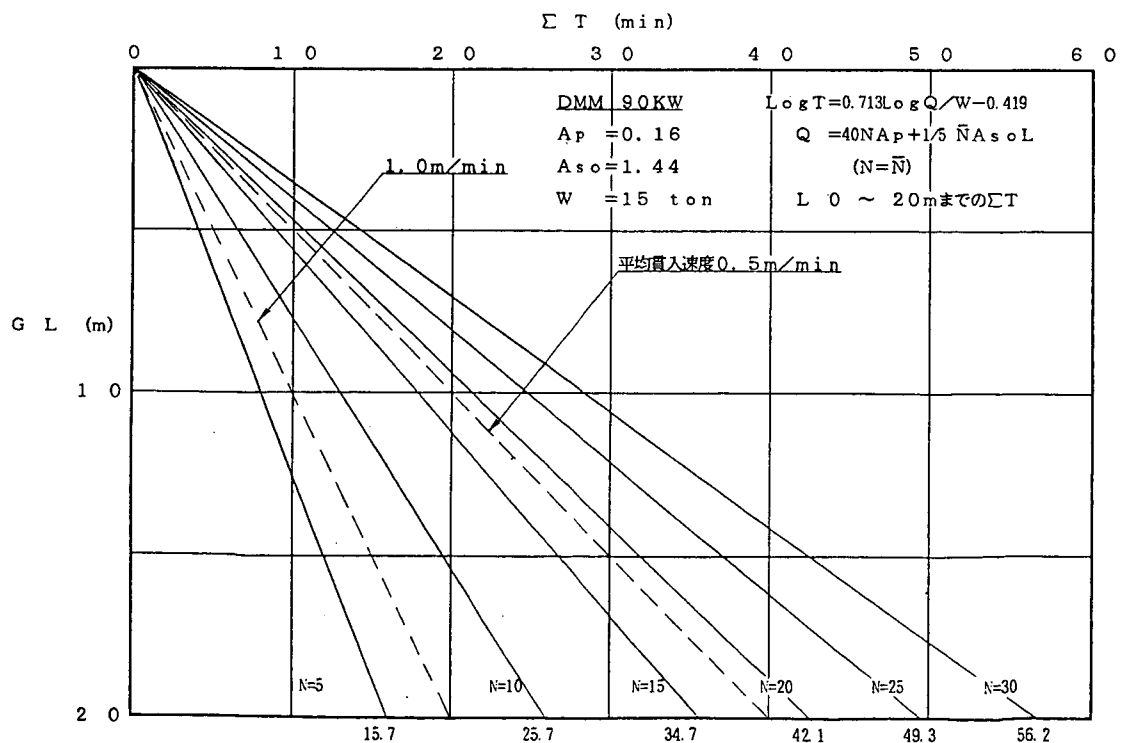


図 4.5.16 貫入直線

を使用すると仮定した。)

現在DMMの歩掛りで通常適用されている1 m/min の貫入速度を確保できるのはN値10以下の地盤であり、N値20ともなると0.5m/minの貫入速度になると想定される。また、トルクの検証式から考えると貫入速度0.5 m/minでトルク 2500 kg・mではN値16以下でなければ回転しない事になる。攪拌翼の回転トルクの限界を含めて考慮すると適用地盤は概ね N = 5 ~ 15 (貫入速度 1.0 ~ 0.5 m/min) 程度と考えられる。

4.5.3 コストスタディ

貫入速度の範囲 $0.5 \leq V \leq 1.0 \text{ m/min}$

N値の範囲 5 ~ 15

ベースマシン 35 ~ 40 t, 50 t

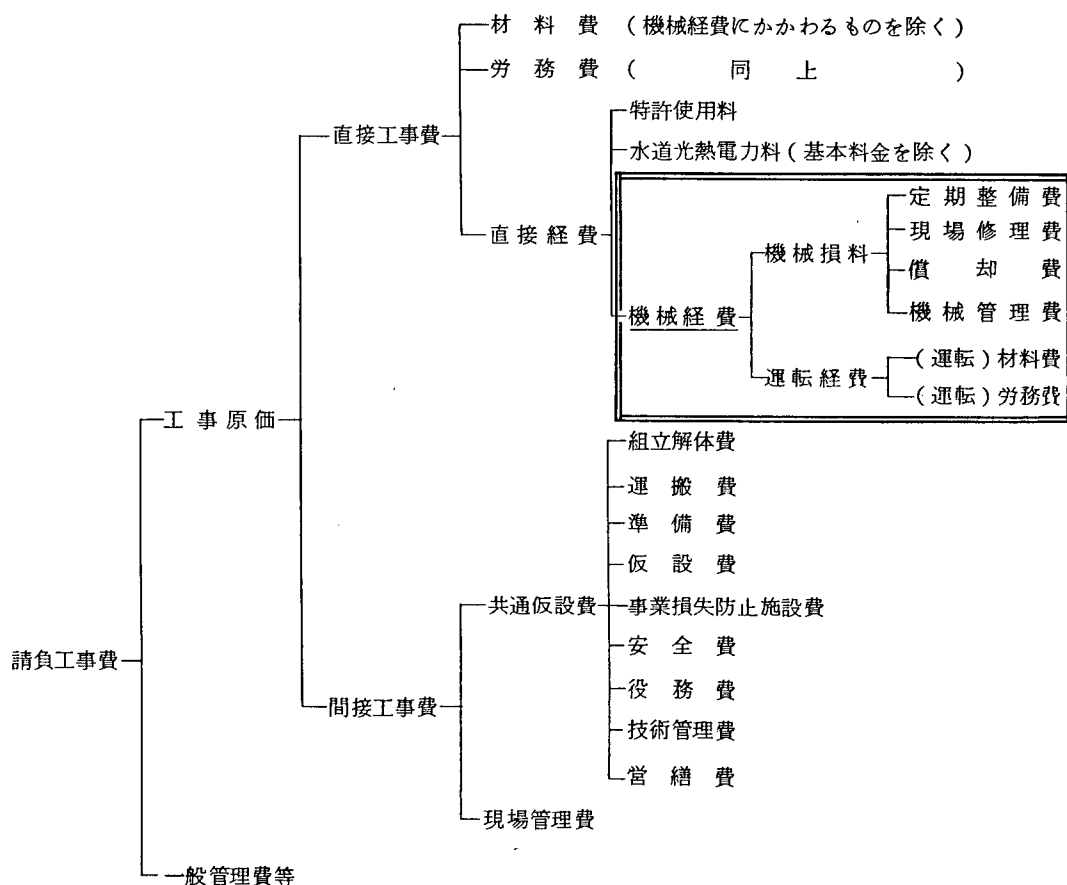
処理機容量 45 Kw, 55 Kw, 90 Kw

上記の組み合わせでそれぞれのコストスタディを行う。

1) 積算価格の構成と積算条件

表 4.5.3 の工事原価の構成の中で二重カッコ内の機械経費について積算を行う。

表 4.5.3 積算価格の構成



2) 試算方法

作業能力 $Q (m^3/h) = \frac{S \times L_1 \times 60}{\frac{1}{V_1} + \frac{1}{V_2} + t_1 + t_2} \times E_1 \times E_2$ の式を用いて Q を求める。⁵⁾

S	: 有効改良面積	(m^2)	1.5	1.5
L_1	: 改良長	(m)	20	15
L	: 打設長	(m)	20	15
V_1	: 処理機の貫入速度	(m/min)	—	—
V_2	: 処理機の引き抜き速度	(m/min)	1	1
t_1	: 位置決め	(min)	15	15
t_2	: 先端固化処理時間	(min)	3	3
E_1	: 現場作業効率		0.7	0.7
E_2	: ラップ効率		0.8	0.8

特に深層混合処理工法の積算と異なるところは、耐震固化工法による壁体がラップ施工または接縁施工となるため杭の垂直性が重要となり、機械の打設位置のセッティングに時間を費やすものと考え、ラップ効率 $E_2 = 0.8$ を加味することにする。機械経費 K (円/日) も、設計マニュアルに準じて試算する。

以上の結果より 施工単価 $= K / Q \times 7$ (実打設時間) が求まる。

表 4.5.4 は、施工長 $L \leq 15m \cdot 20m$ と大別してベースマシンと処理機、貫入速度 ($0.5 \cdot 1.0m/min$) の組み合わせごとに施工単価を試算した。

$L \leq 20m$ において表 4.5.4 を連続的に表現したグラフを図 4.5.17 に示す。

表 4.5.4 施 工 単 価

				(円/㎡)	
杭 長	ベースマシン	能率 オーガー	0.5m/min	1.0m/min	機 械 経 費 k (円/日)
			0.0119k	0.0091k	
$L \leq 15m$	35~40 ton	1	N 値	8以下	631,700
			45kw	7,500	
		2	N 値	10以下	689,700
			55kw	8,200	
		3	N 値	16以下	760,600
			90kw	9,000	
杭 長	ベースマシン	能率 オーガー	0.5m/min	1.0m/min	機 械 経 費 k (円/日)
			0.0111k	0.0082k	
$L \leq 20m$	50 ton	4	N 値	7以下	724,700
			45kw	8,000	
		5	N 値	10以下	782,800
			55kw	8,600	
		6	N 値	16以下	853,700
			90kw	9,400	

モータ・トルクの仮定
 90kw : 2500kg-m
 55kw : 1500kg-m
 45kw : 1250kg-m

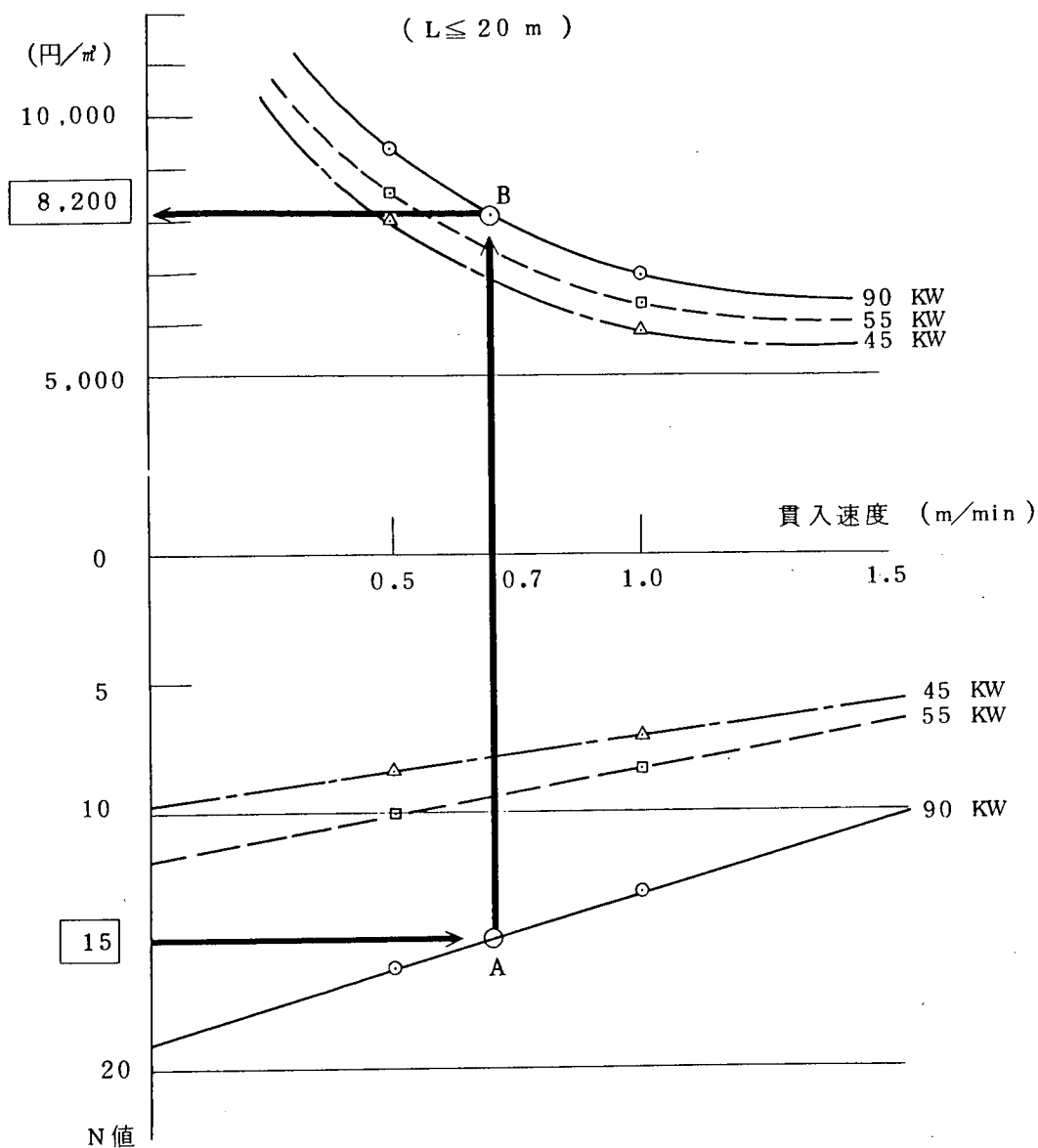


図 4.5.17 N 値－施工単価

N 値15の地盤に90 kw のDMM 施工機を使用して施工した場合、貫入速度 0.70m/min となり施工単価は約 8,200 円 / m^3 となる。

(不動建設)

4.6 改良土の力学特性

4.6.1 概 要

ある現場での深層混合処理工法により改良された砂質土の力学特性を調べた。この現場での標準断面を図 4.6.1 に示すが、改良対象層26mのうち砂質土層は約 4 m である。この砂質土層の N 値は 7 ～ 17、砂分含有率は66～95%であり、粒度分布の範囲を図 4.6.2 に示す。また、改良材には普通ポルトランドセメントの粉体を使用した。

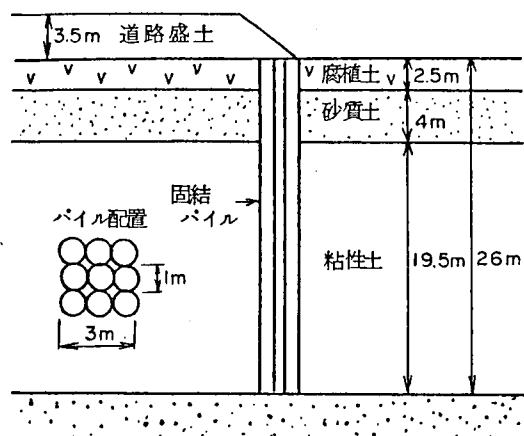


図 4.6.1 標準断面図

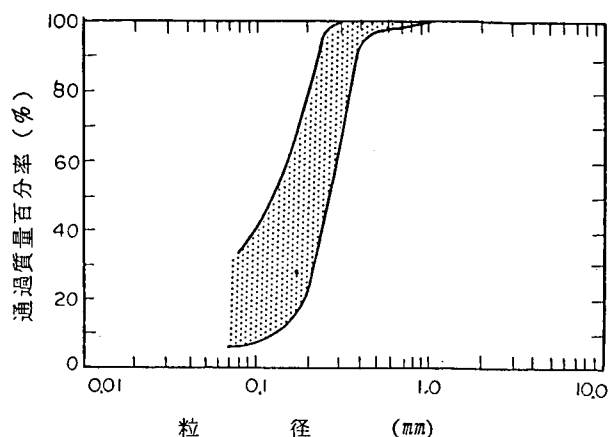


図 4.6.2 粒度分布の範囲

室内配合試験および現位置サンプリングにより得られた供試体に対して一軸圧縮試験を実施したがこの試験結果から砂質土の静的な力学特性について調べた。数量はそれぞれ18供試体である。

4.6.2 試験方法

1) 室内配合試験

室内配合試験は、設計または施工に先立って改良材の種類・混合比の決定のために実施される。その試験は「締固めを伴わない安定処理土の試験方法案」(土質工学会)に準じて実施するが、図 4.6.3 にそのフローチャートを示す。

室内配合試験の概略手順は次のとおりである。(図 4.6.4 参照)

① 予備攪拌

現地の土をソイルミキサー中で十分に攪拌する。

② 改良材投入

改良材(普通ポルトランドセメント)を所定量投入する。

③ 攪拌混合

現地の土と改良材を10分間ソイルミキサー中で攪拌混合する。

④ 供試体作成

混合土を内径50mm、高さ100mmのモールド中へ充填する。

⑤ 養生

モールドを湿潤状態で、 $20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ の一定温度で所定日数養生する。

⑥ 一軸圧縮試験

所定日数養生後、モールドから脱型し、整形後、一軸圧縮試験(JISA1216)を行う。

2) 現位置サンプリング

深層混合処理工の施工後に、改良柱体の強度を確認するため、トリプルサンプリングを行い、コアを採取し、一軸圧縮試験を実施した。

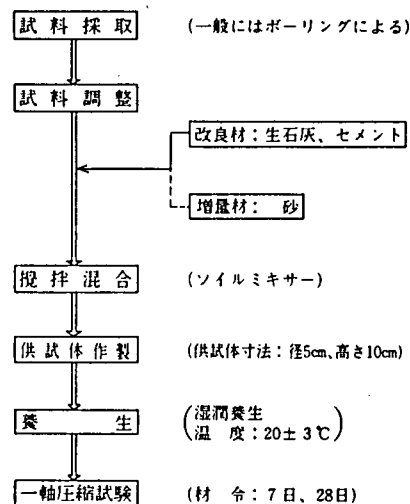


図 4.6.3 室内配合試験
フローチャート

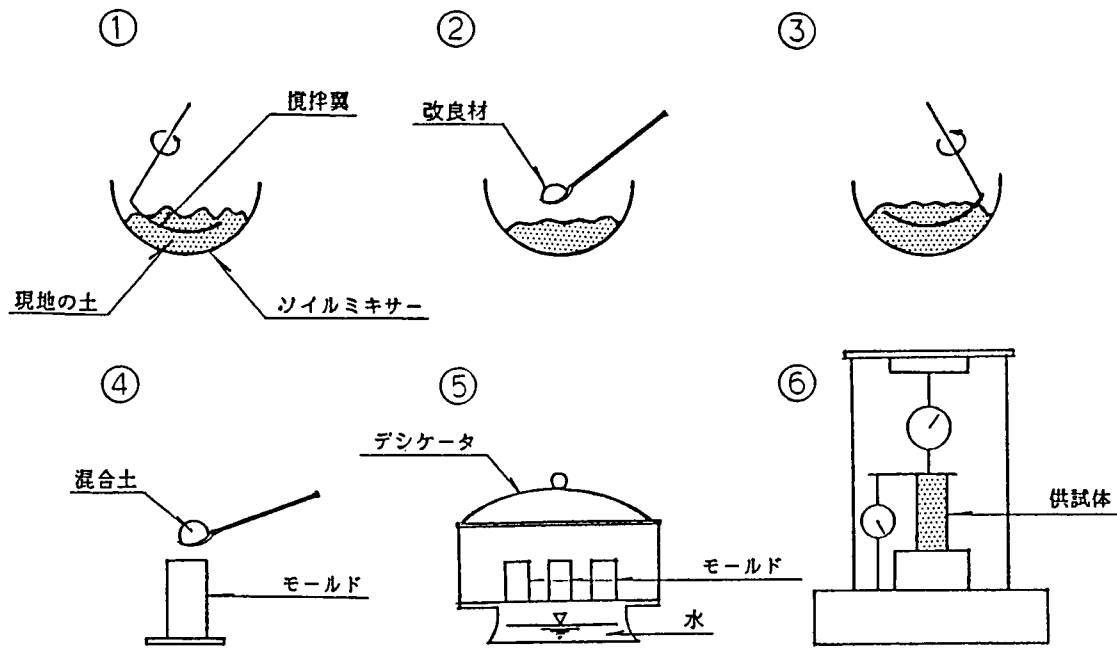


図 4.6.4 室内配合試験の概略手順

4.6.3 試験結果

(1) 一軸圧縮強度

図 4.6.5 にセメント混合量と一軸圧縮強度の関係を示す。室内試験では混合量を増すほど、また材令が長くなるほど強度が高くなっているのがわかる。現場施工でも、強度のバラツキは大きいものの概ね、室内試験と同様な特性がある。

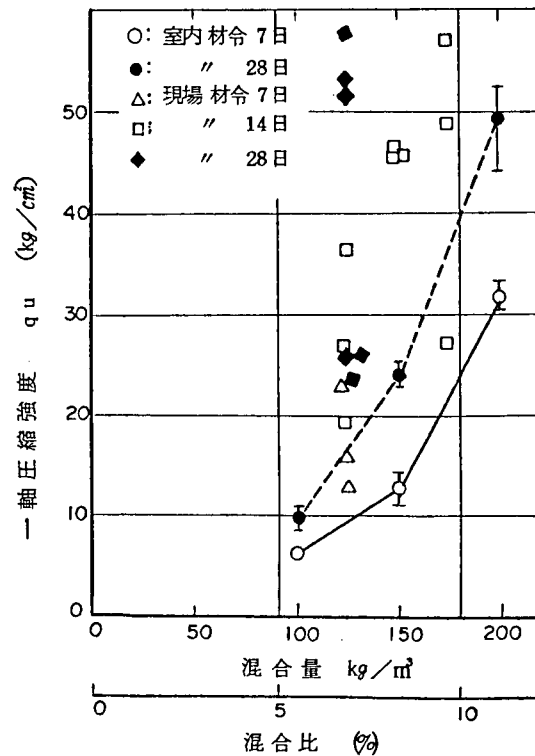
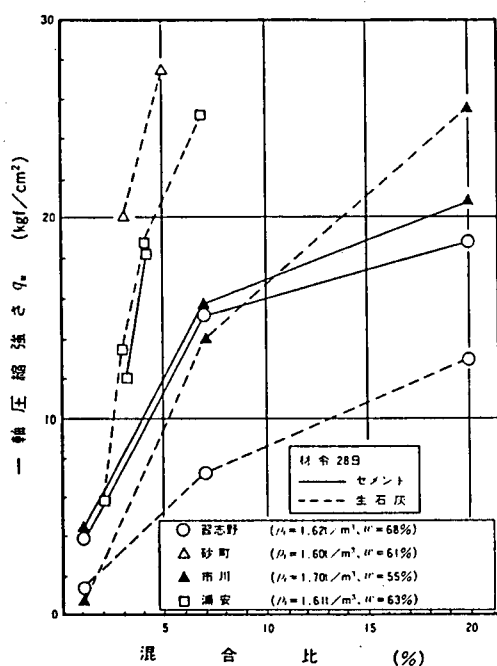


図 4.6.5 砂質土の改良土の一軸圧縮強度とセメント混合量

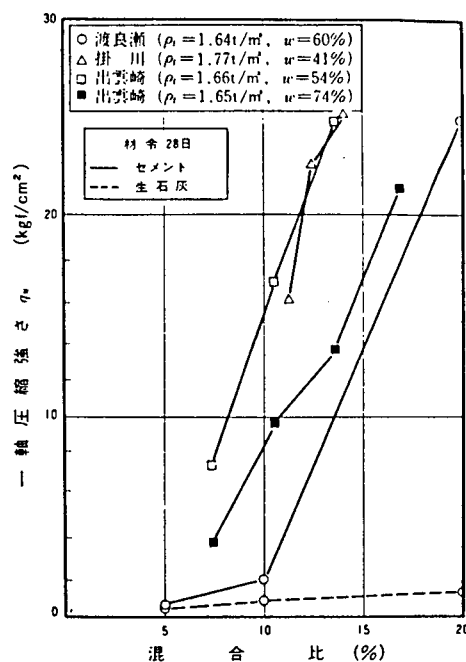
図4.6.6に粘性土の場合の混合比と強度の実績を示す。混合比とは混合量を粘性土の湿潤単位体積重量で除した値であり、混合比10%は約 165 kg/m^3 に相当している。

室内試験において、混合量が $100 \sim 150 \text{ kg/m}^3$ のとき、砂質土の改良土の材令28日の強度は $10 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$ 、海成粘性土のセメントによる改良土（混合比6～9%）の強度は約 15 kg/cm^2 でありほぼ同様である。

改良土の強度は、対象土の土質によって変化するが、砂質土の改良土の強度とセメント混合量の関係は、粘性土の実績の範囲から大きくはずれるようなものではないと考えられる。



① 海成粘土の一軸圧縮強さと混合比



② 陸成粘土の一軸圧縮強さと混合比

図4.6.6 粘性土の改良土の一軸圧縮強度と改良材混合比（室内試験）¹⁾

(2) 変形係数

図4.6.7に一軸圧縮強度と変形係数 E_{50} の関係を示す。この図から概ね

$$E_{50} = 100 \sim 200 q_u$$

であり、図4.6.8に示す粘性土の改良土と同様である。

(3) 破壊ひずみ

図4.6.9に一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係を示す。改良土の破壊ひずみは1～2%であり、図4.6.10に示す粘性土の改良土と同様である。

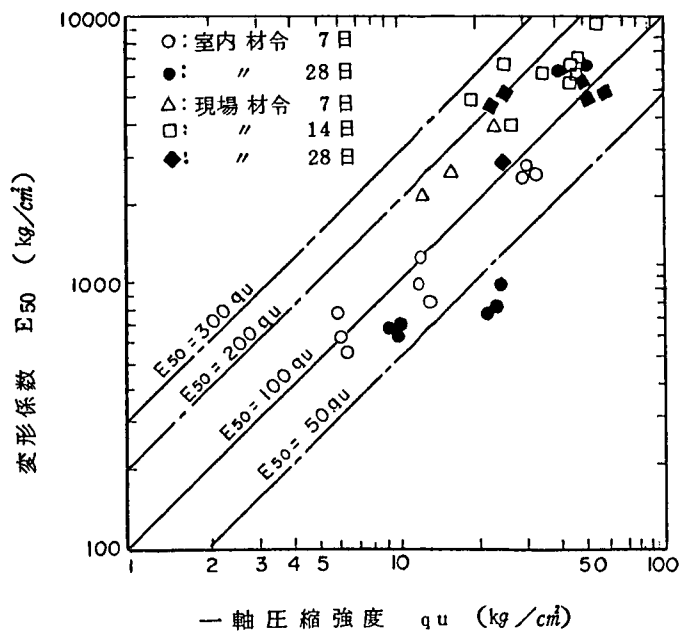


図 4.6.7 砂質土の改良土の一軸圧縮強度と変形係数

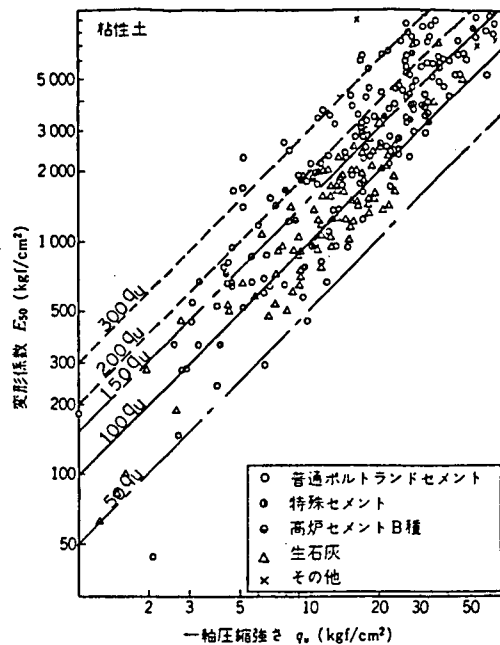


図 4.6.8 粘性土の改良土の一軸圧縮強度と変形係数（室内試験）⁶⁾

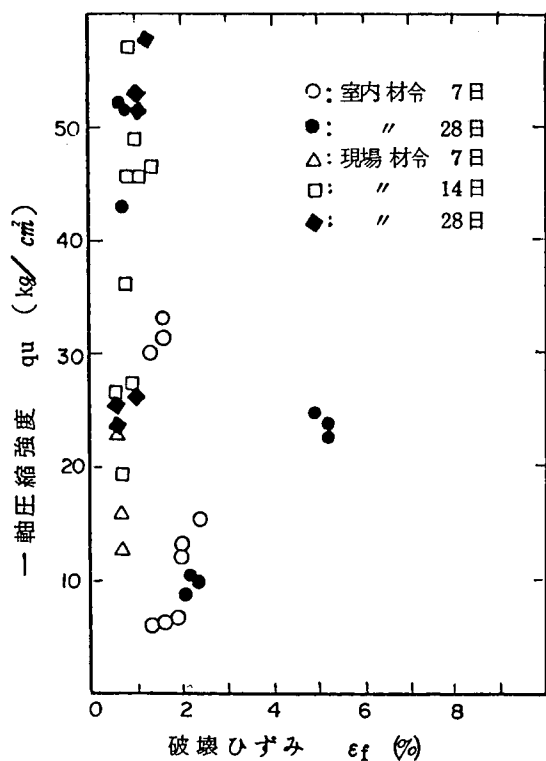


図 4.6.9 砂質土の改良土の一軸圧縮強度と破壊ひずみ

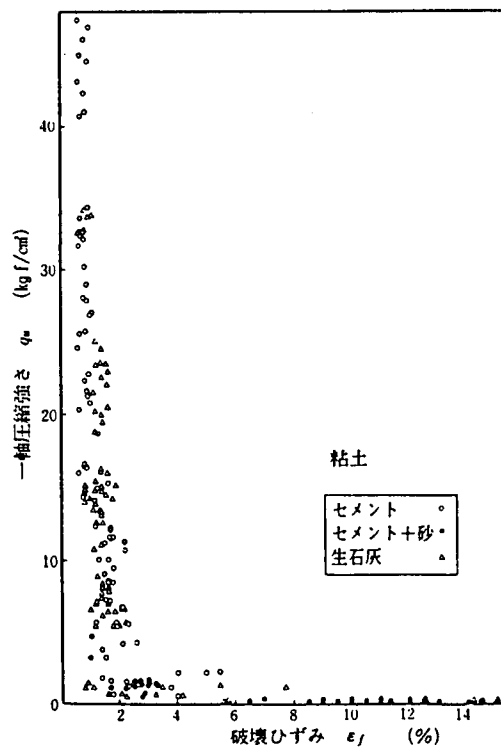


図 4.6.10 粘性土の改良土の一軸圧縮強度と破壊ひずみ（室内試験）⁷⁾

(4) まとめ

砂質土の改良土のセメント混合量と一軸圧縮強度との関係は従来の粘性土の実績から大きくはずれたものではないと考えられる。また、固結した改良土の強度特性は砂質土の改良土も粘性土の改良土も同様であると考えられる。

（不動建設）

4.7 全体のまとめ

4.7.1 模型振動実験および地震応答解析の成果のまとめ

昭和61年度に実施した模型振動実験および三次元有限要素法による地震応答解析の成果の要約を以下に列挙する。

(1) 模型振動実験の成果

格子状改良地盤模型の場合

- ・格子間隔の狭いほど、過剰間戟水圧の上昇は抑えられ、格子状改良体による格子内砂地盤の液状化抑止効果が明瞭に見られる。
- ・格子内砂地盤の液状化抑止効果は、振動方向および振動直角方向の両方向ともに見受けられるが、入力加速度が増加すると、振動直角方向の抑止効果は減少する傾向がある。

掘割道路模型の場合

- ・掘割模型の両脇を改良するだけで、砂地盤の液状化による掘割模型の浮き上がりは十分に抑止できる。
- ・掘割模型の浮き上がり量および模型底面の水圧上昇量で比較すると、柱状改良地盤より壁状改良地盤のほうが、模型の両脇だけを改良する形式よりも模型の両脇および直下を改良する形式のほうが、模型下の砂地盤の液状化抑止効果は高い。
- ・掘割模型の両脇だけを改良する形式の場合、改良体の幅を大きくすると、掘割模型下部の砂地盤の液状化抑止効果は高まる。

盛土模型の場合

- ・盛土模型の法尻の砂地盤を改良した場合と無改良の場合とでは、盛土の破壊パターンが異なり、改良体による拘束効果の影響が認められる。

(2) 地震応答解析の成果

格子状改良地盤の格子間隔が格子内砂地盤の液状化特性に与える影響は、入力地震動および改良地盤支持層の動特性に大きく依存することがわかった。そのため、解析にあたっては解析条件・解析モデル・解析定数などのプロトタイプへの適合性を充分検討すべきである。

4.7.2 施工法に関して

現場データより導いた回帰式より砂地盤に於ける現有施工機械の貫入速度を推定するとN値20で 0.5 m/min 、 5 m/min 、N値10で 1.0 m/min 程度が可能である。直工費としては、90 Kwの処理機を用い20mの改良を行なった場合のコストは、 $7,000\text{ 円/m}^3 \sim 9,400\text{ 円/m}^3$ の範囲となる但しコストは設計による改良率、改良幅などにより、おおきく変動する為、他工法との比較は今後の課題となる。

施工品質とくにラップに関しては類似工法（ソイル山止め壁）などでは十分なラップが観察されるが深層混合処理工法の陸上施工データ（ラップに関して）は、不足しており未確認の状態である。

今後の課題としては、設計、現場条件よりの要求による施工機械の開発ならびに施工データの継続し

た収集がある。

4.8 今後の課題および次年度研究計画

(1) 今後の課題

本研究の主目的である耐震地盤改良としての深層混合工法の適用性に関する設計検討および工法の開発に向けて、昭和60年度に引き続き昭和61年度は固化ソフトW・Gおよび固化ハードW・Gを結成し、研究を進めてきた。その結果、得られた成果を踏えて今後の課題を列挙すると以下のとおりである。

固化ソフトW・G

① 概略設計手法（骨子）の作成

- 地震外力、動土圧の決定法に関する検討
- 複合体としてのせん断・曲げ特性の把握
- 改良体の強度・変形特性の把握（静的・動的）
- 改良体の実情を考慮した検討
（改良体の剛性、ラップ有無、付着強度、根入れ条件、曲げ・引張…）
- 液状化に伴う浮き上がり量の推定手法の検討

② 現在までの成果で最も有力と考えられている格子状改良の場合の格子間隔と液状化防止（抑制）効果の把握

（実規模での条件考慮；地盤密度，強度，格子内の純間隔，帯幅，改良体の剛性，根入れ条件等）

- プロトタイプの設定
- パラメトリック・スタディ（必要改良範囲に関する解析など）

固化ハードW・G

① 施工実績データの継続収集（砂地盤対象）

貫入トルク，地盤条件の相違，ラップ状況の確認手法，
ラップ部の品質，砂地盤での施工品質

② 設計・現場条件からの要求による施工機械の開発 （施工方法，他工法との併用，コスト比較による検討の後に決定）

固化ハード&ソフトW・G

上記の設計法を確立する上で解決すべき問題点の把握（ソフト・ハード共通）

- 原位置改良試験
 - 大型模型振動実験
- により検証

(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と概略工程を表 4.8.1 に示す。

(大 林 組)

参 考 文 献

- 1) 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1)，pp. 225～250, 1987
- 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1)，pp. 120～211, 1987
- 3) 建設省土木研究所動土質研究室：“盛土の不規則波振動実験報告書” 1986.12
- 4) 青井・元吉：深層混合処理工法における攪拌および貫入抵抗建設の機械化 1985. 2
- 5) CDM研究会：CDM積算マニュアル
- 6) 噴射攪拌工法研究会：粉体噴射攪拌工法(DJM)の施工；土木施工，1985.11 臨時増刊
特集：地盤改良工法
- 7) 噴射攪拌工法研究会：粉体噴射攪拌工法(DJM工法)技術マニュアル，1983

表 4.8.1 次年度研究内容と概略工程

内 容	年 月											
	6 2 年											
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	6 3 年		
										1	2	3
(1) 深層混合工法による掘削・道路盛土の液状化防止に関する振動台実験	○	—	○									
(2) 上記実験のまとめとシミュレーション解析 (報告書作成)		○	—	61年度共研報告書作成	○							
(3) プロトタイプの設定とパラメトリックスタ ディー				○	—	FLUSH、 TLUSH	○					
(4) 設計手法の検討と設計骨子案の作成					○	—	概略設計案の作成				一次原案の作成	○
(5) 設計手法確認のための要素試験及び予備実験 (振動台使用)								○	—	○	まとめ	○
(6) 検証実験のための予備解析 (63年度実験の準備)											○	—
(7) 砂を対象とした室内配合試験による静・動力 学特性の把握								○	—	○	静 (配合- ϕ_u 付着強度 ラップ部の透水性etc)	動 (G $\sim$ γ h $\sim$ γ)
(8) 砂地盤での施工・品質調査	○	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
(9) 設計・現場条件からの要求による新しい施工 機・施工法の開発											新施工方法、他工法との併用などによる コスト、施工性などの比較検討	○

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

昭和61年度の研究項目は、以下に示す5項目である。

(1) 棒状補強材の基本原則と補強効果について

昨年度は、排水補強杭工法の基本原則を、まず、等体積の単純せん断モデルで検討した。これは、小杭（棒状補強材）を挿入した非排水（等体積）繰返しねじり単純せん断試験結果を解析するためであったが、今年度は、土の圧縮ひずみ等を考慮してこれを少し拡張した。

(2) 小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果の再検討

上述した補強効果の基本原則の適用性を検討することを目的として、昨年度に実施した小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果を再検討してみた。昨年度の検討では、小杭挿入による補強効果は、補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ で、ほぼ、統一的に表わすことができるようであるとの結論に達していたが、補強材による補強効果の程度は、補強材が周りの土を拘束する効果に依存するため、定着係数 α を考慮する必要があることが分かった。この定着係数 α は、補強材と土との摩擦拘束度合いに関するパラメータであり、せん断に伴い体積変化がなく、完全に拘束されていた場合は、 $\alpha = 1$ であり、拘束がない場合は、 $\alpha = 0$ である。この定着係数 α は、単調載荷という条件から導かれたものであるが、大ひずみにおいて、低下する特性を有すると考えられる。

したがって、昨年度の報告書に示したような特定の砂・杭等の条件について得られた各種の関係を実験条件以外にも適用する上で、いくつかの要因を反映した定着係数 α を導入することにより実験結果の適要性が高まるものと考えられた。

しかし、定着係数 α を考慮した新しいパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いて補強材による強度増加率 R_s や繰返し回数の増加率 R_N などを表わしたとしても、必ずしも両者の関係のばらつきは、パラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いて表わしたときよりも少なくならなかった。今後さらに検討が必要である。

(3) 小杭を挿入した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験

昨年度の非排水繰返しねじりせん断試験では豊浦砂を用いて、小杭挿入による補強土の基本的な耐震地盤改良効果について検討した。今年度は、模型振動台実験に用いた浅間山砂を用いて非排水繰返しねじり試験を実施して、浅間山砂の場合の小杭挿入による動的強度の改良効果について検討した。

(4) グリセリン溶液を用いた浅間山砂の模型振動台実験

模型実験においては、数多くの寸法効果が存在し、模型実験の実験結果を現場に適用するには、種々の寸法効果を補正する必要がある。その中でも、特に排水効果を期待した排水補強杭やグラベルドレーンなどのような工法の耐震地盤改良効果を模型実験から把握するためには、模型地盤の透水性に関する相似則をある程度考慮する必要がある。

そこで、本年度の実験では、模型地盤の透水性に関する相似則を考慮して濃度80%のグリセリン水溶液を用いて行った。

グリセリンの80%水溶液を用いることによって、浅間山砂の透水係数は、 $K=1\times 10^{-5}\sim 8\times 10^{-4}\text{ cm/sec}$ となり、水を用いた場合の透水係数の100分の1以下となる。

実験は、昨年と同様に、せん断土槽を用いた浅間山砂の模型振動台実験である。補強杭の種類は、以下に示すような3種類であり、無処理を加えた4ケースについて実験を行った。

① 無 処 理

② 排水杭（碎石 2～5 mm，外径 43 mm，N=20 本）

③ 補強杭（アルミ芯材径 5 mm，碎石 1.5～2.0 mm 付着，N=88 本，面積置換率 $nA_r/A_s=2.2\%$ ，補強率 $nE_r A_r/A_s=1050\text{ kgf/cm}^2$ ）

④ 排水補強杭（碎石 2～5 mm，外径 43 mm，アルミ芯材径 5 mm，碎石 1.5～2.0 mm 付着，N=20 本，面積置換率 $nA_r/A_s=11.4\%$ ，補強率 $nE_r A_r/A_s=240\text{ kgf/cm}^2$ ）

その結果、昨年度に報告した水を用いた場合の試験結果とは異なる試験結果が得られた。

せん断応力比が、0.05 程度の非常に小さいレベルでは排水機能のある補強杭の方が効果的であり、排水機能のない補強杭の場合には無処理とほとんど同じような過剰間隙水圧の上昇が見られる。しかし、せん断応力比が大きくなるにしたがって、補強杭と排水補強杭の場合にはかなり過剰間隙水圧が上昇しにくくなっているのに対して、排水杭の場合には無処理とほぼ似たような上昇過程を呈している。

すなわち、排水杭の場合、大原らも指摘しているように、加速度が大きくなると飽和砂層内に発生した過剰間隙水圧を排水杭（グラベルドレーン）が消散する効果が減少したために、無処理の場合と同じような結果になったものと考えられる。

これに対して、排水補強杭の場合には、芯材の周辺部において排水効果によって有効応力が回復し、補強材と土との摩擦抵抗が確保されて、補強土としての機能が確保された為に、過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果が現われたものと想定される。しかし、今回の実験では補強杭の補強率が排水補強杭の場合と比較してかなり高いために補強杭の効果が強調されているようである。

また、加振停止後の過剰間隙水圧の消散過程では、排水機能のある排水杭、および排水補強杭の方が、補強杭に比べて効果的である。したがって、いわゆる2次液状化防止には、やはり排水機能を必要とするようである。

(5) 排水補強杭工法の設計法の考察

本共同研究で対象とする掘割道路や盛土を対象とした場合、たとえば掘割道路に対しては液状化に伴う浮き上がりを防止するとか盛土のすべり・沈下を防止するという目的は他の工法となんら変わるところはない。したがって、用いるべき設計法も大要は他のものと変わることはないので、ここではその骨格を検討した。

5.2 棒状補強材による基本原理と補強効果について

排水補強杭による補強効果を検討するには、せん断に伴い土と補強杭それぞれに生じ得る変形とそれらの相互作用について考慮する必要がある。

昨年度は、等体積の単純せん断モデルで考えていたが、本年度は土の圧縮性を考慮し、これを拡張した一般式とした。モデルはあくまでも一方向の静的条件下に対してのものであり、繰返し载荷の条件下にそのまま適用できるわけではないが、補強材の効果について基本的知見を与えられ考える。

5.2.1 単純せん断モデル

図 5.2.1 は、補強土工法を液状化防止対策として用いるときの典型的な適用例を模式的に示したものである。

図 5.2.1 に示す X のような要素を、補強材が鉛直に挿入され、土の要素が水平方向に単純せん断変形するものと考えてモデル化する。このような補強材による補強効果の基本原理を考える上で、土が単調排水せん断変形するものとする。図 5.2.2(a) において、 σ'_0 はせん断初期に要素に作用する有効鉛直応力、 σ' はせん断時に要素の土部分に作用する有効鉛直応力、 θ はせん断角（せん断ひずみは $\tan \theta$ ）、 τ_{fs} は土自体のせん断強度、 τ_f は補強された要素全体のせん断強度、 t_R は要素全体の単位面積当りに作用する補強材の引張り力、 s_R は要素内のすべり面発生による補強材のせん断力とする。また、補強材の断面積は微小とする。

いま、粘着力 c のない土を考え、土のせん断強度 τ_{fs} を次式で表わす。

$$\tau_{fs} = \sigma' \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (5.2.1)$$

さらに τ_f 、 σ' は、応力の釣合いから次式で表わされる。

$$\tau_f = \tau_{fs} + t_R \cdot \sin \theta + s_R \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots (5.2.2)$$

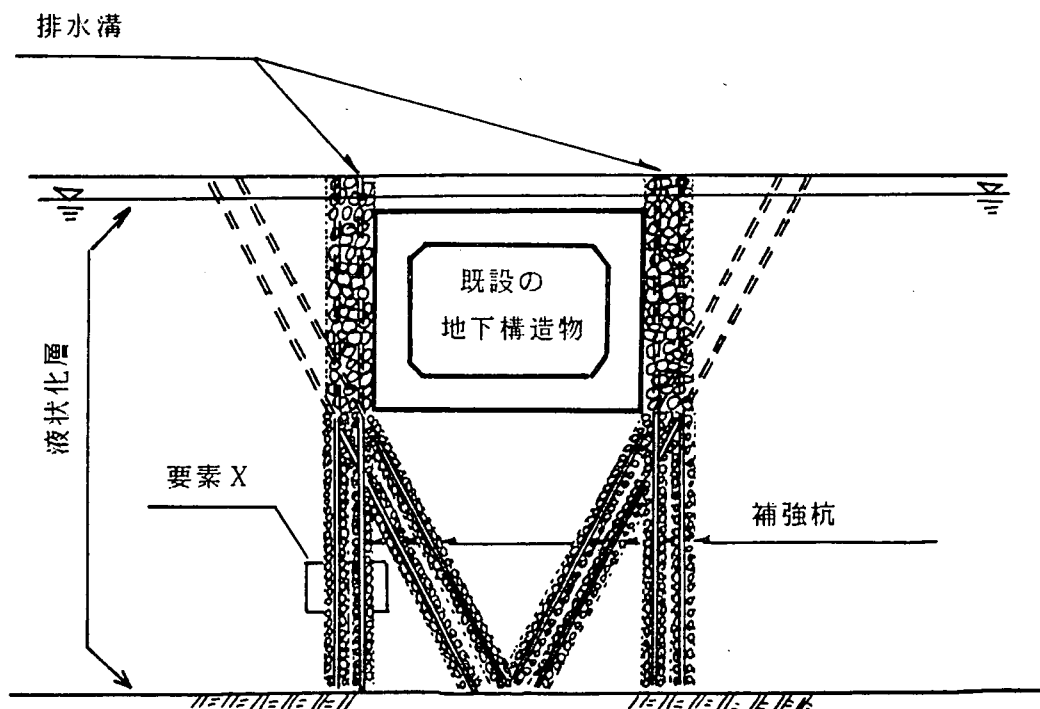
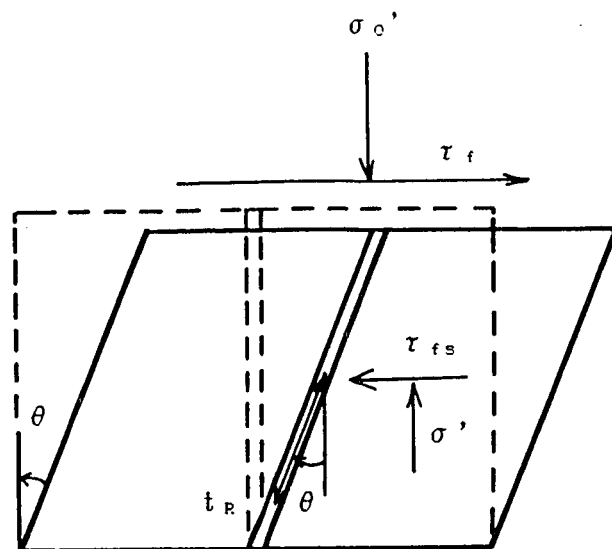
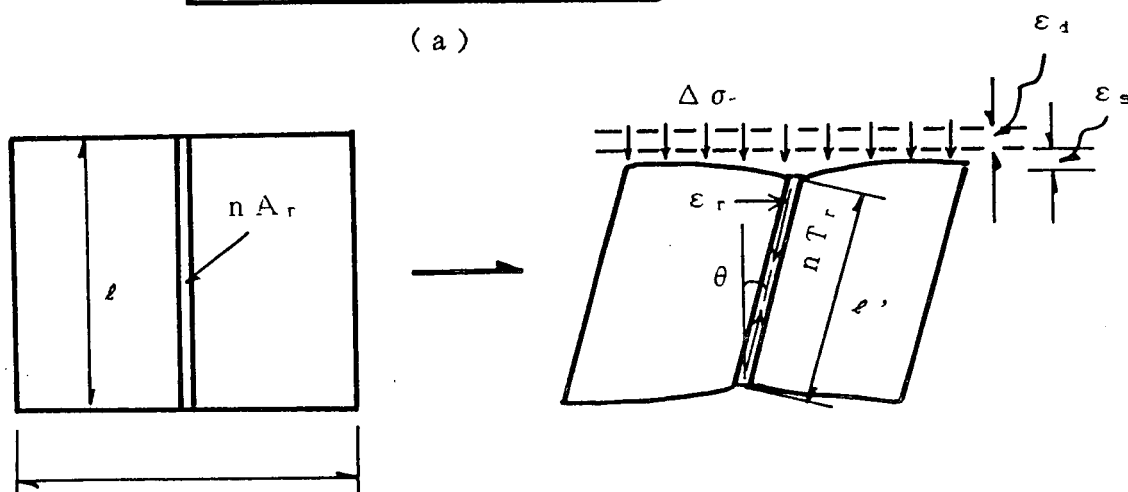


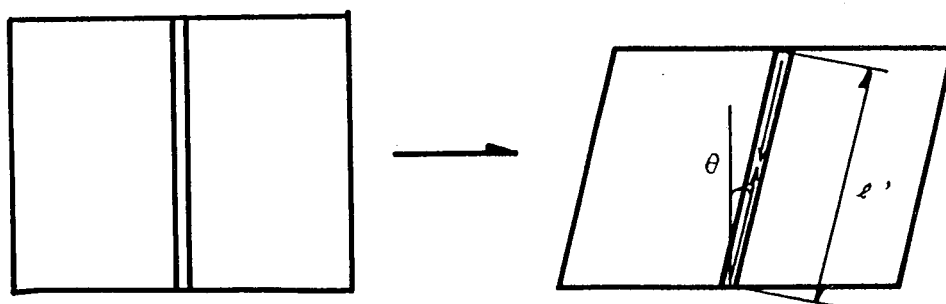
図 5.2.1 液状化防止対策として補強杭工法を適用する場合の例



(a)



(b) せん断に伴いダイレイタンスが発生する場合



(c) せん断に伴いダイレイタンスが発生せず、
また、土が一様に圧縮する場合
($\epsilon_d = \Delta \epsilon = 0$)

図 5.2.2 補強材挿入時の土の要素のせん断モデル

$$\sigma' = \sigma'_0 + t_R \cdot \cos \theta - s_R \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots (5.2.3)$$

(5.2.1), (5.2.2), (5.2.3) 式から次式が得られる。

$$\begin{aligned} \tau_f = & \sigma'_0 \cdot \tan \phi' + (t_R \cdot \cos \theta - s_R \cdot \sin \theta) \cdot \tan \phi' \\ & + (t_R \cdot \sin \theta + s_R \cdot \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (5.2.4a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} = & \sigma'_0 \cdot \tan \phi' + t_R (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi') \\ & + s_R (\cos \theta - \sin \theta \tan \phi') \quad \dots\dots\dots (5.2.4b) \end{aligned}$$

(5.2.4a) 式右辺第1項は、初期有効鉛直応力による土の摩擦力によるせん断抵抗、第2項は、補強材力による有効鉛直応力増加に起因する摩擦力によるせん断抵抗、第3項は、補強材力によりせん断力を受け持つことによるせん断抵抗を表わす。第2項、第3項は、アンカー工で言えば、それぞれ、締め付け効果、引止め効果に相当する。

(5.2.4a) または (5.2.4b) 式において、補強材のせん断力 s_R を考えない式は、既に Gray¹⁾ らによって示されている。

ここで、(5.2.4a), (5.2.4b) 式における各項の大小の評価を試みる。

(1) 小ひずみで要素内にすべり面が生じない場合

例えば、初期液状化(せん断ひずみ3%程度)が問題になる場合について考えると、せん断ひずみが小さく、要素内にすべり面が生じないとして、 $s_R = 0$ 、 θ の3次以上の微小項を無視すると $\sin \theta = \theta$ 、 $\cos \theta = 1 - \theta^2/2$ と考えられるから (5.2.4) 式は以下ようになる。

$$\tau_f = \{ \sigma'_0 + t_R \cdot (1 - \theta^2/2) \} \cdot \tan \phi' + t_R \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (5.2.5)$$

t_R は、土の単位面積あたりの補強材の引張り力であるから次式で表わされる。

$$\begin{aligned} t_R = & n \cdot T_R / A_s \\ = & n \cdot E_r \epsilon_r A_r / A_s \quad \dots\dots\dots (5.2.6) \end{aligned}$$

ここで、 T_R ：補強材1本当りの引張り力、 n ：土の単位面積当りの補強材本数、 A_r ：補強材1本当りの面積、 A_s ：補強領域全体の断面積、 ϵ_r ：土が補強材を拘束しつつ、せん断変形することによる補強材の伸びひずみである。

ここで、せん断に伴う補強材の伸びひずみ ϵ_r および引張り力 t_R について少し考察を加える。

図 5.2.2(b) に示すように、せん断に伴う土のダイレイタンスーひずみを ϵ_d (圧縮を正)、補強材の引張り力 T_R または t_R を発生させる原因である補強材と土の間の摩擦力が、補強材周辺の土に平均的に圧縮応力 $\Delta \sigma$ として作用するものとし、それによる土の平均圧縮ひずみを ϵ_s とする。このとき、図 5.2.2(b) を参照して次の関係が成り立つ。

$$l' = l (1 + \epsilon_r) \quad \dots\dots\dots (5.2.7a)$$

$$l' \cos \theta = l (1 - \epsilon_s - \epsilon_d - \Delta \epsilon) \quad \dots\dots\dots (5.2.7b)$$

ここに、 l ：補強材の初期の長さ、 l' ：補強材のせん断時の長さ、 $\Delta \epsilon$ ：補強材の伸びひずみ ϵ_r に対応する鉛直ひずみと周辺の土の圧縮ひずみ ϵ_s の差(両者は同一とは限らない)

さらに、

$$\varepsilon_r = T_r / (E_r \cdot A_r) \quad \dots\dots\dots (5.2.8a)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \Delta\sigma / E_s \\ &= n \cdot T_r \cos\theta / (E_s \cdot A_s) \quad \dots\dots\dots (5.2.8b) \end{aligned}$$

ここに、 E_s ：土の弾性係数

(5.2.7)，(5.2.8) 式を合わせて次式が導かれる。

$$\begin{aligned} t_R &= n \cdot T_r / A_s \\ &= n \cdot E_r A_r / A_s \cdot 1 / (1 + n \cdot E_r A_r / E_s / A_s) \cdot (1 - \cos\theta - \varepsilon_d - \Delta\varepsilon) / \cos\theta \\ &\quad \dots\dots\dots (5.2.9a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= 1 / (1 + n \cdot E_r A_r / E_s / A_s) \cdot (1 - \cos\theta - \varepsilon_d - \Delta\varepsilon) / \cos\theta \\ &\quad \dots\dots\dots (5.2.9b) \end{aligned}$$

ここで、ダイレイタンシーひずみ ε_d が無視できるものとする、

$$\begin{aligned} t_R &= n \cdot E_r A_r / A_s \cdot 1 / (1 + n \cdot E_r A_r / E_s / A_s) \cdot (1 - \cos\theta - \Delta\varepsilon) / \cos\theta \\ &\quad \dots\dots\dots (5.2.9c) \end{aligned}$$

となる。さらに、補強材の伸びひずみと周辺の土の圧縮ひずみとが均等であれば (図 5.2.2(c) 参照)， $\Delta\varepsilon = 0$ となり、

$$\begin{aligned} t_R &= n \cdot E_r A_r / A_s \cdot 1 / (1 + n \cdot E_r A_r / E_s / A_s) \cdot (1 - \cos\theta) / \cos\theta \\ &\quad \dots\dots\dots (5.2.9d) \end{aligned}$$

を得る。さらに、図 5.2.2(c) において鉛直ひずみが生じなければ、 $E_s = \infty$ として、

$$t_R = n \cdot E_r A_r / A_s \cdot (1 - \cos\theta) / \cos\theta \quad \dots\dots\dots (5.2.9e)$$

このとき、

$$\varepsilon_r = (1 - \cos\theta) / \cos\theta \div \theta^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (5.2.9f)$$

(5.2.9e)，(5.2.9f) 式は、せん断に伴い体積変化がなく、補強材と土の摩擦が十分大きく相互にずれが生じない場合の補強材の引張り力、伸びひずみを与える。

実際には、せん断ひずみが大きい、間隙水圧の発生により摩擦抵抗が低下し、補強材が十分拘束されずに補強材と土の間にずれが生ずるような場合等には、上の関係は成り立たない。

ここでは、このような場合も含め (一般には (5.2.9b) 式)、せん断ひずみと補強材との間の関係を次式で表わす。

$$\varepsilon_r = \alpha \cdot \theta^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (5.2.10)$$

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。せん断に伴い体積変化がなく ($E_s = \infty$)、完全に拘束されたときは $\alpha = 1$ 、拘束がない場合 $\alpha = 0$ である。

(5.2.5)，(5.2.6)，(5.2.10) 式より、 θ の 3 次以上の微小項を省略すると次式を得る。

$$\tau_f = (\sigma'_0 + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \theta^2 / 2) \cdot \tan\phi' \quad \dots\dots\dots (5.2.11)$$

この式は、棒状補強材を鉛直に挿入した補強土が単純せん断状態で、 θ のせん断角を受けた時の補強

材力を考慮したせん断強度をあらわす式である。

同式はさらに応力比として、

$$\tau_f / \sigma'_0 = (1 + \alpha n E_r A_r / (A_s \sigma'_0) \cdot \theta^2 / 2) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (5.2.12)$$

の形に表わすこともできる。

(2) 大ひずみで要素内にすべり面が生じる場合

すべり面が生じる大ひずみの場合には、 $s_R \neq 0$ として (5.2.4) 式及び(1)と同様の誘導から次式を得る。

$$\begin{aligned} \tau_f &= (\sigma'_0 + t_R \cdot \cos \theta - s_R \cdot \sin \theta) \cdot \tan \phi' + (t_R \cdot \sin \theta + s_R \cdot \cos \theta) \\ &\approx (\sigma'_0 + t_R - s_R \cdot \theta) \cdot \tan \phi' + s_R \quad \dots\dots\dots (5.2.13) \end{aligned}$$

ここに、 t_R は、(5.2.6)、(5.2.10) 式から求まる。(5.2.13) 式は θ の 2 次以上の項を省略した場合の式である。

5.2.2 定着係数

ここで、(5.2.10) 式に導入した定着係数の特性について考察を加える。

既に述べたように、土と補強材の摩擦力が十分大きく、両者の間に相互的なずれが生じない場合には、要素のせん断角 θ と補強材の伸びひずみ ϵ_r との間には、(5.2.9f) 式の関係が成り立つ。せん断に伴って、土と補強材との間の摩擦力が上限に達した以降は、補強材の伸びひずみは生じない。この様子を模式的に示したのが、図 5.2.3(a) である。同図において、伸びひずみの限界値を ϵ_c 、これに対応するせん断角を θ_c とする。図 5.2.3(a) から、(5.2.8) 式中の α の特性に書き換えたものが、図 5.2.3(b) である。このように、 α は、大ひずみにおいて低下する特性を有すると考えられる。

また、 ϵ に対して補強材の引張り応力について同様の図を描いたものが、図 5.2.3(c) であり、 ϵ_c に対応する限界引張り応力を σ_c と表わす。

ここで、補強材の寸法の影響について概略考察を加える。上述したように、補強材の引張り力は土と補強材の間の摩擦力に大きく依存する。摩擦力は、補強材の長さ方向や周面に沿って複雑な分布をし、厳密にその性状を把握するためには土と補強材について 3 次元的な応力解析を必要とすると思われる。しかし、摩擦力が、補強材の長さ方向にのみ変化する場合には、補強材の引張り応力 σ と周面せん断力 r の間に次の関係がある²⁾

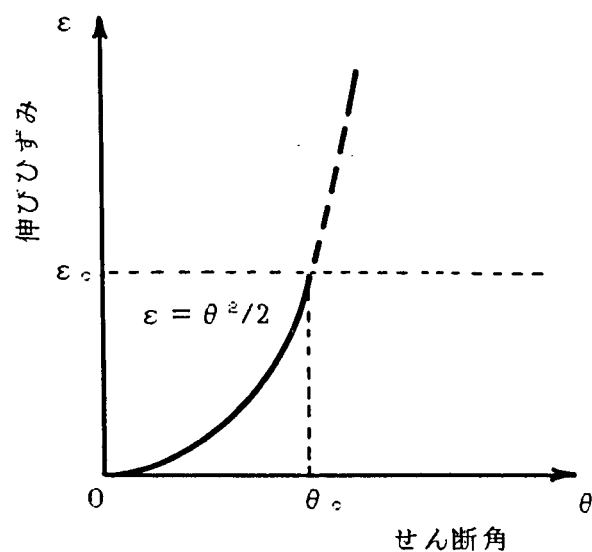
$$d\sigma / d\ell = 4\tau / D \quad \dots\dots\dots (5.2.14)$$

ここに、 D ：補強材の直径

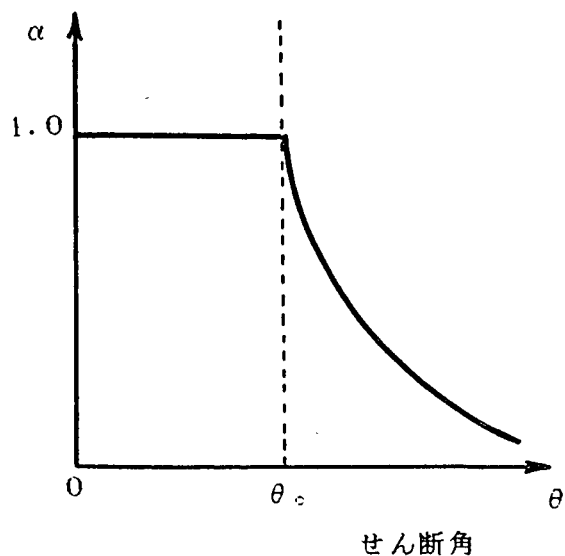
(5.2.14) 式を参考にすると、上述した限界引張り応力 σ_c は次式のように表わされることが考えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \beta \tau_{fs} / D \\ &= \beta \cdot \mu \sigma' / D \quad \dots\dots\dots (5.2.15) \end{aligned}$$

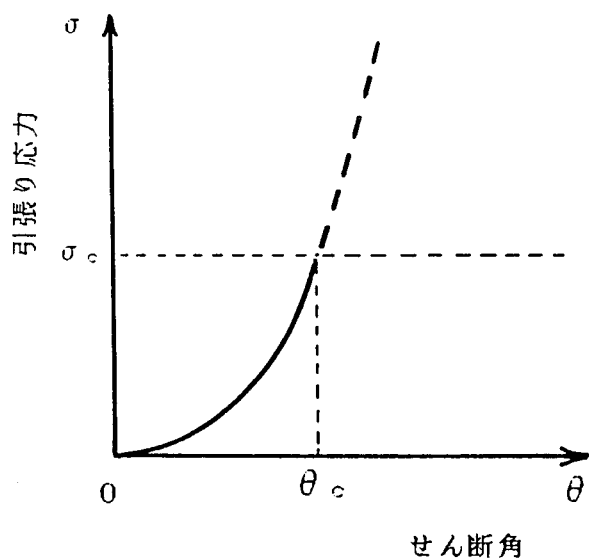
ここに、 β ：比例定数、 μ ： $\tan \phi'$ 、 σ' ：有効拘束圧



(a)



(b)



(c)

図 5.2.3 定着係数 α の特性の概念図

$\theta \geq \theta_c$ において, $\varepsilon = \varepsilon_c = \alpha \cdot \theta^2/2$ から

$$\alpha = 2\varepsilon_c / \theta^2 = 2\sigma_c / E_r / \theta^2$$

$$= 2\beta \cdot \mu \cdot \sigma' / (E_r \cdot D \cdot \theta^2) \quad \dots\dots\dots (5.2.16)$$

この式は, 定着係数 α の特性を表わす参考式である。

5.2.3 補強効果のまとめ

以上のことより, 補強材による補強効果は以下のように説明できよう。

- (1) せん断ひずみが小さいときは, 補強材による補強効果は, 鉛直応力 σ'_0 の増加によるせん断強度 τ_f の増加によるものである。

- (2) 補強材による補強効果を表わすパラメータとして、 $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、さらには、 $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ が考えられる。ここに α は定着度を表わす係数である。
- (3) セン断ひずみが小さい範囲では、定着係数 α は一定と考えられ、補強材の効果は、せん断ひずみが大きくなるほど顕著である。
- (4) α 、 $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、 $\tan \phi$ が一定ならば、 σ'_0 が小さいほど補強材の効果は顕著である。
- (5) すべり面が発生するような大ひずみに対する補強効果は、拘束圧の増加分 ($t_R - s_R \cdot \theta$) と見かけ上の粘着力に相当する応力増加分 s_R として表わされる。

以上は、静的な一方向のみへのせん断で、かつ、せん断に伴う過剰間隙水圧の発生を考慮していないものであるが、非排水繰返しせん断条件下においても補強材による補強メカニズムを理解する上で参考になると考えられる。

5.3 非排水繰返しねじりせん断試験^{3),4)}の再検討

実験方法や豊浦砂に挿入した小杭の種類並びに、その配置位置などについては、昨年の報告書⁴⁾に述べてあるので参照されたい。ここでは、本年度に新しく再整理した項目について述べる。

5.3.1 実験結果および考察

(1) 動的せん断強度の増加率

図5.3.1は、繰返し回数20回でせん断ひずみ3%が生じるときの繰返しせん断応力比 S_R について、小杭補強時の無処理状態に対する強度増加率 $R_s = (\text{小杭補強の供試体の応力比}) / (\text{無補強の供試体の応力比})$

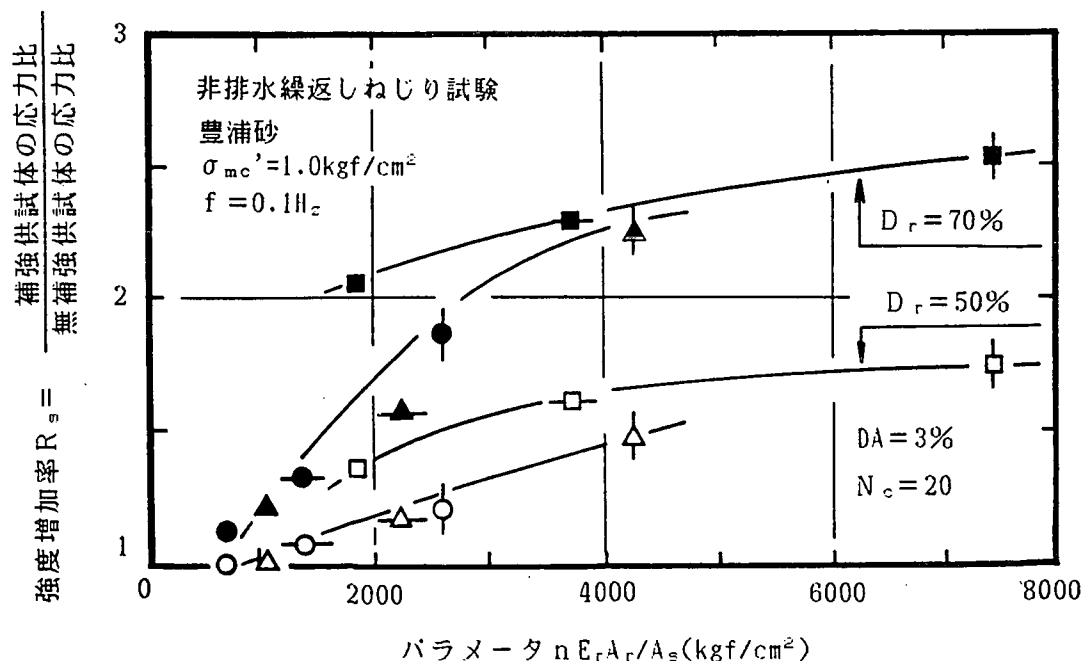


図5.3.1 動的強度の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

比)とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ (前節で導かれたパラメータから、定着係数 α を除外したもの) との関係を示したものである。定着係数 α については後に述べる。

図 5.3.1 より、パラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いることによって動的強度の増加率は、相対密度ごとに傾向の違った 2 つの曲線によって、ある程度一義的に表わされている。

したがって、このようなパラメータを用いることによって、動的強度の増加率は、各相対密度ごとに統一的に表わすことができそうである。

また、同図より、例えば、相対密度 $D_r = 50\%$ のゆるい砂を $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の補強率で補強すると、繰返しせん断応力比 SR は、約 1.5 倍増加するのに対して、相対密度 $D_r = 70\%$ の密な砂では 2 倍以上の高い強度増加が得られている。したがって、補強しようとする地盤がよく締まった地盤であればあるほど、その補強効果は大きい。

なお、 $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ という値を、実際の現場に換算してみると直径 20 cm 、弾性係数 $E_r = 5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ の杭材を、中心間隔 2.0 m で打設した状態になる。

(2) 初期液状化までに要する繰返し回数 (N_3) の増加率

動的特性を評価する上で、繰返しせん断応力比とは別に、規定のひずみ、あるいは過剰間隙水圧比に達するまでの繰返し回数で表わすことも考えられる。

そこで、同様の方法で求めた繰返し回数を用いて補強効果を調べたのが、図 5.3.2 である。図 5.3.2 は、龍岡らの方法⁵⁾にならない、せん断応力比 $\tau_{cy} / \sigma_{mc}' = 0.3$ のときに、せん断ひずみが両振幅で 3% 生じるまでの繰返し回数 (N_3) の増加率 R_N と、補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係を示したものである。

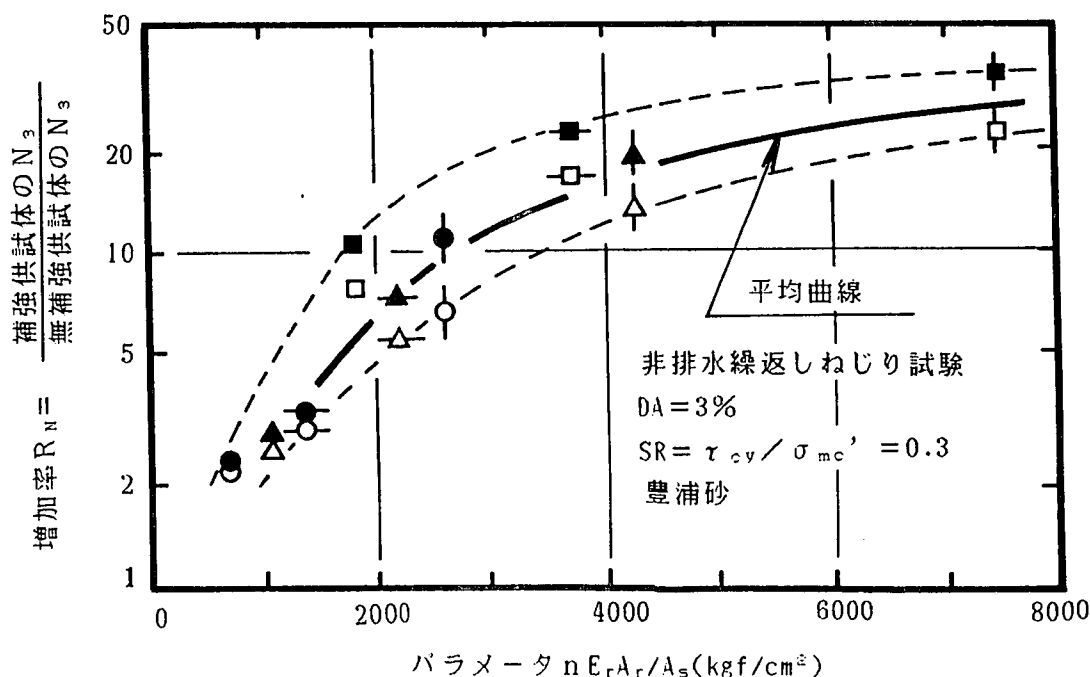


図 5.3.2 繰返し回数の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

図 5.3.2 より、図 5.3.1 に示した相対密度の違いによる動的強度の増加率の差に比べると、初期液状化までに要する繰返し回数 (N_3) の増加率は、片対数上ではあるが、相対密度の違いによる差はかなり少なくなっている。

また、図中に示した(a), (b)の部分を見ると、小杭の本数 n 、弾性係数 E_r 、断面積 A_r がそれぞれ異なった供試体でも、全体として、補強率を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ が同じならば、ほぼ同様の補強効果が得られるようである。

また、無補強時・補強時とも過剰間隙水圧比 du / σ_{mc}' はほぼ 1 に達しているが、補強した場合には達するまでにかかなりの繰返し回数を要している。すなわち、 N_3 の増加傾向とともに、過剰間隙水圧比の上昇割合の低下が生じている。したがって、小杭を挿入することによって同一のせん断応力比のもとで発生する過剰間隙水圧を抑制することも可能であると見ることもできる。

(3) せん断ひずみ増加の抑制効果

図 5.3.3 は、せん断ひずみが 3% から 15% に至るまでの繰返し回数 ($N_{15} - N_3$) の増加率 R_c と補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係を示したものである。この ($N_{15} - N_3$) の増加率 R_c は、3% せん断ひずみ、すなわち、概略初期液状化に至ってから破壊的な大変形の 15% せん断ひずみに至るまでの補強効果がどの程度あるかを表わしたものである。

図 5.3.3 より、図中に示す(a)部分のように、 $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の大きな補強を行えば、たとえ、ゆるい砂地盤でも地盤中の過剰間隙水圧が上昇してきて、有効拘束圧と等しくなっても急激なひずみの進行は抑制できると言える。

言い換えれば、この程度の補強を行えば砂質土地盤の液状化による流動化現象を防止・抑制できる効

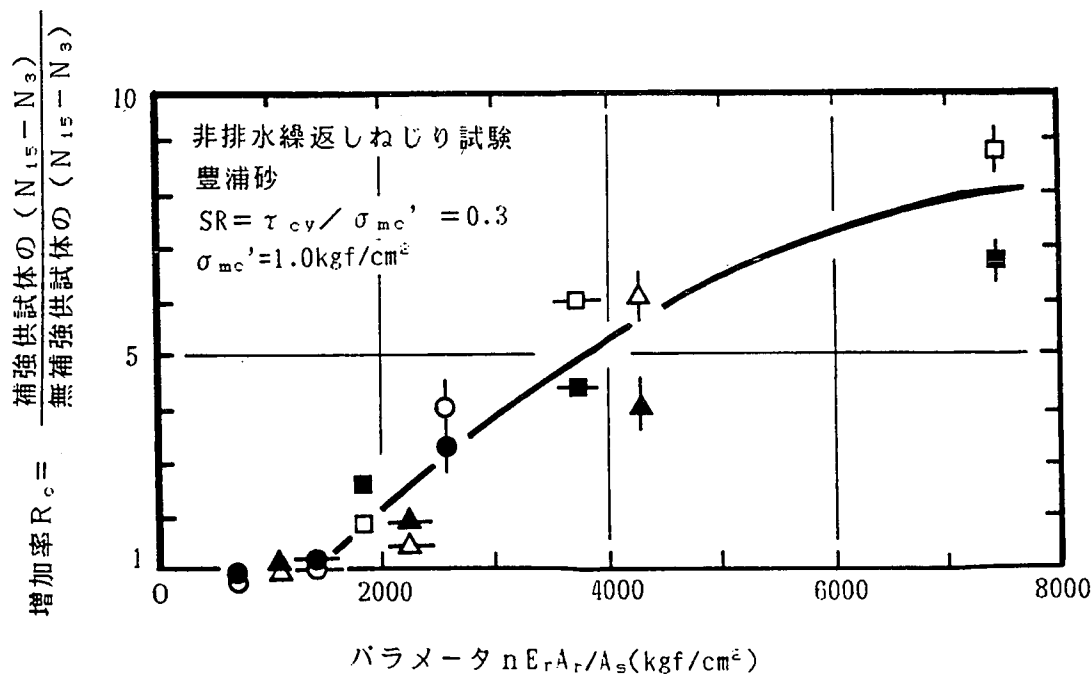


図 5.3.3 繰返し回数 ($N_{15} - N_3$) の増加率とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

果も期待できると言えよう。

(4) 他のパラメータと補強効果

以上は、前節で導かれた補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ (ただし、定着係数 α は除いてある) に対して、動的せん断強度の増加率 R_s 、初期液状化までに要する繰返し回数の増加率 R_N 、及びせん断ひずみが3%から15%までに至るまでの繰返し回数の増加率 R_c を表わした。ここでは、同じように補強の程度を表わすと考えられるパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ と増加率 R_s および増加率 R_N との関係について述べる。ここに、 I_r は補強材の断面2次モーメントである。

図5.3.4(a),(b)は、それぞれ増加率 R_s および増加率 R_N とパラメータ $n \cdot E_r I_r / A_s$ (kgf) との関係を示したものである。同図より、増加率 R_s および R_N は、図5.3.1, 5.3.2 よりもばらつきの範囲は少なく、相対密度ごとに統一的に表わされているようである。しかしながら、これは、図5.3.1, 5.3.2の横軸のスケールが補強材の半径 R の2乗に比例するのに対して、図5.3.4では半径 R の4乗に比例することから、 R の小さい範囲では図5.3.4の横軸のスケールがかなり縮小されているためと見ることもできる。

(5) 定着係数 α

定着係数 α は、既に述べたように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、せん断ひずみが小さく、完全に拘束されているときは $\alpha = 1$ であるが、ひずみが次第に大きくなると徐々に低下し、拘束が全くなると、 $\alpha = 0$ となる。この関係は、図5.2.3(b)に模式的に示すようであり、単調載荷という条件から導かれたものであるが、ここでは、非排水繰返し試験結果から α を便宜的に以下のように逆算して求めてみた。

(5.2.11) 式に示すように、供試体内にすべり面が生じないときは、補強材による補強効果は、鉛直応力 σ' の増加によるせん断強度 τ_f の増加であると考えることができる。そこで、繰返しせん断試験時の強度増加を平均的な鉛直応力の増加によるものと考え、そのときの見かけ上の増加鉛直応力 $\sigma_{v,a}'$ は下式で表わされる。

$$\sigma_{v,a}' = \sigma_{v0}' + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \theta^2 / 2$$

いま、 $\sigma_{v0}' = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で、せん断ひずみ $DA = 3\%$ のときの強度増加率に注目し、 $n \cdot E_r A_r / A_s = 7488 \text{ kgf/cm}^2$ の補強率で補強したとする。(昨年度の報告書⁴⁾ の表6.3.2の(i)の場合)

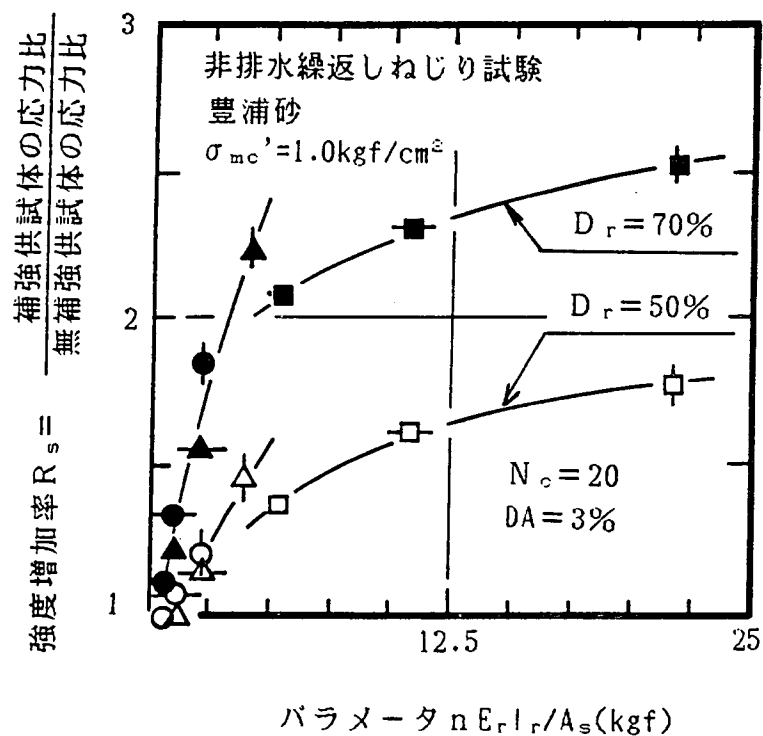
$$\begin{aligned} \text{このとき、} \sigma_{v,a}' &= 2 + \alpha \cdot 7488 \times 0.03^2 / 2 \\ &= 2 + 3.37 \cdot \alpha \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

となるから、強度増加率 R_s が、例えば1.2の場合には、

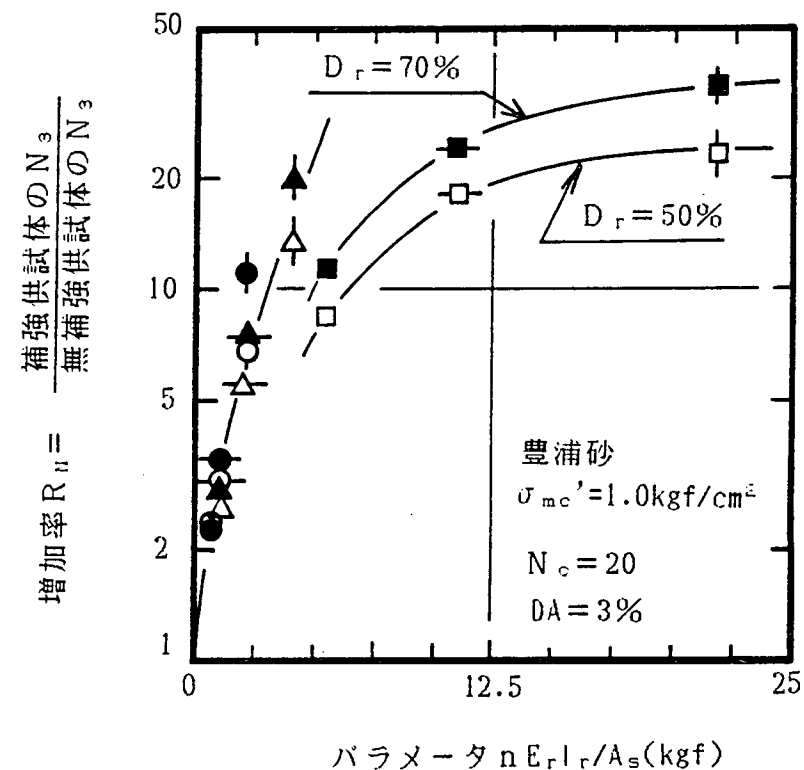
$$\sigma_{v,a}' = 1.2 \times 2 = 2 + 3.37 \cdot \alpha \text{ と考えると、} \alpha = 0.12 \text{ となる。}$$

以下、同様の方法で各々の場合について定着係数 α を求めた。

図5.3.5は、このようにして求めた定着係数 α とせん断ひずみとの関係を示したものである。せん断ひずみの増大に伴う過剰間隙水圧の上昇によって、補強材と砂との摩擦力は著しく低下し、 $DA = 15\%$ では $\alpha = 0.025 \sim 0.075$ 程度にまで低下している。



(a) 強度増加率 R_s



(b) 強度増加率 R_N

図 5.3.4 パラメータ $n \cdot E_r I_r / A_s$ と強度増加率 R_s および R_N の関係

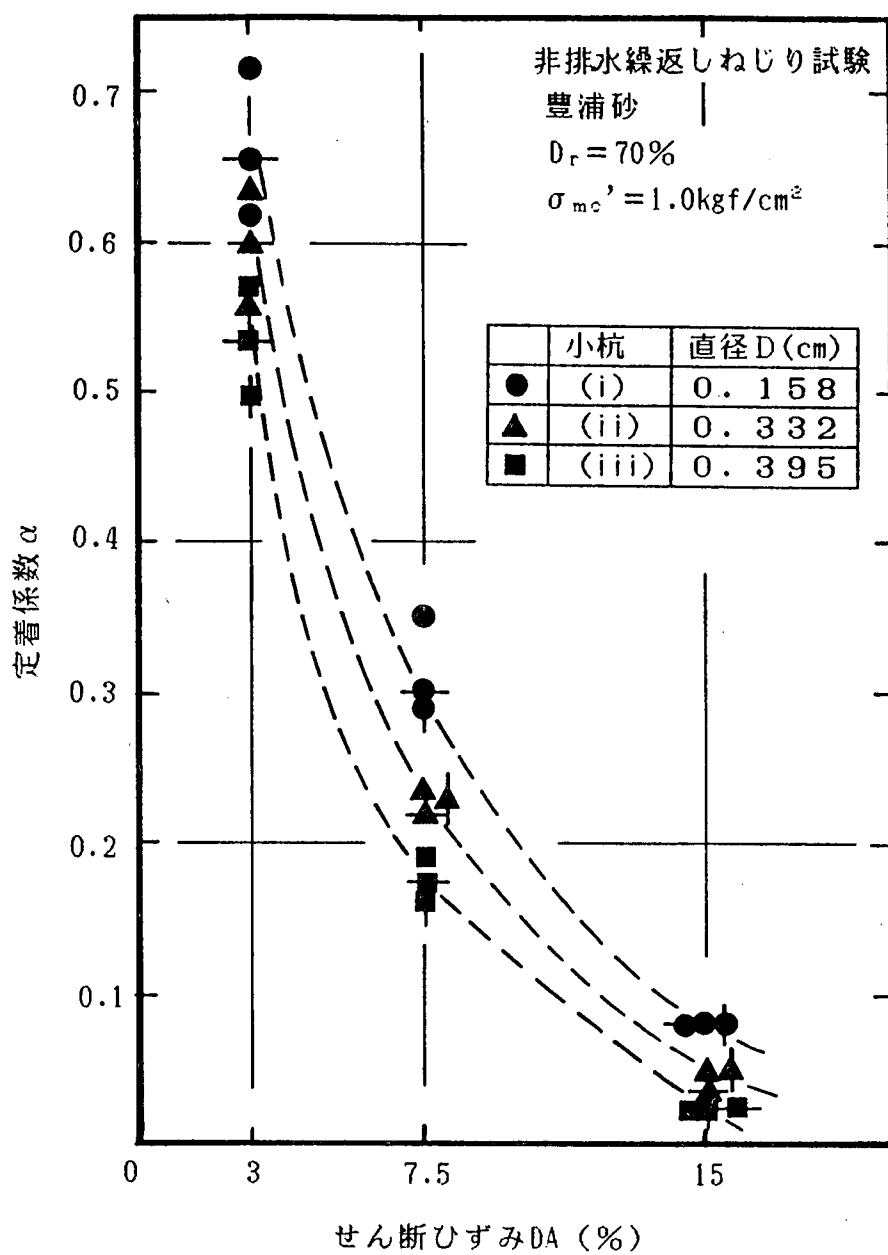


図 5.3.5 定着係数 α とせん断ひずみ DA との関係 ($D_r = 70\%$ の場合)

また、図 5.3.6 は、せん断ひずみ $DA=3\%$ のときの定着係数 α と小杭の直径 $D(\text{cm})$ との関係を示したものである。図 5.3.6 より、小杭の直径が大きくなると定着係数 α は小さくなる傾向にあり、前述した (5.2.16) 式の仮定もほぼ妥当なものであろう。

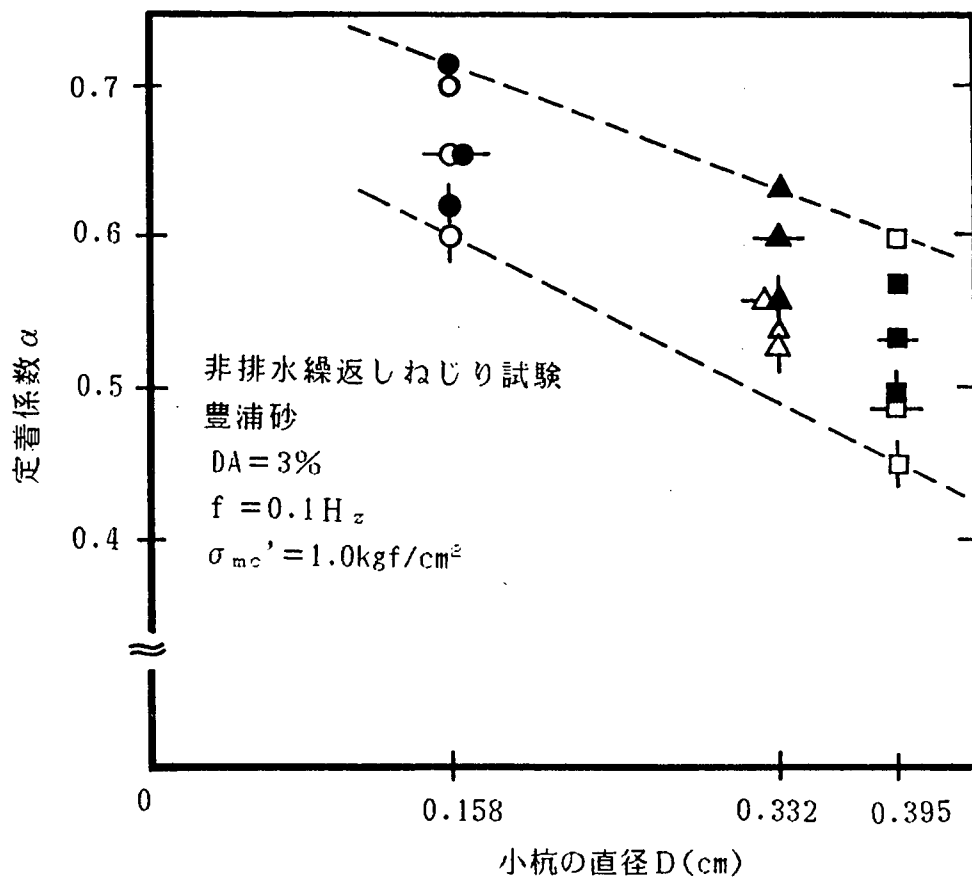


図 5.3.6 定着係数 α と小杭の直径との関係

また、図 5.3.7 は、補強率を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_r$ と定着係数 α との関係を示したものである。図 5.3.6, 5.3.7 より、補強材の剛性 E_r が等しく、かつ同じ面積充填率 A_r / A_s で補強するならば、直径の小さい補強材を数多く打設した方が、高い補強効果が得られることが推定できる。このことは、補強材摩擦の有効範囲に影響されたものと考えられる。

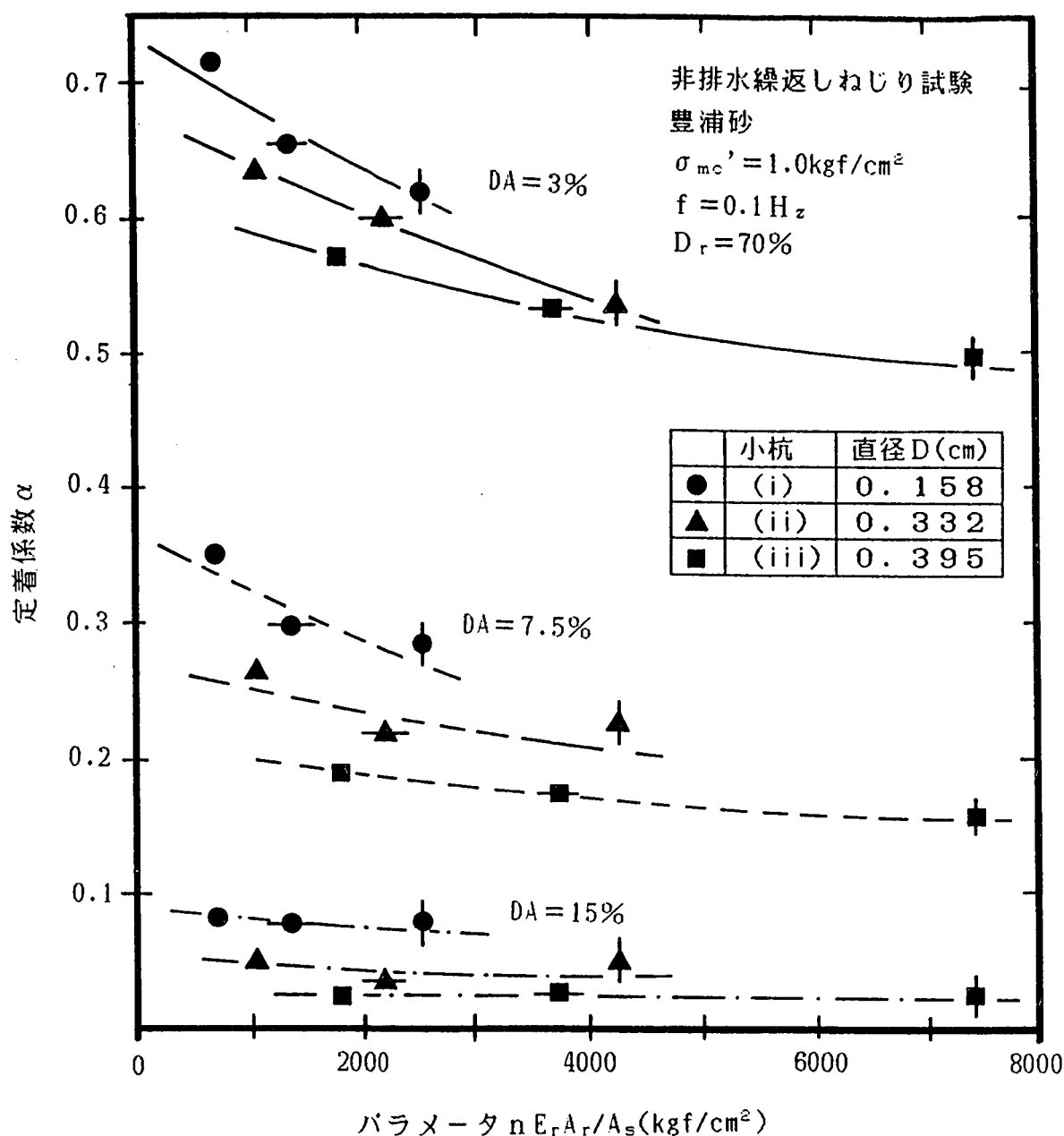


図 5.3.7 定着係数 α とパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

(6) 棒状補強材による補強効果の推定法

既に、図 5.3.1～5.3.4 に見たように補強効果は補強パラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ 等を媒介にして概略推定することができる。しかし、このような補強材の補強効果の程度は、補強材が周りの土を拘束する効果に依存する。図 5.3.5～5.3.7 では、このような拘束効果の影響は陰に考慮されていることになる。しかし、この拘束効果は、例えば、(5.2.9a) 式に見られるようにいくつかの要因に影響され、その意味では図 5.3.1～5.3.4 は今回の実験条件の範囲でのみ得られた特性である。

このように、主たるパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ 以外に、種々の要因に支配される拘束効果を考慮して、補強効果を推定することができれば、結果の有用性はより高められると考えられる。ここでは、上述し

たように拘束効果を表わす一つの指標として定着係数 α を導入し、それがせん断ひずみ、補強材の径等に依存することを実験的に示した。

したがって、個々の条件を考慮して定着係数 α を求め、例えば、(5.2.11)式が示すように新しいパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ を媒介として補強効果を推定することが望ましい。

図5.3.8は、このような一例として特定のせん断ひずみの大きさ（この場合は $DA=3\%$ ）に対するこの定着係数 α を考慮した新しいパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ と初期液状化までに要する繰返し回数(N_3)の増加率 R_N との関係を示したものである。

この図から、このような α を用いることによって両者の関係のばらつきは、図5.3.2に比べて必ずしも小さくはないが、定着係数 α を精度よく求めることによって非排水繰返し条件下の補強効果を合理的に推定することが期待される。

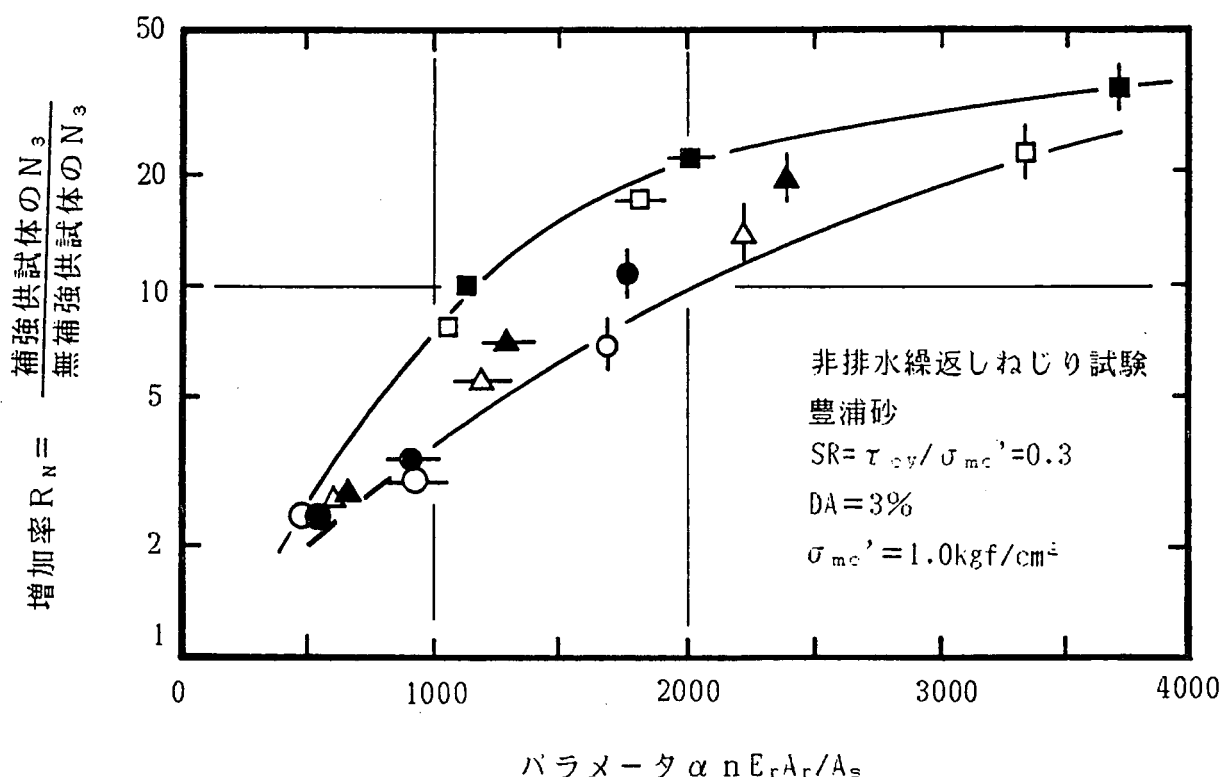


図5.3.8 繰返し回数の増加率 R_N とパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ との関係

5.3.2 まとめ

補強土工法による液状化防止対策工法を開発するための基礎的実験として、昨年度に実施した小杭を挿入した砂の非排水繰返しねじりせん断試験を、今年度再検討した結果、以下のことが分かった。

- (1) 小杭を地盤に挿入して補強することにより、動的せん断強度は相当増加する。その補強効果は、鉛直応力 σ' の増加によるものと見なすことができる。
- (2) 動的せん断強度の増加率は、砂の密度によって異なり、密になればなるほど顕著である。
- (3) 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、パラメータ $n \cdot E_r$

A_r/A_s , さらには, $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r/A_s$ (kgf/cm^2)を用いることによって, ほぼ一義的な関係で表わすことができる。

- (4) このパラメータは, 単調载荷下の単純せん断モデルから導かれたものであるが, パラメータ内に含まれる定着係数 α を精度よく求めれば, 非排水繰返し载荷下の補強効果にも適用できる可能性がある。
- (5) 補強率の高い補強を行えば, 初期液状化までだけでなく, それ以降の変形を拘束する効果もかなり期待できる。
- (6) 補強材の材質が同じで, 同一の断面充填率で補強しようとするならば, 補強材の直径が小さい, 言い換えれば, 配置本数が多い方が, 大きな補強効果が得られる。

5.4 小杭を挿入した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験

5.4.1 実験方法および供試体作成法

用いた砂は, 模型振動台実験に用いている浅間山砂であり, 今回の実験では, 粒度分布を調整し, 細粒分含有率 F_c を2~3%程度にした。

また, 今回の実験では, 圧密拘束圧を以下のようにした。

水中落下状態で堆積した砂は, ほぼ $K_0=0.5$ であるとの仮定のもとに,

$$\text{有効鉛直圧 } \sigma_{vc}' = 196 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\text{有効側方圧 } \sigma_{hc}' = 98 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$K_0 = 196/98 = 0.5$$

$$\begin{aligned} \text{平均有効応力 } \sigma_{mc}' &= (196 + 2 \times 98)/3 \\ &= 131 \text{ KN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

とした。

圧密は, 約1時間程度とした。実際の浅間山砂は, 圧密時間が長く, 圧密時間とともに強度増加, および, K_0 値が増加するが, ここでは, 細粒分を相当省いたので, 1時間でビュレットの排水を遮断して, せん断を開始した。なお, 軸方向のひずみは, せん断時に固定するまで自由に沈下できるようにしておいた。

また, 供試体は, 以下の手順で作成した。

- (1) 気乾状態の浅間山砂を空中落下させる。

ここで, 水中落下としなかったのは, 粗粒分が下に, 細粒分が上に浮遊するような状態を避けたためである。また, ロートによる自由落下高さ(ここで, ロートは, 土質工学会基準案の最大, 最小間隙比の求め方に用いるもの)は, 低くし, ほぼ, 最大間隙比 $e_{\max}$ に近い状態ができるようにした。これも, 粗粒分が下に堆積するのを, また, 細粒分の浮遊状態が生じるのを避けるためである。

- (2) 試料に水を投入する。

ここで, 若干の水締め状態になる。

- (3) モールドをたたき, 所定の高さまで締固める。

(4) 補強材は、 $E_r A_r = 19616 \text{ (kgf)}$ のものを用いた。

$$(A_r = 0.1226 \text{ cm}^2, L = 8.32 \text{ cm})$$

(5) 配置は、 $n = 16$ 本とし、置換率は、 $n \cdot A_r / A_s = 4.6 \sim 5.0\%$ 程度である。

(6) 補強材には、浅間山砂を付着させようとしたが、付着するのが細粒分だけになってしまうため、今回は、豊浦砂を付着させて行った。

(7) 他の方法は、昨年に行った試験の場合と同様である。

5.4.2 試験結果

図 5.4.1, 5.4.2, 5.4.3 は、それぞれ $D_r = 50\%$, 60% , 70% のときの応力比～繰返し回数を示したものである。実線が無処理の場合で、破線が補強率 $n \cdot E_r A_r / A_s = 7488 \text{ kgf/cm}^2$ で補強した場合の結果である。なお、せん断ひずみは、 $DA = 3\%$ で整理してある。

図 5.4.1 より、浅間山砂を用いた実験では、 $D_r = 50\%$ の場合、せん断強度の増加率 R_N は、約 1.2 であるのに対して、豊浦砂を用いた昨年の実験では、増加率 R_N は、約 1.75 程度であった。

浅間山砂と豊浦砂では、砂そのものの性質が異なるのに加え、今回の実験では、供試体作成方法の違いによる砂の堆積構造の変化があり、単純な比較はできないが、少なくとも、補強材挿入によるせん断強度の増加率は、砂の影響を強く受けるようである。

また、図 5.4.4 には、5.3.1 (5) で述べた方法と同様の方法で定着係数 α を求め、相対密度との関係で示してある。同図には、豊浦砂のねじりせん断試験結果も示す。

同図における結果の違いには、砂の種類、拘束圧、供試体作成方法（堆積構造の違い）等の影響が含まれていると考えられるが、詳細な検討は次年度に行う予定である。

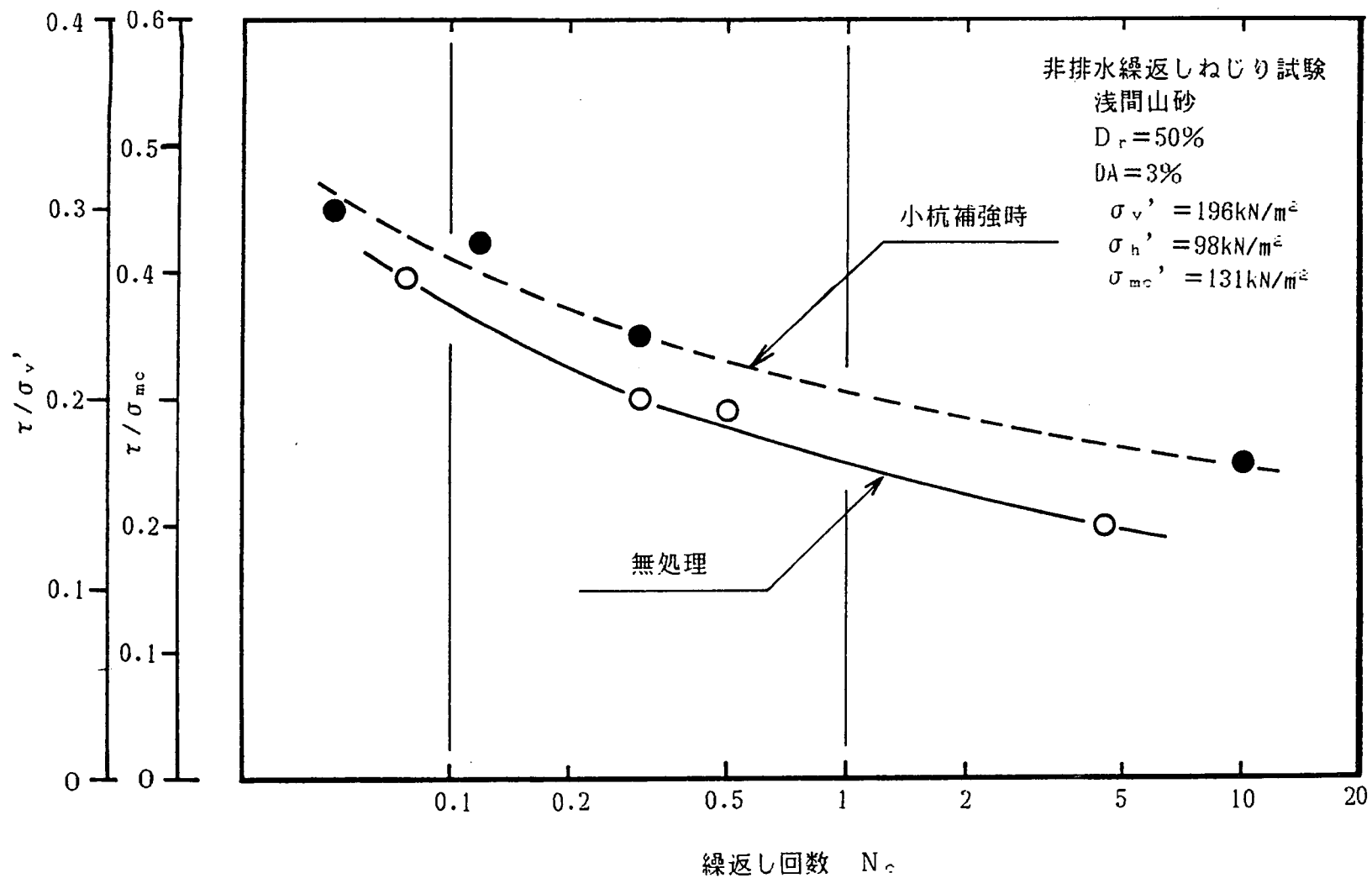


図 5. 4. 1 応力比～繰返し回数の関係 ($D_r = 50\%$)

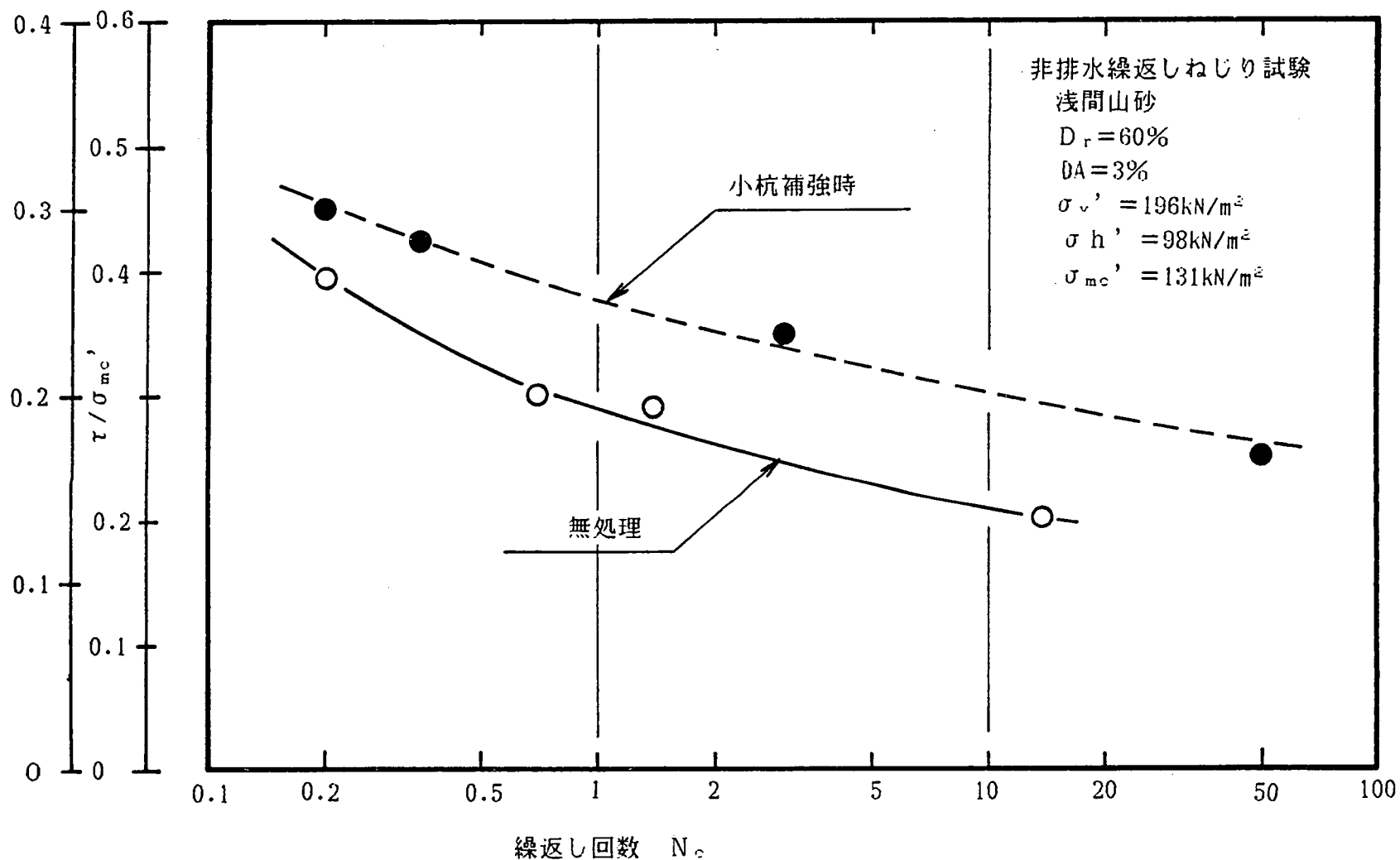


図 5.4.2 応力比～繰返し回数の関係 ($D_r = 60\%$)

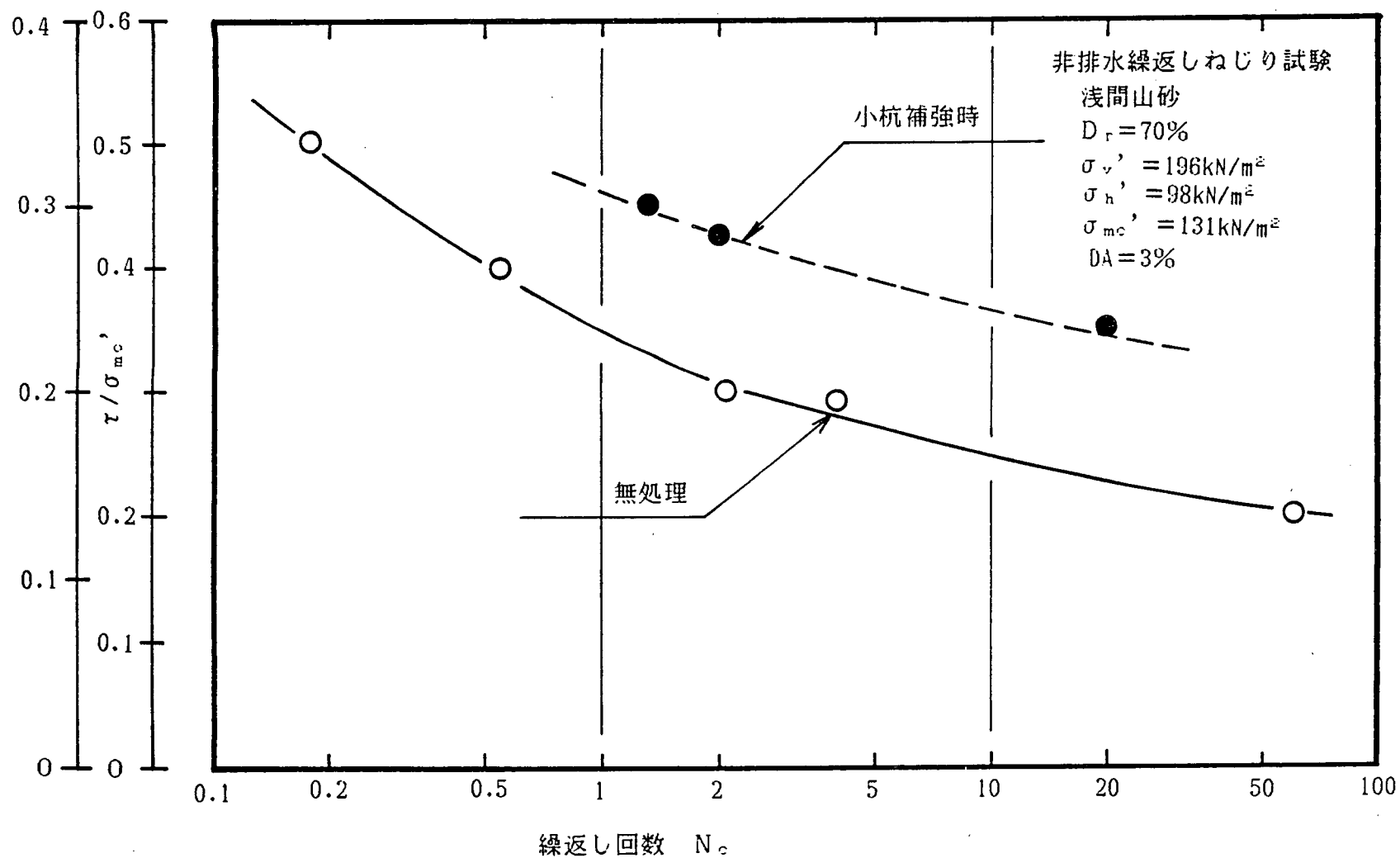
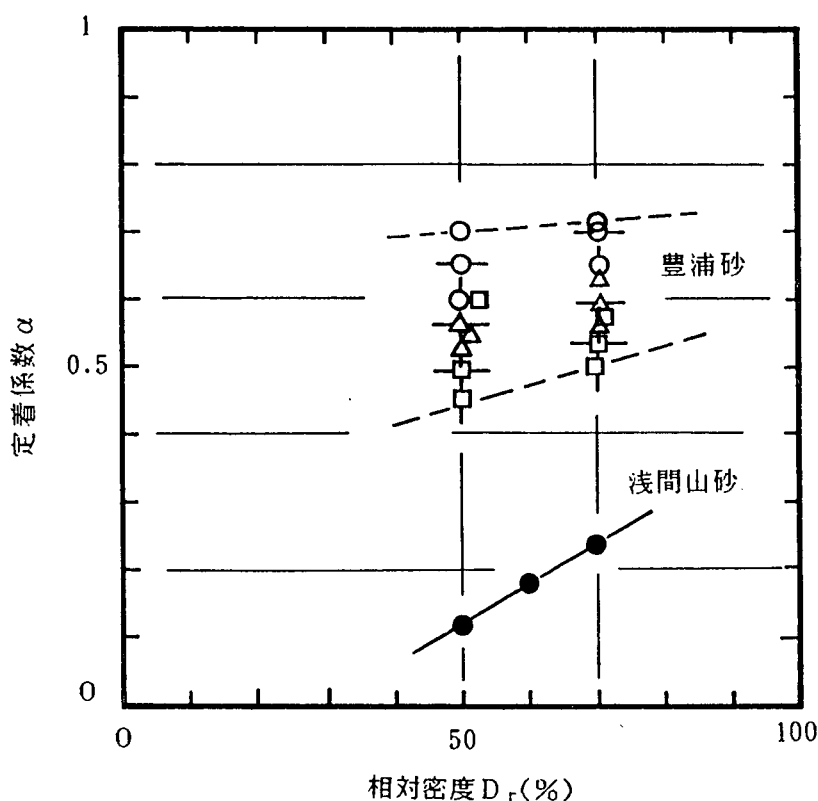


図 5.4.3 応力比～繰返し回数の関係 ($D_r = 70\%$)



5.4.4 定着係数 α と相対密度との関係

5.5 グリセリン溶液を用いた浅間山砂の模型振動台実験

5.5.1 はじめに

模型実験においては、数多くの寸法効果が存在し、模型実験の実験結果を現場に適用するためには、種々の寸法効果を考慮する必要がある。

昨年度の実験においては、排水機能のある排水補強杭および排水機能のない補強杭の耐震地盤改良効果を同じように排水効果を期待する排水杭（グラベルパイル）と比較したが、模型は小型であり、排水境界までの距離が短く、両者の結果はそのまま直ちに現場規模での比較にはつながらないと考えられた。

したがって、今年度の実験においては、排水性に関する相似則をある程度満足させるためにグリセリン溶液を用いることによって、模型地盤の透水係数を水に対する値の100分の1以下とし、言い替えれば、排水距離を模型寸法の10倍程度にして実験を行った。

5.5.2 実験方法

用いた砂は浅間山砂であり、表 5.5.1 に示すように、相対密度は、 $D_r = 60 \sim 64\%$ である。模型地盤の作成は、グリセリン溶液中に砂を投下する水中落下法で行った。この場合、グリセリン水溶液面が、常に砂の表面の5cm上にくるようにして砂を投下した。グリセリン水溶液の濃度は80%とした。

排水材料は、2mm～5mmの碎石を用いた。グリセリン80%水溶液に対する透水係数は、砂が $k = 10^{-5}$

表 5.5.1 実験ケース

No	実験ケース	D_r	実験条件
1	無処理	62%	2H _z , 10秒; 20gal, 40gal, 60gal
2	排水杭	63%	2H _z , 10秒; 20gal, 40gal, 60gal, 80gal
3	補強杭	60%	2H _z , 10秒; 20gal, 40gal, 60gal, 80gal
4	排水補強杭	61%	2H _z , 10秒; 20gal, 40gal, 60gal, 80gal
5	無処理	62%	2H _z , 40gal, 32秒
6	排水杭	64%	2H _z , 60gal, 33秒
7	補強杭	61%	2H _z , 60gal, 43秒
8	排水補強杭	62%	2H _z , 60gal, 44秒
9	せん断箱		2H _z ; 20gal, 40gal
10	グリセリン溶液		2H _z ; 40gal, 60gal

$\sim 8 \times 10^{-4}$ (cm/s), 排水材料の碎石が, $k = 2 \sim 4 \times 10^{-2}$ (cm/s) 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。したがって, 排水距離は, 10倍以上となる。

補強材料として用いたものは, 直径5mmのアルミ棒で, 周面には1.5~2.0mmの砂分を付着させた。せん断土槽を用いた振動台実験の模式図, 計測位置・項目を図5.5.1に示す。実験ケースおよび加振条件を表5.5.1に示す。また, 各実験ケースにおける排水杭, 補強杭, 排水補強杭の配置方法および配置条件(材料特性・補強率)を図5.5.2に示す。

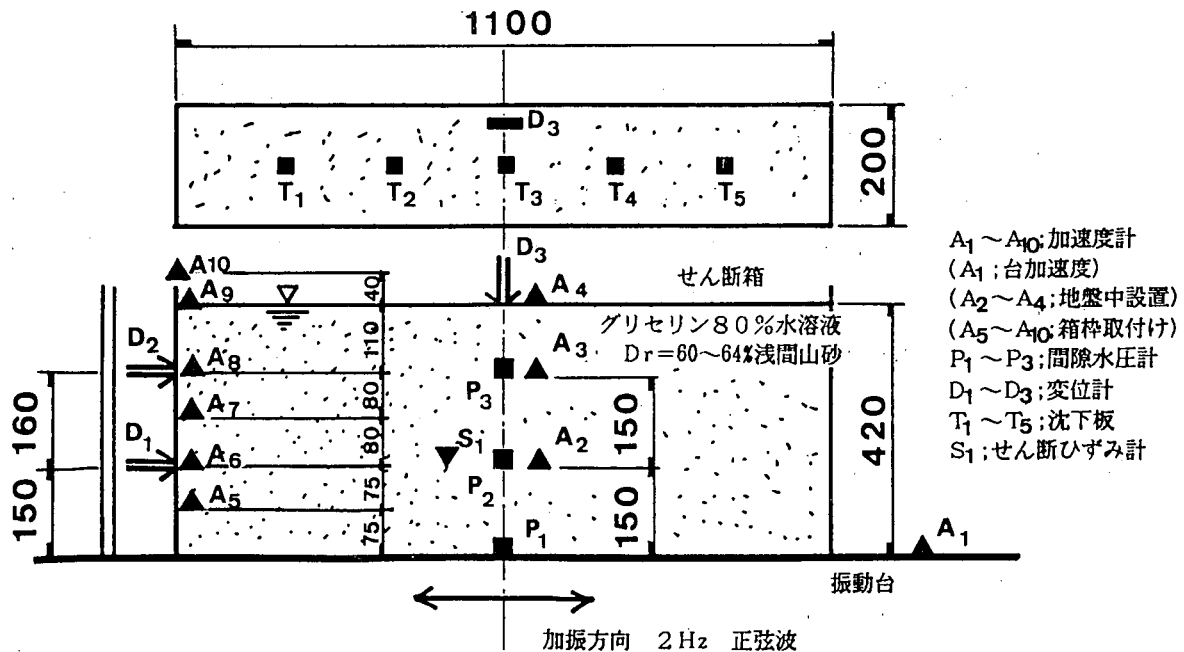


図 5.5.1 計測位置

No.	実験ケース	配置方法および配置条件
1, 5	無処理	
2, 6	排水杭	砕石2~5mm, 外径43mm, N=20本
3, 7	補強杭	アルミ芯材径5mm, 砕石1.5~2.0mm付着, N=88本, $n_{EA}/A_s=1050\text{kgf/cm}^2$
4, 8	排水補強杭	砕石2~5mm, 外径43mm, N=20本 アルミ芯材5mm, 砕石1.5~2.0mm付着, $n_{EA}/A_s=240\text{kgf/cm}^2$

図 5. 5. 2 配置方法

5. 5. 3 実験結果

(1) 時刻歴

図 5. 5. 3 ~ 5. 5. 6 には、表 5. 5. 1 における実験ケース No. 1 ~ No. 4 の内で、振動台を約 60gal で加振した場合の時刻歴実験結果を示す。

表 5. 5. 1 に示すように実験ケース 1 の無処理の場合、事前に約 20gal と 40gal で、また他の 3 ケースの場合には 40gal で 10 秒間の事前加振を行っている。

この事前加振で P_1 の過剰間隙水圧比は、無処理の場合約 0.75 程度、排水機能のない補強杭の場合約 0.45 程度、また、排水機能のある排水杭、排水補強杭の場合には約 0.22 ~ 0.25 程度上昇している。

図 5. 5. 3 ~ 5. 5. 6 より以下のことが分かる。

1) 加 速 度

振動台を約 60gal で加振すると、せん断箱の底部から約 15cm 上に設置した加速度計 A_2 での応答加速度は、全ケースで加振とともに徐々に増大していくが、無処理の場合には加振開始後約 2.5 秒 (5 波) で加速度計にロッキング現象が生じており、この時点で液状化が発生したと判断できよう。この現象は、補強杭、排水補強杭の場合にはそれぞれ、7.5 秒 (15 波)、5 秒 (10 波) 後に生じているが、排水杭の場合にはこの現象は見られない。

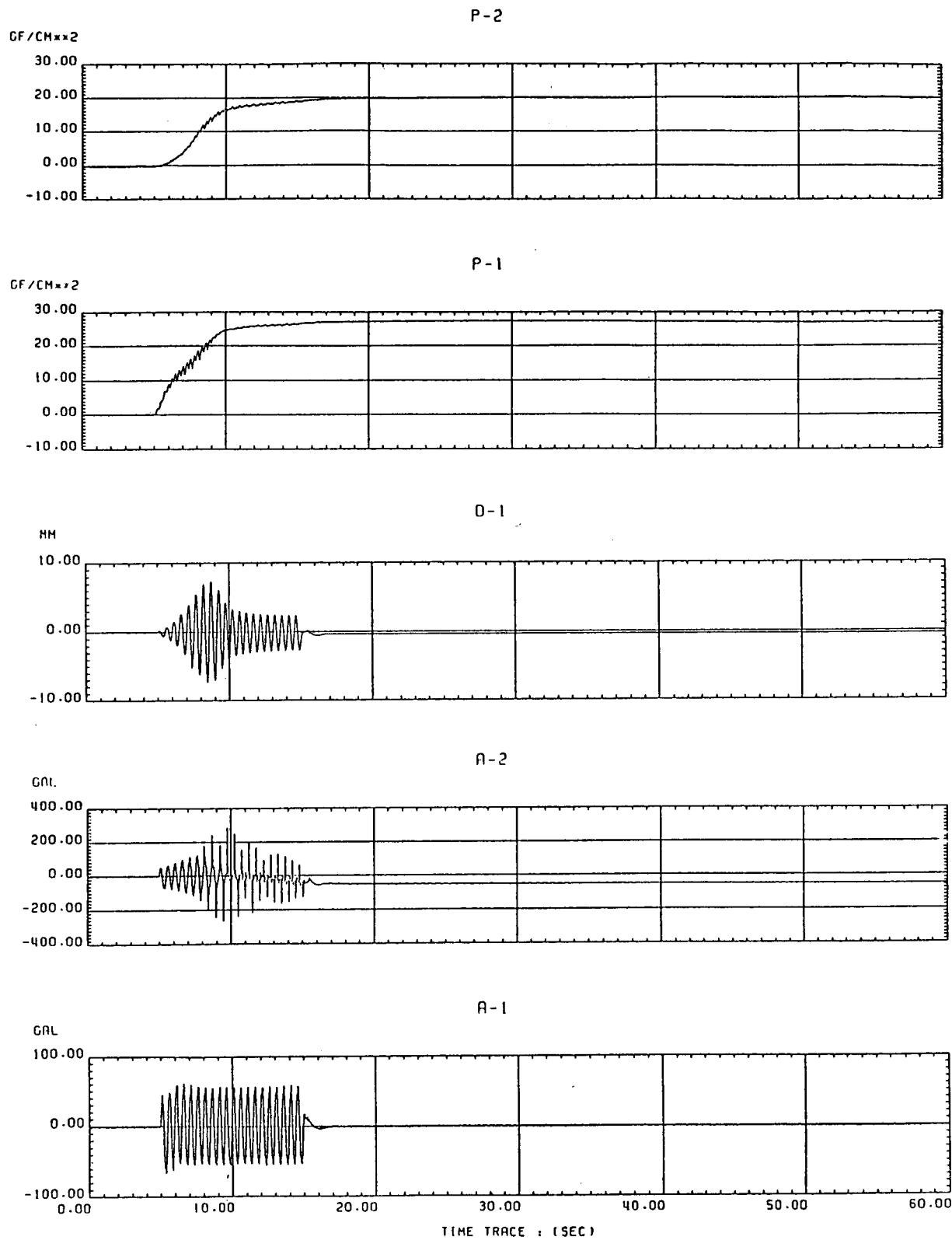


図 5.5.3 無処理 (Case 1. 60gal)

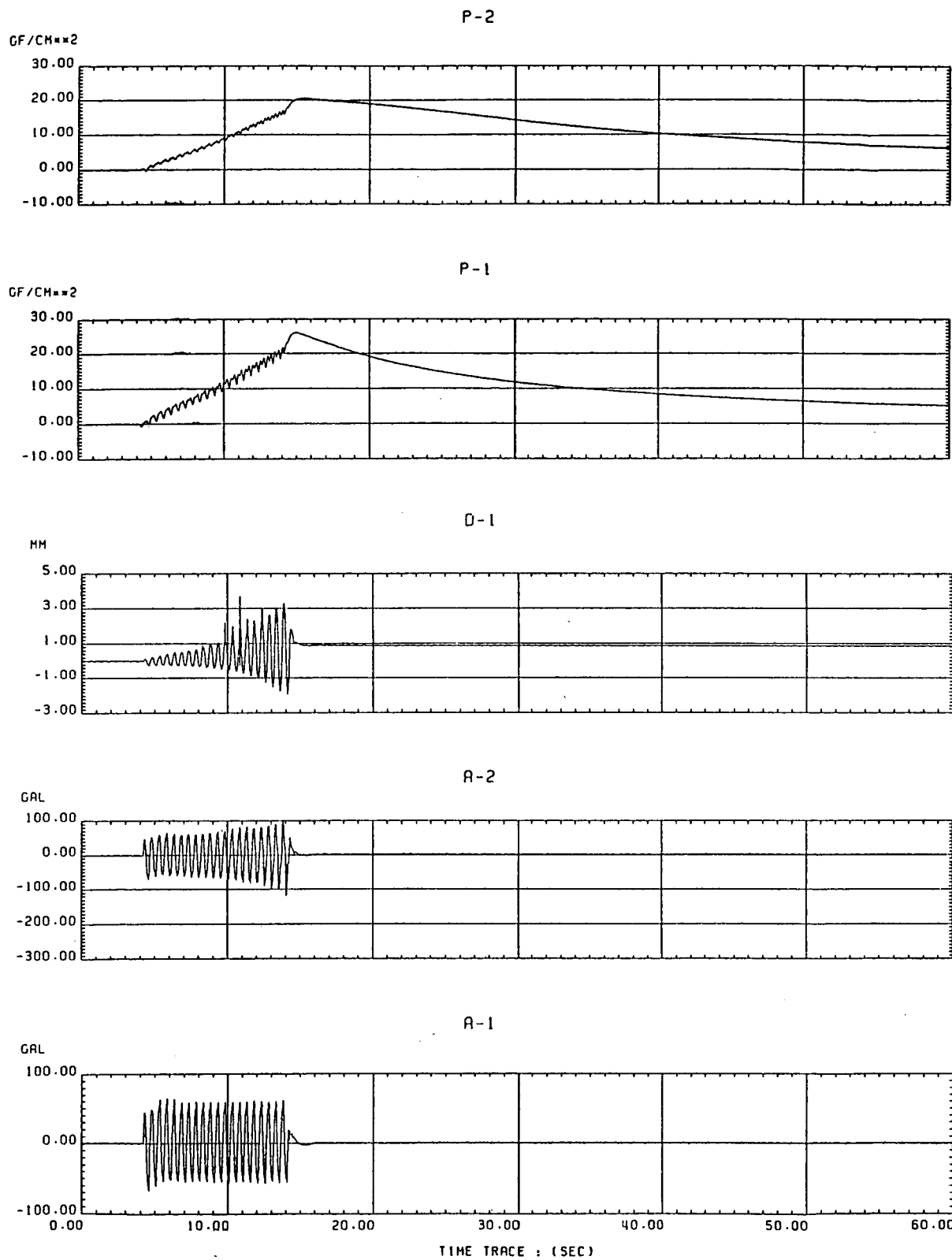


图 5.5.4 排水杭 (Case 2, 60gal)

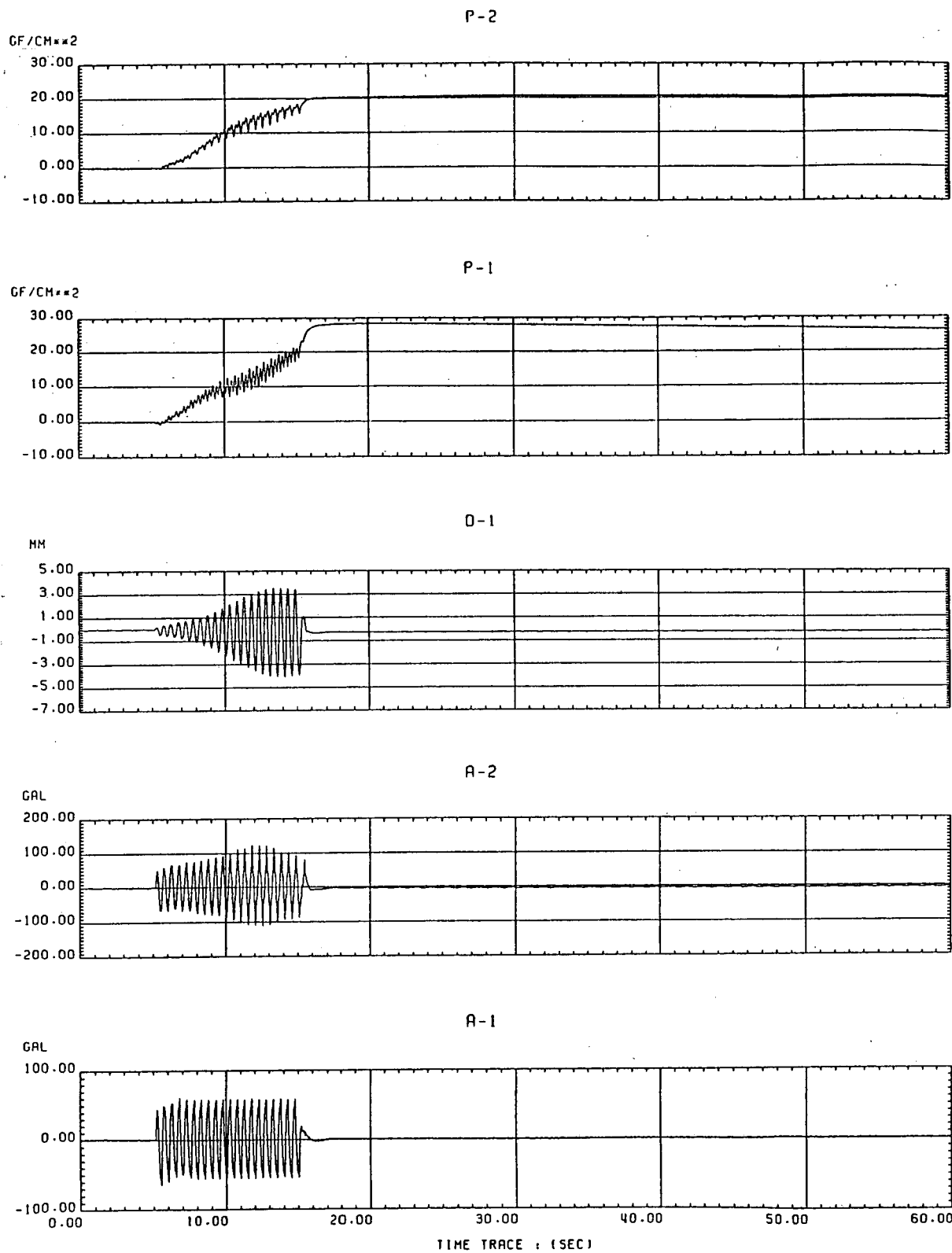


図 5.5.5 補強杭 (Case 3. 60gal)

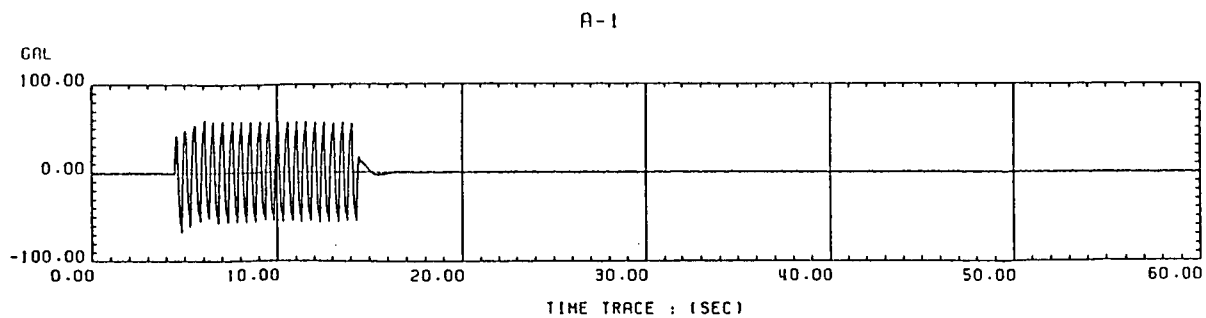
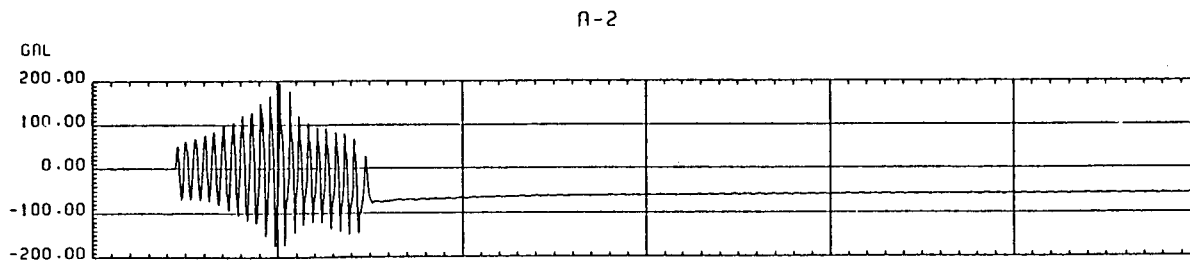
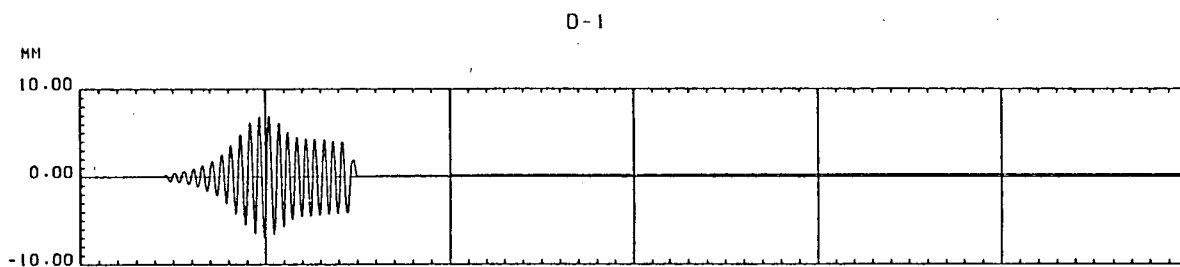
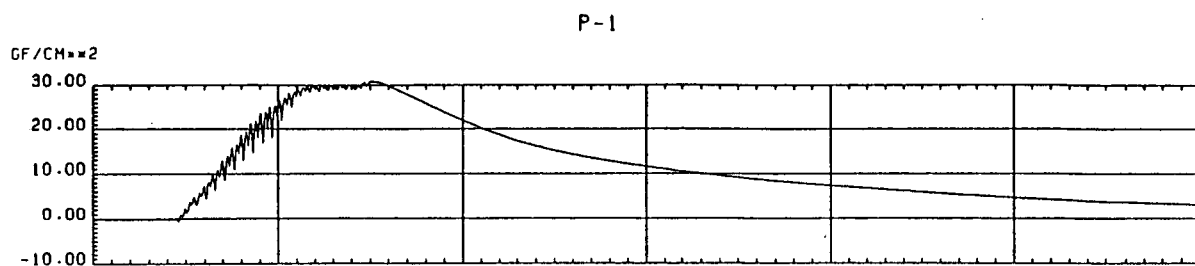
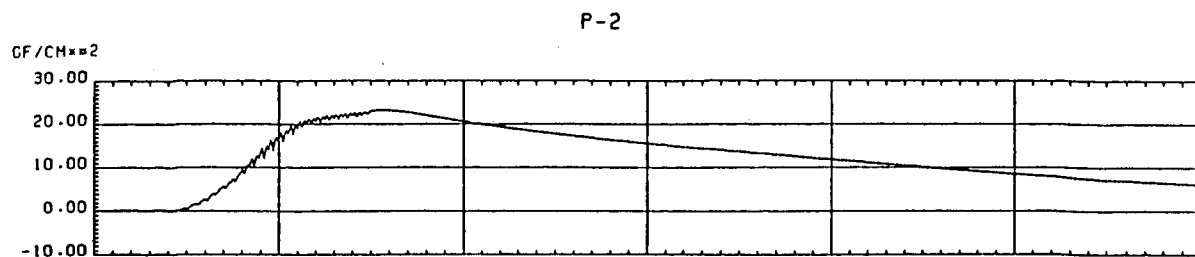


図 5.5.6 排水補強杭 (Case 4. 60gal)

2) 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧も加振とともに増大していくが、 P_1 の時刻歴に顕著な特長が見受けられる。

図 5. 5. 5 の補強率の高い補強杭の場合には、加振方向が反転するときに過剰間隙水圧が急降下（有効応力が回復）する現象が顕著に見られ、過剰間隙水圧の上昇速度は、3つのケースのうちで最も遅い。

一方、図 5. 5. 4 と図 5. 5. 6 の排水杭と排水杭を補強した排水補強杭の場合を P_1 の上昇過程と比較すると、図 5. 5. 6 の排水補強杭には、図 5. 5. 5 の高補強率の補強杭と同様に加振反転時に見られた過剰間隙水圧の降下現象が見受けられる。

3) セン断箱の変位

セン断箱の変位は無処理の場合、加振開始後約 4 秒でピーク（14.5 mm）に達し、以後急激に減少している。しかし、補強率が高い補強杭の場合には変位が増大した後両振幅約 8 mm の一定振幅で変位しており、間隙水圧の時刻歴で見られたように有効応力が回復していることから、いわゆるサイクリック・モビリティ現象を呈しているようである。

一方、事前加振のない図 5. 5. 7 ～図 5. 5. 9 の場合、図 5. 5. 4 ～図 5. 5. 6 とは違った特長が見受けられる。

- ① 排水杭の場合、2 Hz、10 秒の加振では見られなかった加速度計のロッキング現象は加振開始後 2.5 秒から見られ、4 秒後の応答加速度は約 170 gal にも及んでいる。他の 2 つの補強杭にはこの現象は見られない。
- ② 排水補強杭では、過剰間隙水圧が上昇しきった後でも、上昇時と同様なセン断反転時の水圧降下現象が見られる。この現象は、排水機能のない補強杭の場合には見られない。
- ③ 過剰間隙水圧の上昇速度を比較すると、排水杭の場合、加振開始後約 6.5 秒（13 波）で上昇しきっているのに対して、排水補強杭の場合には約 12 秒（24 波）後であることから、補強を行うことによって過剰間隙水圧の上昇速度は、2 倍程度遅くなっている。補強杭の場合には他の 2 つと比較して上昇速度は 1 番遅く、またそのピークは加振停止後に生じている。
- ④ 振動台加速度を 20 gal ずつ増加させていくステージングテストでの排水杭、補強杭の場合、加振停止後に P_1 のピークが生じ、排水補強杭の場合にはそれがほとんどなかった。しかし、事前加振のないケースでは補強杭、排水補強杭の場合に若干この現象が見られるものの、ステージングテストで顕著に見られた排水杭の場合には全く見られない。
- ⑤ セン断箱の変位についても排水杭の場合が一番早くピークに達し、4 秒で生じているのに対して、補強杭、排水補強杭の場合には約 8 秒後にピークに達している。

(2) 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係

図 5. 5. 10 には振動台加速度と P_1 の過剰間隙水圧比との関係を示す。

排水機能のない補強杭の場合、加振加速度が比較的小さい 40 gal 程度では排水機能のある排水杭、排水補強杭と比較して過剰間隙水圧比は上昇しやすいが、振動台加速度が大きくなると他の 2 つと比較してかなり上昇しにくい傾向を呈している。

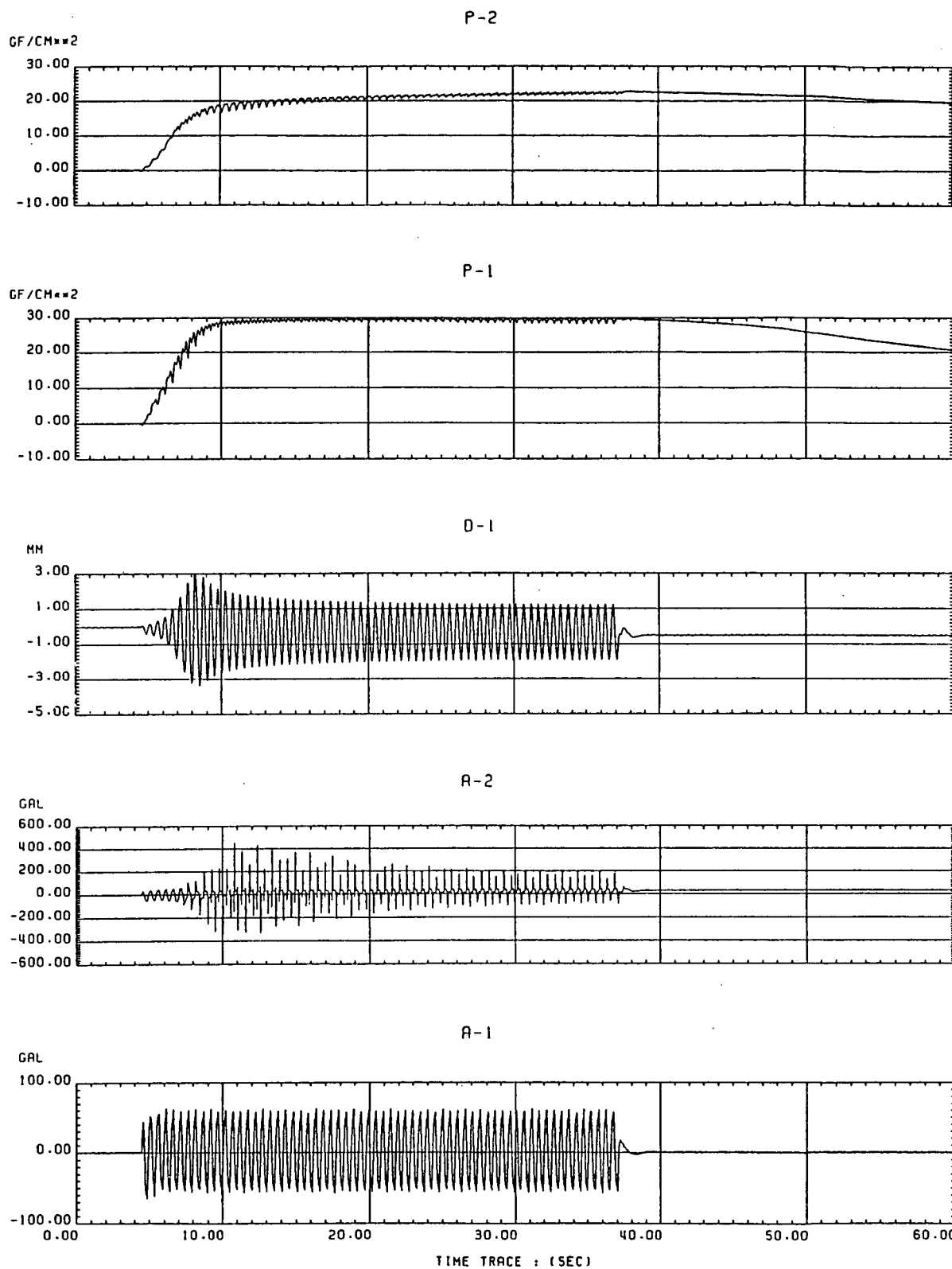


图 5.5.7 排水杭 (Case 6. 60gal)

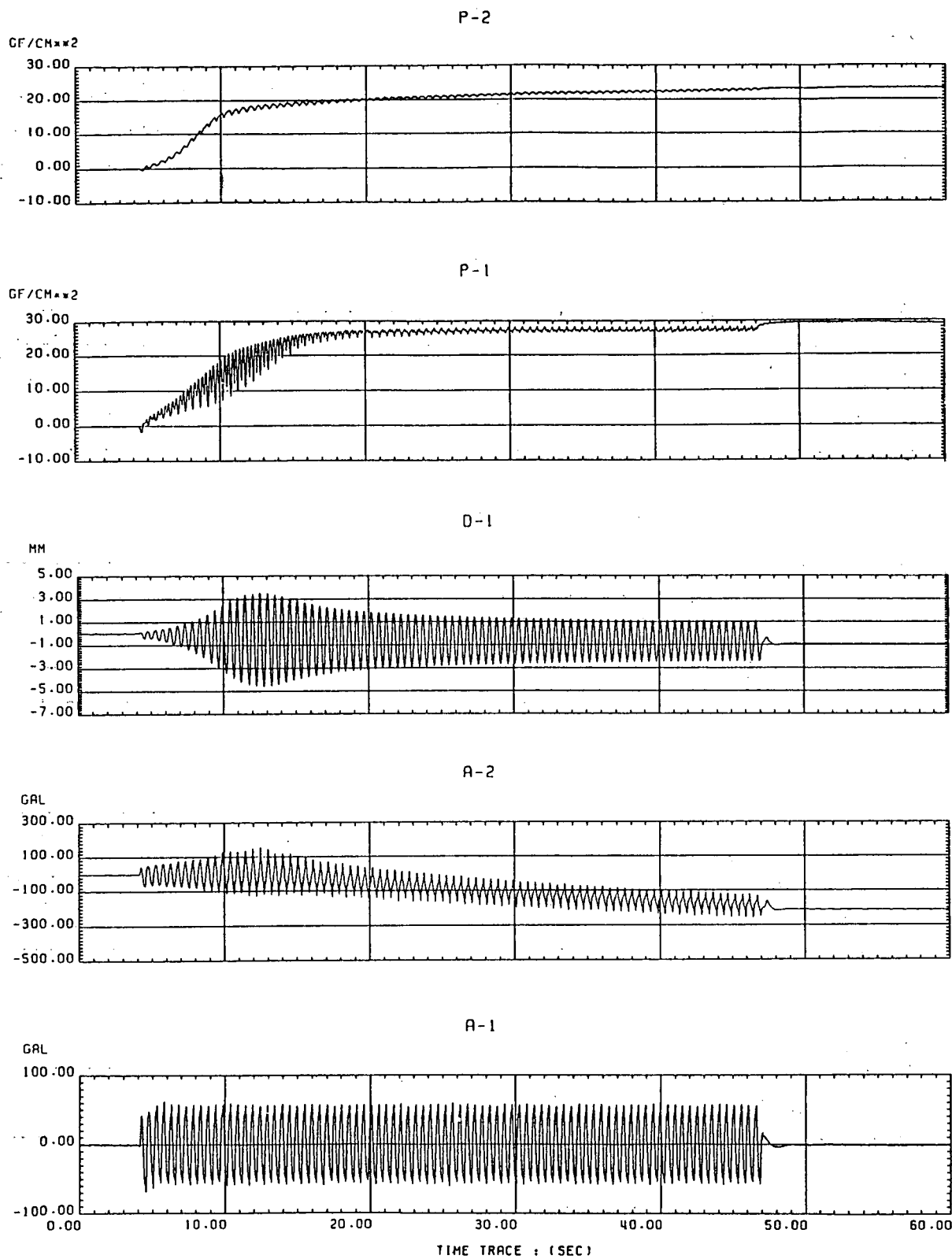


図 5.5.8 補強杭 (Case 7. 60gal)

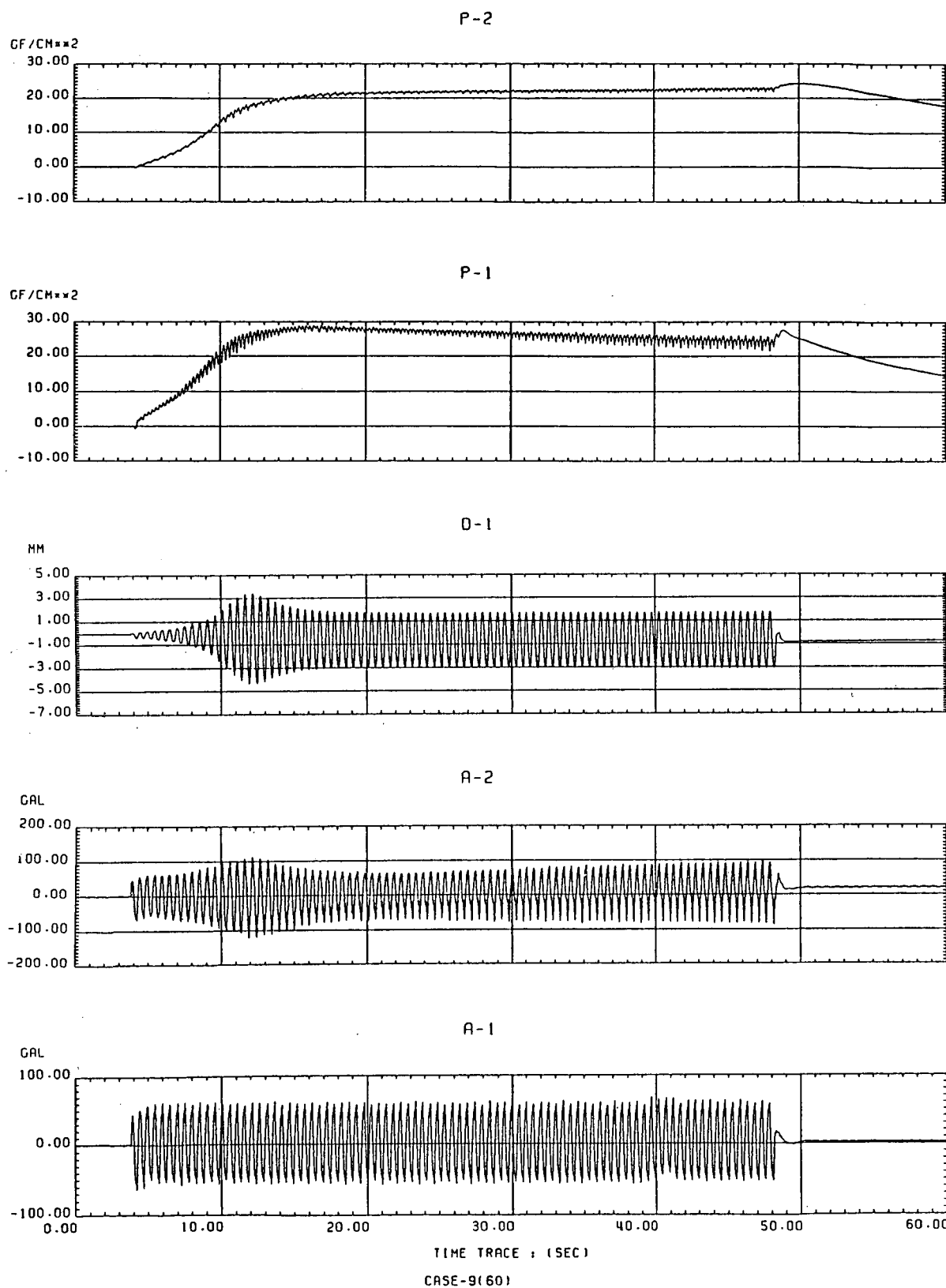


图 5.5.9 排水補強杭 (Case 8. 60gal)

また、排水杭と排水補強杭を比較すると、図 5.5.4, 5.5.6 に示すように排水杭の場合、事前加振のあるケースでは加振停止後に P_1 のピークが生じ、その上昇量も P_1 全体の約 20% も占めているのに対して、排水補強杭の場合にはこの現象はほとんど見られない。したがって、図 5.5.10 に示すようにこの加振停止後に生じた間隙水圧を有効拘束圧とし、加振回数 20 波で比較すると排水杭の場合がかなり過剰間隙水圧比が上昇しにくいような結果となる。

しかし、事前加振のないケースではこのような現象は見られず、排水杭の場合、反対に一番早く間隙水圧が上昇していることから、この点に関しては現在検討中である。

(3) セン断応力比と過剰間隙水圧比との関係

加振時の土槽の挙動が一樣なせん断振動的であるとすれば、ある深さより上の加速度記録を用いて、その深さでのせん断応力過程を推定することができる。

このようにして求めたせん断応力とその深さに対応する間隙水圧を比較したものが図 5.5.11 である。この場合、土槽底面における間隙水圧 P_1 に注目し、せん断応力算定のためには、 A_2 の加速度記録を用いて算定している。

このように 1 点だけの加速度を用いてせん断応力を算定することは当該点より上方を剛体と考えていることに相当する。

ここで、せん断応力比は液状化が発生したと想定される繰返し回数以前の A_2 の平均値から求めている。

図 5.5.11 における結果をみると、加振加速度と過剰間隙水圧比と関係の場合と同様、せん断応力比が小さいレベルでは、排水機能を持つ補強杭（排水杭と排水補強杭）が効果的（過剰間隙水圧の上昇速度が遅い）であり、排水機能のない補強杭の場合には、間隙水圧の上昇は大きい。

しかし、せん断応力比が大きくなるにしたがって、補強杭の場合には、過剰間隙水圧の上昇過程が著しく遅くなっており、せん断応力比が 0.2 以上になると補強杭、排水補強杭の過剰間隙水圧の上昇速度はかなり抑制されている。

また、排水機能を備えた排水杭と排水補強杭を比較すると、排水機能だけを期待する排水杭の場合には、せん断応力比が 0.1 以下のレベルでは排水補強杭とほぼ同じような効果を示しているのに対して、せん断応力比が 0.15 以上になると無処理とほぼ同じような上昇傾向を呈している。

このことは、大原ら⁶⁾も指摘しているように、加速度が大きくなると飽和砂層内に生じた過剰間隙水圧を排水杭から消散しきれなくなり、排水杭の場合、無処理と同じような結果となったのに対して、ほぼ同じ面積置換率の排水補強杭の場合には、過剰間隙水圧が上昇してきたときでも、杭芯周辺部の排水機能によって、有効応力が回復し、補強杭と地盤との摩擦力が発揮され、補強効果が有効に確保されたためではないかと考えられる。

なお、今回の実験では補強杭の補強効果がかなり強調されているようであるが、これは、補強杭の補強率が排水補強杭の約 4 倍もあるためで、同じ位の補強率ならば排水補強杭の方が効果的であろう。

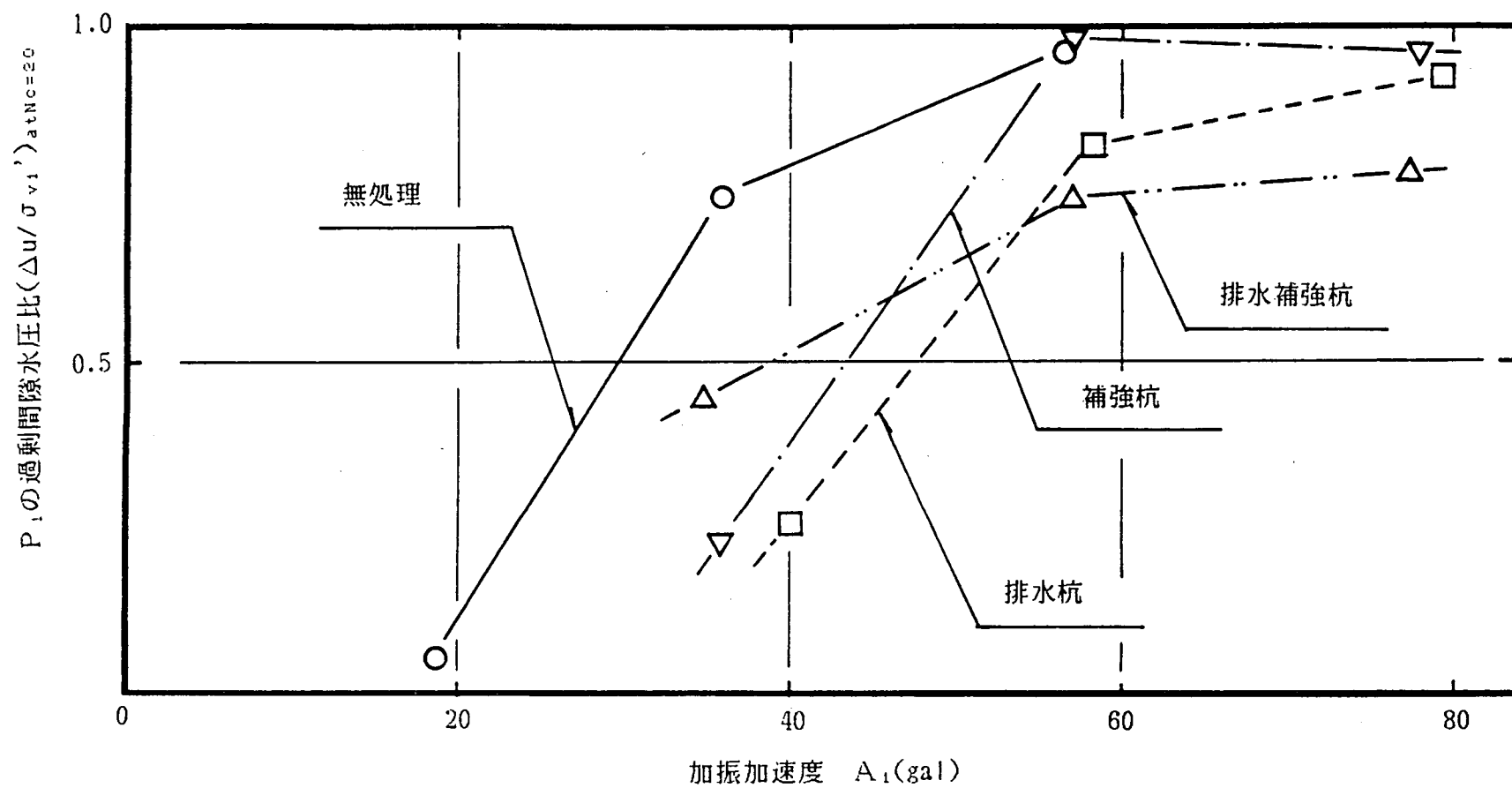


図 5.5.10 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係

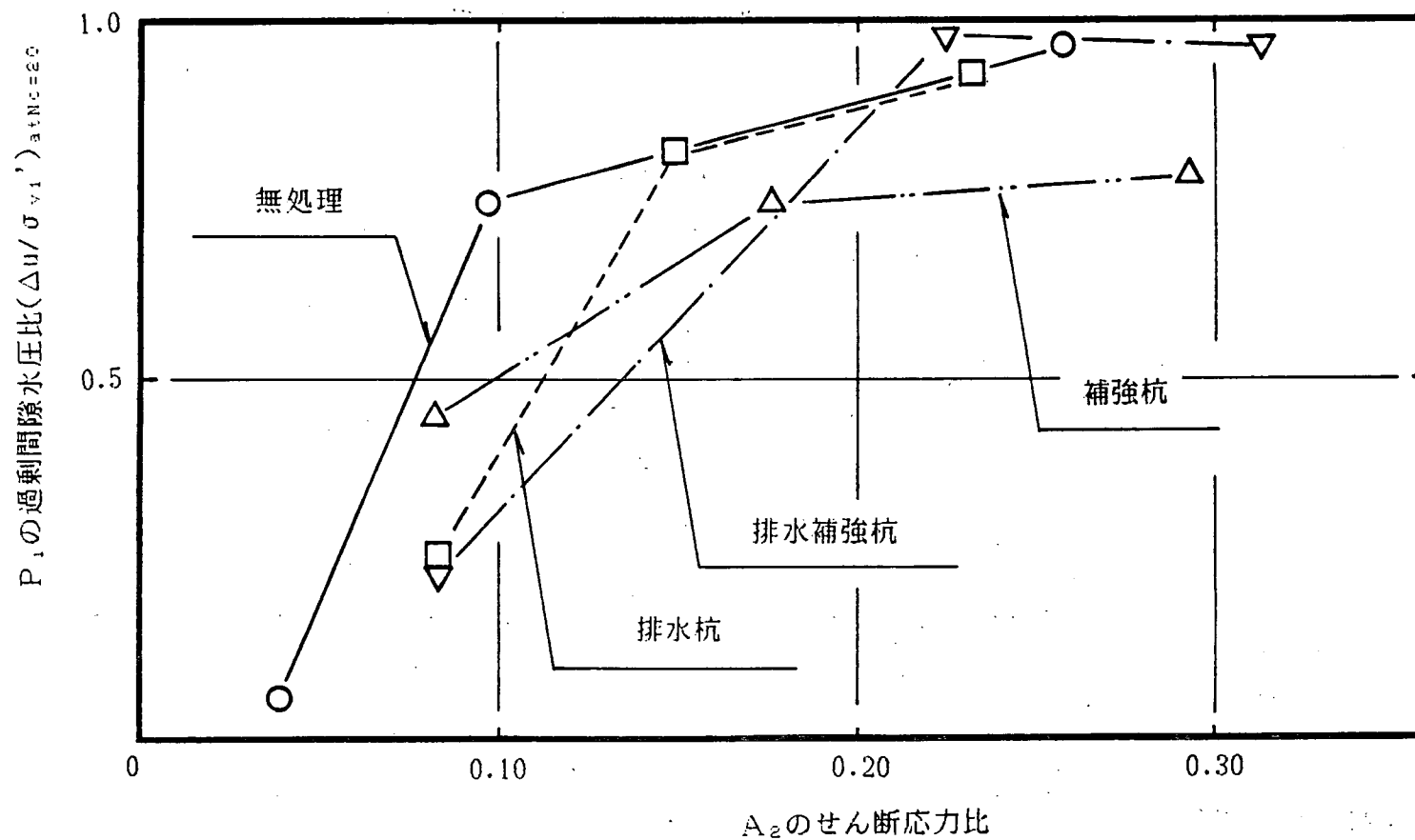


図 5.5.11 せん断応力比と過剰間隙水圧比との関係

5.5.4 ま と め

以上の結果をまとめると以下ようになる。

今回の実験では、補強杭の補強率が排水補強杭の4倍以上であったため、補強杭の補強効果が全面的に現われてくる結果となった。しかしながら、同一置換率を持つ排水杭と排水補強杭を比べると、明確な差が現われており、耐震地盤改良には、補強と排水の組み合わせは非常に有効であることが確認された。

5.6 排水補強杭工法の設計法の考察

5.6.1 排水補強杭工法による耐震補強の設計法

本共同研究で対象とする掘割道路や盛土を対象とした場合、たとえば掘割道路に対しては液状化に伴う浮き上がりを防止するとか盛土のすべり・沈下を防止するという目的は他の工法となんら変わるところはない。したがって、用いるべき設計法も大要は他のものと変わることはない。したがって、それぞれについて以下のように考えることになる。

- (1) 掘割道路の場合掘割道路の浮力となる過剰間隙水圧の発生をどの位低減することができるかを評価する。
 - (2) 盛土の場合液状化に伴う強度低下がどの程度抑制されるか。このために、発生過剰間隙水圧を予測するか、通常の液状化強度と同様にあるひずみ基準に達する全応力強度を求める。これらを考慮して安定計算を行うことになる。
- (1), (2)とも厳密には、構造物の存在を考慮して評価すべきであるが、まず第一段階としては、そのような構造物が建設されている、あるいは建設が予定されている水平地盤にこの補強杭工法を施工した場合のことを考える。

このように考えれば、結果の評価の観点は、間隙水圧またはひずみ基準に対するせん断強度になるが、両構造物においては本質的な違いはない。

すなわち、このような補強材によって補強土の任意の部分を取り出し、その部分に地震動による繰返しせん断力を作用させた場合の強度・間隙水圧を知ることが基本的に重要である。

5.6.2 排水補強杭工法の動的強度

これまでの実験結果を要約すると次のことが分かっている。

- (1) 非排水繰返しせん断試験より、補強材により補強効果がある。この補強効果は繰返しせん断強度の増加率 R_s や繰返し回数の増加率 R_N 等で表わされるが、どちらもパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ または $\alpha n \cdot E_r A_r / A_s$ によって定まるようである。
- (2) 排水を許した模型振動実験においても、補強杭および排水補強杭の補強効果が認められた。実験条件は補強率等が同一でないため、排水補強杭工法における排水効果の影響度は現時点では定量的には把握しえないが、1つの方法として、排水補強杭工法において、非排水時のせん断強度を用いて排水

による効果は積極的には考慮しないという考え方がある。

この方法がどの程度安全側かということや、排水による補強効果の増加を見るとするとそれをどのように評価するか等は今後の検討課題である。

5.6.3 その他

上述した以外に設計法に関連して今後の研究課題として以下のようなものがある。

- (1) 補強効果を表わすパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ の有効性、特に定着係数 α の種々の因子への依存度の把握

上記パラメータを導いた過程で省略した諸条件（ダイレイタンスーひずみ、土の圧縮性、土の圧縮ひずみと補強材の伸びひずみの差ひずみ $\Delta \varepsilon$ 等）の影響の考察

中でも $\Delta \varepsilon$ は、補強材の張力による土の拘束範囲がどの程度かということと対応し、重要な因子となると考えられる。

- (2) (1)に関連して α への砂の種類等の影響の把握

5.7 排水補強杭工法の施工法について

排水補強杭の種類やその材料特性並びに補強率（打設ピッチ）、あるいは補強杭の傾斜角度等について、現在まだ、適切に決定できるような状態までには至っていないが、排水補強杭工法の施工法に関して概略検討してみた。

現在までの実験結果によれば、補強材の材質が同じ（補強材の種類が同じ）で、同一の補強率で補強しようとするならば、補強材の直径が小さい、言い換えれば、配置本数が多い方が大きな補強効果が得られる可能性が高い。

今、仮りに、原位置の砂地盤が液状化しないためには、補強率 $n \cdot E_r A_r / A_s = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ という値で補強しなければならないとすると、実際の現場での施工は、直径 20 cm 、弾性係数 $E_r = 5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ の杭を、中心間隔 2.0 m で打設した状態になる。

したがって、排水補強杭工法の施工機械としては、小口径の杭を砂地盤中に効率よく多数施工できることが最低条件となるが、今回、排水補強杭の施工法を開発する上での基本方針としては、以下に示す項目を設定した。

- (1) 施工機械のベースマシンとしては、現在使用されている機械を可能な限り用いる。
- (2) 既設構造物の直下の改良ができるように斜杭の打設ができる。
- (3) 同時に多連の小口径の排水補強杭の打設ができる。
- (4) 低振動・低騒音である。

以上のような条件を全て満足するような施工機械は、現時点では皆無であろう。しかし、少し改良すれば適用可能となるような機械は、数種類考えられ、現在その検討を進めているので、その報告は次年度以降にしたいと考えている。

5. 全体のまとめ

本年度の研究成果をまとめると以下ようになる。

(1) 棒状補強材の基本原理と補強効果

補強材による補強効果を、土が排水単純せん断するものと仮定して、せん断に伴う補強材の伸びひずみを以下に示す2つの条件下で検討した。

① 小ひずみで要素内にすべり面が生じない場合

② 大ひずみで要素内にすべり面が生じる場合

①の場合、せん断に伴い体積変化がなく、補強材と土との摩擦が十分大きく相互にずれが生じない場合には、補強材に生じる引張り力 t_R は、

$$\begin{aligned} t_R &= n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \epsilon_r \\ \epsilon_r &= (1 - \cos \theta) / \cos \theta \\ &\approx \theta^2 / 2 \end{aligned}$$

で表わされる。

実際には、せん断に伴い間隙水圧が発生して摩擦抵抗が低下するので、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。そこで、このような場合を含めて、補強材とせん断ひずみとの関係をここでは、以下のように表わした。

$$\epsilon_r = \alpha \cdot \theta^2 / 2$$

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。完全に拘束されたときは、 $\alpha = 1$ 、拘束がない場合は、 $\alpha = 0$ である。

(2) 小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験結果の再検討

昨年の検討では、補強杭挿入による補強効果は、補強の程度を表わすパラメータ $n \cdot E_r A_r / A_s$ で、統一的に表わされるとしていた。しかし、この関係は、本実験条件下の範囲のみで、適用できるものであったが、種々の要因に支配される定着係数 α を考慮に入れたパラメータ $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いれば、他の条件下にも適用可能であると考えられる。しかし、現状では、定着係数 α が精度よく求まっておらず、このパラメータと強度増加率との関係においてばらつきはやや少なくなっている程度ではあるが、結果の有用性は高められたと考えている。

(3) 小杭を挿入した浅間山砂の非排水繰返しねじりせん断試験

模型振動台実験に使用している浅間山砂を用いて、豊浦砂の場合と同様の方法で繰返しねじりせん断試験を実施した。補強杭挿入によるせん断強度の増加率は、豊浦砂の場合よりやや小さく、補強効果は、砂の種類にかなり影響されるものと想定される。

(4) グリセリン溶液を用いた浅間山砂の模型振動台実験

昨年度の実験では、水を用いて模型振動台実験を実施したのに対して今年度はグリセリン80%溶液を用いて実験を行った。グリセリンの80%溶液を用いることによって、浅間山砂の透水係数は水中における透水係数の約100分の1になる。したがって、排水距離は、10倍程度になるので、模型の相似率が約

50分の1程度であるから、実際には、5 m程度を問題にしていることになる。

このような実験条件で行った結果、せん断応力比が小さいレベルでは、排水機能のある補強杭が最も効果的であるが、排水機能のある2つの補強杭である排水杭と排水補強杭には明確な差は認められなかった。しかし、せん断応力比が、0.15を越えるレベルでは、補強杭と排水補強杭の場合、過剰間隙水圧の上昇速度がかなり抑制されるのに対して、排水杭では無処理と同じような傾向になっていた。

(5) 排水補強杭の設計法の考察

本共同研究で対象とする掘割道路や盛土を対象とした場合、例えば掘割道路に対しては液状化に伴う浮き上がりを防止するとか盛土のすべり・沈下を防止するという目的は他の工法となんら変わることはない。

したがって、用いるべき設計法も大要は、他のものと変わることはないので、ここではその骨格を検討した。

5.9 今後の課題および次年度研究計画

5.9.1 今後の課題

今後の課題としては、以下のことが考えられる。

- (1) 種々の要因に影響される定着係数 α の理論的あるいは実験的な把握
- (2) 排水補強杭工法の実用的設計法の確立
- (3) 既設の構造物の耐震対策として用いる場合の迅速かつ経済的に排水補強杭を構築できる新しい施工法の開発
- (4) 排水補強杭を打設した複合地盤の耐震性を原位置で評価する方法の開発

5.9.2 次年度研究計画

次年度の研究としては、以下の項目を計画している。

- (1) 大型ねじりせん断試験機および大型2方向単純せん断試験機を用いて定着係数 α を精度よく定量化すると共に、理論的並びに解析的な検討を加える。
- (2) 大型2方向単純せん断試験機を用いて、補強杭を斜め打設した場合の補強効果を定量化する。
- (3) 大型実験土槽（土木研究所所有）を用いて実施工程を考慮した模型振動台実験
- (4) 排水補強杭の迅速かつ経済的な打設機械およびその施工法の検討
- (5) 設計法の確立と検証

参 考 文 献

- 1) Donald, H. Gray and Ohashi, H.: Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand, ASCE, vol. 109, No. 3, pp. 335~353, 1983
- 2) L. J. Waldron: The shear resistance of root-permeated homogeneous and

stratified soil, Soil Science Society of America Journal, vol.41, 1977

- 3) 古賀泰之, 谷口栄一他: 小杭を挿入した豊浦砂のねじりせん断液状化強度, 第21回土質工学研究発表会, pp.599~602, 1986
- 4) 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1), pp.260~269, 1987
- 5) Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M.: Cyclic Undrained Triaxial and Torsional Shear Strength of Sands for Different Sample Preparation Methods, Soils and Foundations, vol.26, No.3, 1986
- 6) 大原資生, 山本哲朗: 液状化対策としてのグラベルドレーン工法に関する一考察, 土と基礎, vol.131, pp.29~34, 1983

6. 改良地盤の改良効果評価法について

6.1 概 説

本研究で対象とする地盤改良は、対象とする土構造物の地震時安定を確保するために行うものであるから、改良地盤についてそのような効果があるということを直接確認することが最も望ましいことは言うまでもない。しかし、本研究で研究を実施している地盤改良は、その改良原理において次の二つに大別できる。

- (1) 地震時に強度が不足する、特に液状化する地盤局所の地震時強度を高めて土構造物の地震時安定を保持するもの……締固め工法、地盤全体を固化処理する工法等
- (2) 地震時に強度が不足する地盤全体の地震時強度増加を直接ねらうものではなく、地盤局所の地震時強度はそのまま、地盤改良による他の諸機能により土構造物の地震時安定を保持するもの。
 - ① 地盤改良による地震時荷重軽減に期待するもの……固化処理を格子状に行う工法、補強杭工法等
 - ② 地盤改良により地震時の強度低下を抑止するもの……ドレーン工法等
 - ③ 地盤改良により地震時の地盤強度低下の影響を抑止するもの……固化処理を格子状に行う工法等これらに関して、改良効果を評価する手法は次のように考えられる。

(1)に属するものでは、改良対象地盤全体の強度が平均的に向上するものであるから（その中で強度増加の不均一は当然あるが）、直接的に改良地盤の動的強度を測定すればよい。直接的という意味は、必ずしも原位置でということに限るわけではなく、改良した地盤からのサンプリング試料について室内試験を行うこともありうる。

この場合にも、次に述べる(2)と同じく、改良程度・範囲が十分かどうかは、対象とする土構造物の規模や設計地震動等に依存し、この判断は用いる設計法によることになる。

(2)に属するものにおいては、地盤改良部に接した非改良地盤部の強度を調査することは何ら有用ではない。①,②,③それぞれの原理にしたがって、それぞれの原理が発揮されることを確認することができればよい。しかし、どの原理においても、実際に中規模以上の実地震動あるいはそれに相当する振動を受けなければ効果の有無を判定するのは現時点では難しい。これに代る方法としては、設計手法の合理性が確認されているという前提で設計通りの改良が質・範囲ともに十分に施工されていることを確認する品質管理による方法が妥当と考えられる。

以下に、各工法別に、現在用いられている評価法及びその問題点の概略、ならびに今後用いられる可能性のある方法に関する最近の動向や課題を述べる。

(土木研究所)

6.2 各 論

6.2.1 締固め工法

締固め工法に属する代表的な工法はサンドコンパクションパイル工法である。サンドコンパクション

パイル工法は施工実績も多く、施工管理の面からはかなり完成度の高い工法といえる。施工管理項目としては、造成杭の仕上り長、仕上り径、連続性、造成過程などであるが、これらは深度計や砂面計の時間変化、バケットによる砂の投入回数等を記録する方法で管理されている。

液状化対策とした場合の締固め地盤の品質管理は、杭間で実施される標準貫入試験より得られるN値で行われるのが通常である。

また、近年、ケーシング先端に地盤の状況を把握するためのコーンテスターや油圧センサーといったセンサー装置を取り付け、造成過程でセンサーから得られる情報をフィードバックして施工することにより、所定のN値を満足させるような施工機・施工法の開発も行われている。

上述したように、締固め地盤の原位置液状化強度はN値から評価されており、具体的には、道路橋示方書の方法などが用いられている。しかしながら、締固めた地盤に対して道路橋示方書の方法などがそのまま使えるかについては不明な点もある。例えば、N値の増加をそのまま密度の増加と考えてよいかという点である。締固め地盤では、静止土圧係数 K_0 が増加するという報告もなされており¹⁾このような場合には、 K_0 の増加および密度の増加の相乗効果としてN値が増加しているとも考えられる。締固め地盤の原位置液状化強度の評価方法を考える場合、このような点を明らかにすることは、重要と思われる。そこで、上記の点を明らかにするための基礎的なデータを得ることを目的として、次年度に圧力土槽を用いた室内貫入試験の実施を計画している。

6.2.2 グラベルドレーン工法

グラベルドレーンの施工管理において特に問題となるのはグラベルパイル部であろう。グラベルパイル部施工時の施工管理項目としては、グラベルパイルの仕上り長、仕上り径、連続性などであるが、これらは深度計や砕石面計の時間変化、砕石投入量等を記録する方法で管理されている。

造成されたグラベルパイルの品質管理において、透水能力を表わす特性値を定め、その値を用いて直接評価することは困難である。あえて代用特性値を上げるとすると、仕上り長と仕上り径になると思われる。また、バイブロハンマー等を用いてパイル周辺で過剰間隙水圧を発生させ、その消散過程を測定することにより、原地盤より排水性が向上していることを確認している例²⁾あるいはその測定結果を用いて、地盤の透水係数 k あるいは圧密係数 C_v を解析的に推定し設計時のものと比較している例³⁾もあるが、解析手法や経済性の点から問題点も多い。

グラベルパイル自体の品質ではないが、グラベルドレーン工法では極力原地盤を緩めないように施工する必要があり、その確認のため、パイル近傍で標準貫入試験を実施し、施工前のN値と比較することもある。

(間 組)

6.2.3 深層混合処理工法

(1) 改良地盤の品質管理方法

深層混合処理工法による改良地盤の品質を確認し、改良効果を判断するための最も一般的な方法は、

工事終了後に実施するチェックボーリングによる方法である⁴⁾

チェックボーリングにより確認される項目は、一軸圧縮試験結果をもとに、

- ① 改良土の強度 (q_u 値)
- ② 改良土の均一性 (q_u のバラツキ)

で評価することが多いが、必要に応じて採取したコアの観察、採取率、含水比・密度分布などで評価することも行われている。その他、施工条件によっては定着性、ラップ性についても調査・評価が行われる。

チェックボーリング以外の品質管理方法としては、掘り起こしによる調査や動態調査がある。

掘り起こし調査の目的は以下の通りである。

- ・実物大の一軸圧縮強さの確認
- ・目視によるラップ性の確認
- ・強度の異方性の確認（水平方向からのサンプリング）
- ・出来形の確認

また、動態調査は本工事施工後の改良体の動きを計測し、改良体の設計条件の確認データとして活用するものである。

しかし、これらの品質管理方法は、試験工事での調査や設計条件の確認データとして特殊な目的のために実施されることが多く、一般的な品質管理には現在もっぱらチェックボーリングが多用されている。

ところで、従来のチェックボーリングによる一軸圧縮試験以外の手法を品質管理に役立てようとする試みもいくつか見られる。すなわち、P・S 検層⁵⁾や ST 法、浅層反射法⁶⁾、板たたき法⁷⁾などによる弾性波探査法で v_s あるいは V_p と q_u を結びつけたり、コーンの回転・貫入抵抗と q_u を結びつけたり⁸⁾、さらに RI 測定により密度や含水比の値を深度方向の連続的な改良度の判定に利用しようとする試み⁹⁾などがある。しかし、これらはいずれもまだ確立された手法とは言い難く、データの集積とともに今後の成果が期待されるものである。

(2) 改良地盤の動的特性の原位置評価法

深層混合工法による砂地盤の液状化防止を目的とした地盤改良が現時点では皆無なことから、液状化防止効果確認のために原位置試験を実施した例は見当たらない。

一方、粘性土地盤の改良に深層混合処理工法を適用した例は多いが、改良地盤の動的特性を評価するために原位置で各種の調査（地震観測）を実施した例は、過去 2 例に留まっている¹⁰⁾

これらの事例では、地中地震計（加速度計）を設置して地震観測を行ったり、現地での PS 検層、起振実験により改良地盤の伝達特性や動的特性の把握を行っているが、費用や期間が膨大となること、また、動的設計法へフィードバックする手法が確立されていないことから、一般的な評価方法として定着していないのが現状である。

（大 林 組）

6.2.4 排水補強杭工法

排水補強杭工法の場合、その基本的な原理は、地震によって過剰間隙水圧が上昇してきても、補強材周辺の排水機能によって、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、補強材と土との間の摩擦抵抗を低下させないことにある。

したがって、改良地盤の品質管理もこの点に注意を要することになろう。そこで、通常の現場施工における品質管理項目としては、

- ① グラベルドレーン工法と同じように、芯材の周辺の排水材の透水性
- ② 補強材の引き抜き抵抗

の2項目程度を行うことになろう。

また、排水補強杭工法による改良地盤全体の耐震性については、原位置試験から評価することは現状では困難であろう。

仮りに、群状に多数打設された排水補強杭工法の改良地盤全体に対して、平均的な地盤の剛性が増加して耐震性が増大しているならば、地盤の平均的なS波速度を測定して改良地盤全体の耐震性を評価できるかもしれないが、この点に関しても今後の課題として考えている。

(東急建設)

6.3 ま と め

改良地盤の改良効果評価法として、現時点で以下のものが考えられる。

(1) 締固め工法

基本的にはN値等による原位置調査法が有効と考えられるが、貫入抵抗の増加と改良地盤の強度との関係については、今後検討の余地がある。

(2) グラベルドレーン工法

グラベルドレーンの機能である透水能力を周辺地盤との関係で現地で求めることは大規模・特殊な現地振動実験等を除いて一般には困難である。そのため、グラベル部施工時の施工管理を行うことにより設計通りの仕様であることを確認するのが現実的である。

(3) 深層混合処理工法

本工法を耐震改良として用いる方法は未だ確立しておらずいくつかの方法が考えられる。それらの方法に応じて評価法が異なったものとなるであろう。

例えば、地盤全体をブロック状に一樣に改良する場合、固化剤で混合処理された地盤の力学特性を貫入試験等で調査することが考えられる。一方、本研究で重点を置いている方法として、地盤中に部分的に改良壁体を作り地盤振動の拘束ないしは地盤流動の拘束をはかる方法においては、改良壁体が設計通りに出来ていることを確認する品質管理によることになる。このためには、通常、チェックボーリングが用いられる。

(4) 排水補強杭工法

本工法においては、補強材の引張剛性及び周面摩擦が重要な役割を占める。周面摩擦のためには引抜

き試験を行うことが考えられる。

(土木研究所)

参 考 文 献

- 1) 木村 保, 塩田啓介, 三沢久詩, 川鍋 修: コンパクションパイル打設地盤の K_0 値について(その2), 第22回土質工学研究発表会講演集, pp.1795~1796, 1987
- 2) 例えば, 竹原有二, 田中靖雄, 大平正勝: 碎石ドレーンパイル打設地盤の原位置液状化試験, 第35回土木学会年次学術講演会講演集, 第3部, pp.263~264, 1980
- 3) 斎藤 彰, 大野義郎, 持丸知也, 吉国 映, 長山秀昭, 横山幸満: 碎石ドレーン工法の液状化対策効果に関する実験的研究, 日本鋼管技報, No.92, pp.66~78, 1982
- 4) 「CDM・設計と施工マニュアル」CDM研究会
- 5) 長谷川他, 「深層混合処理工法の改良効果に関する調査結果」, 第39回土木学会年次学術講演会概術講演会概要集 pp.299~300, 1984
- 6) 遠藤他, 「弾性波探査法による深層混合処理地盤の改良効果判定」, 土と基礎 Vol.35, No.5, pp.15~20, 1987. 5.
- 7) 喜田他, 「弾性波試験による安定処理土の強度測定」, 大林組技術研究所報No.25 pp.90~94, 1982
- 8) 塚田他, 「回転・貫入法による安定処理土の強度判定」, 第22回土質工学研究発表会概要集, pp.105~106, 1987
- 9) 金子他, 「粉体噴射攪拌工法(DJM)におけるRIを用いた軟弱地盤の改良精度の判定について」第21回土質工学研究発表会概要集, pp.2007~2008, 1986
- 10) 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1)」, pp.114~116, 1987

7. 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なものである。

7.1 締固め・排水工法グループの研究成果

- (1) グラベルパイルの排水効果を確認する目的で模型振動実験を実施するとともに、新たに開発した解析プログラムを用いてその実験結果に対するシミュレーションを行った結果、本解析プログラムの妥当性が確認できた。
- (2) グラベルパイルの有限の透水性（ウェルレジスタンス）を考慮した上記プログラムを用いて、水平地盤に対するグラベルパイルの設計図表を作成した。
- (3) 掘割道路にグラベルドレーン工法を適用した場合の効果について、模型振動実験および有限要素解析により検討し、掘割道路やグラベルドレーンの諸元と掘割道路の地震時浮上り安全率との関係について知見を得た。
- (4) グラベルドレーンの設計に用いる地震動パラメータとして、等価繰返し回数・等価継続時間について多数の地震動記録を用いて統計的に調べた。

7.2 固化工法グループの研究成果

- (1) 固化工法を格子状改良型式で用いる場合の地盤液状化防止効果、および盛土や掘割道路の液状化被害防止効果について模型振動実験により調べ、その対策原理を把握するとともに基礎データを得た。
- (2) 水平地盤に格子状改良を施すことによる液状化防止効果について、3次元動的応答解析により調べ、格子寸法と地震時せん断応力低減効果の関係を明らかにした。
- (3) 固化工法により改良された砂質土の一軸圧縮強度試験を実施した結果、粘性土改良土と同程度の強度が得られることがわかった。
- (4) 固化工法を砂質土地盤に適用するに当たっての施工上の問題点のうち、施工可能な地盤のN値の大きさ、経済性、ラップ施工の信頼性等について、既往資料を用いて予備検討を行った結果、本工法を砂地盤液状化防止対策工法として実用化できる見込みが高いことを明らかにした。

7.3 排水補強杭工法グループの研究成果

- (1) 排水補強杭の引張補強材としての効果原理について、前年度に提案した理論の改良を行うとともに、前年度実施した非排水繰返しねじりせん断試験結果を上記理論によって再検討した。
- (2) 前年度は豊浦標準砂を用いて小杭挿入による補強効果に関する非排水繰返しねじりせん断試験を行ったが、今年度は模型振動実験に用いる浅間山砂について同様の試験を実施し、砂の種類によっても小杭の補強効果が異なることが認められた。
- (3) 排水補強杭の排水材および補強材としての効果を調べるために、浅間山砂とグリセリン溶液で作成

した飽和砂地盤の模型振動実験を行った。その結果、排水杭、補強杭および排水補強杭を挿入した地盤は無処理地盤に比べて液状化強度が高くなることが確かめられたが、それら相互の効果の違いについては必ずしも明確ではなかった。

- (4) 排水補強杭の設計法について検討し、その骨子を示した。

(土木研究所)

